PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE CIVIL

DISERTACIÓN DE GRADO PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE METODOLOGÍAS TRADICIONALES Y MEDIANTE EL USO DEL SOFTWARE COMERCIAL PLAXIS PARA EL CÁLCULO DEL ESTADO LÍMITE DE FALLA Y DE SERVICIO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES SOBRE SEDIMENTOS VOLCÁNICOS EN EL DISTRITO METROPOLITANO DE QUITO

JUAN SEBASTIÁN ALTAMIRANO SAMANIEGO

DIRECTOR: ING. JUAN CARLOS MONTERO

QUITO, Julio 2023

DEDICATORIA

A mis amados padres, Edita y Fredy, por su amor inquebrantable, apoyo incondicional y sacrificio constante a lo largo de mi vida, dedico este logro. Su gran apoyo ha sido mi mayor motivación. A mis queridos hermanos y familiares, que siempre estuvieron a mi lado, gracias por su aliento y confianza.

AGRADECIMIENTO

Quiero expresar mi sincero agradecimiento a las personas que me han apoyado durante este proceso.

A mis padres, Fredy y Edita, por ser mi fuente de inspiración y mi roca durante todo este proceso. Su amor y apoyo inquebrantable son invaluables. Y a mis hermanos, Raúl, Naty y Fredy, por estar siempre presentes, brindándome su apoyo moral y emocional. Su confianza en mí me impulsó a seguir adelante.

A mi tutor, Juan Carlos, por su orientación experta, paciencia y dedicación para guiarme a lo largo de esta investigación. Tus consejos y conocimientos fueron fundamentales para el éxito de este trabajo.

A mi lector, Guillermo, por su tiempo y esfuerzo en revisar y guiarme en la elaboración de mi tesis y proporcionar valiosos comentarios que mejoraron significativamente este trabajo.

ÍNDICE GENERAL

DEDICATORIA ..... **II**

AGRADECIMIENTO ..... **II**

ÍNDICE DE TABLAS ..... **VI**

ÍNDICE DE FIGURAS ..... **VII**

RESUMEN ..... **IX**

ABSTRACT ..... **X**

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN **1**

1.1. ANTECEDENTES 1

1.2. JUSTIFICACIÓN 2

1.3. OBJETIVOS 2

1.3.1. Objetivo General *2*

1.3.2. Objetivos Específicos *3*

1.4. ALCANCE 3

2. CAPÍTULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA **4**

2.1. CIMENTACIONES 4

2.1.1. Cimentaciones superficiales *4*

2.2. ESTADO LÍMITE DE ROTURA: CAPACIDAD DE CARGA 5

2.2.1. Generalidades *5*

2.2.2. Metodologías Analíticas *9*

2.3. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: ASENTAMIENTOS 19

2.3.1. Generalidades *19*

2.3.2. Metodologías Analíticas *20*

2.4. METODOLOGÍA COMPUTACIONAL: PLAXIS 2D 27

2.4.1. Introducción a la modelización numérica *27*

2.4.2. Método de los elementos finitos (MEF) *30*

2.4.3. Estructura Plaxis 2D *33*

3. CAPÍTULO III: PERFIL GEÓTECNICO – DEFINICIÓN DE PARÁMETROS **37**

3.1. DESCRIPCIÓN SEDIMENTOS VOLCÁNICOS (CANGAHUAS) 37

3.1.1. Geología local *37*

3.2. PERFIL ESTRATIGRÁFICO 38

3.2.1. Zona 1: Quitumbe *39*
3.2.2. Zona 2: Solanda *40*
3.2.3. Zona 3: La Magdalena *41*
3.2.4. Zona 4: La Carolina *42*
3.2.5. Zona 5: El Ejido *43*
3.2.6. Zona 6: Bicentenario *44*
3.2.7. Zona 7: Quito Tenis *45*
3.2.8. Zona 8: Condado *46*
3.3. PARÁMETROS DEL SUELO 47
3.3.1. Zona 1: Quitumbe *48*
3.3.2. Zona 2: Solanda *49*
3.3.3. Zona 3: La Magdalena *50*
3.3.4. Zona 4: La Carolina *51*
3.3.5. Zona 5: El Ejido *52*
3.3.6. Zona 6: Bicentenario *53*
3.3.7. Zona 7: Quito Tenis *54*
3.3.8. Zona 8: Condado *55*
3.4. CARGA ESTRUCTURAL 55
4. CAPÍTULO IV: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN 58
4.1. ESTADO LÍMITE DE FALLA: CAPACIDAD DE CARGA 58
4.1.1. Zona 1: Quitumbe *58*
4.1.2. Zona 2: Solanda *59*
4.1.3. Zona 3: La Magdalena *59*
4.1.4. Zona 4: La Carolina *60*
4.1.5. Zona 5: El Ejido *60*
4.1.6. Zona 6: Bicentenario *61*
4.1.7. Zona 7: Quito Tenis *61*
4.1.8. Zona 8: Condado *62*
4.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO: ASENTAMIENTOS 62
4.2.1. Zona 1: Quitumbe *63*
4.2.2. Zona 2: Solanda *63*
4.2.3. Zona 3: La Magdalena *64*
4.2.4. Zona 4: La Carolina *64*
4.2.5. Zona 5: El Ejido *65*
4.2.6. Zona 6: Bicentenario *65*

4.2.7. Zona 7: Quito Tenis *66*
4.2.8. Zona 8: Condado *66*
4.3. ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD 67
4.3.1. Zona 1: Quitumbe *67*
4.3.2. Zona 2: Solanda *69*
4.3.3. Zona 3: La Magdalena *71*
4.3.4. Zona 4: La Carolina *73*
4.3.5. Zona 5: El Ejido *75*
4.3.6. Zona 6: Bicentenario *77*
4.3.7. Zona 7: Quito Tenis *79*
4.3.8. Zona 8: Condado *81*
5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS 84
5.1. RESULTADOS OBTENIDOS DE CAPACIDAD DE CARGA Y ASENTAMIENTO 84
5.1.1. Zona 1: Quitumbe *84*
5.1.2. Zona 2: Solanda *85*
5.1.3. Zona 3: La Magdalena *85*
5.1.4. Zona 4: La Carolina *86*
5.1.5. Zona 5: El Ejido *87*
5.1.6. Zona 6: Bicentenario *88*
5.1.7. Zona 7: Quito Tenis *89*
5.1.8. Zona 8: Condado *90*
5.2 INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS 91
6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 93
6.1. CONCLUSIONES GENERALES 93
6.2. CONCLUSIONES ESPECÍFICAS 94
6.2.1. Suelos Puramente Cohesivos *94*
6.2.2. Suelos Puramente Friccionantes *95*
6.3. RECOMENDACIONES 96
BIBLIOGRAFÍA 98
ANEXOS 101

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 *Factores de forma para los distintos tipos de cimentación superficial*..... 11
Tabla 2 *Factores α y B' para los distintos puntos de cálculo de asentamientos*..... 25
Tabla 3 *Variación de If con Df/B y B/L y μs* 26
Tabla 4 *Secciones adoptadas de elementos estructurales y no estructurales para la estimación de carga aplicada* 56
Tabla 5 *Constantes de pesos para estimación de carga estructural* 56
Tabla 6 *Carga transmitida en una columna central por piso* 57
Tabla 7 *Carga transmitida de una columna para estructuras de distintos pisos*..... 57
Tabla 8 *Esfuerzo aplicado (Qap) de los distintos niveles de estructura para varios anchos de cimentación*..... 57
Tabla 9 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: Quitumbe*..... 58
Tabla 10 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: Solanda* 59
Tabla 11 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: La Magdalena* 59
Tabla 12 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: La Carolina* 60
Tabla 13 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: El Ejido* 60
Tabla 14 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: Bicentenario* 61
Tabla 15 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: Quito Tenis*..... 61
Tabla 16 *Resumen de resultados de capacidad última Zona: Condado*..... 62
Tabla 17 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: Quitumbe*..... 63
Tabla 18 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: Solanda* 63
Tabla 19 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: La Magdalena* 64
Tabla 20 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: La Carolina*..... 64
Tabla 21 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: El Ejido* 65
Tabla 22 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: Bicentenario*..... 65
Tabla 23 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: Quito Tenis*..... 66
Tabla 24 *Resumen de resultados de asentamientos Zona: Condado*..... 66

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 *Tipos de cimentaciones* 5
Figura 2 *Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb* 7
Figura 3 *Falla por corte general* 8
Figura 4 *Falla por corte local* 8
Figura 5 *Falla por punzonamiento* 9
Figura 6 *Mecanismo de falla según Terzaghi* 10
Figura 7 *Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof* 12
Figura 8 *Cimentación superficial inclinada (ec. Hansen y Vesic)* 14
Figura 9 *Determinación del factor de influencia de deformación* I_z 22
Figura 10 *Etapas de la modelización numérica en el área de la geotecnia* 29
Figura 11 *Esquema proceso de discretización* 30
Figura 12 *Perfil estratigráfico zona 1: Quitumbe* 39
Figura 13 *Perfil estratigráfico zona 2: Solanda* 40
Figura 14 *Perfil estratigráfico zona 3: La Magdalena* 41
Figura 15 *Perfil estratigráfico zona 4: La Carolina* 42
Figura 16 *Perfil estratigráfico zona 5: El Ejido* 43
Figura 17 *Perfil estratigráfico zona 6: Bicentenario* 44
Figura 18 *Perfil estratigráfico zona 7: Quito Tenis* 45
Figura 19 *Perfil estratigráfico zona 8: Condado* 46
Figura 20 *Parámetros geotécnicos Zona 1: Quitumbe* 48
Figura 21 *Parámetros geotécnicos Zona 2: Solanda* 49
Figura 22 *Parámetros geotécnicos Zona 3: La Magdalena* 50
Figura 23 *Parámetros geotécnicos Zona 4: La Carolina* 51
Figura 24 *Parámetros geotécnicos Zona 5: El Ejido* 52
Figura 25 *Parámetros geotécnicos Zona 6: Bicentenario* 53
Figura 26 *Parámetros geotécnicos Zona 7: Quito Tenis* 54
Figura 27 *Parámetros geotécnicos Zona 8: Condado* 55
Figura 28 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quitumbe* 67
Figura 29 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quitumbe* 68
Figura 30 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Solanda* 69

Figura 31 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Solanda* 70
Figura 32 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Magdalena* 71
Figura 33 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Magdalena* 72
Figura 34 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Carolina* 73
Figura 35 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Carolina* 74
Figura 36 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: El Ejido* 75
Figura 37 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: El Ejido* 76
Figura 38 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Bicentenario* 77
Figura 39 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Bicentenario* 78
Figura 40 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quito Tenis* 79
Figura 41 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quito Tenis* 80
Figura 42 *Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Condado* 81
Figura 43 *Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Condado* 82

RESUMEN

El presente proyecto se centró en realizar un análisis y comparación de los resultados obtenidos mediante el uso del software Plaxis frente a aquellos que proporcionan las metodologías tradicionales en el diseño geotécnico de una cimentación bajo los criterios de estados límite de falla y de servicio según la NEC 15.

Para este análisis, se desarrollaron 8 perfiles estratigráficos representativos en condiciones efectivas a corto plazo en la ciudad de Quito, Ecuador. Los métodos empleados para el cálculo de la capacidad portante fueron Meyerhoff, Vesic, Terzaghi y Hansen, y para el cálculo de los asentamientos se emplearon los métodos Schmertmann, Terzaghi y Peck, y Bowles.

El software Plaxis demostró un comportamiento congruente con los métodos analíticos usuales debido a su metodología basada en el procesamiento de datos utilizando elementos finitos.

Se caracterizaron las zonas de interés en donde se contaba con la información necesaria, obteniendo dos grandes grupos: suelos cohesivos y suelos friccionantes. Dentro de los suelos cohesivos, se caracterizaron las zonas de Quitumbe, Solanda, La Carolina, Bicentenario y Condado; mientras que para los suelos friccionantes, se tuvieron las zonas de La Magdalena, El Ejido y Quito Tenis.

Además, se demostró una gran correlación en los resultados de asentamientos tanto para los métodos tradicionales como para el uso del programa.

Palabras claves: Plaxis, límites de falla, límite de servicio, métodos analíticos, métodos numéricos.

ABSTRACT

This project aims to analyze and compare the results obtained using the Plaxis software against those provided by traditional methods in the geotechnical design of a foundation under the limit state criteria of failure and service according to the NEC 15.

For this analysis, 8 representative stratigraphic profiles were developed under short-term effective conditions in the city of Quito, Ecuador. The methods used to calculate the bearing capacity were Meyerhoff, Vesic, Terzaghi and Hansen, and for the calculation of settlements, the Schmertmann, Terzaghi and Peck, and Bowles methods were used.

The Plaxis software showed a congruent behavior with the usual analytical methods due to its methodology based on data processing using finite elements.

The areas of interest where the necessary information was available were characterized, obtaining two large groups: cohesive soils and frictional soils. Within the cohesive soils, the areas of Quitumbe, Solanda, La Carolina, Bicentenario and Condado were characterized; while for the frictional soils, the areas of La Magdalena, El Ejido and Quito Tenis were considered.

In addition, a high correlation was demonstrated in the results of settlements for both traditional methods and the use of the program.

Keywords: Plaxis, failure limits, service limit, analytical methods, numerical methods

1. CAPÍTULO I: INTRODUCCIÓN

1.1. Antecedentes

En el Ecuador, la normativa que rige para el diseño geotécnico de cimentaciones es la NEC-SE-GC (2015): Geotecnia y Cimentaciones, en la cual se definen diferentes metodologías y parámetros para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas dentro del territorio nacional. Sin embargo, el ingeniero autorizado puede utilizar distintas metodologías tradicionales, así como diferentes modelos de comportamiento del suelo en programas computacionales para su diseño, generando la necesidad de verificar la fiabilidad de los métodos no tradicionales por medio de comparaciones objetivas.

Actualmente, en el ámbito internacional han existido diversas investigaciones que buscan comparar estas metodologías tradicionales para el cálculo de capacidad de carga y asentamientos con distintos softwares que emplean los elementos finitos. Como es el caso de la Universidad de Cartagena que realiza esta comparación de metodologías en dos zonas de Cartagena (una zona arenosa y una de arcilla expansiva), otro ejemplo, es el de la Pontificia Universidad Católica del Perú que compara distintas metodologías para el cálculo de asentamientos también usando un software comercial variando las cargas para un modelo geotécnico.

En el caso específico de la Pontificia Universidad Católica del Ecuador (PUCE) no se ha realizado este tipo de trabajo investigativo en el área de Geotecnia. Sin embargo, conociendo la información disponible y alcance de los estudios iniciales ejecutados en el marco del convenio tripartito entre el IMQ-IGPN y la PUCE que intenta la generación de una microzonificación geotécnica del DMQ, se plantea la comparación de resultados del diseño geotécnico en cimentación superficial por medio de metodologías tradicionales como de elementos finitos mediante el uso de un software comercial (Plaxis). Se espera con los resultados finales genere confianza en el uso de este tipo de software en el medio (Quito).

Además, esta investigación que busca comparar entre las metodologías tradicionales y por medio del programa computacional Plaxis el cálculo y resultados de capacidad de carga última y asentamientos en cimentaciones superficiales sobre sedimentos volcánicos en el

Distrito Metropolitano de Quito permitirá, ser el inicio de futuras investigaciones en las cuales se podrá comparar otros modelos con los distintos parámetros geotécnicos obtenidos de la microzonificación en la ciudad de Quito.

1.2. Justificación

En la actualidad, la ingeniería geotécnica ha evolucionado hacia modelos de comportamiento del material más avanzados debido a la exigencia del mundo actual direccionadas a la optimización de los diseños y su responsabilidad con los criterios de sostenibilidad. Por ello, con el avance de la tecnología se han implementado distintos softwares basados en elementos finitos para la resolución de diferentes modelos de gran complejidad en un menor tiempo.

Por otra parte, dentro de la legislación ecuatoriana, el Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda a través de la Normativa Ecuatoriana de la Construcción (NEC), menciona que en todo diseño de cimentación superficial se deberá comprobar la capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte y asentamiento, sin embargo, es potestad del ingeniero geotécnico la utilización tanto metodologías tradicionales como programas computacionales para su diseño.

La importancia del presente trabajo, entonces, radica luego de la comparación del estado límite de falla y de servicio utilizando métodos tradicionales con elementos finitos mediante el uso del software comercial Plaxis, en la disponibilidad de información local que permita discernir entre los diseñadores sobre el empleo del software utilizado.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo General

Comparar cuantitativamente los resultados obtenidos entre metodologías tradicionales y mediante el uso del software comercial Plaxis para el cálculo del estado límite de falla y de servicio en cimentaciones superficiales de una estructura de categoría baja y media de acuerdo con la NEC-SE-GC (2015) sobre sedimentos volcánicos en el Distrito Metropolitano de Quito.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Generar un modelo geotécnico patrón para cada zona de interés, elaborado en un depósito volcánico uniforme con propiedades geomecánicas bibliográficas (DMQ), cimentación superficial y estructura clasificada como categoría baja y media.
- Describir el sustento teórico y metodología de los procesos tradicionales para estimar los asentamientos inmediatos según: Schmertmann, Terzaghi & Peck y Bowles.
- Describir el sustento teórico y procedimientos de metodologías tradicionales para la estimación de la capacidad última según: Hansen, Vesic, Meyerhoff y Terzaghi.
- Realizar el análisis límite de falla y análisis límite de desempeño, por medio de métodos tradicionales y con elementos finitos, para el modelo geotécnico patrón considerando la sensibilidad de los resultados a la variación de algunas de las variables que intervienen en el cálculo.
- Comparar y evaluar los resultados obtenidos mediante metodologías tradicionales con los resultados obtenidos mediante el uso del programa computacional Plaxis comprobando la capacidad de carga bajo criterio de resistencia al corte y de asentamiento.

1.4. Alcance

En la presente disertación se analizará el estado límite de falla y de servicio de un modelo geotécnico patrón para cada zona de interés elaborado en un depósito volcánico uniforme con propiedades geomecánicas bibliográficas (DMQ), basado en los requerimientos de la NEC 2015.

Las metodologías tradicionales para el cálculo de capacidad de carga serán: Hansen, Vesic, Meyerhoff y Terzaghi, mientras la para el cálculo de asentamientos serán: Schmertmann, Terzaghi & Peck y Bowles; basados en el mecanismo de falla de Mohr Coulomb y teoría elástica respectivamente.

2. CAPÍTULO II: FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Cimentaciones

Se conoce como cimentación al conjunto de elementos estructurales, cuya función consiste en transmitir y distribuir de manera adecuada las cargas de la superestructura al suelo (Yepes, 2019). Es importante mencionar que la cimentación o subestructura, al ser un elemento de enlace, para su diseño debe tomarse en cuenta tanto las características de la edificación como del terreno.

La normativa ecuatoriana de la construcción nos indica que el tipo de cimentación a escoger debe tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

- Naturaleza de la edificación, tomando en cuenta las cargas que va a transmitir
- Condiciones del suelo o roca, basado en parámetros obtenidos tanto in-situ como en laboratorio
- Teorías empleadas
- Costos de las distintas alternativas

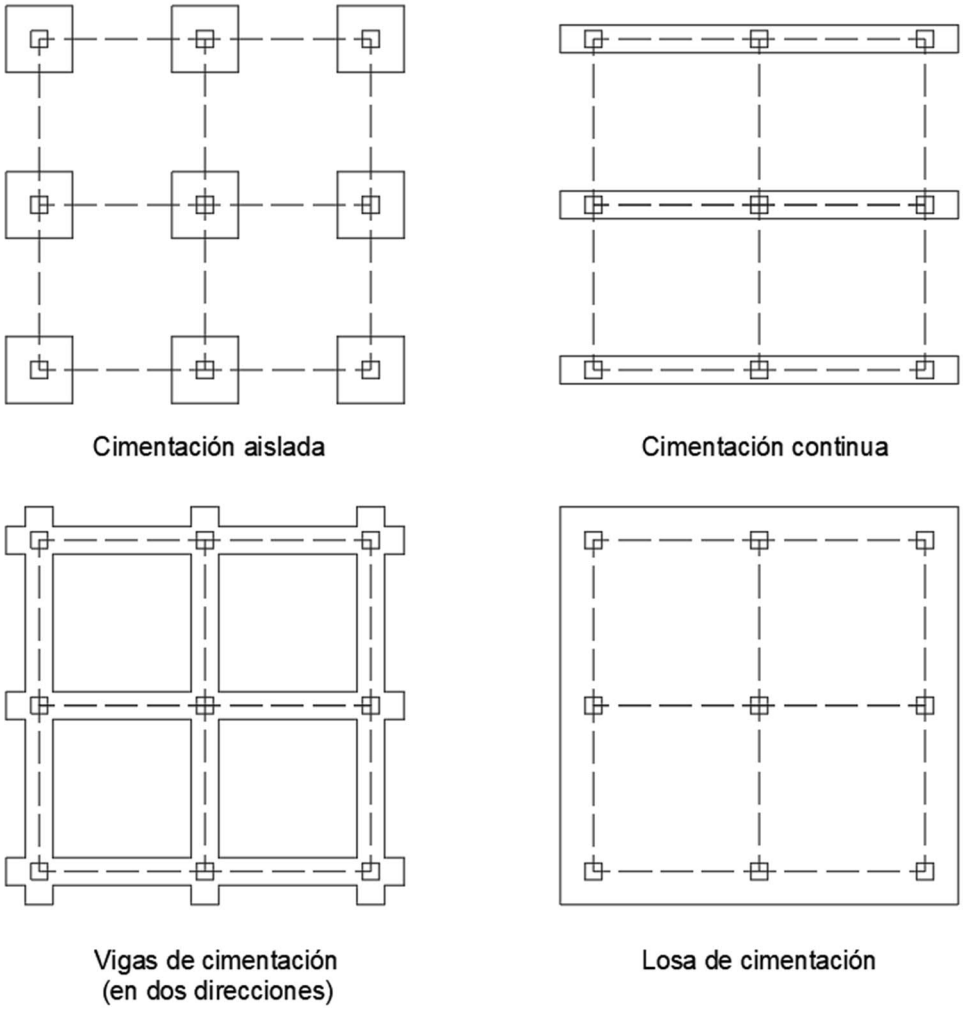
2.1.1. Cimentaciones superficiales

Para la clasificación de las cimentaciones existen distintos criterios según cada autor en función de la relación entre la profundidad de desplante (D_f) y el ancho de cimentación (B). Para el caso de Ecuador, NEC-SE-GC nos indica que cuando $\frac{D_f}{B} \leq 4$ se trata de una cimentación superficial. Por tanto, este tipo de cimentaciones se recomienda cuando la capacidad portante del suelo es relativamente buena a una pequeña profundidad de desplante (Yepes, 2019).

Por otra parte, se pueden distinguir distintos tipos de cimentaciones superficiales como son: zapatas aisladas, zapatas corridas o continuas, vigas de cimentación, y losas de cimentación. De igual manera, su uso dependerá tanto de la estructura requerida como de las condiciones del terreno, tomando en cuenta que se debe comprobar la capacidad de carga bajo los criterios de corte y de asentamientos (Yepes, 2019).

Figura 1

Tipos de cimentaciones



Nota. La imagen muestra los distintos tipos de cimentaciones que existen y el criterio para su uso dependerá de las consideraciones tanto del terreno como de la edificación requerida. Elaboración propia.

2.2. Estado límite de rotura: Capacidad de carga

2.2.1. Generalidades

La capacidad de carga última es el esfuerzo que se aplica al suelo mediante una cimentación, la cual va a producir una falla por corte del suelo.

La normativa ecuatoriana (NEC 2015) menciona que para el cálculo de capacidad de carga de una cimentación este deberá sustentarse en metodologías basadas en teoría plástica o

análisis de equilibrio limite, así como, considerar todos los posibles mecanismos de falla.

2.2.1.1. Resistencia al corte del suelo.

La primera teoría enfocada en la resistencia al esfuerzo cortante de un suelo fue presentada por Coulomb (1776) quien, en una primera aproximación al problema, atribuyó este fenómeno a la fricción producida entre las partículas de suelo. Sin embargo, Coulomb observó que existían materiales que sin presiones normales aplicadas sobre el plano de corte presentaban una cierta resistencia con lo que una nueva constante entró al cálculo denominada cohesión. Dando como resultado que, la resistencia de los suelos se puede expresar como la combinación de ambos comportamientos en una función lineal del esfuerzo normal.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan(\Phi) \qquad (1)$$

Donde:

τ	=	Resistencia al corte
c	=	Cohesión del suelo
σ	=	Esfuerzo normal
Φ	=	Ángulo de fricción interna

Según Das (2015) la resistencia cortante de un suelo puede definirse como “la resistencia interna por unidad de área que la masa de suelo puede ofrecer a la falla y el deslizamiento de lo largo de cualquier plano en su interior”.

2.2.1.1.1. Criterio de falla de Mohr – Coulomb

Continuando los estudios realizados por Coulomb, en el año de 1890, Mohr presenta una teoría para la ruptura de materiales. En la cual menciona que, para que un material falle, este debe ser sometido a una combinación crítica de esfuerzos tanto normal como cortante. Entonces, Mohr define a esta relación entre el esfuerzo normal y cortante en un plano de falla (envolvente de falla de Mohr) como:

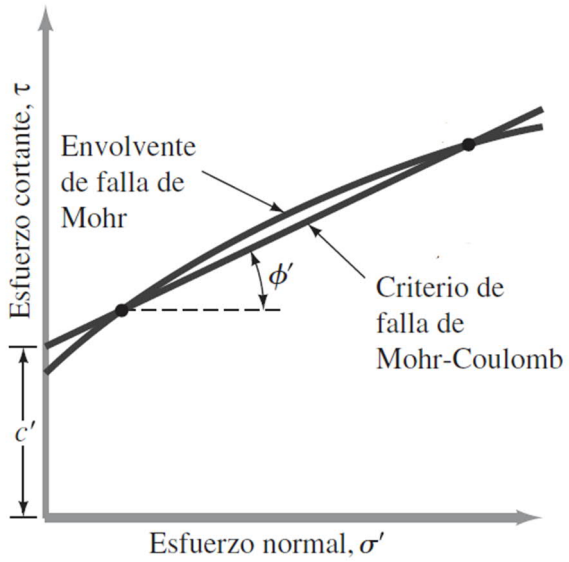
$$\tau = f(\sigma) \qquad (2)$$

La envolvente de falla previamente definida es una curva, por lo que para los problemas dados en la mecánica de suelos, se considera suficiente la aproximación dada por la relación

lineal planteada por Coulomb (ec. 1) la cual también se conoce como criterio de falla de Mohr-Coulomb.

Figura 2

Envolvente de falla de Mohr y criterio de rotura de Mohr-Coulomb



Nota. La imagen muestra la relación entre la envolvente de falla de Mohr y el criterio de falla de Mohr-Coulomb. Obtenido de Das (2015)

2.2.1.2. Mecanismos de falla

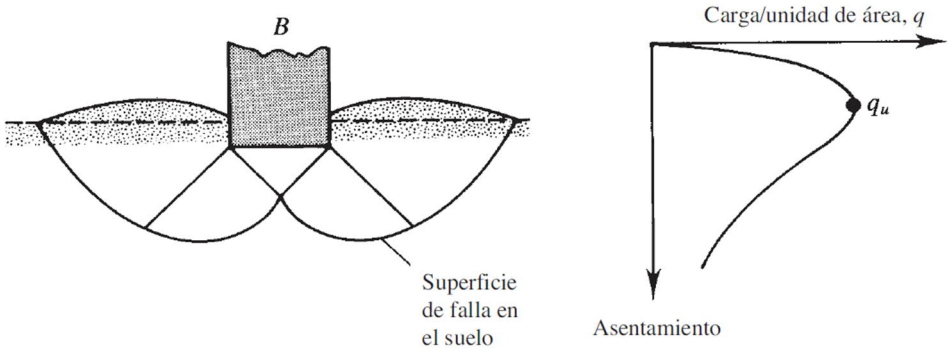
Se consideran o se han analizado distintos tipos de rotura, dependiendo el tipo de material y su comportamiento, así: se conocen tres tipos de fallas que son, falla por corte general, falla por corte local y falla por punzonamiento.

2.2.1.2.1. Plano de rotura por corte general

La falla por corte general es característica por su continuidad en la superficie de deslizamiento formada desde el borde de la cimentación en dirección de la superficie del terreno. Este tipo de falla puede presentarse en arenas densas, y suelos cohesivos rígidos.

Figura 3

Falla por corte general



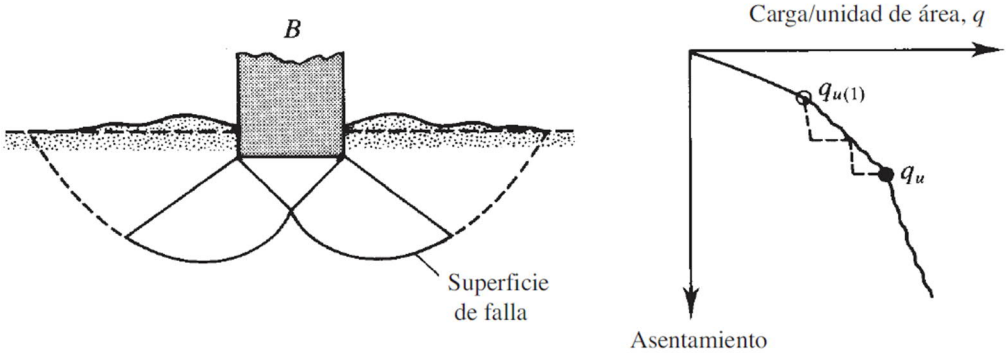
Nota. Obtenido de Das (2015)

2.2.1.2.2. Falla por corte local

La falla por corte local se presenta normalmente en arenas con estructuras medias a sueltas, en arcillas con consistencias medias a blandas. Se presenta una falla que ya no es frágil, permitiendo el hinchamiento y consecuentemente asentamiento del suelo.

Figura 4

Falla por corte local



Nota. Obtenido de Das (2015)

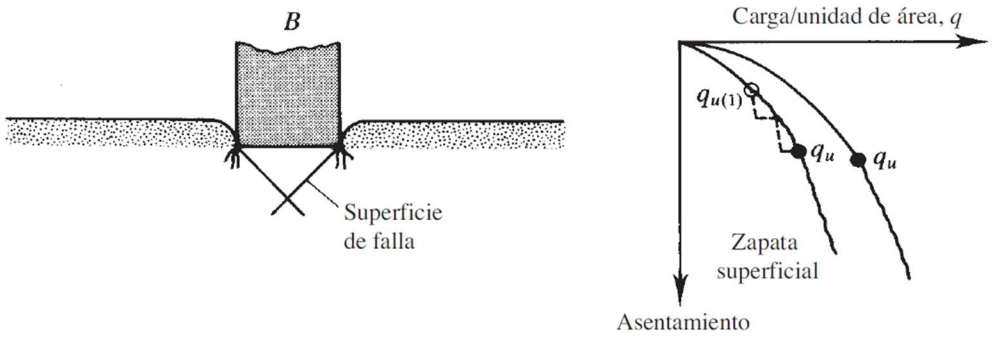
2.2.1.2.3. Falla por punzonamiento

La falla por punzonamiento ocurre en suelos con consistencias muy blandas o compacidades muy sueltas. La cimentación provoca la compresión inmediata del suelo. En este tipo de falla se caracteriza porque la superficie de falla en el suelo no se extenderá hasta la

superficie del terreno.

