

Maestría en Ingeniería Civil

Desarrollo de la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica en zonas lacustres, aluviales, costeras y de montaña en el territorio colombiano

Luis Felipe Carrillo Támara

Bogotá, D.C., 17 de septiembre de 2019

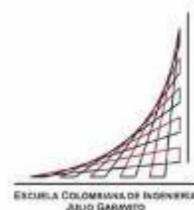


Desarrollo de la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica en zonas lacustres, aluviales, costeras y de montaña en el territorio colombiano

Tesis para optar al título de magister en Ingeniería Civil, con énfasis en Geotécnica

Marcela Salcedo Quijano
Ingeniera Civil
Directora

Bogotá, D.C, 17 de septiembre de 2019



La tesis de maestría titulada “Desarrollo de la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica en zonas lacustres, aluviales, costeras y de montaña en el territorio colombiano”, presentada por el Ingeniero Civil Luis Felipe Carrillo Támara, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotécnia.

Directora de la tesis
Marcela Salcedo Quijano

Jurado
Lina Ximena Garzón

Jurado
Edgard Robert Barbosa Cruz

Bogotá, D.C., _____ de _____ de 2019

La tesis de maestría titulada "Desarrollo de la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica en zonas lacustres, aluviales, costeras y de montaña en el territorio colombiano", presentada por el Ingeniero Civil Luis Felipe Carrillo Támara, cumple con los requisitos establecidos para optar al título de Magíster en Ingeniería Civil con énfasis en Geotécnia.



Directora de la tesis
Marcela Salcedo Quijano

Jurado
Lina Ximena Garzón

Jurado
Edgard Robert Barbosa Cruz

Bogotá, D.C., _____ de _____ de 2019

Dedicatoria

A Dios, a mi dulce compañera y a los tres soles Emmanuel, Luis y Felipe, que iluminan y dan fuerza a mí existir logrando la mejor expresión de lo que puedo ser como persona, profesional y ser humano.

Luis Felipe Carrillo

Agradecimientos

El autor expresa sus agradecimientos a:

Ingeniería Civil Marcela Salcedo Quijano, por su paciencia y orientación para poder elaborar este trabajo tan importante en mi vida profesional.

Dr. Germán Ricardo Santos Granados.

Resumen

El presente documento consiste en la presentación de las metodologías existentes en la actualidad para el análisis de cimentaciones para torres de interconexión (transmisión) eléctrica auto soportadas y, con base en estas, se establece un método económico para el desarrollo de este tipo de análisis.

La importancia del presente estudio reside en que, pese a la diferencia con los análisis tradicionales, dada la presencia de tracciones en la cimentación, y con las exploraciones realizadas en la actualidad, no existe un protocolo que integre estos, puesto que la normatividad existente en Colombia para análisis de suelos (NSR -10 en su título H y el Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico –RAS en el título G) no considera este tipo de estructuras.

Finalmente se presenta al lector la metodología de análisis acorde a los tipos de suelo requeridas para este tipo de estructuras.

Abstract

This document consists of the presentation of the existing methodologies for the analysis of foundations for self-supporting electrical interconnection (transmission) towers. Based on these establish an economic method for the development of this type of analysis.

The importance lies in the difference with the traditional analyzes given the presence of traction in the foundation and in the explorations carried out at present, since there is no appropriate protocol that integrates these and the existing regulations in Colombia for soil analysis are the NSR -10 in its title H and the Technical Regulation of the Potable Water and Basic Sanitation Sector –RAS in title G, without these considering these types of structures.

Finally, the analysis methodology is presented to the reader according to the types of soil required for analysis.

Índice general

	Página
Introducción.....	16
1. Problema de investigación	17
2. Objetivos	17
2.1. Objetivo general	17
2.2. Objetivos específicos	17
3. Justificación	18
4. Marco teórico	18
4.1. Antecedentes.....	18
4.2. Marco contextual	20
4.2.1. Tipos de torres según su función en la red de transmisión	20
4.2.2. Componentes de una torre de transmisión que genera cargas.....	23
4.2.3. Determinación de parámetros de suelo.....	27
4.2.4. Diseño de cimentaciones superficiales	47
4.2.5. Cálculo de los asentamientos superficiales	61
4.2.6. Momentos en las cimentaciones	65
4.2.7. Métodos de diseño tradicionales para análisis de levantamientos	69
4.2.8. Pilas pre excavadas	81
4.2.9. Pilotes.....	108
4.2.10. Métodos de análisis estáticos	109
4.2.11. Anclajes	116
5. Diseño con los métodos de propuestos.....	129
5.1. Tablas con parámetros de suelos a analizar	130
5.2. Análisis de resultados de la metodología propuesta.....	137
5.3. Análisis con software comparativo.....	156
5.3.1. Resultados con geo structure (Spread Footing)	156
5.3.2. Resultados con Phase 2.....	161
5.3.3. Resultados Settle 3D	170
5.4. Análisis de información	179
5.4.1. Proyecto Guavio	179
5.4.2. Proyecto Soacha.....	179
5.4.3. Proyecto pre - diseño de líneas tramo Kitios – La Virginia	180

Conclusiones y recomendaciones 182
Bibliografía 184

Índice de Tablas

Tabla 1. Propiedades índices de suelos.....	27
Tabla 2. Calidad de la masa de roca.....	35
Tabla 3. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales.....	37
Tabla 4. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales.....	37
Tabla 5. Clasificación de según resistencia de las rocas al ensayo de compresión simple de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.	39
Tabla 6. Estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca, según Hoek et al., 1994. Los parámetros entre paréntesis son aproximados.	46
Tabla 7. Ángulos de fricción de algunas rocas.....	46
Tabla 8. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas	47
Tabla 1. Correlaciones para determinación modulo elasticidad de Young a partir del ensayo de penetración estándar. Donde N debe estar corregido por energía y confinamiento previamente.....	54
Tabla 10. Correlaciones para determinación relación de Poisson.	58
Tabla 2. Correlaciones para determinación del índice de compresión.....	63
Tabla 3. Coeficientes de esfuerzo del suelo horizontal para carga drenada (K).....	74
Tabla 13. Parámetros fundamentales para los cimientos.....	78
Tabla 4. Valores interpolados de Nq *.con base en la teoría de Mayerhof.....	109
Tabla 5. Ángulos de fricción zona interacción suelo estructura.....	110
Tabla 6. Determinación del coeficiente de presión de tierras.	110
Tabla 7. Constante de módulo de reacción horizontal del suelo.	114
Tabla 8. Valores de A y B para pilotes cargados lateralmente.....	115
Tabla 9. Resistencia de algunos tipos de roca.....	119
Tabla 10. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras. .	120
Tabla 11. Longitudes de desarrollo l_d especificadas en el artículo 12.2.2 de la ACI 312.	121

Tabla 12. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras. .	121
Tabla 13. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras. .	124
Tabla 14. Resumen de los tipos de anclaje con lechadas y los suelos a los cuales pueden ser aplicados.	125
Tabla 15. Parámetros de suelos aluvial 100	130
Tabla 16. Parámetros de suelos aluvial 100 y costero.	131
Tabla 17. Parámetros de suelos lacustres	132
Tabla 18. Parámetros de suelos lacustres	133
Tabla 19. Parámetros de suelos piedemonte.....	134
Tabla 20. Parámetros de suelos piedemonte.....	135
Tabla 21. Parámetros de suelos depósito de ladera.....	136
Tabla 22. Parámetros de suelos depósito de ladera.....	137
Tabla 23. Resultado cimientos para el perfil 1, costero	139
Tabla 24. Resultado cimientos para el perfil 2, aluvial.....	140
Tabla 25. Resultado cimientos para el perfil 3, aluvial.....	141
Tabla 26. Resultado cimientos para el perfil 4, aluvial.....	141
Tabla 27. Resultado cimientos para el perfil 1, lacustre	142
Tabla 28. Resultado cimientos para el perfil 2, lacustre	143
Tabla 29. Resultado cimientos para el perfil 3, lacustre	144
Tabla 30. Resultado cimientos para el perfil 4, lacustre	145
Tabla 31. Resultado cimientos para el perfil 1, piedemonte	146
Tabla 32. Resultado cimientos para el perfil 2, piedemonte	147
Tabla 33. Resultado cimientos para el perfil 3, piedemonte	148
Tabla 34. Resultado cimientos para el perfil 4, piedemonte	149
Tabla 35. Resultado cimientos para el perfil 1, depósito de ladera	150
Tabla 36. Resultado cimientos para el perfil 2, depósito de ladera	151
Tabla 37. Resultado cimientos para el perfil 3, depósito de ladera	152
Tabla 38. Resultado cimientos para el perfil 4, depósito de ladera	153
Tabla 39. Resultado cimientos para los depósitos aluviales analizados - costeros.....	157
Tabla 40. Resultado cimientos para los depósitos lacustres analizados	158
Tabla 41. Resultado cimientos para los depósitos piedemonte analizados.....	159
Tabla 42. Resultado cimientos para los depósitos de ladera analizados.....	160
Tabla 43. Resultado cimientos para los depósitos de ladera analizados.....	161

Tabla 44. Resultado cimientos para los depósitos de ladera analizados.....	171
--	-----

Índice de figuras

	Página
Figura 1. Torre de retención	22
Figura 2. Torre terminal	22
Figura 3. Torre angular.	23
Figura 4. Torre rompe tramos.....	23
Figura 5. Tipos de veleta	33
Figura 6. Esquema del ensayo de compresión simple	38
Figura 7. Esquema del ensayo de carga puntual mediante la prensa Franklin.	41
Figura 8. Esquema del ensayo de flexión	41
Figura 9. Criterio de rotura Mohr-Coulomb	44
Figura 10. Comparación criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr –Coulomb para $0 < \sigma_3 < \sigma_3^{\max}$	45
Figura 11. Descripción de falla general.....	48
Figura 12. Inclinación y excentricidad de la Carga	50
Figura 13. Gráfica esfuerzo deformación	57
Figura 14. Cimentación sometida a fuerza axial, cortante y momentos de flexión.	66
Figura 15. Distribución de los esfuerzos bajo el cimiento en una dirección.....	66
Figura 16. Gráfico A.....	68
Figura 17. Gráfico B.....	69
Figura 18. Variaciones constructivas de cimientos superficiales.....	70
Figura 19. Falla en el levantamiento de cimentación superficial para un modelo cilíndrico	71
Figura 20. Modelos típicos de capacidad de soporte al levantamiento.....	71
Figura 21. Resistencia al levantamiento de la cimentación.	71
Figura 22. Método del cono de arena.....	77
Figura 23. Método de la superficie de corte.....	79
Figura 24. Método de Mayerhof y Adam	79
Figura 25. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento.....	81
Figura 26. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento.....	83
Figura 27. Modelo de eje taladrado de cono cilíndrico para cargas de levantamiento	87

Figura 28. Análisis de compresión en pilas pre excavadas.	92
Figura 29 Términos de capacidad para cargas a compresión.....	99
Figura 30. Diagrama de cuerpo libre	100
Figura 31. Fuerzas actuantes en la base de una pila	102
Figura 32. Fuerzas actuantes en la base de una pila	103
Figura 33. Presión lateral máxima para un perfil de subsuelo de varias capas. método de Hansen.....	104
Figura 34. Localización y dirección de la fuerza activa de Rankine.	106
Figura 35. Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine.	107
Figura 36. Anclajes con lechada.....	119
Figura 37. Anclaje típico de gran diámetro en lechada.....	122
Figura 38. Metodología de trabajo.....	129
Figura 39. Perfiles aluviales, evaluación arrancamiento.....	154
Figura 40. Perfiles aluviales, evaluación arrancamiento.....	155
Figura 41. Perfiles de suelo lacustre, evaluación arrancamiento	155
Figura 42. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 1, evaluación deformaciones.....	162
Figura 43. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 2, evaluación deformaciones.....	163
Figura 44. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 3, evaluación deformaciones.....	163
Figura 45. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 4, evaluación deformaciones.....	164
Figura 46. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 1, evaluación deformaciones	164
Figura 47. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 2, evaluación deformaciones	165
Figura 48. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 3, evaluación deformaciones	165
Figura 49. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 4, evaluación deformaciones	166
Figura 50. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 1, evaluación deformaciones	166
Figura 51. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 2, evaluación deformaciones....	167
Figura 52. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 3, evaluación deformaciones	167
Figura 53. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 4, evaluación deformaciones....	168
Figura 54. Deformaciones de suelo ladera, perfil 1, evaluación deformaciones.....	168
Figura 55. Deformaciones de suelo ladera, perfil 2, evaluación deformaciones.....	169
Figura 56. Deformaciones de suelo ladera, perfil 3, evaluación deformaciones.....	169
Figura 57. Deformaciones de suelo ladera, perfil 4, evaluación deformaciones.....	170
Figura 58. Deformaciones depósito aluvial 1, evaluación deformaciones.	171
Figura 59. Deformaciones depósito aluvial 2, evaluación deformaciones.	172

Figura 60. Deformaciones depósito aluvial, perfil 3, evaluación deformaciones.....	172
Figura 61. Deformaciones depósito aluvial, perfil 4, evaluación deformaciones.....	173
Figura 62. Deformaciones depósito lacustre, perfil 1, evaluación deformaciones.	173
Figura 63. Deformaciones depósito lacustre, perfil 2, evaluación deformaciones.	174
Figura 64. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 3, evaluación deformaciones.	174
Figura 65. Deformaciones depósito lacustre, perfil 4, evaluación deformaciones.	175
Figura 66. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 1, evaluación deformaciones. ...	175
Figura 67. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 2, evaluación deformaciones. ...	176
Figura 68. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 3, evaluación deformaciones. ...	176
Figura 69. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 4, evaluación deformaciones. ...	176
Figura 70. Deformaciones depósito de ladera, perfil 1, evaluación deformaciones.....	177
Figura 71. Deformaciones depósito de ladera, perfil 2, evaluación deformaciones.....	177
Figura 72. Deformaciones depósito de ladera, perfil 3, evaluación deformaciones.....	178
Figura 73. Deformaciones depósito de ladera, perfil 4, evaluación deformaciones y cuadro comparativo de deformaciones metodos analizados.	178

Índice de anexos

ANEXO 1: Análisis de Parámetros método propuesto

ANEXO 2: Análisis con Software Propuestos

ANEXO 3: Estudios consultados

ANEXO 4: Manual con la Metodología de Diseño de Cimentaciones para Torres de Interconexión Eléctrica.

Glosario

Torre de transmisión: Estructura que puede ser metálica, empleada para izar los cables en el proceso de conducción de la energía eléctrica.

Fuerza de arrancamiento: Solicitaciones ejercidas por los cables de transmisión eléctrica que es transmitida a la cimentación que produce levantamiento de esta.

Cimentación: Estructura que transmite las cargas o solicitaciones estructurales al suelo, sin que se generen deformaciones en el suelo de apoyo.

Introducción

La transmisión de la energía en Colombia requiere del empleo de estructuras estables con las cuales izar los cables que sirven de conductores, con el fin de que esta llegue a las estaciones y subestaciones eléctricas, y sea distribuida al usuario final. Dichas estructuras están sometidas a solicitaciones específicas, entre las cuales se destacan las de arrancamiento o levantamiento, por esto es importante que los profesionales de ingeniería comprendan las metodologías que puede emplear para su análisis, al igual que los parámetros de suelo mínimos que requieren.

Es importante aclarar que este documento no pretende establecer un catálogo de laboratorio para obtención de parámetros, sino la metodología de análisis necesaria para implementar el diseño de cimientos para estructuras de distribución eléctrica, de acuerdo con los diferentes tipos de depósitos de suelo que se pueden encontrar en el territorio colombiano.

El objetivo final es la presentación de una guía metodológica para el análisis de cimentaciones de torres de transmisión sometidas a compresión, momentos y tracciones. La finalidad es generar un manual que permita al lector efectuar los procedimientos para el diseño de torres de transmisión (Interconexión) de alta tensión. La presente tesis incluye en sus anexos: Métodos de análisis propuestos (Anexo1), Análisis con software propuestos (Anexo 2), Estudios de consulta para revisión de metodologías empleadas (Anexo 3) y Manual con la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica (Anexo 4).

1. Problema de investigación

En los diferentes documentos observados, no hay un análisis o manual metodológico de análisis para el diseño de cimentaciones para torres de retención y suspensión de interconexión eléctrica, por ello es muy importante desarrollar una metodología dirigida a las empresas nacionales de interconexión y distribución eléctrica, máxime cuando este implica un porcentaje importante de los costos.

Este proyecto permite generar una reducción en el costo de la implementación de proyectos de interconexión eléctrica en Colombia, mostrándose como guía para estandarizar los procesos en las diferentes empresas que trabajan en este sector.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

Desarrollar un manual con la metodología de diseño de cimentaciones que incluya los aspectos preponderantes para el análisis, con los requisitos mínimos exigidos por las entidades para torres de interconexión eléctrica, que resulte en proyectos seguros, funcionales, construibles, con costos mínimos y ambientalmente viables.

2.2. Objetivos específicos

- Consultar las particularidades de las diferentes líneas de transmisión.
- Revisar los diferentes tipos de diseño existentes.
- Revisar las metodologías establecidas en Bowles, Braja DAS, *Desing and construction of driven piles foundation*, para los tipos de fundación empleados en la actualidad.
- Evaluar los parámetros considerados a nivel de suelos y roca, para el diseño geotécnico de las cimentaciones.
- Realizar análisis con el empleo de *software Geoestructural Análisis, phase 2, settle y Slide*.
- Desarrollar una metodología general de optimización y análisis de resultados.

3. Justificación

La elaboración y posible implementación de esta metodología es un aporte altamente útil para el gremio ingenieril en Colombia, debido a que resumirá unos lineamientos básicos y aportará directrices precisas para unificar la forma de realizar los análisis necesarios para el diseño de la cimentación de torres de transmisión eléctrica, lo que se verá reflejado en asertividad en procedimientos y optimización de recursos para el ejercicio profesional en el país.

Este proyecto incluye la revisión de la estructura y procedimientos seguidos por los profesionales que se desempeñan en el medio de la geotecnia con metodologías económicas y funcionales.

Los beneficiarios del proyecto son todos los colombianos, ya que, de las buenas prácticas y procedimientos técnicos, se desprende la optimización de los recursos que proporciona el pueblo colombiano a través de sus contribuciones.

Es un proyecto bastante viable, toda vez que permite el empleo de pocos recursos y la generación de estrategias y procedimientos óptimos en el desarrollo de los proyectos geotécnicos.

4. Marco teórico

4.1. Antecedentes

Debido a que este proyecto está dirigido a comparar los procedimientos y tareas desarrolladas para el diseño de cimentaciones de torres auto soportadas de transmisión eléctrica de alta tensión, se centró el interés en consultar en primera instancia aquellos proyectos documentos que han tomado como referente este tipo de infraestructuras.

De igual forma, se revisó la diferente normatividad presente en Colombia, Al respecto se encontró que la norma sismo resistente se estipula solo para edificaciones. De igual forma en el artículo A.2.5, hace referencia a las edificaciones a considerar en la norma, pero no tiene en cuenta este tipo de estructuras, y en el título H solo habla de las cargas y alturas, no hace referencia a edificaciones a compresión y arrancamiento. Así mismo, tanto el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico (RAS), como el código de puentes y manual de diseño de cimentaciones superficiales y

profundas de INVIAS carecen de referencias a este tipo de estructuras. Por ello, los geotecnistas colombianos recurren a diferentes tipos de medios de consulta, sin las consideraciones totales para este tipo de análisis.

Con relación al análisis de cimentación para torres, se encuentran diferentes documentos, en los cuales están:

- “Cálculo de zapatas a arrancamiento”, por Weber (2016), quien evalúa la cimentación desde el arrancamiento de una zapata, mediante un método análisis bidimensional.
- “Cimentaciones profundas normalizadas con base en pilotes para torres de transmisión auto soportadas”, presentado por Muñoz Black y Guerrero Flores (1999), quienes evalúan los esfuerzos de tracción sobre pilotes para este tipo de torres, mediante un método de análisis bidimensional.
- “Diseño de torres de transmisión eléctrica”, por (Hernández & Morales, 2005), quienes revisan el tema de torres a partir del análisis de la súper estructura y cargas a las que están sometidas.
- En el capítulo 5 de “Normas y diseños de Telcel”, de México, Este documento presenta un análisis desde la perspectiva de cimentaciones tipo zapatas para de torres de comunicaciones son tipo zapatas, sin mayor análisis.
- En el documento “Evaluación y diseño estructural de una torre auto soportante para líneas de transmisión eléctrica” (Gamón & Albarracín, 2016), se evalúa la cimentación de la torre, se definen cargas y condiciones de periodos de vibración, y presenta en su página 39 un análisis descriptivo de algunas cimentaciones, sin entrar en métodos de análisis.
- El documento “Métodos alternativos para desarrollar cimentaciones para estructuras mono tubulares”, de (Maltez, 1998), analiza pilotes sometidos a corte y pilotes sometidos a fricción, al igual que su aplicación en este tipo de cimentaciones.
- La norma “ACI – 318 -05” (ACI Colombia, 2019), hace referencia, muy somera, a la cimentación de estructuras sin detenerse en particular en las torres auto soportantes.
- “El documento de la Comisión federal de electricidad mexicana (2012)” hace descripción de los diferentes tipos de cimentación que pueden ser empleadas, sin puntualizar metodologías de análisis y sin un estudio económico de viabilidad.

- El documento “Cimentaciones de torres auto soportadas”, de (Sacalxot, 2005), analiza cimentaciones superficiales y con empleo de pilotes, pero no realiza análisis de evaluación económicos.

En los documentos consultados para determinar el estado del arte, los análisis se realizan principalmente de forma bidimensional sobre estructuras de tipo mono bloque, sin presentar soluciones para estructuras auto portantes con varios apoyos.

4.2. Marco contextual

Las redes de distribución eléctrica son responsables de llevar al usuario final el flujo eléctrico, que permite el funcionamiento de maquinaria y equipo de consumo humano. La generación de energía eléctrica inicia con el proceso de captación de aguas empleando represas, estas producen energía potencial, que con reactores induce corriente eléctrica. Esta corriente se produce con alto amperaje y voltaje, por lo cual debe ser transmitida a estaciones y subestaciones eléctricas, las cuales, con el empleo de transformadores, reduce estos valores para su adecuada entrega al consumidor final. Una red de distribución eléctrica está conformada por subestaciones de distribución y torres de transmisión eléctrica. Las torres de transmisión eléctrica de alta tensión son las que conducen flujo mayor a 57.5 KV (Retie, 2015). Esta red sale de las estaciones de distribución en tensiones variables entre 132 y 256 Kv y llegan al usuario final en tensiones que oscilan entre 3 y 30 KV.

Para estudiar la cimentación a emplear en una torre de interconexión se debe tener en cuenta las cargas a las cuales estas están sometidas. Sin embargo, en la reglamentación nacional no se encuentra una normatividad específica para su evaluación.

4.2.1. Tipos de torres según su función en la red de transmisión

De acuerdo con la forma la que las torres asumen las cargas, estas pueden clasificarse como:

4.2.1.1. Torres de suspensión

Las torres de suspensión cumplen la función de mantener aéreos los cables de transmisión y de ser pasos intermedios, a fin de que las catenarias generadas por estos no superen las longitudes máximas. En estas torres, los conductores se encuentran en suspensión por las ménsulas mediante los aisladores de cadenas. Para su diseño se considera el peso de los conductores, la acción del viento sobre ellos y el peso de las torres.

4.2.1.2. Torres de retención

Las torres de retención (figura 1) se consideran de tres tipos:

- Torre Terminal: Son torres diseñadas para el inicio o final de una línea de transmisión eléctrica, estas deben soportar la tensión ejercida por los conductores ubicados de manera perpendicular a las ménsulas, razón por la cual es el tipo de torre más robusta (figura 2).

- Torre Angular: Son utilizadas cuando hay cambio de dirección en la línea, esta soporta la tensión de los conductores producida por el cambio de dirección (figura 3).

- Torres Rompe- tramos: Se emplean en líneas de transmisión para evitar la caída en cascada (como fichas de dominó) de las torres de suspensión y para facilitar el tendido de líneas rectas extensas. Se clasifican según la manera de soportar la tensión producida por los conductores en: Torres auto portantes y torres arriendadas (figura 4).

Las torres auto portantes son vigas incrustadas en el suelo que transmiten la tensión de los conductores a las cimentaciones. Estas estructuras pueden ser rígidas o flexibles, las primeras no sufren deformaciones en presencia de esfuerzos irregulares, son fabricadas en acero o en hormigón; y las flexibles son postes metálicos que sufren deformación en caso de estos esfuerzos. Las torres arriendadas, por su parte, son estructuras flexibles que transmiten los esfuerzos de los conductores a las cimentaciones (Design Manual,2009).

Es importante notar que, para considerar una metodología de análisis de cimentaciones para torres, previamente se deben conocer las características de los materiales que imponen las cargas actuantes para la torre.



Figura 1. Torre de retención

Fuente: autor



Figura 2. Torre terminal

Fuente: autor



Figura 3. Torre angular.

Fuente: autor



Figura 4. Torre rompe tramos

Fuente: autor

4.2.2. Componentes de una torre de transmisión que genera cargas

En el capítulo 2 del Anexo 1 “Manual con la metodología de diseño de cimentaciones para torres de interconexión eléctrica” pueden apreciarse especificaciones y definiciones ampliadas de los elementos aquí nombrados.

4.2.2.1. Aisladores

Los aisladores son elementos de las redes de transmisión que permiten que el flujo eléctrico pase por la torre sin tocarla, manteniendo aislado el conductor de la

tierra. En el capítulo 2 del manual, anexo 1, se pueden considerar varios tipos, así:

- Porcelánicos
- En fibra de vidrio
- Aisladores no cerámicos (también denominados poliméricos).

Los materiales aisladores más empleados en líneas de transmisión están formados por aislantes en suspensión. Estos se pueden emplear para cumplir su función:

- Cuerdas o campanas de polímeros
- Aisladores de clavijas
- Postes verticales y/o horizontales.

4.2.2.2. Conductores

Los conductores pueden:

- a. Conductores de aluminio reforzado en acero (ACSR).
- b. Grupo de cables de transmisión, conductores de aluminio reforzado con acero revestido de aluminio (ACSR/AW).
- c. Grupo de conductores de aluminio 1350 H19 (AAC).
- d. Grupo de conductores de aleación total – Aleación 6201 (AAAC-6201).
- e. Grupo de conductores en aluminio reforzada (ACAR).
- f. Grupo de conductores de aluminio reforzado con acero – Auto amortiguación (ACSR/SD).
- g. Grupo de conductores de aluminio reforzado con acero – Auto amortiguación (ACSR/SD).
- h. Grupo de conductores trapezoidales de hebra concéntrica de filamento tendido reforzado con acero (ACSR/TW).
- i. Grupo de conductores en aleación de aluminio reforzado con acero (AACSR).
- j. Grupo de conductores de aluminio de par trenzado (T2).

- k. Grupo de conductores de alta temperatura: Conductor de aluminio reforzado (ACCR), conductor de aluminio con núcleo compuesto (ACCCTM) y conductor de aluminio con soporte de acero (ACSS).

4.2.2.3. *Parámetros de viento*

Como parámetros de diseño para la estimación de las presiones de viento, se consideran los establecidos en el Título B del Reglamento colombiano de construcción sismo resistente (NSR-10), puesto que en el país no está implementada una normatividad exacta para este tipo de estructuras.

El viento es uno de los principales actuantes sobre las estructuras y sobre los conductores y aisladores. Por ello, es importante su incidencia en las sollicitaciones que aplican sobre la torre. Para los cálculos de carga de viento se debe considerar el título B de la NSR-10, capítulo B.6. Fuerzas de Viento. La norma establece en el artículo B.6.4 tres procedimientos para el sistema principal de resistencia a fuerzas de viento (SPRFV):

- Simplificado
- Analítico
- Túnel de viento

Los aisladores se consideran como revestimientos en las antenas, para estas cargas la NSR-10, en el artículo B.6.1.3.2, establece un esfuerzo neto de $0.4 \frac{kN}{m^2}$
 $= 0.041 \frac{ton}{m^2} \text{ Ton}/m^2 = 0.0580151 \frac{lb}{pulg^2}$.

Las torres de transmisión tienen alturas variables que superan los 18 metros, cuando transportan energía desde las centrales de generación a transformación. Al evaluar las disipaciones de esfuerzo de las teorías de Boussinesq, los métodos aproximados para cimientos corresponden a:

Cuadrados	Z_b	=	2* Ancho
Rectangulares	Z_b	=	3* Ancho
Circulares	Z_b	=	2* Diámetro

Al considerar que el empotramiento mínimo de un cimiento superficial, al examinar la altura de la placa de zapata de 0.50 metros, no debe ser inferior a - 1.50 metros. Adicionalmente las torres de transmisión presentan una separación

mínima de 4.00 metros. Con base a lo anterior, para cimiento aislado de sección mínima de 2.4 metros:

$$Z_b = 1.5 \text{ m} + [3 * 2.4 \text{ m}] = 8.7 \text{ metros}$$

Esto muestra que las profundidades mínimas de exploración no pueden ser inferiores a 8.7 metros, lo que supera las profundidades establecidas en el código colombiano sismo resistente (NSR) para edificaciones categoría baja. Lo anterior sin evaluar que muchos de los suelos son blandos y estas profundidades son mayores.

Otro concepto para considerar es que las estructuras de torres de celosía tienen aberturas superiores al 80% en sus paredes, por tanto, se consideran como edificios abiertos en su metodología de cálculo. Adicionalmente no contiene separaciones estructurales lo que lo hace una edificación de diafragma simple. La frecuencia de las estructuras de celosía es inferior a 1 Hz, por tanto, son flexibles. Por lo anterior y al estar sujeto a cargas de vientos dentro de la estructura, para las torres con celosía se debe realizar el procedimiento analítico del capítulo B.6. de la norma sismo resistente:

- Velocidad del viento.
- Factor de importancia (I).
- Coeficiente de exposición (Kz).
- Cálculo efectos topográficos (Kzt).
- Factor de Direccionalidad (Kd).

En mayor detalle, estos pueden ser visualizados en el anexo 1 y su determinación. Al no existir otro elemento técnico y legal, se toman los establecidos para la norma sismo resistente NSR-10 en el título B. Con base en esta información se establecen las cargas, como se ilustra en el anexo 1, capítulo 2.

4.2.3. Determinación de parámetros de suelo

Para determinar un tipo de cimentación apropiado en depósitos de suelo o roca, inicialmente deben analizarse las propiedades índices del suelo y clasificarlas en grupos amplios con características similares. Para ello, se deben implementar procesos de exploración en el subsuelo/roca y ensayos de laboratorio que aporten el alcance necesario para establecer sus propiedades. En su gran mayoría, los ensayos son de fácil acceso y costos accesibles. Adicionalmente a las propiedades índice, es importante establecer propiedades de ingeniería necesarias para el análisis de las cimentaciones, tales como: resistencia al corte, compresibilidad y permeabilidad.

Tabla 1. Propiedades índices de suelos

Suelos friccionantes	Suelos cohesivos
Tamaño de las partículas.	Contenido de humedad (relación de masas).
Gravedad específica.	Límite de Atterberg (relación de masas).
Densidad relativa.	Grado de saturación (relación de masas).
Peso unitario.	Relación de vacíos (Relación de masas).
Grado de saturación.	Gravedad específica (Relación de masas).

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 24)

Las propiedades índices a partir de procesos de correlaciones pueden permitir establecer valores propios en suelos y rocas, estas se pueden determinar en campo (*In situ*) o en muestras no alteradas que son analizadas en laboratorio. Entre las propiedades índice a determinar para suelos friccionantes o cohesivos se encuentran las indicadas en la tabla 1.

Establecidas las propiedades índices se puede:

- Seleccionar los sitios que tienen las condiciones más favorables del subsuelo para una línea de transmisión determinada.
- Hacer una estimación preliminar de las propiedades de ingeniería del suelo en un sitio determinado.
- Establecer las zonas más críticas en los subsuelos para una investigación más extensa de las propiedades de ingeniería.

Las principales propiedades mecánicas en suelos cohesivos son resistencia al corte y ensayo de penetración de cono. De forma similar, en suelos friccionantes están la resistencia al corte no drenado (Relación de masas) y la velocidad de infiltración.

En las rocas se determinan las siguientes propiedades índice:

- Presencia de agua
- Porosidad
- Peso específico (densidad del material)
- Alteración (susceptibilidad química)
- Durabilidad
- Humedad
- Abrasividad
- Grado de fisuración.
- Expansibilidad
- Solubilidad
- Textura
- Origen

Entre las propiedades mecánicas de las rocas se encuentran el módulo de elasticidad, resistencia a la compresión, relación de Poisson y permeabilidad. En lo referente a la clasificación de los suelos, el más empleado es el Sistema unificado de clasificación de suelos (USCS).

A diferencia de los depósitos de suelo, la masa rocosa no está definida por las propiedades índice y mecánicas de las rocas, ya que incluye otros aspectos tales como: Juntas, meteorización, fallas, planos de falla, zonas de corte, foliación y canales de soluciones.

Las fracturas en la roca que no implican movimiento se denominan diaclasas, las cuales suelen interceptar superficies primarias (estratificaciones, exfoliaciones, esquistosidades, etc.). Por su parte, el movimiento indica desplazamientos en el macizo rocoso, por lo cual, estas otras fracturas son denominadas fallas.

Al presentarse conjuntos de diaclasas paralelas se puede afirmar la existencia de un sistema de diaclasas; cuando estas se interceptan ortogonalmente se afirma que son conjugadas. Existen diaclasas de retracción formadas por el enfriamiento, en el caso de rocas ígneas, o desecación para rocas sedimentarias. Otro tipo de diaclasas son las de

descompresión, ocasionadas por la pérdida de cobertura del material que le sobre yace. Estas diaclasas pueden ser abiertas o cerradas.

De igual forma, al explorar macizos rocosos, se deben indicar los porcentajes de recuperación de material de roca, existencia de agua y su nivel en el subsuelo.

Entre las propiedades más importantes de ingeniería en el diseño geotécnico están la resistencia al corte y la compresibilidad del suelo de contacto. Para estimar la resistencia al corte se expresa mediante la ecuación de Mohr – Colulomb.

$$\tau = c + \sigma_n \tan\phi \quad (1)$$

De tal forma que la cohesión (c), adicionada al producto de los esfuerzos normales, con la tangente del ángulo de fricción interno (ϕ), permiten determinar la resistencia al corte (s). Para determinar las pruebas intrínsecas se inicia con la clasificación de los suelos y esto se logra desarrollando el siguiente proceso:

- Efectuar límites de Atterberg (pruebas en espacios controlados para determinar el contenido de humedad en suelos cohesivos a partir de relación de fases). Con estos ensayos se determina el límite líquido (LL) y el límite plástico (LP). Con base en ellos se evalúa el índice de plasticidad ($IP = LL-LP$).
- Se determina el tamaño de las partículas con ensayos de granulometría. Esto puede ser por tamizado y/o por hidrometría.

Las propiedades índices ayudan a establecer por correlaciones C_c (índice de compresibilidad) y C_s (índice de expansión). Algunas de ellas son:

$$C_c = 0.009 (LP-10) \quad (2)$$

Esta correlación se toma del texto IEEE *Guide for Transmission Structure Foundation Design and Testing* en el capítulo 3.5.1, o se puede determinar a partir del ensayo de consolidación unidimensional de la curva de compresibilidad. Es preferible realizar la determinación de estos parámetros a partir del ensayo y en lo posible evitar obtener parámetros de correlaciones.

4.2.3.1 Pruebas de laboratorio

Es importante determinar a partir de ensayos de laboratorios la resistencia al corte y compresibilidad del depósito de suelo donde se apoyan los cimientos de la torre. Para evaluar la resistencia al corte de los suelos hay que considerar el tipo de suelo, el método de ensayo, las condiciones de carga y el drenaje requeridos durante el análisis. Los métodos más populares en el medio para obtener estos parámetros son:

- ***Ensayo de corte directo***

Durante este ensayo se realiza el corte directo de una probeta de suelo a partir de un plano de falla establecido. Esta muestra de suelo se confina en dos cajuelas, una sobre la otra, siendo la cajuela superior la que presenta un movimiento libre vertical deslizándose horizontalmente sobre la cajuela inferior. En este ensayo se aplican fuerza horizontal a la mitad superior con el control de variables como velocidad de carga o velocidad a la caja superior. A partir de este ensayo se obtiene una curva tensión – desplazamiento.

La falla del material puede presentarse en arenas densas y arcillas rígidas a tensiones máximas y para materiales sueltos y blandos a un valor de desplazamiento arbitrario.

Entre las limitantes presentadas por el ensayo de corte directo se pueden enunciar:

- La existencia de un plano de falla predeterminado.
- La dificultad en el control del volumen de la muestra.
- La dificultad en el control del drenaje (obtención de metricidad de la presión de poros).

Las anteriores pueden generar incertidumbres en los resultados respecto de los esfuerzos reales en el suelo durante la ejecución del ensayo al llegar a la falla. El

ensayo de resistencia al corte y el procedimiento de ejecución se encuentra descrito en la I.N.VE-157-07.

- ***Ensayo triaxial***

Este ensayo es mucho más controlado, debido a que su realización se produce a partir de una celda cilíndrica confinada en una membrana de goma. Para el confinamiento hidrostático se lleva a cabo la aplicación de presión del fluido sobre la muestra. Los esfuerzos de corte se controlan con la aplicación de tensión vertical mayor conocida como esfuerzo desviador. Durante la ejecución del ensayo estos parámetros son controlados con monitoreo de las presiones de poros generadas durante la ejecución del ensayo. Para lograr varias envolventes de falla se requiere la ejecución de varias pruebas variando las presiones de confinamiento.

En consideración a que este ensayo es resultado de las condiciones de consolidación y drenaje impuestas al realizar los ensayos esta prueba puede realizarse en las siguientes condiciones:

- Triaxial no consolidada no drenada (UU)

Al realizar presión de confinamiento o esfuerzo desviador, la probeta no es sometida a condiciones de drenaje. En el fallo de la muestra, el esfuerzo desviador es igual a la resistencia de la compresión inconfiada, que es igual a 2 veces la resistencia al corte no drenado ($2 S_u$).

- Triaxial Consolidado no drenado (CU)

Este ensayo permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo de contacto, permitiendo que la muestra se consolide durante la presión de contacto. Este drenaje se limita durante la aplicación del esfuerzo desviador.

- Triaxial Consolidada drenada (CD)

El drenaje del material de la probeta se realiza durante la ejecución total del ensayo, aplicando el esfuerzo desviador lentamente para evitar la acumulación

de presión de poros. Esta prueba, aplicada a arcillas de baja permeabilidad, requiere periodos prolongados de tiempo para evitar el surgimiento de la presión de poros durante el corte. Esta prueba es más ágil en suelos friccionantes.

De la literatura, se pueden evidenciar valores de ángulo de fricción para diferentes tipos de suelos según el tipo de ensayo. Para los suelos no friccionantes, $c, \tau = c + \sigma_n \tan \phi$ que están directamente vinculados con los minerales que los integran, la geología (historia de esfuerzos) y el ensayo triaxial. Los asentamientos en suelos no cohesivos (friccionantes) están sujetos a compresión elástico/plástica, por tanto, se pueden calcular a partir de teoría elástica. En suelos cohesivos los depósitos de suelo, a parte del comportamiento en los asentamientos elásticos, contienen asentamientos por consolidación (esta última depende del tiempo para la disipación en la presión de poros). Por lo anterior, se requiere el conocimiento de los módulos de elasticidad de los materiales, determinado a partir de pruebas triaxiales convencionales y cíclicas. En consideración a lo anterior, para determinar los asentamientos de consolidación, un ensayo importante es la consolidación unidimensional en odómetro. Con este ensayo, aplicado en suelos arcillosos, se definen los C_c (índice de compresión) y C_s (índice de expansión). La consolidación se apoya en la reducción en el tiempo de la relación de vacíos debido al drenaje y aplicación de una carga, pero es importante que las muestras sean inalteradas.

4.2.3.2. Ensayos de campo (*In - situ*)

Los ensayos *in situ* (de campo) contemplan las condiciones de resistencia del depósito en sus condiciones inalteradas.

- ***Veleta de corte en suelos cohesivos***

En Colombia este método se encuentra normalizado en la INVE -170 -07, el cual es aplicable en suelos blandos saturados. Las veletas de corte en suelos cohesivos se dividen en rectangulares y cónicas, estas últimas de más amplio uso. La veleta, con el uso de las varillas de barrenado, se hinca en el material a determinar la resistencia realizando giro, con lo que se toma lectura del par y

ángulo de rotación. Este ensayo *in situ* no es recomendable para capas de arena, limo, gravas, conchas o material orgánico. Estos resultados suelen ser mayores o menores a los obtenidos en laboratorio. En la Figura 25 se ilustra la veleta de corte.

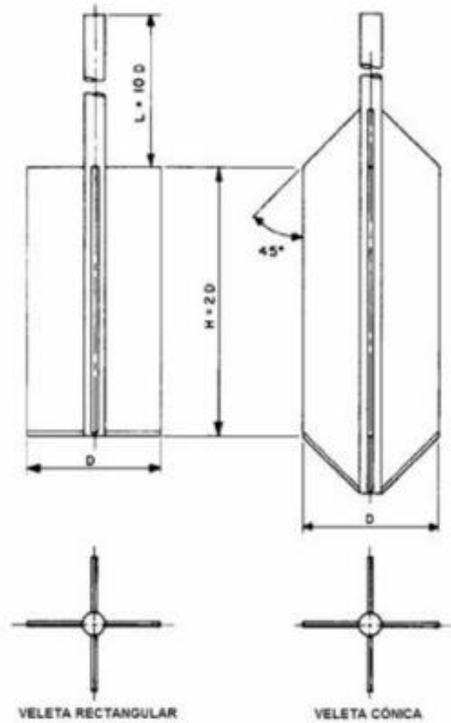


Figura 5. Tipos de veleta

Fuente: (Instituto Nacional de Vías, 2007).

- **Penetración de cono estática CPT**

Es un método conformado por un sistema hidráulico que ingresa en el suelo una punta cónica instrumentada, con ello se miden parámetros de resistencia penetrando el suelo a velocidad constante (2 cm/s). Con este equipo se determina:

- Ángulo de fricción
- Coeficiente de consolidación
- Capacidad de carga
- Comportamiento del asentamiento de una cimentación.

Si se debe controlar el nivel exacto de aguas freáticas, se emplea un piezómetro para recoger los datos de presión del agua. La capacidad de empuje del equipo de sondeo es aportada por el lastre del camión o unos anclajes roscados, para conseguir una reacción adicional.

- ***Prueba de presurómetro***

El presurómetro se emplea para medir el módulo de deformación del suelo *in situ*, y determinar los estados de esfuerzo y resistencia en campo. Consiste en una sonda instrumentalizada expandible que se baja a una perforación y se expande para entrar en contacto con las paredes de esta. Esta sonda se activa por agua a presión, mediante un manómetro en la superficie del suelo.

4.2.3.3. Ensayos y clasificación en rocas

La determinación de las propiedades en roca es de mayor complejidad que las presentadas en depósitos de suelo, toda vez que no es suficiente evaluar las propiedades de la roca *in situ*, sino que también se deben calcular las del macizo. Ya que, finalmente son las propiedades del macizo las que orienta los parámetros de resistencia para el análisis de capacidad portante, deformación y arrancamiento de la estructura. En los macizos, como mínimo, se deben determinar las siguientes propiedades:

- Evaluación de la roca en superficie y sitio.
- Tipo de roca y dureza.
- Permeabilidad.
- Extensión, presencia y profundidad de las aguas subterráneas (alteración de los minerales constituyentes).
- Existencia de disolución de las rocas mediante fenómenos de sub túneles en rocas calizas.
- Revisión de discontinuidades.
- Investigación de presencia de foliaciones en roca y clivaje.

Para evaluar el comportamiento físico mecánico de las rocas sometidas a cargas en cimientos, se deben establecer sus condiciones de deformación, dada su discontinuidad, meteorización y juntas. Adicionalmente, la intemperie y la dureza son influyentes en el comportamiento de las rocas.

Una de las condiciones que se debe establecer en la roca es su integridad, por lo tanto, es importante identificar la presencia de diaclasamientos, fracturas o discontinuidades que permitan una clara caracterización de sus parámetros. Para ello se deben realizar ensayos de acuerdo con los lineamientos de las normas INVIAS INVE 102-13, INVE 103-13, INVE 108-13, INVE 108-13, INVE 108-13, INVE 111-13 e INVE 112-13 (Instituto Nacional de Vías -INVIAS-, 2019).

Cuando se realizan perforaciones en roca, se establece la presencia de pulimento, recuperación total, condición física, longitud de los testigos, existencia de juntas, meteorización, evidencia de perturbación u otros efectos con relación al registro de perforación. Durante este proceso, en los registros se debe incluir el tiempo de avance por los tramos, pérdidas de agua, nivel de agua subterráneo y recuperación de núcleo.

Con base en las exploraciones en campo, es importante evaluar la calidad de la roca (RQD -*Rock Quality Designation*), definida como el porcentaje de recuperación del núcleo, en el cual se considera la longitud de testigos superiores a 10 cm, sin tener en cuenta las roturas frescas del proceso de perforación.

$$RQD = \frac{\sum \text{Testigos en longitud mayor a 10 cm}}{\text{Longitud Interno de la barrena}} \times 100 \quad (3)$$

Cuando:

Tabla 2. Calidad de la masa de roca

RQD	Rock mass quality (Calidad de la masa de roca)
<25%	muy pobre
25-50%	Pobre
50-75%	Regular
75-90%	Bueno
90-100%	muy bueno

Fuente: Autor

De acuerdo con el texto “Mecánica de Rocas – Fundamentos en Ingeniería de Taludes” (Ramírez & Alejano, 2004), dentro de las propiedades mecánicas de las rocas, se debe determinar:

- La humedad natural (con especial cuidado, toda vez que en los procesos de perforación se adiciona agua).
- Porosidad.
- Velocidad de ondas ultrasónicas.

Para determinar la velocidad de propagación de onda de corte, se debe considerar el módulo de elasticidad (E), la densidad de la roca (ρ) y la relación de Poisson de la roca (μ).

$$V_p = \sqrt{\left[\left(\frac{E}{\rho} \right) \left(\frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right) \right]} \quad (4)$$

Donde $\rho = \gamma$

Luego:

$$V_p = \sqrt{\left[\left(\frac{E}{\gamma} \right) \left(\frac{1-\mu}{(1+\mu)(1-2\mu)} \right) \right]} \quad (5)$$

Índice de continuidad (IC)

$$IC = \frac{V_P}{V_{P.T}} 100 \quad (6)$$

V_p = Es la velocidad real de las ondas P

$V_{P.T}$ = Velocidad teóricas de las ondas

Tabla 3. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales

Mineral	Densidad (kg/m ³)	V _p (m/s)
Anfiboles	2980-3200	7200
Augita	3200-3400	7200
Biotita	2900	5130
Calcita	2710	6660
Dolomita	2870	7900
Magnetita	5170-5180	7410
Moscovita	2830	5810
Oligoclasa	2640-2670	6260
Olivino	3250-3400	8400
Ortosa	2570	5690
Cuarzo	2650	6050

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 32).

- **Resistencia a la compresión simple**

El ensayo de resistencia a la compresión simple se debe realizar a partir de testigos obtenidos de la roca. Para ello, su altura debe ser de 2 a 3 veces el diámetro de la muestra a ensayar. Es importante evitar ensayar muestras fisuradas, dado que estas inducen errores en los resultados del ensayo produciendo pérdidas en la resistencia de la probeta.