Figura 5

Falla por punzonamiento



Nota. Obtenido de Das (2015)

2.2.2. Metodologías Analíticas

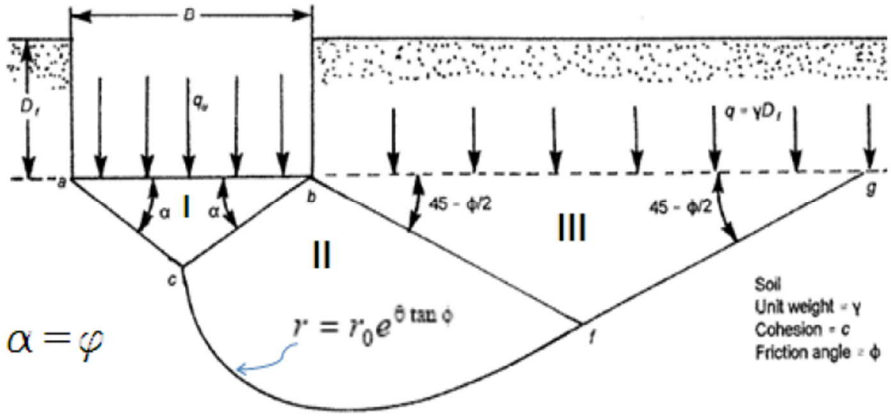
2.2.2.1. Método de Terzaghi

En el año de 1943, Karl Terzaghi presenta la primera teoría para evaluar la capacidad última de una cimentación superficial. El modelo plantea una zapata continua “longitud infinita” con una zona de rotura en forma de cuña que se encuentra bajo la cimentación, dos zonas radiales de corte, siendo estas curvas espirales logarítmicas y dos zonas triangulares de estado pasivo de Rankine, los ángulos señalados como α, vienen a ser iguales a los ángulos de fricción Φ.

Adicionalmente, es importante notar que en el modelo planteado por Terzaghi la resistencia al corte es depreciable sobre el nivel de cimentación.

Figura 6

Mecanismo de falla según Terzaghi



Nota. Las zonas II y III ocurren a ambos lados de forma simétrica al eje de la cimentación de ancho B. Obtenido de (Rodríguez, 2020)

Para el cálculo de la capacidad de carga última (q_u) según Terzaghi, el autor plantea las siguientes ecuaciones:

Condición drenada:

$$q'_u = c' N_c s_c + q^{*'} N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma' B N_\gamma s_\gamma \quad (3)$$

Condición no drenada:

$$q_u = c N_c s_c + q^* N_q s_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma \quad (4)$$

Donde:

c, c'	=	Cohesión y cohesión efectiva del suelo
$q^*, q^{*'}$	=	Esfuerzo total y efectivo al nivel de cimentación ($\gamma \cdot D_f$)
γ, γ'	=	Peso específico total y efectivo del suelo
B	=	Ancho de cimentación
N_c, N_q, N_γ	=	Factores de capacidad de carga
s_c, s_q, s_γ	=	Factores de forma

2.2.2.1.1. Factores de capacidad de carga

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \Phi \tag{5}$$

$$N_q = \frac{e^{2 \cdot \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\Phi}{2}\right) \cdot \tan \Phi}}{2 \cdot \cos\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right)^2} \tag{6}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \Phi} - 1\right) \cdot \tan \Phi \tag{7}$$

Donde:

$K_{p\gamma}$ = $3 \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\Phi+33}{2}\right)$ = Coeficiente de empuje pasivo (aprox. Husain)

2.2.2.1.2. Factores de forma

Para tomar los factores de forma se puede usar la siguiente tabla:

Tabla 1

Factores de forma para los distintos tipos de cimentación superficial

Factor $\mathbf{s_i}$	Continua	Circular	Cuadrada
s_c	1,0	1,3	1,3
s_q	1,0	1,0	1,0
s_γ	1,0	0,6	0,8

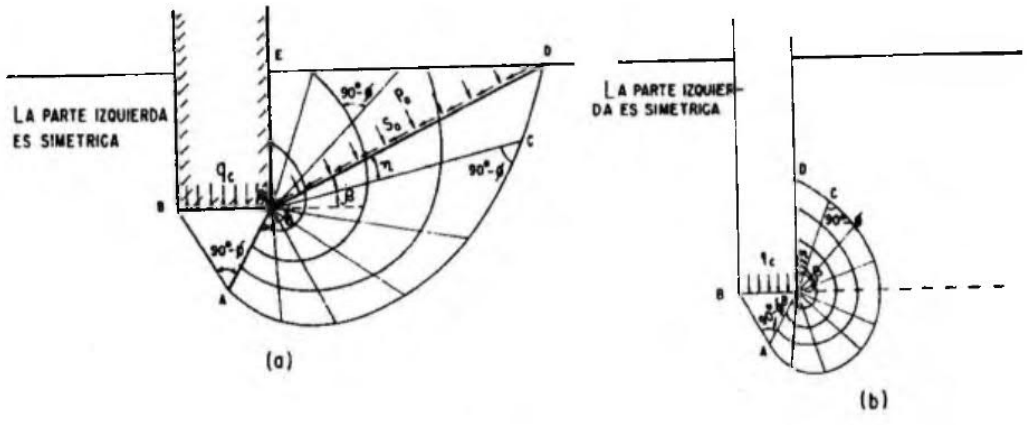
Nota. Elaboración propia

2.2.2.2. Método Meyerhof

En el año de 1963, Meyerhof propone una ecuación bastante similar a la presentada por Terzaghi, entre las principales diferencias que se encuentran en las consideraciones tomadas por los distintos autores, se tiene que la resistencia al corte que se despreciaba por encima de la zapata con Terzaghi ahora es considerada en este método.

Figura 7

Mecanismos de falla propuestos por Meyerhof



Nota. La imagen de la izquierda (a) muestra el mecanismo de falla propuesto por Meyerhof de una cimentación a poca profundidad, mientras que el gráfico de la derecha (b) representa el mecanismo de falla de una cimentación a gran profundidad. Obtenido de (Badillo, 1973)

Para el cálculo de la capacidad de carga última Meyerhof propone las siguientes ecuaciones:

Carga vertical:

$$q_u = c_u N_c s_c d_c + q^* N_q s_q d_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (8)$$

Carga inclinada:

$$q_u = c_u N_c s_c d_c i_c + q^* N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (9)$$

Donde:

d_c, d_q, d_γ = Factores de profundidad

i_c, i_q, i_γ = Factores de inclinación

2.2.2.2.1. Factores de capacidad de carga

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \Phi \quad (10)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \Phi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) \quad (11)$$

$$N_\gamma = \left(N_q - 1\right) \cdot \tan(1{,}4 \cdot \Phi) \quad (12)$$

2.2.2.2.2. Factores de forma

$$s_c = 1 + 0{,}2 \cdot K_P \cdot \frac{B}{L} \quad \text{Para cualquier } \Phi \quad (13)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0{,}1 \cdot K_P \cdot \frac{B}{L} \quad \text{Para } \Phi > 10° \quad (14)$$

$$s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{Para } \Phi = 0° \quad (15)$$

Donde:

K_p = $\tan^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right)$ = Coeficiente de empuje pasivo

2.2.2.2.3. Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}2 \cdot \sqrt{K_P} \cdot \frac{D_f}{B} \quad \text{Para cualquier } \Phi \quad (16)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0{,}1 \cdot \sqrt{K_P} \cdot \frac{D_f}{B} \quad \text{Para } \Phi > 10° \quad (17)$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \quad \text{Para } \Phi = 0° \quad (18)$$

2.2.2.2.4. Factores de inclinación

$$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta}{90°}\right)^2 \quad \text{Para cualquier } \Phi \quad (19)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\Phi}\right)^2 \quad \text{Para } \Phi > 0° \quad (20)$$

$$i_\gamma = 0 \quad \text{Para } \Phi = 0° \quad (21)$$

Donde:

θ = Ángulo de la fuerza inclinada respecto de la horizontal

2.2.2.3. Método Hansen

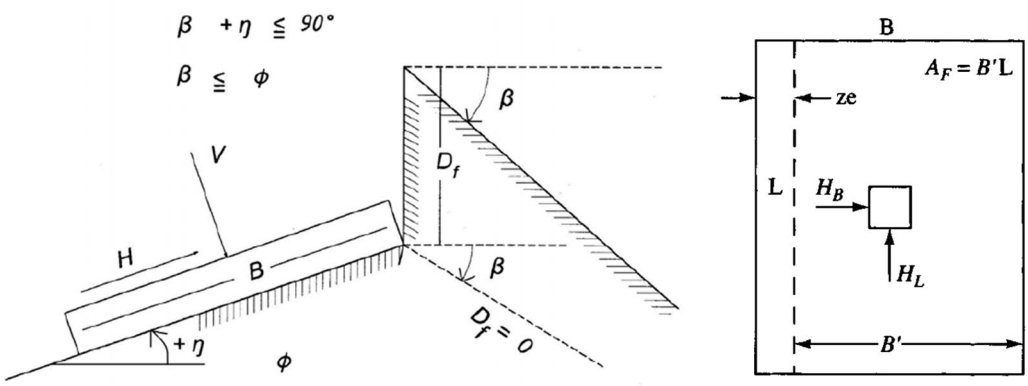
Hansen en 1970, continuando los trabajos realizados por Meyerhof, propone su ecuación para la capacidad de carga última de los suelos, misma que tiene sus características particulares como son:

- Hansen incorpora un coeficiente (b_i) que permite considerar los efectos causados por una posible inclinación en la superficie de la cimentación.
- En este método el autor también considera un coeficiente adicional (g_i) en el cual contempla el caso de que la cimentación se encuentra soportada sobre un talud que forma un ángulo respecto a la horizontal
- Hansen al igual que Terzaghi, considera que la superficie de falla se extiende únicamente hasta el nivel de cimentación.

Para entender la nomenclatura de los ángulos que presentan las distintas ecuaciones del cálculo de los factores de corrección planteados por Hansen, es necesario la siguiente ilustración

Figura 8

Cimentación superficial inclinada (ec. Hansen y Vesic)



Nota. Obtenido de (Bowles, 1988)

Para el cálculo de la resistencia al corte de una cimentación superficial, Hansen propone las siguientes ecuaciones

Ecuación general:

$$q_u = c \cdot N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q^* N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \qquad (22)$$

Para suelo puramente cohesivo (Φ = 0)

$$q_u = 5{,}14 \cdot s_u \cdot \left(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c\right) + q^* \quad (23)$$

Donde:

g_c, g_q, g_γ = Factores de terreno

b_c, b_q, b_γ = Factores de base inclinada

2.2.2.3.1. Factores de capacidad de carga

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cdot \cot \Phi \quad \text{Igual a Meyerhof} \quad (24)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \Phi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Igual a Meyerhof} \quad (25)$$

$$N_\gamma = 1{,}5 \cdot \left(N_q - 1\right) \cdot \tan \Phi \quad (26)$$

2.2.2.3.2. Factores de forma

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'} \quad (27)$$

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin \Phi \quad (28)$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}4 \cdot \frac{B'}{L'} \geq 0{,}6 \quad (29)$$

$$s_c = s_q = s_\gamma = 1 \quad \text{Para zapatas continuas} \quad (30)$$

$$s'_c = 0{,}2 \cdot \frac{B}{L} \quad \text{Para } \Phi = 0° \quad (31)$$

2.2.2.3.3. Factores de profundidad

$$d_c = 1 + 0{,}4 \cdot k \quad (32)$$

$$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \Phi \cdot (1 - \sin \Phi)^2 \cdot k \quad (33)$$

$$d_\gamma = 1 \quad (34)$$

Donde:

$$K = \frac{D_f}{B} \quad \text{Para } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

$$K = \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \quad \text{Para } \frac{D_f}{B} > 1$$

$$d'_c = 0{,}4 \cdot k \tag{35}$$

En caso de tener carga excéntrica, los valores de B' y L' deberán ser usados para el cálculo de los factores de forma, mas no, para el cálculo de los factores de profundidad.

2.2.2.3.4. Factores de inclinación

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \tag{36}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0{,}5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \Phi}\right)^5 \tag{37}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0{,}7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \Phi}\right)^5 \quad \text{Para } \eta = 0 \tag{38}$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\left(0{,}7 - \frac{\eta}{450}\right) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \Phi}\right)^5 \quad \text{Para } \eta > 0 \tag{39}$$

$$i'_c = 0{,}5 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \quad \text{Para } \Phi = 0° \tag{40}$$

2.2.2.3.5. Factores de terreno

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147°} \tag{41}$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0{,}5 \cdot \tan \beta)^5 \tag{42}$$

$$g'_c = \frac{\beta}{147°} \quad \text{Para } \Phi = 0° \tag{43}$$

2.2.2.3.6. Factores de base inclinada

$$b_c = 1 - \frac{\eta}{147°} \qquad \text{Para } \Phi > 0° \qquad (44)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan \Phi} \qquad (45)$$

$$b_\gamma = e^{-2{,}7 \cdot \eta \cdot \tan \Phi} \qquad (46)$$

$$b'_c = \frac{\eta}{147°} \qquad \text{Para } \Phi = 0° \qquad (47)$$

Donde:

H	=	Componente de fuerza horizontal soportada por la cimentación tangencialmente ($H \leq V \cdot \tan \delta + c_a \cdot A_f$)
V	=	Componente de fuerza vertical soportada por la cimentación perpendicularmente
A_f	=	Área efectiva ($B' \cdot L'$)
c_a	=	Adhesión a la base (recomendable entre $0{,}6c - c$)
δ	=	Ángulo de fricción entre el suelo y la cimentación (recomendable entre $0{,}5\Phi - \Phi$)
η	=	Ángulo de inclinación del talud (positivo hacia arriba)
β	=	Ángulo del terreno fuera de la base (positivo hacia abajo)

Bowles (1988) menciona que los factores de forma (s_i) no pueden ser utilizados con los factores de inclinacion (i_i), sin embargo, los factores que pueden ser utilizados en conjunto son los factores de profundidad (d_i), terreno (g_i) y base inclinada (b_i).

Por otra parte, en caso de no existir inclinación en la carga los factores de inclinación $i_i = 1$, de igual manera para los factores de terreno y de base inclinada, en caso de tener un terreno adyancente plano y la base se encuentre horizontal $g_i = b_i = 1$.

2.2.2.4. Método Vesic

En el año de 1973 Vesic, al igual que los autores antes estudiados, propone una ecuación

para el cálculo de la capacidad de carga, esta ecuación es particularmente igual a la propuesta por Hasen, sin embargo, el autor tiene sus propias consideraciones para el cálculo de los distintos factores de corrección.

Ecuación general:

$$q_u = c \cdot N_c s_c d_c i_c g_c b_c + q^* N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (48)$$

Para suelo puramente cohesivo ($\Phi = 0$)

$$q_u = 5{,}14 \cdot s_u \cdot \left(1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c\right) + q^* \quad (49)$$

2.2.2.4.1. Factores de capacidad de carga

$$N_c = \left(N_q - 1\right) \cdot \cot \Phi \qquad \text{Igual a Meyerhof} \quad (50)$$

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \Phi} \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) \qquad \text{Igual a Meyerhof} \quad (51)$$

$$N_\gamma = 2{,}0 \cdot \left(N_q - 1\right) \cdot \tan \Phi \quad (52)$$

2.2.2.4.2. Factores de forma

Igual a los propuestos por Hasen, sin embargo, en caso de tener carga excéntrica, Vesic menciona que no deberán ser corregidas las dimensiones de la zapata B y L por B' y H' como los hacia el anterior autor.

2.2.2.4.3. Factores de profundidad

Igual a los propuestos por Hasen

2.2.2.4.4. Factores de inclinación

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \quad (53)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0{,}5 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \Phi}\right)^5 \quad (54)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0{,}7 \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \Phi}\right)^5 \qquad \text{Para } \eta = 0 \qquad (55)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\left(0{,}7 - \frac{\eta}{450}\right) \cdot H}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \Phi}\right)^5 \qquad \text{Para } \eta > 0 \qquad (56)$$

$$i'_c = 0{,}5 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_a}} \qquad \text{Para } \Phi = 0° \qquad (57)$$

2.2.2.4.5. Factores de terreno

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147°} \qquad (58)$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - 0{,}5 \cdot \tan \beta)^5 \qquad (59)$$

$$g'_c = \frac{\beta}{147°} \qquad \text{Para } \Phi = 0° \qquad (60)$$

2.2.2.4.6. Factores de base inclinada

$$b_c = 1 - \frac{\eta}{147°} \qquad \text{Para } \Phi > 0° \qquad (61)$$

$$b_q = e^{-2 \cdot \eta \cdot \tan \Phi} \qquad (62)$$

$$b_\gamma = e^{-2{,}7 \cdot \eta \cdot \tan \Phi} \qquad (63)$$

$$b'_c = \frac{\eta}{147°} \qquad \text{Para } \Phi = 0° \qquad (64)$$

2.3. Estado límite de servicio: Asentamientos

2.3.1. Generalidades

El asentamiento es el descenso vertical que sufre el suelo por acción de una carga vertical debido al reacomodo de las partículas que lo componen y a la expulsión del agua dentro de la matriz del mismo (Marquez y Quintero, 2014).

Como se vio anteriormente, una cimentación puede fallar por la resistencia al cortante del suelo. Sin embargo, puede existir el caso en que antes de que exista falla por corte del suelo,

el asentamiento de la estructura cause un daño irreparable a edificación haciéndola de esta manera disfuncional para lo cual fue diseñada.

La normativa ecuatoriana (NEC 2015) menciona que el asentamiento total a ser calculado resulta de la suma de los asentamientos: inmediatos, por consolidación, o por sismos.

Para el caso de la presente disertación, se analizará únicamente los asentamientos inmediatos debido a su alcance de la investigación, además que, el tipo de suelo estudiado corresponde mayormente a arenas limosas o limos de muy baja plasticidad, depósitos que facilitan la estimación del asentamiento por teoría elástica por los asentamientos elásticos.

2.3.1.1. Asentamientos inmediatos

El asentamiento inmediato o elásticos, es aquel que se produce en corto plazo. Para el cálculo de este tipo de asentamientos la normativa ecuatoriana nos indica que se podrá utilizar teoría elástica. Adicionalmente, para la evaluación de los asentamientos debe realizarse mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia.

2.3.2. Metodologías Analíticas

2.3.2.1. Método Schmertmann

Este método propone la obtención del valor del asentamiento a partir del uso del gráfico del factor de influencia de la deformación unitaria, el cual describe la variación de la deformación unitaria debido a la carga aplicada sobre la zapata a lo largo de la profundidad. Este gráfico tiene una configuración para el caso de zapatas cuadradas y otro para el caso de zapatas corridas, y plantea una interpolación lineal de los valores pico del gráfico y de la profundidad de influencia para obtener el asentamiento en una zapata.

El asentamiento de una zapata según la teoría de Schmertmann se basa en la fórmula:

$$s = C_1 \cdot C_2 \cdot q_n \cdot \sum_{1}^{N} \frac{I_{zi} \cdot h_i}{E_{si}} \tag{65}$$

Donde:

s = Asentamiento

C_1 = Factor de corrección para la profundidad de la zapata

C_2 = Factor de corrección para el asentamiento de fluencia

q_n = Carga neta aplicada

q = Tensión geostática en el fondo de la zapata

$\bar{q}$ = Esfuerzo producto de la estructura

I_{zi} = Factor de influencia de deformación en el centro de la subcapa i-ésima

h_i = Espesor de la capa i-ésima

E_{si} = Módulo de elasticidad de la capa i-ésima

El factor de corrección para la profundidad de la zapata C_1 se determina de la siguiente manera:

$$C_1 = 1 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{q}{q_n}\right) \tag{66}$$

El factor de corrección para asentamiento de fluencia C_2 se determina de la siguiente manera:

$$C_2 = 1 + 0{,}2 \log\left(\frac{t_{YR}}{0{,}1}\right) \tag{67}$$

Donde:

t_{YR} = Tiempo en años después de la aplicación de la carga

El Factor de influencia de deformación I_z está ubicado en el eje horizontal del siguiente esquema presentado en la figura 9

Diagrama del factor I_z depende de la relación de la longitud de la base l y el ancho de la base b.

Para una relación l/b = 1 valor máximo del factor de influencia de la tensión I_{zp} es en la profundidad b/2 debajo del fondo de la zapata y el asentamiento general se calcula a la profundidad 2b por debajo del fondo de la zapata. Mientras que para la relación l/b = 10 valor máximo del factor de influencia de la tensión I_{zp} está en la profundidad b debajo del fondo de la zapata y el asentamiento total se calcula a la profundidad 4b por debajo del fondo de la zapata.

Valor máximo del factor de influencia de deformación Izp se determina de la siguiente manera:

$$I_{zp} = 0{,}5 + 0{,}1 \cdot \sqrt{\frac{q_n}{q_{zp}}} \tag{68}$$

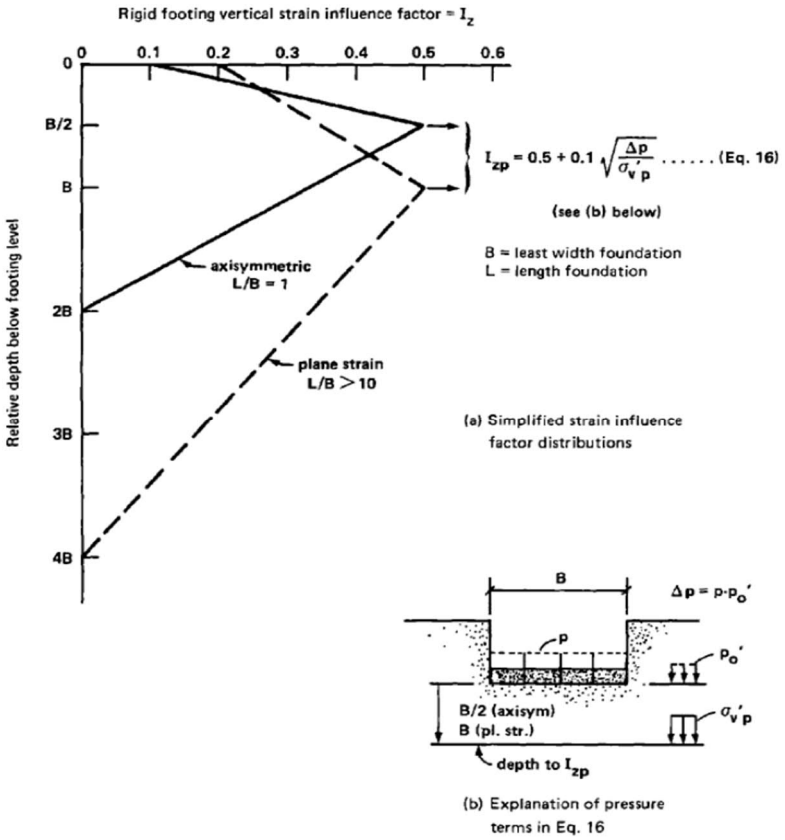
Donde:

q_{zp} = Tensión geostática en la profundidad de b/2 (l/b = 1) o b (l/b = 10) por debajo del fondo de la zapata.

Factor de influencia de deformación Iz se interpola para valores intermedios para razón de l/b (1 < l/b < 10).

Figura 9

Determinación del factor de influencia de deformación I_z



Nota. Obtenido de (Schmertmann, Hartmann, & Brown, 1978)

2.3.2.2. Método Terzaghi & Peck

El método propuesto por Terzaghi y Peck está para cimientos poco profundos, para asentamientos totales no mayores a 25 mm (1 pulg.) y para asentamientos diferenciales no mayores a 19 mm (3/4 pulg). Según Terzaghi y Peck, las zapatas cuadradas y continuas del mismo ancho muestran un comportamiento de asentamiento similar para el mismo suelo e intensidad de carga.

$$s = \left(\frac{8q}{N}\right) \cdot (C_w \cdot C_d) \qquad \text{Para } B \leq 4 \text{ ft } (1.219 \text{ m}) \qquad (69)$$

$$s = \left(\frac{12q}{N}\right) \cdot \left(\frac{B}{B+1}\right)^2 \cdot (C_w \cdot C_d) \qquad \text{Para } B > 4 \text{ ft } (1.219 \text{ m}) \qquad (70)$$

$$s = \left(\frac{12q}{N}\right) \cdot (C_w \cdot C_d) \qquad \text{Para plateas} \qquad (71)$$

Donde:

s	=	Asentamiento (en pulgadas)
q	=	Carga aplicada (en tsf)
N	=	Número de golpes sin corregir
B	=	Ancho de cimiento en ft
C_w	=	Corrección por agua
C_d	=	Corrección por inserción

El factor de corrección por agua de la zapata C_w se determina de la siguiente manera:

$$C_w = 2 - \left(\frac{W}{2B}\right) \leq 2{,}0 \qquad \text{Zapata en superficie} \qquad (72)$$

$$C_w = 2 - 0{,}5 \cdot \left(\frac{D}{2B}\right) \leq 2{,}0 \qquad \text{Zapata sumergida} \qquad (73)$$

Donde:

W	=	Nivel de la capa freática
D	=	Profundidad de cimentación

El factor de corrección por inserción C_d se determina de la siguiente manera:

$$C_d = 1 - 0{,}25 \cdot \left(\frac{D}{B}\right) \tag{74}$$

El número de golpes del ensayo SPT utilizado para el cálculo de asentamientos no requiere corrección, sin embargo, es necesario utilizar un pequeño ajuste si se presenta nivel freático a una profundidad menor a 2 veces el ancho de cimentación dentro de estratos de arena densa, saturada, fina y/o limosa. Se tiene la ecuación de corrección:

$$N_c = 15 + 0{,}5 \cdot (N - 15) \qquad \text{Para } N > 15 \tag{75}$$

2.3.2.3. Bowles

Este método presentó una reevaluación detallada del uso de la solución elástica general para estimar el asentamiento de zapatas sobre arena, basándose en los perfiles de distribución de tensiones de Boussinesq y los perfiles de deformación de Schmertmann.

El asentamiento total de una zapata se calcula mediante la siguiente expresión:

$$s = q_o \cdot (\alpha \cdot B') \cdot \frac{1 - \mu_s{}^2}{E_s} \cdot I_s \cdot I_f \tag{76}$$

Donde:

s	=	Asentamiento
q_n	=	Carga neta aplicada
B'	=	Ancho efectivo que depende del punto donde se calculará el asentamiento
I_s	=	Factor de forma
I_f	=	Factor de profundidad
α	=	Coeficiente que depende del punto donde se calculará el asentamiento
μ_s	=	Módulo de Poisson
E_s	=	Módulo de elasticidad promedio ponderado hasta una profundidad de 5B y/o hasta contacto con roca (el menor)

Los valores para α y B' pueden ser tomados de la siguiente tabla:

Tabla 2

Factores α y B' para los distintos puntos de cálculo de asentamientos

Posición	α	B'
Centro	4	B/2
Esquina	1	B

Nota. Elaboración propia

Para el cálculo del factor de forma I_s se debe seguir la siguiente secuencia de ecuaciones:

$$m' = \frac{L}{B'} \quad ; \quad n' = \frac{H}{B'} \tag{77}$$

$$A_0 = m' \cdot \ln\left(\frac{\left(1 + \sqrt{m'^2 + 1}\right) \cdot \sqrt{m'^2 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}\right) \tag{78}$$

$$A_1 = \ln\left(\frac{\left(m' + \sqrt{m'^2 + 1}\right) \cdot \sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}}\right) \tag{79}$$

$$A_2 = \frac{m'}{n' \cdot \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \tag{80}$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi} \cdot (A_0 + A_1) \tag{81}$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \cdot \tan^{-1}(A_2) \tag{82}$$

$$I_s = F_1 + \frac{1 - 2\mu_s}{1 - \mu_s} \cdot F_2 \tag{83}$$

El valor del factor de profundidad I_f es una función de las relaciones D_f/B y B/L, así como del módulo de Poisson (μ_s). Para su determinación se puede ocupar la siguiente tabla:

Tabla 3

Variación de I_f con D_f / B y B / L y μ_s

μ_s	D_f/B	L/B						
		1,0	**1,2**	**1,4**	**1,6**	**1,8**	**2,0**	**5,0**
0,00	0,20	0,825	0,838	0,847	0,855	0,862	0,867	0,903
	0,40	0,710	0,727	0,740	0,752	0,761	0,769	0,827
	0,60	0,635	0,652	0,666	0,678	0,689	0,698	0,769
	1,00	0,549	0,563	0,576	0,587	0,598	0,607	0,686
	2,00	0,468	0,476	0,484	0,492	0,499	0,506	0,577
0,10	0,20	0,848	0,859	0,868	0,875	0,881	0,886	0,917
	0,40	0,739	0,755	0,768	0,779	0,788	0,795	0,848
	0,60	0,665	0,682	0,696	0,708	0,718	0,727	0,793
	1,00	0,579	0,593	0,606	0,618	0,628	0,637	0,714
	2,00	0,496	0,505	0,513	0,521	0,528	0,535	0,606
0,30	0,20	0,902	0,911	0,917	0,923	0,927	0,93	0,951
	0,40	0,808	0,823	0,834	0,843	0,851	0,857	0,899
	0,60	0,738	0,754	0,767	0,778	0,788	0,796	0,852
	1,00	0,650	0,665	0,678	0,689	0,700	0,709	0,780
	2,00	0,562	0,571	0,58	0,588	0,596	0,603	0,675
0,40	0,20	0,932	0,94	0,945	0,949	0,952	0,955	0,970
	0,40	0,848	0,862	0,872	0,881	0,887	0,893	0,927
	0,60	0,779	0,795	0,808	0,819	0,828	0,836	0,886
	1,00	0,689	0,704	0,718	0,730	0,740	0,749	0,818
	2,00	0,596	0,606	0,615	0,624	0,632	0,640	0,714
0,50	0,20	0,960	0,966	0,969	0,972	0,974	0,976	0,985
	0,40	0,886	0,899	0,908	0,916	0,922	0,926	0,953
	0,60	0,818	0,834	0,847	0,857	0,866	0,873	0,917
	1,00	0,723	0,74	0,754	0,766	0,777	0,786	0,852
	2,00	0,622	0,633	0,643	0,653	0,662	0,670	0,747

Nota. Obtenido de (Das, 2015)

Debido a la naturaleza no homogénea de los depósitos de suelo, la magnitud del módulo de elasticidad E_s puede variar con la profundidad. Por ello, se calcula un promedio ponderado hasta una profundidad igual a 5B o hasta encontrar roca.

$$E_s = \frac{\sum E_s \cdot \Delta z}{z} \tag{84}$$

2.4. Metodología computacional: Plaxis 2D

2.4.1. Introducción a la modelización numérica

2.4.1.1. Generalidades

Los métodos numéricos son aplicaciones de algoritmos por las cuales es posible formular y solucionar problemas matemáticos usando operaciones aritméticas menos complejas (Bentley, 2023). El objetivo principal del análisis numérico es encontrar soluciones aproximadas para problemas complejos.

Actualmente, los principales métodos de análisis numérico-empleados en ingeniería geotécnica son:

- **Método de los elementos finitos:** El método de los elementos finitos resuelve distintos problemas, que son formulados y reducidos a sistemas de ecuaciones diferenciales. Es posiblemente el método más extendido y empleado y el más potente de todos.
- **Método de las diferencias finitas:** Consiste en métodos numéricos para resolver ecuaciones diferenciales, aproximándolos con ecuaciones de diferencia, en las cuales las diferencias finitas se aproximan de las derivadas. Presenta ventajas como el tratamiento de problemas no lineales (elevado comportamiento plástico) y en grandes deformaciones (no linealidad geométrica).
- **Método de los elementos discretos:** Se trata de métodos numéricos que permiten la modelización del movimiento y la interacción de partículas discretas que interactúan en un entorno determinado. Se trata de un método para calcular el movimiento y el efecto de un gran número de partículas pequeñas.
- **Método de los elementos de contorno o de frontera:** Permite resolver ecuaciones diferenciales en derivadas parciales que han sido formuladas como ecuaciones integrales. No son muy empleados en el campo de la geotecnia.

2.4.1.2. Proceso del modelado

En ingeniería, sea del tipo que sea, la simulación de los fenómenos físicos es el gran problema permanente al que debe enfrentarse el ingeniero durante el proceso de concepción,

diseño y dimensionamiento.

Tal y como se ha mencionado, la realidad física de un problema ingenieril constituye el punto de partida de toda modelización numérica, por lo que las simplificaciones y las aproximaciones son inevitables a la hora de abordar su estudio.

La simplificación implica, como su propio nombre indica, simplificar el sistema o problema en cuestión a ser analizado con el fin de que su modelado y simulación sea posible con los métodos y recursos disponibles, sin suponer un coste y tiempo excesivo. La aproximación por su parte hace referencia al nivel de exactitud o precisión con la que se obtiene la solución al problema y es una consecuencia de la simplificación (si se simplifica un problema no puede obtenerse la solución exacta del mismo) y también de las propias técnicas de modelización numérica que se empleen (Bentley, 2023).

Así pues, se puede concluir que la primera etapa del proceso de modelización consiste en aislar el sistema a estudiar de su entorno, tomando en cuenta que para la modelización numérica únicamente deben considerarse aquellos fenómenos que tienen una influencia relevante, apreciable, medible y significativa sobre el problema en cuestión, aplicando para ello los conceptos de simplificación y aproximación (Bentley, 2023).

Posteriormente, el comportamiento del sistema aislado se describe por medios de modelos matemáticos, en forma de ecuaciones diferenciales en derivadas parciales. Si existen soluciones analíticas para el modelo, la solución se considera exacta. En la práctica, este tipo de soluciones sólo existen para sistemas muy simples y geometrías sencillas. En el caso de que no existan soluciones analíticas, se hace necesario recurrir a aproximaciones y simplificaciones.

2.4.1.3. Modelización numérica en Geotecnia

La modelización numérica, ya sea en geotecnia o en cualquier otra disciplina consiste básicamente en, transformar un problema real en un modelo matemático simplificado, para poder analizarlo y comprender su funcionamiento con un objetivo determinado (diseño, concepción, dimensionamiento, etc.).

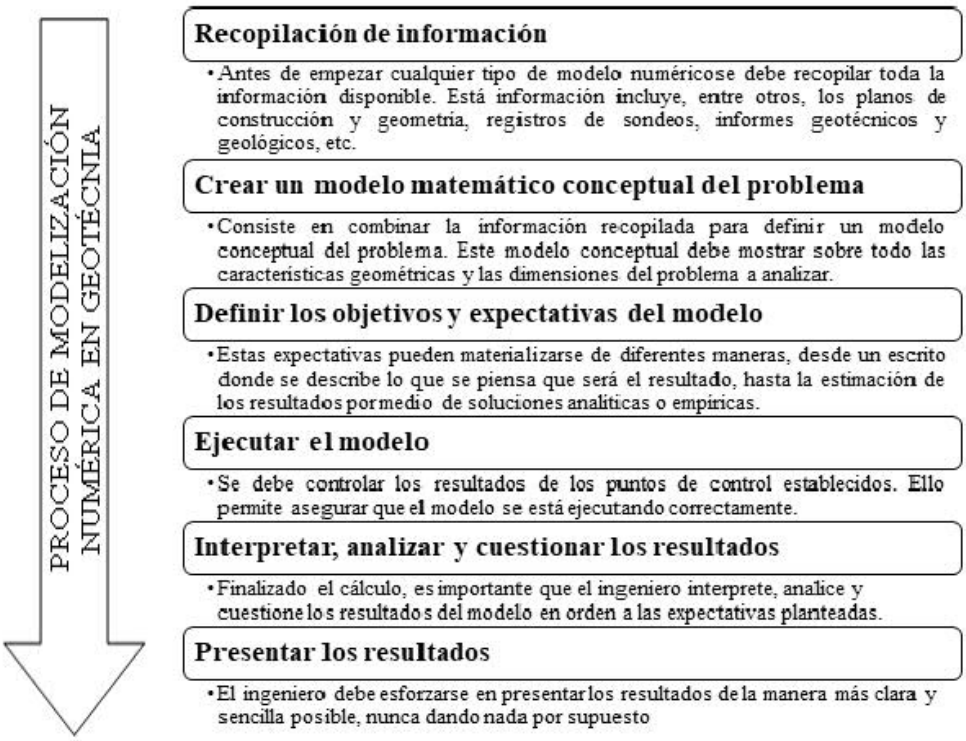
La diferencia fundamental entre la modelización numérica en ingeniería geotécnica, frente a otros campos de la ingeniería civil como el cálculo estructural, se presenta en la cantidad y veracidad de la información recabada. Generalmente, la información a la que se tiene acceso a la hora de estudiar un problema o actuación geotécnica es limitada, está sometida

a un cierto grado de variación.

A continuación, se presentan distintas etapas durante el proceso de modelización en el campo de geotecnia, con el fin de identificar todos los riesgos, valorar todas las posibilidades, determinar las mejores soluciones y evitar cometer errores.

Figura 10

Etapas de la modelización numérica en el área de la geotecnia



Nota. Elaboración propia

2.4.1.4. Ventajas y desventajas

Como todo proceso la modelización numérica presenta muchas ventajas, pero también algunos inconvenientes. A continuación, se presentan algunas ventajas y desventajas asociadas a la modelización numérica:

Ventajas:

- Permite tratar y analizar problemas con geometría muy compleja y poco uniforme
- Permite considerar comportamientos complejos (plásticos, no lineales, etc.) y evolutivos (dependientes del tiempo).
- Admite la combinación de diferentes fenómenos dentro del mismo modelo

(térmico, mecánico, hidráulico, etc.).

- Tienen una gran capacidad de adaptación a las innovaciones tecnológicas. Y muchos de los programas de análisis numérico presentan una gran simplicidad de utilización (*user friendly*).

Desventajas:

- Algunos modelos pueden necesitar de importantes recursos y equipos informáticos.
- Pueden requerir de un importante esfuerzo de interpretación y validación de los resultados.
- Al presentar muchos de los programas de análisis numérico una gran simplicidad de utilización, ello puede ser un riesgo puesto que el ingeniero puede confiarse y no pensar ni reflexionar lo suficiente.

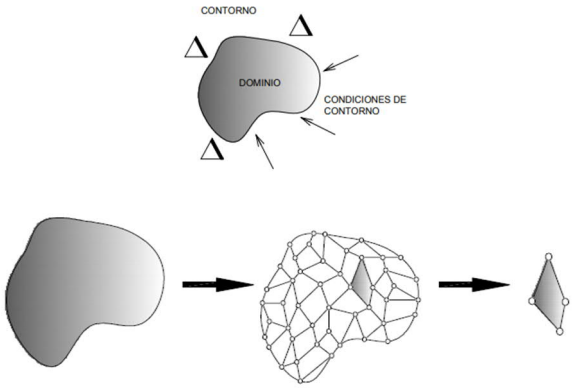
2.4.2. Método de los elementos finitos (MEF)

El método de los elementos finitos, en el ámbito de la Mecánica del Sólido Deformable, es el principal método de resolución de sistemas de ecuaciones en derivadas parciales.

La metodología de los elementos finitos consiste en dividir el dominio que constituye el objeto de análisis en pequeños subdominios de geometría sencilla denominados elementos finitos, en los que las propiedades del dominio pueden considerarse uniformes y por lo tanto se puede resolver en ellos el campo de desplazamientos, deformaciones y tensiones, atendiendo a la lógica de simplificación y aproximación como se muestra a continuación.

Figura 11

Esquema proceso de discretización



Nota. Obtenido de (Díaz & López, 2008)

En el método de los elementos finitos, el valor de las variables del problema se calcula en los nodos y, por medio de funciones de interpolación, denominadas funciones de forma, se obtienen los valores de las variables en el resto de los puntos de los elementos a partir de los valores en los nodos. Una vez se han obtenido las ecuaciones para la resolución de los campos de desplazamientos, tensional y de deformación en cada elemento (ecuaciones locales), estás se ensamblan para crear un sistema de ecuaciones globales cuya resolución permite determinar la respuesta global del modelo y sus campos de desplazamientos, deformaciones y tensiones.

2.4.2.1. Generalidades

Previo a conocer en detalle las etapas que comprende el método de los elementos finitos los conceptos de estado de deformación plana y de condiciones axisimétricas, son fundamentales en modelización numérica en geotecnia puesto que permiten representar en dos dimensiones (análisis numéricos 2D) multitud de problemas tridimensionales (3D) característicos de la ingeniería geotécnica, lo cual permite simplificar notablemente el estudio y análisis de estos casos (Bentley, 2023).

La configuración geométrica de problemas como el diseño de muros de contención de tierras, cimentaciones continuas, túneles y taludes presenta una dimensión mucho mayor a los otros métodos de modelado. A estas condiciones particulares se les puede tratar como una simplificación de estado de deformación plana ya que tanto el desplazamiento como la deformación en la "tercera dimensión" o "dimensión mayor" son consideradas nulas. En un estado de deformación plana los únicos desplazamientos y deformaciones no nulos se producen en las direcciones perpendiculares a la dirección mayor y que son independientes de esta dirección, el problema puede analizarse considerando simplemente una sección transversal plana (2D).

Por otro lado, las configuraciones geométricas como pozos circulares, una cimentación superficial circular o un pilote aislado presentan sección transversal radial uniforme. Debido a esto, estas geometrías pueden ser simplificadas por condiciones axisimétricas. Por lo tanto, las condiciones axisimétricas permiten analizar sobre un plano (2D) aquellos problemas tridimensionales (3D) en los que exista simetría rotacional (de rotación) respecto a un eje vertical.

Es importante mencionar este tipo de configuraciones de simplificación, puesto que existirán modelos tridimensionales que por las limitaciones del programa no podrán ser

representados en un modelo bidimensional (2D).

2.4.2.2. Etapas del método de los elementos finitos

A continuación, se describe el esquema general del método de los elementos finitos, que concierne las siguientes etapas.

- **Discretización:** Esta etapa implica el proceso de modelización de la geometría del problema mediante la combinación o ensamblaje de pequeñas regiones denominadas elementos finitos. Estos elementos tienen puntos particulares denominados nodos definidos en sus bordes o lados o en el interior del elemento
- **Aproximación de la variable principal:** Se debe escoger una variable principal (desplazamientos, tensiones, etc.) y determinar las reglas que establecen cómo varia esta variable principal en un elemento.
- **Ecuaciones de los elementos:** Esta etapa consiste en emplear el principio variacional adecuado (trabajos virtuales o mínima energía potencial) para establecer las ecuaciones de los elementos. En este punto, conviene indicar que cada elemento del modelo de elementos finitos tiene su sistema de referencia local y propio
- **Ecuaciones globales:** Esta etapa consiste en combinar las ecuaciones de los elementos para formar las ecuaciones globales del modelo en elementos finitos. Antes de combinar las ecuaciones de los elementos, es necesario transformarlas o reescribirlas en función de los ejes globales del modelo en el caso de que los ejes locales del elemento no coincidan con los ejes globales del modelo.
- **Condiciones de contorno:** Esta etapa implica la formulación de las condiciones de contorno. En este punto se consideran las cargas y desplazamientos aplicadas en los contornos del modelo que terminan de definir el dominio del problema por completo y que afectan los vectores de fuerzas y desplazamientos nodales respectivamente.
- **Resolución del sistema de ecuaciones globales:** Las ecuaciones globales del modelo se organizan de forma matricial como un sistema de ecuaciones simultáneas. Estas ecuaciones se resuelven numéricamente, empleando diferentes técnicas, para obtener los desplazamientos en los nodos de los elementos.

2.4.3. Estructura Plaxis 2D

2.4.3.1. Modelos constitutivos Plaxis 2D

En esta sección, se presentan los diferentes modelos constitutivos más empleados que se encuentran disponibles en Plaxis 2D (Bentley, 2023).

- **Modelo elástico lineal:** Modelo basado en la teoría de la elasticidad y las ecuaciones generalizadas de Hooke para elasticidad isótropa. Este modelo destaca por su sencillez, su facilidad de implementación numérica, con tiempos de cálculo muy rápidos y poco uso de recursos. Se emplea fundamentalmente para simular comportamiento de estructuras macizas de hormigón. Su principal inconveniente es que no permite capturar ni considerar los principales aspectos del comportamiento del terreno, entre los que destaca su comportamiento altamente no lineal y la aparición de deformaciones irreversibles.
- **Modelo Mohr-Coulomb:** Modelo elastoplástico perfecto definido por 5 parámetros: módulo de Young, coeficiente de Poisson, ángulo de rozamiento, cohesión y ángulo de dilatancia. Es un modelo que, como el modelo elástico, destaca por su sencillez y facilidad de implementación en programas de cálculo numérico. Aunque es uno de los modelos más empleados en geotecnia, no permite capturar muchos de los aspectos fundamentales del comportamiento del terreno, por lo que se recomienda su empleo para los cálculos preliminares o iniciales.
- **Modelo Hardening Soil:** Es uno de los modelos avanzados más empleados para simular el comportamiento de los suelos. Su criterio de plastificación es el mismo que el de Mohr-Coulomb, y permite considerar la variación de la rigidez con el nivel tensional, por lo que permite llevar a cabo cálculos de desplazamientos más precisos
- **Modelo Hardening Soil Small Strain:** Es una modificación del modelo Hardening Soil. Permite considerar la variación de la rigidez con el nivel tensional y con el nivel de deformaciones, por lo que permite llevar a cabo cálculos de desplazamientos más precisos que con el modelo Hardening Soil.
- **Modelo Hoek-Brown:** Es un modelo que debe emplearse para simular el comportamiento de macizos rocosos como si se tratase de un medio continuo (no es válido para suelos). Por tanto, no resulta adecuado para considerar macizos

rocosos con una fracturación muy acusada, que responden más a un comportamiento discontinuo que continuo.

2.4.3.2. Comportamiento de drenaje del terreno en Plaxis 2D

Por comportamiento de drenaje, se hace referencia a la forma en la que interactúa el agua con el esqueleto del terreno, que está formado por sus partículas sólidas. Es muy importante tener en cuenta que, por esqueleto del terreno, se considera no sólo los elementos sólidos (granos o partículas) que lo componen, sino también la forma en la que están organizados esos granos y los huecos o poros que hay entre ellos.

Puesto que las presiones de poro influyen de forma muy significativa en el comportamiento y respuesta de deformación del terreno, Plaxis 2D permite un total de cinco comportamientos de drenaje que se describen en detalle a continuación.

2.4.3.2.1. Comportamiento no poroso (Non-Porous)

Si se considera el tipo de comportamiento de drenaje no poroso (non porous), el material en cuestión estará siempre completamente seco, aunque se encuentre por debajo del nivel freático. En él no podrán generarse ni presiones intersticiales (de poro) iniciales ni sobrepresiones intersticiales debidas a las acciones de carga y descarga.

2.4.3.2.2. Comportamiento Drenado (Drained)

En el caso del comportamiento drenado (*Drained*), no pueden generarse sobrepresiones intersticiales (*excess pore pressures*) en el material debido a los procesos de carga y/o descarga. Para su correcta aplicación, se debe considerar los siguientes supuestos:

- Suelos secos (sin presencia de agua)
- Elevada permeabilidad
- Velocidad de carga lenta
- No es necesario considerar la situación de corto plazo

En el caso del comportamiento de drenaje de tipo drenado (*Drained*), tanto los parámetros de rigidez como los parámetros de resistencia introducirse en valores efectivos.

2.4.3.2.3. Comportamiento no drenado (Undrained)

Cuando el terreno está saturado (poros completamente rellenos de agua) y su comportamiento es no drenado (undrained) o de corto plazo no hay movimiento inicial del agua a través de los poros del terreno, por lo que un proceso de carga o descarga generará sobrepresiones intersticiales (cambios en el nivel de presiones de poro). El comportamiento no drenado se considera cuando existen las siguientes situaciones:

- Baja permeabilidad
- Velocidad de carga rápida
- Es necesario considerar la situación de corto plazo

Dentro de los comportamientos no drenados se pueden tener tanto en tensiones efectivas y totales.

- **Comportamiento no drenado tipo A – Undrained A:** el comportamiento no drenado o de corto plazo del terreno se tiene en cuenta mediante un enfoque en tensiones efectivas con las siguientes características
    - Parámetros de rigidez y de resistencia efectivos.
    - Se pueden analizar y determinar los cambios en las presiones de poro debido a los procesos de carga y descarga.
    - Al cálculo del comportamiento no drenado o a corto plazo puede seguirle un cálculo de consolidación.
    - El valor de s_u es una consecuencia del modelo y no un dato de entrada o inicial.
- **Comportamiento no drenado tipo B – Undrained B:** el comportamiento no drenado o de corto plazo del terreno se tiene en cuenta mediante un enfoque en tensiones efectivas con las siguientes características:
    - Se consideran parámetros de rigidez efectivos y parámetros de resistencia en totales o no drenados.
    - Se pueden analizar y determinar los cambios en las presiones de poro debido a los procesos de carga y descarga.
    - Al cálculo del comportamiento no drenado o a corto plazo no puede seguirle un cálculo de consolidación.

- El valor de s_u es un dato de entrada y no una consecuencia o resultado del modelo.

- **Comportamiento no drenado en tensiones totales – Undrained C:** Para llevar a cabo el análisis del comportamiento no drenado o de corto plazo mediante un enfoque en tensiones totales se consideran los siguientes aspectos.
  - Se consideran parámetros totales
  - Las presiones de agua no se consideran explícitamente, por lo que este cálculo no puede ir acompañado de un cálculo de consolidación posterior
  - La resistencia al corte sin drenaje es un parámetro o dato de entrada en el modelo

3. CAPÍTULO III: PERFIL GEÓTECNICO – DEFINICIÓN DE PARÁMETROS

3.1. Descripción sedimentos volcánicos (Cangahuas)

Se puede definir a la cangahua como una ceniza volcánica que con el paso del tiempo se ha consolidado dando lugar a una roca blanda, la cual está constituido esencialmente por silicatos (cuarzo, feldespato, etc.), carbonato de calcio (procedente de roca caliza, dolomía, etc.), finísimos detritos orgánicos y minerales del grupo de las arcillas. Estos suelos volcánicos endurecidos, llamados cangahua, se formaron por el depósito, la re-movilización, la meteorización y el endurecimiento de materiales lanzados por erupciones a lo largo del arco volcánico (Zebrowsky, 2019).

Dentro de la Ciudad de Quito, producto de los eventos glaciales y de la actividad volcánica durante el cuaternario, se posee un suelo complejo en el cual se encuentran combinadas características tanto de suelos cohesivos como granulares. La cangahua es un material de coloración café, ligeramente amarillenta, con gravas de pómez y arenas limosas con baja plasticidad.

3.1.1. Geología local

En el área Metropolitana de Quito afloran principalmente rocas de origen volcánico que corresponden a lavas, depósitos de avalancha, caídas de ceniza y sedimentos volcánicos. Así también, rocas detríticas producto de la erosión por parte de importantes sistemas de quebradas, que retrabajaron y trasportaron rocas volcánicas antiguas y las depositaron en la parte central de la cuenca de Quito.

En la parte norte del Ecuador se encuentran en el denominado bloque Nor-andino y se distinguen claramente dos cordilleras paralelas: la Occidental y la Oriental (Real), separadas por la depresión interandina.

La geología de la Cordillera Occidental desarrollada durante el cretáceo está caracterizada por extensos complejos volcánicos de tipo básico hasta intermedio, donde predominan las diabasas (roca ígnea intrusiva de granulado fino a medio, de color gris oscuro o negro) y las tobas fuertemente endurecidas, de estratificación indefinida (González, 2003).

De acuerdo con Wolf (1982) la Cordillera Real está formada por dos cinturones sub-lineares alargados con rocas metamórficas de Paleozoico-Cretácico Inferior cubiertas por

depósitos volcánicos del Cenozoico, estas rocas han sido afectadas por un sinnúmero de eventos magmáticos y tectónicos desde el Mesozoico hasta el cuaternario; y está subdividida en cinco unidades que están separadas por fallas regionales.

Estas formaciones como se mencionó anteriormente han sido afectadas por un sin número de agentes geológicos en especial por movimientos epirogénicos verticales originados en los Andes, por lo que, como consecuencia representa una gran complejidad realizar la cronoestratigrafía de los sedimentos de estos depósitos.

3.2. Perfil estratigráfico

Para el presente trabajo investigativo se ha definido 8 zonas en función de la información obtenida en las distintas perforaciones estudiadas por la PUCE, el Metro de Quito, el EPMAPS, entre otros. Para la definición de cada zona primeramente se ubicaron geográficamente las perforaciones obtenidas con lo cual se procedió a realizar una primera zonificación básica en las regiones en donde estaba disponible suficiente información para su caracterización. Posteriormente, se procedió a definir las propiedades promedias de 1os suelos obtenidos de las perforaciones cuando estas tenían la clasificación SUCS del suelo y el N del SPT en un rango similar. De esta manera se presenta las distintas zonas de suelos de Quito, que se utilizarán para la modelación numérica y analítica de las cimentaciones superficiales.

Es importante mencionar que las propiedades de 1os suelos descritas para cada zona, son promediadas y que la clasificación SUCS pertenece al símbolo predominante en ese estrato, lo que no implica que no puede existir otro tipo de suelo en dicho estrato. De igual manera, cabe recalcar que los resultados obtenidos de la presente investigación no eximen de realizar estudios geotécnicos para un proyecto en particular ya que las propiedades físicas y mecánicas de los suelos en la ciudad de Quito son altamente cambiantes.

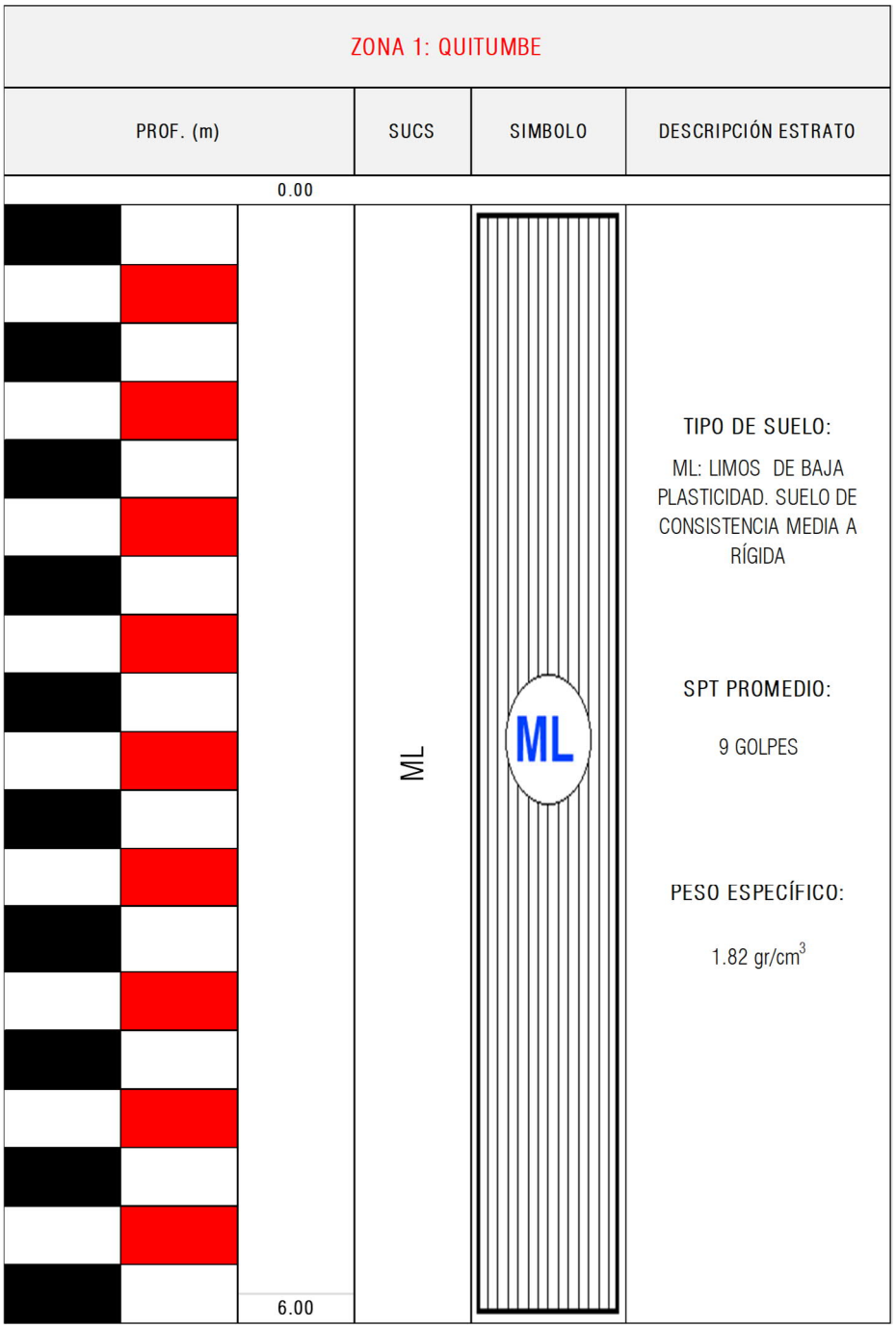
Cada zona tiene su propia columna representativa de suelo, en donde se incluyen los valores promedios calculados para un estrato homogéneo de 6 m de profundidad, el numero N del SPT, el peso específico y la clasificación SUCS promedio.

A continuación, se esquematiza las diferentes columnas de suelo de la zonificación de la ciudad, propuesta para la presente investigación.