Tabla 4. Densidad y velocidad de propagación de ondas de compresión de algunos minerales

Mineral	Densidad (kg/m ³)	V _p (m/s)
Anfiboles	2980-3200	7200
Augita	3200-3400	7200
Biotita	2900	5130
Calcita	2710	6660
Dolomita	2870	7900
Magnetita	5170-5180	7410
Moscovita	2830	5810
Oligoclasa	2640-2670	6260
Olivino	3250-3400	8400
Ortosa	2570	5690
Cuarzo	2650	6050

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 32).

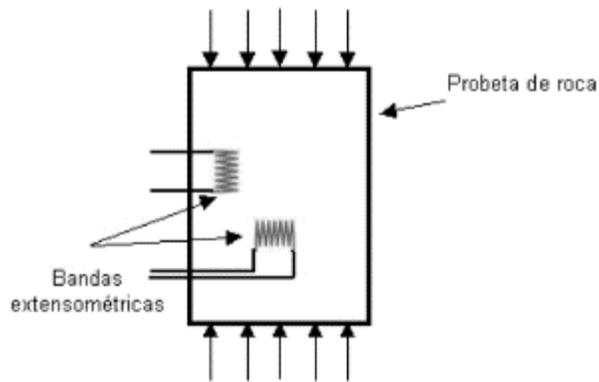


Figura 6. Esquema del ensayo de compresión simple
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 44).

El ensayo de compresión es importante para clasificar la roca según su resistencia. Esta resistencia a la compresión puede variar de forma amplia dependiendo del tamaño del grano, porosidad, meteorización, grado de microfisuración, densidad de la roca, presión y temperatura a la cual estuvo sometida durante su formación naturaleza, así como la resistencia del aglutinante que une los granos.

Para este ensayo es importante que el testigo (probeta a ensayar) esté refrentado, con la superficie plana del equipo de ensayos, con precisión de 0.02 milímetros. Las cargas aplicadas sobre estos tendrán velocidades constantes de 0.5 a 1.0 MPa por segundo. Para complementar el ensayo, se realiza la medición de las deformaciones laterales, para obtener el módulo de Young y relación de Poisson de la roca.

Este ensayo no muestra el comportamiento de la probeta al alcanzar su resistencia máxima. La sociedad Internacional de Mecánica de Rocas, propone la siguiente clasificación de resistencia de las rocas según resultados del ensayo de compresión simple:

Tabla 5. Clasificación de según resistencia de las rocas al ensayo de compresión simple de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas.

Resistencia (MPa)	Clasificación
>250	Extremadamente alta
100-250	Muy alta
50-100	Alta
25-50	Media
5-25	Baja
1-5	Muy baja
0,25-1	Extremadamente baja

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 48).

- **Ensayo de carga puntual**

De acuerdo con el tipo de roca que se explora, muchas veces es posible encontrar la presencia de diaclasamientos y meteorización, lo que imposibilita la obtención de probetas con cumplimiento de la relación diámetro– altura, esto hace que los ensayos de carga puntual cobren gran importancia. Los resultados de este ensayo son útiles, al igual que el de compresión simple, para obtener la resistencia de la roca, pero debe tenerse en cuenta que la probeta a ensayar tenga un diámetro superior a 5 centímetros, dado que esto influye en su resistencia.

El ensayo es útil para fracturar un testigo de roca entre dos puntas cónicas de acero endurecido. La carga se aplica como mínimo a 0.7 veces el diámetro del borde de la probeta. Con la carga y el diámetro equivalente (D_e) de la probeta se determina un índice de carga puntual (I_s)

$$I_s = \frac{P}{D_e^2} \quad (7)$$

El diámetro equivalente en muestras regulares es igual al diámetro de la muestra. En muestras que presentan irregularidad, el diámetro equivalente se determinará con el diámetro medio (D_{med}), así:

$$D_{med} = \frac{\sum D}{n} \quad (8)$$

$$D_e^2 = \frac{4 * D_{med} * D}{\pi} \quad (9)$$

$$I_S = \frac{P}{\frac{4 * D_{med} * D}{\pi}} \quad (10)$$

Para determinar el índice de carga puntual a partir de correlaciones, lo ideal es realizar ensayos de compresión simple y ensayos de carga puntual para cada proyecto, puesto que estas ecuaciones tienen coeficientes de correlación muy variados, dependiendo de los diferentes tipos de roca. En caso de diámetros mayores a 5 cm se debe aplicar la siguiente correlación:

$$I_{S(50)} = \left(\frac{D}{50}\right)^{0.45} * I_S \quad (11)$$

Luego de lo cual, los demás análisis se podrán realizar con el índice de carga puntual corregido ($I_{S(50)}$). Con el índice de carga puntual pueden ser determinados la resistencia a la tracción (T_0), (Brook, 1993).

$$T_0 = 1.5 * I_{S(50)} \quad (12)$$

Otra relación planteada en este ensayo es la de (Broch & Franklin, 1972), quienes plantearon la siguiente relación para la compresión simple:

$$\sigma_c = 0.81 m_i + 7 \quad (13)$$

Granito	32.4
Arenisca	9.65
Dolomita	1.6 – 8.45
Marmol	14.1
Cuarcita	14.1

Otra relación entre el índice de carga puntual y la resistencia a la compresión uniaxial es la presentada por (Hoeke, 1985):

$$\sigma_c = [14 + (0.175 * D)] I_S \quad (14)$$

Este ensayo es muy útil para clasificar rocas, sin embargo, si se requiere realizar un análisis de diseño, es más recomendable recurrir a los ensayos de tracción indirecta o ensayos de compresión simple, dado que el ensayo de carga puntual presenta dispersiones muy importantes.

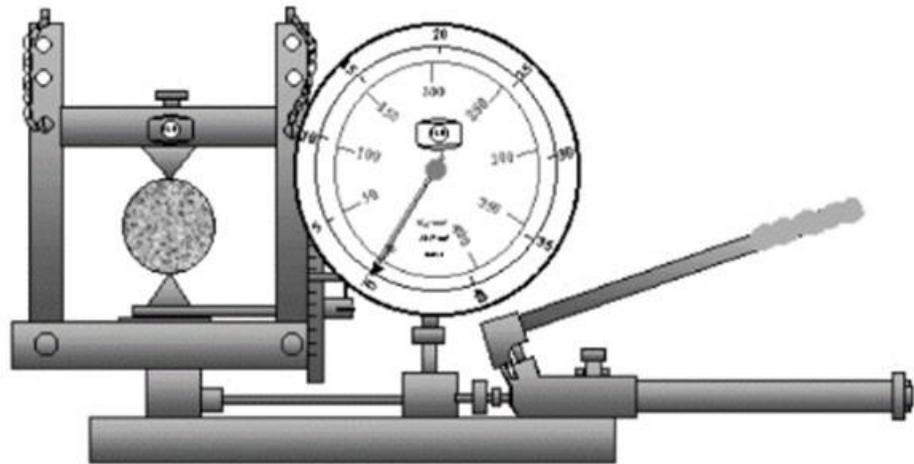


Figura 7. Esquema del ensayo de carga puntual mediante la prensa Franklin.
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 46).

- **Ensayo Triaxial**

En páginas anteriores, se documentó este ensayo, el cual es aplicable a rocas.

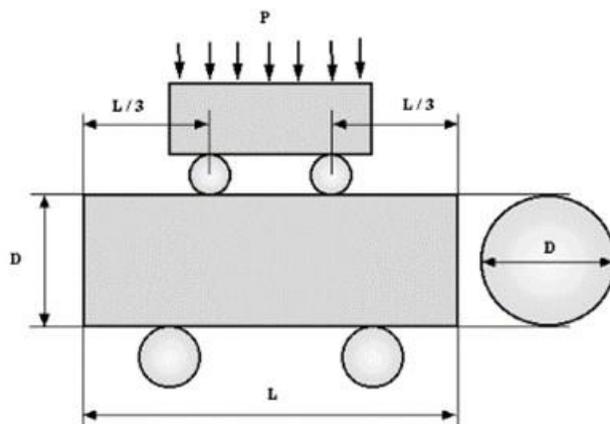


Figura 8. Esquema del ensayo de flexión
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 52).

- **Ensayo para determinar resistencia a la tracción**

La tensión en rocas presenta una gran dificultad, debido a los daños que sufren las probetas al ser sometidas a tensión directa. El ensayo más generalizado para obtener la resistencia a la tracción es el ensayo brasileño, el cual consiste en comprimir una probeta cilíndrica de roca con longitud de dimensiones iguales a su radio. Para determinar este esfuerzo, se debe contar con la carga aplicada al fallo de la muestra (P), el diámetro del disco (D) y el espesor del disco o altura del cilindro (t).

$$\sigma_t = \frac{2P}{\pi D t} \quad (15)$$

Otro ensayo para determinar la resistencia a la tensión es la deflexión. El ensayo se realiza con cuatro puntos de contacto entre el dispositivo de carga con el cilindro. Este permite ensayar directamente testigos de sondeos. Los dos puntos de apoyo del testigo están próximos a los extremos de la probeta, y los dos puntos de carga está en la parte media. La resistencia a la tracción (T) se determina a partir de la carga de rotura (P) aplicada a un tercio de cada uno de los apoyos del testigo, la longitud entre apoyos sobre el testigo o probeta(L) y el diámetro de la probeta (D).

$$T = \frac{16 * P * L}{3 * \pi * D^3} \quad (16)$$

La resistencia obtenida a partir de este método es dos a tres veces mayor que la resistencia a tracción directa. Por ello, el ensayo que se emplea es determinante en la obtención de este parámetro.

- **Criterios de rotura**

Los dos criterios más empleados son Mohr-Coulomb y Hoek-Brown. El primero considera que las rocas tienen dos componentes: la cohesión y la fricción; a partir de ello se considera que la resistencia que se desarrolla al corte por las rocas en un plano que forma un ángulo β con la tensión principal menor σ_3 , se puede

expresar como la suma de la cohesión (c) con el producto del esfuerzo normal (σ_n) por la tangente del ángulo de fricción (ϕ), mediante la ecuación:

$$\tau = c + (\sigma_n \tan \phi) \quad (17)$$

Con base en la figura 26, se puede determinar el esfuerzo normal y el esfuerzo de cizalladura (cortante):

$$\sigma'_n = \left[\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3) \right] - \left[\left(\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3) \right) \cos 2\beta \right] \quad (18)$$

$$\tau = \frac{1}{2}[\sigma'_1 - \sigma'_3](\sin 2\beta) \quad (19)$$

Con base en esto, se puede determinar que la resistencia a la compresión uniaxial se obtiene en función de la fricción y cohesión:

$$R_0 = \frac{2c(\cos \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (20)$$

Este concepto asume que la envolvente en los círculos de Mohr que dan lugar a la falla es lineal. A partir de este criterio de falla se obtienen resistencias pico y residuales. Otro criterio aceptado es (Hoek-Brown, 1980) citado en (Ramírez Oyangur, 2004, Pág. 60). Para este criterio de rotura se consideran el ensayo de resistencia a la compresión simple (σ_{ci}) y la constante de material rocoso (m_i).

La ecuación que considera Hoek-Brown (Ramírez Oyangur, 2004, Pág. 60) es la siguiente:

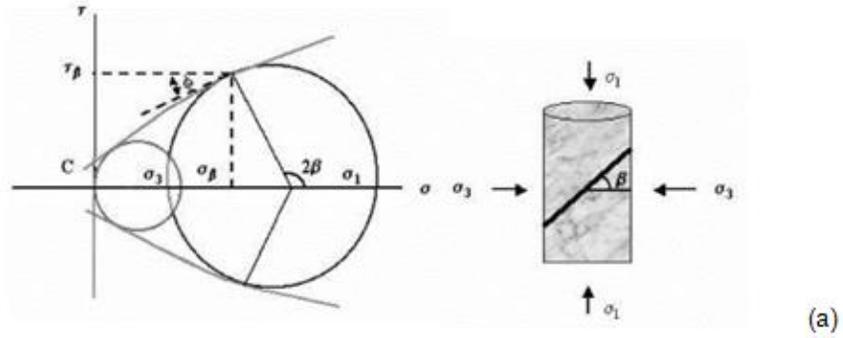
$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \left[\sigma_{ci} \sqrt{\left(\left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} \right) + 1 \right)} \right] \quad (21)$$

Para esta ecuación se consideran esfuerzos efectivos principales (σ'_1) y los esfuerzos efectivos principales mínimos (σ'_3). Para este modelo de falla, el esfuerzo normal (σ'_n), es esfuerzo de corte (τ) y (m_i) se evalúan mediante las ecuaciones:

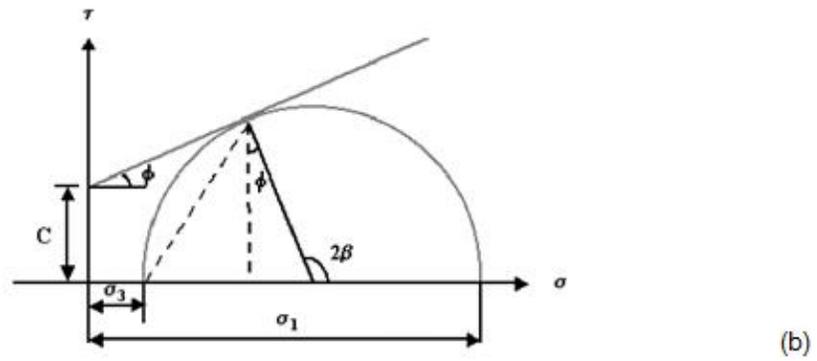
$$\sigma'_n = \left[\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \right] - \left[\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \right) * \left(\frac{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} - 1}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \right) \right] \quad (22)$$

$$\tau = (\sigma'_1 - \sigma'_3) \left[\frac{\sqrt{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3}}}{\frac{d\sigma'_1}{d\sigma'_3} + 1} \right] \quad (23)$$

$$m_i = \frac{\sigma_{ci}}{\sigma_t} - \frac{\sigma_t}{\sigma_{ci}} \quad (24)$$



Criterio de rotura Mohr-Coulomb



Relación entre tensiones principales y cortantes en el criterio de rotura Mohr-Coulomb

Figura 9. Criterio de rotura Mohr-Coulomb
Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 52).

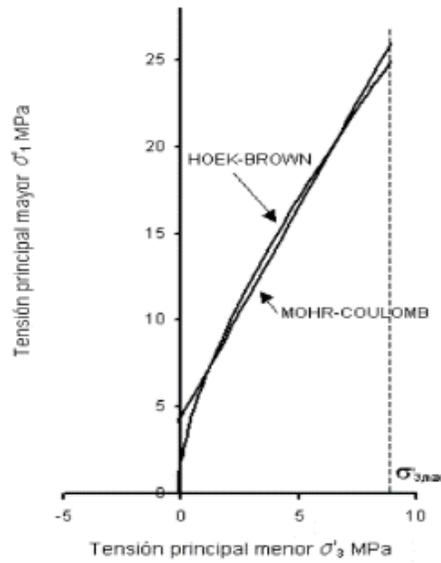


Figura 10. Comparación criterios de rotura de Hoek-Brown y Mohr –Coulomb para $0 < \sigma'3 < \sigma'3max$

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 61).

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{3m_i(1+(m_i\sigma'_{3n}))}{(7.5+(3m_i))(1+(m_i\sigma'_{3n}))^{1/2}} \right] \quad (25)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left[2 - \frac{1}{2m_i\sigma'_{3n}} \right] * [1+(m_i\sigma'_{3n})]^{-1/2}}{3.75 * \sqrt{[1+(0.8m_i)] * (1+(m_i\sigma'_{3n}))^{1/2}}} \quad (26)$$

Bajo este criterio los parámetros de cohesión y fricción del suelo se determinan a partir de considerar σ'_{3n} es equivalente a $\sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$ en la siguiente ecuación:

$$\sigma'_{3n} = \frac{\sigma'_{3max}}{\sigma_{ci}} \quad (27)$$

Como guía de algunos parámetros de referencia de las rocas en la tabla 44 se muestran ángulos de fricción internos y resistencia a la compresión simple para algunos tipos de roca.

Tabla 6. Estimación de la constante m_i del material intacto en función del tipo de roca, según Hoek et al., 1994. Los parámetros entre paréntesis son aproximados.

Tipo de roca	Clase	Grupo	Textura			
			Gruesa	Media	Fina	Muy fina
SEDIMENTARIAS	Clásticas		Conglomerado (22)	Arenisca 19	Limolita 9	Argilita 4
			← Grauwaca (18) →			
	No clásticas	Orgánicas	← Creta(18) → ← Carbón (8-21) →			
		Carbonatadas	Brecha (20)	Caliza Esparítica (10)	Caliza Micrítica 8	
		Evaporitas	Yeso 16		Anhidrita 13	
METAMÓRFICAS	No foliadas	Mármol 9	Corneanas (19)	Cuarcita 24		
	Ligeramente foliadas	Migmatita (30)	Anfibolita 31	Miotita (6)		
	Foliadas*	Gneis 33	Esquisto (10)	Filita (10)	Pizarra 9	
IGNEAS	Claras	Granito 33		Riolita (16)	Obsidiana (19)	
		Granodiorita (30)		Dacita (17)		
	Oscuras	Diorita (28)		Dacita 19		
		Gabro 27	Dolerita (19)	Basalto (17)		
Extrusivas piroclásticas	Norta 22	Aglomerado (20)	Brecha (18)	Toba (15)		

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 62).

En la tabla 7 y 8, se aprecian algunas propiedades físicas (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 65).

Tabla 7. Ángulos de fricción de algunas rocas.

Clase de roca	Tipo de roca	Resistencia a compresión simple (MPa)	Ángulo de fricción Φ en grados
Rocas sedimentarias	Caliza	50-200	33-40
	Marga	5-15	-----
	Arenisca	50-150	25-35
	Limolita	5-200	27-31
	Esquistos	50-100	27
Rocas metamórficas	Gneis	100-200	23-33
	Mármol	100-200	25-35
	Cuarcita	200-400	48
Rocas ígneas	Basalto	100-300	31-38
	Gabro	100-300	-----
	Granito	100-200	29-35

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 66).

Tabla 8. Propiedades físicas y mecánicas de diversas rocas

ROCAS	DENSIDAD (kg/m ³)	MÓDULO DE YOUNG (GPa)	COEFICIENTE DE POISSON	POROSIDAD %	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (MPa)	RESISTENCIA A TRACCIÓN (MPa)	RESISTENCIA A FLEXIÓN (MPa)
Rocas batolíticas							
Granito granodiorita	2500-2750	30-70	0,12-0,25	0,1-2	120-280	4-7	10-20
Gabro	2920-3050	60-100	0,12-0,25	2-5	150-200	5-8	10-22
Rocas extrusivas							
Riolitas	2450-2600	10-20	0,1-0,2	0,4-4	80-160	5-9	10-22
Dacita	2500-2750	8-18	0,09-0,2	0,5-5	80-160	3-8	9-20
Andesita	2300-2750	12-35	0,11-0,2	0,2-8	40-320	5-11	13-25
Basalto	2750-3000	20-100	0,14-0,2	0,2-1,5	30-420	6-12	14-26
Diabasa	2900-3100	30-90	0,12-0,2	0,3-0,7	120-250	6-13	12-26
Tobas volcánicas	1300-2200	-----	0,1-0,2	8-35	5-60	0,5-4,5	3-8
Rocas sedimentarias							
Arenisca	2100-2500	15-17	0,07-0,12	1-8	10-120	1,5-6	4-16
Caliza de grano fino	2600-2850	50-80	0,1-0,2	0,1-0,8	50-200	4-7	5-15
Caliza de grano grueso	1550-2300	-----	0,12	2-16	4-60	1-3,5	2,5-7
Caliza	1550-2500	-----	0,07-0,12	1,5-6	49-200	1,5-5	3-9
Dolomita	2200-2700	20-30	0,08-0,2	0,2-4	15-200	2,5-6	4-16
Esquistos	2450-2750	-----	-----	0,2-0,4	-----	-----	20-30
Rocas metamórficas							
Mármol	2650-2750	60-90	0,11-0,2	0,1-0,5	50-180	5-8	8-12
Gneis	2600-2780	25-60	0,09-0,2	1-5	80-250	4-7	8-20

Fuente: (Ramírez & Alejano, 2004, pág. 65).

4.2.4. Diseño de cimentaciones superficiales

Para el diseño de cimentaciones superficiales, el manual contempla la definición y descripción de tres tipos de cimentación: rejillas de acero (la de disposición piramidal, la de disposición tipo parrilla con un solo talón de apoyo y la de talón de un solo apoyo), placas prensadas y hormigón fundido en sitio y cimentaciones en roca fundidas en sitio.

Las rejillas para los tres cimientos típicos se conforman de vigas de acero, ángulos y canales que transfieren las cargas al suelo.

Las ventajas de este tipo de cimiento son: bajos costos, instalación fácil, instalación inmediata de la torre y no requiere concreto en sitio. En cuanto a las desventajas, se requiere el diseño antes de que se obtengan perforaciones del suelo para agrandar posteriormente con vertimiento de concreto alrededor de la parrilla; las parrillas grandes son difíciles de configurar con la precisión requerida.

Es importante considerar que el análisis de este tipo de cimentación corresponde al análisis para cimientos aislados. Su uso se presenta de acuerdo con las cargas que impone al suelo. En capítulos previos se presentó el procedimiento de evaluación de cargas.

En lo referente a las cargas de compresión permitida de una cimentación superficial, esta se controla por la estabilidad del sistema del suelo o por la necesidad de restringir las deformaciones del suelo totales o diferenciales de la estructura. Para esta evaluación se considera la carga máxima por unidad de área empotrada en un suelo a un nivel de desplante dado. En este punto se evalúa la capacidad de carga última (qult). Esta es la carga máxima (Q) sobre el área de la base (A) a una profundidad dada (D). Esta incluye el peso de la base, de la estructura y del relleno dentro del volumen ancho, largo y profundidad. Si el suelo dentro de la superficie de corte presenta un comportamiento plástico rígido, enmarcado dentro de la zona activa de Rankine (I), una zona radial de Prandtl (II) y una zona pasiva de Rankine (III), el suelo sobre la base de la cimentación se trata como una sobrecarga equivalente.

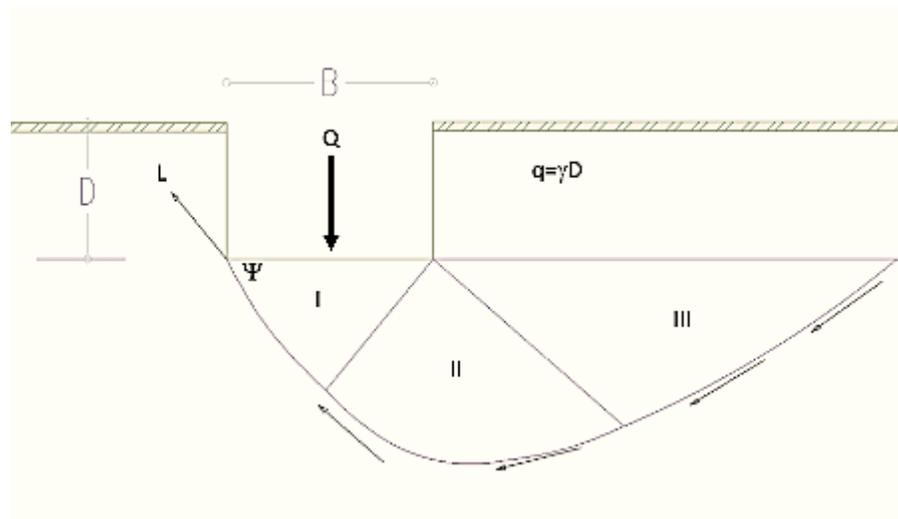


Figura 11. Descripción de falla general

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 31).

La solución general es la ecuación de Buisman-Terzaghi, que considera la cohesión (c), el ancho del cimiento (B) y sobre carga ($q = \gamma * D_f$), que se presenta a continuación:

$$q_{ult} = cN_c + \frac{1}{2}B_\gamma N_\gamma + qN_q \quad (28)$$

Donde:

D_f = Profundidad de desplante

γ = Densidad del suelo/roca

N_c, N_γ y N_q = Son los factores de carga

Los factores N_q y N_c son exactos desde el punto de vista teórico para un material sin peso. El efecto del peso se superpone artificialmente mediante N_γ , el cual es factor empírico, y por consiguiente existen muchas propuestas en la literatura técnica. Sin embargo, se presentan las siguientes ecuaciones para su determinación:

$$N_q = e^{[\pi \tan \phi]} \left[\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (29)$$

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

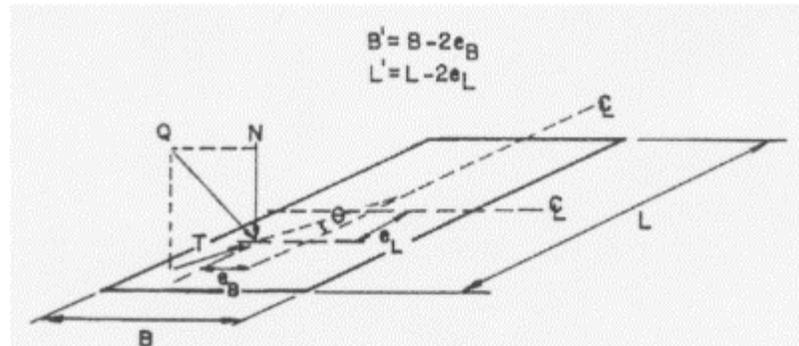
Para un ángulo de fricción interna de $\phi=0$, $N_c=5.14$. Para evaluar N_γ

$$N_\gamma \approx 2 * (N_q + 1) * \tan \phi \quad (31)$$

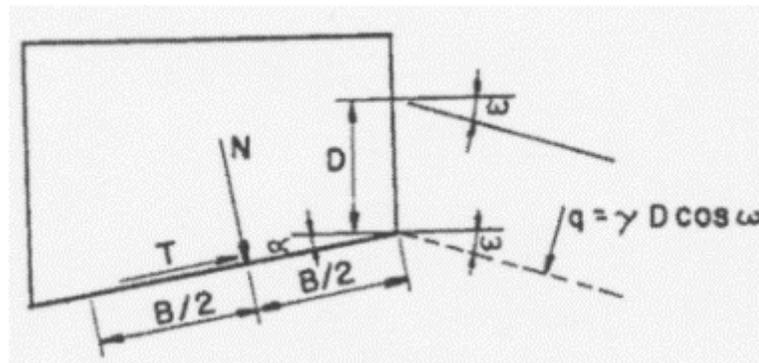
La ecuación de q_{ult} es aplicable en las condiciones de fallo general de corte en el suelo, superficie horizontal del suelo, una base horizontal en longitud infinita y carga vertical aplicada concéntrica. Con la adición de los factores de corrección la ecuación de capacidad de carga se presenta como:

$$\begin{aligned} q_{ult} = \frac{Q}{B'L} = & cN_c \xi_{cs} \xi_{cd} \xi_{cr} \xi_{ci} \xi_{ct} \xi_{cg} \\ & + \frac{1}{2} B_\gamma N_\gamma \xi_{\gamma s} \xi_{\gamma d} \xi_{\gamma r} \xi_{\gamma i} \xi_{\gamma t} \xi_{\gamma g} \\ & + qN_q \xi_{qs} \xi_{qd} \xi_{qr} \xi_{qi} \xi_{qt} \xi_{qg} \end{aligned} \quad (32)$$

Los factores de corrección están dados para ser aplicados en términos de forma (s), profundidad (d), rigidez del depósito (r), inclinación de la carga (i), inclinación de la base de cimentación (t) y para inclinación del depósito (g). Para determinar los factores de corrección se emplean las siguientes ecuaciones:



Inclinación y excentricidad de la carga



Inclinación de la superficie base del terreno

Figura 12. Inclinación y excentricidad de la Carga

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 36).

Factores por forma:

$$\xi_{cs} = 1 + \left[\left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \right] \tag{33}$$

$$\xi_{ys} = 1 + \left[0.4 * \left(\frac{B}{L} \right) \right] \tag{34}$$

$$\xi_{qs} = 1 + \left[\left(\frac{B}{L} \right) * \tan \phi \right] \quad (35)$$

Factores de profundidad:

$$\xi_{qd} = 1 + 2 * \tan \phi \left[(1 - \sin \phi)^2 * \tan \left(\frac{D}{B} \right)^{-1} \right] \quad (36)$$

$$\xi_{cd} = 1 + \left[\left(\frac{B}{L} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \right] \quad (37)$$

$$\xi_{\gamma d} = 1 \quad (38)$$

Es importante tener en cuenta que para determinar $\xi_{qd} \tan^{-1}$ se calcula en radianes.

Factores de corrección por rigidez:

$$\xi_{qr} = \exp \left\{ \left[\left(-4.4 + \left(\frac{B}{L} \right) \right) \tan \phi \right] + \left[(3.07 * \sin \phi) * \left(\frac{\log_{10} 2 * I_{rr}}{(1 + \sin \phi)} \right) \right] \right\} \quad (39)$$

$$\xi_{cr} = \xi_{qr} - \left[\frac{(1 - \xi_{qr})}{(N_c * \tan \phi)} \right] \quad (40)$$

$$\xi_{\gamma r} = \xi_{qr} \quad (41)$$

Factores de corrección por inclinación de la carga:

$$\xi_{ci} = \xi_{qi} - \left[\frac{(1 - \xi_{qi})}{(N_c * \tan \phi)} \right] \quad (42)$$

$$\xi_{\gamma i} = \left\{ 1 - \left[\frac{T}{(N + (B' L' * c * \cot \phi))} \right] \right\}^{n+1} \quad (43)$$

$$\xi_{qi} = \left\{ 1 - \left[\frac{T}{(N + B' L' * c * \cot \phi)} \right] \right\}^n \quad (44)$$

Otro parámetro que se debe determinar es n:

$$n = \left[\left(\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) * (\cos \theta)^2 \right) + \left(\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) * (\sin \theta)^2 \right) \right] \quad (45)$$

Mayerhof y Hanna (1981), presentan las siguientes ecuaciones para determinar los factores de corrección por inclinación:

$$\xi_{ci} = \xi_{qi} = \left[1 - \frac{\beta^o}{90^o}\right]^2 \quad (46)$$

$$\xi_{\gamma i} = \left[1 - \frac{\beta}{\phi'}\right] \quad (47)$$

En estas ecuaciones β corresponde al ángulo de inclinación de la carga sobre la cimentación, respecto de la vertical. En los análisis de los factores de inclinación de la carga, se debe evaluar la presencia de deslizamientos y determinar B' y L'. Para ello se debe calcular e_L y e_B , y previamente deben considerarse las cargas últimas y momentos generados a nivel de la cimentación por la estructura de la torre.

$$e_B = \frac{M_y}{Q_{ult}} \quad (48)$$

$$e_L = \frac{M_x}{Q_{ult}} \quad (49)$$

$$B' = B - 2 * e_B \quad (50)$$

$$L' = B - 2 * e_L \quad (51)$$

Factores de corrección por inclinación de la superficie del cemento.

$$\xi_{qt} = \xi_{\gamma t} = (1 - (\alpha * \tan \phi))^2 \quad (52)$$

$$\xi_{ct} = \left[\frac{(1 - \xi_{qt})}{N_c * \tan \phi} \right] (1 - (\alpha * \tan \phi))^2 \quad (53)$$

Se debe evaluar la posible falla por deslizamiento, un ángulo $\alpha < 45$ grados.

Factores de corrección por superficie de terreno pendiente:

$$\xi_{qg} = (1 - (\alpha * \tan \omega))^2 \text{ donde } \omega \text{ debe estar en radianes} \quad (54)$$

El límite $\omega < 45$ y $\omega < \phi$. Cuando $\omega N \phi / 2$, se debe chequear la estabilidad de taludes:

$$\xi_{\gamma g} = \xi_{qg} \quad (55)$$

$$\xi_{qg} = \left[\frac{(1 - \xi_{qg})}{(N_c * \tan \theta)} \right] \quad (56)$$

Los esfuerzos efectivos deben evaluarse dentro de la zona de corte o con mayor precisión a profundidades oscilantes a $D+(B/2)$. T no debe superar la resistencia máxima a deslizamientos y se determina con el componente de carga axial (N) y con el ángulo de fricción de interfaz suelo – cimiento (δ).

$$T = N * \tan \delta \quad (57)$$

Los valores de δ , están dados por:

- concreto en sitio $\delta = \phi$,
- aceros lisos $\delta = \phi/2$
- aceros corrugados $\delta = 3\phi / 4$

Los factores de corrección por rigidez dependen de la geometría y valores friccionantes del depósito, estos incluyen la misma geometría y ϕ términos, más el índice de rigidez del suelo (I_r), que se calcula a partir de módulo de corte (G), la cohesión (c), el esfuerzo efectivo vertical (σ'_0 , profundidad de $D+(B/2)$) y el ángulo de fricción del suelo (ϕ)

$$I_r = \frac{G}{c + [\sigma'_0 * \tan \theta]} \quad (58)$$

Tabla 1. Correlaciones para determinación modulo elasticidad de Young a partir del ensayo de penetración estándar. Donde N debe estar corregido por energía y confinamiento previamente

Meigh y Nixon (1961)	Limos y limos arenosos	$E(\text{MPa})=5N$
	Arenas finas	$E(\text{MPa})=8N$
D' Apolonia et al. 1970	Arenas normalmente consolidadas	$E(\text{kg/cm}^2)=215+(10,6 N_{\text{SPT}})$
	Arenas preconsolidadas	$E(\text{kg/cm}^2)=540+(13,5 N_{\text{SPT}})$
Denver 1982	material granular	$E=7*(N_{\text{spt}})^{(1/2)}$
Wrench y Nowastzki (1986)	Gravas	$E(\text{MPa})=2,22 * N_{\text{SPT}}^{0,888}$
Beguermann (1974)	Gravas y arenas $N_{\text{SPT}} > 15$	$E(\text{kg/cm}^2)=40+(12*(N_{\text{SPT}}-6))$
	Gravas y arenas $N_{\text{SPT}} < 15$	$E(\text{kg/cm}^2)=12(N_{\text{SPT}}+ 6)$
Bowles (1988)	Arenas en general	$E(\text{kg/cm}^2)=10*(7,5+(0,5*N_{\text{SPT}}))$

Fuente: (Echarri & Vaca, 2014).

El módulo de corte está dado a partir del módulo de elasticidad de Young (E) y la relación de Poisson (ν) y el esfuerzo efectivo vertical (σ'_0), de tal forma que para depósitos de suelo evaluados en condiciones drenadas ($c = 0$), puede obtenerse el índice de rigidez a partir de:

$$I_r = \left[\left(\frac{E}{2*(1+\nu)} \right) \left(\frac{1}{\sigma * \tan \phi} \right) \right] \quad (59)$$

El módulo de elasticidad de Young se evalúa a partir de pruebas de laboratorio y ensayos de campo, correspondiente a las condiciones de esfuerzos a profundidad de $D+(B/2)$, o en su defecto a partir de correlaciones empíricas. Algunas de estas correlaciones empíricas se obtienen a partir del número de penetración estándar. Varias de las correlaciones existentes para determinar el módulo de elasticidad de Young, son las presentadas en la tabla 9.

En cuanto a la relación de Poisson, esta se encuentra entre los valores de 0.1 y 0.4 para suelos granulares (IEE-691. 2001), y se logra estimar a partir del ángulo de fricción relativo (ϕ_{rel}) que tiene valores entre 0 y 1. Este ángulo se determina a partir del ángulo de fricción.

$$\phi_{rel} = \frac{\phi - 25^\circ}{20^\circ} \quad (60)$$

$$v = 0.1 + (0.3 * \phi_{rel}) \quad (61)$$

Posterior a evaluación de la rigidez, se debe evaluar el índice de rigidez reducido (I_{rr}), con base en la deformación volumétrica (Δ).

$$I_{rr} = \frac{I_r}{(1 + (\Delta * I_r))} \quad (62)$$

La deformación volumétrica se puede evaluar con el ángulo de fricción relativo y el esfuerzo efectivo vertical dado en toneladas a profundidad de desplante, más la mitad del ancho del cimiento, con la ecuación planteada por de Vesic, Trautmann y Kulhawy (1987)

$$\Delta \approx 0.005[\sigma(1 - \phi_{rel})] \quad (63)$$

Luego, se debe determinar el índice de rigidez crítico (I_{rc}) con base en las dimensiones de ancho (B), longitud (L) y el ángulo de fricción (ϕ)

$$I_{rc} = 0.5 \exp \left[\left[3.30 - \left(\frac{0.45B}{L} \right) \right] \cot \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right] \quad (64)$$

Al comparar el índice de rigidez reducido y el índice de rigidez crítico, podemos concluir:

- $I_{rr} > I_{rc}$ Comportamiento del suelo de material plástico rígido, conlleva a falla general de corte, por ello $\zeta_{cr} = \zeta_{\gamma r} = \zeta_{qr} = 1$
- $I_{rr} < I_{rc}$ Se presenta en el suelo rigidez de suelo baja, local o punzante, lo cual produce fallo de corte. Por tanto, $\zeta_{cr}, \zeta_{\gamma r}$ y $\zeta_{qr} < 1$. Se deben calcular para afectar la capacidad de carga final.

Para evaluar la capacidad de carga cuanto tenemos suelos no drenados, se evalúa la capacidad de carga última, a partir de considerar:

$$\phi = 0 \quad N_c = 5.14 \quad N_\gamma = 0 \quad N_q = 1 \quad (65)$$

$$\zeta_{qs} = \zeta_{qd} = \zeta_{qr} = \zeta_{qt} = \zeta_{qg} = 1 \quad (66)$$

Con estas consideraciones, la ecuación de capacidad última con la carga máxima (Q), dimensiones reducidas (B', L'), resistencia promedio al corte sin drenar desde una profundidad D hasta llegar a $D + (B * c_u)$ y esfuerzo de sobre carga a un nivel de desplante D (q), se reduce a:

$$q_{ult} = \frac{Q}{B'L'} = 5.14s_u \xi_{cs} \xi_{cd} \xi_{cr} \xi_{ci} \xi_{cg} + \xi_{qi} \quad (67)$$

Es importante dentro del presente documento, considerar que $S_u = C_u$

Para evaluar el componente de carga lateral (T), previamente se debe establecer la resistencia máxima al deslizamiento, la cual se determina con la adherencia reducida del suelo. Para interacción de:

- Concreto fundido en sitio $C_a \approx S_u$.
- Acero liso $C_a \approx S_u/2$
- Acero corrugado $C_a \approx 3S_u/4$

Para determinar los parámetros de relación de Poisson y módulo de elasticidad, se deben realizar un ensayo de laboratorio triaxial. Sin embargo, el ensayo de compresión inconfiada también arroja parámetros muy útiles a precios más económicos.

Para suelos no drenados, el módulo de elasticidad se puede determinar en el ensayo de compresión no confinada. En esta curva se determina la deformación unitaria (ϵ) y el esfuerzo (σ). La deformación unitaria se comprueba con la longitud final (L_f) y la longitud inicial (L_0).

$$\epsilon = \frac{L_f - L_0}{L_0} \quad (68)$$

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (69)$$

Con base en la Ley de Hooke, se puede determinar el módulo de elasticidad de Young (E).

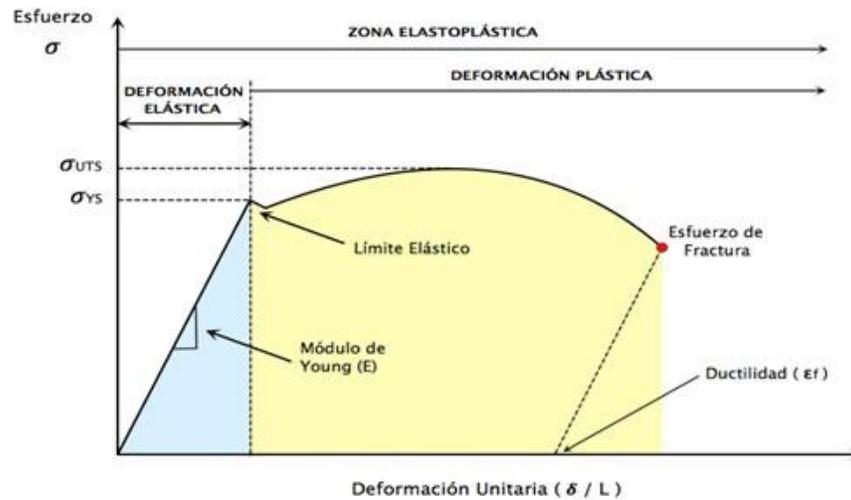


Figura 13. Gráfica esfuerzo deformación

Fuente: Autor

La relación de Poisson se puede estimar a partir de:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{lateral}}{\varepsilon_{longitudinal}} \quad (70)$$

En la tabla 48 se indica la manera de determinar la relación de Poisson a partir de algunos parámetros fáciles de identificar en campo como ϕ' (Leal, 2009).

Una relación para el módulo de Young no drenado en arcillas sobre consolidadas, es el presentado por Butler (1974):

$$E_u = 400 * S_u \quad (71)$$

Tabla 10. Correlaciones para determinación relación de Poisson.

Fundamento teórico	Expresión	Resultado ν'
Ley generalizada de Hooke	$\varepsilon_3 = \frac{1}{E'}$	0,482*
Coefficiente de presión de tierras en reposo (Jaki, 1944)	$Ko \approx 1 - \sin \varphi'$ $\nu' = \frac{Ko}{1 + Ko} \approx \frac{1 - \sin \varphi'}{2 - \sin \varphi'}$	0,455
Relación elástica	$E' = 2G(1 + \nu')$	0,333*

Fuente: (Leal, 2009, pág. 11).

Una relación para el módulo edométrico de Young (E_m) y la resistencia al corte no drenado es dada por Butler (1974):

$$E_m = 100 * S_u \quad (72)$$

Una vez se obtiene esta información se procede a determinar el módulo de rigidez del suelo, pero en términos de la resistencia al corte. Para ello, se considera:

$$I_r = \frac{G}{S_u} = \frac{E}{[2*(1+\nu)]} * \frac{1}{S_u} = \frac{E}{3*S_u} = I_{rr} \quad (73)$$

Usualmente, en suelos cohesivos, la relación de Poisson es igual a 0.5, por tanto, el índice de rigidez reducida es igual al índice de rigidez, dada la inexistencia de tensiones volumétricas. Una vez calculado el índice de rigidez se procede a calcular el índice de rigidez crítico:

$$I_{rc} = 0.5 \exp \left[3.30 - \left(0.45 \frac{B}{L} \right) \right] \quad (74)$$

El valor del índice de rigidez crítico varía, para:

- Base cuadrada o circular ($B=L$) presenta valores entre 8.64 – 13.56
- Para longitud infinita: Si $I_{rr} > I_{rc}$, el depósito tendrá un comportamiento rígido plástico conduciendo a una falla general de corte, y el valor de $\zeta_{cr} = 1$
- $I_{rr} < I_{rc}$, indica una rigidez de suelo baja, esto produce una falla de corte local, con $\zeta_{cr} < 1$. Es importante calcularlo para reducir la carga final.

Los factores de corrección pueden ser evaluados como:

- *Factores por forma*

$$\xi_{cs} = 1 + \left[0.20 * \frac{B}{L} \right] \quad (75)$$

$$\xi_{\gamma s} = 1 + \left[0.4 * \left(\frac{B}{L} \right) \right] \quad (76)$$

$$\xi_{qs} = 1 + \left[0.33 * \tan^{-1} \frac{D}{B} \right] \quad (77)$$

Para ξ_{qs} se debe evaluar en radianes.

- *Factores de profundidad*

$$\xi_{qd} = 1 \quad (78)$$

$$\xi_{cd} = 1 + \left[0.33 \left(\tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \right) \right] \quad (79)$$

Para ξ_{cd} se debe evaluar en radianes.

- *Factores de corrección por rigidez*

$$\xi_{qr} = 1 \quad (80)$$

$$\xi_{cr} = 0.32 + \left[\left(0.12 * \frac{B}{L} \right) + (0.60 \log_{10} I_{rr}) \right] \quad (81)$$

- *Factores de corrección por inclinación de la carga*

Cuando se evalúan estos factores, se debe realizar la evaluación por deslizamiento, para ello se debe calcular n:

$$n = \left[\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) (\cos \theta)^2 \right] + \left[\left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}} \right) \sin \theta \right] \quad (82)$$

El ángulo θ , es la inclinación de la carga. Calculado n y T, se procede a determinar los factores de corrección, es importante el cálculo de la tensión máxima lateral (T), N la carga normal.

$$\xi_{ci} = \left\{ \frac{n * T}{[5.14 * s_u * (B' L')] } \right\} \quad (83)$$

$$\xi_{qi} = \left(1 - \left(\frac{T}{N} \right) \right)^n \quad (84)$$

- *Factores de corrección por inclinación de la superficie de apoyo de la estructura*

El ángulo $\alpha < 45$ grados, dados en radianes. De igual forma para $\omega < 45$ radianes, para cuando $\omega > 45$, se debe chequear deslizamiento.

Para $0.5 B \gamma N \gamma \xi$ es necesario para suelos cargados no drenados, en los cuales $\omega > 0$ y $N \gamma = -2 * \text{sen} \omega$ en grados. Por ello,

$$\xi_{\gamma s} = 1 - \left(0.4 \frac{B}{L} \right) \quad (85)$$

$$\xi_{\gamma i} = \left[1 - \left(\frac{T}{N} \right) \right]^{n+1} \quad (86)$$

$$\xi_{\gamma d} = \xi_{\gamma r} = \xi_{\gamma g} = 1 \quad (87)$$

Con base en esta información, se determinan los factores de corrección.

$$\xi_{ct} = 1 - \left[\frac{2*\alpha}{(\pi+2)} \right] \quad (88)$$

$$\xi_{qt} = 1 \quad (89)$$

4.2.5. Cálculo de los asentamientos superficiales

Las deformaciones que puede experimentar un depósito de suelo son inmediatas y por consolidación. Las deformaciones inmediatas se presentan con los asentamientos inmediatos, producidas al aplicar las cargas sobre la masa de suelo. Estos asentamientos no son elásticos, pero para su análisis se consideran modelos elásticos. Para arcillas saturadas o casi saturadas se pueden determinar con los parámetros de esfuerzo aplicado a la cimentación (q), I_w , relación de Poisson, módulo de elasticidad de Young y el ancho de la cimentación, con la ecuación:

$$S_i = \frac{I_w * q * B (1 - \nu^2)}{E} \quad (90)$$

Para arcillas saturadas la razón de Poisson se asume igual a 0.5. de tal forma que para arcillas. Luego $0.85 \leq I_w \leq 0.95$. De tal forma que la ecuación de asentamientos inmediatos, será:

$$S_i = \frac{I_w * q * B (1 - 0.25)}{E} \quad (91)$$

Para suelos granulares, los parámetros elásticos dependen de la presión de confinamiento y se puede emplear el método propuesto por Schmertmann (1978) aplicable por capas con parámetros de Factor de corrección para dar reducción a esfuerzos de compresión producidos por la cimentación (C_1 , Esfuerzos efectivos a la profundidad de la cimentación (σ'_0), coeficiente de aumento proporcional al tiempo (t =años) de las deformaciones para suelos carentes de cohesión (C_2):

$$C_1 = \left[1 - \left(0.5 * \frac{\sigma'_{0i}}{q} \right) \right] \geq 0.5 \quad (92)$$

$$C_2 = \left[1 + \left(0.2 * \left(\log_{10} \left(\frac{t}{0.1} \right) \right) \right) \right] \quad (93)$$

I_z depende de la influencia de los esfuerzos, los cuales dependen de la relación de Poisson y de la ubicación del punto de aplicación de estos. Los valores de I_w se consideran en intervalos así:

$$0.0 \text{ a } 2.0 \quad \text{para} \quad \rightarrow \frac{z}{B} = 0$$

$$0.6 \quad \text{para} \quad \rightarrow \frac{z}{B} = 0.5$$

Los valores de Z_1 se suman para valores $0 \leq Z \leq 2B$

Los valores de E, previamente se ha indicado como ser determinado.

$$S_i = C_1 C_2 = \sum_{i=1}^n \left[\Delta \sigma_{zi} * \left(\frac{I_z}{E} \right) \right] \quad (94)$$

Para suelos en condición no drenada se deben determinar los asentamientos por consolidación. Estos asentamientos se producen por depósitos sometidos a condiciones de carga constantes. La compresibilidad en depósitos de suelo arcillosos o de suelos en condición no drenada está directamente relacionado con la historia de esfuerzos a los cuales ha estado sometido. Con base al historial de esfuerzos, se deben calcular los asentamientos que pueden ir desde normalmente consolidados hasta consolidados. Se afirma que las arcillas son normalmente consolidadas cuando los esfuerzos efectivos son equivalentes a los esfuerzos máximos que el suelo ha estado sometido en el pasado. Los asentamientos totales de consolidación se evalúan a partir de la relación de vacíos inicial (e_{0i}), espesor de la capa (H), esfuerzo efectivo inicial en la capa (σ'_0), incremento de esfuerzos en la capa i, debido a la carga del cimiento ($\Delta\sigma$), índice de compresibilidad obtenido del ensayo edométrico (C_c), C_e corresponde al índice de recompresión de la capa i. Estos se determinan en pruebas de laboratorio inalteradas.