3.2.1. Zona 1: Quitumbe

Figura 12

Perfil estratigráfico zona 1: Quitumbe

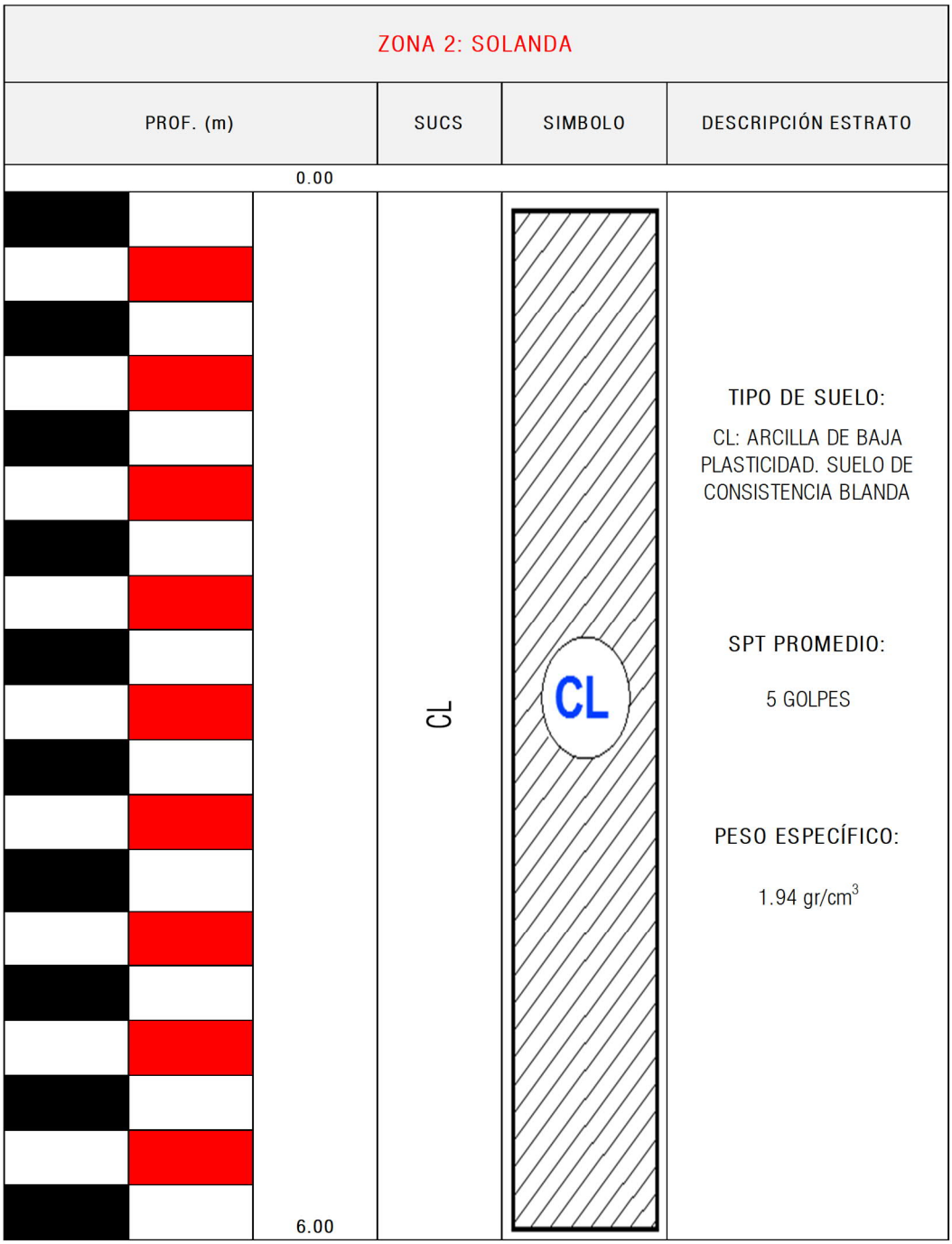


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.2. Zona 2: Solanda

Figura 13

Perfil estratigráfico zona 2: Solanda

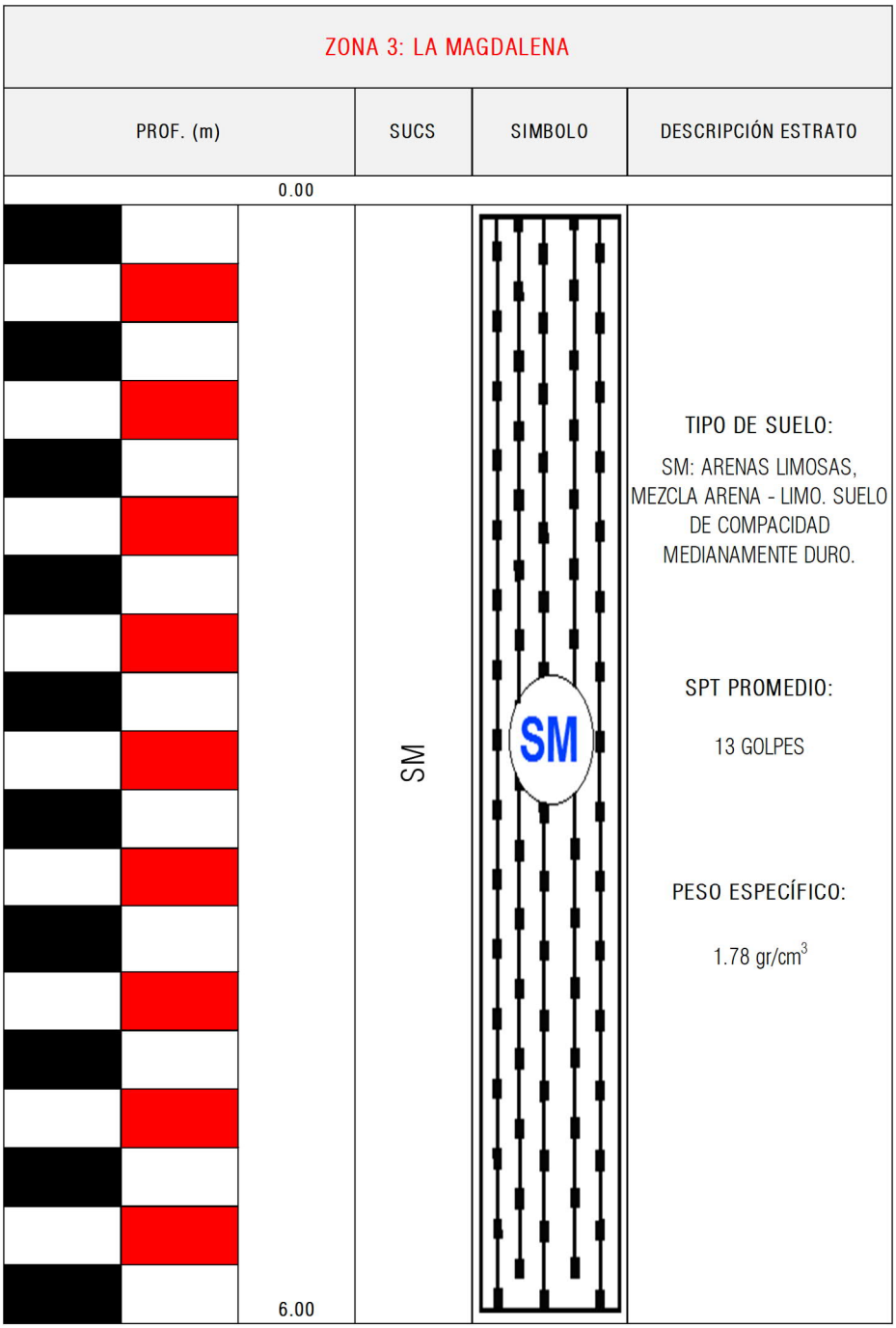


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.3. Zona 3: La Magdalena

Figura 14

Perfil estratigráfico zona 3: La Magdalena

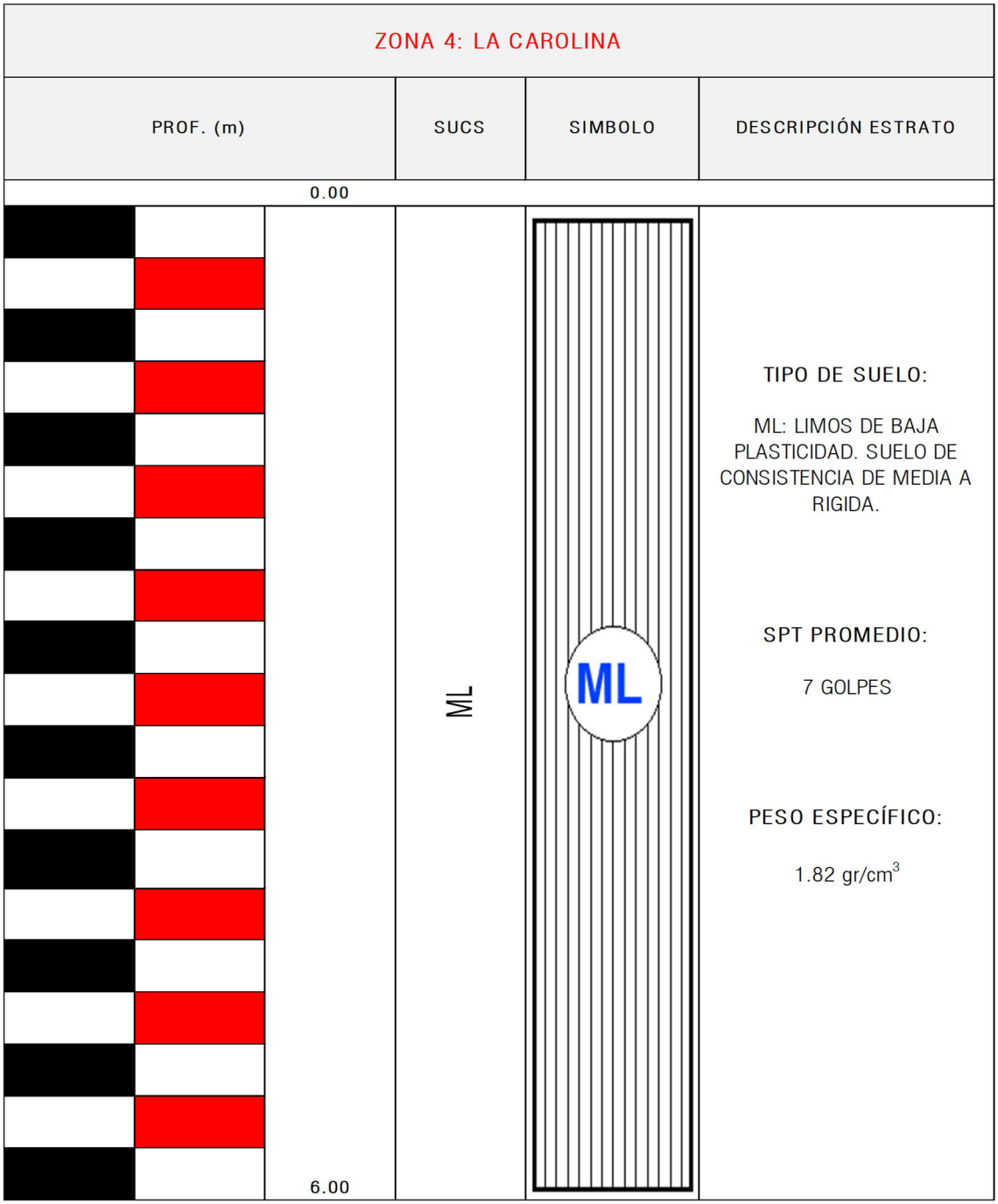


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.4. Zona 4: La Carolina

Figura 15

Perfil estratigráfico zona 4: La Carolina

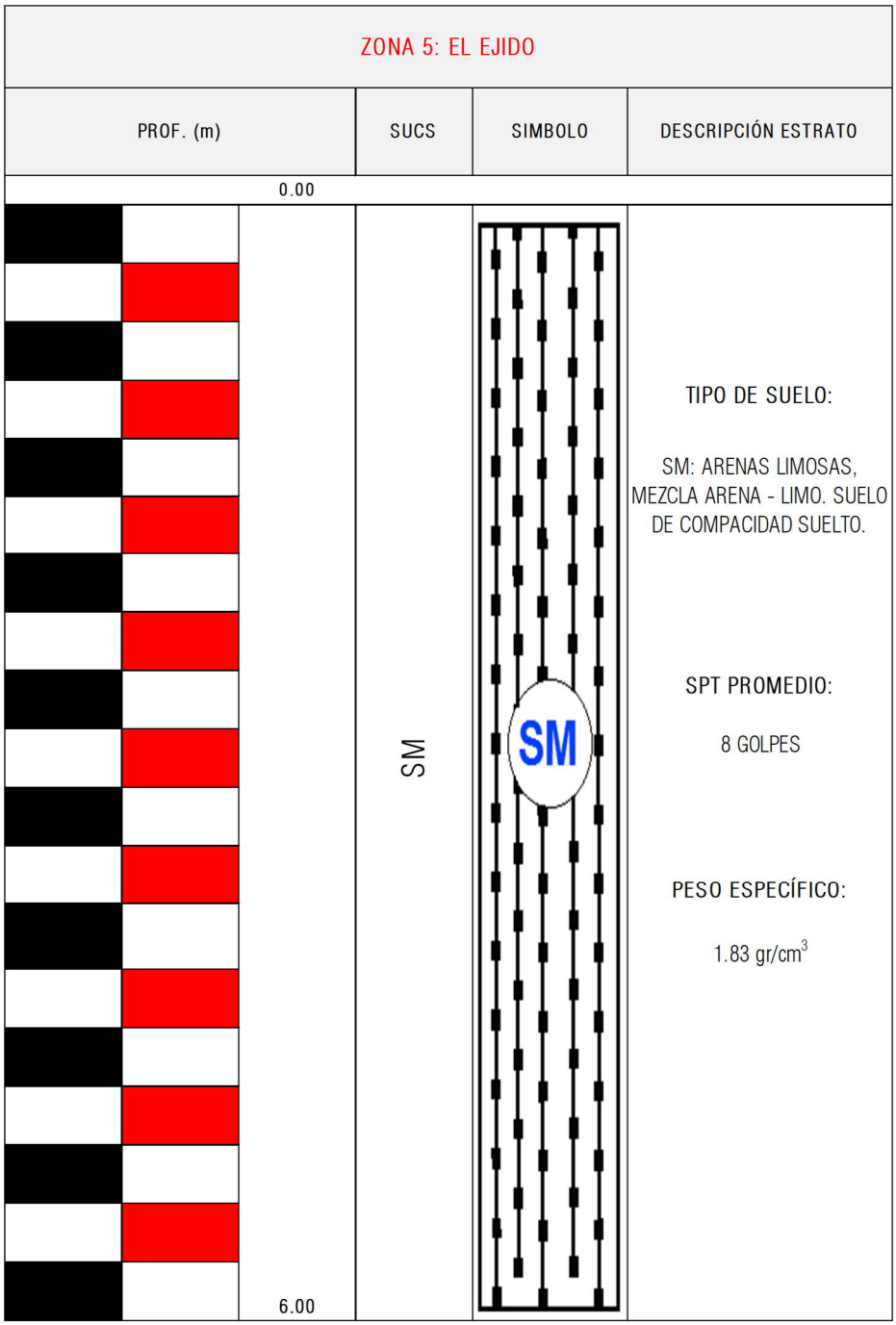


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.5. Zona 5: El Ejido

Figura 16

Perfil estratigráfico zona 5: El Ejido

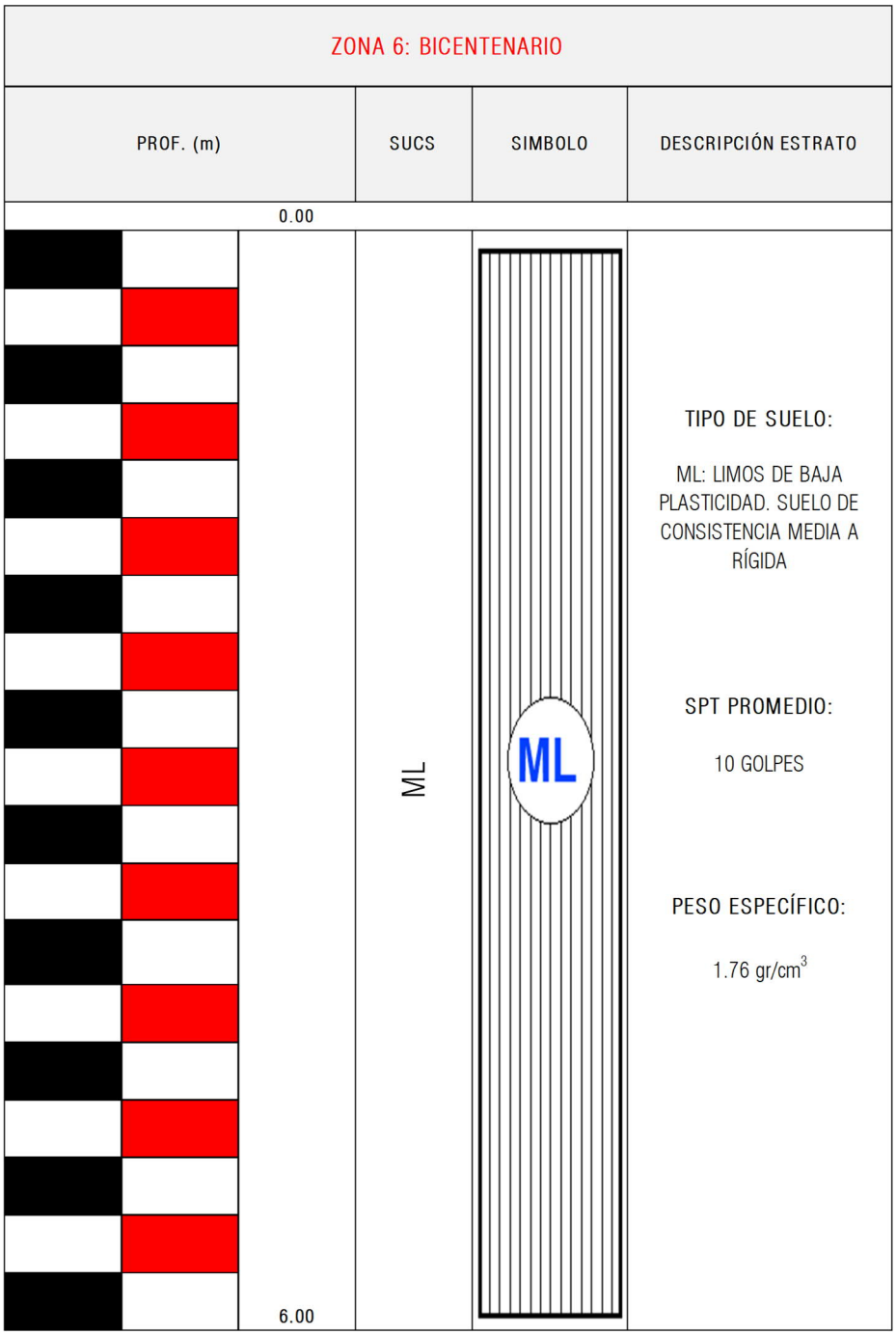


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.6. Zona 6: Bicentenario

Figura 17

Perfil estratigráfico zona 6: Bicentenario

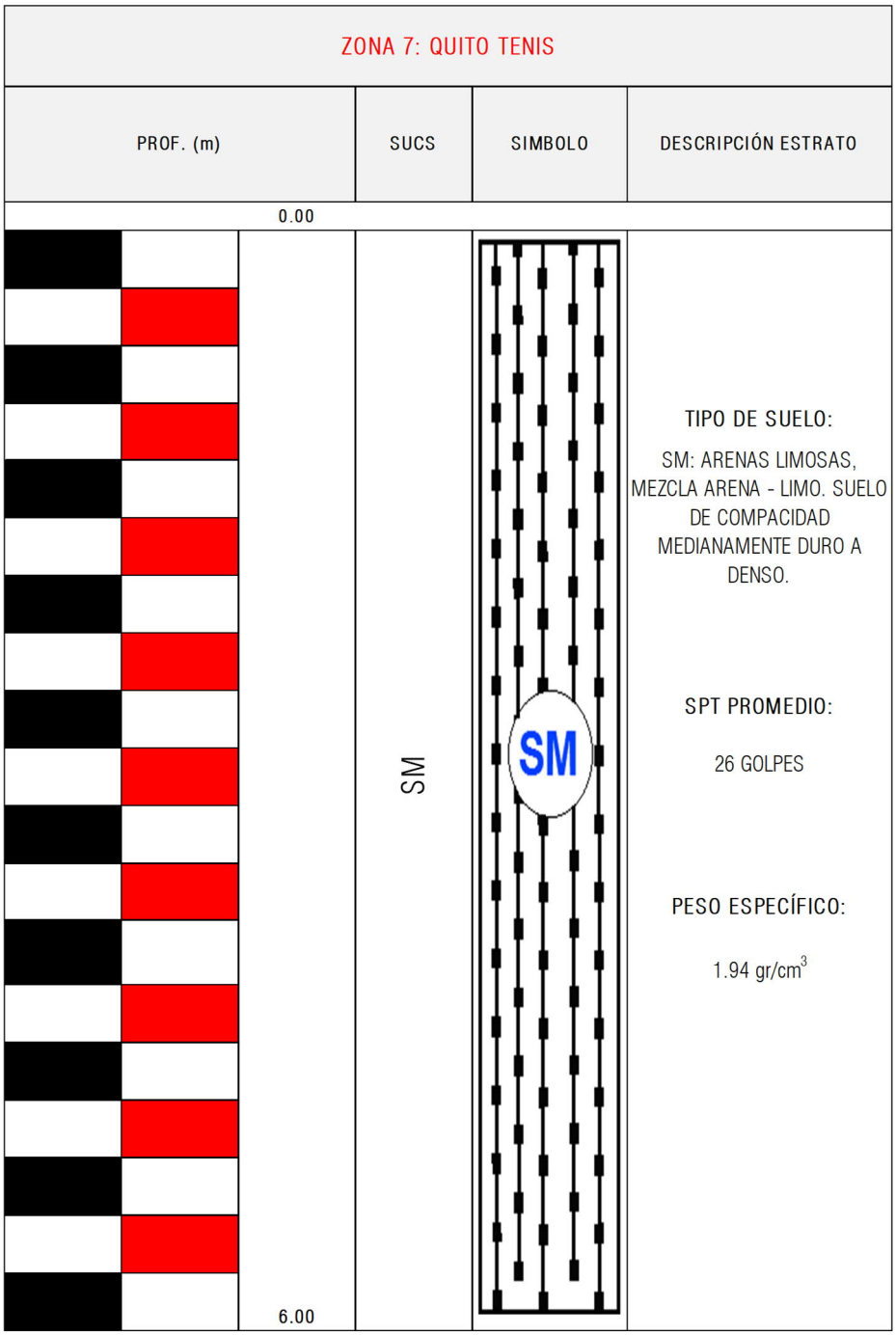


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.7. Zona 7: Quito Tenis

Figura 18

Perfil estratigráfico zona 7: Quito Tenis

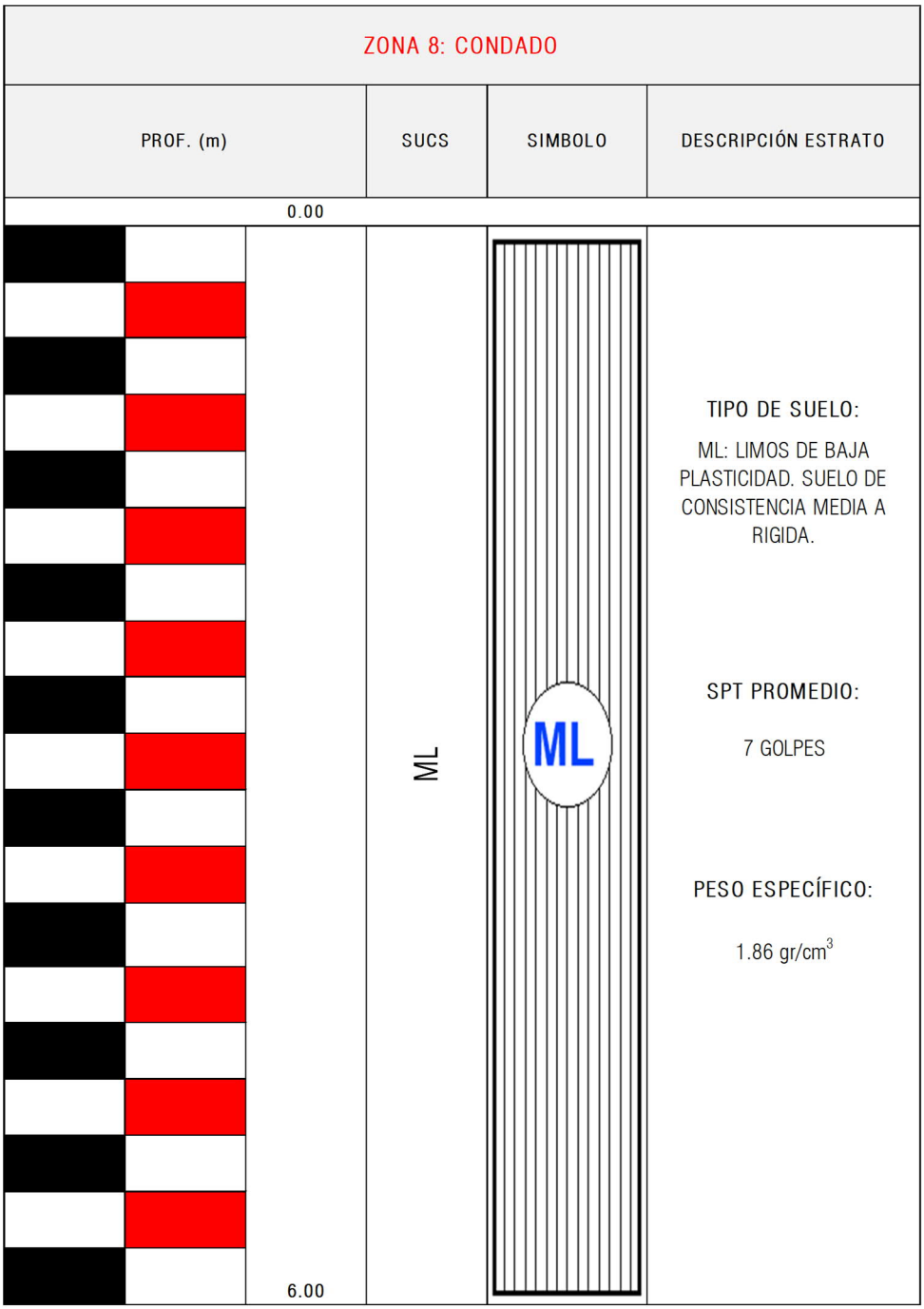


Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.2.8. Zona 8: Condado

Figura 19

Perfil estratigráfico zona 8: Condado



Nota. Los datos de las perforaciones y el SPT promedio fueron obtenidos a través del análisis de diversos ensayos realizados en los suelos de Quito, llevados a cabo por el Metro de Quito (2018); Avilés (2013); Flor (2016) y laboratorios de la PUCE.

3.3. Parámetros del suelo

Una vez conocidos los perfiles de cada una de las zonas caracterizadas, se calculan mediante correlaciones los parámetros geotécnicos que nos van a permitir modelar tanto analíticamente como numéricamente el suelo con su cimentación.

Para el cálculo de capacidad portante y asentamientos mediante las metodologías propuestas es necesario conocer los siguientes parámetros:

- Peso específico
- Módulo de elasticidad
- Módulo de Poisson
- Ángulo de fricción interna (suelos granulares)
- Cohesión (suelos cohesivos)

A continuación, se presenta los parámetros geotécnicos de las zonas propuestas en la ciudad de Quito, para el desarrollo de la investigación.

3.3.1. Zona 1: Quitumbe

Figura 20

Parámetros geotécnicos Zona 1: Quitumbe

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT				
$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$				
SUELO	ML			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	9.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	6.00	

γ =	1.90	gr/cm3	Peso específico
Ø =	-	°	Ángulo de fricción
C =	30.00	kPa	Cohesión
E =	7.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.30		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.2. Zona 2: Solanda

Figura 21

Parámetros geotécnicos Zona 2: Solanda

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT				
$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$				
SUELO	CL			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	5.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	3.00	

γ =	1.94	gr/cm3	Peso específico
Ø =	-	°	Ángulo de fricción
C =	17.00	kPa	Cohesión
E =	5.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.35		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.3. Zona 3: La Magdalena

Figura 22

Parámetros geotécnicos Zona 3: La Magdalena

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT

$$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$$

SUELO	SM			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	13.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	9.00	

γ =	1.78	gr/cm3	Peso específico
Ø =	30.00	°	Ángulo de fricción
C =	-	kPa	Cohesión
E =	13.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.20		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.4. Zona 4: La Carolina

Figura 23

Parámetros geotécnicos Zona 4: La Carolina

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT

$$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$$

SUELO	ML			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	7.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	5.00	

γ =	1.82	gr/cm3	Peso específico
Ø =	-	°	Ángulo de fricción
C =	26.00	kPa	Cohesión
E =	6.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.30		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.5. Zona 5: El Ejido

Figura 24

Parámetros geotécnicos Zona 5: El Ejido

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT				
$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$				
SUELO	SM			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	8.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	6.00	

γ =	1.83	gr/cm3	Peso específico
Ø =	29.00	°	Ángulo de fricción
C =	-	kPa	Cohesión
E =	10.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.20		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.6. Zona 6: Bicentenario

Figura 25

Parámetros geotécnicos Zona 6: Bicentenario

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT				
N60 = Ncampo*Ce*Cr*Cb*Cs				
SUELO	ML			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	10.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	7.00	

γ =	1.76	gr/cm3	Peso específico
Ø =	-	°	Ángulo de fricción
C =	33.00	kPa	Cohesión
E =	8.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.30		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.7. Zona 7: Quito Tenis

Figura 26

Parámetros geotécnicos Zona 7: Quito Tenis

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT

$$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$$

SUELO	SM			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	26.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	18.00	

γ =	1.94	gr/cm3	Peso específico
Ø =	34.00	°	Ángulo de fricción
C =	-	kPa	Cohesión
E =	20.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.35		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.3.8. Zona 8: Condado

Figura 27

Parámetros geotécnicos Zona 8: Condado

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS MEDIANTE EL ENSAYO SPT

$$N_{60} = N_{campo} * C_e * C_r * C_b * C_s$$

SUELO	ML			
d:	Diámetro de perforación	d:	75.00	mm
Prof:	Profundidad (m)	Prof:	6.00	m
Alt:	Altura de cabezal	Alt:	1.75	m
P:	Pérdida de energía	P:	55.00	%
ER:	Eficiencia	ER:	45.00	%
Ce:	Correlacion por energia	Ce:	0.75	
Lb:	Longitud de barra calculado	Lb:	7.75	
Cr:	Correlación por longitud corta de barras	Cr:	0.93	
Cb:	Correlación por diámetro de perforación	Cb:	1.00	
Cs:	Correlación por muestreador estándar	Cs:	1.00	
Me	Muestreador	Me	1.00	estándar
Ncampo:	Número de golpes en campo	Ncampo:	7.00	
N60:	Resistencia de penetracion estandar	N60:	5.00	

γ =	1.86	gr/cm3	Peso específico
Ø =	-	°	Ángulo de fricción
C =	26.00	kPa	Cohesión
E =	6.00	MPa	Módulo de Elasticidad
v =	0.30		Coeficiente de Poisson

Nota. Los datos calculados para los valores como el ángulo de fricción, la cohesión, el módulo de elasticidad y el coeficiente de Poisson fueron obtenidos a través de diversas tablas presentadas en la bibliografía desarrollada por Bowles (1958); Jaramillo (2008); el Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019); Rogers (2006); Das (2015); y Badillo (1973).

3.4. Carga estructural

Para poder estimar los asentamientos, roturas y desempeños en cada una de las zonas, se procede de definir la carga aplicada de una estructura de distintos pisos, con lo cual mediante pre-dimensionamiento se definió las selecciones de los elementos estructurales y no estructurales en base al siguiente detalle:

Tabla 4

Secciones adoptadas de elementos estructurales y no estructurales para la estimación de carga aplicada

ELEMENTO	DIM [cm]
COLUMNAS	30x30
VIGAS	20x30
LOSA ALIV	20
NERVIOS	10X15
CAP COMP	5
MASILLADO	1.5
ENLUCIDO	1.5
MAMPOSTERIA	20

Nota. Elaboración propia

Para el cálculo de la estructura es fundamental definir las constantes de pesos específicos para los distintos tipos de elementos con las que se va a realizar los calculo, para lo cual se presenta en el siguiente cuadro:

Tabla 5

Constantes de pesos para estimación de carga estructural

TIPO DE ELEMENTO	CONSTANTE	
PESO MAMPOSTERIA	0.1	T/m^2
PESO ESP. HORMIGON SIMPL.	2.1	T/m^3
PESO ESP. MORTERO	1.8	T/m^3
PESO ESP. HORMIGON ARM.	2.4	T/m^3

Nota. Elaboración propia

Una vez definidas las secciones se procede a calcular el preso propio de la estructura correspondiente a la carga muerta y adicionalmente carga viva definida por normativa (NEC-15) para una estructura de distintos pisos. La edificación se contempla de luz entre columnas de 4 m y altura de entrepiso de 3m, para el cálculo se procede a estimar la carga que transmite una columna desde la superestructura a la subestructura mediante su área cooperante para diferentes niveles de edificación como se muestra en los siguientes cuadros:

Tabla 6

Carga transmitida en una columna central por piso

ELEMENTO	DIM [cm]	AREA [m^2] / VOLUMEN [m^3]	LONG [m] / ESPESOR [m]	PESO [T]
COLUMNAS	30x30	0.09	3	0.65
VIGAS	20x30	0.06	2	1.15
LOSA ALIV	20			4.86
NERVIOS	10X15	0.864		2.07
CAP COMP	5	16	0.05	1.92
MASILLADO	1.5	16	0.015	0.43
ENLUCIDO	1.5	16	0.015	0.43
MAMPOSTERIA	20	16		1.60
			PESO TOTAL POR PISO	8.26

Nota. Elaboración propia

Tabla 7

Carga transmitida de una columna para estructuras de distintos pisos

			CM+CV	
	CM	**CV**	**[T]**	**[KN]**
VIVIENDA 1 PISO	8.26	3.84	12.10	118.68
VIVIENDA 2 PISOS	16.52	7.68	24.20	237.35
VIVIENDA 3 PISOS	24.77	11.52	36.29	356.03
VIVIENDA 4 PISOS	33.03	15.36	48.39	474.71
VIVIENDA 5 PISOS	41.29	19.20	60.49	593.39

Nota. Elaboración propia

Tabla 8

Esfuerzo aplicado (Qap) de los distintos niveles de estructura para varios anchos de cimentación

	ANCHO B [m]		
	1	1.5	2
VIVIENDA 1 PISO [KN/m2]	29.67	19.78	14.83
VIVIENDA 2 PISOS [KN/m2]	59.34	39.56	29.67
VIVIENDA 3 PISOS [KN/m2]	89.01	59.34	44.50
VIVIENDA 4 PISOS [KN/m2]	118.68	79.12	59.34
VIVIENDA 5 PISOS [KN/m2]	148.35	98.90	74.17

Nota. Elaboración propia

4. CAPÍTULO IV: DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

Dentro de este capítulo IV se desarrollan todos los cálculos de capacidad de carga y asentamientos para cada una de las zonas. Dentro del cual, se varía el ancho de cimentación y la profundidad de desplante de la fundación variando en un rango de 1 a 2 y de 1 a 1.5 respectivamente para cada zona.

Para el entendimiento de esta sección, se ha presentado el Anexo D en el que se describe el procedimiento de cálculo por métodos analíticos y el modelamiento numérico en Plaxis 2D de uno de los casos desarrollados en el capítulo IV, el cual se repite para cada caso particular.

4.1. Estado límite de falla: Capacidad de Carga

A continuación, se presentan las tablas de valores resumidos de la capacidad portante (Q_u) obtenidos de las 8 zonas definidas en la ciudad de Quito. Dentro de los cuales se varía los parámetros que influyen en el cálculo con el objetivo de conocer la sensibilidad de los métodos tanto analíticos como lo que se obtienen mediante el uso del software Plaxis 2D.

4.1.1. Zona 1: Quitumbe

Tabla 9

Resumen de resultados de capacidad última Zona: Quitumbe

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	203.70	234.55	234.55	189.97	215.69	211.20
1.5	1	193.41	213.98	213.98	189.97	202.84	188.80
2	1	188.27	203.70	203.70	189.97	196.41	178.00
1	1.5	228.42	242.79	242.79	199.27	228.32	225.10
1.5	1.5	213.00	243.85	243.85	199.27	224.99	204.60
2	1.5	205.28	228.42	228.42	199.27	215.35	196.40

Nota. Elaboración propia

4.1.2. Zona 2: Solanda

Tabla 10

Resumen de resultados de capacidad última Zona: Solanda

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	123.89	141.37	141.37	116.11	130.68	124.30
1.5	1	118.06	129.72	129.72	116.11	123.40	109.90
2	1	115.15	123.89	123.89	116.11	119.76	102.70
1	1.5	142.13	150.27	150.27	125.61	142.07	137.40
1.5	1.5	133.39	150.87	150.87	125.61	140.18	123.00
2	1.5	129.02	142.13	142.13	125.61	134.72	115.50

Nota. Elaboración propia

4.1.3. Zona 3: La Magdalena

Tabla 11

Resumen de resultados de capacidad última Zona: La Magdalena

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	538.64	611.00	546.84	629.97	581.61	628.00
1.5	1	588.59	678.02	581.78	748.46	649.21	700.00
2	1	647.84	760.54	632.22	866.95	726.89	740.00
1	1.5	781.24	816.09	751.93	826.46	793.93	905.00
1.5	1.5	807.95	916.50	820.26	944.95	872.42	935.00
2	1.5	855.59	979.65	851.33	1063.44	937.50	1006.00

Nota. Elaboración propia

4.1.4. Zona 4: La Carolina

Tabla 12

Resumen de resultados de capacidad última Zona: La Carolina

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	178.22	204.95	204.95	166.32	188.61	190.50
1.5	1	169.31	187.13	187.13	166.32	177.47	176.30
2	1	164.85	178.22	178.22	166.32	171.90	167.50
1	1.5	200.49	212.93	212.93	175.22	200.39	212.00
1.5	1.5	187.12	213.85	213.85	175.22	197.51	196.00
2	1.5	180.43	200.49	200.49	175.22	189.16	185.00

Nota. Elaboración propia

4.1.5. Zona 5: El Ejido

Tabla 13

Resumen de resultados de capacidad última Zona: El Ejido

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	485.58	557.11	498.64	569.00	527.58	576.00
1.5	1	528.39	615.10	527.39	673.67	586.14	641.20
2	1	579.58	687.61	570.66	778.34	654.05	681.00
1	1.5	706.49	746.40	687.92	748.83	722.41	839.00
1.5	1.5	728.37	835.67	747.95	853.50	791.37	865.00
2	1.5	769.09	890.03	773.08	958.17	847.59	930.00

Nota. Elaboración propia

4.1.6. Zona 6: Bicentenario

Tabla 14

Resumen de resultados de capacidad última Zona: Bicentenario

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	220.81	254.74	254.74	205.71	234.00	237.00
1.5	1	209.50	232.12	232.12	205.71	219.86	220.00
2	1	203.84	220.81	220.81	205.71	212.79	210.00
1	1.5	246.37	262.17	262.17	214.31	246.26	260.50
1.5	1.5	229.41	263.34	263.34	214.31	242.60	242.00
2	1.5	220.92	246.37	246.37	214.31	232.00	229.50

Nota. Elaboración propia

4.1.7. Zona 7: Quito Tenis

Tabla 15

Resumen de resultados de capacidad última Zona: Quito Tenis

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	1016.09	1096.09	979.34	1174.22	1066.43	1108.00
1.5	1	1128.96	1242.26	1067.14	1414.54	1213.23	1145.00
2	1	1259.37	1412.88	1179.38	1654.86	1376.62	1220.00
1	1.5	1455.09	1445.29	1328.54	1521.01	1437.48	1542.00
1.5	1.5	1524.13	1644.13	1469.00	1761.33	1599.65	1620.00
2	1.5	1632.62	1784.20	1550.70	2001.65	1742.29	1700.00

Nota. Elaboración propia

4.1.8. Zona 8: Condado

Tabla 16

Resumen de resultados de capacidad última Zona: Condado

B	Df	Q ult ANALITICO					Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PROMEDIO	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	178.72	205.45	205.45	166.82	189.11	191.00
1.5	1	169.81	187.63	187.63	166.82	177.97	176.00
2	1	165.35	178.72	178.72	166.82	172.40	168.00
1	1.5	201.24	213.68	213.68	175.97	201.14	212.00
1.5	1.5	187.87	214.60	214.60	175.97	198.26	196.00
2	1.5	181.18	201.24	201.24	175.97	189.91	185.00

Nota. Elaboración propia

4.2. Estado límite de servicio: Asentamientos

Para el cálculo de asentamientos se sometió a cada una de las zonas a distintos estados de carga. La carga aplicada de la estructura (número de piso) se definió en función de la capacidad portante de cada zona, con el propósito de que la carga que transmite la estructura sea menor a la capacidad portante de la zona con un factor de seguridad mayor o igual 3, como dicta la normativa ecuatoriana de la construcción NEC. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de cada una de las zonas.

4.2.1. Zona 1: Quitumbe

Tabla 17

Resumen de resultados de asentamientos Zona: Quitumbe

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
2	1	1	59.34	71.90	11.60	9.52	10.01	10.37	10.37
	1.5	1	39.56	67.61	10.24	7.30	9.14	8.90	9.19
	2	1	29.67	65.47	8.03	6.27	8.29	7.53	7.48
	1	1.5	59.34	76.11	10.31	7.93	8.97	9.07	9.07
	1.5	1.5	39.56	75.00	8.56	6.57	8.08	7.74	8.07
	2	1.5	29.67	71.78	6.14	5.82	7.39	6.45	6.64

Nota. Elaboración propia

4.2.2. Zona 2: Solanda

Tabla 18

Resumen de resultados de asentamientos Zona: Solanda

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
1	1	1	29.67	43.56	6.18	8.56	6.82	7.19	8.99
	1.5	1	19.78	41.13	4.66	6.57	6.17	5.80	8.18
	2	1	14.83	39.92	2.84	5.64	5.55	4.68	7.46
	1	1.5	29.67	47.36	4.65	7.14	6.12	5.97	8.41
	1.5	1.5	19.78	46.73	2.48	5.92	5.47	4.62	7.65
	2	1.5	14.83	44.91	0.31	5.24	4.96	3.50	7.01

Nota. Elaboración propia

4.2.3. Zona 3: La Magdalena

Tabla 19

Resumen de resultados de asentamientos Zona: La Magdalena

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
3	1	1	89.01	168.64	10.51	9.88	8.37	9.58	17.64
	1.5	1	59.34	177.80	9.57	7.58	7.76	8.31	11.92
	2	1	44.50	193.34	7.82	6.51	7.12	7.15	9.14
	1	1.5	89.01	232.74	9.70	8.23	7.48	8.47	13.76
	1.5	1.5	59.34	252.96	8.61	6.83	6.83	7.42	9.52
	2	1.5	44.50	260.52	6.79	6.05	6.33	6.39	7.38

Nota. Elaboración propia

4.2.4. Zona 4: La Carolina

Tabla 20

Resumen de resultados de asentamientos Zona: La Carolina

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
2	1	1	59.34	62.87	13.69	12.23	11.68	12.54	12.51
	1.5	1	39.56	59.16	12.15	9.39	10.66	10.73	11.11
	2	1	29.67	57.30	9.58	8.06	9.68	9.11	10.04
	1	1.5	59.34	66.80	12.24	10.20	10.47	10.97	11.01
	1.5	1.5	39.56	65.84	10.25	8.45	9.43	9.38	9.83
	2	1.5	29.67	63.05	7.46	7.49	8.63	7.86	8.97

Nota. Elaboración propia

4.2.5. Zona 5: El Ejido

Tabla 21

Resumen de resultados de asentamientos Zona: El Ejido

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
2	1	1	59.34	152.38	8.19	10.71	7.25	8.72	12.34
	1.5	1	39.56	160.19	7.26	8.22	6.72	7.40	8.50
	2	1	29.67	173.76	5.72	7.05	6.17	6.31	6.91
	1	1.5	59.34	210.81	7.31	8.92	6.49	7.57	8.90
	1.5	1.5	39.56	228.58	6.11	7.39	5.92	6.48	6.62
	2	1.5	29.67	234.95	4.43	6.55	5.49	5.49	5.76

Nota. Elaboración propia

4.2.6. Zona 6: Bicentenario

Tabla 22

Resumen de resultados de asentamientos Zona: Bicentenario

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
3	1	1	89.01	78.00	16.43	12.85	13.14	14.14	14.14
	1.5	1	59.34	73.29	14.85	9.86	12.00	12.24	12.08
	2	1	44.50	70.93	12.00	8.46	10.89	10.45	10.83
	1	1.5	89.01	82.09	15.01	10.71	11.78	12.50	12.29
	1.5	1.5	59.34	80.87	13.09	8.87	10.61	10.86	10.61
	2	1.5	44.50	77.33	10.09	7.86	9.70	9.22	9.58

Nota. Elaboración propia

4.2.7. Zona 7: Quito Tenis

Tabla 23

Resumen de resultados de asentamientos Zona: Quito Tenis

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
5	1	1	148.35	313.11	12.00	8.23	8.52	9.59	16.23
	1.5	1	98.90	334.31	11.01	6.32	7.71	8.35	10.89
	2	1	74.17	367.41	9.09	5.43	6.94	7.15	8.12
	1	1.5	148.35	427.92	11.20	6.86	7.65	8.57	13.44
	1.5	1.5	98.90	469.66	10.12	5.69	6.83	7.55	9.19
	2	1.5	74.17	487.89	8.17	5.04	6.20	6.47	6.95

Nota. Elaboración propia

4.2.8. Zona 8: Condado

Tabla 24

Resumen de resultados de asentamientos Zona: Condado

# Pisos	B [m]	Df [m]	Q ap [Kpa]	Q adm [Kpa]	$\delta_{ANALITICO}$ SCHEMERTMANN [mm]	TERZAGHI & PECK [mm]	BOWLES [mm]	PROMEDIO [mm]	δ PLAXIS 2D [mm]
2	1	1	59.34	63.04	12.87	12.23	11.68	12.26	12.59
	1.5	1	39.56	59.32	11.15	9.39	10.66	10.40	11.18
	2	1	29.67	57.47	8.51	8.06	9.68	8.75	10.10
	1	1.5	59.34	67.05	11.20	10.20	10.47	10.62	11.10
	1.5	1.5	39.56	66.09	8.89	8.45	9.43	8.93	9.92
	2	1.5	29.67	63.30	5.95	7.49	8.63	7.36	9.05

Nota. Elaboración propia

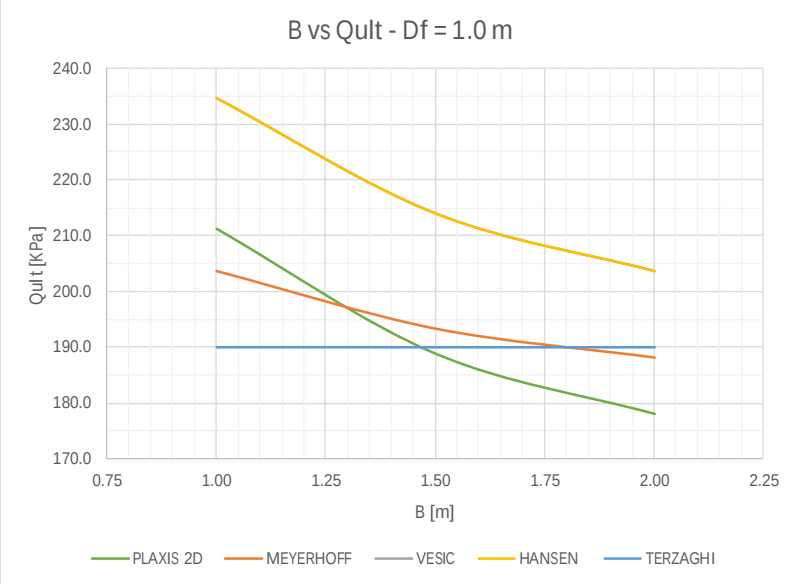
4.3. Análisis de sensibilidad

Una vez obtenidos los resultados de cada una de las zonas, tanto de capacidad portante como asentamientos. Se procede a analizar la sensibilidad que se obtiene al variar los parámetros que intervienen en el cálculo de estos, como son la profundidad de desplante (Df), ancho de cimentación (B) y los resultados para cada uno de los autores. Para lo cual se procede a realizar gráficas con el objetivo de poder interpretar los resultados obtenidos.

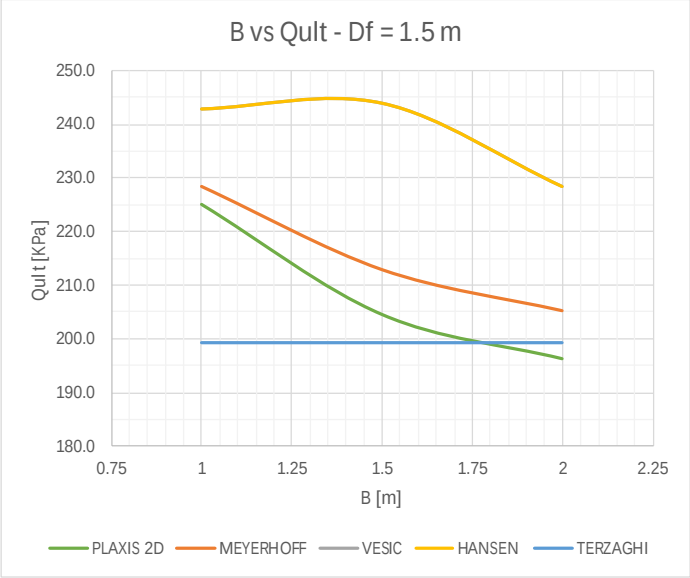
4.3.1. Zona 1: Quitumbe

Figura 28

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quitumbe



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	178.0	234.5



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	196.4	243.8

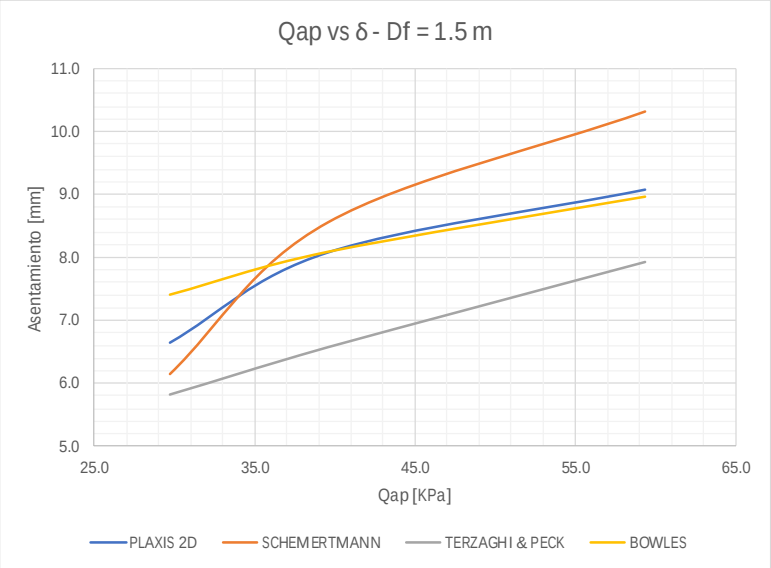
Nota. Elaboración propia

Figura 29

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quitumbe



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	6.3	11.6



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	5.8	10.3

Nota. Elaboración propia

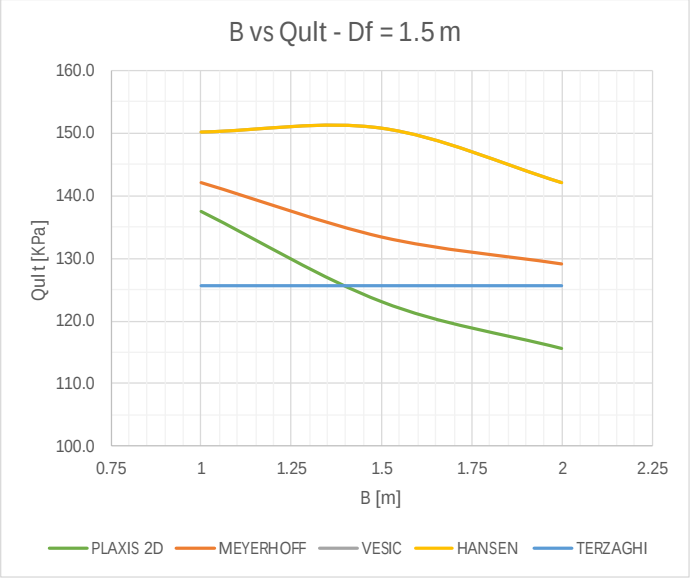
4.3.2. Zona 2: Solanda

Figura 30

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Solanda



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	102.7	141.4

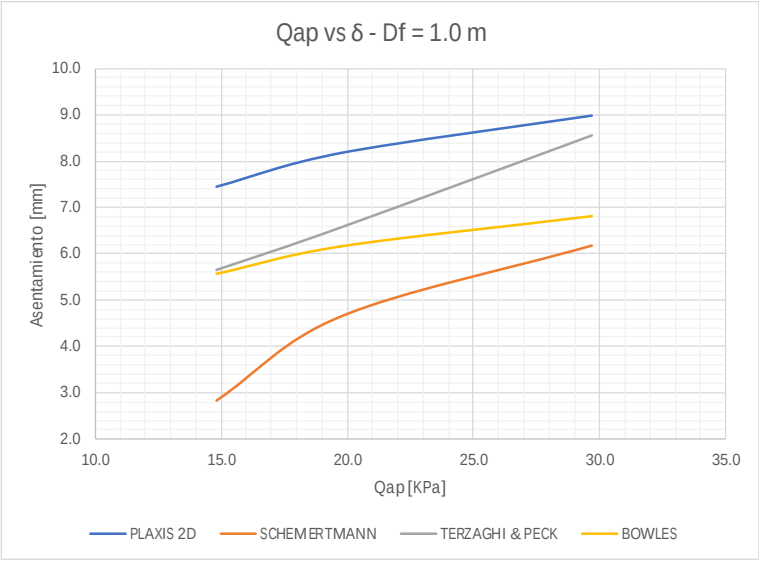


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	115.5	150.9

Nota. Elaboración propia

Figura 31

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Solanda



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	2.8	9.0



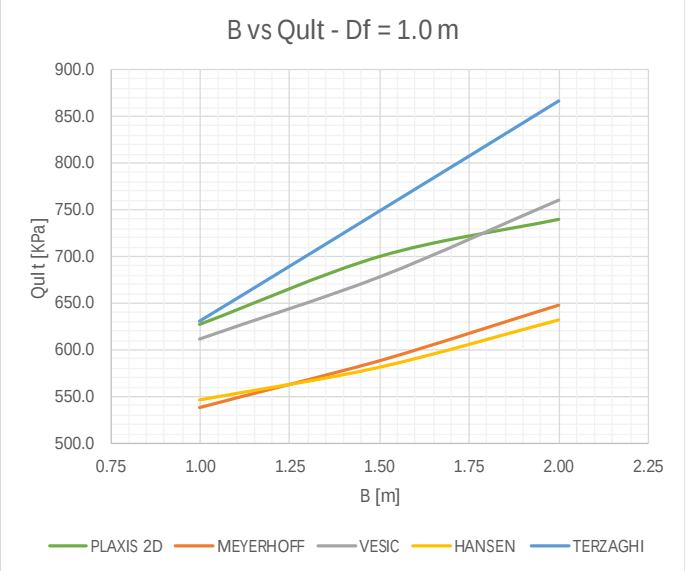
Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	0.3	8.4

Nota. Elaboración propia

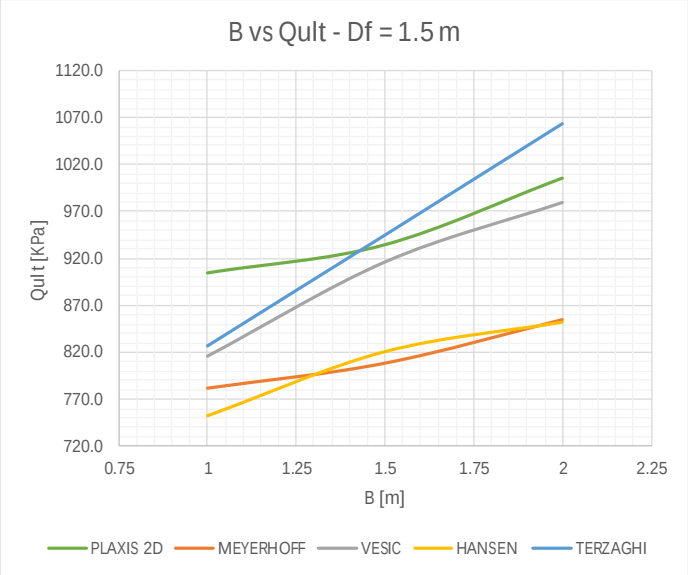
4.3.3. Zona 3: La Magdalena

Figura 32

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Magdalena



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	538.6	867.0

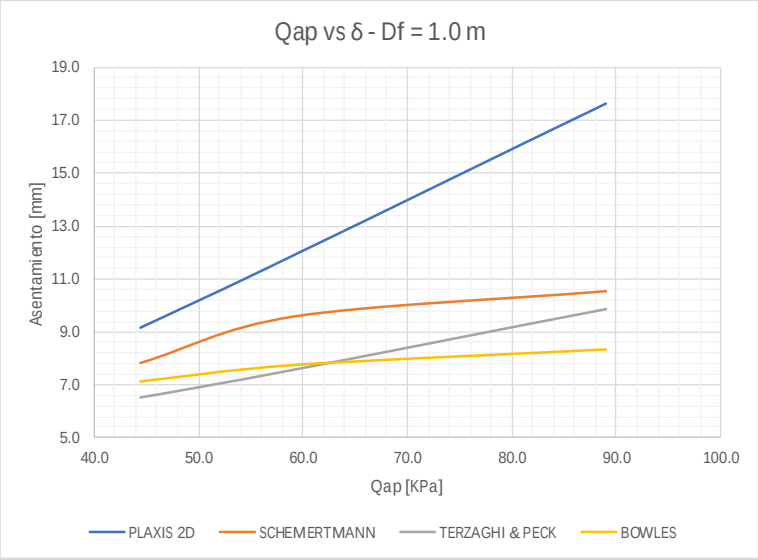


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	751.9	1063.4

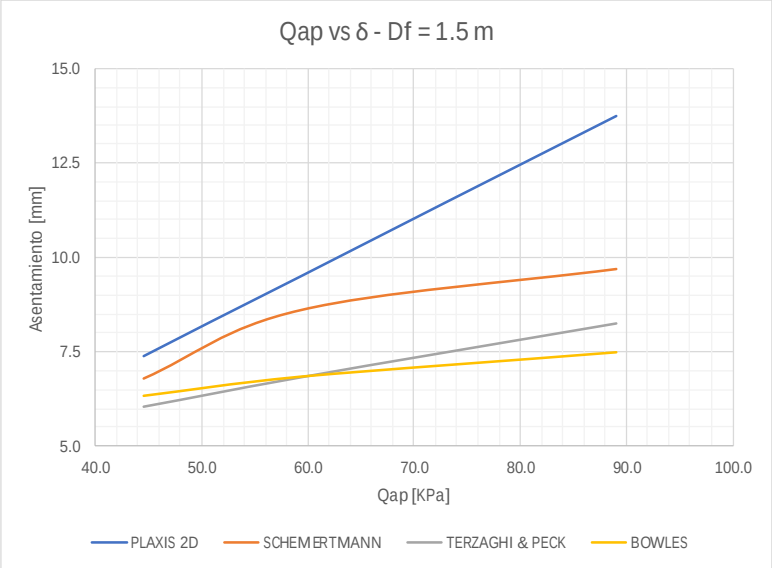
Nota. Elaboración propia

Figura 33

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Magdalena



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	6.5	17.6



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	6.0	13.8

Nota. Elaboración propia

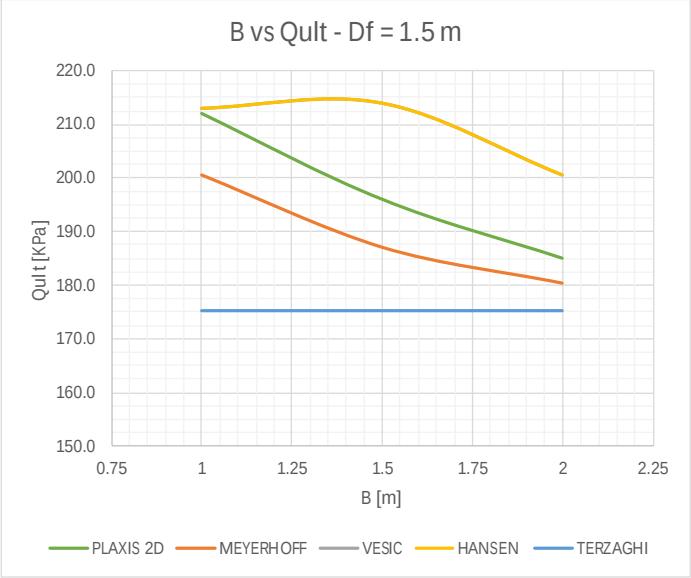
4.3.4. Zona 4: La Carolina

Figura 34

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Carolina



Qult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	164.8	205.0

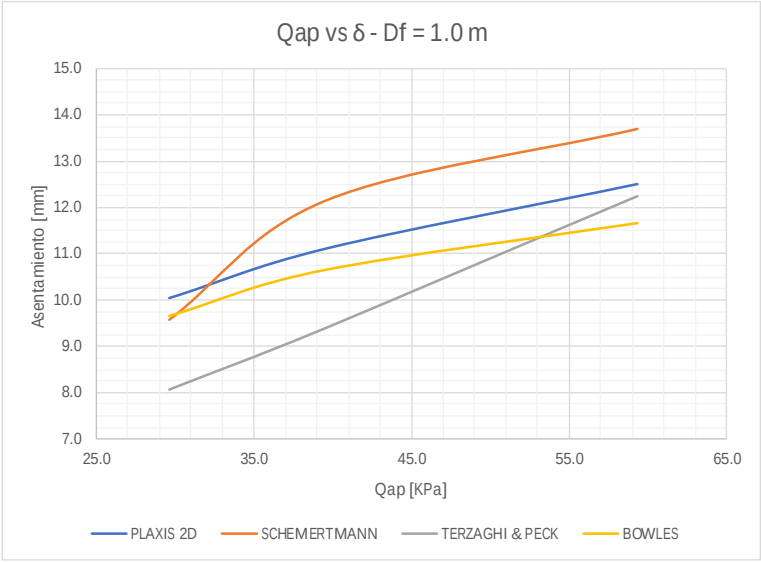


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	175.2	213.9

Nota. Elaboración propia

Figura 35

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: La Carolina



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	8.1	13.7



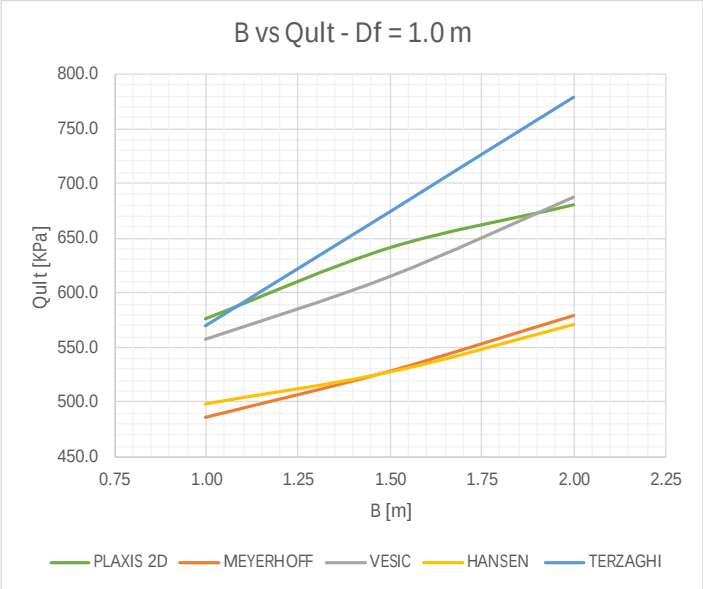
Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	7.5	12.2

Nota. Elaboración propia

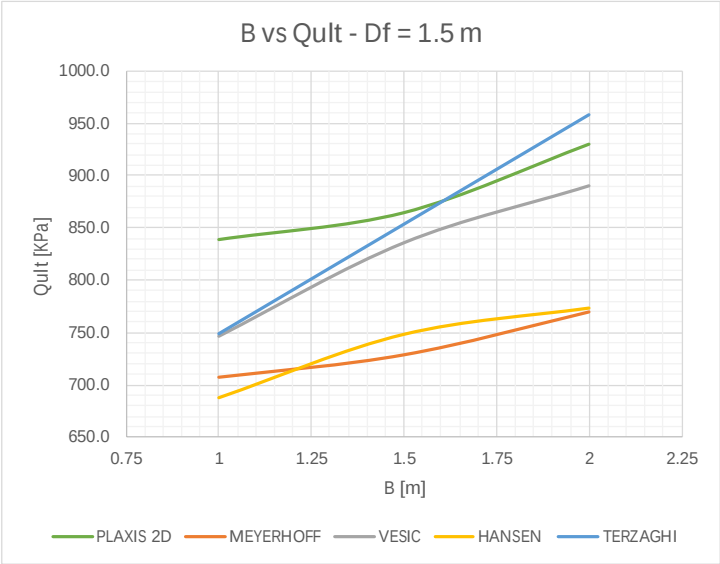
4.3.5. Zona 5: El Ejido

Figura 36

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: El Ejido



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	485.6	778.3

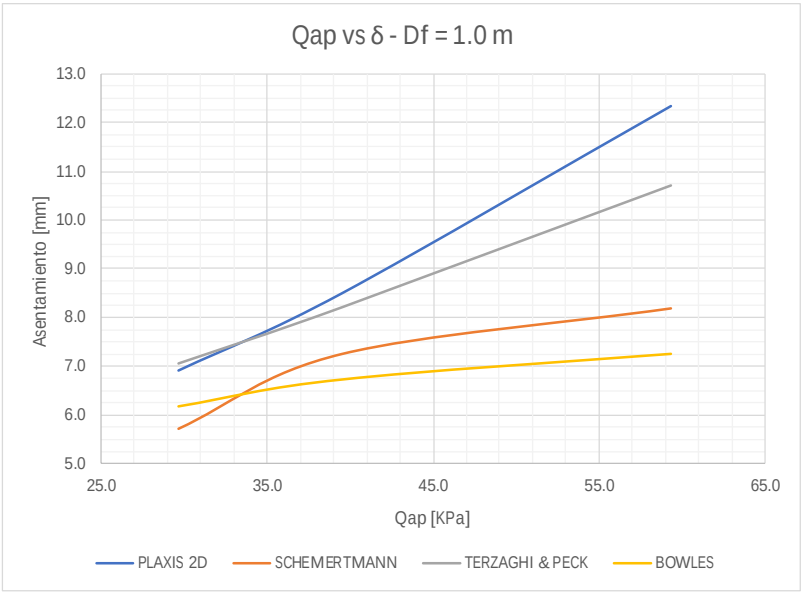


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	687.9	958.2

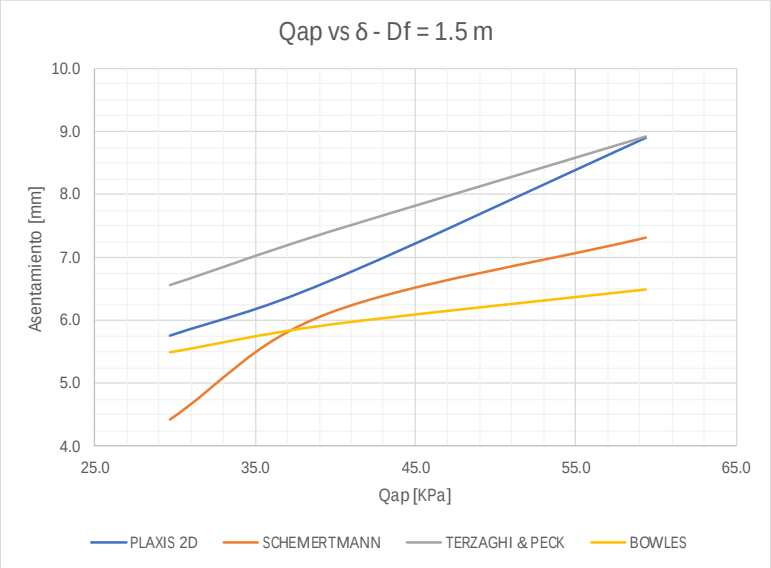
Nota. Elaboración propia

Figura 37

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: El Ejido



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	5.7	12.3



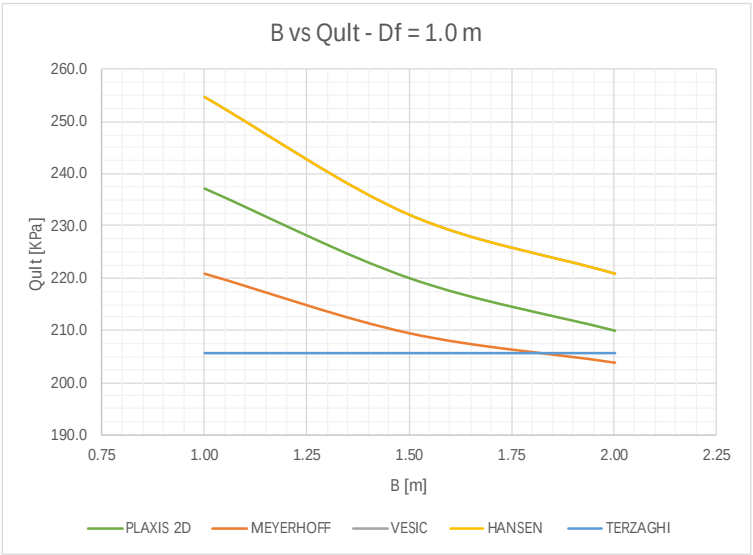
Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	4.4	8.9