El índice de compresión se puede determinar a partir de Relación de vacíos al inicio y al final de la recta en la curva edométrica (e_1 y e_2), al igual que los esfuerzos efectivos en estos puntos (σ'_1 a σ'_2) :

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log\left(\frac{\sigma'_2}{\sigma'_1}\right)} \quad (95)$$

Existen correlaciones presentadas por varios autores para el cálculo de índice. Con estos parámetros evaluados se procede a calcular los asentamientos por consolidación.

Tabla 2. Correlaciones para determinación del índice de compresión.

Skempton 1944	$C_c = 0.009 * (\%LL - 10)$, donde LL= límite líquido
	$C_c = 0.007 * (\%LL - 10)$, para arcillas remoldeadas
Rendón – Herrero 1983	$C_c = 0.141 * G_s^{1.2} * \left(\frac{1 + e_0}{G_s}\right)^{2.38}$
Nagaraj y Murty (1985)	$C_c = 0.2343 * G_s * \left[\frac{\%LL}{100}\right]$
Wroth y Wood 1978	$C_c = 0.50 * G_s * \left[\frac{\%IP}{100}\right]$
Kulhawy y Mayne 1990	$C_c = \left[\frac{\%IP}{74}\right]$
Azzouz 1976	$C_c = 0.37[e_0 + (0.003 * LL) + (0.0004 * \omega_n) - 0.34]$
Koppula 1981	$C_c = 0.0093 * \omega_n$
Koppula 1986	$C_c = (0.009 * \omega_n) + (0.005 * LL)$
Nakase 1988	$C_c = 0.046 + (0.0104 * IP)$
Nagaraj y Murty (1986)	$C_c = 0.0023 * G_s * \%LL$
Nishida 1956	$C_c = 1.15(e_0 - 0.35)$
Al – Khafaji and Andersland	$C_c = -0.156 + (0.411 * e_0) + (0.00058 * \%LL)$
Universidad de los Andes 2001	$C_c = 0.0091 * (\%LL - 15)$, donde LL= limite liquido. Para cenizas volcánicas

Fuente: (Molina, 2012, pág. 3).

$$\delta_c = \sum_{i=1}^N \left[\left[\frac{C_{ci}}{(1+e_{oi})} \right] * \log_{10} \left[\frac{(\sigma'_0 + \Delta\sigma)}{\sigma'_0} * H_i \right] \right] \quad (96)$$

Otra evaluación que se efectúa es el cálculo de consolidación a partir de arcillas sobre consolidadas, y es donde el esfuerzo efectivo es menor que el esfuerzo de consolidación. El cálculo de deformaciones por consolidación se evalúa discretizado (en capas). De tal forma que, para estas arcillas:

$$\sigma'_c - \sigma'_0 \leq \Delta\sigma:$$

$$\delta_c = \sum_{i=1}^N \left[\left[\frac{(H_i)}{(1+e_{oi})} * c_e * \left[\log_{10} \left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_0} \right) \right] \right] + \left[C_c * \left[\log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) \right] \right] \right] \quad (97)$$

$$\sigma'_c - \sigma'_0 \geq \Delta\sigma:$$

$$\delta_c = \sum_{i=1}^N \left[\left[\frac{(H_i)}{(1+e_{oi})} \right] + \left[C_c * \left[\log_{10} \left(\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) \right] \right] \right] \quad (98)$$

Algunas correlaciones existentes en documentos técnicos presentan las siguientes ecuaciones:

Mesri 1973, para varios suelos:

$$C'_\alpha = 0.0001 * \omega_n$$

Mesri y Godlewski 1977

Limos y arcillas inorgánicos

$$C_\alpha = 0.04 * C_c$$

Arcillas y limos orgánicos

$$C_\alpha = 0.05 * C_c$$

Turbas

$$C_\alpha = 0.075 * C_c$$

Al presentarse disipación del exceso de presión de poros, debido a la aplicación de cargas, se cumple la consolidación primaria. Luego se produce la consolidación secundaria, que produce la velocidad más lenta indefinidamente en el tiempo calculado, a partir del espesor de la capa (H), el coeficiente de compresión secundaria (C_α), tiempo de que comience la compresión secundaria (t_i) y el tiempo sobre el cual se calcula la deformación (Δ_t), con la siguiente ecuación:

$$\delta_s = H * C_\alpha * \log\left(\frac{t_i + \Delta t}{t_i}\right) \quad (99)$$

Para determinar el índice de compresión secundaria (C_α), se consideran los parámetros tomados del ensayo edométrico (tiempo de inicio y finalización de ensayo - t_1 a t_2) y la deformación de la capa de suelo durante el ensayo (ε).

$$C_\alpha = \frac{\Delta\varepsilon}{\log\left(\frac{t_2}{t_1}\right)} \quad (100)$$

4.2.6. Momentos en las cimentaciones

Para este análisis de cimentaciones superficiales se consideran la rigidez infinita y el suelo es linealmente plástico. El supuesto fundamental en el método simplificado es que la losa de cimentación es infinitamente rígida y que el subsuelo del suelo es linealmente elástico. Para el cálculo de la tensión debajo de la base, las ecuaciones de la estática son suficientes, ya que las dos suposiciones implican que la distribución de la tensión sería plana.

En la figura 13 se ilustra un cimiento sometido a momentos biaxiales (M_x, M_y), fuerzas cortantes (Q_x, Q_y) y fuerza Axial (Q_z) y una reacción vertical de la cimentación (Q_v). Esta se determina a partir de la carga vertical aplicada a la cimentación (Q_z), el peso efectivo de la cimentación (W_f) y el peso efectivo del relleno vertical por encima de la losa del cimiento (W_{vs}).

$$Q_v = Q_z + W_f + W_{vs} \quad (101)$$

Para determinar la excentricidad tanto en x como en y, para un Q_v , se debe considerar la fricción a ambos lados de la losa igual a cero. Para esto se consideran las presiones pasivas a un tercio de la superficie (A_x, A_y) y las presiones a un tercio de la base del relleno pasivo de suelo (B_x, B_y). Las cantidades P_1, Q_x, Q_y y D (nivel de desplante) se ilustran en la figura 13 y 14.

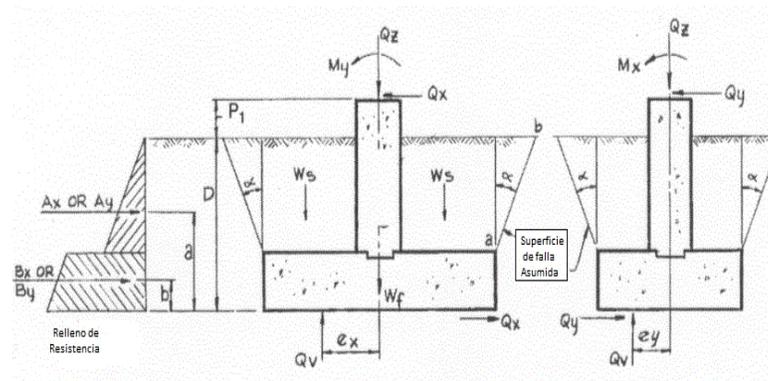
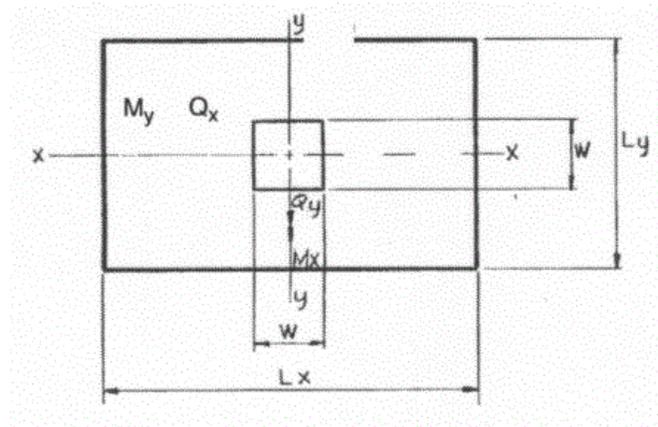


Figura 14. Cimentación sometida a fuerza axial, cortante y momentos de flexión.
Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 121).

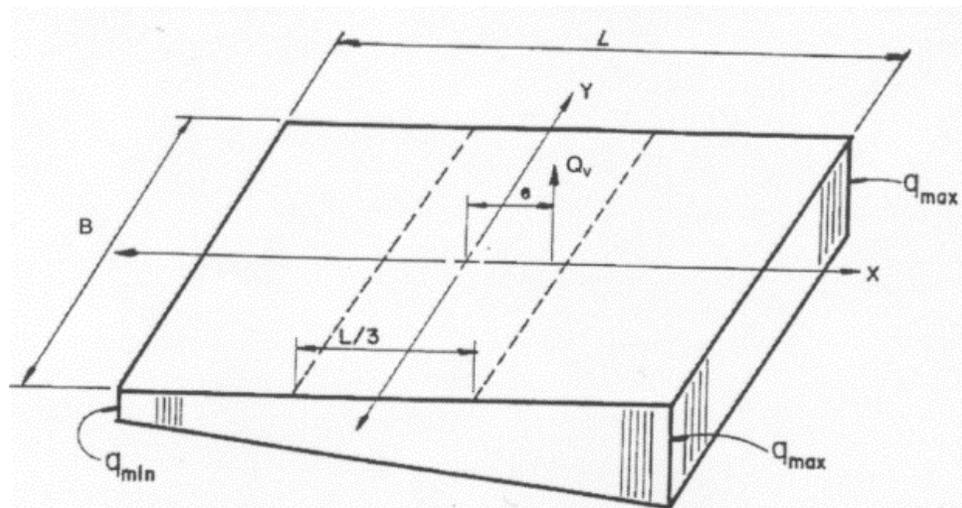


Figura 15. Distribución de los esfuerzos bajo el cimiento en una dirección.
Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 48).

A nivel conservador se ignora la resistencia pasiva como un aspecto de mayor seguridad al calcular la cimentación. Distribución del esfuerzo debajo de la base con excentricidad en una dirección:

$$e_x = \frac{[M_y + (Q_x * (P_1 + D))] - (A_x * a) - (B_x * b)}{Q_v} \quad (102)$$

En la ecuación anterior, es importante definir:

- P₁ Distancia entre el suelo y el borde superior del pedestal.
Ver figura 15
- a Altura actuante presión activa
- b Altura actuante presión pasiva

Al considerar que la excentricidad se produce en unos de los ejes (x ó y), se asume que los esfuerzos bajo la cimentación varían linealmente en la dirección del eje de la excentricidad. De tal forma que el esfuerzo máximo se genera en el borde más cercano a la base aplicada y viceversa al lado contrario del esfuerzo será mínima. La carga Q_v se ubica en un tercio de la cimentación y se evalúa como:

$$q_{max,min} = \frac{Q_v}{B * L} \left[1 \pm \left(6 * \frac{e}{L} \right) \right] \quad (103)$$

Cuando la carga resultante esta por fuera del tercio medio de la placa, el esfuerzo bajo la cimentación de la losa puede reducirse a cero. Es importante que la carga este ubicado en este sector para un diseño conservador.

$$q_{max} = \frac{2 * Q_v}{\left[3 * L \left[\frac{B}{2 - e} \right] \right]} \quad (104)$$

Se debe revisar momentos y cortantes en ambos ejes:

$$q_{max} = \frac{R_A * Q_v}{[L_x * L_y]} \quad (105)$$

Cuando:

$$\frac{e_x}{L_x} \leq \frac{e_y}{L_y} \quad (106)$$

$$a = \frac{e_x}{L_x}, b = \frac{e_y}{L_y}. \quad (107)$$

Con estos valores en la figura 16, se determina c y d, para con la figura 14 se determina R_A , sobre la figura 17.

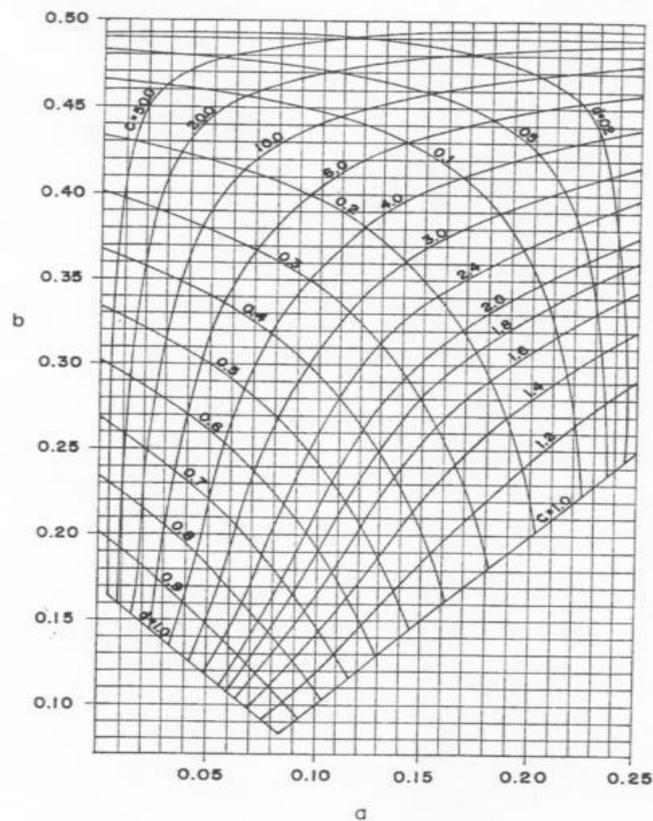


Figura 16. Gráfico A.

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 51).

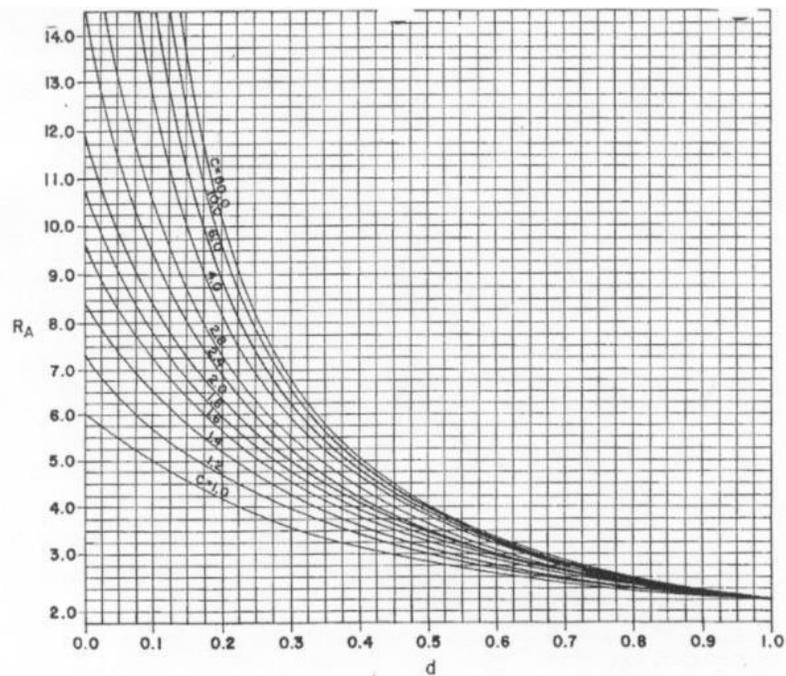


Figura 17. Gráfico B.

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 52).

4.2.7. Métodos de diseño tradicionales para análisis de levantamientos

En los métodos tradicionales, la resistencia al levantamiento de la cimentación se asume que la genera el peso del suelo y la base dentro del cono o la cuña. Cuando el ángulo que forma el cono es cero, se considera la geometría como un cilindro, así, el método parte a ser límite inferior, al ignorar tensiones, esfuerzos y resistencia del depósito. Para considerar el cono superior en el cimiento, se evalúan los parámetros del suelo, geometría del cimiento y profundidad de desplante, los cuales son variables y requieren un análisis para cada uno.

La capacidad de resistencia ante el levantamiento del cimiento está determinada para superficies curvas, por el peso dentro de la curva, adicionada la resistencia al corte a lo largo de esta superficie. Es útil en suelos de consistencia media a densa y estados de esfuerzo de consolidados a ligeramente sobre consolidados. En estos métodos se tiende a subestimar

suelos densos altamente consolidados y sobreestimar la capacidad de suelos sueltos.

La resistencia a la elevación para el modelo como rectangular:

$$W = W_f + [\gamma_s * (B * L * D)] \quad (108)$$

Siendo:

W_f Peso del cimiento. No se considera el pedestal, solo la placa de la zapata

W_s Peso de suelo sobre el cimiento

Q_{su} Resistencia lateral

Q_{tu} Resistencia de la base del cimiento (Q_{tu})

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad (109)$$

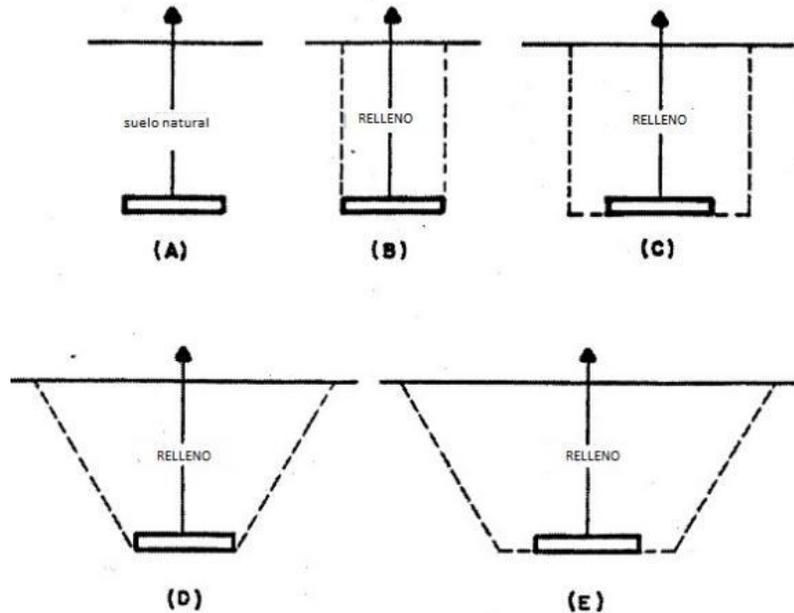


Figura 18. Variaciones constructivas de cimientos superficiales

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 54).

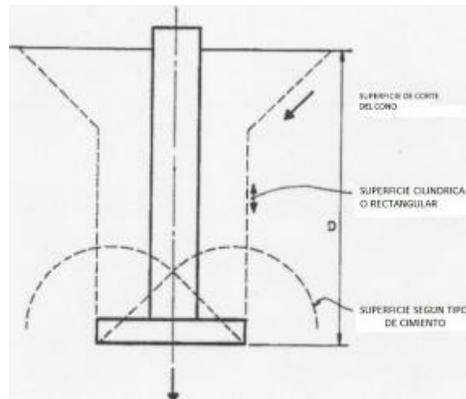


Figura 19. Falla en el levantamiento de cimentación superficial para un modelo cilíndrico

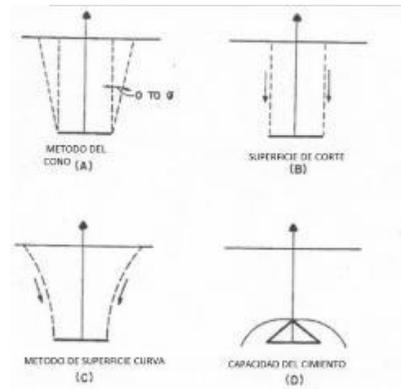


Figura 20. Modelos típicos de capacidad de soporte al levantamiento.

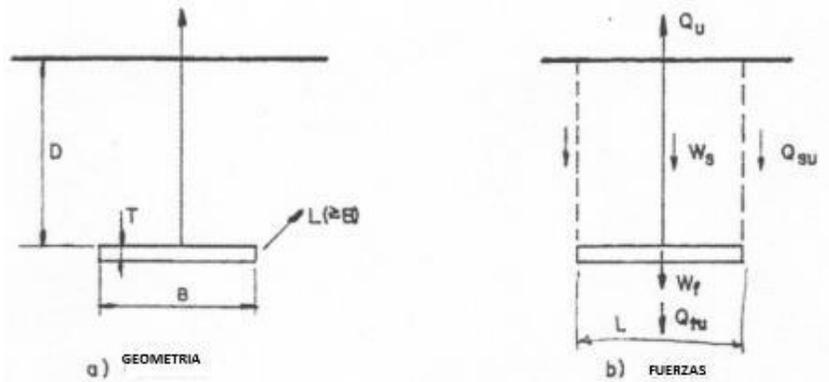


Figura 21. Resistencia al levantamiento de la cimentación. .

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, págs. 55 -58).

En suelos no cohesivos y para suelos cohesivos la resistencia a la carga en condiciones drenadas, con $c=0$ y comportamiento no lineal para ϕ con esfuerzos a nivel de la cimentación.

La resistencia en condiciones drenadas se produce en la mayoría de las condiciones de carga en suelos de grano grueso, como las arenas, y para la carga sostenida a largo plazo de suelos de grano fino, como las arcillas. Para suelos drenados la resistencia del suelo normalmente se caracterizará por $c = 0$ y un no lineal con nivel de tensión. La ecuación (110) se usa para evaluar la capacidad de levantamiento para el modo de corte cilíndrico / rectangular, como se describe a continuación. El peso efectivo para la carga drenada se da sobre el nivel freático y el peso flotante bajo este.

La resistencia de la punta, (Q_{tu}), se da a partir de la punta en el cimiento al suelo o roca, que está por debajo y se determina con parámetros de área del cimiento (Q_{tu}) y la resistencia de la tracción del suelo (S_t). Normalmente, la resistencia de la punta (Q_{tu}) es cero.

$$Q_{tu} = A * S_t \quad (110)$$

La resistencia lateral (Q_{su}) se calcula a partir de:

σ_{vz} esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de desplante

K_z Coeficiente de esfuerzo horizontal (en reposo) con la profundidad.

δ_z Ángulo de fricción de la interfaz con la profundidad, para suelo – suelo. El término δ para suelos de relleno

$$\delta = \phi/3 \text{ a } 2\phi/3 \quad (111)$$

$$\beta = K * \tan \delta \quad (112)$$

$$\sigma_v = \gamma_{rell} * D \quad (113)$$

El término δ para suelos de relleno es igual al ángulo de fricción del relleno $\delta = \phi$.

Para calcular K_0 , se parte de la evaluación del coeficiente *in situ* de esfuerzos horizontales del suelo.

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{para suelos normalmente consolidados. (114)}$$

Se determina, igualmente, un modificador para procedimientos de construcción $\left(\frac{K_0}{K_0}\right)$, como se puede evaluar en la tabla de coeficientes de esfuerzos horizontales del suelo en cargas drenadas, en:

$$K = K_0 \frac{K_c}{K_0} \quad (115)$$

En la tabla 12, se pueden visualizar algunas ecuaciones para determinar el coeficiente del suelo horizontal para carga drenada.

$$Q_{su} = 2(B + L) \sum_{i=0}^i \bar{\sigma}'_0 K_i \tan \delta_i d_i \quad (116)$$

Para

$$\beta = k * \tan \delta > 1 \text{ y } \frac{D}{B} < 6, \quad (117)$$

El tipo de falla puede ser una rotura en cuña o cono. El análisis en estas condiciones se reduce Q_{su} ,

$$Q_{su \text{ reducido}} = \frac{2+\beta}{3*\beta} Q_{su} \quad (118)$$

Este valor se reemplaza en la determinación Q_u .

Al analizar, en condición de límite superior, la capacidad a compresión de la cimentación ante carga drenada, debe evaluarse que Q_u pueda controlar el levantamiento de la cimentación. Para esto se consideran los parámetros previamente analizados en este documento con las siguientes salvedades:

$$q = \sigma_v \text{ sera igual al relleno evaluado a } \frac{B}{2}$$

\therefore Nivel de desplante $D - t - B/2$

Para calcular ζ_{qd} se debe emplear $\frac{(D-t)}{B}$, en vez de $\frac{D}{B}$

Si Q_{um} es menor que Q_u en la ecuación

Tabla 3. Coeficientes de esfuerzo del suelo horizontal para carga drenada (K).

Condición del suelo y del relleno	K
Suelo natural y relleno en el respaldo	$K_a = (\tan(45 - \phi/2))^2$
Suelo natural con relleno moderadamente compactado. Requiere cuidadosa supervisión en el proceso constructivo.	0,5 a 1 K_0 in - situ $K_0 = 1 - \sin \phi$
Suelo natural con relleno bien compactado.	1* K_0 in - situ
Relleno ligeramente compactado	1- $\sin \phi$
Relleno moderadamente compactado	2/3 a 1
Relleno bien compactado	≥ 1
Relleno muy bien compactado. Requiere supervisión técnica	2

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 59).

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad (119)$$

Debe emplearse como resistencia al levantamiento de la cimentación Q_{um} . Una vez vista la capacidad de resistencia al arrancamiento, se presenta la capacidad de resistencia al arrancamiento no drenado, de tal forma que:

W_s = Peso total del suelo

γ = Peso unitario del suelo de lleno

B = Ancho de la cimentación.

L = Longitud del cimientto

t = Espesor del cimientto.

D = Profundidad de desplante

la profundidad de desplante menos el espesor del cimiento (D-t)

$$W_s = \gamma * [B * L * (D - t)] \quad (120)$$

La resistencia de la punta, Q_{tu} , puede desarrollarse a partir de la unión de la punta del cimiento, como se indica anteriormente, o a partir de la succión en el suelo saturado de grano fino, durante la carga sin drenar. La resistencia de la punta de la succión está dada por:

S_s Esfuerzos de succión del cimiento

A_{tip} Área del cimiento

u_i Presión de poros inicial en la base del cimiento

W Peso de cimiento y del suelo.

$$S_s \approx \frac{W}{A} - u_{i \leq 1} \text{ Atmosfera} \quad (121)$$

Con estos parámetros establecidos se determina el valor de la resistencia en la base:

$$Q_{tu} = A * S_s \quad (122)$$

Es importante destacar que los esfuerzos de succión son inversamente proporcionales en el tiempo al proceso de consolidación.

$$Q_u = Q_{su} + Q_{tu} + W \quad (123)$$

Si el promedio $\frac{\alpha S_u}{\bar{\gamma} D}$, sobre la profundidad del cimiento es mayor que 1 y $\frac{D}{B} < 6$, para el cono en cuña es posible la falla. Aunque no se ha desarrollado un procedimiento definitivo para abordar esta reducción, la aproximación razonable para esta reducción es la siguiente:

$$Q_{su\ red} = \frac{\left[2 + \frac{\alpha * S_{ul}}{\gamma * D}\right]}{3 * \left[\frac{\alpha * S_{ul}}{\gamma * D}\right]} Q_{su} \quad (124)$$

$Q_{su\ red}$ = Resistencia lateral reducida

Algunos modelos tradicionales de diseño son:

a) Método de diseño del cono de arena

Este método, basado en procedimientos y experiencias empíricas, se emplea para cimientos cuadrados y circulares. En este método se asume que la capacidad de elevación final (T_u) se origina en el peso de la cimentación y del peso del suelo dentro del cono o pirámide. Para establecer T_u partimos del peso del cemento (W_f) y el peso de la masa del suelo dentro de la superficie de falla (W_s):

$$T_u = W_f + W_s \quad (125)$$

Para cono/pirámide de falla bajo la tabla de agua, el peso sumergido de la cimentación al igual que el del suelo se emplean para determinar la capacidad de levantamiento. Para cimiento de poca profundidad este método subestima la capacidad de elevación.

$$\psi = 45 + \frac{\phi}{2} \quad (126)$$

La capacidad máxima de levantamiento del suelo para una base cuadrada se puede calcular con base en el volumen de la cimentación bajo la superficie del suelo (V_0), el área de la base por la cimentación por la profundidad D (V_1), en ancho de la cimentación (B) y el peso unitario (γ), como:

$$T_u = W_f + [\gamma(V_1 - V_0)] + \left[\frac{1}{6} * \gamma * D^2 * \tan \psi * ((9 * B) + (2 * D * \tan \psi))\right] \quad (127)$$

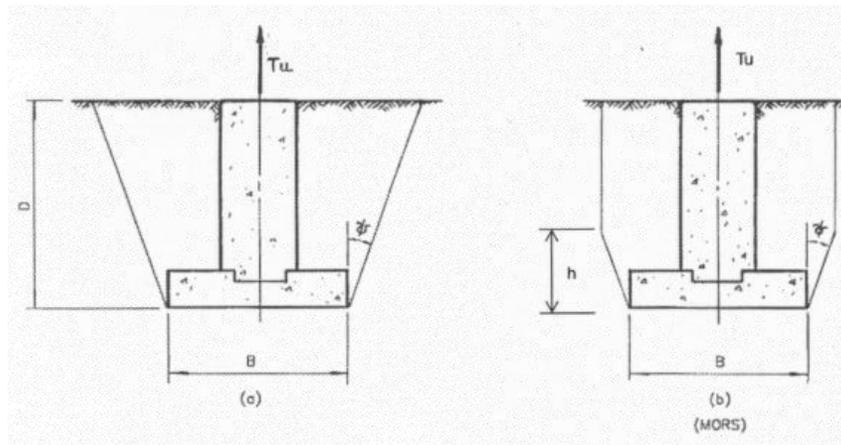


Figura 22. Método del cono de arena.

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 67).

En condiciones de saturación del suelo con tabla de agua en la superficie debe evaluarse la flotabilidad del cimiento.

a) Método del cono de Bonneville

En este método se considera la deflexión de 2.54 cm para sus cargas calculadas y no la capacidad de arrancamiento. Supone un ángulo de cono de 30 grados, peso unitario del suelo de 14.4 kN/m³, profundidad máxima de 4.6 metros y presión de elevación en el área de la parrilla de 359.1 kN/m².

b) Método de la superficie de corte

El procedimiento supone que la superficie de falla se extiende verticalmente hacia arriba desde el cimiento. La resistencia a levantamiento se produce en la fricción de la superficie de falla (F), el peso del cimiento y el peso del suelo sobre el cimiento. Para determinar F, se parte de la cohesión, el ángulo de fricción

$$F = [(4 * c * B * D) + (2 * k * \gamma * B * D^2 * \tan \phi)] \quad (128)$$

Es importante tener claro que K debe tomarse en reposo y es el correspondiente al relleno.

$$K_{u1} = 0.496 * \phi^{0.18}, \text{ el valor de } \phi \text{ es en grados.} \quad (130)$$

El valor de ϕ es en grados.

S_f se determina a partir de la expresión,

$$S_f = 1 + \frac{M*D}{B} \leq 1 + \frac{H}{B} M \quad (131)$$

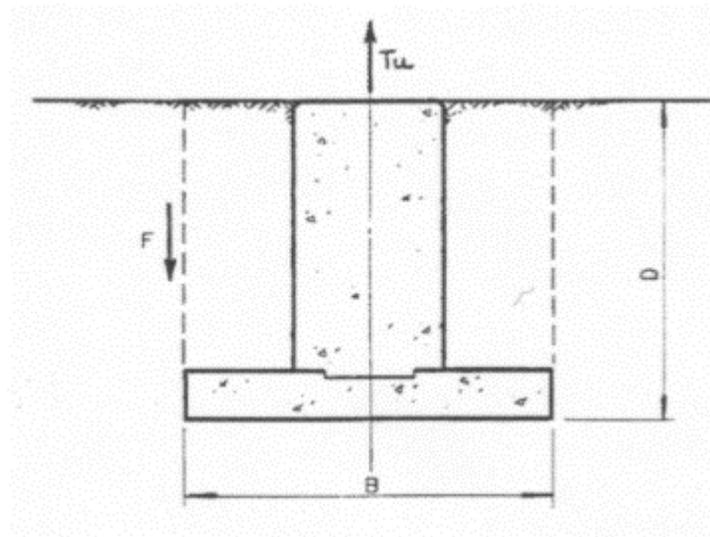


Figura 23. Método de la superficie de corte.

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 69).

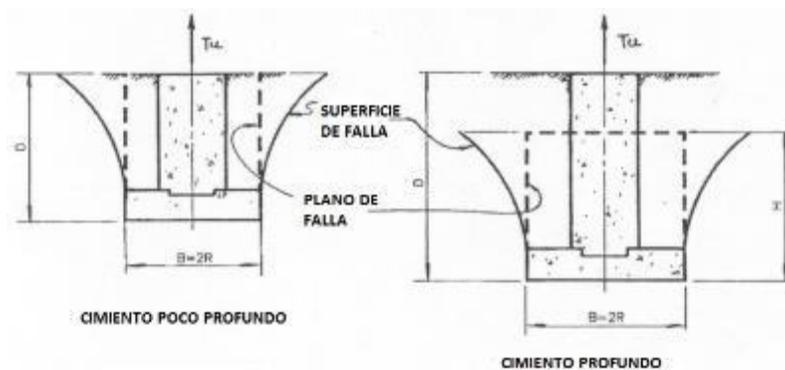


Figura 24. Método de Mayerhof y Adam

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 69).

M está en función del ángulo de fricción y puede ser tomado de la tabla 13. Con esta información se determina la resistencia al levantamiento T_u

$$T_u = W_f + W_s + (\pi * c * B * H) + \left[S_f * \left(\frac{\pi}{2} \right) * \gamma * B * (2D - H) * H * K_{u1} * \tan \phi \right]$$

Para cimentaciones poco profundas, se establece:

$$N_u = \frac{2 * D}{B} \leq 9 \quad (133)$$

$$T_u = \left[\frac{\pi * B^2}{4} (c * N_u) \right] + W_f + W_s \quad (134)$$

Para determinar las cimentaciones para fundaciones rectangulares, se determinan con la ecuación:

En zapatas poco profundas $D \leq H$, ver tabla 13.

$$S_f = 1 + M \frac{D}{B} \quad (135)$$

$$T_u = W_s + W_f + [2cD(B + L)] + \left[\left(\gamma D^2 \left((2S_f B) + L - B \right) \right) K_u \tan \phi \right] \quad (136)$$

Para cimentaciones profundas:

$$S_f = 1 + \frac{H}{B} M \quad (137)$$

$$T_u = [2cH(B + L)] + \left[\gamma H(2D - H) * \left((2S_f B) + L - B \right) K_u \tan \phi \right] + W_s + W_f \quad (138)$$

Para niveles freáticos a profundidad de desplante de la cimentación, debe evaluarse la flotación del material.

Finalmente, el grado de compactación es definitivo en la capacidad de resistir la cimentación al levantamiento. Por tanto, se debe verificar que el peso unitario del material instalado sea igual, como mínimo, al del contemplado en el diseño. Las capas de material a compactar previo al proceso no pueden ser

superiores a 15 cm. Para suelos granulares se debe emplear un compactador mecánico y para suelos cohesivos, compactadores neumáticos. Para placas metales o rejillas se deben instalar elementos de protección para la corrosión. Se debe tener especial cuidado en lutitas, ya que estas son susceptibles de fallas en las zonas de contacto, y tienden a levantar los cimientos ante la presencia de aguas. En sectores con presencia de piedra caliza, puede presentarse disolución, tubificación y carcavamiento.

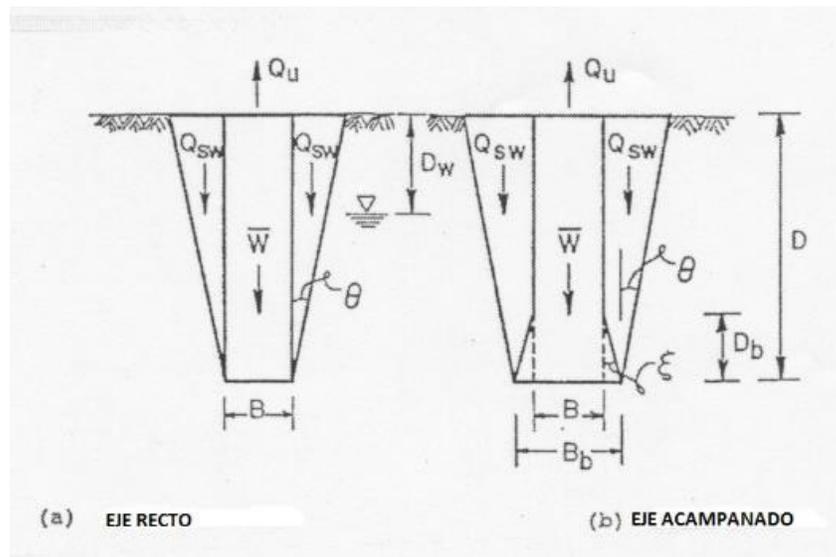


Figura 25. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 82).

4.2.8. Pilas pre excavadas

La resistencia al arrancamiento de las pilas es el resultado del análisis de equilibrio de fuerzas entre las cargas aplicadas, el peso de la pila, la resistencia del fuste y de la punta de la pila. Los modelos más empleados son el modelo de cono truncado, el modelo de corte cilíndrico tradicional y método analítico

- **Modelo de cono truncado**

La figura 25 ilustra la geometría del cono truncado, en ella, la resistencia al arrancamiento de la pila depende del peso de esta y de la resistencia por fricción del fuste. Cuando la pila está sumergida bajo el nivel freático, se adicionan al modelo el peso efectivo del caisson y del suelo. Generalmente se ignora la succión de contacto del caisson contra el suelo.

γ_c Peso unitario del concreto

$\bar{\gamma}_c$ Peso unitario efectivo del concreto

γ_s Peso unitario del suelo.

D Profundidad de desplante

D_w Profundidad del nivel freático

B Ancho o diámetro cimiento

θ Ángulo de la superficie de falla entre el suelo y el fuste de la pila.

El valor oscila entre $\frac{\theta}{2}$ y $\frac{2\theta}{3}$

$\bar{W} =$ *Peso efectivo de la pila (caisson)*

Para análisis con nivel freático D_w y sin nivel freático $D_w=0$,

$$\bar{W} = \left[0.25\pi * B^2 * [(\gamma_c * D_w) + (\bar{\gamma}_c * (D - D_w))] \right] \quad (139)$$

$$\bar{W} = \left[0.25\pi * B^2 * [(\bar{\gamma}_c * (D))] \right] \quad (140)$$

Para condición, drenada, $c=0$,

$$\bar{Q}_{sw} = (\pi * \bar{\gamma}_s * D) * \left[(0.5B^2) + (0.5B * D * \tan \theta) + \left(\frac{D^2 * (\tan \theta)^2}{3} \right) \right] \quad (141)$$

Para realizar el análisis en condición no drenada

$$\bar{Q}_{sw} = (\pi * \bar{\gamma}_s * D) * [(0.5B^2)] \quad (142)$$

Con esta información se calcula la resistencia al arrancamiento.

$$Q_u = \bar{W} + \overline{Q_{sw}} \quad \therefore \quad (143)$$

Para caisson acampanados en forma de campanas, se adiciona para el cálculo el diámetro de la sección de la campana (B_b), se tiene la ecuación

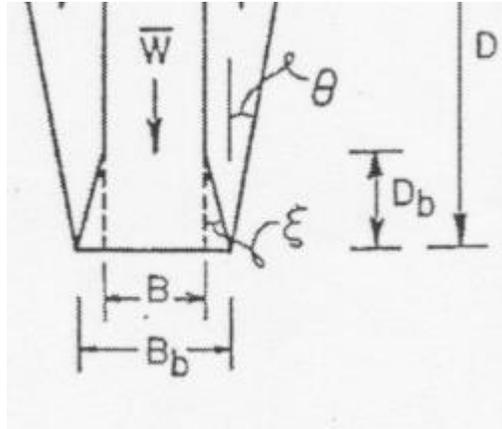


Figura 26. Modelo del cono truncado para cargas de levantamiento

Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 82).

$$Q_{sw} = \pi * \bar{\gamma}_s * D \left[(0.5 * B_b^2) + (0.5 * B_b * D * \tan \theta) + \left(\frac{1}{3} D^2 * (\tan \theta)^2 \right) + \left(0.25 * (B_b^2 - B^2) \right) \right] \quad (144)$$

Entendiéndose ξ como el ángulo entre cilindro y la campana.

$$\Delta \bar{W} = \pi * (\bar{\gamma}_c - \bar{\gamma}_s) * D_b^2 * \left[(0.5 * B * \tan \xi) + \left(\frac{1}{3} D_b (\tan \xi)^2 \right) \right] \quad (145)$$

- **Modelo tradicional del cilindro de corte**

El modelo de cilindro de corte para eje perforado recto, supone la generación de la superficie de falla entre la interfaz y el suelo, al lado del eje y el eje del

cilindro. Para ejes acampanados se considera una superficie de falla con interfaz suelo – concreto con diámetro igual a la campana. Adicional al peso se considera la resistencia al corte que se produce en el desarrollo de la superficie del eje (Q_{su}) ignorando la succión de la base en suelos drenados.

$$Q_U = W + Q_{su} \quad (146)$$

La resistencia a la tracción (levantamiento o elevación) del cimiento en condición no drenada, se da en términos del factor de adherencia y la resistencia al corte no drenado (c_u):

$$\alpha^{**} = 0.21 + \left[0.27 \frac{pa}{c_u} \right] \quad (147)$$

$$Q_u = \alpha^{**} * c_u * (\pi * B * D) \quad (148)$$

Las correlaciones entre α y c_u se muestran en la figura 26 (b). Al discretizar el suelo por estratos (ti) se puede considerar esta ecuación anterior, como:

$$Q_{su} = \pi * B * \sum_{i=1}^n c_u * D_i \quad (149)$$

Para cargas drenadas, si se considera un suelo homogéneo, se asume:

$$\bar{Q}_{su} = (\bar{\gamma}_s * K * \tan \delta) [0.5 * \pi * B * D^2] \quad (150)$$

$$Q_u = \bar{W} + \bar{Q}_{su} \quad (151)$$

En suelos drenados homogéneos se expresa en términos de coeficiente horizontal del suelo (K), ángulo entre el material y el suelo circundante (δ), la ecuación del modelo cilíndrico se expresa como:

$$\bar{Q}_{su} = \frac{(\bar{\gamma}_s * K * \tan \delta)}{(0.5 * \pi * B * D^2)} \quad (152)$$

$$Q_u = \bar{W} + \bar{Q}_{su} \quad (153)$$

Para analizar sistemas multi estratos, suelos heterogéneos, se evaluarán parámetros del suelo para cada estrato, y los esfuerzos efectivos en el centro de cada estrato.

K_0 puede evaluarse como $K_0 = 1 - \sin \phi$, para suelos normalmente consolidados. Es considerado un poco subestimado para estratos superficiales consolidados.

Autores como (Kulhawy *et al*, 1983), presenta las siguientes consideraciones para los valores de K .

- En pilas o pilotes se puede asignar un valor de $K = 0.66K_0$ para construcción con lechada, y $K = K_0$ para construcción en seco.
- Para construcción en seco de pilas y pilotes $\delta = \phi$,
- Para construcción en concreto liso (en suspensión) $0.7\phi \leq \delta \leq 0.9\phi$
- Para superficies en contacto de arena/ acero $0.5\phi \leq \delta \leq 0.7\phi$
- Para superficies en contacto de arena/ madera $0.8\phi \leq \delta \leq 0.9\phi$
- El ángulo de fricción efectivo de los suelos (ϕ), tiene valores típicos de 25° a 45° para suelos no cohesivos y para suelos cohesivos entre 10° a 25° .

Ahora las variables a considerar son:

$\frac{K}{K_0}$ Relación entre relación de coeficiente de trabajo y coeficiente de reposo del

suelo. Sus valores son del orden de 0.66 para lechada y de 1 para construcción

en seco. Para construcción en lodos $K = \left(\frac{2}{3}\right) * K_0 = \left(\frac{2}{3}\right) * (1 - \sin \phi)$

$$\bar{Q}_{su} = \pi * B * \frac{K}{K_0} * \sum_{i=1}^n [K_{oi} * \bar{\sigma}_{oi} * \tan[\delta]] \quad (154)$$

- **Modelo de un cilindro sometido a fricción**

El modelo asume para la falla la formación de un cilindro vertical de tierra sobre la campana, con diámetro equivalente a la campana. Para pilas acampanadas con $\frac{L}{B} < 5$, La superficie de cortante es vertical y paralela a la superficie proyectada de la campana. Para las pilas donde $\frac{L}{B} > 10$, la campana influye poco en la resistencia lateral, por tanto, esta condición no es tan aconsejable. Para profundidades intermedias, la resistencia lateral para el diseño se puede aproximar mediante el uso de un diámetro interpolado.