Nota. Elaboración propia

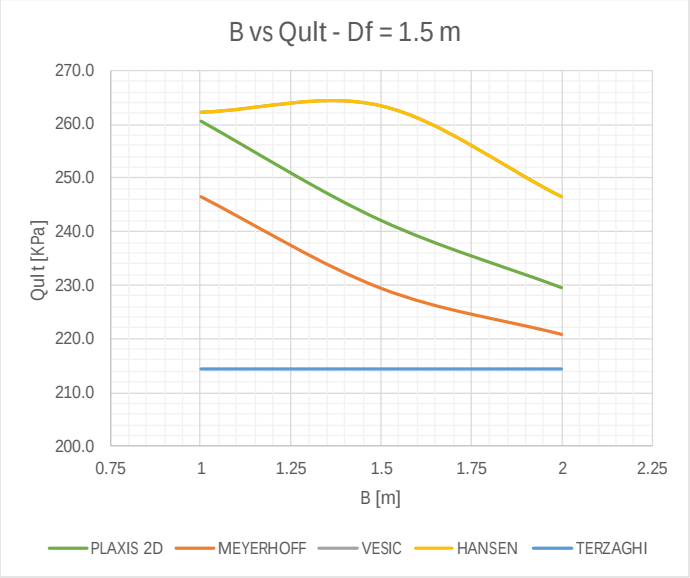
4.3.6. Zona 6: Bicentenario

Figura 38

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Bicentenario



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	203.8	254.7

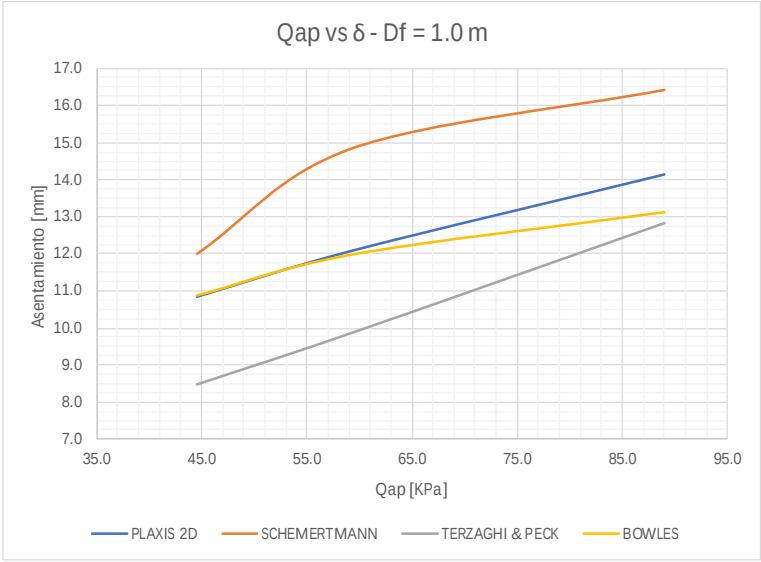


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	214.3	263.3

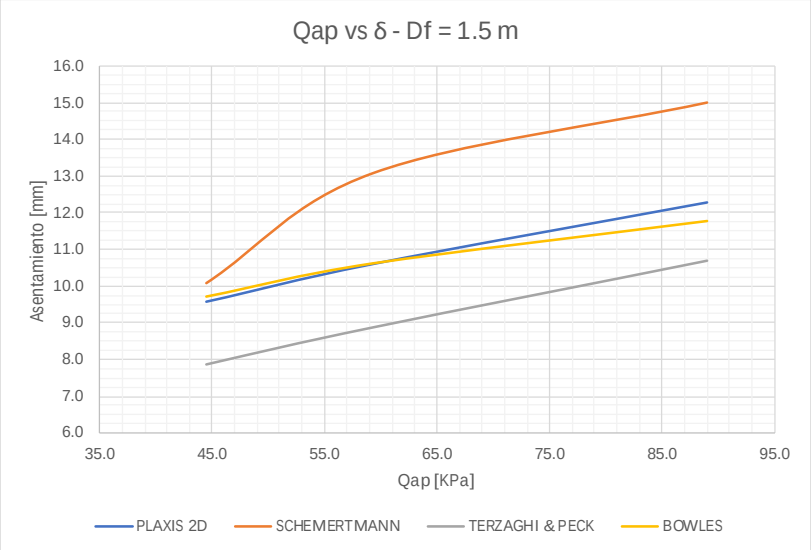
Nota. Elaboración propia

Figura 39

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Bicentenario



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	8.5	16.4



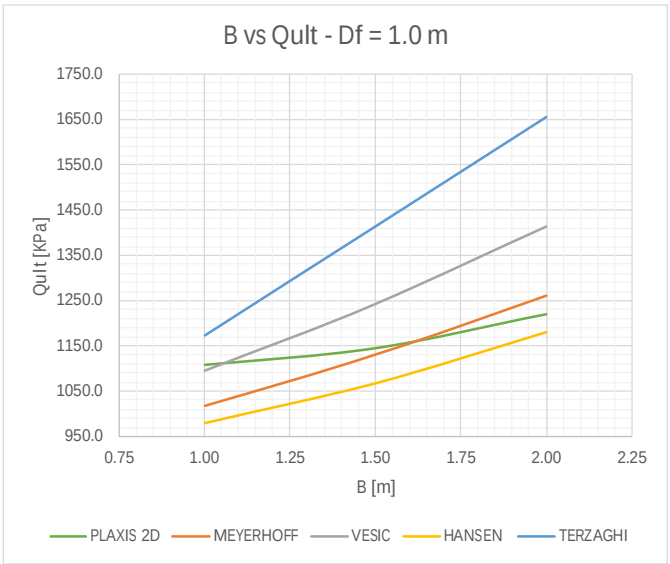
Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	7.9	15.0

Nota. Elaboración propia

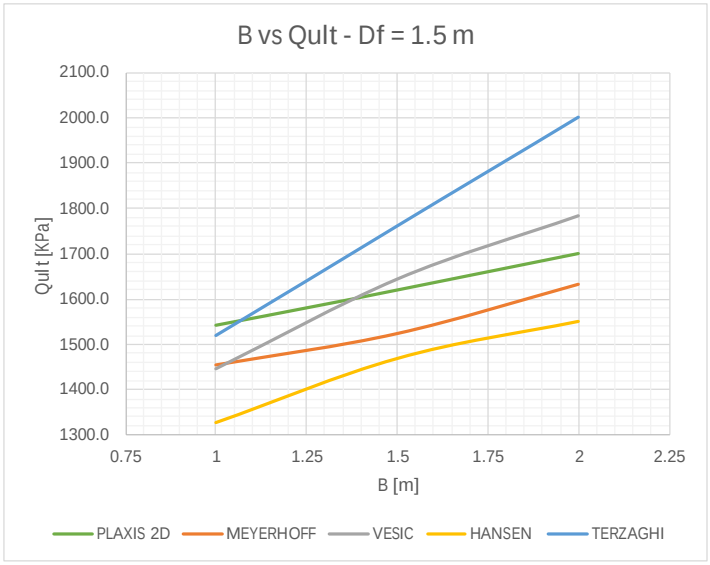
4.3.7. Zona 7: Quito Tenis

Figura 40

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quito Tenis



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	979.3	1654.9

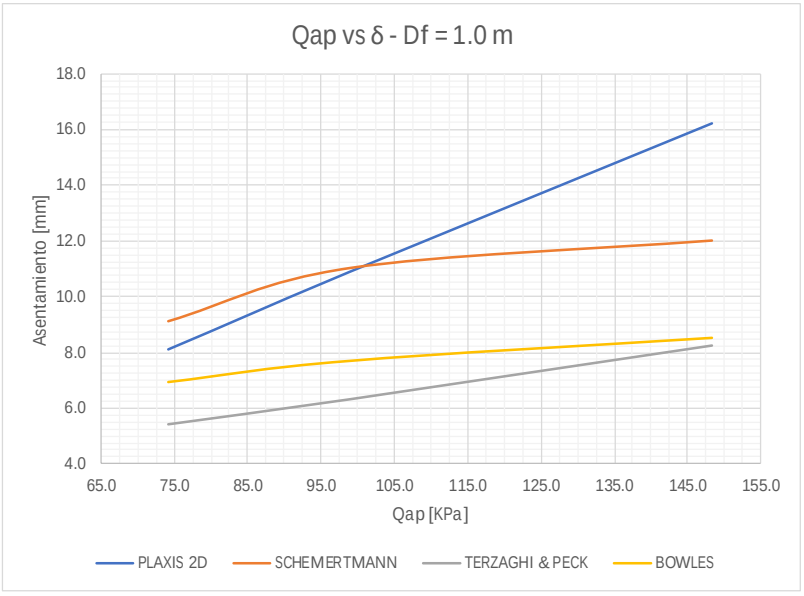


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	1328.5	2001.7

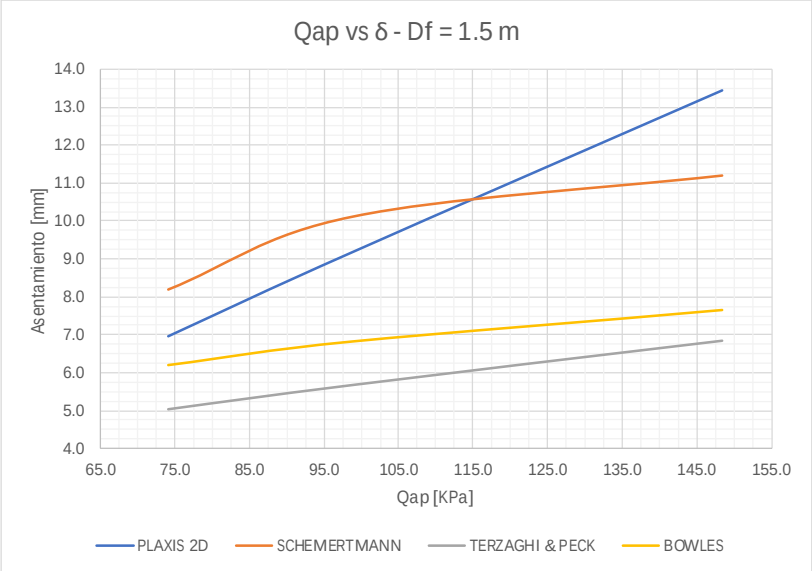
Nota. Elaboración propia

Figura 41

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Quito Tenis



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	5.4	16.2



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	5.0	13.4

Nota. Elaboración propia

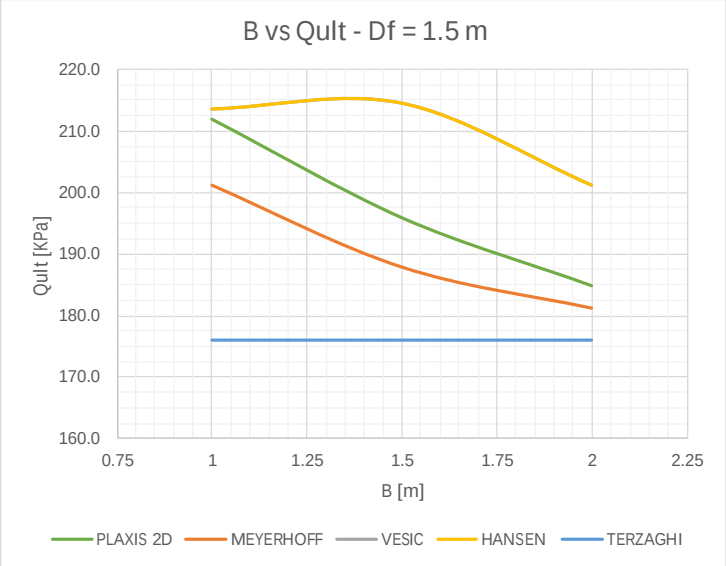
4.3.8. Zona 8: Condado

Figura 42

Ancho de cimentación (B) vs Capacidad de carga última (Qult) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Condado



Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	165.3	205.5

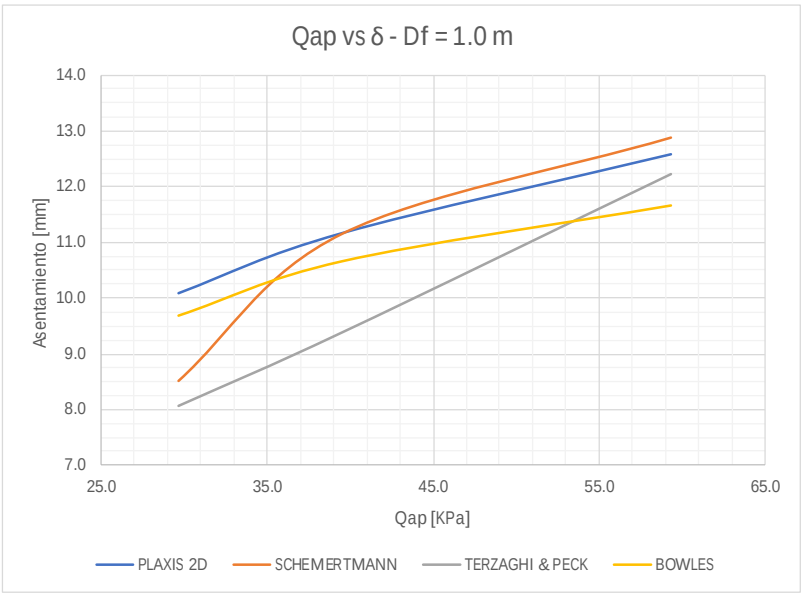


Q ult [KPa]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	176.0	214.6

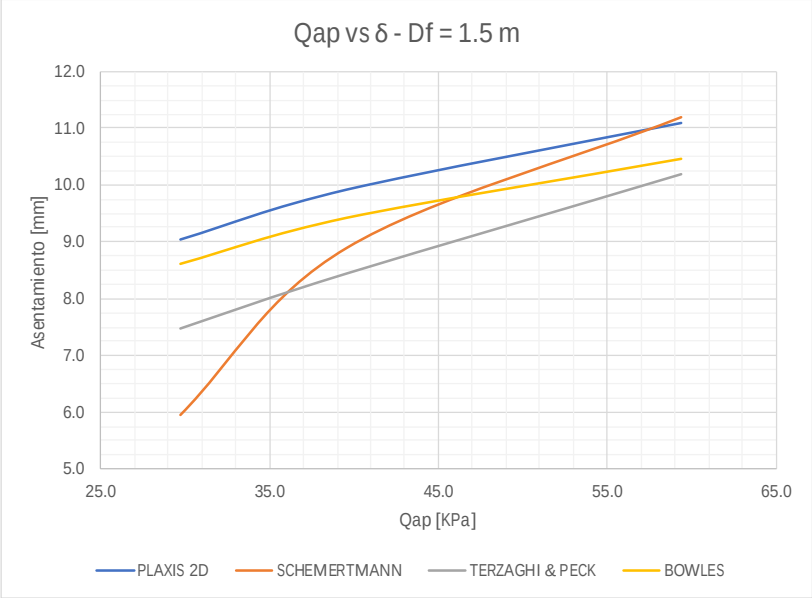
Nota. Elaboración propia

Figura 43

Carga Aplicada (Qap) vs Asentamiento (δ) para distintos valores de profundidad de desplante - Zona: Condado



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	8.1	12.9



Asentamiento [mm]		
RANGO	Mínimo	Máximo
	6.0	11.2

Nota. Elaboración propia

5. CAPÍTULO V: ANÁLISIS E INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS

5.1. Resultados obtenidos de capacidad de carga y asentamiento

5.1.1. Zona 1: Quitumbe

En la zona de Quitumbe, se clasificó al depósito predominante como limo de baja plasticidad (ML) con consistencia de media a rígida. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente cohesivo, por lo cual no posee ángulo de fricción en su composición. Al analizar los resultados de capacidad portante (ver figura 28), se observó una tendencia decreciente en la capacidad portante a medida que se incrementaba el ancho de la cimentación. Este comportamiento fue evidente tanto para una profundidad de desplante de 1.0 m como para una profundidad de 1.5 m en todos los métodos de análisis considerados, incluyendo tanto los enfoques analíticos como el empleo del software Plaxis.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 178.0 kPA a 243.5 kPA, y de 196.4 kPA a 243.8 kPA, respectivamente, lo que permitió evidenciar un aumento casi insignificante de la capacidad portante al aumentar la profundidad de desplante (como se aprecia en la figura 28).

Es importante resaltar que, si bien las curvas obtenidas mediante los métodos propuestos por Hazen y Vesic presentaron tendencias similares con las obtenidas a través de Plaxis, dichas metodologías tendieron a arrojar valores considerablemente superiores a los obtenidos mediante el software. Por otro lado, las curvas generadas mediante los métodos propuestos por Meyerhoff y Terzaghi, se encontraron más cercanas a los obtenidos a través del software Plaxis, y a su vez, estos valores fueron mucho más conservadores.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados por la aplicación de cargas en una estructura de 2 pisos (ver figura 29), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schmertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis, así como una similitud en los valores de asentamiento obtenidos. Cabe destacar que, si bien todos los métodos arrojaron valores similares, los resultados obtenidos mediante el método propuesto por Bowles fueron los más cercanos a los calculados a través del software Plaxis. Los valores de asentamiento se situaron en un rango de 6.3 mm a 11.6 mm para una profundidad de desplante de 1 m, y de 5.8 mm a 10.3 mm para una profundidad de desplante de 1.5 m

5.1.2. Zona 2: Solanda

En la zona de Solanda, se clasificó al depósito predominante como arcilla de baja plasticidad (CL) con consistencia blanda. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente cohesivo, por lo cual no posee ángulo de fricción en su composición. Al analizar los resultados de capacidad portante (ver figura 30), se observó una tendencia de disminución en la capacidad portante a medida que se incrementaba el ancho de la cimentación, de manera similar a los resultados obtenidos en Quitumbe.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 102.7 kPA a 141.4 kPA, y de 115.5 kPA a 150.9 kPA, respectivamente. Al igual que en Quitumbe, el aumento de la capacidad portante al aumentar la profundidad de desplante fue muy pequeño (ver figura 30).

Debido al tipo de suelo analizado (puramente cohesivo), las curvas obtenidas mediante los métodos propuestos por Hazen y Vesic presentaron similitudes con las obtenidas a través de Plaxis. Sin embargo, de manera similar a Quitumbe, dichas arrojaron valores considerablemente superiores a los obtenidos mediante el software. Además, las curvas generadas mediante los métodos propuestos por Meyerhoff y Terzaghi, se encontraron más cercanas a los obtenidos a través del software Plaxis, y a su vez, estos valores fueron mucho más conservadores.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 31), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis. Sin embargo, los asentamientos calculados mediante el Plaxis para la carga aplicada de 1 piso fueron ligeramente mayores a los obtenidos mediante los métodos analíticos. Esto quiere decir que, para cargas relativamente bajas, el software tiende a presentar valores más altos que los obtenidos por métodos analíticos. Los valores de asentamiento se situaron en un rango de 2.8 mm a 9.0 mm para una profundidad de desplante de 1 m, y de 0.3 mm a 8.4 mm para una profundidad de desplante de 1.5 m.

5.1.3. Zona 3: La Magdalena

En la zona de La Magdalena, se clasificó al depósito predominante como arena limosa (SM) con compacidad medianamente dura. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente friccionante, por ende, no se considera un valor de cohesión en su composición. Al analizar los resultados de capacidad portante, se observó una tendencia de

incremento de la capacidad portante a medida que aumentaba el ancho de la cimentación. Este comportamiento fue evidente tanto para una profundidad de desplante de 1.0 m como para una profundidad de 1.5 m en todos los métodos de análisis considerados, incluyendo tanto los enfoques analíticos como el empleo del software Plaxis.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 538.6 kPA a 867.0 kPA, y de 751.9 kPA a 1063.4 kPA, respectivamente, evidenciando que, a diferencia de las zonas previamente analizadas, el aumento de la capacidad portante fue significativo al aumentar la profundidad de desplante (ver figura 32).

Es importante mencionar que, de los resultados obtenidos en capacidad portante, los métodos de Meyerhoff y Hansen fueron los más conservadores, presentando siempre valores inferiores a los obtenidos mediante Plaxis. Por otro lado, los valores obtenidos por el método de Vesic se encontraron más cercanos a los obtenidos a través de métodos numéricos.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 33), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schmertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis. Sin embargo, los asentamientos calculados mediante el Plaxis para la carga aplicada de 3 pisos fueron significativamente mayores a los obtenidos mediante los métodos analíticos. Esto quiere decir que, para cargas aplicadas altas (carga estructural elevada), el software alcanza valores considerablemente superiores que los obtenidos mediante métodos analíticos.

5.1.4. Zona 4: La Carolina

En la zona de La Carolina, se clasificó al depósito predominante como limo de baja plasticidad (ML) con consistencia media a rígida. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente cohesivo. Al analizar los resultados de capacidad portante, se observó una tendencia de disminución en la capacidad portante a medida que aumentaba el ancho de la cimentación, de manera similar a los resultados obtenidos en zonas anteriormente descritas con modelos de suelo puramente cohesivos.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 164.8 kPA a 205.0 kPA, y de 175.2 kPA a 213.9 kPA, respectivamente. De igual manera que en las otras zonas con suelos puramente cohesivos, el aumento de la capacidad portante al aumentar la profundidad de desplante fue casi insignificante (ver figura 34).

Debido al tipo de suelo analizado (puramente cohesivo), las curvas obtenidas mediante los métodos propuestos por Hazen y Vesic presentaron similitudes con las obtenidas a través de Plaxis. Sin embargo, dichas metodologías tendieron a ser mayores en la capacidad portante de los suelos, arrojando valores considerablemente superiores a los obtenidos mediante el software. Por otro lado, las curvas generadas mediante los métodos propuestos por Meyerhoff y Terzaghi, se encontraron más cercanas a los obtenidos a través del software Plaxis, y a su vez, estos valores fueron mucho más conservadores.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 35), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis, así como una similitud en los valores de asentamiento obtenidos. Cabe destacar que, si bien todos los métodos arrojaron valores similares, los resultados obtenidos mediante el método propuesto por Bowles, de manera análoga a las zonas con suelos cohesivos, fueron los más cercanos a los calculados a través del software Plaxis. Los valores de asentamiento se situaron en un rango de 8.1 mm a 13.7 mm para una profundidad de desplante de 1 m, y de 7.5 mm a 12.2 mm para una profundidad de desplante de 1.5 m.

5.1.5. Zona 5: El Ejido

En la zona de El Ejido, se clasificó al depósito predominante como arena limosa (SM) con compacidad suelta. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente friccionante.

Al analizar los resultados de capacidad portante, se observó una tendencia de incremento en la capacidad portante a medida que aumentaba el ancho de la cimentación, de manera similar a los resultados obtenidos en la zona de La Magdalena. Este comportamiento fue evidente tanto para una profundidad de desplante de 1.0 m como para una profundidad de 1.5 m en todos los métodos de análisis considerados, incluyendo tanto las metodologías analíticas como mediante el uso del software Plaxis.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 485.6 kPA a 778.3 kPA, y de 687.9 kPA a 958.2 kPA, respectivamente. De manera análoga a la zona de La Magdalena, el aumento de la capacidad portante es significativo al aumentar la profundidad de desplante (ver figura 36).

Es importante mencionar que, en cuanto a los resultados de capacidad portante, los métodos de Meyerhoff y Hansen fueron los más conservadores, presentando siempre valores

inferiores a los obtenidos mediante Plaxis. Por otro lado, los valores obtenidos por el método de Vesic se encontraron más cercanos a los obtenidos a través de métodos numéricos.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 37), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis. Cabe destacar que, si bien todos los métodos arrojaron valores similares, los resultados obtenidos mediante el método propuesto por Terzaghi & Peck fueron los más cercanos a los calculados a través del software Plaxis. Los valores de asentamiento se situaron en un rango de 5.7 mm a 12.3 mm para una profundidad de desplante de 1 m, y de 4.4 mm a 8.9 mm para una profundidad de desplante de 1.5 m.

5.1.6. Zona 6: Bicentenario

En la zona del Bicentenario, se clasificó el depósito predominante como limo de baja plasticidad (ML) de consistencia media a rígida. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente cohesivo. Al analizar los resultados de capacidad, se observó una tendencia de disminución en la capacidad portante a medida que se incrementaba el ancho de la cimentación, de manera similar a los resultados obtenidos en zonas anteriormente descritas con suelos cohesivos.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 203.8 kPA a 254.7 kPA, y de 214.3 kPA a 263.3 kPA, respectivamente. De manera similar a otras zonas con suelos puramente cohesivos, el aumento de la capacidad portante al aumentar la profundidad de desplante fue casi insignificante (ver figura 38).

De manera análoga a los suelos cohesivos previamente analizados, las curvas obtenidas mediante los métodos propuestos por Hazen y Vesic presentaron similitudes con las obtenidas a través de Plaxis, sin embargo, dichas metodologías tendieron a arrojar valores considerablemente superiores a los obtenidos mediante el software. Por otro lado, las curvas generadas mediante los métodos propuestos por Meyerhoff y Terzaghi, se encontraron más cercanas a los obtenidos a través del software Plaxis, y a su vez, estos valores fueron mucho más conservadores.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 39), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis, así como una similitud en los valores de asentamiento obtenidos. Cabe destacar que, si

bien todos los métodos arrojaron valores similares, los resultados obtenidos mediante el método propuesto por Bowles, de manera análoga a la zona de Quitumbe, fueron los más cercanos a los calculados a través del software Plaxis. Los valores de asentamiento se situaron en un rango de 8.5 mm a 16.4 mm para una profundidad de desplante de 1 m, y de 7.9 mm a 15.0 mm para una profundidad de desplante de 1.5 m.

5.1.7. Zona 7: Quito Tenis

En la zona de Quito Tenis, se clasificó al depósito predominante como arena limosa (SM) con compacidad de medianamente duro a denso. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente friccionante. Al analizar los resultados de capacidad portante, se observó una tendencia de incremento en la capacidad portante a medida que se aumentaba el ancho de la cimentación, de manera similar a los resultados obtenidos en zonas previamente analizadas con suelos puramente friccionantes. Este comportamiento fue evidente tanto para una profundidad de desplante de 1.0 m como para una profundidad de 1.5 m en todos los métodos de análisis considerados, incluyendo tanto los enfoques analíticos como el uso del software Plaxis.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 979.3 kPA a 1654.9 kPA, y de 1328.5 kPA a 2001.7 kPA, respectivamente. Esto evidencia que, de manera similar a zonas con suelos granulares, el aumento de la capacidad portante es realmente significativo al aumentar la profundidad de desplante (ver figura 40).

Es importante mencionar que, en cuanto a los resultados de capacidad portante, el método de Hansen fue el más conservador, presentando valores siempre inferiores a los obtenidos mediante el software. Por otro lado, el método Meyerhoff para valores altos de ángulo de fricción presenta resultados muy cercanos a los obtenidos mediante Plaxis. Mientras que, los métodos de Vesic y Terzaghi tendieron a ser mayores la capacidad portante de los suelos en comparación con los métodos numéricos.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 41), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis. Sin embargo, los asentamientos calculados mediante Plaxis para la carga aplicada de 5 pisos fueron significativamente mayores que los obtenidos mediante los métodos analíticos. Esto indica que, para cargas aplicadas altas (carga estructural elevada), el software Plaxis proporciona valores más altos en comparación con los obtenidos mediante métodos analíticos.

5.1.8. Zona 8: Condado

En la zona del Condado, se clasificó al depósito predominante como limo de baja plasticidad (ML) de consistencia media a rígida. Para el modelamiento, se consideró este suelo como un material puramente cohesivo. Al analizar los resultados de capacidad portante, se observó una tendencia de disminución en la capacidad portante a medida que se incrementaba el ancho de la cimentación, de manera similar a los resultados obtenidos en zonas previamente descritas con suelos puramente cohesivos. Esta disminución de capacidad portante se mantuvo tanto para una profundidad de desplante de 1.0 m como para una profundidad de 1.5 m en todos los métodos de análisis considerados.

Los valores de capacidad de carga última para las profundidades de desplante de 1.0 m y 1.5 m variaron en un rango de 165.3 kPA a 205.5 kPA, y de 176.0 kPA a 214.6 kPA, respectivamente. Al igual que en otras zonas con suelos puramente cohesivos, el aumento de la capacidad portante al incrementar la profundidad de desplante fue casi insignificante (ver figura 42).

Debido al tipo de suelo analizado (puramente cohesivo), se observó que las curvas obtenidas mediante los métodos propuestos por Hazen y Vesic presentaron similitudes con las obtenidas a través de Plaxis, sin embargo, dichas metodologías tendieron a arrojar valores considerablemente superiores a los obtenidos mediante el software. Por otro lado, las curvas generadas mediante los métodos propuestos por Meyerhoff y Terzaghi, se encontraron más cercanas a los obtenidos a través del software Plaxis, y a su vez, estos valores fueron mucho más conservadores.

Con respecto a los resultados de los asentamientos generados (ver figura 43), se observó una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis, así como una similitud en los valores de asentamiento obtenidos. Cabe destacar que, si bien todos los métodos arrojaron valores similares, los resultados obtenidos mediante el método propuesto por Bowles, de manera análoga a las zonas con suelos cohesivos, fueron los más cercanos a los calculados a través del software Plaxis. Los valores de asentamiento se situaron en un rango de 8.1 mm a 12.9 mm para una profundidad de desplante de 1 m, y de 6.0 mm a 11.2 mm para una profundidad de desplante de 1.5 m.

5.2 Interpretación de resultados

Después de realizar un análisis exhaustivo de varios métodos en diferentes casos y tipos de suelos, se ha observado que el software Plaxis se destaca como la mejor opción y la más adaptable a cualquier variación ya que presenta tendencias aceptables respecto al analizar la variación de distintos parámetros que limitan algunos de los métodos.

En términos generales, se analizaron suelos granulares (friccionantes) y suelos finos (cohesivos). En el caso de los suelos granulares, como por ejemplo el SM (arena limosa), se encontró que presentan una mayor capacidad de carga debido al ángulo de fricción interna. Es importante destacar que en los suelos de tipo ML o CL, la capacidad portante no se ve afectada de manera notable por la variación en la profundidad de desplante. Por otro lado, en los suelos cohesivos se observó una tendencia descendente en la capacidad de carga última, mientras que en los suelos friccionantes se encontró una tendencia ascendente al aumentar el ancho de cimentación B.

Se observaron variaciones significativas en los resultados de capacidad portante y asentamientos en función de las características geotécnicas de cada área. En las zonas con suelos cohesivos, como Quitumbe, Solanda, La Carolina, Bicentenario y Condado, se identificó un comportamiento similar: el suelo era predominantemente limo de baja plasticidad (ML) con consistencia de media a rígida. Este tipo de suelo se consideró como un material puramente cohesivo, sin ángulo de fricción, lo que resultó en un aumento casi insignificante de la capacidad portante a medida que se incrementaba la profundidad de desplante. Los métodos de análisis, como Hazen y Vesic tendieron a presentar valores considerablemente superiores a los obtenidos mediante el software, mientras que, los valores obtenidos por métodos propuestos por Meyerhoff y Terzaghi, se encontraron más cercanas a los obtenidos a través de Plaxis, y a su vez, estos valores fueron mucho más conservadores.

En contraste, en las zonas con suelos friccionantes, como La Magdalena y El Ejido, se observó un comportamiento diferente. El suelo era arena limosa (SM) con compacidad variando de suelta a densa. En estas áreas, se registró un aumento significativo en la capacidad portante a medida que se aumentaba la profundidad de desplante, en contraposición a las zonas con suelos cohesivos. Además, los métodos de análisis que tendieron a proporcionar resultados más conservadores fueron Meyerhoff y Hansen, mientras que Vesic presento los resultados más cercanos a los obtenidos a través de métodos numéricos.

En cuanto a los asentamientos generados bajo carga, se observó una tendencia general de concordancia en los métodos de Schmertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y Plaxis en todas las zonas. Sin embargo, en algunas zonas como Solanda y La Magdalena, Plaxis mostró valores ligeramente mayores para cargas bajas, lo que indica que el software tiende a proporcionar valores más altos en tales circunstancias. En Quito Tenis, se identificó que, para cargas aplicadas altas, Plaxis también proporciona valores más altos que los obtenidos mediante métodos analíticos.