Para su cálculo se considera en condición no drenada:

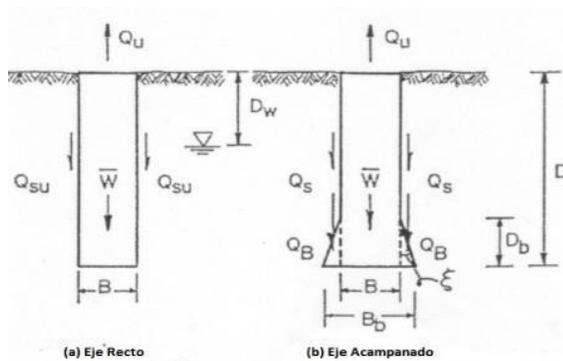
$$Q_u = \pi * B_b * \sum_{z=0}^L [(c_u * \Delta L) + W_s + W] \quad (155)$$

Para condición drenada la resistencia al arrancamiento está dado por:

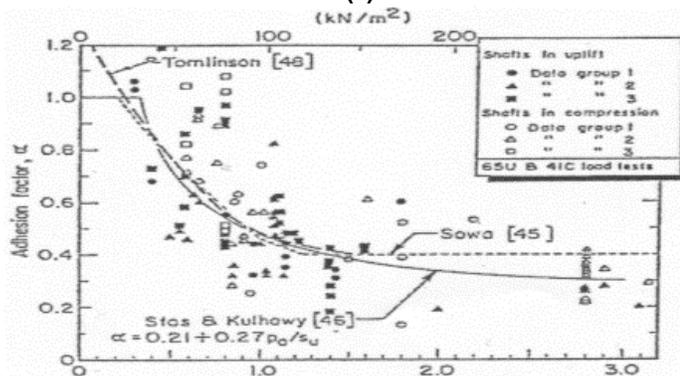
$\bar{\sigma}_v$ Esfuerzos efectivos verticales efectivos, calculados a la profundidad media de la campana. Es decir a $0.5 \Delta L$

\bar{W}_s Peso efectivo del suelo contenido en la campana y el cilindro.

$$\bar{Q}_u = \pi * B_b * \sum_{z=0}^L [(K * \bar{\sigma}_v * \Delta L * \tan \phi) + \bar{W}_s + W] \quad (156)$$



(a)



(b)

Figura 27. Modelo de eje taladrado de cono cilíndrico para cargas de levantamiento

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, págs. 91-92)

- **Cargas a compresión en pilas**

La capacidad de carga gravitacional (compresión) de una pila tiene dos componentes:

- Resistencia por punta
- Resistencia por fuste

Para evaluar la capacidad de carga a la compresión de la pila, se debe considerar la resistencia por punta a la compresión (Q_{tc}), la resistencia por fuste (Q_{sc}) y el peso de la base (W).

$$N_q = [\exp(\pi * \tan \bar{\phi})] * \left(\tan \left(45 + \frac{\bar{\phi}}{2} \right) \right)^2 \quad (157)$$

$$N_y = 2 * [N_q + 1] * \tan(\bar{\varphi}) \quad (158)$$

Se calculan el índice de rigidez y rigidez crítica, con base en $\bar{\varphi}$, E y ν ,

$$I_{rc} = 0.5 * \exp \left[\frac{2.85}{\tan(45 - \frac{\bar{\varphi}}{2})} \right] \quad (159)$$

Para poder realizar la evaluación del índice de rigidez modificado debe calcularse el ángulo de fricción relativo, luego la relación de Poisson (ν), la sobrecarga efectiva (\bar{q}) cuya valor máximo no debe superar 10 Tonf, coeficiente índice de rigidez modificado (Δ).

$$\bar{\varphi}_{rel} = \frac{(\bar{\varphi} - 25^\circ)}{(25^\circ)} \quad (160)$$

$$\bar{\varphi}_{rel} = \frac{(\bar{\varphi} - 25^\circ)}{(25^\circ)} \quad (161)$$

Los valores para el $\bar{\varphi}$ oscilan entre 0 y 1.

$$\nu = 0.1 + (0.3 * \bar{\varphi}) \quad (162)$$

$$I_r = \frac{E}{2 * (1 + \nu) * \bar{q} * \tan \bar{\varphi}} \quad (163)$$

$$\Delta = 0.05 * \bar{q} * (1 - \bar{\varphi}_{rel}) \quad (164)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + (I_r * \Delta)} \quad (165)$$

Los factores de corrección se determinan como se ilustra a continuación:

$$\zeta_{\gamma r} = \exp[-3.8 * (\tan \bar{\phi})] + \left\{ \frac{[(3.07 * \sin \bar{\phi}) * (\log_{10}(2 * I_{rr}))]}{(1 + \sin(\bar{\phi}))} \right\} \quad (166)$$

Para $\zeta_{\gamma r} \leq 1$,

$$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r} \quad (167)$$

$$\zeta_{qs} = 1 + \tan \bar{\phi} \quad (168)$$

$$\zeta_{qd} = 1 + \left[2 * \tan \bar{\phi} * (1 - \sin \bar{\phi})^2 * \left(\tan \left(\frac{D}{B} \right) \right)^{-1} \right] \quad (169)$$

∴ Donde $\left(\tan \left(\frac{D}{B} \right) \right)^{-1}$ se evalúa en radianes

Para determinar la resistencia por punta, se halla el q_{ult} y el área de la base:

$$q_{ult} = \left(0.5 * \bar{\gamma}_s * B * N_{\gamma} * \zeta_{\gamma r} * \zeta_{\gamma s} * \zeta_{\gamma s} * \zeta_{\gamma d} \right) + \left(\bar{q} * N_q * \zeta_{qr} * \zeta_{qs} * \zeta_{qd} \right) \quad (170)$$

En suelos cohesivos no drenados, q_{ult} sin drenaje puede determinarse a partir del factor de carga para suelos cohesivos y esfuerzos totales de la sobrecarga a una profundidad D, como se muestra a continuación:

$$N_c = (N_q - 1) * \cot \phi \quad (171)$$

$$q_{ult} = \left(N_c * S_u * \zeta_{cr} * \zeta_{cs} * \zeta_{cd} \right) + (q) \quad (172)$$

Para pila circular, y determinar el esfuerzo último, $N_c=5.14$ y $\zeta_{cs} = 1.2$, por tanto:

$$\zeta_{cr} = 0.44 + (0.6 * \log_{10} I_{RR}) \quad (173)$$

Para $I_{rr} < 1$, se emplean las ecuaciones:

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+(I_r*\Delta)} \quad (174)$$

$$I_r = \frac{E}{2*(1+\nu)*\bar{q}*tan\bar{\phi}} \quad (175)$$

$$\zeta_{cd} = 1 + \left(0.33 * \left(\tan\frac{D}{B}\right)^{-1}\right) \quad \therefore \left(\tan\frac{D}{B}\right)^{-1} \text{ se expresa en radianes.} \quad (176)$$

Para determinar que no se presente falla local o de punzonamiento, se evalúa el índice de rigidez crítica. En cimientos circulares y $\phi=0$, $I_{rc}=8.64$. Sin embargo, dado que la relación de Poisson, para arcillas saturadas en carga sin drenar, la expresión se puede simplificar para:

$$I_r = \frac{E}{2*(1+\nu)*S_u} \quad (177)$$

Como la relación de Poisson para arcillas puede ser considerada con magnitud de 0.5, I_r será:

$$I_r = \frac{E}{3*S_u} \quad (178)$$

Para tensiones iguales a cero, $\zeta_{cr} < 1$ si $I_{rc} < 8.64$

Finalmente, determinamos el esfuerzo último como:

$$q_{ult} = (6.17 * S_u * \zeta_{cr} * \zeta_{cd}) + q \quad (179)$$

- **Capacidad de carga a compresión y desplazamiento de las pilas**

La capacidad de carga de compresión (Q_c) de un eje perforado se compone de resistencia lateral y de punta. Los datos de prueba de carga disponibles sugieren que no hay diferencias consistentes en la resistencia lateral para cargas de elevación y compresión. Existen varias para la capacidad de resistencia de la punta de los ejes perforados sometidos a cargas de compresión. Como la ecuación siguiente:

$$Q_c = Q_{tc} + Q_{sc} - W \quad (180)$$

$$\bar{W} = \frac{\pi B^2}{4} [(\gamma_c D_w) + [\bar{\gamma}_c (D - D_w)]] \quad (181)$$

Q_c	=	Capacidad de carga a compresión de la pila perforada
Q_{tc}	=	Resistencia a la compresión por punta
W	=	Peso del cemento
γ_c	=	Peso unitario del concreto
D_w	=	Profundidad tabla de agua
D	=	Profundidad de desplante de la pila
$\bar{\gamma}_c$	=	Peso efectivo del concreto a esa profundidad, usualmente igual a γ_c

En la figura 27 se pueden apreciar las variables de estas ecuaciones.

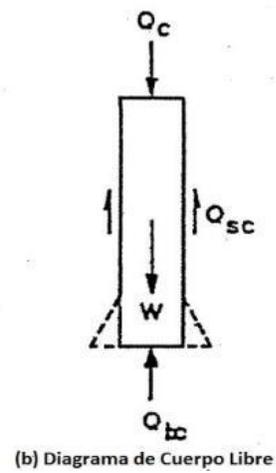
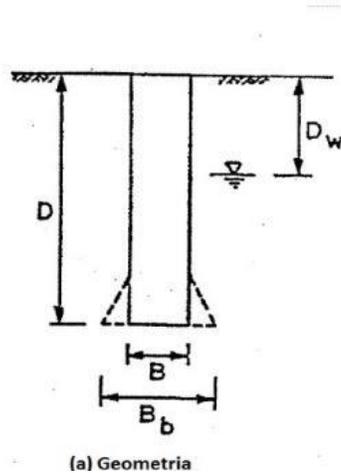
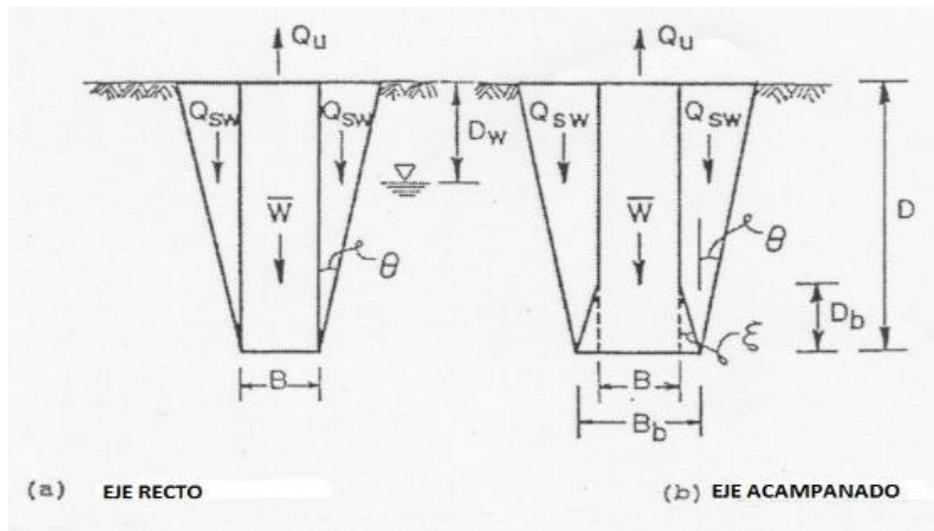


Figura 28. Análisis de compresión en pilas pre excavadas.
 Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 94).

Para determinar la carga en condición no drenada se puede determinar Q_{sc} , con:

$$Q_{sc} = \pi B \sum_{i=1}^n S_u t_i \quad (182)$$

t_i Espesor del estrato

S_u Resistencia a la corte no drenada

Para condición drenada deberá calcularse con

$$\bar{Q}_{sc} = \pi B \frac{K}{K_0} \sum_{i=1}^n K_{oi} \bar{\sigma}_{vi} \tan \left(\bar{\phi}_i \frac{\delta_i}{\bar{\phi}_i} \right) t_i \quad (183)$$

$\frac{K}{K_0}$ = relación entre el coeficiente horizontal y el coeficiente en reposo del suelo

B = Base de la pila perforada (diámetro)

$\bar{\sigma}_{vi}$ = Esfuerzo efectivo vertical en el punto medio del estrato

K_{oi}
= Coeficiente de los empujes en reposo horizontales del suelo en el estrato de i.

$\bar{\phi}_i$ = ángulo de fricción interno del estrato

$\frac{\delta_i}{\bar{\phi}_i}$ = Relación entre el ángulo de fricción en la interfaz suelo
– concreto y el ángulo de fricción interno

Es importante tener en consideración que el K_0 es una de las variables más importantes que afectan la resistencia lateral de las pilas pre excavadas en condición drenada; su valor disminuye con la profundidad, siendo de mayor magnitud a nivel superficial y disminuye al incrementar la profundidad. Esto se debe a fenómenos de desecación superficial del depósito, a precargas por hielo glacial en regiones nórdicas o erosión de la sobre carga del suelo.

$$\bar{Q}_{sc} = \pi B \frac{K}{K_0} \sum_{i=1}^n K_{oi} \bar{\sigma}_{vi} \tan \left(\bar{\phi}_i \frac{\delta_i}{\bar{\phi}_i} \right) t_i \quad (184)$$

$\frac{K}{K_0}$ = el coeficiente horizontal y el crelación entreoeficiente en reposo del suelo

B = Base de la pila perforada (diámetro)

$\bar{\sigma}_{vi}$ = Esfuerzo efectivo vertical en el punto medio del estrato

K_{oi}
= Coeficiente de los empujes en reposo horizontales del suelo en el estrato de i.

$\bar{\phi}_i$ = Ángulo de fricción interno del estrato

$\frac{\delta_i}{\bar{\phi}_i}$ = Relación entre el ángulo de fricción en la interfaz suelo
– concreto y el ángulo de fricción interno

Es importante considerar que K_0 es una de las variables más importantes que afectan la resistencia lateral de las pilas pre excavadas en condición drenada,

su valor disminuye con la profundidad, siendo de mayor magnitud a nivel superficial y disminuye al incrementar la profundidad. Esto se debe a fenómenos de desecación superficial del depósito, a precargas por hielo glacial en regiones nórdicas o erosión de la sobre carga del suelo.

Este coeficiente puede ser determinado a partir de:

- Medición en campo con: medidor de presión, dilatómetro de Mercali y Stepped blade K₀.
- La historia geológica del suelo.
- Correlaciones empíricas con los índices de campo y pruebas de laboratorio.

Los valores varían entre 0.3 para suelos duros normalmente consolidados y mayores a 3, para algunos suelos muy sobre consolidados. La ecuación más empleada es:

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (185)$$

Sin embargo, esta ecuación presenta valores muy conservadores para capas de suelo superficiales, ya que los suelos cercanos a la superficie se encuentran normalmente sobre consolidados.

La relación $\frac{K}{K_0}$ muestra la medida entre los esfuerzos horizontales iniciales que varían como resultado de la construcción y corte durante la aplicación de la carga. Este valor se encuentra en el rango comprendido entre $\frac{2}{3}$ y 1 para pilas pre excavadas. El valor de 1 se da para construcciones en seco, mientras que los valores cercanos a $\frac{2}{3}$ esta dado para construcción en prefabricados. Cuando se construye bajo el nivel freático se toman valores medios a este rango.

El valor de la relación $\frac{\delta}{\phi}$ es la interface suelo-concreto, para pilas de concreto fundido en sitio $\frac{\delta}{\phi} = 1$. Las pilas prefabricadas o de acero, presentan valores $0.7 \leq \frac{\delta}{\phi} \leq 0.9$

Los valores del ángulo interno de fricción varían así:

- $25^\circ \leq \phi \leq 45^\circ$ para suelos no cohesivos
- $10^\circ \leq \phi \leq 25^\circ$ para suelos cohesivos

$$Q_{tc} = q_{ult} A_b \quad (186)$$

$$q_{ult} = \left[0.5 \left(\bar{\gamma}_s N_\gamma \zeta_{\gamma r} \zeta_{\gamma s} \zeta_{\gamma d} \right) B \right] + \left[\bar{q} \left(N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \right) \right] \quad (187)$$

$\bar{\gamma}$ = Peso efectivo del suelo entre D y D+B

N_γ = factor de capacidad de carga por fricción

N_q = Factor de capacidad de carga para la sobre carga

\bar{q} = Esfuerzo vertical efectivo a profundidad de $D + \frac{B}{2}$

ζ = Factores de corrección por forma y profundidad de la base del cimiento.

Para pilas circulares $\zeta_{\gamma s} = 0.6$, $\zeta_{\gamma d} = 1$

$$q_{ult} = \left[0.3 \left(\bar{\gamma}_s N_\gamma \zeta_{\gamma r} \right) B \right] + \left[\bar{q} \left(N_q \zeta_{qr} \zeta_{qs} \zeta_{qd} \right) \right] \quad (188)$$

Para el cálculo de los factores de capacidad de carga se emplea:

$$N_q = \left[\exp(\pi \tan \bar{\phi}) \right] \tan \left(45^\circ + (0.5 \bar{\phi}) \right)^2 \quad (189)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan \bar{\phi} \quad (190)$$

Previamente hay que calcular el índice de rigidez crítico (I_{rc}):

Angulo de fricción crítico ($\bar{\phi}_{rel}$):

$$\bar{\phi}_{rel} = \frac{(\bar{\phi} - 25^\circ)}{(45^\circ - 25^\circ)} \quad (191)$$

$$1 \leq \bar{\phi}_{rel} \leq 1$$

v = Relación de Poisson

$$v = 0.1 + (0.3 \bar{\phi}_{rel}) \quad (192)$$

$$I_{rc} = 0.5 \left[\exp \left(\frac{2.85}{\tan(45 - 0.5\bar{\phi})} \right) \right] \quad (193)$$

Luego el índice de rigidez del suelo (I_r)

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)\bar{q}\tan\bar{\phi}} \quad (194)$$

Donde E es el módulo de Young y ν la relación de Poisson.

El índice de rigidez se reduce por esfuerzos volumétricos. Luego se determina el índice de rigidez modificado (I_{rr})

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+(\Delta I_r)} \quad (195)$$

Donde Δ está dado por:

$$\Delta = 0.05\bar{q}(1 - \bar{\phi}_{rel}) \text{ para } \bar{q} \text{ en tonf hasta 10 tonf máximo} \quad (196)$$

Los factores de corrección por rigidez se calculan con las siguientes ecuaciones:

$$\zeta_{\gamma r} = \{ \exp[-3.8(\tan\bar{\phi})] \} + \left[\frac{(3.07 \sin\bar{\phi})(\log_{10} 2I_{rr})}{1 + \sin\bar{\phi}} \right] \quad (197)$$

Para valores de $\zeta_{\gamma r} \leq 1$. también

$$\zeta_{qr} = \zeta_{\gamma r} \quad (198)$$

$$\zeta_{qs} = 1 + \tan\bar{\phi} \quad (199)$$

$$\zeta_{qd} = 1 + \left[2 \tan\bar{\phi}(1 - \sin\bar{\phi})^2 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right) \right] \quad (200)$$

donde $\tan^{-1} \left(\frac{D}{B} \right)$ se expresa en radianes

Para condición no drenada en el depósito de suelo se calcula la pila como:

$$q_{ult} = (N_c s_u \zeta_{cr} \zeta_{cs} \zeta_{cd}) + q \quad (201)$$

Donde

N_c = Factor de capacidad de carga por cohesión.

q = Sobre carga a profundidad D

Para la base de la pila perforada circular

$$N_c = 5.14 \quad \text{y} \quad \zeta_{cs} = 1.2$$

$$q_{ult} = 6.14(s_u \zeta_{cr} \zeta_{cd}) + q \quad (202)$$

Para calcular los demás factores por corrección se emplean

$$\zeta_{cr} = 0.44 + (0.6 \log_{10} I_{rr}) \quad (203)$$

Para el $\zeta_{cr} < 1$, el I_{rr} se debe calcular como

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+(\Delta I_r)} \quad (204)$$

y

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)s_u} \quad (205)$$

Como la relación de Poisson para arcillas saturadas en condición no drenada es 0.5

$$I_r = \frac{E}{3s_u} \quad (206)$$

$$\zeta_{cd} = 1 + \left[0.33 \tan^{-1} \left(\frac{D}{B}\right)\right] \quad (207)$$

Para determinar el índice de rigidez crítico en pilas circulares con $\phi = 0$,

$$I_r = 8.64$$

En consecuencia los esfuerzos son cero y $\zeta_{cr} < 1$ si $I_r < 8.64$

- ***Carga máxima permitida con base en los asentamientos de las pilas***

Aunque las capacidades de corte lateral de las pilas, generalmente se desplazan completamente con menos de 13 mm (0.5 in), la capacidad de la punta presenta un desplazamiento considerablemente mayor, que usualmente es del 10% del diámetro del eje. Los desplazamientos diferenciales de esta magnitud son mayores de lo que la mayoría de las estructuras de líneas de transmisión pueden tolerar y, por lo tanto, la capacidad de la punta debe reducirse para reflejar la resistencia ofrecida en los desplazamientos tolerables. Se puede utilizar la aproximación lineal conservadora que se muestra en la Figura 28, en la que la capacidad de la punta se estima a lo largo de una secante dibujada entre el origen y el punto en el que se desarrolla la capacidad de carga máxima. Para fines prácticos, se puede suponer que los términos de peso y resistencia lateral se desarrollan con el inicio del desplazamiento. En consecuencia, la capacidad de compresión total viene dada por:

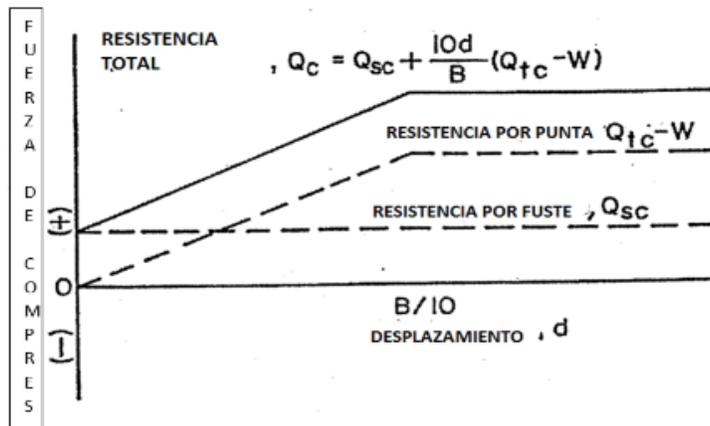


Figura 29 Términos de capacidad para cargas a compresión
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 98).

$$Q_c = \left[\left(\frac{10 \cdot d_{allow}}{B} \right) * ((Q_{tc} - W) + Q_{sc}) \right] \quad (208)$$

d_{allow} = Asentamiento total de la pila permitido

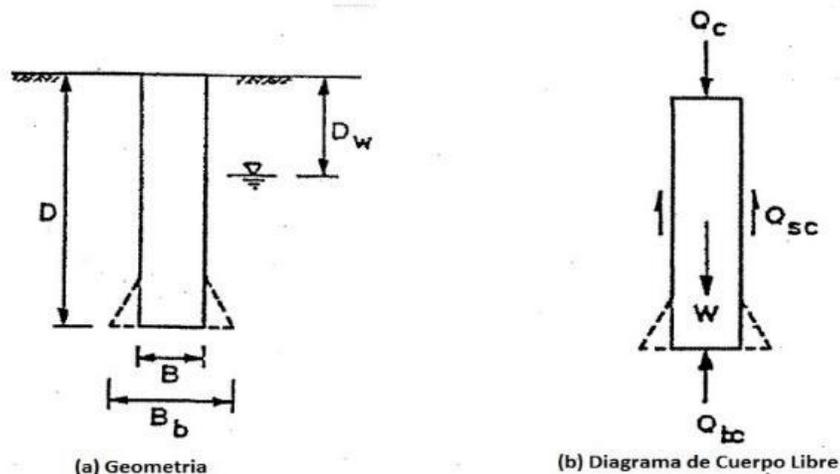
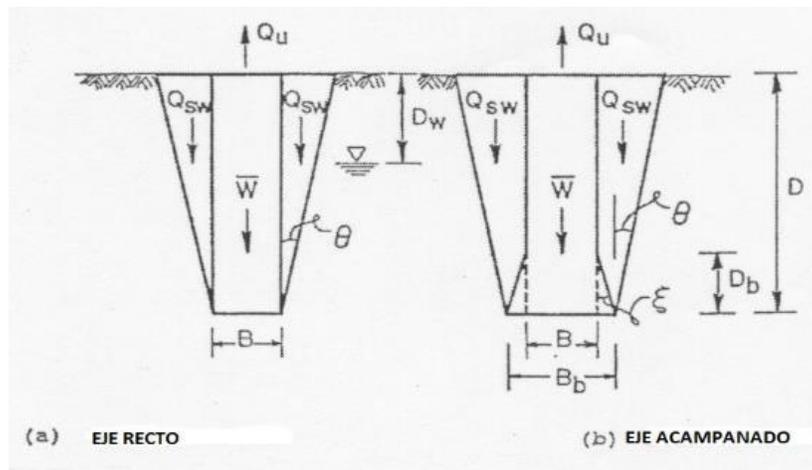


Figura 30. Diagrama de cuerpo libre

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 94).

- **Capacidad de carga lateral, momentos y desplazamientos en pilas**

El suelo de apoyo de la pila debe ser seguro contra el colapso total (capacidades estructurales y geotécnicas finales) y el movimiento excesivo (deflexión y / o rotación del eje). Las deformaciones bajo la pila son elasto plásticas, al aumentar la carga el componente plástico de la deflexión aumenta hasta alcanzar la máxima capacidad de apoyo de la base y equilibrio estático

bajo la aplicación de las cargas finaliza de tal forma que no puede aplicarse una carga más alta a la pila.

A medida que aumentan los niveles de carga, el componente plástico de la deflexión total aumenta hasta que se alcanza la capacidad máxima de la base (carga plástica máxima) y el equilibrio estático bajo la carga aplicada ya no puede mantenerse si se aplica una carga más alta al eje. En este punto, el comportamiento de deflexión del eje perforado es totalmente plástico y la carga aplicada a la base se conoce como la capacidad geotécnica final

En la figura 29, se observan las cargas laterales y de momento aplicadas a la parte superior de la pila perforada, los cuales son resistidos por una combinación de fuerzas que incluyen:

- Fuerzas laterales que actúan perpendicularmente y tangencial a la superficie del eje,
- Fuerzas de corte laterales verticales que actúan sobre la superficie del eje,
- Una fuerza de corte que actúa paralela a la superficie de la base del eje
- Una fuerza de base que actúa hacia arriba perpendicular a la base del eje.

La figura 29 ilustra el diagrama de fuerzas y momentos que experimentaría una pila de cimentación para torres de transmisión. En la proporción en la que el eje se desplaza bajo el sistema de cargas laterales y los momentos aplicados, se pueden evidenciar las presiones activas y pasivas actuantes. En el centro de la rotación la superficie del eje entra en contacto alejándose en la parte posterior. Bajo el centro de rotación, la presión pasiva se genera en la parte posterior del eje y la presión activa en el lado frontal de la pila. Como el eje tiende a moverse debajo del sistema de cargas laterales y de momento aplicadas, se puede imaginar que las presiones activas y pasivas actúen en lados opuestos del eje. Por encima del centro de rotación, la superficie del eje se presiona contra el suelo en la parte frontal del eje (movilizando la resistencia pasiva del suelo) y se aleja del suelo en la parte trasera (reduciendo la presión del suelo hacia la condición de presión activa de la tierra).

Sin embargo, cabe señalar que, en general, las fuerzas pasivas son mucho más grandes que las fuerzas activas. Además, según los resultados de las

pruebas de carga a gran escala realizadas en ejes perforados en suelos cohesivos y granulares, se tiende a desarrollar un espacio por encima del centro de rotación en la parte posterior del eje y se supone que ocurre debajo del centro de rotación en el lado frontal del eje.

La fuerza resistente lateral desarrollada en la parte frontal del eje y por encima del centro de rotación, y la fuerza resistente lateral desarrollada en la parte posterior del eje y debajo del centro de rotación, se pueden calcular como la suma de las contribuciones esfuerzos de compresión radial y del componente de los esfuerzos de corte horizontal, sobre la cara del eje.

Los cortantes laterales y en la base se presentan debido al movimiento del eje en relación con los suelos circundantes. A medida que el eje gira, su superficie se desliza hacia abajo en el lado frontal en relación con el suelo, generando cortantes hacia arriba en la parte delantera y por encima del centro de rotación, y cortantes hacia abajo en la parte posterior y debajo del centro de rotación del eje. De manera similar, la base de la pila se desplaza hacia atrás en la dirección opuesta de las cargas aplicadas y se produce un cortante en la base que actúa en la misma dirección que las cargas aplicadas.

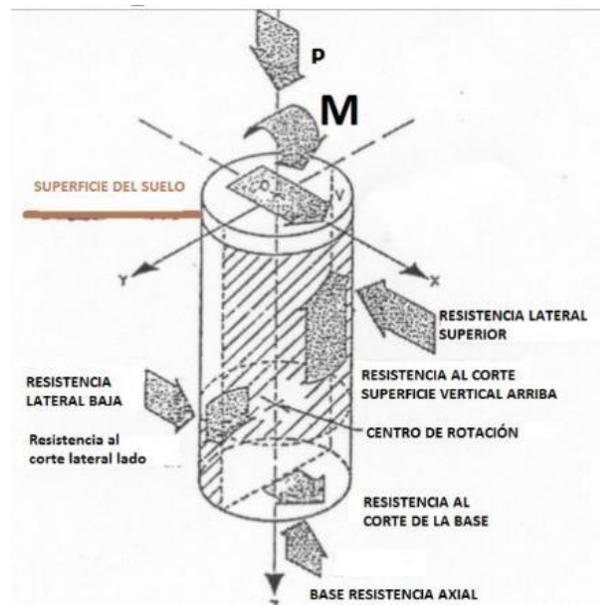


Figura 31. Fuerzas actuantes en la base de una pila
Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 99).

a) El método de Hansen (1970) es una ecuación para la resistencia lateral final (P_{ult}), a una profundidad dada que actúa sobre la pila (caisson), con variables como esfuerzos efectivos a la profundidad de la cimentación (σ'_{v0}), coeficiente de presión de tierras (K_q), cohesión (c) y coeficiente de presión de tierras para la cohesión (K_c):

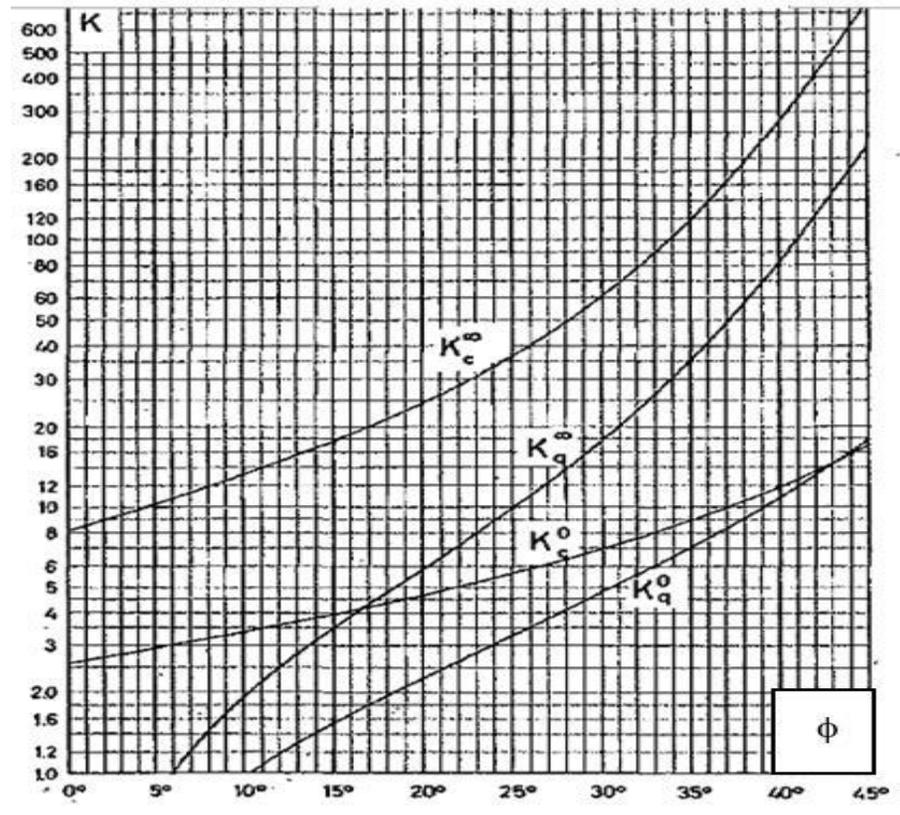


Figura 32. Fuerzas actuantes en la base de una pila
Fuente: (Hansen B. , 1970, pág. 2).

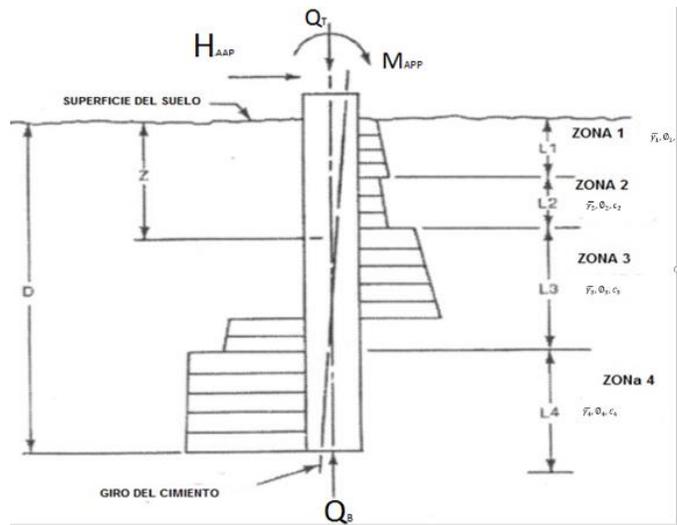


Figura 33. Presión lateral máxima para un perfil de subsuelo de varias capas. método de Hansen.

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 101).

Según (Hansen, 1961)

$$K_q = \left[e^{\left(\left(\frac{1}{2}\pi\right) + \phi\right) \tan \phi} \left(\cos \phi * \left(\tan(45^\circ + (0.5 * \phi)) \right) \right) \right] - \left[\cos \phi * \left(\tan(45^\circ - 0.5\phi) \right) * \left(e^{-((0.5\pi - \phi) * \tan \phi)} \right) \right] \quad (209)$$

$$K_c = \left[\left(\left(e^{(0.5\pi + \phi) * \tan \phi} \right) * \cos \phi \right) * \cos \phi * \tan(45^\circ + 0.5\phi) \right] - 1 * \cot \phi \quad (210)$$

Estas ecuaciones son consolidadas en el gráfico de la figura 33.

$$P_{ult} = \left[(\sigma'_{v0} * K_q * B) + (c * K_c * B) \right] \quad (211)$$

K_q y K_c , están en función del ángulo de fricción del suelo, la profundidad y el diámetro de la pila en el punto de análisis. En condiciones no drenadas ($\phi = 0$).

$$P_{ult} = (c * K_c * B) \quad (212)$$

b) Los métodos de Reese (1979), para evaluación de la resistencia lateral final (P_{ult}), se emplean exclusivamente para suelos cohesivos no drenados, $\phi = 0$, definiendo esta resistencia última lateral para profundidades. Para este fin, Matlock planteó la siguiente ecuación para resistencia lateral final a una profundidad de estudio (z):

$$P_{ult} = [(\bar{q} * B) + (3 * c * B) + (0.5 * z * c)] \leq 9 * c * B \quad (213)$$

Para el cálculo en arenas, Parker y Reese (1979) recomiendan de P_{ult} emplear las más baja de las siguientes ecuaciones:

$$p_{ult} = \bar{\gamma}_s * z * \left[[B * (K_p - K_a)] + [z * K_p * (\tan \bar{\alpha} * \tan \bar{\beta})] + [z * K_0 * \tan \bar{\beta} * (\tan \bar{\phi} - \tan \bar{\alpha})] \right] \quad (214)$$

$$p_{ult} = \bar{\gamma}_s * z * B * [K_p^3 + (2 * K_p^2 * K_0 * \tan \bar{\phi}) - K_a + (2 * K_0 * \tan \bar{\phi})] \quad (215)$$

$\bar{\gamma}_s$ = Peso unitario medio por encima del estrato al cual se instalara la pila

K_p = Coeficiente de presión pasiva de tierra de Rankine

K_a = Coeficiente de presión activo de tierras de Rankine

K_0 = Coeficiente de presión de tierras en reposo

ϕ = Ángulo de fricción en suelos drenados

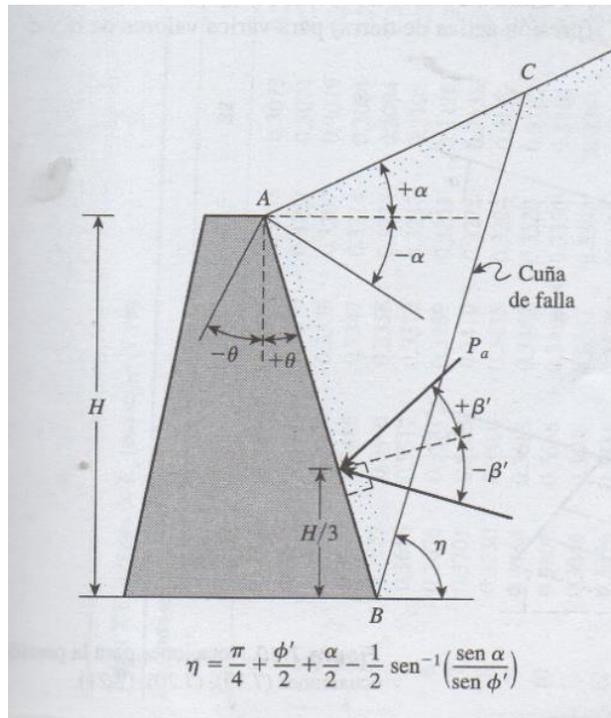


Figura 34. Localización y dirección de la fuerza activa de Rankine.

Fuente: (Braja M. D., 2011, págs. 334-335).

Para ello se requiere determinar:

Coefficiente de presión pasiva de Rankine (K_p):

$$K_p = \left[\tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right]^2 \quad (216)$$

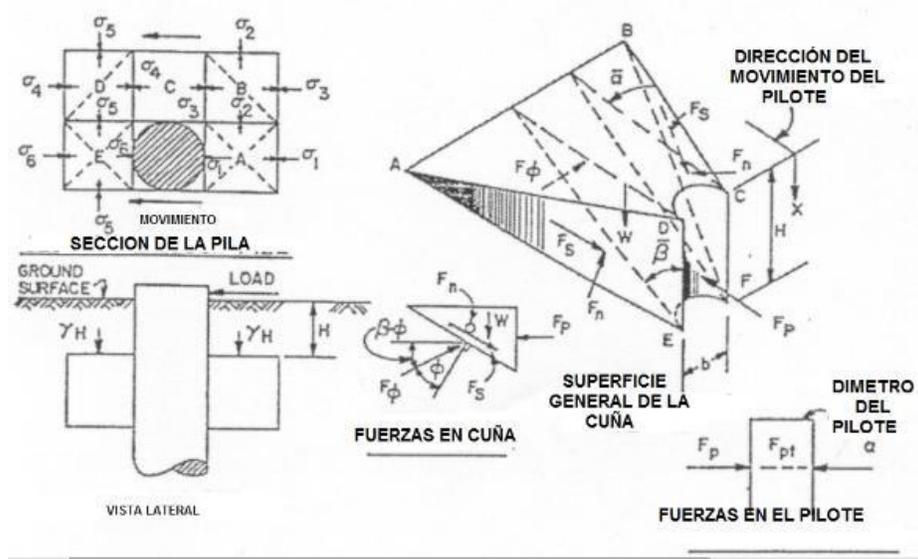


Figura 35. Ubicación y dirección de la fuerza activa de Rankine.
 Fuente: (American Society of Civil Engineers., 2000, pág. 103)

Coeficiente de presión activa de Rankine (K_a)

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{[1 + (\sin \theta)^2 - (2 \sin \theta \cos \psi_a)]}}{(\cos \theta)^2 * [\cos \alpha + \sqrt{((\sin \theta)^2 - (\sin \alpha)^2)}]} \quad (217)$$

$$K_a = \frac{\cos(\alpha - \theta) \sqrt{[1 + (\sin \theta)^2 - (2 \sin \theta \cos \psi_a)]}}{(\cos \theta)^2 * [\cos \alpha + \sqrt{((\sin \theta)^2 - (\sin \alpha)^2)}]} \quad (218)$$

Se debe determinar el coeficiente de presión lateral en reposo K_0 , el cual para suelos normalmente consolidados es:

$$K_0 \approx 1 - \sin \phi, \quad (219)$$

Para suelos sobre consolidados

$$K_0 = (1 - \sin \phi) * OCR^{\sin \phi}, \quad (220)$$

correspondiendo OCR a la relación de sobre consolidación.

En la figura 32 se pueden apreciar α y β que representan la geometría de los mecanismos de falla.

4.2.9. Pilotes

4.2.9.1. Cimentación con pilotes

Estas cimentaciones están dadas por solicitaciones de carga, resistencias del suelo/roca, costos de construcción y costo de los materiales.

4.2.9.2. Tipos de pilotes

Los pilotes para torres se instalan en suelos blandos o arenas sueltas, sometidos a esfuerzos producidos por cargas vivas constituidas por los cables, aisladores, viento y gravitacionales, que producen esfuerzos de compresión, tensión y corte. Los pilotes pueden ser en madera, acero, concreto y compuestos; por el mecanismo de transferencia de carga con el que trabajan, se clasifican en fricción, por punta y por la combinación de los dos anteriores, y según el proceso constructivo, pueden ser hincados (por golpeo – presión) y pre excavados.

4.2.10. Métodos de análisis estáticos

4.2.10.1 Pilote individual en suelo drenado.

La capacidad de carga máxima del pilote (Q_u) está dada por la adición de la capacidad de carga por punta (Q_t) y la capacidad de carga por fricción (Q_s).

$$Q_u = Q_t + Q_s \quad (221)$$

La capacidad de carga por punta se determina a partir del peso unitario efectivo (γ'), el área de la punta del pilote (A_t), los factores de carga (N_γ , N_c y N_q), los factores de forma (S_γ , S_c y S_q), el esfuerzo vertical efectivo hasta la punta del pilote (σ'_0) y la resistencia al corte no drenado (c_u)

$$Q_t = (\gamma' b N_\gamma S_\gamma + c_u N_c S_c + \sigma'_0 N_q S_q) A_t \quad (222)$$

Tabla 4. Valores interpolados de N_q^* con base en la teoría de Meyerhof

Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*	Ángulo de fricción del suelo, ϕ en grados	N_q^*
20	12.4	27	34.0	34	115.0	41	420.0
21	13.8	28	39.7	35	143.0	42	525.0
22	15.5	29	46.5	36	168.0	43	650.0
23	17.9	30	56.7	37	194.0	44	780.0
24	21.4	31	68.2	38	231.0	45	930.0
25	26.0	32	81.0	39	276.0		
26	29.5	33	96.0	40	346.0		

Fuente: (Braja M. D., 2011, pág. 558).

Para suelos no cohesivos, se elimina el segundo término de la ecuación. Obteniéndose como resultado la expresión:

$$Q_t = A_t \sigma'_0 N_q S_q \quad (223)$$

Con el aumento de la profundidad del pilote se reducen los esfuerzos efectivos, por tanto, la resistencia de la punta disminuye con la profundidad del pilote. Vesic establece la siguiente ecuación:

$$Q_t = A_t \sigma'_0 N_{\sigma}^* \quad (224)$$

En esta ecuación se requiere determinar previamente el esfuerzo efectivo vertical a nivel de la punta (σ'_0) de la pila que se evalúa, con el coeficiente de presión de suelos en reposo (K_0).

Tabla 5. Ángulos de fricción zona interacción suelo estructura

Ángulo de fricción de la zona de interacción [b137]	
Interfaz de los materiales	δ/ϕ
Arena / Concreto rugoso	1.0
Arena / concreto liso	0.8–1.0
Arena / acero crudo	0.7–0.9
Arena / acero liso	0.5–0.7
Arena / madera	0.8–0.9

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 129).

Tabla 6. Determinación del coeficiente de presión de tierras.

Foundation and method of installation	K/K_0
Pilote inyectado	0.5–0.67
Pilote perforado	0.67–1
Pilote hincado de bajo desplazamiento	0.75–1.25
Pilote hincado de largo desplazamiento	1–2

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 129).

$$\sigma'_0 = \frac{1+2K_0}{3} = \frac{1+(2*(1-\sin \phi))}{3} = \frac{1+(2-2 \sin \phi)}{3} = \frac{3-2 \sin \phi}{3} \quad (225)$$

$$\sigma'_0 = \frac{3+2 \sin \phi}{3} \quad (226)$$

A_t Área de la Punta del Pilote

σ' Esfuerzo vertical efectivo en la punta del pilote

σ'_0 Esfuerzo vertical medio normal a profundidad de la punta del pilote

$$N_\sigma^* = \frac{3*N_q^*}{3-(2*\sin \phi)} \quad (227)$$

$$Q_t = A_t \sigma'_0 N_\sigma^* = A_t \left[\frac{3+2 \sin \phi}{3} \right] \left[\frac{3*N_q^*}{3-(2*\sin \phi)} \right] \quad (228)$$

Para calcular N_q^* , se recurre a valores interpolados de la tabla 14, a partir del ángulo de fricción interno del suelo.

Para determinar la resistencia última en arenas (Q_s) se parte de la ecuación 227.

$$Q_s = A_s f_s = A_s K \tan \delta \quad (229)$$

Donde

A_s Área del fuste del pilote

K_0 Coeficiente de presión lateral de tierra

La resistencia lateral (f_s) de pilotes en arena se evalúa a partir del área de la superficie del pilote, el esfuerzo vertical efectivo (σ'_0), el coeficiente de fricción entre el pilote y el suelo natural ($\tan \delta$) y el coeficiente de presión lateral de tierras (K_0).

Para determinar δ , se puede apoyar en la tabla 53. Para determinar K , se puede tomar la tabla 15 propuesta por Kulhawy (1978)

Con base en lo anterior, se determina la resistencia del pilote por fricción.

$$Q_s = A_s f_s = A_s K_0 \tan \delta \quad (230)$$

K_0 es el valor del coeficiente de presión lateral de tierras inalterado. Una aproximación del mismo es un valor de 0.5. Este valor para pilotes perforados o hincados de bajo desplazamiento oscila entre 0.4 – 0.6. Para pilotes de gran desplazamiento $0.5 \leq K_0 \leq 1.0$. K_0 también puede ser evaluado a partir de las ecuaciones 187 y 188.

4.2.10.2 Pilote individual en suelo cohesivo no drenado

En este tipo de depósitos de suelo, la capacidad de carga del pilote se fundamenta en la resistencia al corte no drenado del suelo. La capacidad por punta del pilote puede evaluarse por la resistencia a la cohesión y el área de la punta (Q_t)

$$Q_t = 9 * c_u * A_p \quad (231)$$

Luego se determina la resistencia del pilote por fuste (Q_s), para calcularlo se puede emplear el método α , donde: para pilotes pre excavados $0.4 \leq C \leq 0.5$, para pilotes hincados $C \geq 0.5$, el perímetro del pilote (p), el esfuerzo efectivo vertical promedio ($\overline{\sigma'_0}$) y la resistencia al corte no drenado (c_u).

$$Q_s = \sum \left[\left(C * \left(\frac{\overline{\sigma'_0}}{c_u} \right)^{0.45} \right) * c_u * p * (\Delta L) \right] \quad (231 a)$$

Con base en lo anterior, el Q_u es de la forma:

$$Q_u = [9 * c_u * A_p] + \left[\sum \left[\left(C * \left(\frac{\sigma'_0}{c_u} \right)^{0.45} \right) * c_u * p * (\Delta L) \right] \right] \quad (232)$$

4.2.10.3 Capacidad de carga y asentamientos de grupo de pilotes

Usualmente, los pilotes transfieren su carga a $\frac{2}{3}L$ del pilote. Adicionalmente, en el grupo de pilotes se debe evaluar la compresión elástica del pilote para lo cual, se considera la longitud del pilote (L), la carga axial del pilote (P), el área del pilote (A) y el módulo de elasticidad de este (E).

$$\Delta L = \frac{P * L}{A * E} \quad (233)$$

En suelos granulares, cuando no existen estratos compresibles en la punta del pilote en área de influencia cargada, se ignoran sus deformaciones. La eficiencia del grupo de pilotes, según Tomlinson (2011) es igual a 1 en arcillas para distanciamiento mayor a 8 veces el diámetro. Ante espacios menores, se evalúa la capacidad última del grupo de pilotes, a partir de La profundidad (L), ancho del grupo (B_g) y longitud del grupo de pilotes (W), así como la resistencia al corte promedio no drenado del suelo, por unidad de área a lo largo de los pilotes (f_s) y factor de capacidad de carga (N_c), como:

$$Q_{ult} = \left[2L \left((W + B_g) f_s \right) \right] + \left[1.3 c_u N_c W B_g \right] \quad (234)$$

c_u Cohesión no drenada

Si el estrato de apoyo está subyacente por un depósito más débil, dentro de una distancia igual a 1.5 veces el ancho promedio del grupo de pilotes, se debe considerar su resistencia al calcular la capacidad del grupo.

4.2.10.4. Pilotes ante cargas laterales

Tabla 7. Constante de módulo de reacción horizontal del suelo.

TIPO DE SUELO	$n_h(\text{kN/m}^3)$
Arena seca o humedad	Suelta: 1800–2200
	Medio: 5500–7000
	Densa: 15 000–18 000
Arena seca o húmeda	Suelta: 1000–1400
Arena sumergida	Media: 3500–4500
	Densa: 9000–12 000
NOTE $1\text{kN/m}^3 = 6.36\text{ lb/ft}^3$	

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 134).