Por otra parte, cabe mencionar que la geología y las características de los suelos desempeñan un papel fundamental en la capacidad portante y los asentamientos en las diferentes zonas de Quito. Es esencial tener en cuenta estos hallazgos al diseñar cimientos y estructuras en cada área, adaptando las especificaciones según las propiedades geotécnicas específicas del suelo y la carga aplicada. La elección del método de análisis también debe ser cuidadosamente considerada para obtener resultados precisos y seguros en cada contexto geotécnico.

Es relevante mencionar que, el software Plaxis ofrece ventajas significativas en el análisis de cimentaciones, ya que utiliza un enfoque basado en métodos numéricos para determinar la respuesta del suelo. Esto permite considerar de manera más precisa y detallada los efectos de las variaciones en las condiciones del suelo, como la composición (estratigrafía), densidad, cohesión y ángulo de fricción interna.

El análisis realizado ha demostrado que el software Plaxis es una herramienta confiable y eficiente para el diseño en el análisis de cimentaciones de diversos tipos de suelos. Su capacidad para considerar las propiedades específicas del suelo y su enfoque numérico avanzado lo convierten en una opción preferida para obtener resultados precisos y detallados en la ingeniería geotécnica.

6. CAPÍTULO VI: CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1. Conclusiones Generales

- En este estudio, se seleccionó un estrato homogéneo con una profundidad de 6 metros como referencia para modelar las diferentes zonas de interés. Esta profundidad se determinó teniendo en cuenta la necesidad de capturar las características del suelo que podrían influir en el comportamiento de las cimentaciones superficiales y estructuras en cada área de estudio. Al establecer un estrato común para todas las zonas, se buscó simplificar el análisis y facilitar la comparación de los resultados obtenidos. Es importante destacar que la elección de una profundidad de 6 metros como referencia no significa que todas las propiedades del suelo por debajo de esa profundidad sean irrelevantes. De hecho, en algunos casos, las características del suelo a mayor profundidad pueden desempeñar un papel significativo en el comportamiento geotécnico-estructural. Sin embargo, en esta investigación, se decidió enfocar en el estrato de los primeros 6 metros debido a información disponible y su mayor influencia dentro de cimentaciones superficiales y tipo de estructura
- En el desarrollo de la investigación, se empleó el software Plaxis 2D como herramienta para la modelación y análisis de los parámetros. En este sentido, se optó por utilizar un tipo de cimentación específico conocido como vigas de cimentación corrida o viga continua. Esta elección se basó en dos factores fundamentales que influyeron en la selección del tipo de cimentación. El primer factor que definió este tipo de cimentación fue la baja capacidad portante de los suelos en estratos superficiales en Quito. El segundo factor clave fue el uso del software Plaxis 2D, que tiene ciertas simplificaciones en su modelo de análisis, el software se basa en la teoría de deformación plana y la teoría de simetría axial, en este caso, se utilizó la sección plana en el modelo idealizado, lo cual implica que se debe considerar una longitud “infinita” o muy grande respecto al ancho de cimentación, por lo que se considera una viga continua para que los valores obtenidos de métodos analíticos y el software Plaxis sean comprables.
- Durante el desarrollo de la investigación, se llevó a cabo un análisis exhaustivo de los suelos presentes en diferentes zonas de Quito como parte del proyecto. Con el objetivo de comprender mejor las características geotécnicas de cada zona, se realizaron dos agrupaciones en función de la tendencia que se obtiene de los resultados obtenidos: suelos cohesivos (ML o

CL) y los suelos friccionantes (SM). Los suelos clasificados como cohesivos se encontraron en varias zonas de estudio, incluyendo Quitumbe, Solanda, La Carolina, Bicentenario y Condado. Por otro lado, los suelos friccionantes (SM) se identificaron en las zonas de La Magdalena, El Ejido y Quito Tenis. El análisis detallado de los suelos cohesivos y friccionantes en cada zona de estudio proporcionó información valiosa para el diseño y la planificación del proyecto.

- Durante la investigación realizada en Quito, se pudo constatar una gran variación de las características geotécnicas en las distintas zonas de interés. En las áreas donde predominaban los suelos cohesivos, se presentó una baja capacidad portante de los suelos, en estas áreas se tomó en consideración una carga aplicada proporcional a estructuras de uno y dos pisos; la elección de estructuras de baja altura para el modelado en zonas con suelos cohesivos se basó en la comprensión de que estos suelos tienden a mostrar una menor capacidad de soporte y una mayor deformabilidad. Por otro lado, en las zonas donde se encontraban los suelos friccionantes, se observó una mayor capacidad portante en comparación con los suelos cohesivos, esto permitió modelar estructuras de mayor altura, como viviendas de tres, cuatro y cinco pisos.

6.2. Conclusiones Específicas

6.2.1. Suelos Puramente Cohesivos

Al profundizar en el análisis de resultados de cada una de las zonas con suelos cohesivos, se destacaron los aspectos geotécnicos más importantes en estas áreas, clasificándolos en dos características principales: características físicas y características mecánicas.

En cuanto a las características físicas, se observó que en las zonas de Quitumbe, Solanda, La Carolina, Bicentenario y Condado predominaba un suelo de tipo ML o CL, correspondiente a un limo de baja plasticidad o arcilla de baja plasticidad y de consistencia que va de blanda hasta rígida, con valores de NSPT que van desde 5 hasta los 10 golpes como promedio dentro de los 6 primeros metros de profundidad. Esta clasificación es fundamental para comprender el comportamiento de los suelos y su respuesta ante las cargas aplicadas en las cimentaciones.

En lo que respecta a características mecánicas los valores cohesión y módulo de elasticidad para las zonas con suelos puramente cohesivos se encontraron en un rango de 17 kPa a 33 kPa y de 5 MPa a 8 MPa respectivamente.

En cuanto a la capacidad portante, los suelos puramente cohesivos mostraron una tendencia de disminución en la capacidad portante a medida que se incrementaba el ancho de la cimentación. Se observó que los métodos de Hazen y Vesic tendieron a ser mayores en la capacidad portante de los suelos en comparación con los obtenidos mediante Plaxis, mientras que los métodos de Meyerhoff y Terzaghi fueron más cercanos a los resultados obtenidos mediante el software y más conservadores en general.

En cuanto a los asentamientos, mostraron una concordancia en la tendencia de los métodos de Schemertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y el modelamiento numérico (Plaxis). Los valores de asentamiento obtenidos fueron similares entre los diferentes métodos, indicando una consistencia en los resultados. El método propuesto por Bowles fue el que arrojó valores más cercanos a los calculados a través del software Plaxis, lo cual sugiere su mayor precisión en la estimación de los asentamientos. Los valores de asentamiento se ubicaron en un rango mínimo de 5.8 mm hasta un máximo de 16.4 mm, dependiendo de la profundidad de desplante y del método utilizado.

6.2.2. Suelos Puramente Friccionantes

De igual manera que los suelos cohesivos, al profundizar en el análisis de resultados de cada una de las zonas con suelos puramente friccionantes, se destacaron los aspectos geotécnicos más importantes en estas áreas, clasificándolos en dos características principales: características físicas y características mecánicas.

En cuanto a las características físicas, se observó que en la zona de La Magdalena, El Ejido y Quito Tenis predominaba un suelo de tipo SM, correspondiente a una mezcla de arena y limo, con diferentes niveles de compacidad (medianamente duro a densa en Quito Tenis, suelto en El Ejido). Esta clasificación es fundamental para comprender el comportamiento del suelo y su respuesta ante las cargas aplicadas en las cimentaciones.

En lo que respecta a características mecánicas los valores ángulo de fricción y módulo de elasticidad para las zonas con suelos puramente friccionantes se encontraron en un rango de 29º a 34º y de 13 MPa a 20 MPa respectivamente.

En el caso de los suelos puramente friccionantes, la capacidad portante mostró una tendencia de incremento a medida que se aumenta el ancho de la cimentación. Por otro lado, el incremento de la profundidad de desplante tuvo un efecto significativo el aumento de la capacidad portante de estos suelos. Además, es importante mencionar que metodología planteada por Meyerhoff y Hansen fueron las más conservador, presentando valores inferiores a los obtenidos mediante el modelamiento numérico (Plaxis), mientras que los valores obtenidos mediante la metodología planteada por Vesic se encontraron más cercanos a los obtenidos a través del software Plaxis.

En relación con los asentamientos, en el caso de los suelos puramente friccionantes, los resultados de los asentamientos también mostraron una concordancia en la tendencia de los métodos de Schmertmann, Terzaghi, Peck, Bowles y el modelamiento numérico (Plaxis). Los valores de asentamiento obtenidos fueron similares entre los diferentes métodos, lo cual indica una consistencia en los resultados. Sin embargo, se observó que los asentamientos calculados mediante el software Plaxis para cargas aplicadas altas (carga estructural elevada) fueron significativamente mayores que los obtenidos mediante los métodos analíticos. Esto sugiere que el software Plaxis puede proporcionar valores más altos de asentamiento en casos de cargas elevadas, en comparación con los métodos analíticos.

6.3. Recomendaciones

- Respecto al diseño se recomienda realizar un estudio más detallado de cada zona debido a que en el presente proyecto se consideró un perfil estratigráfico homogéneo para cada delimitación. Es importante tomar en cuenta que al tratarse de un estudio con fines académicos esta base de datos no puede ser usada para estudios de diseño de ningún tipo.
- Aunque se seleccionó una profundidad de 6 metros como referencia para modelar las diferentes zonas de interés, es importante reconocer que las propiedades del suelo por debajo de esa profundidad pueden desempeñar un papel significativo en el comportamiento geotécnico-estructural. Se recomienda realizar investigaciones más profundas en el suelo para capturar las características geotécnicas a mayor profundidad y evaluar su impacto en el diseño y análisis de las estructuras.
- Si bien se optó por utilizar vigas de cimentación corrida debido a la baja capacidad portante de los suelos en la zona de estudio y las simplificaciones del software Plaxis 2D, se sugiere evaluar otros tipos de cimentación que puedan ser más adecuadas para suelos con

características diferentes. Es importante considerar las particularidades de cada zona y seleccionar las técnicas de cimentación más apropiadas en función de las propiedades geotécnicas del suelo.

- Para obtener resultados más precisos y representativos de las propiedades del suelo en cada zona, se recomienda realizar muestreos y ensayos adicionales. Esto puede incluir pruebas de laboratorio como ensayos triaxiales, análisis granulométricos y ensayos de compresión, así como muestreos in situ como sondeos y perforaciones. Estos datos adicionales permitirán una mejor comprensión de las características geotécnicas de los suelos y mejorarán la precisión de los análisis y modelos realizados.
- Siempre que sea posible, se sugiere realizar mediciones y monitoreo de campo para validar los resultados obtenidos mediante modelación y análisis. Esto puede incluir la instalación de instrumentación geotécnica en las estructuras existentes o en nuevas construcciones para medir los asentamientos, las presiones de poro y otros parámetros relevantes. La comparación de los datos medidos en campo con los resultados analíticos proporcionará una validación adicional y mejorará la confiabilidad de los modelos utilizados.
- Los resultados obtenidos a través del uso del software Plaxis 2D y los métodos analíticos tradicionales brindan una base sólida para el diseño y análisis de las estructuras. Sin embargo, se recomienda continuar mejorando los modelos de análisis, teniendo en cuenta los avances tecnológicos y los nuevos desarrollos en el campo de la ingeniería geotécnica.

BIBLIOGRAFÍA

Avilés, L. (2013). *CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA-GEOTÉCNICA DEL SUR DE LA CIUDAD DE QUITO.* Repositorio Institucional uce, Facultad de Ingeniería en Geología, Minas, Petróleos y Ambiental. Quito: Universidad Central del Ecuador.

Badillo, E. J. (1973). *Teoría y aplicación de mecánica de suelos* . Mexico: Editorial Limusa .

Bentley. (2023). *Plaxis 2D: General Information Manual.* Bentley Advancig Infrastructure.

Bentley. (2023). *Plaxis 2D: Material Models Manual 2D.* Bentley Advancig Infrastructure.

Bentley. (2023). *Plaxis 2D: Reference Manual 2D.* Bentley Advancing Infrastructure.

Bentley. (2023). *Plaxis 2D: Scientific Manual 2D.* Bentley Advancing Infrastructure.

Bowles, J. (1958). *Foundation analysis and design.* Mcgraw-Hill.

Bowles, J. (1988). *Foundation analysis and design.* Estados Unidos: McGraw Hill.

Das, B. (2015). *Fundamentos de ingeniería Geotécnica.* Santa Fe: Centage Learning.

Díaz, Y., & López, E. (Diciembre de 2008). Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas Geotécnicos reales en la Ciudad de Punta Arenas. Punta Arenas, Chile: Universidad de Magallanes.

Escobar, Z., & Guim, M. (2019). Comparación de metodologías de análisis en el diseño geotécnico-estructural de cimentaciones superficiales en depósitos con suelos blandos. Guayaquil, Ecuador: Universidad Católica de Santiago de Guayaquil.

Flor, A. (2016). *Determinación De Ángulo De Fricción Y Cohesión Del Suelo Mediante Correlaciones Obtenidas En Los Ensayos De Plasticidad, Módulo De Elasticidad Y Nspt De Suelos De Tres Sectores De La Ciudad De Quito.* Repositorio Institucional puce, Facultad de Ingeniería. Quito: Pontificia Universidad Católica del Ecuador.

González de Vallejo, L. (2002). *Ingeniería Geológica.* Madrid, España: Pearson.

Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec. (2019). *Asentamiento de cimentaciones poco profundas.* Repositorio Institucional itschicontepec. Veracruz, México: Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec.

Jaramillo, A. (2008). *Tema 2: Arcillas y limos plásticos.* Repositorio Institucional us, Estructuras de edificación e ingeniería del terreno. Sevilla, España: Universidad de Sevilla.

Metro de Quito. (2018). *ANEJO Nº 3. GEOLOGÍA Y PROCEDENCIA DE MATERIALES.*

Quito, Ecuador.

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (Enero de 2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resisnte NR - 10. Bogotá, Colombia.

Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda (MIDUVI). (Enero de 2015). NEC-SE-GC: Geotécnia y Cimentaciones. Quito, Ecuador.

Pantoja, D., & Pérez, L. (Diciembre de 2019). ANÁLISIS COMPARATIVO ENTRE METODOLOGÍAS ANALÍTICAS TRADICIONALES Y DE ELEMENTOS FINITOS PARA EL DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES. Cartagena: Universidad de Cartagena.

Patzán, J. (Mayo de 2009). GUÍA PRÁCTICA PARA EL CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA EN CIMENTACIONES SUPERFICIALES, LOSAS DE CIMENTACIÓN, PILOTES Y PILAS PERFORADAS. Guatemala: Universidad de San Carglos de Guatemala.

Renzo, R; Alva, G; Falcón, A; Huamán, P; Ortega, E; Anaya, J. (Julio de 2020). *ANÁLISIS COMPARATIVO DE MÉTODOS PARA EL CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES SOBRE SUELO GRANULAR.* Lima, Perú: Pontifica Universidad Católica de Perú.

Rodríguez, W. (2020). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Suelos y Cimentaciones.*

Rogers, D. (2006). Surface Exploration Using the Standard Penetration Test and the Cone Penetrometer. *Environmental and Engineering Geoscience, 12*(2), 161-179.

Schmertmann, J., Hartmann, J., & Brown, P. (1978). *mproved strain influence factor diagrams,ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division.*

Sien Ti, K. (2009). A Review of Basic Soil Constitutive Models for Geotechnical Application. *EJGE, 14*.

Tauta, C., Leal, J. F., Blanco, A. &., & Fernando, E. (2009). DETERMINACIÓN DE PARÁMETROS PARA LOS MODELOS ELASTOPLÁSTICOS MOHR-COULOMB Y HARDENING SOIL EN SUELOS ARCILLOSOS. *Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8*(15), 75-91.

Vallejo, L. G., Ferrer, M., Orteño, L., & Oteo, C. (2002). *Ingeniería Geológica.* Madrid: Pearson Educación.

Velázquez, A. (2016). Analisis de las filtraciones y la estabilidad de taludes en presas de tierra.

Santa Clara, Cuba: Universidad Central "Marta Abreu" de las Villas.

Villalaz, C. (1976-1980). *Mecánica de suelos y cimentaciones.* Monterrey: Limusa Noriega Editores.

Vintimilla, C., & Avila, E. (2016). Análisis de modelos constitutivos para representar el comportamiento de los suelos del sector las orquídeas de la Ciudad de Cuenca. *Administración y Tecnología para el Diseño.*, *16*(16), 71-83.

ANEXOS

Anexo A. Datos de las perforaciones 102
Anexo B. Perforaciones de cada zona a 6m de profundidad 107
Anexo C. Tablas de correlaciones para los parámetros de los suelos 111
Anexo D. Ejemplo del modelamiento con el software Plaxis 2D 113

Anexo A. Datos de las perforaciones

CÓDIGO	X	Y	UBICACIÓN	PARROQUIA	FUENTE	FUENTE BIBLIOGRAFICA
PF 1	771938.65	9965992.37	Av. Maldonado Escalón 1,2,3	Quitumbe	Administración Zonal Quitumbe	Avilés (2013)
PF 2	771765.02	9966012.33	Av. Maldonado Escalón 1,2,3	Quitumbe	Administración Zonal Quitumbe	Avilés (2013)
PF 3	772765.01	9967996.08	Av. Rumichaca y Amaru Ñan	Quitumbe	Empresa Metro De Quito	Avilés (2013)
PF 4	772162.91	9966760.56	Av Rumichaca Y Av Condor Ñan	Quitumbe	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 5	772404.09	9967013.11	Av Rumichaca Y Av Guayañan	Quitumbe	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 6	772765.00	9967996.27	Túnel	Quitumbe	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 7	772075.00	9966888.27	Cocheras Quitumbe	Quitumbe	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 8	772134.00	9967075.27	Cocheras Quitumbe	Quitumbe	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 9	773089.69	9969248.46	Estadio del Aucas	Solanda	Empresa Metro De Quito	Avilés (2013)
PF 10	773706.27	9969649.34	Calle C-2, Pasaje, entre S25-144 y126	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 11	773406.31	9969549.29	Calle J y Pasaje 42	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 12	773401.35	9969380.30	Calles S26I y Oe3G	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 13	773554.35	9969307.33	Pasaje S26E	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 14	773566.36	9969251.34	Calle Moromoro y Pasaje	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 15	773627.32	9969448.34	Calle Cusubamba y Pasaje A	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 16	773669.33	9969378.35	Av. Teniente Ortiz, Entrada Registro C.	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)

CÓDIGO	X	Y	UBICACIÓN	PARROQUIA	FUENTE	FUENTE BIBLIOGRAFICA
PF 17	774032.26	9969583.41	Calle Quimiag Oe2 - 294	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 18	774024.35	9969182.44	Final de Ave. Cusubamba, filo de quebrada	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 19	774008.20	9969878.39	Parque Interno S23B - Oe3C, Bagunlar	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 20	773656.23	9969878.32	Pasaje OeJ y Av. Solanda	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 21	773495.24	9969884.28	Cubijies Oe40 y Rumichaca	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 22	773265.29	9969673.25	Calle Palmales Oe4-104 y Pasaje Oe4L	Solanda	EPMAPS	Avilés (2013)
PF 23	773090.00	9969248.27	Túnel	Solanda	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 24	773732.00	9970027.27	Pozo-túnel	Solanda	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 25	774320.00	9970579.27	Estación Solanda	La Magdalena	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 26	775746.00	9973619.27	Estación La Magdalena	La Magdalena	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 27	775437.00	9974010.27	Túnel	La Magdalena	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 28	775423.44	9973572.42	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE
PF 29	775478.01	9973580.31	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE
PF 30	775465.52	9973631.60	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE
PF 31	775487.22	9973506.67	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE

CÓDIGO	X	Y	UBICACIÓN	PARROQUIA	FUENTE	FUENTE BIBLIOGRAFICA
PF 32	775503.65	9973529.69	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE
PF 33	775523.38	9973551.38	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE
PF 34	775550.34	9973584.92	Gatazo entre Av 5 de Junio y Jacinto Collaguazo	La Magdalena	PUCE	Archivos PUCE
PF 35	779146.00	9978597.27	Estación La Pradera	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 36	779194.00	9978698.27	Estación La Pradera	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 37	779595.00	9978764.27	Pozo-túnel	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 38	780129.00	9979123.27	Estación La Carolina	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 39	780217.00	9980521.27	Estación Iñaquito	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 40	780209.00	9980554.27	Estación Iñaquito	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 41	780234.00	9980612.27	Pozo-túnel	Iñaquito	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 42	779630.34	9978834.08	Mariana de Jesús y Moreno Bellido	Iñaquito	PUCE	Archivos PUCE
PF 43	779672.67	9978823.01	Mariana de Jesús y Moreno Bellido	Iñaquito	PUCE	Archivos PUCE
PF 44	779601.68	9978789.79	Mariana de Jesús y Moreno Bellido	Iñaquito	PUCE	Archivos PUCE
PF 45	779934.82	9978893.35	Eloy Alfaro y Amazonas	Iñaquito	PUCE	Archivos PUCE
PF 46	778136.00	9976279.27	Estación La Alameda	Mariscal Sucre	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 47	778336.00	9977571.27	Pozo-túnel	Mariscal Sucre	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)

CÓDIGO	X	Y	UBICACIÓN	PARROQUIA	FUENTE	FUENTE BIBLIOGRAFICA
PF 48	778469.11	9977747.51	Jerónimo Carrión y Ramírez Dávalos. Edf. Ex Inda	Mariscal Sucre	PUCE	Archivos PUCE
PF 49	778484.30	9977692.67	Jerónimo Carrión y Ramírez Dávalos. Edf. Ex Inda	Mariscal Sucre	PUCE	Archivos PUCE
PF 50	778402.05	9977726.37	Jerónimo Carrión y Ramírez Dávalos. Edf. Ex Inda	Mariscal Sucre	PUCE	Archivos PUCE
PF 51	779755.00	9982892.27	Estación El Labrador	El Labrador	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 52	780054.00	9982766.27	Estación El Labrador	El Labrador	Empresa Metro De Quito	Metro de Quito (2018)
PF 53	779781.69	9983187.46	Isaac Albédiz y Av Galo Plaza Lasso	El Labrador	PUCE	Archivos PUCE
PF 54	779804.88	9983087.26	Isaac Albédiz y Av Galo Plaza Lasso	El Labrador	PUCE	Archivos PUCE
PF 55	779948.90	9983095.15	Isaac Albédiz y Av Galo Plaza Lasso	El Labrador	PUCE	Archivos PUCE
PF 56	779718.07	9983268.76	Isaac Albédiz y Av Galo Plaza Lasso	El Labrador	PUCE	Archivos PUCE
PF 57	779605.61	9983239.17	Isaac Albédiz y Av Galo Plaza Lasso	El Labrador	PUCE	Archivos PUCE
PF 58	779652.96	9983091.20	Isaac Albédiz y Av Galo Plaza Lasso	El Labrador	PUCE	Archivos PUCE
PF 59	780528.46	9983002.29	Isaac Albédiz y El Morlán	Kenedy	PUCE	Archivos PUCE
PF 60	780442.49	9982999.69	Isaac Albédiz y El Morlán	Kenedy	PUCE	Archivos PUCE
PF 61	780610.52	9982938.47	Isaac Albédiz y El Morlán	Kenedy	PUCE	Archivos PUCE
PF 62	780536.28	9982848.59	Isaac Albédiz y El Morlán	Kenedy	PUCE	Archivos PUCE
PF 63	780446.40	9982916.32	Isaac Albédiz y El Morlán	Kenedy	PUCE	Archivos PUCE
PF 64	780459.42	9982840.77	Isaac Albédiz y El Morlán	Kenedy	PUCE	Archivos PUCE
PF 65	780229.20	9983990.94	José Rafael Bustamante y Francisco Guarderas	Kennedy	Flor (2016)	Flor (2016)
PF 66	779165.65	9986015.78	Luis Tufiño y Gualaquiza, El Rosario (Cabecera norte del parque Bicentenario)	Concepción	Flor (2016)	Flor (2016)
PF 67	778628.92	9982449.59	Centro Comercial El Bosque	Cochapamba	PUCE	Archivos PUCE

CÓDIGO	X	Y	UBICACIÓN	PARROQUIA	FUENTE	FUENTE BIBLIOGRAFICA
PF 68	778664.30	9982312.74	Centro Comercial El Bosque	Cochapamba	PUCE	Archivos PUCE
PF 69	779385.54	9981691.25	Mariano Echeverria y Av Brasil	Rumipamba	PUCE	Archivos PUCE
PF 70	779361.87	9981656.40	Mariano Echeverria y Av Brasil	Rumipamba	PUCE	Archivos PUCE
PF 71	779412.50	9981664.95	Mariano Echeverria y Av Brasil	Rumipamba	PUCE	Archivos PUCE
PF 72	778873.76	9987500.58	Av de la Prensa y Ramon Chiriboga	El Condado	PUCE	Archivos PUCE
PF 73	778908.77	9987556.41	Av de la Prensa y Ramon Chiriboga	El Condado	PUCE	Archivos PUCE
PF 74	778700.00	9988430.85	Pizarro y Av. Mariscal Sucre (Occidental)	El Condado	PUCE	Archivos PUCE
PF 75	778771.53	9988481.85	Pizarro y Av. Mariscal Sucre (Occidental)	El Condado	PUCE	Archivos PUCE

Anexo B. Perforaciones de cada zona a 6m de profundidad

Zona 1 Quitumbe								
PROF. (m)	**PF 1**	**PF 2**	**PF 3**	**PF 4**	**PF 5**	**PF 6**	**PF 7**	**PF 8**
0			11			11		
1	4	9	8	6	9	8	7	7
2	11	6		9	5			
3	6	4	10	5	12	10	11	14
4	14		8	9	5	8		8
5	12	16	13		8	13		9
6			16	8	7	16	12	8

Zona 2 Solanda																	
PROF. (m)	**PF 9**	**PF 10**	**PF 11**	**PF 12**	**PF 13**	**PF 14**	**PF 15**	**PF 16**	**PF 17**	**PF 18**	**PF 19**	**PF 20**	**PF 21**	**PF 22**	**PF 23**	**PF 24**	**PF 25**
0														6			
1	5		5	6	6	6	6		6		4	9	8	4	5	2	4
2	3	8	1	6	2	4	4	5	5	2	2	1	1	4	3	2	8
3	3	1	1	8	3	2		5	3	2	3	3	9	10	3	4	4
4	2	1	1	8	7	3		1	6	6	2		8	9	2		
5	7	2	2	9		6	9	4	6	2	4			11	7	11	
6	2	2	2	9	7	1	9	1		2	5				2		

Zona 3 La Magdalena									
PROF. (m)	**PF 26**	**PF 27**	**PF 28**	**PF 29**	**PF 30**	**PF 31**	**PF 32**	**PF 33**	**PF 34**
0									
1	10	14	7	10	8	14	11	10	15
2		9	14	15	10	8	7		16
3	19	15	19	8		11		15	
4	14	10	12		12	19	14	15	
5	17	11		18		15	15	17	
6	15	12	17	13				18	

Zona 4 La Carolina											
PROF. (m)	**PF 35**	**PF 36**	**PF 37**	**PF 38**	**PF 39**	**PF 40**	**PF 41**	**PF 42**	**PF 43**	**PF 44**	**PF 45**
0											
1	7	8	12	10	13		6	2	6	2	16
2	3	7	4		5	11	8	2	2	7	3
3	8	13	7	7	7	9		5	5	2	8
4	8		10		2	10	7			7	10
5			4	6	8	12	9	8	5	4	
6			3		7	12		9	2	2	

Zona 5 El Ejido					
PROF. (m)	**PF 46**	**PF 47**	**PF 48**	**PF 49**	**PF 50**
0					
1	14	6		6	6
2		8	8	13	5
3	5		4	15	4
4	8	9	10	16	4
5	12	7	6	5	4
6		6	11		4

Zona 6 Bicentenario																
PROF. (m)	**PF 51**	**PF 52**	**PF 53**	**PF 54**	**PF 55**	**PF 56**	**PF 57**	**PF 58**	**PF 59**	**PF 60**	**PF 61**	**PF 62**	**PF 63**	**PF 64**	**PF 65**	**PF 66**
0																
1		7	8	15	8		5	13	5	3	1	2	2		5	7
2		5	10	14	10	10	7	19	2	4		2	2	5		
3	4	8	8	10	8	11	10	9		5	1	6	6	9		9
4	6	7	14	15	9	11	12	9	4	14	8	11	11		12	
5		13	5	11		19	12	11	7	15		11	11	12	13	14
6		4	6	14	6	14	6	6	15	3	9	13	13			14

Zona 7 Quito Tenis					
PROF. (m)	**PF 67**	**PF 68**	**PF 69**	**PF 70**	**PF 71**
0					
1	22	18	27		42
2	17	26	29	26	26
3		17	25	32	35
4			24	24	25
5			30	30	33
6			30	42	

Zona 8 Condado				
PROF. (m)	**PF 72**	**PF 73**	**PF 74**	**PF 75**
0				
1	3	5	5	8
2	2	9	7	9
3	7		9	9
4		8		
5	8	4		
6	8	9		

Anexo C. Tablas de correlaciones para los parámetros de los suelos

Anexo C-1

Valores empíricos de Dr, □, peso específico para suelos granulares basados en el SPT

Suelo	D_r	SPT N'_{70}			ϕ^o			γ (natural o húmedo)	
		fino	medio	grueso	fino	medio	grueso	lb/pie^3	kN/m^3
Muy suelto	0.00	1, 2	2, 3	3, 6	26, 28	27, 28	28, 30	70, 100	11, 16
Suelto	0.15	3, 6	4, 7	5, 9	28, 30	30, 32	30, 34	90, 115	14, 18
Medio	0.35	7, 15	8, 20	10, 25	30, 34	32, 36	33, 40	110, 130	17, 20
Denso	0.65	16, 30	21, 40	26, 45	33, 38	36, 42	40, 50	110, 140	17, 22
Muy denso	0.85	¿?	> 40	> 45	< 50			130, 150	20, 23

Fuente: Bowles (1958).

Anexo C-2

Parámetros elásticos para varios tipos de suelo

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m$_2$)	Coeficiente de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena semi-densa	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

Fuente: Instituto Tecnológico Superior de Chicontepec (2019).

Anexo C-3

Valores de fricción y cohesión del suelo

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2–4)	250–500	0
Firm	(4–8)	500–1,000	0
Stiff	(8–15)	1,000–2,000	0
Very stiff	(15–30)	2,000–4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10–30)	0	28–30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10–30)	100–1,000	8–12
Dense	(>30)	1,000	12

Fuente: Rogers (2006).