Los pilotes sometidos a cargas laterales presentan baja resistencia, si se considera la presencia de estas, deben ser evaluadas las resistencias a cargas de corte. En suelos arenosos Winkler (2009) planteó considerar el pilote como una viga sujeta a carga lateral apoyada sobre una base elástica, de tal forma que para una carga lateral P_1 y un momento M . Inicialmente se evalúa el módulo de reacción de la sub rasante horizontal n_h en la tabla 17.

Tabla 8. Valores de A y B para pilotes cargados lateralmente.

Z	A _x	A _θ	A _m	A _v	A _{p'}	B _x	B _θ	B _m	B _v	B _{p'}
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.477	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.015	0.046	0.000	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 136).

Con el módulo de elasticidad del pilote y el momento de inercia de la sección del pilote (I_p) se determina la longitud característica del suelo pilote(T)

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (235)$$

Para obtener los valores de:

$A_v, A_x, B_x, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_v, A_p,$ and B_p s

se ingresa a la tabla 18. Donde:

$$Z = \frac{z}{T}, \quad \text{Siendo } z \text{ la profundidad del pilote} \quad (236)$$

Los valores antes descritos se consideran para pilotes con cabeza libre, sin restricciones contra rotación en el tope de la pila. La restricción a este método se presenta por que emplea una sola capa de suelo, por lo cual se deben usar parámetros de suelo ponderados.

$$p_z(z) = (A_v P_1) + \left[B_p \left(\frac{M}{T^2} \right) \right] \quad (237)$$

El momento del pilote a cualquier profundidad se expresa como:

$$M_z(z) = (A_m P_1 T) + (B_m M) \quad (238)$$

Ángulo de inclinación del pilote a cualquier profundidad:

$$\theta_z(z) = \left[A_\theta \frac{P_1 T^2}{E_p I_p} \right] + \left[B_\theta \frac{MT}{E_p I_p} \right] \quad (239)$$

Con lo anterior, se puede determinar la deflexión a cualquier profundidad.

$$x_z(z) = \left[A_x * \left(\frac{P_1 * T^3}{E_p * I_p} \right) \right] + \left[B_x * \left(\frac{M * T^2}{E_p * I_p} \right) \right] \quad (240)$$

Para hallar los valores de los coeficientes

$A_x, A_\theta, B_\theta, A_m, B_m, A_v, B_m, A_v, A_p, B_p$, se considera z/T , donde z es la profundidad evaluada en el subsuelo.

4.2.11. Anclajes

Para el diseño de anclajes, se deben conocer las características del suelo y/o roca. En rocas, se debe conocer la meteorización, al igual que las foliaciones que está presente. Se deben realizar pruebas de extracción de anclajes a fin de evaluar las consideraciones de diseño. Los anclajes están considerados para sostener contra levantamiento la estructura de cimentación de la torre, se considera para ello cinco interfaces críticas: masa de roca, adhesión entre la

lechada y la roca, unión entre la lechada y el acero, y tendón de acero o conexiones.

Dadas las variadas consideraciones a evaluar en masas de roca, una muy utilizada es determinar la capacidad de resistencia de un anclaje, que consiste en asumir que la masa de roca es igual al peso del suelo de la roca contenida dentro del volumen específico de un cono que tiene el vértice en el extremo del anclaje hasta la parte superior de la masa de roca, adicionado a la resistencia al corte de la roca en longitud al considerarlo plano de falla.

4.2.11.1 Tipos de anclajes

- **Anclajes con lechada**

Inicialmente, se debe evaluar la resistencia promedio por unidad de área de la superficie de contacto. La resistencia final entre la roca y la lechada es la función de los esfuerzos de corte relativos de la lechada o la roca, el que menor valor presente:

$$S_r = 2 a 3 \sqrt{\sigma'_c}, \sigma'_c \text{ donde es la resistencia a la compresión simple (241)}$$

Para determinar la resistencia de tensión del anclaje T_u , debe calcularse:

$$T_u = \pi B_s L_s S_r \quad (242)$$

Donde:

L_s Longitud del anclaje

B_s = Diámetro del anclaje

- ***Tendones de acero***

Los alambres, hilos, cables y barras de acero de refuerzo normal o de alta resistencia son los más utilizados para los tendones. A menudo, la elección del tipo de tendón está determinada por el método de instalación o la conveniencia de la construcción.

- ***Unión de la lechada con el acero***

Las resistencias de unión de la boquilla de acero dependen del tipo de tendón de acero utilizado. Se discuten los siguientes sistemas de tendones de acero:

- Barra de acero deformada.
- Cable de alambre trenzado.
- Barra de acero lisa.

Las tablas 10, 12 y 13 enumeran las propiedades y dimensiones típicas de los alambres de acero, cables o hilos, y barras comúnmente utilizadas para los tendones de acero.

- ***Barra de acero corrugada***

Para barras deformadas, se deben seguir los lineamientos en cuanto a longitudes de desarrollo de la ACI 318.

Para:

d_b Diámetro de la varilla

l_d Longitud de la barra embebida en el concreto

d_T Fuerza neta de extracción

u Esfuerzo promedio de adherencia

f_s Esfuerzo de adherencia

Con ello se procede a calcular d_T

$$d_T = \pi u d_b l_d \quad (243)$$

$$u = \frac{d_b f_s}{4l_d} \quad (244)$$

$$l_d = \frac{f_s d_b}{4u} \quad (245)$$

Aspectos a tener en las longitudes de desarrollo (l_d) de la ACI 318, contemplados en la tabla 4-1 de esa norma..

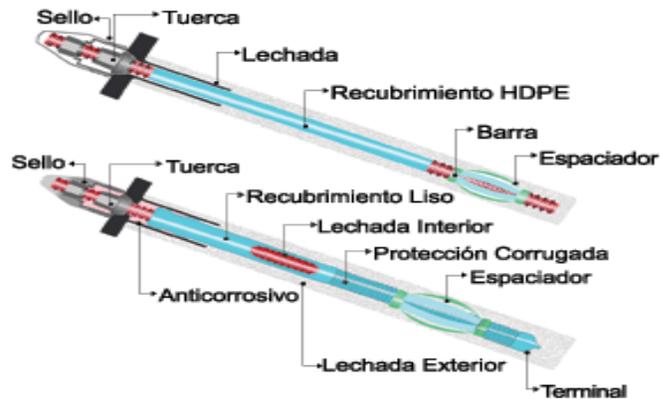


Figura 36. Anclajes con lechada.

Fuente: (Logismarket, 2017).

Tabla 9. Resistencia de algunos tipos de roca.

Tipo de Roca	# ensayo	Resistencia a la compresión inconfiada MPa (Psi)	Resistencia del eje movilizado s_r MPa /(psi)
Lodolita	50	0.35 a 110 (50 a 16000)	0.12 a 3 + (17 a 400 +)
Arenisca	8	(7 a 24 +) (1000 a 3500 +)	0.52 a 6.5 (75 a 950)
Roca caliza	17	1 a 7 +(150 a 1000 +)	0.12 a 2.8 + (17 a 418)
Ígneas	4	0.35 a 10.5 + (50 a 1500)	0.12 a 6.3 (18 a 920)
Metamórficas	8		0.47 a 2.3 + (68 a 273)
Nota Fallas de adherencia / adherencia de roca (resistencia del eje) [B78]			

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 146).

Tabla 10. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.

Tipo de Tendón	Diámetro (in)	Tamaño de la barra	Resistencia a la tracción f_u (ksi)	Límite elástico f_y (% f_u)	Carga máxima (kips)	Carga de trabajo (kips)
Cable ASTM A421 [B7]	0.36		240	85 ^a	11.8	10.0
Cables o hilos ASTM A416 [B6]	0.25		250	85 ^a	9.0	7.7
	0.50		270	85 ^a	41.3	35.1
	0.60		270	85 ^a	58.6	49.8

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 147).

- **Barra de acero liso**

A este tipo de barras se les implementa un dispositivo (tuerca y arandela) que permite desarrollar el anclaje sin causar daños en la lechada.

- **Tendones no unidos y unidos**

Pasan la carga a una placa o punto en el extremo del anclaje, transfiriendo la carga a la lechada, lo que permite la unión entre la placa y la base del anclaje y no en el tendón y la zona del mortero. Cuando los tendones están unidos, la transferencia de la carga se logra en la unión de lechada y el acero que actúa en la superficie del tendón. Los mecanismos de transferencia de carga están condicionados al tipo de anclaje y suelo.

- **Cables trenzados**

Estos cables deben cumplir con las longitudes especificados e la ACI 318. Estos cables pueden ser susceptibles de ser enroscados al final del cable.

Tabla 11. Longitudes de desarrollo l_d especificadas en el artículo 12.2.2 de la ACI 312.

	Barras o alambres conformados No. 6 y menores	Barras No. 7 y mayores
La separación libre entre las barras o alambres que se anclan o empalman es mayor o igual que d_b , el recubrimiento libre es mayor o igual que d_b y la cantidad de estribos o estribos cerrados a lo largo de l_d es mayor que el mínimo indicado en el Código o bien La separación libre entre las barras o alambres que se anclan o empalman es mayor o igual que $2d_b$ y el recubrimiento libre es mayor o igual que d_b	(Ec. A) $\left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{25 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	(Ec. B) $\left(\frac{f_y \alpha \beta \lambda}{20 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$
Otros casos	(Ec. C) $\left(\frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{50 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$	(Ec. D) $\left(\frac{3 f_y \alpha \beta \lambda}{40 \sqrt{f'_c}} \right) d_b$

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 149).

Tabla 12. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.

Tipo de tendón	Diámetro (in)	Resistencia a la tensión f_u (ksi)	Límite elástico f_y (% f_u)	Carga última (kips)	Carga de trabajo (kips)
ASTM A322 [B9]	0.50	160	85	34.1	29.0
	0.625	230	85	70.6	60.0
	1.00	150	85	122.8	108.6
	1.00	160	85	136.3	115.9
	1.25	150	85	187.5	159.4
	1.25	160	85	200.0	170.0
	1.375	150	85	234.0	198.9
	1.25	132	85	165.0	140.2
Nota: 1 in = 24.5 mm; ksi = 6.898 N/ mm ²					

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 149).

- **Diseño de anclajes con lechada**

En estos anclajes, las cargas son transmitidas desde las torres de transmisión hasta el suelo mediante la resistencia a fricción en la

interfaz suelo–lechada-estructura y cimientos donde el anclaje presenta diámetros mayores que el diámetro inicial de la perforación. En la tabla 22 se resumen las aplicaciones de tipo de anclajes con lechadas aplicables a diferentes tipos de suelo.

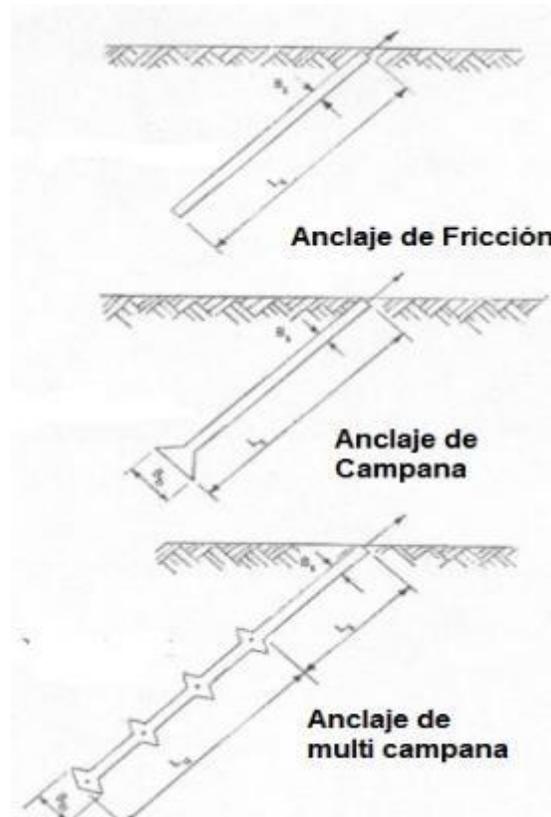


Figura 37. Anclaje típico de gran diámetro en lechada.

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 151).

Los anclajes de suelo con diámetros superiores a 40.6 cm (16 pulgadas) pueden ser usados comúnmente en suelos cohesivos rígidos a muy duros. Para su instalación pueden ser usados sinfines en suelos de menor dureza. Los anclajes pueden ser de campana múltiple, de campana y rectos. La resistencia al levantamiento puede ser determinada mediante las fórmulas del método de cono truncado y el método tradicional de cilindro de corte contenidos en capítulos anteriores.

$$T_u = [\pi B_s (\sum_0^{L_s} \alpha c_u (\Delta L))] + W'_f + \left[\pi \omega C_u \left[\left(\frac{1}{4} N_c (B_b^2 - B_s^2) \right) \right] + (B_b L_u) \right] \quad (246)$$

Donde:

B_s Diámetro del eje del anclaje

B_b Diámetro de la campana del anclaje

L_s Distancia desde la parte superior del anclaje a la primera campana

L_u Distancia desde la primera campana al extremo del anclaje

W'_f Peso efectivo del anclaje

ω Factor de reducción de la resistencia debido a perturbaciones ($0.75 \leq \omega \leq 1.0$)

α Factor de reducción dado por la cohesión

ΔL Incremento de la longitud del anclaje

c_u Cohesión

N_c Factor de capacidad de carga = 9.00

$$T_u = [\pi B_s (\sum_0^{L_s} \alpha C_u (\Delta L))] + W'_f + \left[\pi \omega C_u \left[\left(\frac{9}{4} (B_b^2 - B_s^2) \right) \right] + (B_b L_u) \right] \quad (247)$$

Ante la presencia de suelos cohesivos medianamente rígidos, se puede incrementar el número de campanas para aumentar la resistencia al levamiento del cimientto (T_u). Para ello se debe contar con el diámetro del eje del anclaje (B_s), diámetro de la campana del anclaje (B_b), distancia desde la parte superior del anclaje a la primera campana (L_s), distancia desde la primera campana al extremo del anclaje (L_u), peso efectivo del anclaje (W'_f), factor de reducción de la resistencia al cortante ($0.75 \leq \omega \leq 1.0$), factor de reducción de la fuerza para la adhesión (α), longitud incremental del ancla (ΔL), resistencia al corte no drenado (S_u) y factor de carga por cohesión ($N_c=9$).

Tabla 13. Propiedades y dimensiones típicas de alambres de acero, cables y barras.

TIPO DE TENDON	Diámetro (in)	Denominación	Esfuerzo de tensión fu (ksi)	Límite elástico fy (% fu)	Carga última (kips)	Carga de trabajo (kips)
Barras (deformadas o planas) ASTM A615 [B10] Grade 40	0.75	6	70	57	30.8	17.6
	0.875	7	70	57	42.0	24.0
	1.00	8	70	57	55.3	31.6
	1.128	9	70	57	70.0	40.0
	1.27	10	70	57	88.9	50.8
	1.41	11	70	57	109.2	62.4
ASTM A616 [B11] ^b	1.693	14	70	57	157.6	90.1
	2.257	18	70	57	280.1	160.0
	0.75	6	90	67	39.6	26.4
ASTM A615 [B10] Grade 60	0.875	7	90	67	54.0	36.0
	1.00	8	90	67	71.1	47.4
	1.128	9	90	67	90.0	60.0
	1.27	10	90	67	114.3	76.2
	1.41	11	90	67	140.4	93.6
	1.693	14	90	67	202.5	135.0
	2.257	18	90	67	360.0	240.0
Grade 75 ^c	1.41	11	100	75	156.2	117.1
	1.693	14	100	75	225.1	168.8
	2.257	18	100	75	400.1	300.1

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 148).

Tabla 14. Resumen de los tipos de anclaje con lechadas y los suelos a los cuales pueden ser aplicados.

Método	Diámetro in cm (in)					
	Tipo de perforación	Tipo de campana	Concreto gravitacional	Presión de la lechada kN/m ² (psi)	Suelos adecuados para el anclaje	Mecanismo de transferencia de carga
Baja presión						
Fricción del eje recto (sin fin de vástago sólido)	30 to 60 (12 to 24)	No aplica	Aplicable	NA	Se aplica en suelos muy rígidos como arcillas duras y arenas densas.	Fricción
Fricción de la perforación (sin fin de vástago)	15 to 45 (6 to 18)	NA	NA	200 to 1035 (30 to 150)	Muy rígido a arcillas duras. Arenas densas. Suelta a las arenas densas.	Fricción
Campana libre en la parte inferior	30 to 45 (12 to 18)	75 to 105 (30 to 42)	A	NA	Suelos muy cohesivos muy rígidos a duros. Arenas densas. Roca suave	Mecanismos de fricción y fundaciones
Multi campana de bajo flujo	10 to 20 (4 to 8)	20 to 60 (8 to 24)	A	NA	Suelos muy cohesivos muy rígidos a duros. Arenas densas. Roca suave	Fricción y soporte
Altas presión y diámetro pequeño.						
No inyectable c	7.5 to 20 (3 to 8)	NA	NA	1035 (150)	Arcillas duras. Playa. Formaciones de arena y grava. Depósitos de suelos glaciales duros.	Fricción o fricción y esfuerzos admisibles en suelos permeables
Inyectable d	7.5 to 20 (3 to 8)	A	NA	1380 to 3450 (200 to 500)	Los mismos suelos que para los anclajes no regulables más: arcilla dura a muy dura. Suelos variados y difíciles.	Fricción esfuerzos admisibles
<p>NOTA Las presiones de lechada son típicas.</p> <p>^aNA no aplicable</p> <p>^bA Aplicable</p> <p>^c Fricción de la zona compactada que ha asegurado por los esfuerzos, se presenta por la penetración masiva de la lechada en arena / grava altamente permeable forma el anclaje del bulbo.</p> <p>^d La penetración local de la lechada formará bulbos que actúan en el rodamiento o aumentan el diámetro efectivo.</p>						

Fuente: (American Society of Civil Engineers, 2000, pág. 153).

- **Diseño de anclajes de pequeño diámetro con lechada**

Los anclajes de diámetros pequeños trabajan a alta presión (presiones mayores a 1035 kN/m²=150 PSI). Uno de los procedimientos que se utiliza es la penetración sin lechada en el suelo. Para determinar la resistencia al arrancamiento se parte del diámetro del anclaje (B_s), la longitud del anclaje (L_s), el ángulo de fricción efectivo entre el suelo y la lechada ($\bar{\phi}$) y la presión de la lechada (P_i).

$$T_u = P_i \pi B_s L_s \tan \bar{\phi} \quad (248)$$

También se puede calcular a partir de la fórmula simplificada que sigue para $8.70 \leq n_i \leq 1.11$:

$$T_u = L_s n_i \tan \emptyset \quad (249)$$

- **Diseño de anclajes de pequeño diámetro con lechada**

En suelos circundantes permeables que permiten la penetración de la lechada, la resistencia al levantamiento (T_u) de los anclajes del suelo en diámetro pequeño se evalúa con respecto al diámetro de penetración (B_p), el esfuerzo vertical efectivo promedio sobre toda la longitud del anclaje $\bar{\sigma}_v$ ($1 \leq Pa \leq 2$), L_s la distancia desde la parte superior del anclaje a la primera campana, el ángulo de fricción efectivo entre el suelo y la lechada (ϕ), el coeficiente de capacidad de carga ($0.71 \leq N_b = 0.71$ a 0.77 $Nq \leq 0.77$), y la presión de contacto entre la interfaz del suelo de anclaje dividida por la tensión efectiva.

$$T_u = (P_a \bar{\sigma}_v \pi B_p L_s \tan \bar{\emptyset}) + \left[N_b \bar{\sigma}_{v@end} \frac{\pi}{4} (B_p^2 - B_d^2) \right] \quad (250)$$

Para determinar T_u se requiere la longitud de eje del anclaje (L_s)

$$T_u = L_s N_2 \tan \emptyset \quad (251)$$

Por razón de la dificultad para obtener B_p y P_a . T_u se puede hallar para:

$$0.9 \leq L_s \leq 3.7 \text{ metros,}$$

$$380 \leq N_2 \leq 580 \frac{kN}{m^2},$$

$$480 \leq \text{diametro de penetración} \leq 610 \text{ mm}$$

$$12.2 \leq \text{profundidad del anclaje} \leq 15.1,$$

Si la permeabilidad del suelo o roca es menor a 10 cm/s, no se produce la infiltración del cemento y se requerirá el cálculo de T_u como penetración sin lechada.

- **Diseño de anclajes helicoidales**

Para líneas de transmisión se recomienda una profundidad de hélice superior a 5 veces el diámetro de la hélice, por ello el análisis se realiza con base en cimientos profundos.

- **Hélice única en suelos sin cohesión**

Para evaluar la resistencia al levantamiento del cimiento de la torre (T_u), se fundamenta en el peso unitario efectivo (γ), la profundidad de la hélice (D), el factor de carga por elevación (N_q), el área de la hélice (A), el perímetro del eje (P_s), el coeficiente de presión lateral de la tierra (K_u) y el ángulo de fricción interna (ϕ):

$$T_u = [\gamma DN_q A] + \left[P_s D \gamma \frac{D}{2} K_u \tan \phi \right] \quad (252)$$

- **Múltiples hélices en suelos sin cohesión**

El eje y las hélices interactúan como una gran columna cilíndrica, ofreciendo una resistencia al levantamiento (Q_a). Para esto se cuenta con el diámetro promedio de las placas de hélice bajo la hélice superior (B_{ave}) y la profundidad sobre la hélice superior (D_b).

$$Q_a = \pi B_{ave} C_u D_b \quad (253)$$

- ***Determinación de la capacidad de levantamiento y el par de instalación para helicoidales de un solo paso***

$$T_u = 2\gamma A_s D \left[\frac{\tau}{\gamma A_s D p} \right] \quad (254)$$

Para la determinación de la resistencia al levantamiento (T_u), se debe contar con el peso unitario del suelo (γ), el área de la superficie superior de la hélice (A_s), la profundidad de la placa de hélice (D), el momento o torque leído (τ) y la inclinación del tronillo de anclaje (p).

5. Diseño con los métodos de propuestos

La metodología de trabajo para el análisis de los parámetros se muestra en la figura 38. Los análisis específicos se encuentran consignados en el Anexo 1, en el que se presentan todos los análisis con los métodos propuestos.

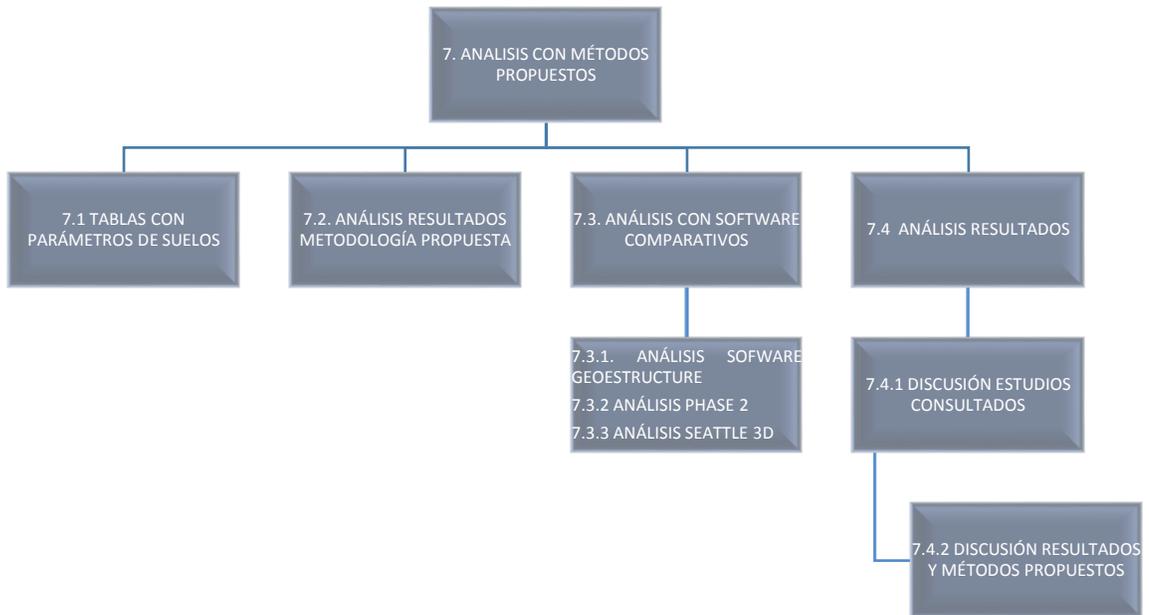


Figura 38. Metodología de trabajo

Fuente: Autor.

5.1. Tablas con parámetros de suelos a analizar

Tabla 15. Parámetros de suelos aluvial 100

PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRIA			γ_t (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT (N)	q_u - compresión inconfina		Calculo ponderado E			
No.	M #	(m)			USCS	W _h %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas		fnos	Cc			Cs	(N)	kg/cm ²	kN/m ²	ton/m ²	kN/m ²
1	1	0,1	1,0	Arcilla de baja plasticidad; color gris oscuro con oxidaciones.	CL	26,0	46	17	28,6	0%	0%	100%	1,67	0,32	0,06	1,07	13	1,04	102,02	130	12753	1279
1	2	1,0	2,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron con oxidaciones.	CL	30,2	49	19	30,4	0%	0%	100%	1,96	0,35	0,07	0,82	13	1,04	102,02	130	12753	1279
1	3	2,0	3,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron con oxidaciones.	CL	36,7	47	19	27,8	0%	0%	100%	1,96	0,33	0,07	0,90	18	1,43	140,28	179	17535	1759
1	4	3,0	4,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron con oxidaciones, algunas trazas de arena	CL	33,7	48	19	28,9	0%	32%	68%	1,84	0,34	0,07	0,99	7	1,43	140,28	179	17535	1759
1	5	4,0	5,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron con oxidaciones, algunas trazas de arena	CL	31,6	48	18	29,8	0%	22%	78%	1,78	0,34	0,07	1,02	11	1,21	118,70	151	14838	1488
1	6	5,0	6,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron con oxidaciones, algunas trazas de arena	CL	33,2	44	18	25,8	0%	11%	89%	1,72	0,31	0,06	1,11	18	0,99	97,12	124	12140	1218
1	7	6,0	7,5	Arcilla de baja plasticidad; color marron	CL	23,2	44	18	25,8	0%	0%	100%	1,74	0,31	0,06	0,93	23	0,34	32,96	42	4120	413
1	8	7,5	9,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron	CL	28,2	47	19	28,3	0%	0%	100%	1,78	0,33	0,07	0,96	29	0,34	32,96	42	4120	413
1	9	9,0	10,5	Arcilla de baja plasticidad; color marron	CL	30,6	47	19	27,5	0%	0%	100%	1,49	0,33	0,07	1,40	22	0,34	32,96	42	4120	413
1	10	10,5	12,0	Arcilla de baja plasticidad; color marron, algunas trazas de arena	CL	32,0	48	20	28,3	0%	0%	100%	1,67	0,34	0,07	1,15	26	0,59	57,88	74	7235	726

PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRIA			γ_t (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	q_u - com presión inconfina	
No.	M #	(m)				W _h %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	fnos		Cc	Cs		kg/cm ²	kN/m ²
1	1	1,0	2,0	Limo de alta plasticidad; color negro con presencia de raíces, algunas vetas amarillas	MH	53,9	63	40		0,0%	0,0%	100%	1,93	0,48	0,10	1,18	0,48	47,09
1	2	2,0	3,0	Arcilla de baja Plasticidad; color café oscuro, algunas trazas de limo y arena	CL	42,1	39	14	25	0,0%	11,2%	89%	1,81	0,26	0,05	1,14	0,89	87,70
1	3	3,0	4,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro, algunas trazas arena	CH	59,0	63	27	36	0,0%	28,1%	72%	1,82	0,48	0,10	1,39	0,46	45,13
1	4	4,0	5,0	Arcilla de alta plasticidad color gris claro, algunas trazas arena	CH	54,7	64	23	41	0,0%	22,1%	78%	2,08	0,49	0,10	1,03	0,39	38,46
1	5	5,0	6,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro, algunas trazas de arena	CH	77,5	84	24	60	0,0%	0,0%	100%	1,89	0,67	0,13	1,57	0,33	32,47
1	6	6,0	7,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	CH	80,7	89	28	61	0,0%	0,0%	100%	1,70	0,71	0,14	1,90	0,40	38,75
1	7	7,0	8,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	CH	111,6	113	30	83	0,0%	0,0%	100%	1,52	0,93	0,19	2,80	0,34	33,65
1	8	8,0	9,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro	CH	73,6	82	30	52	0,0%	0,0%	100%	1,69	0,65	0,13	1,81	0,35	34,24
1	8	9,0	10,0	Arcilla de Baja plasticidad color oscuro	CH	77,1	104	33	71	0,0%	0,0%	100%	1,77	0,85	0,17	1,74	0,28	27,57
1	8	10,50	12,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro, algunas trazas de arena	CH	80,3	89	31	58	0,0%	35,2%	65%	1,87	0,71	0,14	1,64	0,40	39,24

Fuente: Autor.

Tabla 16. Parámetros de suelos aluvial 100 y costero.

PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			γ_s (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	q _u - compresión confinada			
No.	M#	(m)				W _h %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		C _c	C _s		kg/cm ²	kNm ²		
1	1	1,0	2,0	Limo de alta plasticidad; color negro con presencia de raíces, algunas vetas	MH	53,9	63	40		0,0%	0,0%	100%	1,54			1,15	0,36	35,32		
1	2	2,0	3,0	Arcilla de baja Plasticidad; color café oscuro, algunas trazas de limo y arena	CL	42,1	39	14	112	0,0%	0,0%	100%	1,54	0,26	0,05	1,65	0,40	39,24		
1	3	3,0	4,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro	CH	59,0	63	27	101	0,0%	0,0%	100%	1,68	0,48	0,10	1,67	0,40	39,24		
1	4	4,0	5,0	Arcilla de alta plasticidad color gris claro	CH	54,7	64	23	124	0,0%	0,0%	100%	1,52	0,49	0,10	1,75	0,35	34,34		
1	5	5,0	6,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	CH	77,5	84	24	107	0,0%	0,0%	100%	1,36	0,67	0,13	1,96	0,34	33,35		
1	6	6,0	7,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	CH	81,3	90	28	103	0,0%	0,0%	100%	1,57	0,72	0,14	1,87	0,36	35,32		
1	7	7,0	8,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	CH	105,8	114	24	95	0,0%	0,0%	100%	1,39	0,94	0,19	2,06	0,27	26,49		
1	8	8,0	9,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro	CH	61,2	98	30	93	0,0%	0,0%	100%	1,53	0,79	0,16	1,78	0,30	29,43		
PROYECTO: Torre : Torre auto soportada. Carrera 8 Calle 59 Bis Aluvial 100																				
nIVEL FREÁTICO D _w = -3.00 m																				
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			γ_s (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT		q _u - compresión confinada	
No.	M#	(m)				W _h %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		C _c	C _s		N Camp	N _{corr}	kg/cm ²	kNm ²
1	1	0,3	1,0	Limo organico color negro; desechos de construcción	CH	56,9	61	9		18,6%	0,0%	81%	1,59	0,46	0,09	1,70	5	4	0,26	25,87
1	2	1,0	2,0	Limo arcillo arenoso de baja plasticidad; color café oscuros	ML	37,5	47	28		0,0%	0,0%	100%	1,66	0,33	0,07	1,26	7	5	0,29	28,14
1	3	2,0	3,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro con presencia de oxidaciones	ML	48,1	43	39	4	0,0%	0,0%	100%	2,00	0,30	0,06	1,02	8	5	0,30	29,52
1	4	3,0	4,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro con oxidaciones	CH	42,0	54	26	28	0,0%	0,0%	100%	1,83	0,40	0,08	1,11	18	10	0,60	59,14
1	5	4,0	5,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro con oxidaciones	SC	35,8	57	23	34	15,8%	66,1%	18%	2,13	0,42	0,08	0,74	32	17	1,05	103,00
1	6	5,0	6,0	Arcilla arenosa de alta plasticidad; color gris oscuro con oxidaciones	SC	35,8	59	23	36	19,2%	67,0%	14%	2,20	0,44	0,09	0,68	37	18	1,08	106,33
1	7	6,0	7,5	Arena Arcillosa de alta plasticidad; con algunas gravas, color gris oscuro con oxidaciones	SC	37,6	54	22	32	18,3%	44,2%	38%	2,02	0,40	0,08	0,86	38	20	1,19	116,53
1	8	7,5	9,0	Arena Arcillosa de alta plasticidad; con algunas gravas, color gris oscuro con oxidaciones	SC	36,3	49	22		14,7%	37,9%	47%	2,17	0,35	0,07	0,72	32	15	0,87	85,60
1	9	10,5	12,0	Arena Arcillosa de alta plasticidad; con algunas gravas, color gris oscuro con oxidaciones	SC	36,3	48	23		14,7%	37,9%	47%	2,17	0,34	0,07	0,72	27	11	0,64	62,81
1	10	13,5	15,0	Arena Arcillosa de alta plasticidad; con algunas gravas, color gris oscuro con oxidaciones	SC	30,0	50	26		22,7%	33,8%	44%	2,10	0,36	0,07	1,33	26	10	0,59	57,54

Fuente: Autor.

Tabla 17. Parámetros de suelos lacustres

PROYECTO: Torre auto soportada. Calle 76A # 85-18 Lacustre 500													Df=3,00 m						
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			Coeficientes		e0	SPT (N)	q _u - compresión inconfineda		
No.	M #	(m)				Wh %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos	γ _r (ton/m ³)	Cc			Cs	kg/cm ²	kN/m ²
1	1	0,1	1,0	Limo orgánico; color negro	ML	30,6			42		0,0%	100%	1,87			0,88		1,04	101,99
1	2	1,0	1,5	Limo orgánico de alta plasticidad; color café	CH	36,3	75	25	50		0,0%	100%	2,07	0,59	0,12	0,77		1,04	101,99
1	3	1,0	2,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	CH	31,4	78	21	57		0,0%	100%	2,05	0,61	0,12	0,73		1,43	140,24
1	4	2,0	3,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro	SC	28,8	67	23	44		0,0%	100%	1,95	0,51	0,10	0,78		1,43	1,00
1	5	3,0	4,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro con oxidaciones.	GW-GM	26,5	70	19	50		0,0%	100%	2,51	0,54	0,11	0,36		1,21	1,00
1	6	4,0	5,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	45,2	77	33	44		0,0%	100%	1,78	0,60	0,12	1,20		0,99	1,00
1	7	5,0	6,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	44,5	70	19	51		0,0%	100%	1,65	0,54	0,11	1,36		0,34	32,95
1	8	6,0	7,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro	CH	44,5	56	29	27		0,0%	100%	2,02	0,41	0,08	0,93		0,34	32,95
1	9	7,5	9,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro	CH	28,3	58	22	36		0,0%	100%	1,35	0,43	0,09	1,57		0,34	1,50
1	10	9,0	10,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	ML	52,2	116	33	83		0,0%	100%	1,42	0,96	0,19	1,89		0,59	1,50

PROYECTO: Torre auto soportada. Avenida longitudinal de occidente entre calles 68 y 68 Bs													Dw=3,5 m						
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			Coeficientes		e0	SPT (N)	q _u - compresión inconfineda		
No.	M #	(m)				Wh %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos	γ _r (ton/m ³)	Cc			Cs	kg/cm ²	kN/m ²
1	1	0,20	1,0	Limo organico; color café claro.	ML	112,6				0,0%	0,0%	100%	1,63			0,95		0,46	44,64
1	2	1,00	2,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro.	CH	130,6	151	39	112	0,0%	0,0%	100%	1,63	1,27	0,25	1,12		0,46	44,64
1	3	2,00	3,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	139,9	157	56	101	0,0%	0,0%	100%	1,34	1,32	0,26	1,69		0,35	34,04
1	4	3	4,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	129,0	159	35	124	0,0%	0,0%	100%	1,31	1,34	0,27	1,62		0,88	86,52
1	5	4,00	5,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	134,2	161	54	107	0,0%	0,0%	100%	1,37	1,36	0,27	1,57		0,27	26,78
1	6	5,00	6,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	131,3	160	57	103	0,0%	0,0%	100%	2,38	1,35	0,27	0,46		0,30	29,72
1	7	6,00	7,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	132,7	147	52	95	0,0%	0,0%	100%	1,32	1,23	0,25	1,65		0,25	24,82
1	8	7,5	9,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	134,2	144	51	93	0,0%	0,0%	100%	1,79	1,21	0,24	0,96		0,30	29,43
1	8	9,00	10,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	126,0	142	47	95	0,0%	0,0%	100%	1,65	1,19	0,24	1,05		0,29	27,96
1	8	10,50	12,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	128,1	146	54	92	0,0%	0,0%	100%	1,84	1,22	0,24	0,86		0,22	21,19

Fuente: (Suelos, 2012).

Tabla 18. Parámetros de suelos lacustres

PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			γ_r (ton/m ³)	Coeficientes			SPT (N)	q_u - con presión confinada	
No.	M #	(m)				W _h %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		C _c	C _s	e ₀		kg/cm ²	kNm ²
1	1	0,1	0,6	Limo organico color negro	ML	79,7		43		0,0%	0,0%	100%	1,26			1,58	0,76	74,12	
1	2	0,6	1,2	Limo organico color marron	ML	98,2		24		0,0%	0,0%	100%	1,40			1,55	0,76	74,12	
1	3	1,2	2,0	Arcilla de alta plasticidad; color marron.	CH	36,0	64	30	34	0,0%	0,0%	100%	1,31	0,49	0,10	0,87	0,76	74,12	
1	4	2,0	3,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro.	CH	64,1	105	41	64	0,0%	0,0%	100%	1,39	0,86	0,17	1,13	0,28	27,80	
1	5	3,0	4,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro.	CH	90,4	106	42	64	0,0%	0,0%	100%	1,50	0,86	0,17	1,29	0,28	27,06	
1	6	4,0	5,0	Arcilla de alta plasticidad; color claro.	CH	95,1	104	19	85	0,0%	0,0%	100%	1,41	0,85	0,17	1,49	0,29	28,04	
1	7	5,0	6,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro.	CH	103,5	106	41	65	0,0%	0,0%	100%	1,54	0,86	0,17	1,37	0,77	75,87	
1	8	6,0	7,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris claro.	CH	112,8	105	41	64	0,0%	0,0%	100%	1,42	0,86	0,17	1,69	0,31	30,27	
1	8	7,5	9,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	90,3	129	48	81	0,0%	0,0%	100%	1,35	1,07	0,21	1,54	0,28	27,25	
1	8	9,0	10,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	94,9	148	40	108	0,0%	0,0%	100%	1,41	1,24	0,25	1,49	0,34	32,88	

PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			γ_r (ton/m ³)	Coeficientes			SPT (N)	q_u - compresión inconfina		Calculo ponderado E	
No.	M #	(m)				W _h %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		C _c	C _s	e ₀		kg/cm ²	kNm ²	kg/cm ²	kNm ²
1	1	0,05	1,00	Limo organico color negro	ML	93,9		15		0,0%	0,0%	100%	1,75			0,77	0,73	71,68	91,37	913,67	
1	2	1,00	2,00	Arcilla de alta plasticidad; color marron.	CH	129,8	171	31	140,2	0,0%	0,0%	100%	1,27	1,45	0,29	1,89	0,73	71,68	91,37	913,67	
1	3	2,00	3,00	Arcilla de alta plasticidad; color marron.	CH	46,9	72	32	39,7	0,0%	0,0%	100%	1,65	0,56	0,11	0,42	0,26	25,23	32,16	321,63	
1	4	3,00	4,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	105,9	115	38	76,9	0,0%	0,0%	100%	1,43	0,95	0,19	1,30	0,24	1,00	29,73	297,28	
1	5	4,00	5,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	100,8	116	44	72,3	0,0%	0,0%	100%	1,53	0,95	0,19	1,10	0,31	1,00	38,32	383,16	
1	6	5,00	6,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	100,9	114	20	93,9	0,0%	0,0%	100%	1,31	0,94	0,19	1,45	0,77	1,00	95,67	956,65	
1	7	6,00	7,50	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	87,0	98	44	54,1	0,0%	0,0%	100%	1,31	0,79	0,16	1,29	0,34	32,95	42,00	420,03	
1	8	7,50	9,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	93,3	116	41	75,5	0,0%	0,0%	100%	1,32	0,95	0,19	1,34	0,45	44,35	56,52	565,24	
1	9	9,0	10,5	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	125,0	141	50	90,8	0,0%	0,0%	100%	1,35	1,18	0,24	1,67	0,24	1,50	29,53	295,30	
1	10	10,5	12,0	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro.	CH	124,0	161	42	119,0	0,0%	0,0%	100%	1,31	1,36	0,27	1,73	0,36	1,50	44,57	445,65	

Fuente: (Suelos, 2012).

Tabla 19. Parámetros de suelos piedemonte

Proyecto		Proyecto Guavio Torre 165		Zona Montaña				Dw=4,25 m										
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRIA			γ_r (ton/m ³)	Coeficientes		SPT (N)	q_u - compresión inconfineda	
No.	M #	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		Cc	Cs		kg/cm ²	kNm ²
1	1	-	1,60	Arcilla amarilla oscura con café con algo de grava fina	CL	26,7	31	19	12	16%	28%	57%	1,78	0,18	0,04	12	1,39	136,32
1	2	1,60	1,98	Arcilla arenosa color amarillo con vetacolor gris claro	CL	15,0	28	17	21	0%	36%	64%	1,73	0,16	0,03	25	0,27	26,48
1	3	1,98	2,13	Arenisca de grano fino con rastros de limos gris claro con oxidaciones	SP	9,9				0%	65%	35%	2,91	0,00	0,00	77	4,62	453,08

Proyecto		Proyecto Guavio Torre 165		Zona Montaña				Dw=1,50 m													
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRIA			γ_r (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT (N)	q_u - compresión inconfineda		Calculo ponderado E	
No.	M #	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		Cc	Cs			kg/cm ²	kNm ²	Modulo de Youn E	kNm ²
1	1	-	0,80	Arcilla color café claro con vetas de oxidación	CH	32,2	60	29	31	15,5%	28,0%	57%	1,45	0,45	0,09	7	0,42	41,19	52,50	525,00	
1	2	0,80	1,80	Arcilla gris oscuro con vetas de oxidación	CH	32,4	55	22	21	11,0%	16,7%	72%	1,97	0,15	0,04	0,65	8	0,48	47,07	60,00	600,00
1	3	1,80	2,30	Arenisca de grano fino con rastros de limos gris claro con oxidaciones	CH	31,8	54	26	29				1,55	0,40	0,08	9	0,54	52,96	67,50	675,00	
1	4	2,3	2,5	Arenisca de grano fino con rastros de limos gris claro con oxidaciones	CH	38,0	56	26	30			100%	1,62	0,42	0,08	8	0,48	0,20	60,00	600,00	
1	5	2,5	3,0	Arcilla de baja plasticidad; color gris claro y tonos amarillo.	CH	91,8	118	42	76	0,0%	0,0%	100%	2,08	0,97	0,19	12	0,72	0,50	90,00	900,00	
1	6	3,00	4,4	Arena arcillosa; color gris claro con pocas gravas de arenisca.	SC	23,7	29	17	12	23,6%	63,8%	13%	1,36	0,23	0,14	2,88	0,26	1,40	32,50	325,00	

Fuente: (Suelos, 2012).

Tabla 20. Parámetros de suelos piedemonte

Proyecto		Villa Javier Piedemonte B										Zona Montaña										Dw=1,50 m									
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	INDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRIA			γ_r (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT (N)	q_u - con presión inconfina		Calculo ponderado E											
Nb.	M#	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		Cc	Cs			kg/cm ²	kN/m ²	kg/cm ²	kN/m ²										
1	1	-	1,50	Arcilla limosa de baja plasticidad con algo de grava y arena, color café	0	0,0	0	0	0	0,0%	0,0%	100%	2,00	-0,09	-0,02		6	0,37	35,94	45,80	458,04										
1	2	1,50	2,50	Arcilla limosa de baja plasticidad y arena con trazas de grava, color café	0	0,0	0	2	21	0,0%	0,0%	100%	2,07	0,15	0,04	0,65	2	0,18	17,60	22,43	224,31										
1	3	2,50	3,50	Arenisca con trazas y presencia de finos, color café a gris	SM	6,2				0,0%	82,4%	18%	2,33				60	16,21	1589,64	2026,16	20261,56										
1	4	3,50	4,50	Arenisca con trazas y presencia de finos, color café	SM	4,9				0,1%	82,9%	17%	2,49				60	34,59	1,00	4323,45	43234,50										
1	5	4,50	5,50	Arcilla limosa de baja plasticidad con trazas de arena, color amarillo con vetas vinotinto	CL	12,2	26	14	12	0,0%	1,9%	98%	2,20	0,14	0,03		20	1,04	1,00	130,49	1304,91										
1	6	5,50	6,50	Arcillolita de baja plasticidad con trazas de arena, color vinotinto con vetas gris claro	CL	4,6	29	14	12	0,0%	1,4%	99%	2,46	0,23	0,14	2,88	60	18,14	1,00	2267,35	22673,45										
1	7	6,50	8,00	Arcilla limosa de baja plasticidad con trazas de arena, con vetas vinotinto y gris claro	CL	10,5	30	15	21	0,0%	1,6%	98%	2,39	0,15	0,04	0,65	28	1,29	126,68	161,47	1614,67										
1	8	8,00	9,50	Arcilla limosa de baja plasticidad con trazas de arena, con vetas gris y vinotinto	CL	12,1	25	12	13	0,0%	1,8%	98%	2,32	0,14	0,03		32	1,91	187,63	239,15	2391,48										
1	9	9,5	11,0	Arcilla limosa de baja plasticidad con trazas de arena, color vinotinto con oromos gris claro	CL	12,5	34	17	17	0,0%	1,6%	98%	2,34	0,22	0,04		25	1,48	1,50	184,73	1847,35										
1	10	11,0	12,5	Arcillolita de baja plasticidad con trazas de arena, color vinotinto con vetas gris	CL	3,9	28	16	12	0,0%	1,4%	99%	2,46	0,16	0,03		60	22,26	1,50	2782,89	27828,92										

Proyecto		Calle 68 # 5-55 Piedemonte B										Zona Montaña										Dw=1,5 m									
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	INDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRIA			γ_r (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT (N)	q_u - con presión inconfina		Calculo ponderado E											
Nb.	M#	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		Cc	Cs			kg/cm ²	kN/m ²	kg/cm ²	kN/m ²										
1	1	0,30	1,00	Limo de alta plasticidad; color café oscuro	ML	30,6				0,0%	0,0%	100%	1,87				1,04	101,99	130,00	1300,00											
1	2	1,00	2,00	Arcilla de alta plasticidad con trazas de arena; color gris	CH	36,3	75	25	50	0,0%	0,0%	100%	2,07	0,15	0,04	0,78	1,04	101,99	130,00	1300,00											
1	3	2,00	3,00	Arcilla de alta plasticidad con pocas trazas de grava; color gris	CH	31,4	78	21	57	0,0%	0,0%	100%	2,05	0,61	0,12		1,43	140,24	178,75	1787,50											
1	4	3,00	4,00	Arena Arcillosa de alta plasticidad con algunas trazas de grava y materia orgánica; color gris	SC	28,8	67	23	44	15,1%	67,0%	18%	1,95	0,51	0,10		1,43	1,00	178,75	1787,50											
1	5	4,00	5,00	Grava limosa bien gradada; color gris	GW-GM	26,5				47,6%	45,3%	7%	2,51				1,21	1,00	151,25	1512,50											
1	6	5,00	6,00	Arcilla de alta plasticidad con pocas trazas de grava y materia orgánica; color gris oscuro	CH	45,2	77	33	44	27,3%	0,0%	73%	1,78	0,23	0,14	1,12	0,99	1,00	123,75	1237,50											
1	7	7,50	9,00	Arcilla de alta plasticidad; color gris oscuro y vetas rojas	CH	44,5	70	19	51	0,0%	0,0%	100%	1,86	0,15	0,04	1,11	0,34	32,95	42,00	420,00											
1	8	9,00	10,50	Arcilla de alta plasticidad con algunas gravas; color gris con vetas rojizas	CH	44,5	56	29	27	32,4%	0,0%	68%	2,02	0,41	0,08		0,34	32,95	42,00	420,00											
1	9	10,5	12,0	Arcilla de alta plasticidad; color rojizo con vetas grises	CH	28,3	58	22	36	32,4%	0,0%	68%	1,68	0,43	0,09		0,34	1,50	42,00	420,00											
1	10	12,0	13,5	Arcilla de alta plasticidad; color rojizo. Con presencia de gravas	ML	52,2				32,4%	0,0%	68%					0,59	1,50	73,75	737,50											

Fuente: (Suelos, 2012).

Tabla 21. Parámetros de suelos depósito de ladera

Proyecto		CALLE 57 B SUR ENTRE CARRERAS 6 C Y 6B BIS										Zona Montaña				Dw=9,00 m						
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA					GRANULOMETRIA			Y _T (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT		Angulo de fricción	Calculo ponderado E	
No.	M #	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos	Cc		Cs	campo		Cor	kg/cm ²		kNm ²	
1	1	-	1,00	Gravas grises y antropicos no seleccionados	GP	40,49					0,0%	94,3%	6%	1,80				22	21	31,06	215,50	2155,00
1	2	1,00	2,00	Arcilla limosa con gravas gris y marron	GM	30,64					4,6%	85,6%	10%	1,83				20	14	28,33	138,51	1385,13
1	3	2,00	2,50	Arena limosa; color marron claro	SM-SP	30,77					7,8%	48,7%	43%	2,12				35	21	31,30	223,10	2231,03
1	5	3,00	3,50	Arena mal gradada; color marron claro	SP	26,59					15,4%	82,9%	2%	2,31				28	15	28,52	143,51	1435,13
1	7	4,00	4,50	Arena mal gradada; color marron claro	SP	29,64					22,9%	75,3%	2%	2,11				29	16	29,18	160,92	1609,25
1	10	5,50	7,00	Arena mal gradada; color marron claro	SP	4,294					0,0%	95,9%	4%	2,33				27	14	28,05	131,48	1314,85

Proyecto		CARRERA 1A ENTRE CALLES 47 Y 45 B SUR										Zona Montaña-ZONA DE LA DERA				Dw=9,00 m						
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA					GRANULOMETRIA			Y _T (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT		Angulo de fricción	Calculo ponderado E	
No.	M #	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos	Cc		Cs	campo		Cor	kg/cm ²		kNm ²	
1	1	0,50	1,00	Arena con gravas finas con matriz arcillosa color marron claro	SP-GW	9,769					12,8%	84,5%	3%	2,14				33	30	31,06	328,00	3280,00
1	2	1,00	2,00	Arenisca color gris claro con oxidaciones	SP	32,58					11,4%	85,9%	3%	1,93				25	17	28,33	172,00	1720,00
1	3	2,00	3,00	Arena limosa; color marron claro	SM	22,5					0,0%	99,8%	0%	2,05				32	19	31,30	196,00	1960,00
1	5	3,00	4,00	Arena mal gradada; color marron claro	SP	13,31					31,9%	67,8%	0%	2,13				34	18	28,52	184,00	1840,00
1	7	4,00	5,00	Arena mal gradada; color marron claro	SP	22,94					0,0%	95,8%	4%	1,91				37	21	29,18	220,00	2200,00
1	10	5,00	6,50	Arena mal gradada; color marron claro	SP	25,89					0,0%	99,9%	0%	2,41				38	18	28,05	184,00	1840,00

Fuente: (Suelos, 2012).

Tabla 22. Parámetros de suelos depósito de ladera

Proyecto		CARRERA 1A ENTRE CALLES 47 Y 43 B SUR										Zona Montaña-ZONA DE LA DERA										Dw=8,00 m	
PERFORACIÓN		PROFUNDIDAD		DESCRIPCIÓN DE LA MUESTRA	USCS	ÍNDICES DE CONSISTENCIA				GRANULOMETRÍA			Y _T (ton/m ³)	Coeficientes		e ₀	SPT		Angulo de fricción °	Calculo ponderado E			
No.	M#	(m)				Wn %	LL %	LP %	IP %	gravas	arenas	finos		Cc	Cs		campo	Cor		kg/cm ²	KNm ²		
1	1	-	0,50	Gravas arcillosa; (Desechos de construccion) color marrón.	GC	25,8	48	15	33	50,2%	34,5%	15%	2,51				14	13	27,90	124,00	1240,00		
1	2	0,50	1,00	Arcilla de baja plasticidad; color marrón .	CL	28,4	48	17	31	0,0%	0,0%	100%	2,31				16	15	28,70	148,00	1480,00		
1	3	1,00	1,70	Arcilla de baja plasticidad; color marrón .	CL	24,5	48	16	32	0,0%	0,0%	100%	2,46				17	11	27,00	100,00	1000,00		
1	4	1,70	2,24	Gravas arcillosa; color marrón.	CL	23,6	48	17	31	40,0%	30,6%	29%	2,41				19	11	27,10	100,00	1000,00		
1	5	2,24	3,70	Arcilla de baja plasticidad (Arcilloita); color gris claro.	CL	19,0	46	13	33	0,0%	0,0%	100%	2,75				55	27	33,70	292,00	2920,00		
1	6	3,70	5,20	Arcilla de baja plasticidad (Arcilloita); color gris claro.	CL	25,1	49	14	35	0,0%	0,0%	100%	2,42				55	28	33,90	304,00	3040,00		
1	7	5,20	6,70	Arcilla de baja plasticidad (Arcilloita); color gris claro.	CL	26,3	48	13	35	0,0%	0,0%	100%	2,54				51	22	31,90	232,00	2320,00		
1	8	6,70	8,20	Arcilla de baja plasticidad (Arcilloita); color gris claro.	CL	21,9	48	15	33	0,0%	0,0%	100%	2,42				53	24	32,40	256,00	2560,00		
1	9	8,20	9,70	Arcilla de baja plasticidad (Arcilloita); color gris claro.	CL	25,8	48	16	32	0,0%	0,0%	100%	2,32				51	21	31,40	220,00	2200,00		
1	10	9,70	11,20	Arcilla de baja plasticidad (Arcilloita); color gris claro.	CL	30,1	47	19	28	0,0%	0,0%	100%	2,15				50	20	31,00	208,00	2080,00		

Fuente: (Suelos, 2012).

5.2. Análisis de resultados de la metodología propuesta

Para el cálculo de los esfuerzos de contacto, se consideran cimientos cuadrados para facilitar los análisis.

$$\sigma_{cont} = \frac{P}{B^2}$$

El arrancamiento máximo se obtiene para los análisis de las tablas 32, 35, 36, 37, 38 y 39 del manual. Con esta información se procede a realizar análisis q_{adm} con base en las ecuaciones 28 a 89. Los asentamientos se determinan con las ecuaciones 90 a 100 y la resistencia a momentos de la cimentación entre las ecuaciones 101 a 107. Luego de estos análisis, se procede al análisis de resistencia al arrancamiento con el empleo de las ecuaciones:

Método de cono de arena Ecuación 124 a 127

Superficie de corte Ecuaciones 128 a 129

Cimientos rectangulares Ecuaciones 130 a 138

Este análisis es realizado para cimentaciones semi profundas con pilas y pilotes:

Para el análisis de las pilas, la capacidad de resistencia a la compresión se determina con las ecuaciones 157 a 208. Se procede al cálculo de arrancamiento con el empleo de las ecuaciones:

Cono truncado: 139 a 145

Cilindro de corte: 146 a 154 incluye las pilas acampanadas.

Finalmente, para asentamiento, se empleas las fórmulas de la 221 a la 232.

Con lo anterior y la información de análisis se obtuvieron los resultados que se ilustran en las tablas 33 a 48:

Tabla 23. Resultado cimientos para el perfil 1, costero

PERFIL 1		ALUVIAL					
Df= 1,50		Resistencia no drenada Media inferior			0,83		ARRANCAMIENTO Tu adm
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q. adm	Sδ	FS VOLC	METODO DEL CONO	SUPERFICIE DE CORTE
m	ton	TON	ton/m ²	cm		ton	ton
1	42,90	13,62	17,20	11,91	0,51	5,27	
1,2	42,90	13,62	16,80	10,69	0,79	6,67	34,25
1,4	42,90	13,62	16,50	9,80	1,12	8,20	40,05
1,6	42,90	13,62	17,00	9,81	1,52	7,27	45,93
1,8	42,90	13,62	16,60	8,57	1,98	11,80	51,81
2	42,90	13,62	16,30	8,11	2,49	13,87	57,69
2,2	42,90	13,62	16,00	7,73	3,07	16,10	63,70
2,4	42,90	13,62	15,70	7,73	3,07	24,10	69,80

Df= 4,00		PILAS							
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	ARRANCAMIENTO	Sδ	FS VOLC	CONO TRUNCADO	ARRANCAMIENTO		
							CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA	PROFUNDIDAD BULBO
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton	m
1	42,90	23,60	13,62	25,47		5,69	39,98	14,88	8,00
1,1	42,90	24,49	13,62	19,03		6,88	44,39	16,35	8,40
1,2	42,90	27,23	13,62	12,75		8,19	48,88	17,89	8,80
2,2	42,90	50,71	13,62	8,54		27,54	90,67	37,45	12,80

Df= 8,00 m		PILOTES							
B	CARGA MAXIMA	RESISTENCIA POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	ARRANCAMIENTO		
							CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	Db
m	ton	TON	ton	cm	m	ton	ton	ton	CABEZOTE
0,2	42,90	45,30	13,62	18,75	1,60	37,39	0,56	172,43	3,70
0,3	42,90	44,70	13,62	18,60	1,20	46,87	1,69	120,25	2,90
0,4	42,90	44,40	13,62	18,49	1,60	37,85	4,08	85,39	3,70
0,5	42,90	47,60	13,62	18,45	0,90	29,10	8,55	68,17	2,30
0,6	42,90	51,40	13,62	18,42	1,10	33,52	16,11	70,08	2,70

Fuente: Autor.

Tabla 24. Resultado cimientos para el perfil 2, aluvial

Df= 1,50		ARRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	q. adm	Q arranc	ASENTAMIENTOS	FS VOLCAMIENTO	METODO DEL CONO	SUPERFICIE DE CORTE	PROFUNDIDAD BULBO
m	ton	ton/m2	ton	cm		ton	ton	m
1	42,90	11,80	13,62	11,91	0,51	7,90	42,50	4,50
1,2	42,90	11,60	13,62	11,24	0,79	10,00	51,38	5,10
1,4	42,90	11,50	13,62	10,69	1,12	12,30	60,08	5,70
1,6	42,90	11,30	13,62	9,80	1,52	14,90	68,85	6,30
1,8	42,90	11,10	13,62	9,11	1,98	17,70	77,10	6,90
2	42,90	11,00	13,62	8,57	2,49	20,80	86,54	7,50
2,2	42,90	10,80	13,62	8,11	3,07	24,10	95,64	8,10
2,4	42,90	10,60	13,62	7,73	3,07	24,10	95,64	8,70

Df= 4,00		PILAS						
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	Q arranc	SØ	FS VOLCAMIENTO	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton
1	42,90	15,99	13,62	51,81		5,71	22,98	14,88
1,2	42,90	19,10	13,62	42,94		6,91	25,69	16,35
1,2	42,90	21,08	13,62	34,31		8,22	28,48	17,89
2,2	42,90	44,88	13,62	11,88		22,84	43,89	22,97

Df= 8,00		PILOTES						
B	CARGA MAXIMA	RESISTENCIA POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	ASENTAMIENTOS	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	TON	ton	cm	m		ton	ton
0,2	42,90	45,40	13,62	16,90	1,78	60,64	8,26	54,82
0,3	42,90	51,00	13,62	16,84	2,40	44,14	13,15	78,11
0,4	42,90	44,00	13,62	16,80	1,80	23,58	12,49	54,25
0,5	42,90	48,50	13,62	16,79	2,25	22,69	17,63	71,55
0,6	42,90	46,30	13,62	16,78	1,65	18,60	19,94	64,97

Fuente: Autor..

Tabla 25. Resultado cimientos para el perfil 3, aluvial

Df=		Resistencia no drenada Media inferior				0,83	ARRANCAMIENTO Tu adm		
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q. adm	S δ	FS VOLC	METODO DEL CONO	SUPERFICIE DE CORTE	PROFUNDIDAD BULBO	
m	ton	TON	ton/m2	cm		ton	ton	m	
1	42,90	13,62	10,80	18,61	0,14	7,60	31,50	4,50	
1,2	42,90	13,62	10,60	10,69	0,79	6,67	34,25	5,10	
1,4	42,90	13,62	10,40	9,80	1,12	8,20	40,05	5,70	
1,6	42,90	13,62	10,70	9,81	1,52	7,27	45,93	6,30	
1,8	42,90	13,62	10,50	8,57	1,98	11,80	51,81	6,90	
2	42,90	13,62	10,30	8,11	2,49	13,87	57,69	7,50	
2,2	42,90	13,62	10,10	7,73	3,07	16,10	63,70	8,10	
2,4	42,90	13,62	10,00	7,73	3,07	24,10	69,80	8,70	
PILAS									
Df=						ARRANCAMIENTO			
B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	ASENTAMIENTOS	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA	PROFUNDIDAD BULBO	
m	ton	TON	ton	cm	ton	ton	ton	m	
1	42,90	13,62	13,95	67,04	5,43	15,92	14,88	2,00	
1,1	42,90	13,62	17,31	58,15	6,57	17,92	16,35	2,20	
1,2	42,90	13,62	19,08	49,52	7,82	20,01	17,89	2,40	
2	42,90	13,62	40,19	18,47	21,72	33,30	22,97	4,00	
PILOTES									
Df=		8,00 m				ARRANCAMIENTO			
B	Q max	Q resist _{g max}	Q arranc	ASENTAMIENTOS	Bg	METODO TRADICIONAL	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO TRUNCADO	
m	ton	Ton	ton	cm		ton	ton	ton	
0,2	42,90	44,40	13,62	27,27	3,00	81,64	13,73	99,52	
0,3	42,90	44,50	13,62	27,24	3,50	55,59	20,32	138,63	
0,4	42,90	43,20	13,62	27,21	3,20	41,93	25,97	155,71	
0,5	42,90	27,80	13,62	27,20	4,00	36,87	33,44	191,30	
0,6	42,90	34,40	13,62	27,19	3,80	31,00	37,88	196,17	

Fuente: Autor..

Tabla 26. Resultado cimientos para el perfil 4, aluvial

B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q. adm	S δ	FS VOLC	METODO DEL CONO	SUPERFICIE DE CORTE	PROFUNDIDAD BULBO
m	ton	TON	ton/m2	cm		ton	ton	m
1	42,90	13,62	21,40	12,10	11,91	5,53	33,28	4,50
1,2	42,90	13,62	20,90	10,87	18,39	6,10	40,00	5,10
1,4	42,90	13,62	20,50	9,97	26,25	6,70	46,74	5,70
1,6	42,90	13,62	20,40	9,29	35,50	7,30	53,50	6,30
1,8	42,90	13,62	20,60	8,73	46,14	7,93	60,28	6,90
2	42,90	13,62	20,20	8,28	58,17	8,58	67,09	7,50
2,2	42,90	13,62	19,90	7,89	71,58	9,26	73,91	8,10
2,4	42,90	13,62	19,60	7,55	86,38	9,95	80,76	8,70
PILAS								
Df=		4,00				ARRANCAMIENTO		
B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	ASENTAMIENTOS	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO CAMPANA	PROFUNDIDAD BULBO
m	ton	TON	ton	cm	ton	ton	ton	m
1	42,90	13,62	8,18	21,92	6,28	18,51	27,38	2,00
1,1	42,90	13,62	29,43	19,61	7,59	20,91	29,63	2,20
1,2	42,90	13,62	33,57	17,36	9,04	23,41	31,99	2,40
2	42,90	13,62	75,44	7,70	25,11	47,07	54,44	4,00
PILOTES								
Df=		8,00 m				ARRANCAMIENTO		
B	Q max	Q g max	Q arranc	ASENTAMIENTOS	Bg	METODO 1 BRAJA	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE CORTE
m	ton	Ton	ton	cm		ton	ton	ton
0,2	42,90	50,10	13,62	21,68	0,90	15,50	3,67	18,21
0,3	42,90	61,10	13,62	21,55	1,40	13,04	6,79	29,86
0,4	42,90	82,60	13,62	21,48	1,80	13,94	12,06	53,09
0,5	42,90	104,80	13,62	21,45	2,30	15,09	18,85	82,95
0,6	42,90	127,70	13,62	21,43	2,70	16,50	27,14	119,45

Fuente: Autor.

Tabla 27. Resultado cimientos para el perfil 1, lacustre

PERFIL 1		LACUSTRE							
Df= 1,50		Resistencia no drenada Media inferior							
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm		Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE
m	ton	TON	ton/m ²	ton/m ²	Cumple	cm		ton	ton
1	42,90	13,62	42,90	18,20	NO	10,47	0,44	12,76	12,76
1,2	42,90	13,62	29,79	17,80	NO	9,89	0,67	15,14	15,14
1,4	42,90	13,62	21,89	17,50	NO	9,45	0,96	17,70	17,70
1,6	42,90	13,62	16,76	18,10	SI	9,09	1,30	20,43	20,43
1,8	42,90	13,62	13,24	17,60	SI	8,79	1,69	23,33	23,33
2	42,90	13,62	10,73	17,20	SI	8,53	2,13	26,42	26,42
2,2	42,90	13,62	8,86	16,90	SI	8,29	2,62	29,67	29,67
2,4	42,90	13,62	7,45	16,60	SI	8,07	3,16	33,11	33,11

PILAS								
Df= 6,00		RRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Sδ	FS VOLC	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton
1	42,90	16,36	13,62	42,34		5,08	26,50	14,88
1,1	42,90	17,74	13,62	38,34		6,14	29,57	16,35
1,2	42,90	19,89	13,62	34,47		7,31	32,71	17,89
2	42,90	47,92	13,62	8,35		20,31	49,18	22,97

PILOTES								
Df= 8,00 m		ARRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	Q POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	TON	ton	cm	m	ton	ton	ton
0,2	42,90	40,80	13,62	0,36	1,60	10,51	5,83	28,23
0,3	42,90	44,90	13,62	0,31	1,20	14,02	10,01	29,92
0,4	42,90	35,00	13,62	0,26	1,60	16,13	14,31	31,54
0,5	42,90	35,80	13,62	0,25	1,60	15,96	20,01	25,90
0,6	42,90	38,40	13,62	0,24	1,60	18,90	29,88	31,15

Fuente: Autor.

Tabla 28. Resultado cimientos para el perfil 2, lacustre

Df=		1,50		ARRANCAMIENTO					
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm	Cumple	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE
m	ton	TON	ton/m2	ton/m ²		cm		ton	ton
1	42,90	13,62	42,90	18,40	NO	22,56	0,24	12,76	23,47
1,2	42,90	13,62	29,79	18,00	NO	21,36	0,37	15,14	27,67
1,4	42,90	13,62	21,89	17,10	NO	20,45	0,53	17,70	32,04
1,6	42,90	13,62	16,76	18,30	SI	19,72	0,72	20,43	36,60
1,8	42,90	13,62	13,24	17,80	SI	19,09	0,94	23,33	41,32
2	42,90	13,62	10,73	14,40	SI	18,54	1,19	26,42	46,22
2,2	42,90	13,62	8,86	17,10	SI	18,04	1,46	29,67	51,30
2,4	42,90	13,62	7,45	16,80	SI	17,57	1,76	33,11	56,56

Df=		6,00		ARRANCAMIENTO					
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	Q arranc	Sδ	FS VOLCAMIENTO	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA	
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton	
1	42,90	12,80	13,62	93,07		5,26	15,98	14,88	
1,2	42,90	13,71	13,62	83,19		6,37	17,99	16,35	
1,4	42,90	14,88	13,62	73,62		7,58	20,08	17,89	
1,6	42,90	25,93	13,62	28,74		21,05	33,40	22,97	

Df=		8,00		ARRANCAMIENTO					
B	CARGA MAXIMA	Q POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	
m	ton	TON	ton	cm	m		ton	ton	
0,2	42,90	44,12	13,62	29,49	2,30	60,64	8,26	54,82	
0,3	42,90	44,77	13,62	29,44	2,66	44,14	13,15	78,11	
0,4	42,90	47,81	13,62	29,40	3,20	23,58	12,49	54,25	
0,5	42,90	45,18	13,62	29,38	2,25	22,69	17,63	71,55	
0,6	42,90	43,10	13,62	29,49	2,70	18,60	19,94	64,97	

Fuente: Autor.

Tabla 29. Resultado cimientos para el perfil 3, lacustre

Df=	Resistencia no drenada Media inferior					ARRANCAMIENTO Tu adm			
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CUADRADA
m	ton	TON	ton/m2	ton/m2	cm		ton	ton	m
1	42,90	13,62	42,9	18,40	22,56	0,23	12,76	29,48	17,87
1,2	42,90	13,62	29,8	18,00	21,36	0,35	15,14	34,88	22,11
1,4	42,90	13,62	21,9	17,70	20,45	0,68	17,70	40,46	26,57
1,6	42,90	13,62	16,8	18,30	19,72	0,72	20,43	46,21	31,24
1,8	42,90	13,62	13,2	17,80	19,09	0,88	23,33	52,14	36,14
2	42,90	13,62	10,7	14,40	18,54	1,11	26,42	58,25	41,26
2,2	42,90	13,62	8,9	17,10	18,04	1,37	29,67	64,53	46,60
2,4	42,90	13,62	7,4	16,80	17,57	1,65	33,11	70,98	52,17

PILAS							
Df=	6,00			ARRANCAMIENTO			
B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	ASENTAMIENTOS	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	TON	ton	cm	ton	ton	ton
1	42,90	13,62	9,96	95,95	4,67	19,20	14,88
1,1	42,90	13,62	11,72	88,37	5,65	21,53	16,35
1,2	42,90	13,62	12,83	81,06	6,72	23,94	17,89
2	42,90	13,62	26,74	20,61	18,68	38,22	22,97

PILOTES								
Df=	8,00 m			ARRANCAMIENTO				
B	Q max	Q resist _{g max}	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO TRUNCADO
m	ton	Ton	ton	cm			ton	ton
0,2	42,90	44,40	13,62	27,27	3,00	81,64	13,73	99,52
0,3	42,90	44,50	13,62	27,24	3,50	55,59	20,32	138,63
0,4	42,90	43,20	13,62	27,21	3,20	41,93	25,97	155,71
0,5	42,90	27,80	13,62	27,20	4,00	36,87	33,44	191,30
0,6	42,90	34,40	13,62	27,19	3,80	31,00	37,88	196,17

Fuente: Autor.

Tabla 30. Resultado cimientos para el perfil 4, lacustre

Df=		1,50 Resistencia no drenada Media inferior			ARRANCAMIENTO Tu adm			
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q. adm	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CUA DRADA
m	ton	TON	ton/m2	cm		ton	ton	m
1	42,90	13,62	20,20	17,02	0,28	12,76	28,99	17,38
1,2	42,90	13,62	19,80	15,98	0,44	15,14	34,29	21,52
1,4	42,90	13,62	19,40	15,20	0,63	17,70	39,77	25,88
1,6	42,90	13,62	20,00	14,58	0,85	20,43	45,43	30,46
1,8	42,90	13,62	19,50	14,06	1,11	23,33	51,26	35,26
2	42,90	13,62	19,10	13,61	1,40	26,42	57,26	40,28
2,2	42,90	13,62	17,10	13,20	1,72	29,67	63,44	45,52
2,4	42,90	13,62	16,80	12,83	2,08	33,11	69,80	50,98

PILAS								
Df=	6,00			ARRANCAMIENTO				
B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	Sδ	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO CAMPANA	PROFUNDIDAD BULBO
m	ton	TON	ton	cm	ton		ton	m
1	42,90	13,62	13,22	83,62	5,37	21,39	14,88	2,00
1,1	42,90	13,62	17,50	74,11	6,50	23,94	16,35	2,20
1,2	42,90	13,62	19,23	64,88	7,73	26,57	17,89	2,40
2	42,90	13,62	37,90	32,41	21,48	41,51	22,97	4,00
PILOTES								
Df=	8,00m			ARRANCAMIENTO				
B	Q max	Q _{g max}	Q arranc	Sδ	Bg	METODO 1 BRAJA	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE CORTE
m	ton	Ton	ton	cm		ton	ton	ton
0,2	42,90	78,32	13,62	37,71	1,60	8,29	10,65	58,26
0,3	42,90	52,59	13,62	37,64	2,40	14,45	19,16	100,86
0,4	42,90	46,39	13,62	37,59	2,15	13,63	19,16	85,28
0,5	42,90	56,56	13,62	37,58	2,25	18,32	26,61	112,26
0,6	42,90	54,05	13,62	37,57	2,70	19,16	28,74	109,96

Fuente: Autor.

Tabla 31. Resultado cimientos para el perfil 1, piedemonte

PERFIL 1											
PIEDEMONTE											
Df=	1,50	Resistencia no drenada Media inferior				0,83					
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm	Cumple	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CU ADRADA	
m	ton	TON	ton/m ²	ton/m ²		cm		ton	ton		
1	42,90	13,62	42,90	37,70	NO	0,97	0,28	19,59	21,19	10,89	
1,2	42,90	13,62	29,79	37,90	SI	0,81	0,44	24,97	26,58	15,37	
1,4	42,90	13,62	21,89	38,20	SI	0,69	0,63	24,97	32,68	20,61	
1,6	42,90	13,62	16,76	39,80	SI	0,60	0,85	31,08	39,51	26,62	
1,8	42,90	13,62	13,24	39,90	SI	0,54	1,11	37,90	47,06	33,40	
2	42,90	13,62	10,73	40,20	SI	0,48	1,40	45,45	55,33	40,94	
2,2	42,90	13,62	8,86	40,50	SI	0,44	1,72	53,72	64,32	49,25	
2,4	42,90	13,62	7,45	40,90	SI	0,40	2,08	62,72	74,04	58,33	

PILAS										
Df=	3,00				ARRANCAMIENTO					
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Sδ	FS VOLC	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA		
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton		
1	42,90	130,04	13,62	0,50		13,89	16,46	24,81		
1,1	42,90	156,95	13,62	0,56		17,40	18,22	28,72		
1,2	42,90	186,06	13,62	0,97		21,30	23,67	32,93		
2	42,90	252,09	13,62	1,00		25,60	27,70	37,45		

PILOTES										
Df=	8,00 m				ARRANCAMIENTO					
B	CARGA MAXIMA	Q POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA		
m	ton	TON	ton	cm	m	ton	ton	ton		
0	42,90	53,82	13,62	1,44	1,60	8,89	40,66	9,87		
0	42,90	45,63	13,62	1,23	1,20	12,65	36,48	10,24		
0	42,90	43,24	13,62	0,78	1,60	15,20	25,69	21,80		
0	42,90	51,57	13,62	0,74	1,60	19,29	28,59	22,51		
0	42,90	48,33	13,62	0,72	1,60	16,69	24,43	18,66		

Fuente: Autor.

Tabla 32. Resultado cimientos para el perfil 2, piedemonte

Df= 1,50		ARRANCAMIENTO								
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm	Cumple	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/ CUADRADA
m	ton	TON	ton/m2	ton/m ²		cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	42,90	43,20	SI	0,97	2,32	19,54	21,14	15,31
1,2	42,90	13,62	29,79	43,50	SI	0,81	3,32	24,92	26,52	20,67
1,4	42,90	13,62	21,89	43,90	SI	0,69	4,50	31,02	32,62	26,80
1,6	42,90	13,62	16,76	45,70	SI	0,60	5,85	37,85	39,45	33,69
1,8	42,90	13,62	13,24	45,80	SI	0,54	7,38	45,39	46,99	41,35
2	42,90	13,62	10,73	46,20	SI	0,48	9,09	53,66	55,26	49,78
2,2	42,90	13,62	8,86	46,60	SI	0,44	10,98	62,64	64,24	58,97
2,4	42,90	13,62	7,45	47,10	SI	0,40	13,04	72,35	73,95	68,93

Df= 6,00		ARRANCAMIENTO							PILAS	
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	Q arranc	Sδ	FS VOLCAMIENTO O	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA		
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton		
1	42,90	79,63	13,62	1,00		7,74	22,21	14,88		
1,2	42,90	107,58	13,62	1,22		10,70	22,54	17,89		
1,4	42,90	138,73	13,62	0,15		14,14	33,43	21,20		
1,6	42,90	213,17	13,62	0,19		18,08	39,41	24,81		

Df= 8,00		ARRANCAMIENTO							PILOTES	
B	CARGA MAXIMA	Q POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA		
m	ton	TON	ton	cm	m		ton	ton		
0	42,90	46,15	13,62	0,50	2,30	60,64	27,50	11,18		
0	42,90	45,19	13,62	0,41	2,66	44,14	27,79	16,05		
0	42,90	47,94	13,62	0,29	3,20	23,58	22,46	33,85		
0	42,90	46,25	13,62	0,23	2,25	22,69	20,23	34,09		
0	42,90	47,95	13,62	0,22	2,70	18,60	20,36	36,45		

Fuente: Autor.

Tabla 33. Resultado cimientos para el perfil 3, piedemonte

PERFIL 1		PIEDEMONTE								
Df= 1,50		Resistencia no drenada Media inferior				0,83				
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm	Cumple	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CU ADRADA
m	ton	TON	ton/m ²	ton/m ²		cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	42,90	29,70	NO	0,97	0,72	19,59	21,19	9,59
1,2	42,90	13,62	29,79	43,50	SI	0,81	1,51	24,97	26,58	13,80
1,4	42,90	13,62	21,89	43,90	SI	0,69	2,06	31,08	32,68	18,79
1,6	42,90	13,62	16,76	45,70	SI	0,60	2,80	37,90	39,51	24,54
1,8	42,90	13,62	13,24	45,80	SI	0,54	3,53	45,45	47,06	31,06
2	42,90	13,62	10,73	46,20	SI	0,48	4,38	53,72	55,33	38,35
2,2	42,90	13,62	8,86	46,60	SI	0,44	5,33	62,72	64,32	46,40
2,4	42,90	13,62	7,45	47,10	SI	0,40	6,41	72,43	74,04	55,22

Df= 3,00		PILAS							RRANCAMIENTO	
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Sδ	FS VOLC	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA		
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton		
1	42,90	87,33	13,62	0,52		6,56	13,75	14,88		
1,1	42,90	117,20	13,62	0,93		9,13	14,63	17,89		
1,2	42,90	151,79	13,62	0,72		12,13	21,44	21,20		
2	42,90	234,59	13,62	0,56		15,57	25,71	24,81		

Df= 8,00 m		PILOTES							ARRANCAMIENTO	
B	CARGA MAXIMA	Q POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA		
m	ton	TON	ton	cm	m	ton	ton	ton		
0	42,90	46,80	13,62	1,00	2,00	9,73	35,05	28,70		
0	42,90	45,72	13,62	0,88	2,44	14,24	34,14	31,72		
0	42,90	48,69	13,62	0,66	1,88	26,70	26,75	87,83		
0	42,90	47,53	13,62	0,56	1,58	26,94	23,45	70,84		
0	42,90	49,74	13,62	0,53	1,80	29,29	22,95	62,56		

Fuente: Autor.

Tabla 34. Resultado cimientos para el perfil 4, piedemonte

PERFIL 2										
Df=		PIEDEMONTE								
1,50		ARRANCAMIENTO								
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm		SØ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/ CUADRADA
m	ton	TON	ton/m2	ton/m ²	Cumple	cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	38,40	43,20	SI	13,37	0,90	19,59	21,19	9,59
1,2	42,90	13,62	38,70	43,50	SI	12,69	1,31	24,97	26,58	13,80
1,4	42,90	13,62	39,00	43,90	SI	12,01	1,80	31,08	32,68	18,79
1,6	42,90	13,62	40,60	45,70	SI	11,34	2,44	37,90	39,51	24,54
1,8	42,90	13,62	40,80	45,80	SI	10,68	3,10	45,45	47,06	31,06
2	42,90	13,62	41,10	46,20	SI	10,04	3,85	53,72	55,33	38,35
2,2	42,90	13,62	46,60	46,60	NO	9,43	5,28	62,72	64,32	46,40
2,4	42,90	13,62	47,10	47,10	NO	8,84	6,11	72,43	74,04	55,22

PILAS								
Df=		ARRANCAMIENTO						
6,00								
B	CARGA MAXIMA	Q Adm por carga	Q arranc	SØ	FS VOLCAMIENT O	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	TON	ton	cm			ton	ton
1	42,90	76,49	13,62	0,29		7,29	10,93	14,88
1,2	42,90	103,78	13,62	0,72		10,09	12,07	17,89
1,4	42,90	133,13	13,62	2,13		13,37	17,52	21,20
1,6	42,90	202,89	13,62	0,26		17,12	21,23	24,81

ARRANCAMIENTO								
Df=								
8,00								
B	CARGA MAXIMA	Q POR CAPACIDAD DE CARGA	Q arranc	SØ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	TON	ton	cm	m		ton	ton
0	42,90	44,99	13,62	0,57	2,00	7,52	45,21	11,06
0	42,90	43,31	13,62	0,47	2,44	11,48	43,59	12,42
0	42,90	47,10	13,62	0,34	1,88	15,42	33,93	31,40
0	42,90	45,53	13,62	0,28	1,58	15,66	29,54	25,73
0	42,90	47,22	13,62	0,26	1,80	18,02	28,61	23,12

Fuente: Autor.

Tabla 35. Resultado cimientos para el perfil 1, depósito de ladera

PERFIL 1 DEPÓSITO DE LADERA										
Df= 1,50		0,83								
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm	Cumple	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CU ADRADA
m	ton	TON	ton/m2	ton/m ²		cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	42,90	40,00	NO	12,56	1,00	21,70	23,52	9,59
1,2	42,90	13,62	29,79	35,60	SI	12,01	1,23	27,29	29,11	13,80
1,4	42,90	13,62	21,89	38,20	SI	11,43	1,80	33,60	35,42	18,79
1,6	42,90	13,62	16,76	39,80	SI	10,83	1,90	40,63	42,45	24,54
1,8	42,90	13,62	13,24	39,90	SI	10,23	3,10	48,39	50,20	31,06
2	42,90	13,62	10,73	40,20	SI	9,64	4,10	56,86	58,68	38,35
2,2	42,90	13,62	8,86	40,50	SI	9,06	4,93	66,06	67,88	46,40
2,4	42,90	13,62	7,45	40,90	SI	8,50	5,91	75,98	77,80	55,22

PILAS								
Df= 3,00		ARRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	Sδ	FS VOLC	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	ton	TON	cm			ton	ton
1	42,90	13,62	79,13	0,37		6,78	9,51	14,88
1,1	42,90	13,62	105,47	0,38		9,41	10,83	17,89
1,2	42,90	13,62	135,88	0,47		12,50	15,55	21,20
2	42,90	13,62	208,46	0,53		16,03	18,98	24,81

PILOTES								
Df= 8,00 m		ARRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	Q resist	Q arranc	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	ton	ton	cm	m	ton	ton	ton
0,2	42,90	45,62	13,62	0,99	2,00	8,38	52,28	17,87
0,25	42,90	43,60	13,62	0,81	2,00	12,41	50,01	19,87
0,3	42,90	46,72	13,62	0,65	1,88	19,57	38,76	52,19
0,35	42,90	45,19	13,62	0,55	1,58	19,82	33,59	42,40
0,4	42,90	46,94	13,62	0,53	1,80	22,20	32,31	37,73

Fuente: Autor.

Tabla 36. Resultado cimientos para el perfil 2, depósito de ladera

PERFIL 2		DÉPÓSITO DE LADERA							
Df= 1,50		ARRANCAMIENTO							
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	q max	q. adm		Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE
m	ton	TON	ton/m2	ton/m ²	Cumple	cm		ton	ton
1	42,90	13,62	42,90	42,90	NO	0,15	1,04	21,70	23,52
1,2	42,90	13,62	29,79	44,10	SI	0,13	1,53	27,29	29,11
1,4	42,90	13,62	21,89	45,40	SI	0,11	2,13	33,60	35,42
1,6	42,90	13,62	16,76	48,20	SI	0,10	2,94	40,63	42,45
1,8	42,90	13,62	13,24	49,30	SI	0,08	3,79	48,39	50,20
2	42,90	13,62	10,73	50,50	SI	0,08	4,78	56,86	58,68
2,2	42,90	13,62	8,86	51,90	SI	0,07	5,94	66,06	67,88
2,4	42,90	13,62	7,45	53,30	SI	0,06	7,24	75,98	77,80

Df= 6,00		PILAS						
		ARRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	Q arranc	Q Adm por carga	Sδ	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA	FS VOLCAMIENTO
m	ton	ton	TON	cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	75,55	0,25	7,30	10,87	14,88	
1,2	42,90	13,62	100,25	0,33	10,11	12,10	17,89	
1,4	42,90	13,62	128,71	0,53	13,39	17,47	21,20	
1,6	42,90	13,62	196,50	0,46	17,14	21,17	24,81	

Df= 8,00		PILOTES						
		ARRANCAMIENTO						
B	CARGA MAXIMA	Q arranc	Q resist	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	ton	TON	cm	m		ton	ton
0,2	42,90	13,62	45,59	0,90	2,00	9,69	61,88	28,39
0,25	42,90	13,62	43,03	0,79	2,44	14,19	59,05	31,38
0,3	42,90	13,62	46,12	0,58	1,88	26,23	45,64	85,46
0,35	42,90	13,62	44,38	0,49	1,58	26,49	39,47	69,04
0,4	42,90	13,62	45,90	0,47	1,80	28,87	37,80	61,07

Fuente: Autor.

Tabla 37. Resultado cimientos para el perfil 3, depósito de ladera

PERFIL 1 DEPÓSITO DE LADERA										
Df= 1,50		Resistencia no drenada Media inferior 0,83								
B	CARGA MAX	ARRANC. MAX	Cumple	q max	q. adm	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CU ADRADA
m	ton	TON		ton/m2	ton/m ²	cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	SI	42,90	63,00	0,15	1,60	21,70	23,52	9,59
1,2	42,90	13,62	SI	29,79	64,90	0,13	2,28	27,29	29,11	13,80
1,4	42,90	13,62	SI	21,89	66,90	0,11	3,18	33,60	35,42	18,79
1,6	42,90	13,62	SI	16,76	63,00	0,10	3,18	33,60	35,42	18,79
1,8	42,90	13,62	SI	13,24	63,00	0,08	5,69	48,39	50,20	31,06
2	42,90	13,62	SI	10,73	63,00	0,08	7,17	56,86	58,68	38,35
2,2	42,90	13,62	SI	8,86	63,00	0,07	8,90	66,06	67,88	46,40
2,4	42,90	13,62	SI	7,45	63,00	0,07	10,81	75,98	77,80	55,22

PILAS ARRANCAMIENTO							
Df= 3,00							
B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	Sδ	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	ton	TON	cm		ton	ton
1	42,90	13,62	82,06	0,34	6,19	6,34	14,88
1,1	42,90	13,62	110,96	0,61	8,63	7,85	17,89
1,2	42,90	13,62	142,82	0,64	11,49	11,02	21,20
2	42,90	13,62	218,81	0,71	14,78	13,80	24,81

PILOTES ARRANCAMIENTO								
Df= 3,00 m								
B	CARGA MAXIMA	Q arranc	Q adm	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	ton	TON	cm	m	ton	ton	ton
0,2	42,90	13,62	59,61	1,27	2,00	8,18	59,61	16,31
0,25	42,90	13,62	57,37	1,13	2,44	12,30	57,37	18,17
0,3	42,90	13,62	44,68	0,85	1,88	18,95	44,68	49,06
0,35	42,90	13,62	38,92	0,72	1,58	19,18	38,92	39,82
0,4	42,90	13,62	37,54	0,70	1,80	21,53	37,54	35,40

Fuente: Autor.

Tabla 38. Resultado cimientos para el perfil 4, depósito de ladera

B	CARGA MAX	ARRANC. MA		q max	q. adm	Sδ	FS VOLC	CONO	CORTE	RECTANGULAR/CUADRADA
m	ton	TON	Cumple	ton/m2	ton/m ²	cm		ton	ton	
1	42,90	13,62	NO	42,90	40,50	0,15	0,98	21,70	23,52	9,59
1,2	42,90	13,62	SI	29,79	41,70	0,13	1,40	27,29	29,11	13,80
1,4	42,90	13,62	SI	21,89	42,90	0,11	2,00	33,60	35,42	18,79
1,6	42,90	13,62	SI	16,76	40,50	0,10	2,77	40,63	42,45	24,54
1,8	42,90	13,62	SI	13,24	40,50	0,08	3,58	48,39	50,20	31,06
2	42,90	13,62	SI	10,73	40,50	0,08	4,52	56,86	58,68	38,35
2,2	42,90	13,62	SI	8,86	40,50	0,07	5,59	66,06	67,88	46,40
2,4	42,90	13,62	SI	7,45	40,50	0,06	6,93	75,98	77,80	55,22

B	CARGA MAXIMA	CARGA DE ARRANCAMIENTO	Q Adm por carga	Sδ	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA	CONO DE CAMPANA
m	ton	ton	TON	cm		ton	ton
1	42,90	13,62	81,32	0,04	6,78	9,47	14,88
1,1	42,90	13,62	107,66	0,04	9,41	10,80	17,89
1,2	42,90	13,62	138,46	0,03	12,50	15,47	21,20
2	42,90	13,62	211,80	0,04	16,03	18,89	24,81

PILOTES								
Df=		3,00						
ARRANCAMIENTO								
B	CARGA MAXIMA	Q arranc	Q adm	Sδ	Bg	METODO TRADICIONAL	CONO TRUNCADO	CILINDRO DE PILA RECTA
m	ton	ton	TON	cm	m	ton	ton	ton
0,2	42,90	13,62	41,51	0,29	2,00	8,16	41,51	16,15
0,25	42,90	13,62	40,34	0,20	2,44	12,28	40,34	17,99
0,3	42,90	13,62	31,61	0,12	1,88	18,68	31,61	47,71
0,35	42,90	13,62	27,70	0,09	1,58	18,92	27,70	38,77
0,4	42,90	13,62	27,01	0,08	1,80	21,28	27,01	34,51

Fuente: Autor.

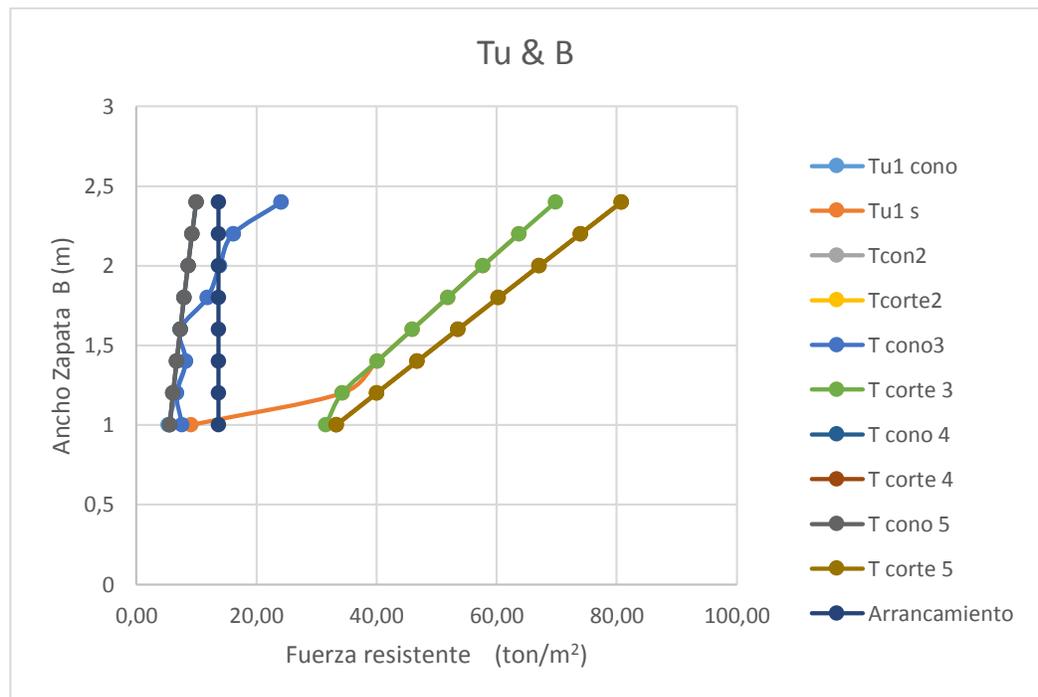
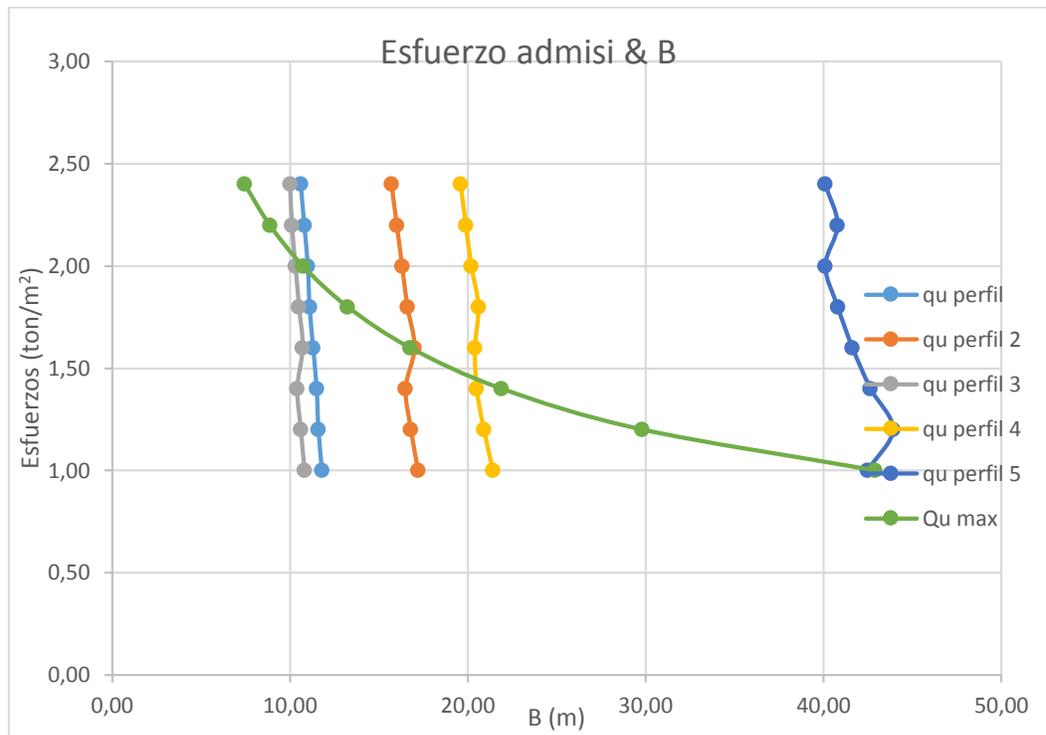


Figura 39. Perfiles aluviales, evaluación arrancamiento

Fuente: Autor.

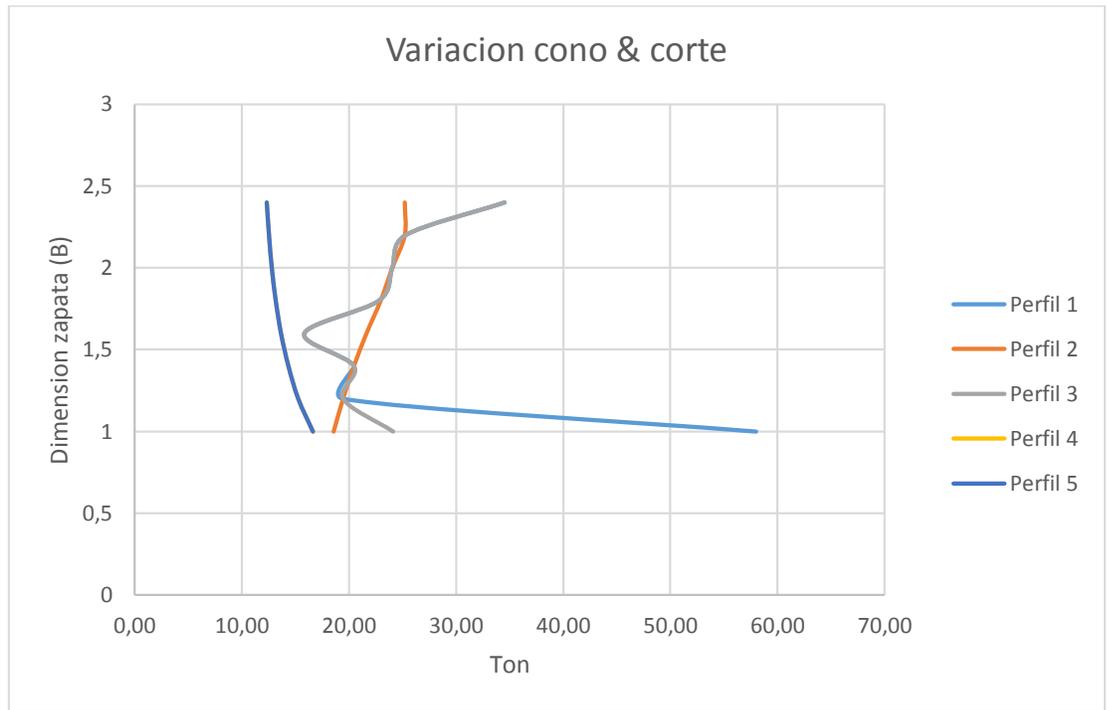


Figura 40. Perfiles aluviales, evaluación arrancamiento

Fuente: Autor.

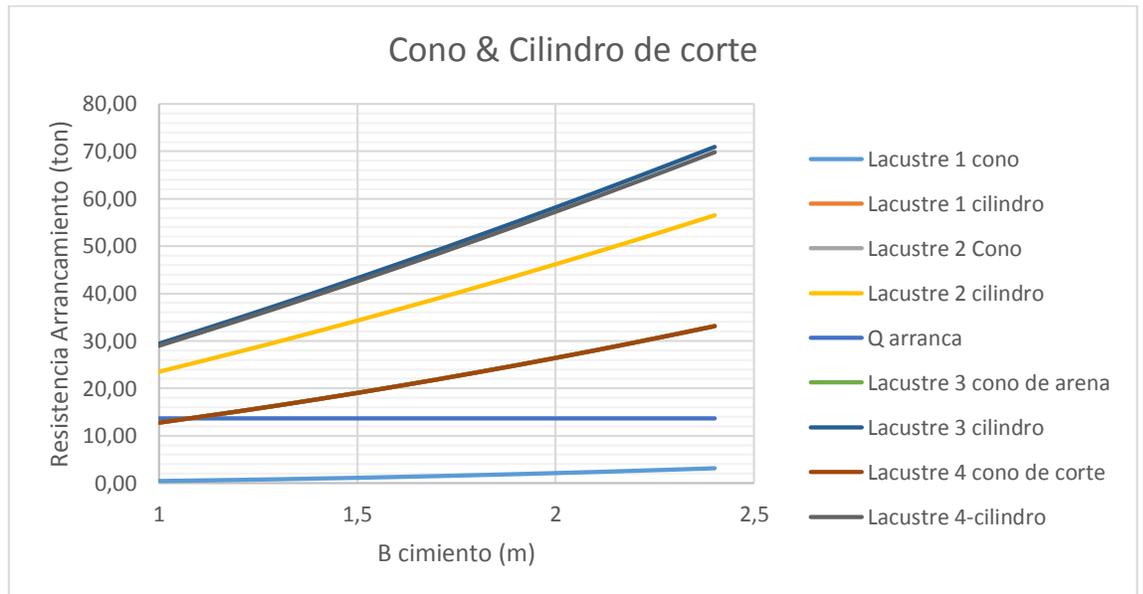


Figura 41. Perfiles de suelo lacustre, evaluación arrancamiento

Fuente: Autor.

Con la metodología analizada se obtienen resultados de resistencia a cargas verticales, resistencia al arrancamiento y deformaciones, mas no se determinan deformaciones al arrancamiento que presentan los puntos de apoyo. Ante cargas como las empleadas para los analisis presentes, se puede observar que para exploraciones en arcillas blandas no deben ser inferiores a 12.00 metros.

5.3. Análisis con software comparativo

En el desarrollo de los análisis comparativos con los softwares propuestos se presenta el anexo 2.

5.3.1. Resultados con geo structure (Spread Footing)

Como método comparativo de programas computacionales, con relación a la metodología sugerida, en este aparte se procede a presentar los análisis obtenidos con el software Geo 5 (Spread footing - Geo Estructure). Este software es comercializado por la casa Fine y pertenece al grupo de programas de Geo estructura (Geo 5). Se emplea para el diseño y evaluación de cimientos aislados, y permite el cálculo de capacidad de carga vertical y horizontal, en asentamientos.

Este programa emplea para su análisis teorías como la de Mayerhof, Vesic y Brinch – Hansen para resistencia a carga vertical (capacidad portante), permite trabajar con sistemas multicapas, asignando a cada una sus propiedades. Para deformaciones del suelo usa teorías como la de Janbu y Buisman. Proporciona resultados a partir de capacidad última, a los cuales se aplica el factor de seguridad (3) y se obtiene el esfuerzo admisible neto, y permite analizar zapatas cuadradas, rectangulares, circulares y continuas.

En resumen, es un programa muy sencillo con el cual se realizan a análisis a partir de métodos analíticos, y se encuentra tanto en inglés como en español. Es importante aclarar que este programa no permite evaluar cargas de tracción (arrancamiento).

En las tablas 49, 50, 51 y 52 se presentan los resultados de los análisis.

Tabla 39. Resultado cimientos para los depósitos aluviales analizados - costeros

PERFIL 1. Aluvial 100					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	20,1	327,01	485,08	109,00	NO
1,2	18,37	337,22	343,23	112,41	NO
1,4	16,85	344,51	259,28	114,84	NO
1,6	15,51	349,98	205,52	116,66	NO
1,8	14,34	354,23	169,03	118,08	NO
2	13,3	357,63	143,13	119,21	NO
2,2	12,39	360,42	124,09	120,14	NO
2,4	11,58	362,72	109,68	120,91	SI
PERFIL 2. Aluvial 100					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	19,06	212,98	485,08	70,99	NO
1,2	17,5	201,54	343,23	67,18	NO
1,4	16,09	193,37	259,28	64,46	NO
1,6	14,82	187,24	205,52	62,41	NO
1,8	13,69	182,48	169,03	60,83	NO
2	12,68	178,66	143,13	59,55	NO
2,2	11,77	174,74	124,09	58,25	NO
2,4	10,95	170,4	109,68	56,80	NO
PERFIL 3. Aluvial 100					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	22,82	117,66	485,05	39,22	NO
1,2	21,04	118,71	343,23	39,57	NO
1,4	19,48	119,46	259,28	39,82	NO
1,6	18,1	120,03	205,52	40,01	NO
1,8	16,88	120,47	169,03	40,16	NO
2	15,8	120,82	143,13	40,27	NO
2,2	14,85	120,52	124,09	40,17	NO
2,4	14	119,47	109,68	39,82	NO
PERFIL 4. Aluvial 100					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	20,41	177,31	485,05	59,10	NO
1,2	18,77	201,67	343,23	67,22	NO
1,4	17,32	219,06	259,28	73,02	NO
1,6	16,04	232,11	205,52	77,37	NO
1,8	14,91	242,26	169,03	80,75	NO
2	13,92	250,38	143,13	83,46	NO
2,2	13,03	257,02	124,09	85,67	NO
2,4	12,24	262,56	109,68	87,52	NO

Fuente: Autor

Tabla 40. Resultado cimientos para los depósitos lacustres analizados

PERFIL 1. Lacustre					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	43,07	210,52	485,08	70,17	NO
1,2	39,28	210,52	343,23	70,17	NO
1,4	35,99	210,52	259,28	70,17	NO
1,6	33,11	210,52	205,52	70,17	NO
1,8	30,6	210,52	169,03	70,17	NO
2	28,38	210,52	143,13	70,17	NO
2,2	26,43	210,52	124,09	70,17	NO
2,4	24,71	210,52	109,68	70,17	NO
PERFIL 2. Lacustre					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	81,76	139,37	485,08	46,46	NO
1,2	75,58	139,34	343,23	46,45	NO
1,4	70,12	139,33	259,28	46,44	NO
1,6	65,3	139,31	205,52	46,44	NO
1,8	61,03	139,3	169,03	46,43	NO
2	57,26	139,29	143,13	46,43	NO
2,2	53,91	139,28	124,09	46,43	NO
2,4	50,94	139,28	109,68	46,43	NO
PERFIL 3. Lacustre					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	56,24	167,55	485,08	55,85	NO
1,2	51,89	175,49	343,23	58,50	NO
1,4	48,12	181,17	259,28	60,39	NO
1,6	44,83	185,42	205,52	61,81	NO
1,8	41,94	185,42	205,52	61,81	NO
2	39,4	191,38	143,13	63,79	NO
2,2	37,15	193,54	124,09	64,51	NO
2,4	35,15	195,35	109,68	65,12	NO
PERFIL 4. Lacustre					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	56,24	211,11	485,08	70,37	NO
1,2	51,89	211,79	343,23	70,60	NO
1,4	48,12	212,28	259,28	70,76	NO
1,6	44,83	212,64	205,52	70,88	NO
1,8	41,94	212,93	169,03	70,98	NO
2	39,4	213,16	143,13	71,05	NO
2,2	37,15	213,34	124,09	71,11	NO
2,4	35,15	213,5	109,68	71,17	NO

Fuente: Autor

Tabla 41. Resultado cimientos para los depósitos piedemonte analizados

PERFIL 1. Piedemonte					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	8,9	357,37	361,28	119,12	NO
1,2	8,05	382,73	251,79	127,58	NO
1,4	7,3	406,54	188,12	135,51	NO
1,6	6,64	431,5	147,85	143,83	NO
1,8	6,06	457,23	120,76	152,41	SI
2	5,55	483,26	101,67	161,09	SI
2,2	5,1	509,63	87,71	169,88	SI
2,4	4,71	536,14	77,2	178,71	SI
PERFIL 2. Piedemonte					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	17,43	235,66	341,54	78,55	NO
1,2	15,48	235,66	245,76	78,55	NO
1,4	13,83	235,66	188,84	78,55	NO
1,6	12,44	328,95	152,29	109,65	NO
1,8	11,25	407,18	127,43	135,73	SI
2	10,24	469,62	109,76	156,54	SI
2,2	9,37	505,37	96,75	168,46	SI
2,4	8,62	535,17	86,89	178,39	SI
PERFIL 3. Piedemonte					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	0,07	365,9	341,18	121,97	NO
1,2	0,07	418,81	245,36	139,60	NO
1,4	0,06	454,49	188,42	151,50	NO
1,6	0,06	489,05	151,86	163,02	SI
1,8	0,05	523,15	126,98	174,38	SI
2	0,05	556,67	109,3	185,56	SI
2,2	0,05	588,92	96,7	196,31	SI
2,4	0,04	622,09	86,75	207,36	SI
PERFIL 4. Piedemonte					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	9,8	1988,81	357,43	662,94	SI
1,2	8,78	2135,73	254,45	711,91	SI
1,4	7,91	2282,89	194,01	760,96	SI
1,6	7,15	2430,15	155,53	810,05	SI
1,8	6,5	2577,44	129,53	859,15	SI
2	5,92	2724,67	111,14	908,22	SI
2,2	5,42	2871,78	97,65	957,26	SI
2,4	4,99	3018,75	87,47	1006,25	SI

Fuente: Autor

Tabla 42. Resultado cimientos para los depósitos de ladera analizados

PERFIL 1. Deposito de ladera					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	0,06	616,78	556,29	205,59	NO
1,2	0,06	651,54	382,02	217,18	NO
1,4	0,05	695,11	282,7	231,70	NO
1,6	0,05	741,56	220,71	247,19	SI
1,8	0,05	786,33	179,44	262,11	SI
2	0,04	830,33	150,58	276,78	SI
2,2	0,04	509,63	87,71	169,88	SI
2,4	0,04	917,28	113,87	305,76	SI
PERFIL 2. Deposito de ladera					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	0,06	800,56	479,06	266,85	NO
1,2	0,05	775,47	355,04	258,49	NO
1,4	0,05	801,75	266,51	267,25	SI
1,6	0,04	832,84	210,26	277,61	SI
1,8	0,04	867,17	172,31	289,06	SI
2	0,04	904,68	145,49	301,56	SI
2,2	0,03	943,2	125,85	314,40	SI
2,4	0,03	982,38	111,03	327,46	SI
PERFIL 3. Deposito de ladera					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	0,07	648,13	479,05	216,04	NO
1,2	0,06	683,48	339,84	227,83	NO
1,4	0,06	718,83	257,19	239,61	NO
1,6	0,06	785,15	204,13	261,72	SI
1,8	0,05	948,12	168,07	316,04	SI
2	0,04	1103,73	142,44	367,91	SI
2,2	0,04	1271,9	123,57	423,97	SI
2,4	0,04	1350,45	109,29	450,15	SI
PERFIL 4. Deposito de ladera					
B	Se	qu	σ_{contacto}	qu adm	Cumple
m	cm	kPa	kPa	kPa	
1	0,07	569,67	479,05	189,89	NO
1,2	0,06	609,17	339,84	203,06	NO
1,4	0,06	652,56	257,19	217,52	NO
1,6	0,04	699,23	204,13	233,08	SI
1,8	0,04	742,79	168,07	247,60	SI
2	0,04	783,12	142,44	261,04	SI
2,2	0,04	818,43	123,57	272,81	SI
2,4	0,04	854,43	109,29	284,81	SI

Fuente: Autor

Con base en lo anterior se evalúan las diferencias de los resultados obtenidos en la tabla 52.

Tabla 43. Resultado cimientos para los depósitos de ladera analizados

		Depósito Aluvial			
B		Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4
m		kPa	kPa	kPa	kPa
Spread					
Footing	1,4	120,91	56,80	39,82	87,52
metodo					
propuesto	1,4	154,017	103,986	98,10	192,28
Diferencia resultado		79%	55%	41%	46%
		Depósito Lacustre			
B		Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4
m		kPa	kPa	kPa	kPa
Spread					
Footing	1,4	70,17	46,43	65,12	71,17
metodo					
propuesto	1,4	162,85	164,81	164,81	164,81
Diferencia resultado		43%	28%	40%	43%
		Depósito Piedemonte			
B		Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4
m		kPa	kPa	kPa	kPa
Spread					
Footing	1,4	178,71	178,39	207,36	1006,25
metodo					
propuesto	1,4	401,23	462,05	462,05	462,05
Diferencia resultado		45%	39%	45%	218%
		Depósito de Ladera			
B		Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4
m		kPa	kPa	kPa	kPa
Spread					
Footing	1,4	305,76	327,46	450,15	284,81
metodo					
propuesto	1,4	401,23	522,87	618,03	462,05
Diferencia resultado		76%	63%	73%	62%

Fuente: Autor

5.3.2. Resultados con Phase 2

Dentro del análisis comparativo, se emplea el software Phase 2, el cual es un software de elementos finitos que se emplea para excavaciones subterráneas, superficies en roca o suelo. Su uso es amplio en proyectos de diseño e ingeniería, como soporte a la estabilidad de taludes, infiltración de aguas subterráneas y análisis probabilístico. El programa realiza análisis

bidimensionales, a partir de los datos ingresados de los perfiles estudiados mediante las metodologías tradicional y el software Spreat footing de Geo estructura.

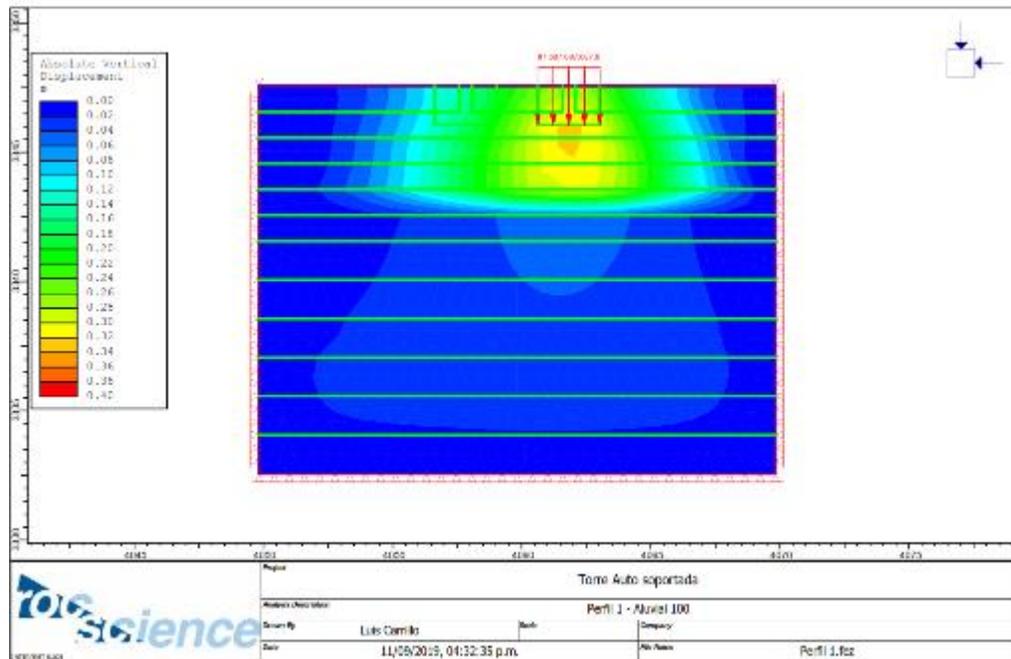


Figura 42. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 1, evaluación deformaciones
Fuente: Autor.

Como desventaja en los análisis realizados con este software, se encuentra que, para evaluar asentamientos por consolidación, requiere de la implementación de resultados de ensayos triaxiales, lo que restringe su aplicación. Los resultados de deformaciones con este software son mucho más altos como se muestra en el anexo 1 y figuras 41 a 56.

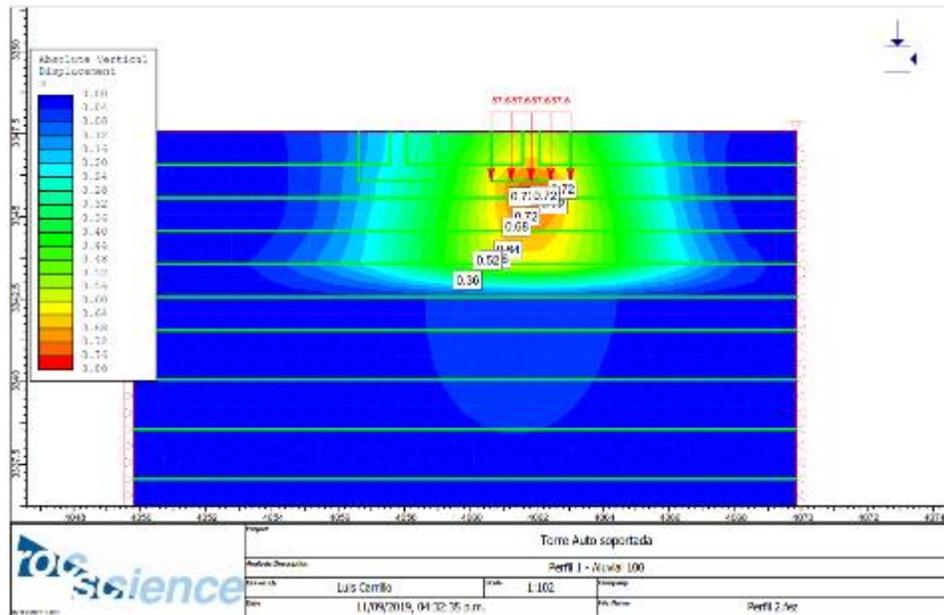


Figura 43. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 2, evaluación deformaciones
Fuente: Autor

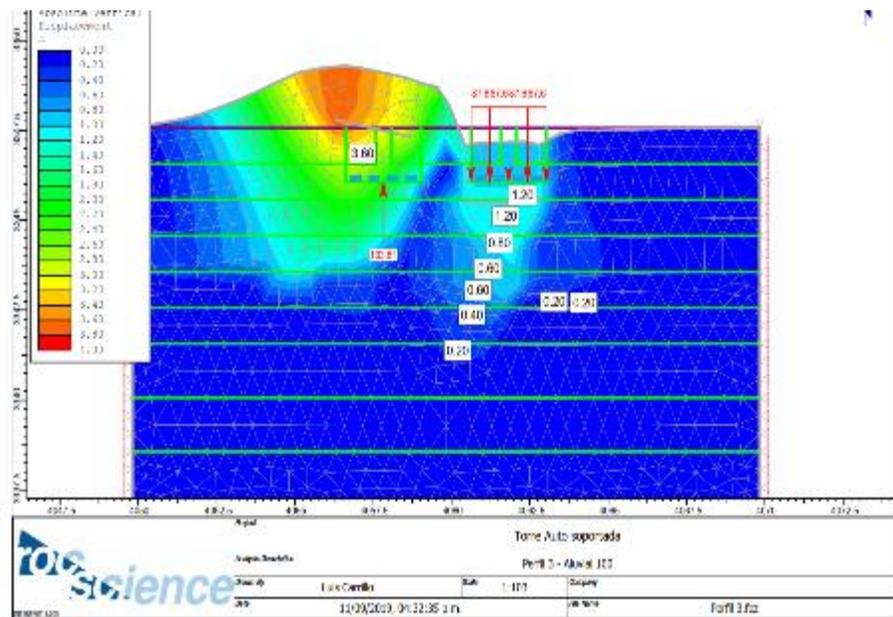


Figura 44. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 3, evaluación deformaciones
Fuente: Autor

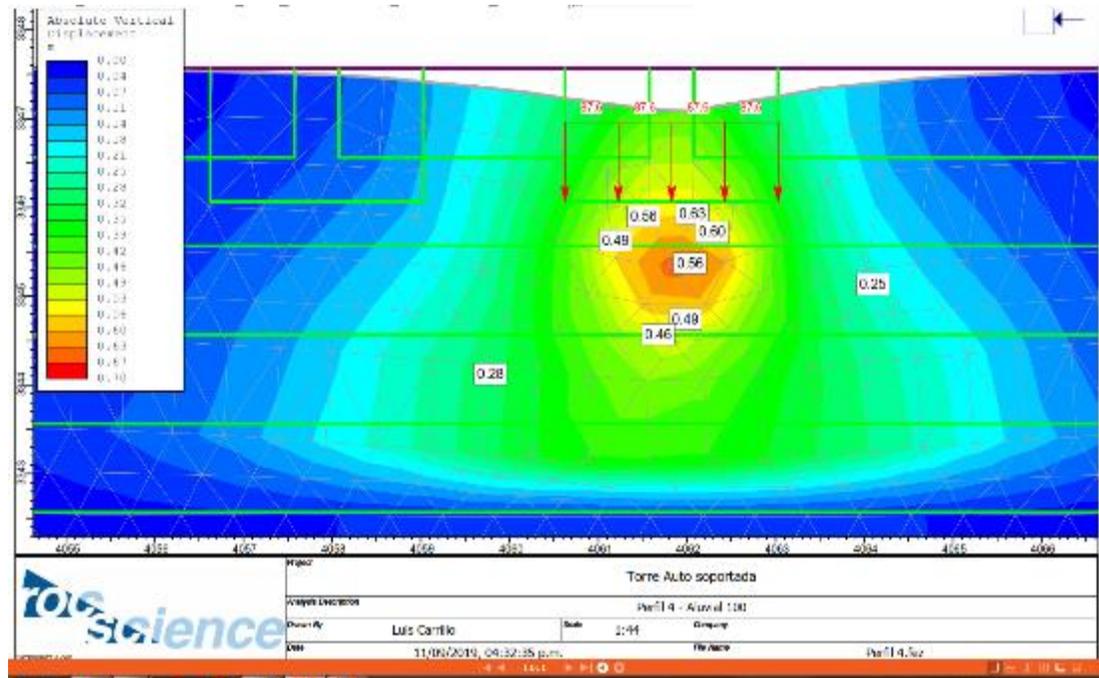


Figura 45. Deformaciones de suelo aluvial, perfil 4, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

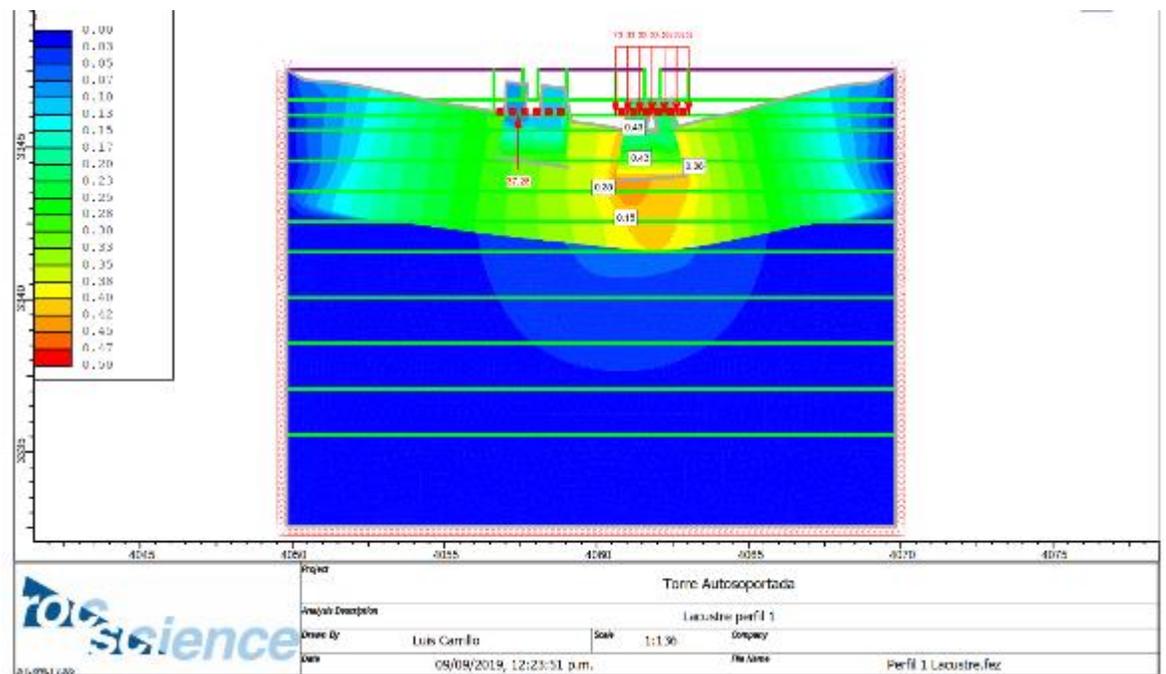


Figura 46. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 1, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

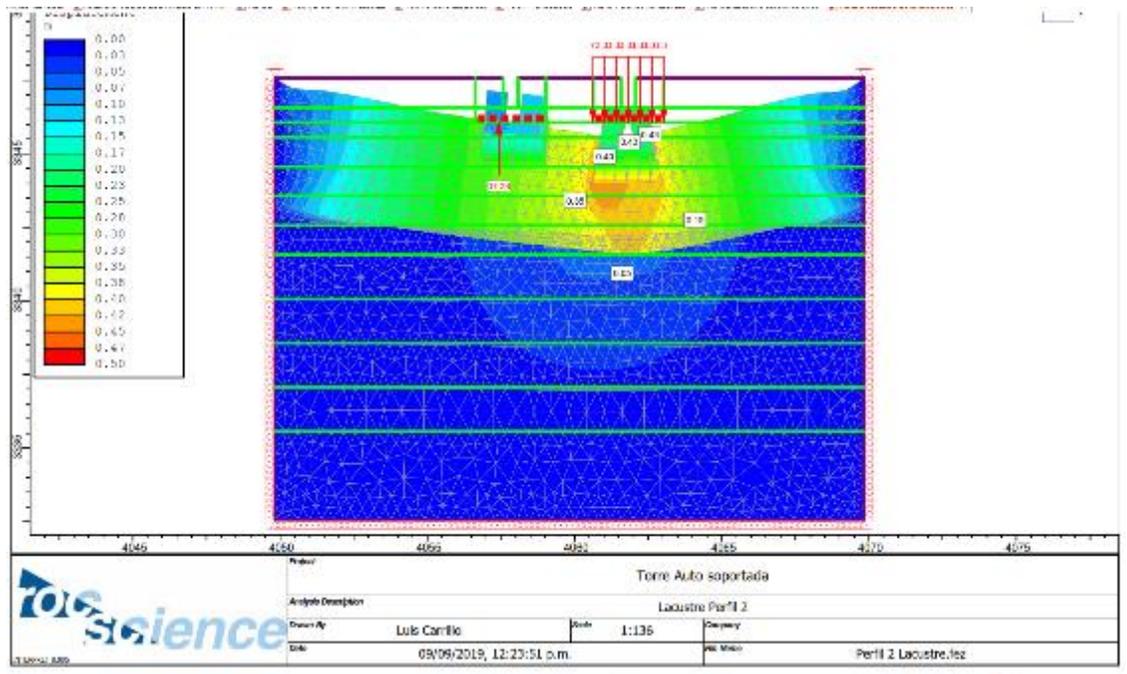


Figura 47. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 2, evaluación deformaciones
Fuente: Autor.

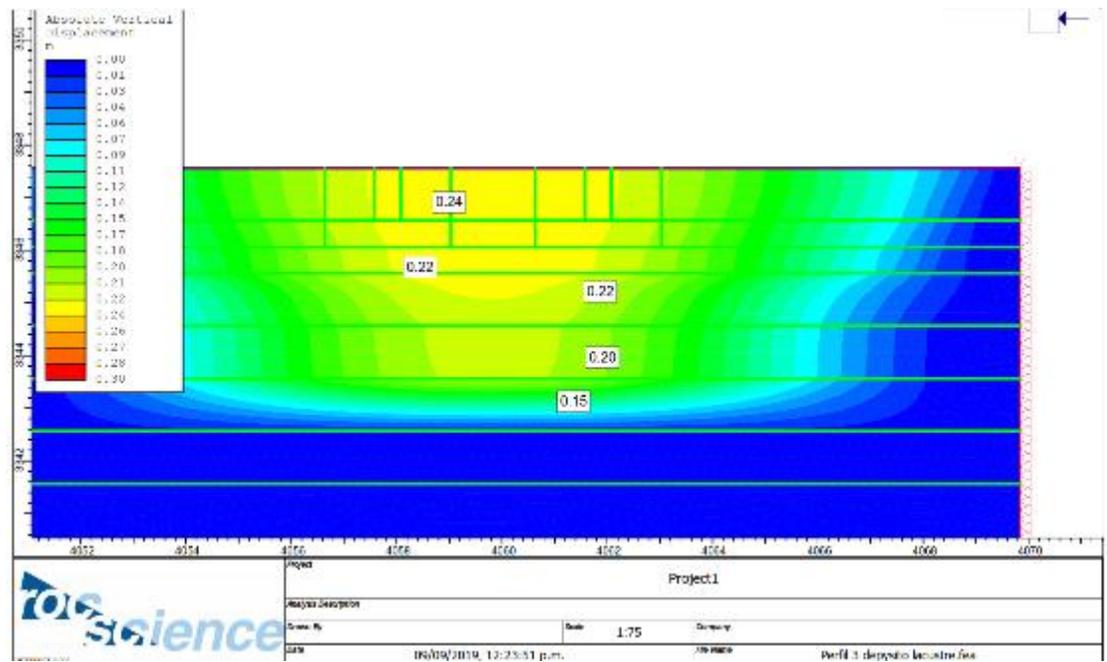


Figura 48. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 3, evaluación deformaciones
Fuente: Autor.

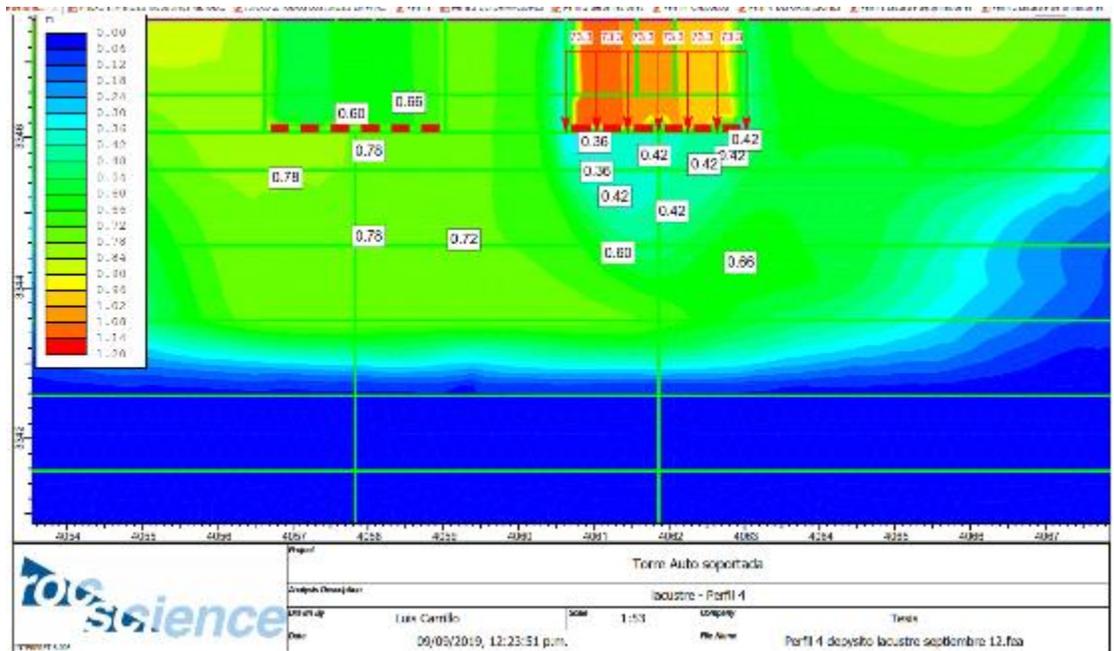


Figura 49. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 4, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

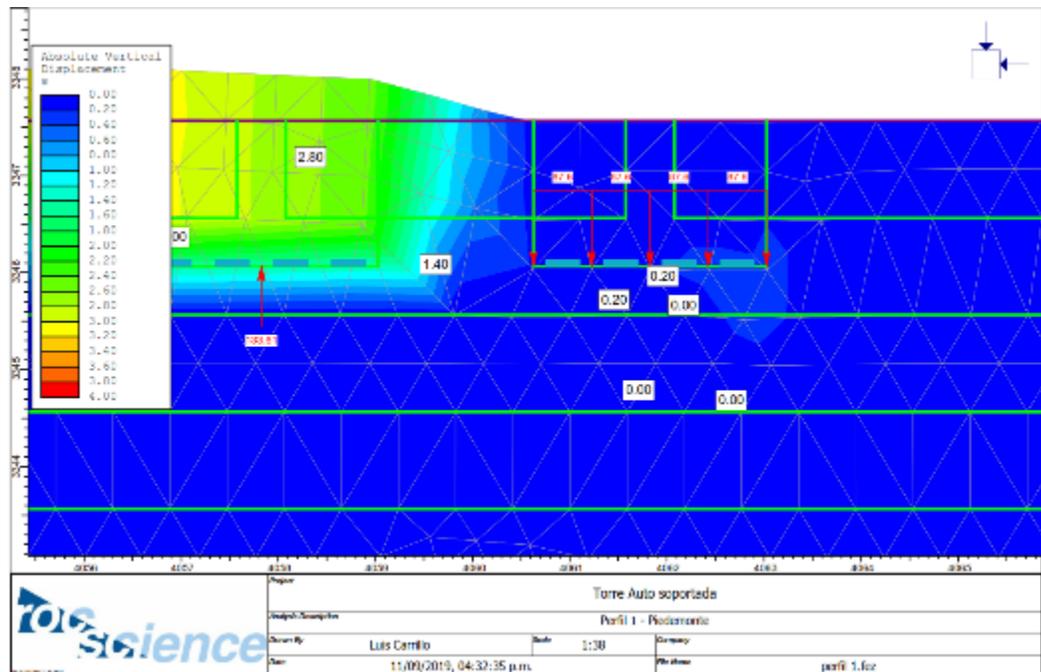


Figura 50. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 1, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

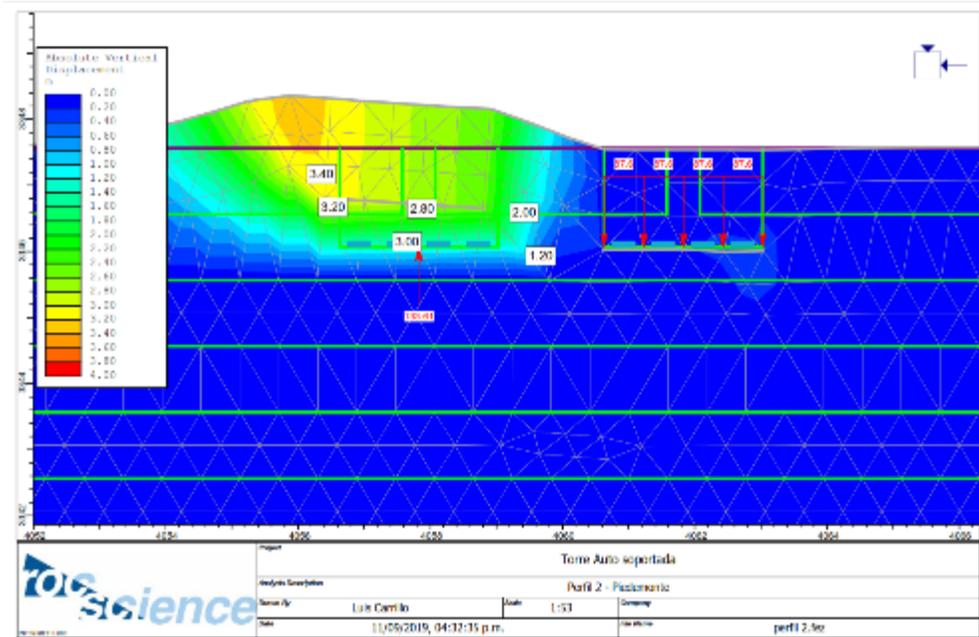


Figura 51. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 2, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

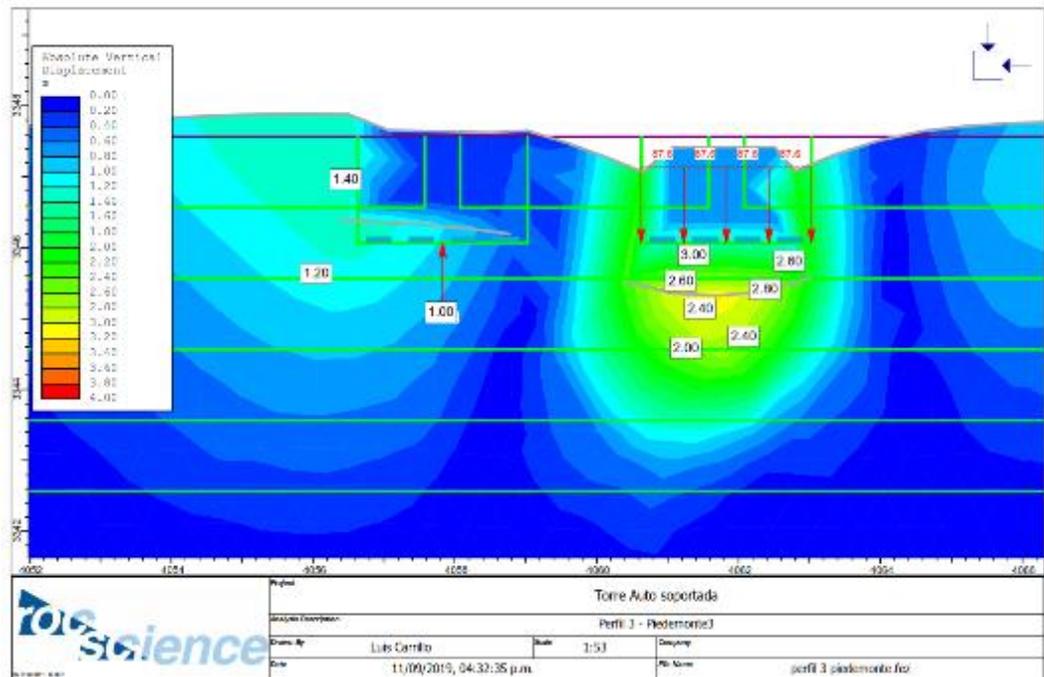


Figura 52. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 3, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

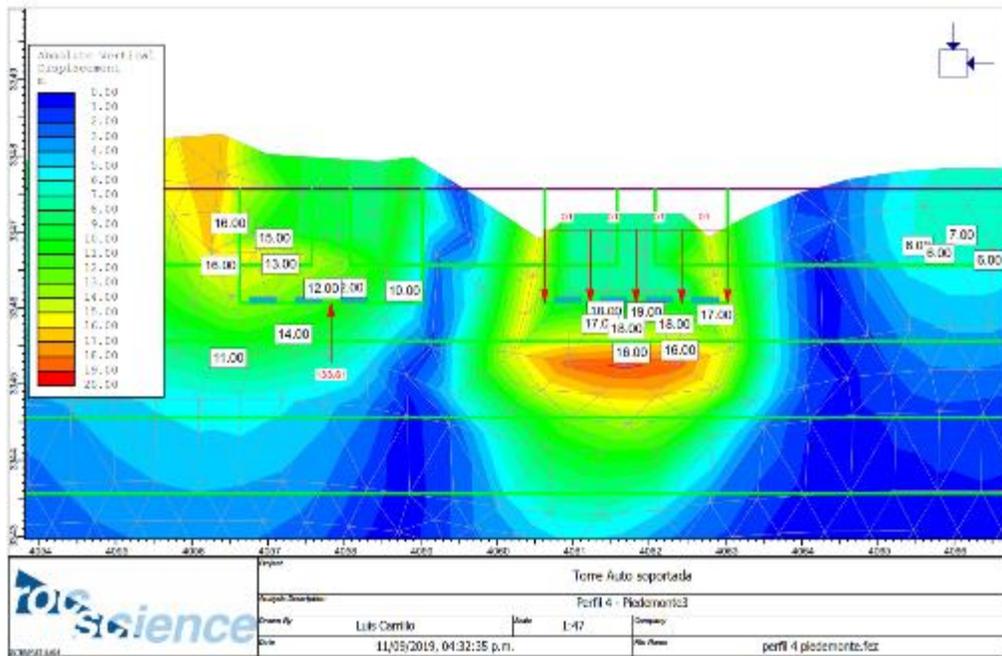


Figura 53. Deformaciones de suelo piedemonte, perfil 4, evaluación deformaciones
Fuente: Autor

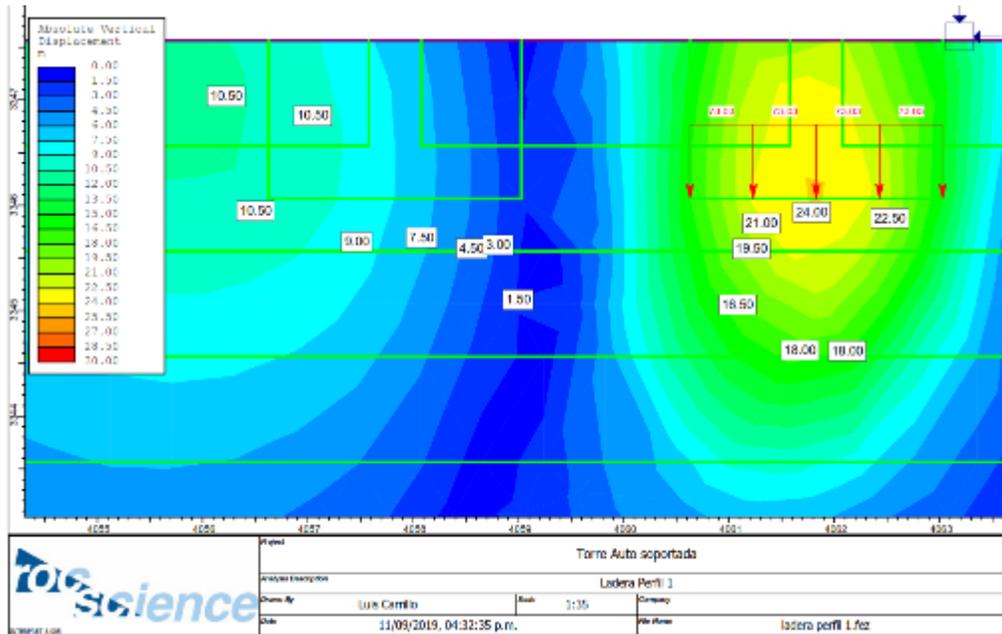


Figura 54. Deformaciones de suelo ladera, perfil 1, evaluación deformaciones
Fuente: Autor

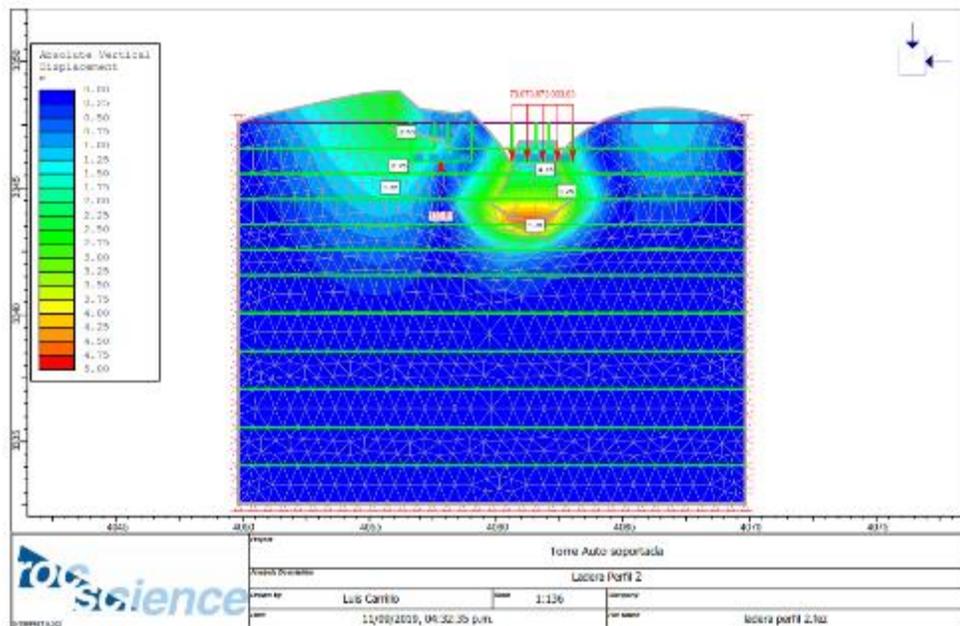


Figura 55. Deformaciones de suelo ladera, perfil 2, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

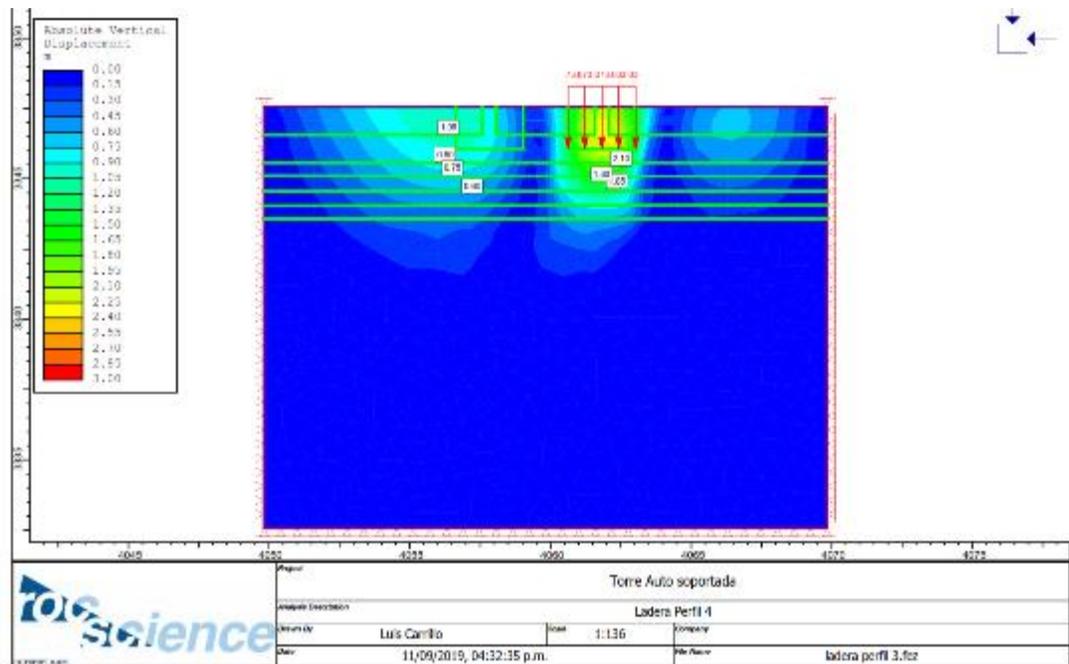


Figura 56. Deformaciones de suelo ladera, perfil 3, evaluación deformaciones

Fuente: Autor

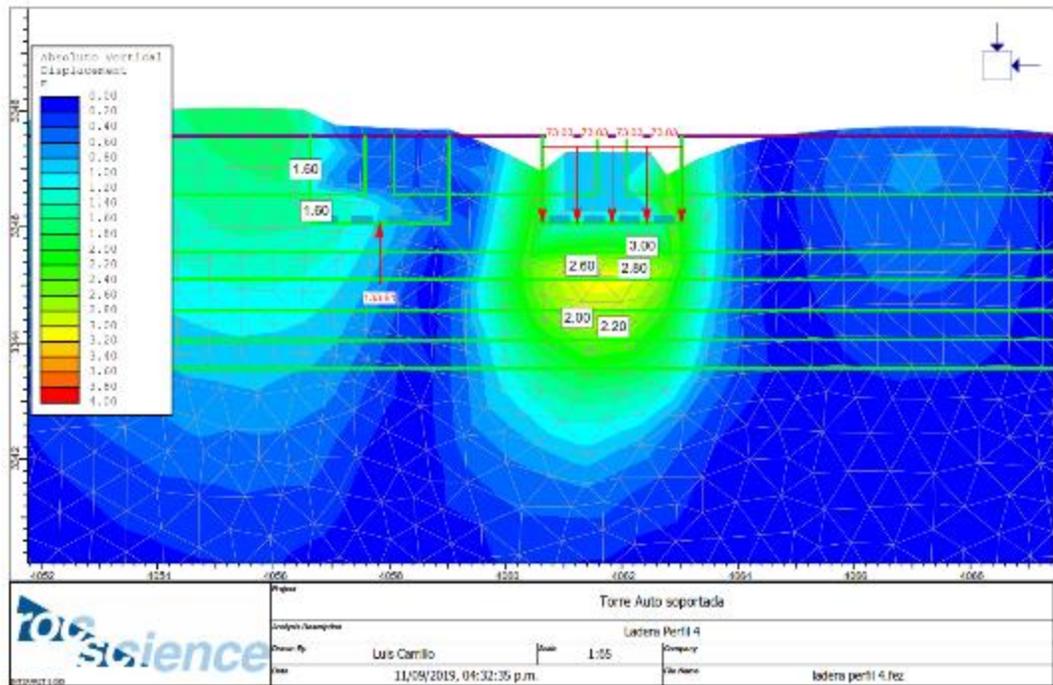


Figura 57. Deformaciones de suelo ladera, perfil 4, evaluación deformaciones
Fuente: Autor

5.3.3. Resultados Settle 3D

El programa Settle 3D es tridimensional, se emplea para el cálculo de asentamientos por consolidación vertical y deformaciones bajo cimientos, terraplenes y cargas superficiales. Es un programa de fácil interacción con el usuario y permite ingresar parámetros obtenidos desde ensayos sencillos empleados en el mercado. Además, tiene la ventaja de que trabaja a partir de métodos numéricos y en tres dimensiones, lo que permite la obtención de resultados muy prácticos y no tan conservadores.

Con los perfiles anteriores se realizan los análisis obteniendo los resultados ilustrados en la tabla 54 y las figuras 57 a 72.

Tabla 44. Resultado cimientos para los depósitos de ladera analizados

B	ALUVIAL 1	ALUVIAL 2	ALUVIAL 3	ALUVIAL 4
m	m	m	m	m
2,4	0,12	0,08	0,13	0,16
B	LACUSTRE 1	LACUSTRE 2	LACUSTRE 3	LACUSTRE 4
m	m	m	m	m
2,4	0,12	0,8	1,05	1,25
B	PIEDEMONTE 1	PIEDEMONTE 2	PIEDEMONTE 3	PIEDEMONTE 4
m	m	m	m	m
2,4	0,02	0,006	0,006	1,25
B	LADERA 1	LADERA 2	LADERA 3	LADERA 4
m	m	m	m	m
2,4	1,25	0,8	1,05	1,25

Fuente: Autor

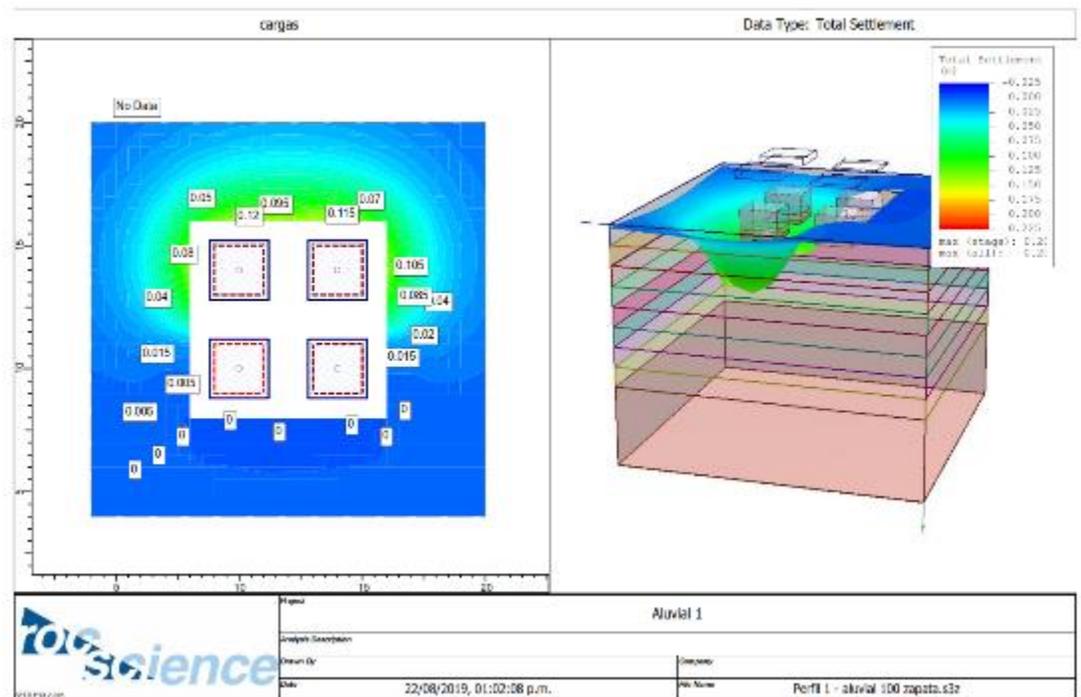


Figura 58. Deformaciones depósito aluvial 1, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

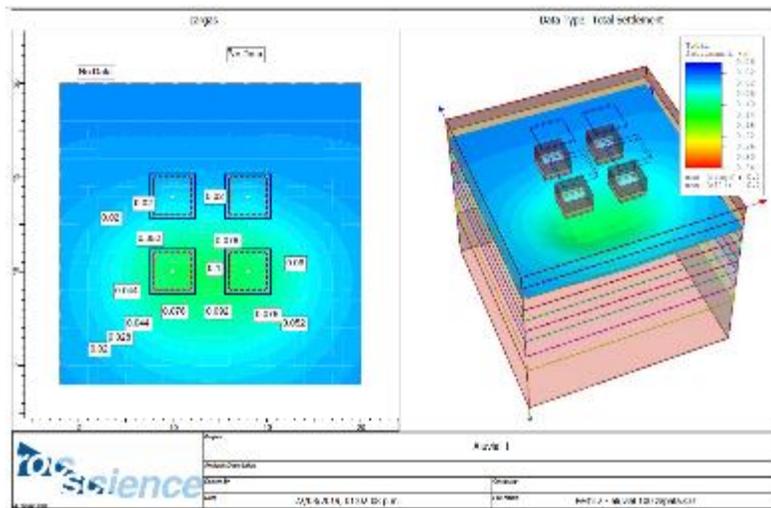


Figura 59. Deformaciones depósito aluvial 2, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

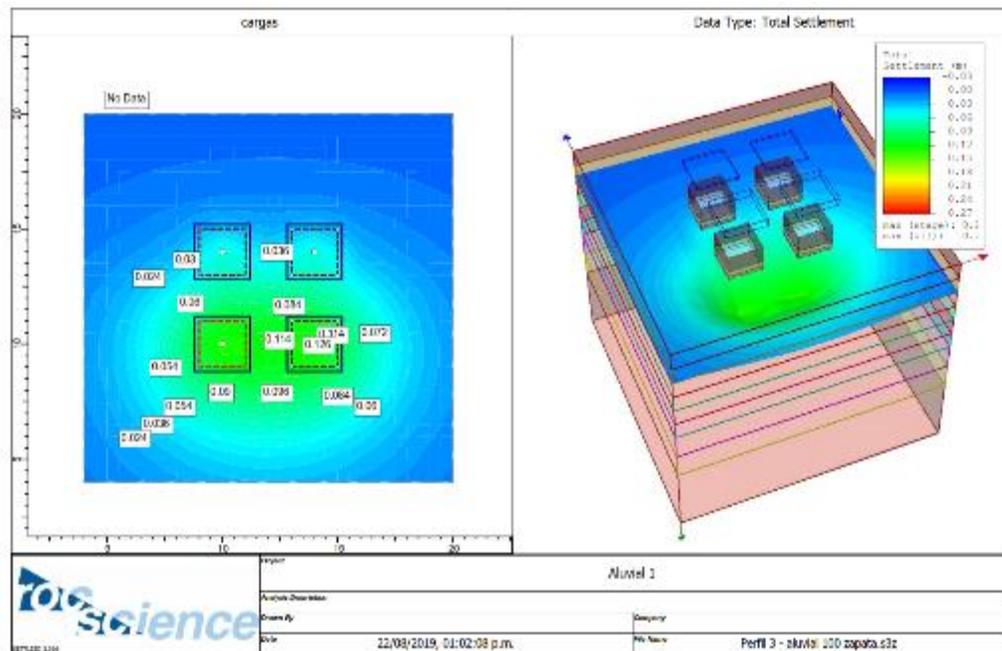


Figura 60. Deformaciones depósito aluvial, perfil 3, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

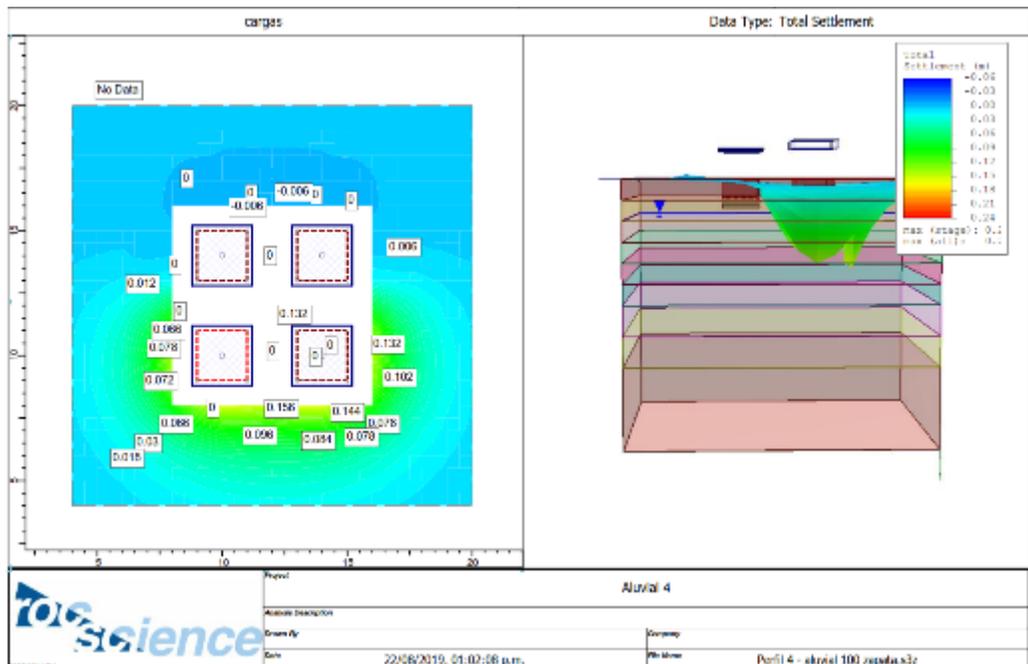


Figura 61. Deformaciones depósito aluvial, perfil 4, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

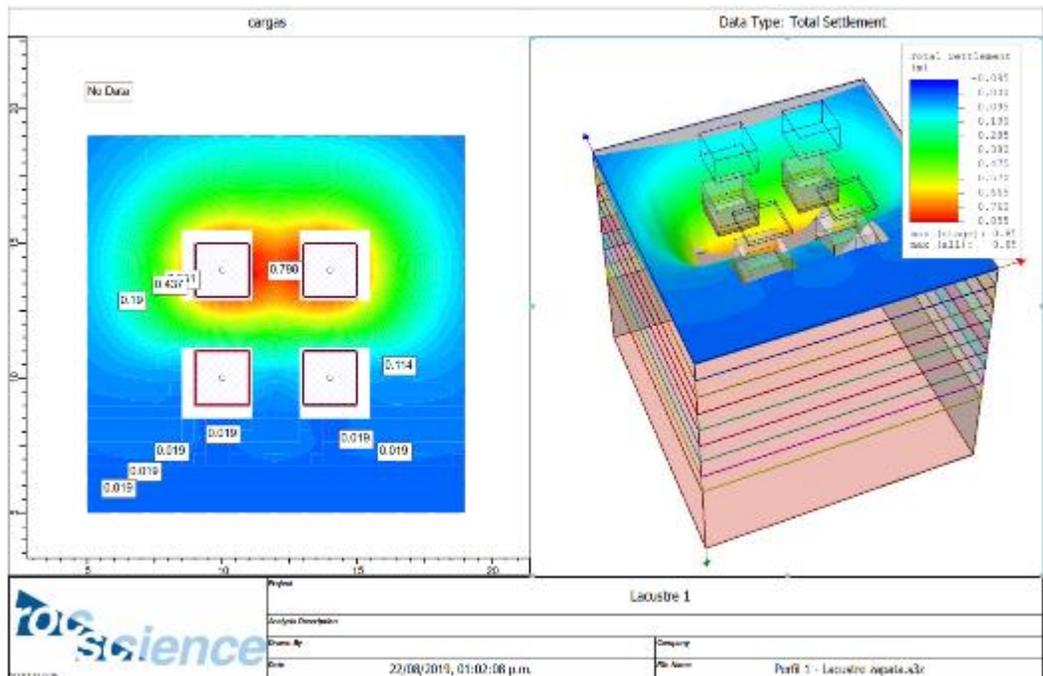


Figura 62. Deformaciones depósito lacustre, perfil 1, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

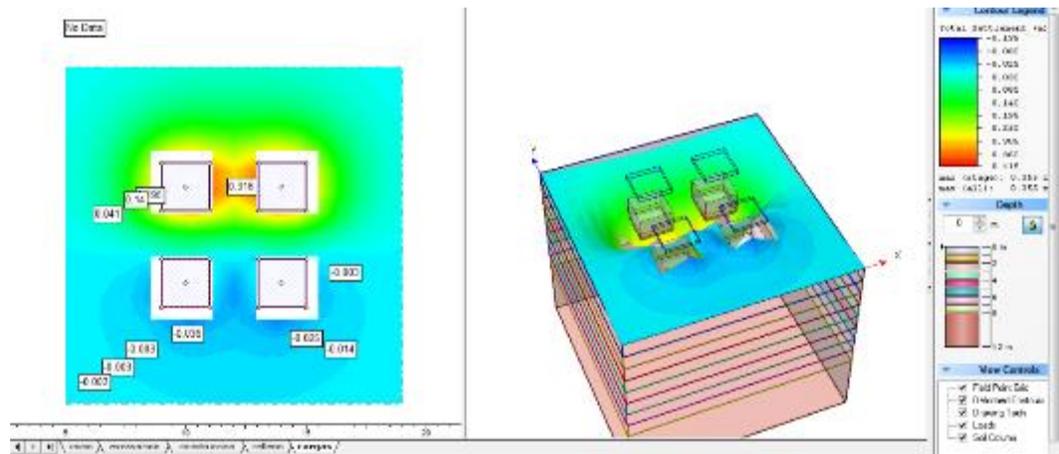


Figura 63. Deformaciones depósito lacustre, perfil 2, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

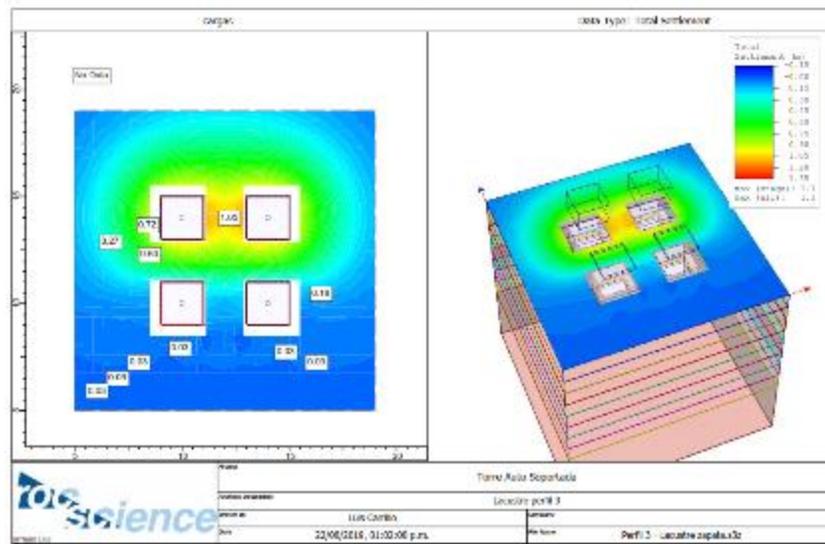


Figura 64. Deformaciones de suelo lacustre, perfil 3, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

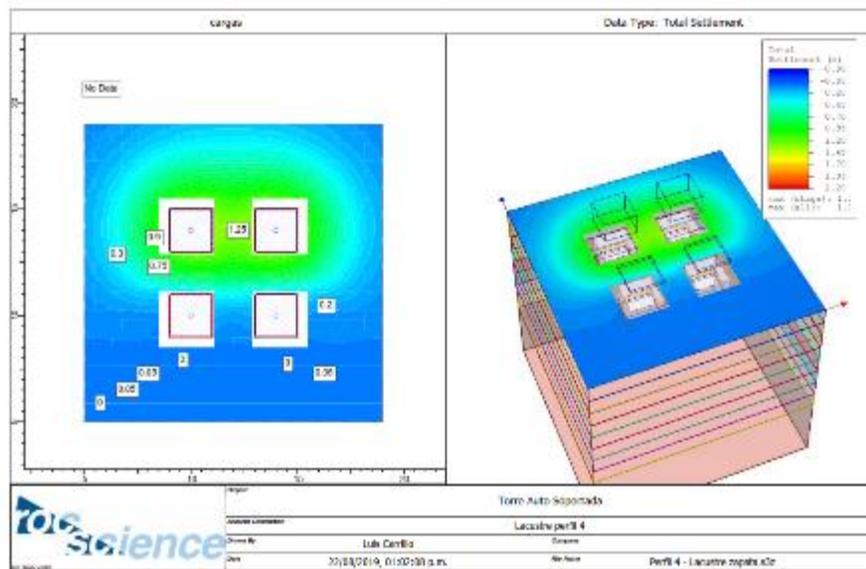


Figura 65. Deformaciones depósito lacustre, perfil 4, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

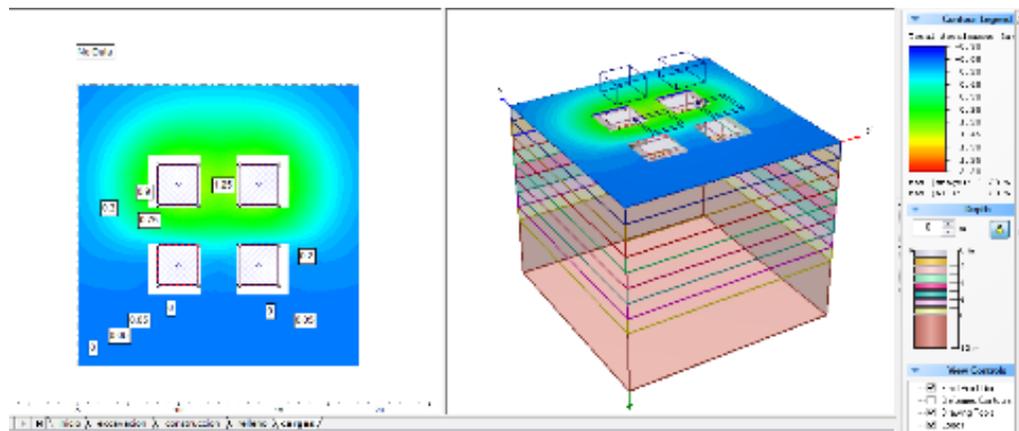


Figura 66. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 1, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

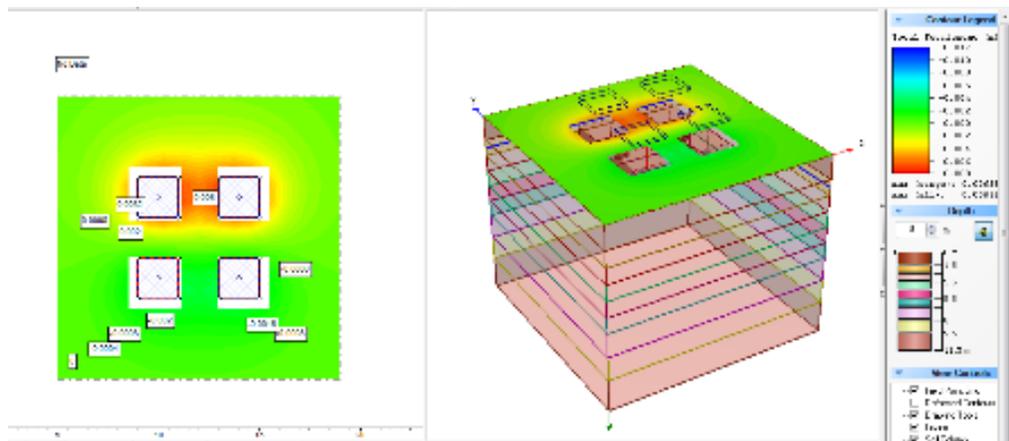


Figura 67. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 2, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

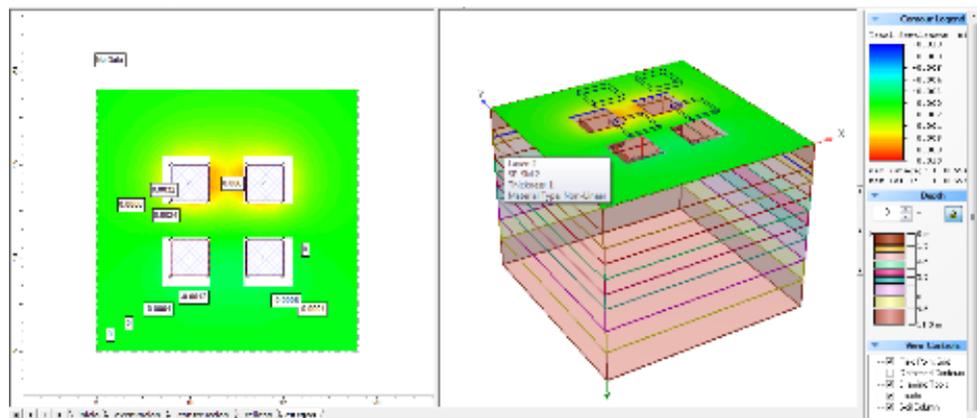


Figura 68. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 3, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

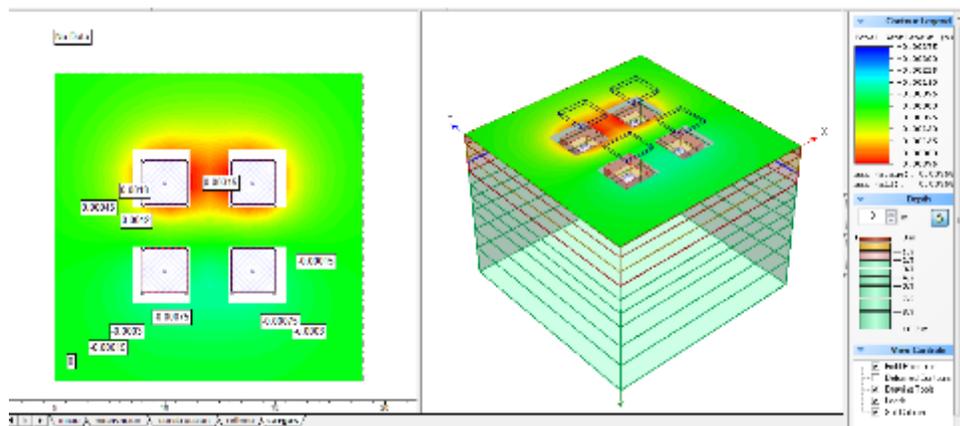


Figura 69. Deformaciones depósito piedemonte, perfil 4, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

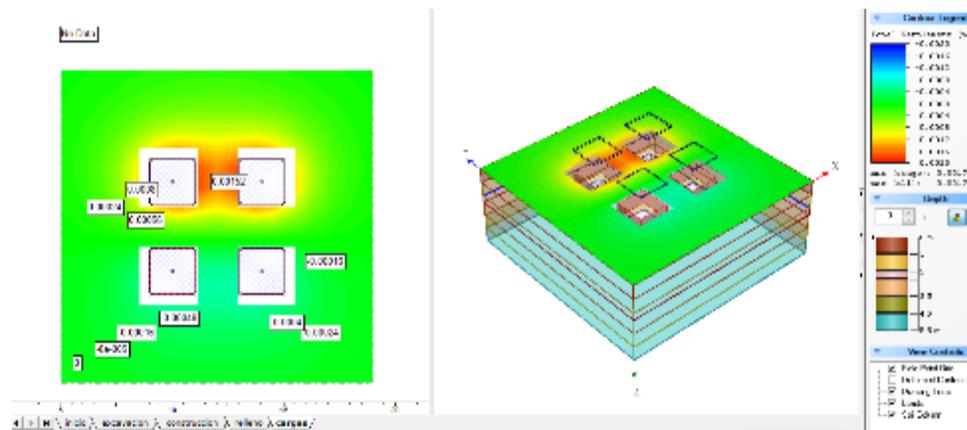


Figura 70. Deformaciones depósito de ladera, perfil 1, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

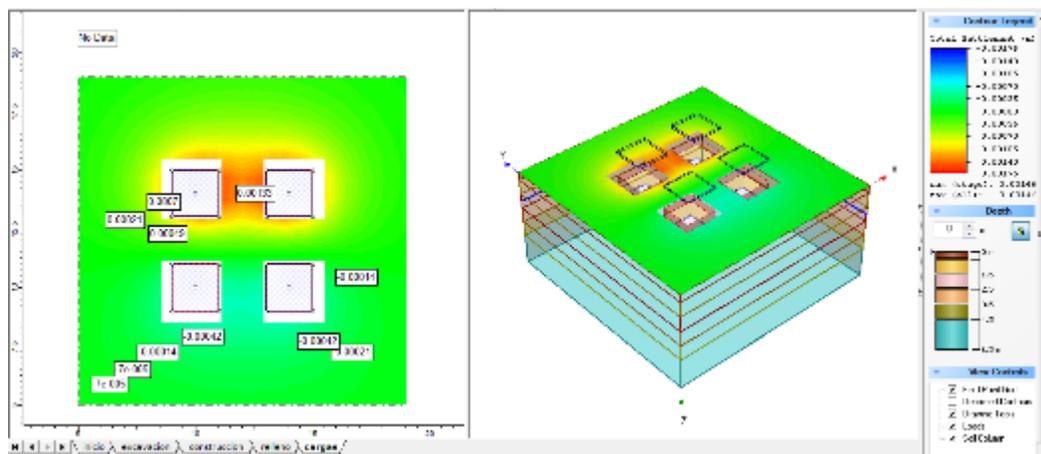


Figura 71. Deformaciones depósito de ladera, perfil 2, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor

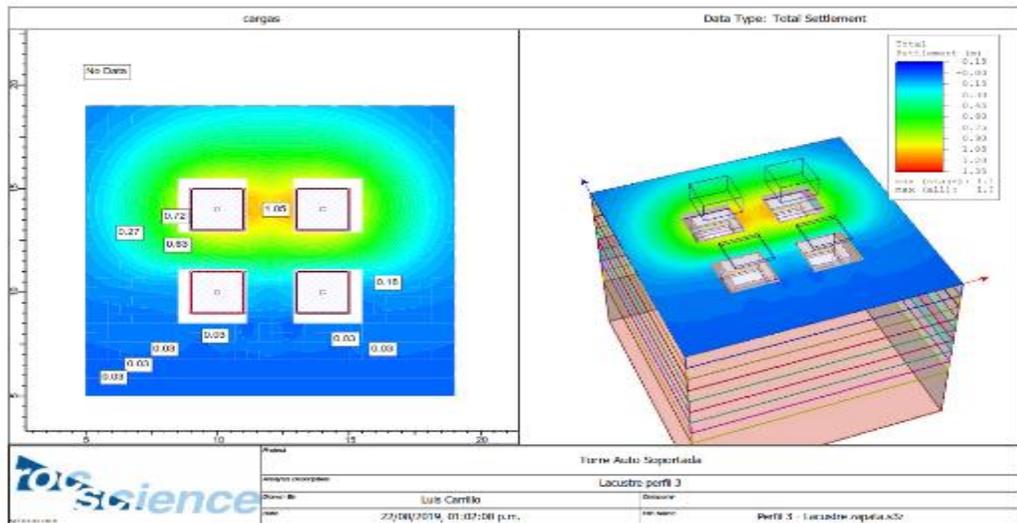
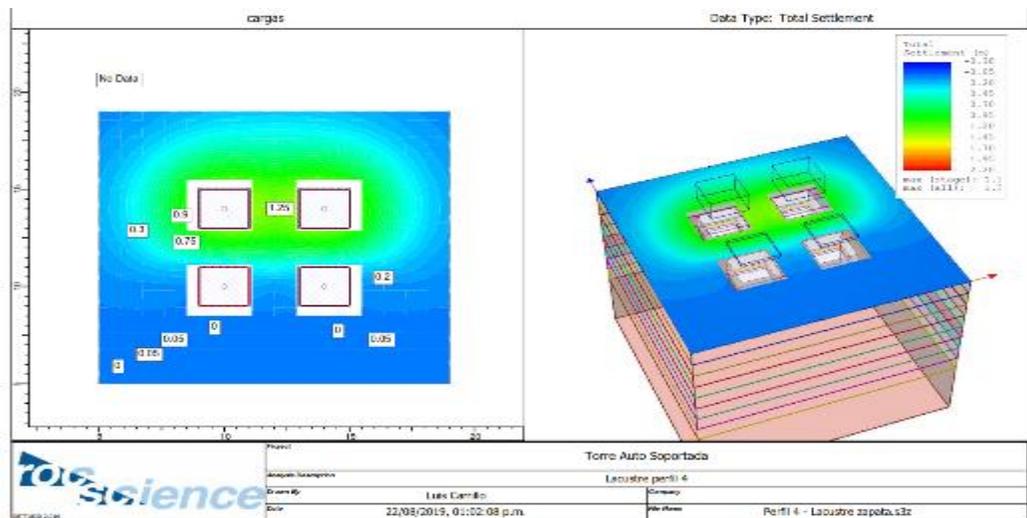


Figura 72. Deformaciones depósito de ladera, perfil 3, evaluación deformaciones.

Fuente: Autor



a. Deformaciones depósito de ladera, perfil 4, evaluación deformaciones.

Método análisis	Aluvial				
	B	Perfil 1	Perfil 2	Perfil 3	Perfil 4
Phase	2,4	0,34	0,72	1,2	0,63
Método Prop	2,4	0,12	0,11	0,14	0,14
Seattle 3D	2,4	0,12	0,1	0,11	0,13

b. Cuadro comparativo de deformaciones métodos analizados.

Figura 73. Deformaciones depósito de ladera, perfil 4, evaluación deformaciones y cuadro comparativo de deformaciones metodos analizados.

Fuente: Autor

5.4. Análisis de información

En anexo 3 se presentan los informes geotécnicos realizados por profesionales que se desempeñan en el área.

5.4.1. Proyecto Guavio

Se realiza consulta del corredor Guavio, este proyecto contempla varias líneas de transmisión. Dentro de la metodología de análisis para capacidad portante (resistencia a esfuerzos verticales), como se puede apreciar en la página 510 de los anexos, evalúa los esfuerzos netos admisibles a partir de la formulación

$$q_{adm} = \frac{c * N_c}{F.S}$$

No son aplicados factores de corrección, se analiza con base en el primer término de la ecuación de Terzaghi. Sin embargo, es importante considerar que estos estudios corresponden al año de 1992.

Para el cálculo de asentamientos presenta conceptos basados en la experiencia, considerando espesores muy bajos de estratos compresibles. La obtención de parámetros de resistencia se realiza con base a ensayos de penetración estandar, clasificaciones, consolidaciones unidimensionales y cortes directos. En cuanto a los análisis de seguridad por arrancamiento, estos son producto de un análisis por computador sin que sea clara la metodología empleada.

5.4.2. Proyecto Soacha

Luego de revisar el proyecto se encontró que:

- a. Se realiza análisis de capacidad portante por Mayerhof. No emplea factores de corrección para las diferentes condiciones del suelo, geometría y la aplicación de la carga evaluadas en este proyecto.
- b. Determina asentamientos inmediatos. No se especifica la metodología para la determinación de asentamientos diferenciales, aunque indica que estos corresponden a 2.5 a 1.0 centímetros.
- c. Los ensayos elaborados en laboratorios son: humedad natural, peso unitario, granulometría y límites de atterberg.
- d. Los parámetros de resistencia del suelo son obtenidos a partir del ensayo de penetración estándar.
- e. Los resultados de resistencia al arrancamiento, se obtienen mediante método de cono de arena con ángulo del suelo de 20°.

Se observa que la metodología empleada es del cono de arena, la cual presenta (como se pudo evidenciar en el proyecto) resultados conservadores, mas aún cuando emplea ángulo de fricción del suelo de 20°.

5.4.3. Proyecto pre - diseño de líneas tramo Kitios – La Virginia

Luego de revisar el proyecto se encontró:

- a. Evaluación de 22 exploraciones a 6 metros y 2 exploraciones mecánicas a 12 metros.
- b. Los parámetros de resistencia son obtenidos solo a partir de ensayo de penetración estándar.
- c. Respecto a los ensayos de laboratorio, se realizan: ensayos de granulometría, límites de atterberg, peso unitario y PH.

- d. El cálculo de capacidad portante se obtiene con el empleo de la ecuación de Mayerhof, sin que se apliquen factores de corrección por forma, profundidad, inclinación de la carga, rigidez del suelo o inclinación de la carga en el suelo.
- e. Para evaluación de resistencia al arrancamiento, se emplea el método del cono, con variación de los ángulos de arrancamiento. Para para suelos con capacidades portantes iguales o superiores a 1 kg/cm^2 de 30° y para menores de 20° .
- f. No puntualiza la metodología empleada para determinación de asentamientos.

Conclusiones y recomendaciones

Al realizar los análisis, y revisadas las metodologías empleadas por algunas de las firmas del mercado, se presentan las siguientes discusiones:

- a. El presente documento no pretende obligar a los profesionales en ingeniería a seguir determinadas líneas de análisis, pero sí presenta la existencia de métodos analíticos con fundamento teórico y empírico para el análisis de estructuras de transmisión eléctrica, al igual que sus resultados ante las solicitudes impuestas por los elementos de análisis. Es responsabilidad de cada profesional el uso apropiado de los procedimientos aquí presentados, pues los resultados dependen de la veracidad de ensayos realizados para obtención de los parámetros.
- b. En gran parte, los procesos exploratorios y la toma de parámetros en campo en el proceso de investigación geotécnica son bastante limitados. Las profundidades de exploración en suelos blandos para torres debe ser mayor. Se puede considerar una exploración mínima de 9 metros. Y para torres con cargas superiores a 80 ton. debe proyectarse las exploraciones a profundidades de 15 metros.
- c. Es importante que los ensayos de laboratorio sean más especializados, y emplear como mínimo para suelos blandos ensayos de compresión confinada, acompañados de parámetros de campo como penetrómetros de bolsillo, veletas de bolsillo, y si es posible penetrómetro estático de cono. Los ensayos en laboratorio deben ser más amplios, ya que esto repercute en análisis más precisos.
- d. Se evidenció durante el proceso, que los profesionales que elaboraron los estudios no aplican factores de corrección. Es importante que estos resultados sean ajustados por los diferentes parámetros con factores de corrección.
- e. Para soluciones de exploraciones e investigación de análisis de laboratorios y campo limitadas (como es el caso de estudios preliminares), pueden ser

empleados los métodos de cono truncado, sin embargo, para proyectos definitivos este método no es recomendado, ya que produce encarecimiento del proyecto.

- f. Como conclusión final, el manual presenta en su capítulo 2 la metodología de análisis para cimentaciones de estructuras de transmisión eléctrica auto soportadas.

Bibliografía

- Alcaldía Mayor de Bogotá D.C. (16 de diciembre de 2010). *Decreto 523*. Recuperado el 5 de agosto de 2019, de sgc.org.co: <http://www.sgc.org.co/wp-content/uploads/DECRETO-523-DE-2010-MICROZONIFICACION-BOGOTA.pdf>
- American Society of Civil Engineers. (2000). *IEEE Guide For Transmission Structure Foundation Design and Testing*. New York, USA: IEEE Guide For Transmission Structure Foundation Design and Testing.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (1997). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente*. Recuperado el 3 de julio de 2019, de idrd.gov.co: <https://www.idrd.gov.co/sitio/idrd/sites/default/files/imagenes/2titulob-nsr-100.pdf>
- Braja, D. M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Edición 7. En *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones Edición 7* (págs. 334-335). Mexico, D.F.: Cengage Editores, S.A. de C.V.
- Braja, M. D. (1999). *Principles of foundation engineering*.
- Braja, M. D. (2011). *Principios de Ingeniería de Cimentaciones, 7ta Edición* –. California: International Thompson Editores .
- Broch, E., & Franklin, J. (1972). The point-load strength test. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, Vol. 9 No. 6, 669-676.
- Brook, N. (1993). *The measurement and estimation of basic rock strength*. *Comprehensive rock engineering*. Oxford: Pergamon Press.
- Celsa. (2012). *Aisladores*. Recuperado el 15 de septiembre de 2019, de celsa.com.co: <http://www.celsa.com.co/index.php/es/proteccion-y-maniobra/aisladores>
- Celsa. (2016). Catalogo de aisladores Celsa. *Catalogo de aisladores Celsa*, 5-16.
- Centelsa. (s.f.). *Especificaciones técnicas para cables ACAR* . Recuperado el 4 de agosto de 2019, de centelsa.com.co: http://www.centelsa.com/cables_acar/cables-acar/

- Centelsa. (s.f.). *Especificaciones técnicas para cables ACSR/AW*. Recuperado el 4 de agosto de 2019, de Centelsa.com.co:
<http://www.centelsa.com.co/archivos/7572c0a5.pdf>
- Cifuentes Zaldúa, D. L. (2011). *Modelación de vulnerabilidad física de estructuras de uno y dos pisos, asociada a deslizamientos*. Colombia: Universidad Nacional.
- Das, B. M. (2011). *Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones*. Mexico: CENGAGE Learning.
- Echarri, J. T., & Vaca, J. F. (marzo de 2014). *Estudios Geotécnicos*. Recuperado el junio de 2019, de estudiosgeotecnicos.info:
<http://www.estudiosgeotecnicos.info/index.php/spt-modulo-de-deformacion-correlacion/65/>
- EIB. (2019). *Catálogo*. Recuperado el 5 de septiembre de 2019, de EIB:
<http://www.eiblda.pt/media/docs/Cabelte%20C.pdf>
- Engineers, A. S. (26 de Diciembre de 2001). *IEEE Guide For Transmission Structure Foundation Design and Testing*. Obtenido de IEEE Xplore Digital Library:
<https://ieeexplore.ieee.org/document/979362>
- General Cable Company. (12 de junio de 2018). *Catálogo*. Recuperado el abril de 2019, de General Cable Company: <https://es.generalcable.com/na/us-can/products-solutions/energy/distribution-conductor-and-cable/overhead-conductor>
- General Cable Company. (s.f.). *Especificaciones técnicas para cables conductores Aleación 6201 (AAAC-6201)*. Recuperado el 2 de septiembre de 2019, de generalcable.com:
[https://www.generalcable.com/getattachment/LATAM/CA/Products-Solutions/Power-And-Distribution-Energy/AF-Ficha-Tecnica-Cables-AAAC-\(1\).pdf](https://www.generalcable.com/getattachment/LATAM/CA/Products-Solutions/Power-And-Distribution-Energy/AF-Ficha-Tecnica-Cables-AAAC-(1).pdf)
- Grupo EPM. (9 de abril de 2018). *Especificaciones técnicas para cables AAC*. Recuperado el 25 de agosto de 2019, de epm.com.co:
<https://www.epm.com.co/site/Portals/3/documentos/Energia/EspecificacionesTecnicas/Conductores/Aluminio/ET-TD-ME01-08%20CABLES%20AAC%20DESNUDOS.pdf?ver=2018-05-21-111552-763>

- Grupo EPM. (2018). *Especificaciones técnicas para cables ACSR*. Recuperado el 12 de septiembre de 2019, de [epm.com.co](https://www.epm.com.co/site/Portals/3/documentos/Energia/EspecificacionesTécnicas/Conductores/Aluminio/ET-TD-ME01-04%20CABLES%20ACSR-AW.pdf):
<https://www.epm.com.co/site/Portals/3/documentos/Energia/EspecificacionesTécnicas/Conductores/Aluminio/ET-TD-ME01-04%20CABLES%20ACSR-AW.pdf>
- Grupo TEI Mexico . (12 de Abril de 2018). *Grupo TEI Mexico: Aisladores de Porcelana Sintético*. Obtenido de Aisladores de Porcelana Sintético:
https://grupoteimexico.com.mx/aisladores_de_porcelana_y_sinteticos.php
- Hansen, B. (1970). Excess demand, unemployment, vacancies and wages. *Quarterly Journal of Economics* 84, 1-23.
- Hansen, J. B. (1961). *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hansen, J. B. (1961). *The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces*. Copenhagen: Danish Geotechnical Institute.
- Hoeke, B. E. (1985). *Excavaciones Subterráneas en Roca*. Mc. Graw-Hill Book.
- Instituto Nacional de Vías -INVIAS-. (2019). *Documentos Técnicos*. Recuperado el agosto de 2019, de [invias.gov.co](https://www.invias.gov.co/):
<https://www.invias.gov.co/index.php/informacion-institucional/139-documento-tecnicos>
- Instituto Nacional de Vías. (2007). *Norma INV E-170-07*. Recuperado el 8 de julio de 2019, de ani.gov.co: ftp.ani.gov.co > Auxiliar > normas Invias > Normas > Invias > Ensayos
- Kulhawy, F. H. (1978). Geomechanical Model for Settlement of Long Dams on Discontinuous Rock Masses. *International Society for Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Kulhawy, F. H., Trautmann, C. H., Beech, J. F., O'Rourke, T. D., McGuire, W., Wood, W. A., y otros. (1983). *Transmission line structure foundations for uplift-compression loading*. Palo Alto: Report EL-2870, EPRI.
- Leal, A. N. (2009). Determinación de Modelos Elastoplásticos Mohr - Coulomb y Hardening Soil en Suelos Arcillosos. *Revista de Ingenierías Universidad de Medellín*. , 75-91.

- Logismarket. (2017). *Productos*. Recuperado el julio de 2019, de Mecalux logismarket: <https://www.logismarket.cl/lancuyen/anclajes-inyectados/4936500202-p.html>
- Macedo, R. A. (2017). Catalogo de Aislantes de Vidrios en Suspensión. *Catalogo de Aislantes de Vidrios en Suspensión*, 14-16.
- Martínez, U. M., & Martínez, E. J. (junio de 2017). Herramienta de uso didáctico para el cálculo mecánico y eléctrico de líneas de transmisión y distribución. *Tesis de Grado en Ingeniería Eléctrica*. El Salvador: Universidad de El Salvador.
- Mesri, G. (1973). Coefficient of Secondary Compression. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Proc. ASCE, Vol. 99, No. SM1*, 123-137.
- Meyerhof, G. G. (1957). The ultimate bearing capacity of foundations on slopes. *Proc., 4th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol. 1.* , 384-386.
- Ministerio de Minas y Energía. (2015). Reglamento técnico de instalaciones eléctricas (RETIE). Colombia.
- Molina, G. (2012). Dterminación de la correlación entre el coeficiente de compresión y propiedades índice de expansión urbana de Pereira. *Avances en Investigación e Ingeniería, Unilibre de Pereira*, 72-79.
- Nagaraj, T. S., Murthy, B. S., & Joshi, R. C. (1990). Analysis of compressibility of sensitive soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(1), 105-118.
- Ramírez, O. P., & Alejano, M. L. (2004). *Mecánica de rocas : fundamentos e ingeniería de taludes*. Madrid: Red DESIR.
- Southwire. (2019). *Catálogo*. Recuperado el 5 de septiembre de 2019, de Southwire : <https://www.southwire.com/ProductCatalog/XTEInterfaceServlet?contentKey=prodcatSheet24>
- Stas, C. V., & Kulhawy, F. H. (1984). *Critical evaluation of design methods for foundations under axial uplift and compression loading*. Palo Alto: Report EL-3771, EPRI.
- Transmission Branch, E. S. (2007). *Desing Manual For High Voltage Transmission Lines*. New York: Transmission Branch, Electric Staf Division.
- United States Departament of Agriculture. (august de 2009). Design Manual For High Voltage Transmission Lines. United States.