Anexo C-4

Correlación entre el SPT, densidad relativa y el ángulo de rozamiento interno de los suelos granulares

N° de golpes N	Densidad relativa	Φ´(°)
0-4	Muy suelta	28
4-10	Suelta	28-30
10-30	Mediana	30-36
30-50	Densa	36-41
Mayor que 50	Muy densa	>41

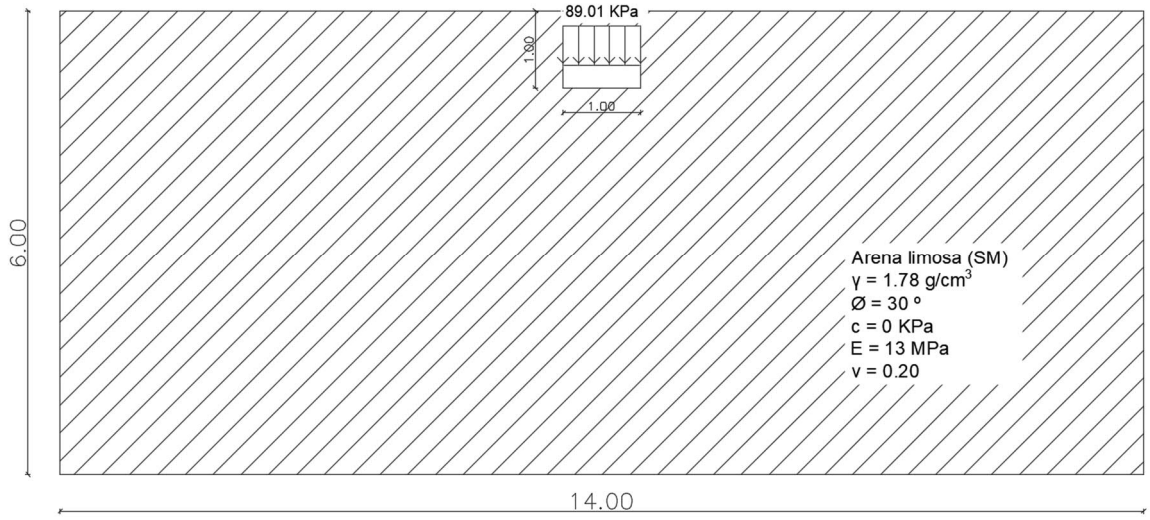
Fuente: González de Vallejo (2002)

Anexo D. Ejemplo del modelamiento con el software Plaxis 2D

En esta sección se pretende presentar de manera explicativa un ejemplo de los cálculos realizados en el capítulo 3 tanto de capacidad portante como asentamientos. Para este caso se consideró como modo de ejemplo las características de la zona “La Magdalena” dando siguiente modelo geotécnico:

Anexo D-1

Modelo geotécnico de "La Magdalena"



Nota. El tiempo de cimentación en zapata corrida de ancho 1 m y profundidad de desplante de 1 m. Elaborado por el autor.

A. Métodos tradicionales

A.1. Capacidad de carga

Para el cálculo de capacidad portante de acuerdo con los distintos autores presentados en la sección 2.2. Estado límite de falla: Capacidad de carga y con el modelo geotécnico analizado, se debe calcular primeramente los coeficientes o factores que intervienen en el cálculo. Debido a que es una carga vertical y sin excentricidades, los factores que se deben calcular son:

- Factores de carga: N_q, N_c, N_y
- Factores de forma: S_q, S_c, S_y
- Factores de profundidad: D_c, D_q, D_y

Una vez obtenidos estos coeficientes y conforme a la ecuación general que presenta cada autor se procede a calcular la carga última o carga de rotura del suelo, como se muestra a continuación:

Anexo D-2

Carga de rotura del suelo

FACTORES		B=	1	Df=	1
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI
Factor de Carga	Nq	18.4	18.4	18.4	22.46
	Nc	30.14	30.14	30.14	37.16
	Ny	15.67	22.4	15.07	27.08
Factor de Forma	Sq	1	1	1	1
	Sc	1	1	1	1
	Sy	1	1	1	1
Factor de Profundidad	Dc	1.34	1.4	1.4	-
	Dq	1.17	1.87	1.87	-
	Dy	1.17	1	1	-
Capacidad Última	qu(KN/m2)	**538.64**	**796.92**	**732.76**	**629.97**

Fuente: El autor.

A.2. Asentamiento

En la zona de “La Magdalena” se contempló una estructura de 3 pisos. Para el modelo geotécnico planteado esta estructura transmite a la cimentación una carga aplicada (Qap) de 168.64 KPa de acuerdo con la estimación de cargas descrita en la sección 3.4. Carga estructural.

Para el cálculo de asentamientos de acuerdo con los distintos autores presentados en la sección 2.3. Estado límite de servicio: Asentamientos, se debe de igual manera calcular los coeficientes que intervienen en el cálculo de cada autor, los factores que se deben calcular son:

- Schemertmann: C_1, C_2, I_z
- Terzaghi & Peck: C_w, C_d, NSPT
- Bowles: I_s, I_f

Una vez obtenidos estos coeficientes y conforme a la ecuación general que presenta cada autor se procede a calcular el asentamiento producido por la carga estructural de una edificación de 3 pisos, como se muestra a continuación:

Anexo D-3

Asentamiento producido por la carga estructural

	B = 1 m		Df = 1 m		Q ap = 89.01 Kpa	
	SCHEMERTMANN		TERZAGHI & PECK		BOWLES	
Factores del método	C1	0.9	Cw	1	Is	0.85
	C2	1.2	Cd	0.75	If	0.75
	Iz_{max}	0.66				
Asentamiento δ (mm)	10.51		9.88		8.37	

Fuente: El autor.

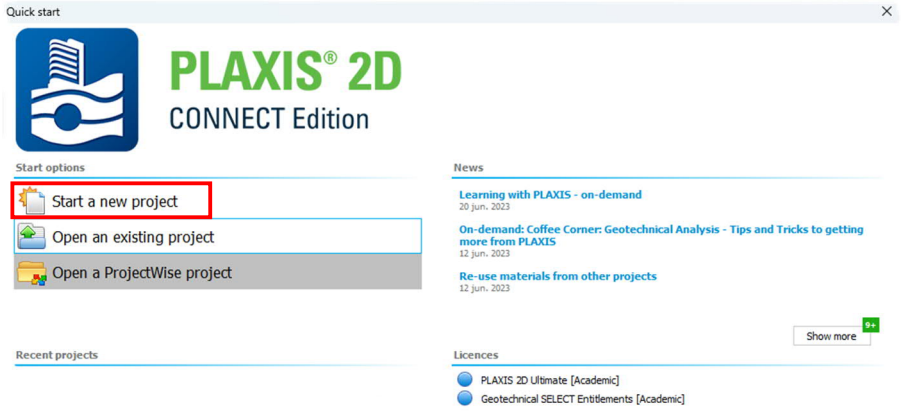
B. Método numérico (Plaxis 2D)

B.1. Creación de nuevo proyecto

Dentro del software Plaxis antes empezar a modelar, es importante definir las características del proyecto que se pretende representar. Para lo cual, una vez se inicia el programa dentro del cuadro de dialogo de inicio rápido se selecciona crear un nuevo proyecto.

Anexo D-4

Interfaz del software Plaxis



Fuente: Bentley (2023).

Ya iniciado el nuevo proyecto, dentro de la pestaña modelo se debe definir el tipo de modelo, las dimensiones del modelo o condiciones de contorno y las unidades que se va a trabajar.

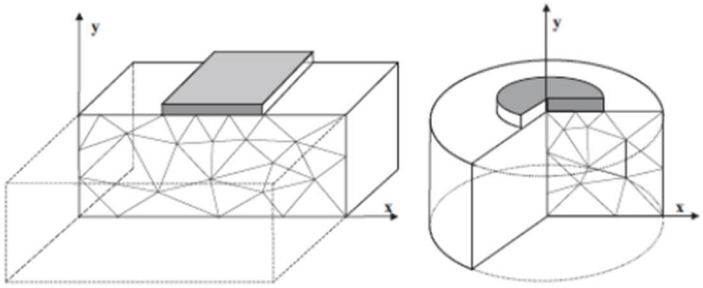
En este punto es importante mencionar que para definir el tipo de modelo es importante conocer el tipo de cálculo que deseamos representar y sus limitantes. Debido a que el software trabaja en dos dimensiones el programa utiliza los principios de deformación plana y condiciones axisimétricas para representar modelos tridimensionales en el plano. Esto

representa un limitante ya no todos los problemas dentro de la ingeniería geotécnica permiten una simplificación en el plano.

En el caso de muros de contención, túneles o zapatas corridas pueden ser analizadas mediante el estado de deformación plana ya que posee una sección transversal aproximadamente uniforme a lo largo de su longitud. Por otro lado, modelos como cimentaciones circulares, pilotes o pozos resulta útil su representación mediante condiciones axisimétricas ya que estos modelos poseen una sección transversal con una aproximación radial uniforme y un esquema de cargas alrededor de su eje. Para entender de mejor manera se presenta el siguiente esquema:

Anexo D-5

Ejemplo de deformación plana (izquierda) y axisimetría (derecha)

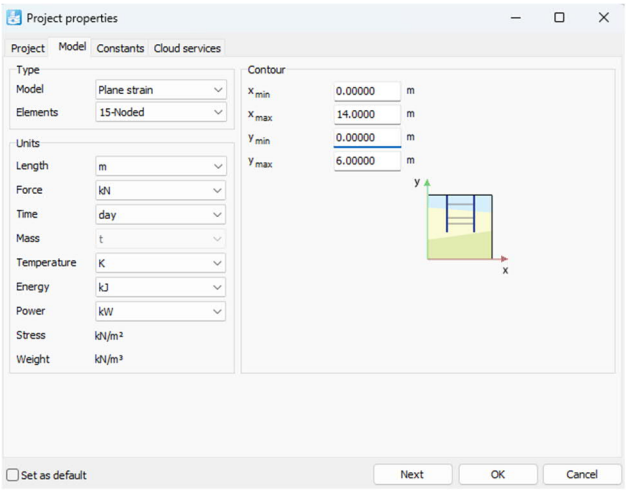


Fuente: Manual de Plaxis (Bentley, 2023).

Una vez entendido esto definimos el modelo, en nuestro caso se trata de una cimentación corrida, por lo tanto, se selecciona como modelo “Plane strain” o deformación plana. Y se coloca las dimensiones de nuestro modelo como se muestra en la siguiente figura.

Anexo D-6

Colocación de las dimensiones del modelo

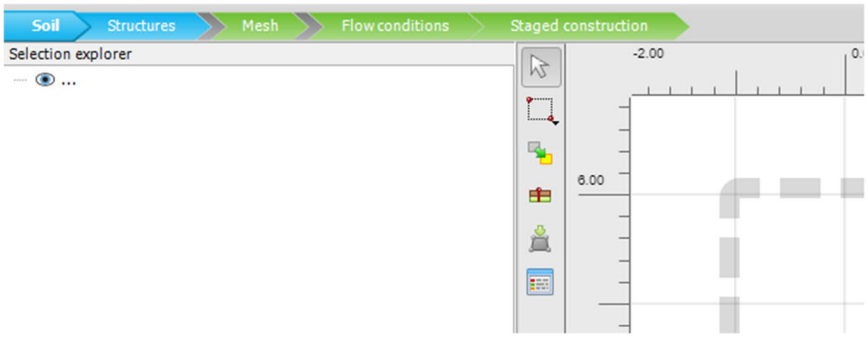


Fuente: Bentley (2023).

Cuando ya se haya creado el modelo con sus propiedades se tiene acceso a la pantalla principal de Plaxis. Es importante mencionar que, el software Plaxis es muy interactivo con el usuario, por ello dentro de su pantalla principal se puede ver el procedimiento secuencial que nos indica el programa mediante el cual se debe ir realizando el modelamiento. Para esto, en la parte superior de la pantalla se puede ver la secuencia en las pestañas de cómo debemos ir modelizando tal y como se muestra en la siguiente ilustración. Para cambiar de una pestaña a otra simplemente se debe dar clic sobre la misma.

Anexo D-7

Flujo del modelado



Nota. La secuencia que indica plaxis es: soil (suelo) → Structures (estructura) → Mesh (malla/mallado) → Flow conditions (condiciones de flujo) → Stated construction (fases constructivas).

B.2. Soil (Suelo)

Dentro de la pestaña “soil” se debe definir la estratigrafía del suelo así como las propiedades de cada estrato de suelo.

1. Para defirnir las caracteristicas del suelo que vamos a modelar seleccionamos el ícono de materiales  y se nos mostrará la pestaña “material sets” o conjunto de materiales y vamos a seleccionar en “New…”.

Anexo D-8

Material Sets

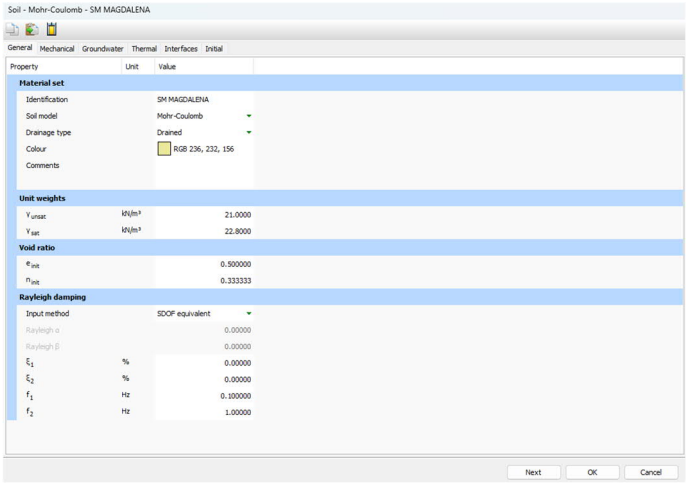


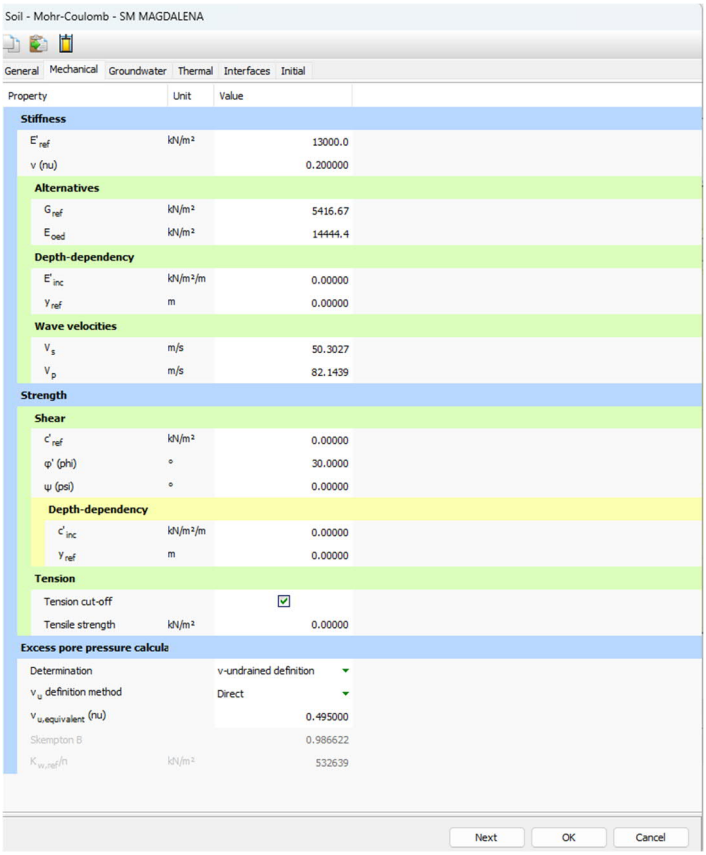
Fuente: Bentley (2023).

2. Se abrirá la pestaña la “soil” donde vamos a colocar las caracteristicas fisicas, mecánicas y de flujo que tiene nuestro suelo. Para ello, de acuerdo con nuestro modelo geotécnico vamos llenando las casillas con la información de nuestro suelo. En nuestro caso se consideró un modelo constitutivo de mohr coulomb debido a la sencillez del mismo, sin embargo, es importante mencionar que existen distintos modelos constitutivos y estos deberán ser calibrados de acuerdo al suelo que se desea representar y la de información que se posea (mientras más complejo sea el modelo mayor información de laboratorio se requerirará para calibrarlo).

Anexo D-9

Pestañas del apartado "Soil"



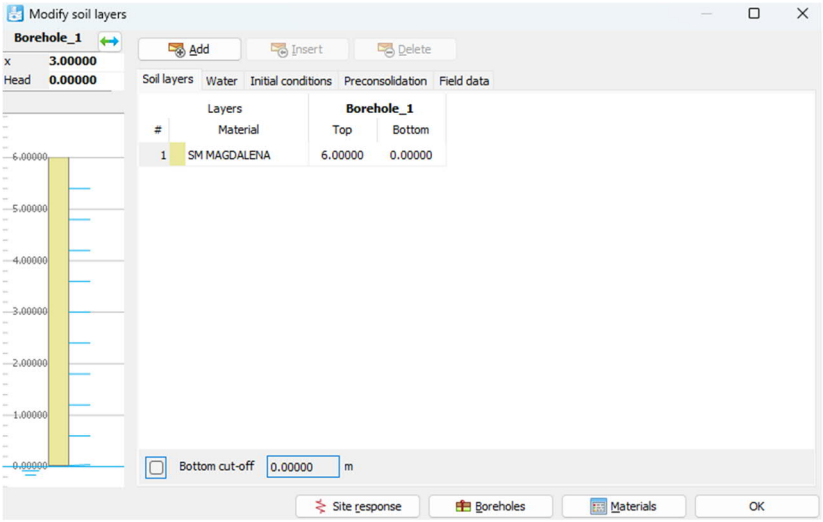


Fuente: Bentley (2023).

3. Para definir la estratigrafía del suelo se selecciona el ícono de “create borehole” se hace clic en un punto dentro del área de dibujo y se aparecerá la ventana “Modify soil layers” o modificar capas de suelo
4. Se define las capas de suelo de acuerdo con el modelo geotécnico.

Anexo D-10

Definición de las capas de suelo



Fuente: Bentley (2023).

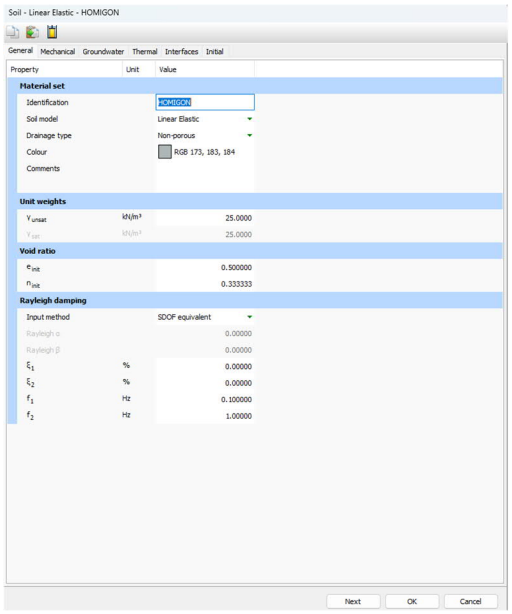
B.3. Structure (estructura)

Dentro de la pestaña “structura” se debe definir los elementos estructurales y el tipo de carga que se va cargar al suelo.

1. De manera análoga a la creación del suelo se debe crear una capa en la carpeta “material sets” con las caracteristicas del hormigón como se muestra en la siguiente figura.

Anexo D-11

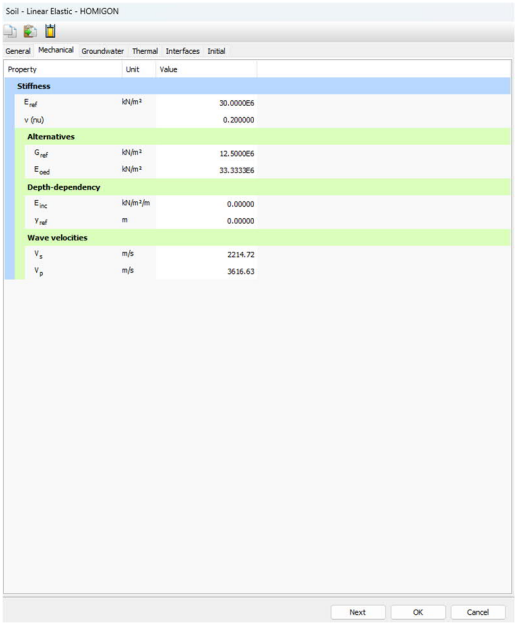
Definición de las características del hormigón (A)



Fuente: Bentley (2023).

Anexo D-12

Definición de las características del hormigón (B)

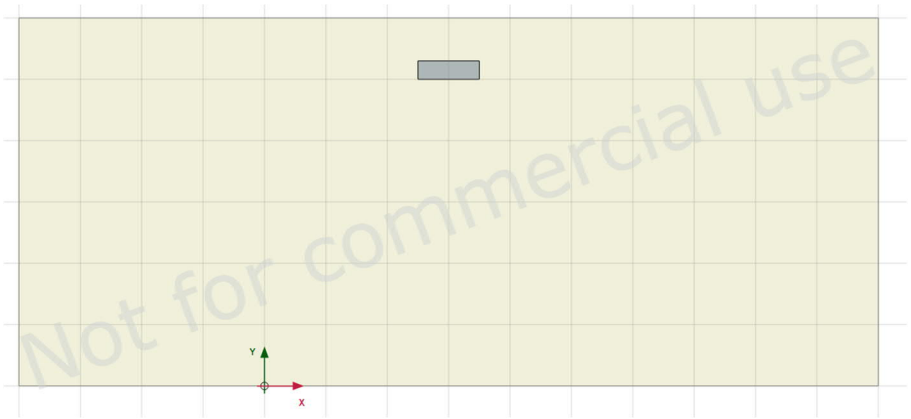


Fuente: Bentley (2023).

2. Creado el material se procede a dibujar la estructura que va a representar a la cimentación mediante la opción “create soil polygon” . Tomando en consideración la profundidad de desplante y el ancho de cimentación.

Anexo D-13

Diseño de la estructura en la pestaña “create soil polygon”



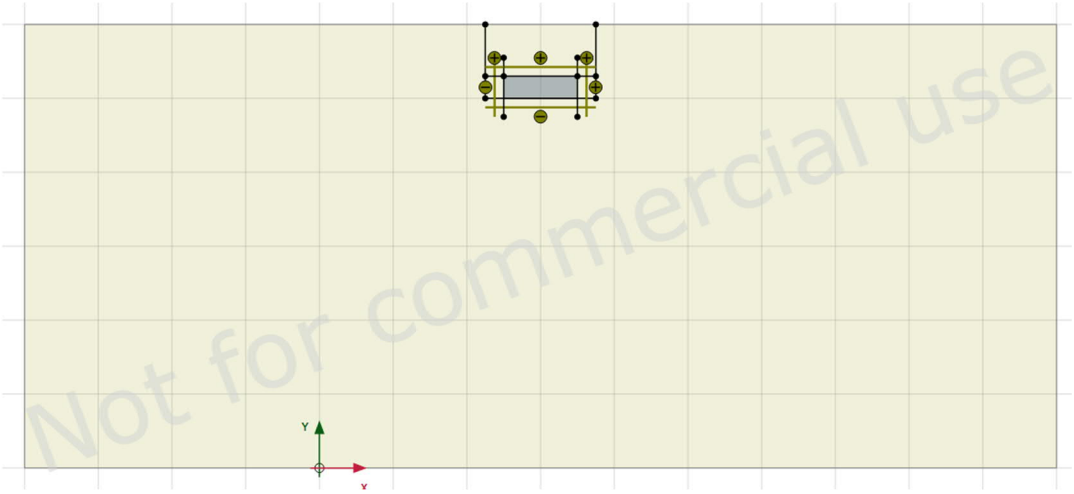
Not for commercial use

Fuente: Bentley (2023).

3. Creado el elemento que representará a la cimentación, es necesario asignar elementos de tipo interfase que van a permitir la interacción entre en el suelo y la estructura. Para lo cual se selecciona la opción “créate line” → “créate interfase”
4. Se procede a dibujar las interfases y activando el sentido del interfase que interactúa con el suelo

Anexo D-14

Diseño de las interfaces

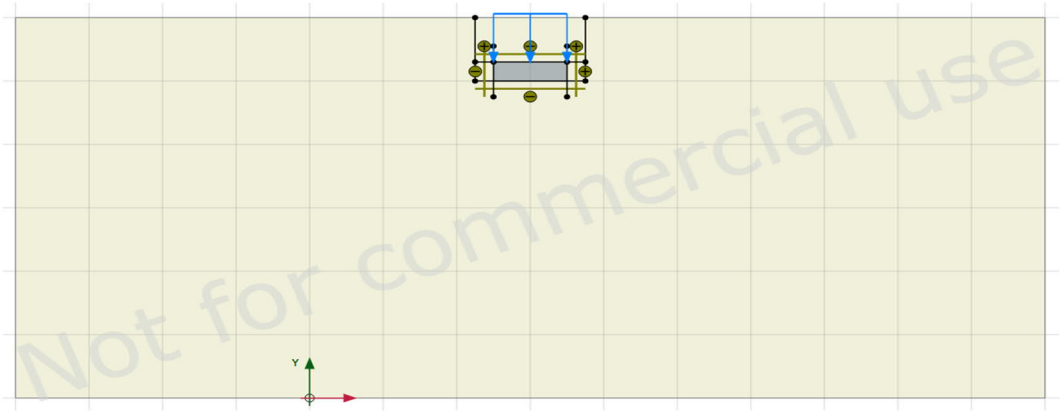


Nota. Dentro del manual de Plaxis recomienda a los elementos interfase extenderlos una pequeña longitud más allá de la estructura para evitar valores picos de deformación o esfuerzo en las esquinas del elemento.

5. En este punto se debe colocar el tipo de carga con la que se va a cargar al suelo para ello se selecciona la opción “create load” y se define la carga que se va a aplicar.

Anexo D-15

Selección de la opción "create load"



Fuente: Bentley (2023).

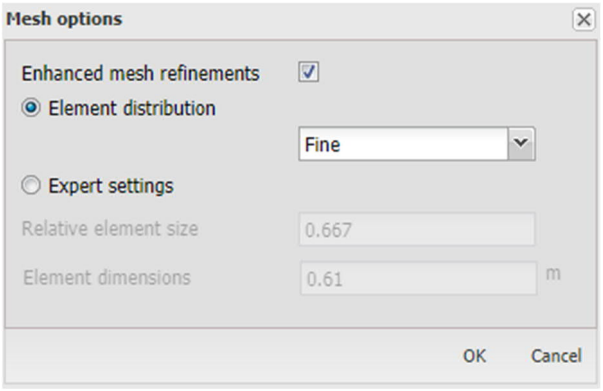
B.4. Mesh (mallado)

Una vez definida la estratigrafía, la estructura y el tipo de carga actuante, se procede a realizar el mallado. El software Plaxis permite un procedimiento de generación de malla totalmente automático. La generación de la malla tiene plenamente en cuenta la posición de los puntos y las líneas en el modelo, de modo que la posición exacta de las capas de suelo, las cargas y las estructuras se tiene en cuenta en la malla de elementos finitos.

1. Para generar la malla se debe dar clic sobre el botón “Generate mesh” . En donde se va a abrir la pestaña “mesh options” en esta pestaña se puede escoger el tipo de malla que se desea, esta opción se va a escoger en función de las necesidades del proyecto y la capacidad de la computadora del usuario pues mientras más fina sea la malla, mayor serán las características de equipo informático se va requerir, en nuestro caso seleccionamos la opción “fine” o malla fina.

Anexo D-16

Pestaña "Mesh options"

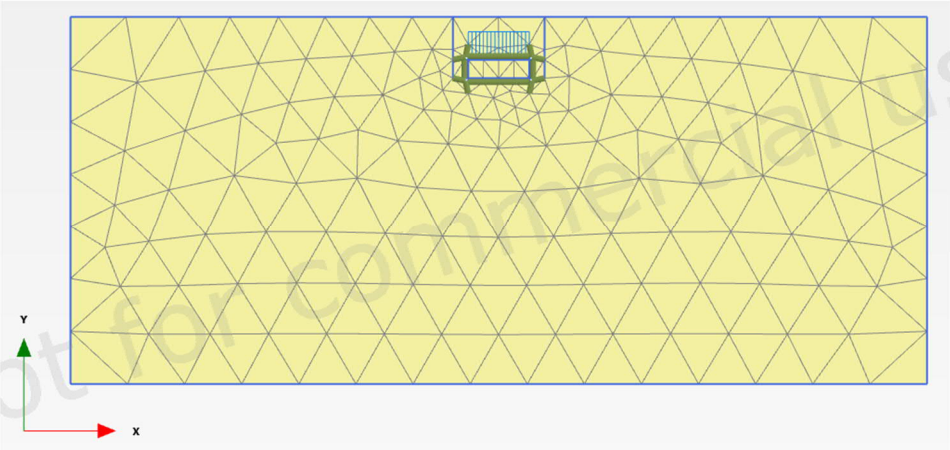


Fuente: Bentley (2023).

2. Generada la malla, se puede observar cómo ha quedado la malla generada mediante la opción “view mesh” esta opción abrirá una ventana de Plaxis output para poder visualizar la generación de elementos finitos.

Anexo D-17

Pestaña "view mesh"



Fuente: Bentley (2023).

B.5. Flow conditions (condiciones de flujo)

Debido al modelo geotécnico analizado no se tiene nivel freático, por ello, no se debe realizar ninguna modificación en esta pestaña. Sin embargo, es importante mencionar que es fundamental considerar el comportamiento del nivel freático no solo en la fase final del modelo sin en cada una de las fases constructivas y como varía el mismo, para obtener resultados reales durante la construcción del proyecto.

B.6. Stated construction (fases constructivas)

Para el cálculo Plaxis brinda la opción de separar en fases las condiciones de carga. Primeramente, se debe definir las condiciones iniciales “initial pase” esta opción comprende la configuración geométrica inicial y el estado tensional inicial, es decir, las tensiones efectivas y los parámetros de estado. Por simplicidad, se consideró la fase inicial (suelo), una segunda fase en donde se activó la estructura y una tercera fase en donde se activó la carga aplicada.

C. Capacidad de carga

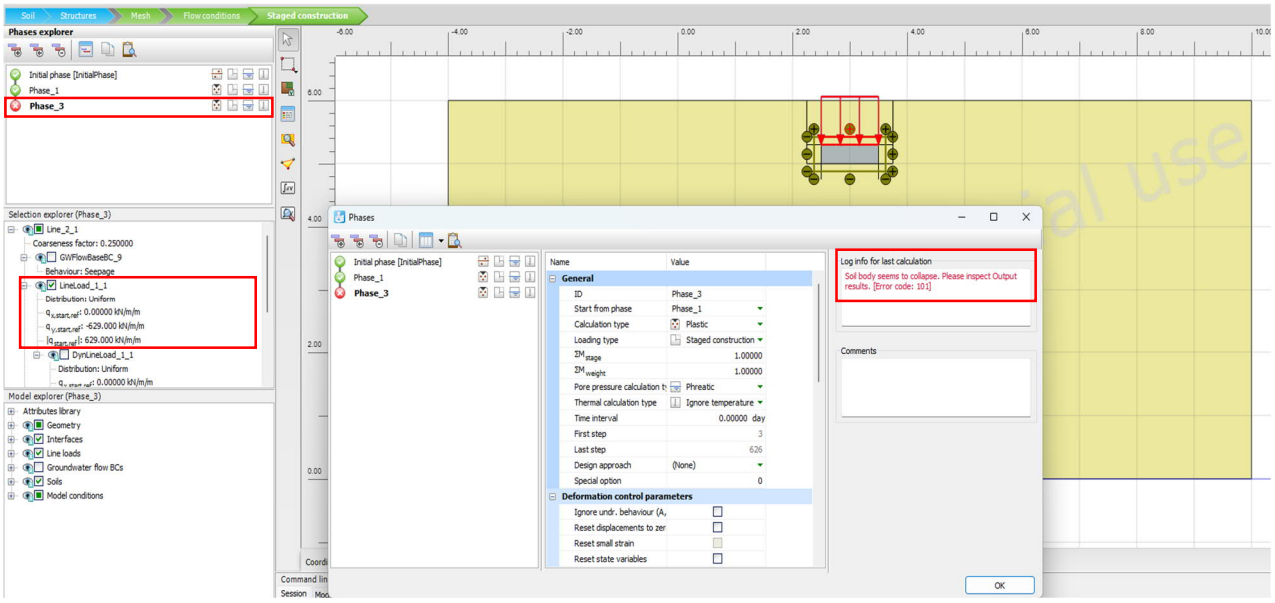
Para el cálculo de capacidad portante, el software plaxis no posee una opción directamente que indique el valor de capacidad última. Sin embargo, dentro de la fase constructiva se puede ir incrementando gradualmente la carga hasta llegar al colapso del suelo.

Por lo tanto, para el modelo de “La Magdalena” se fue incrementando el valor de la carga y viendo los resultados para cada estado de carga. Se incrementó gradualmente los valores hasta llegar al valor de 628.00 KPa pero cuando se trató cargar al suelo con 629 KPa

el programa nos indica que ha fallado el suelo. Por lo tanto, la capacidad de carga del suelo en la zona de “La Magdalena” para un B = 1m y Df = 1m es de 628.00 KPa.

Anexo D-18

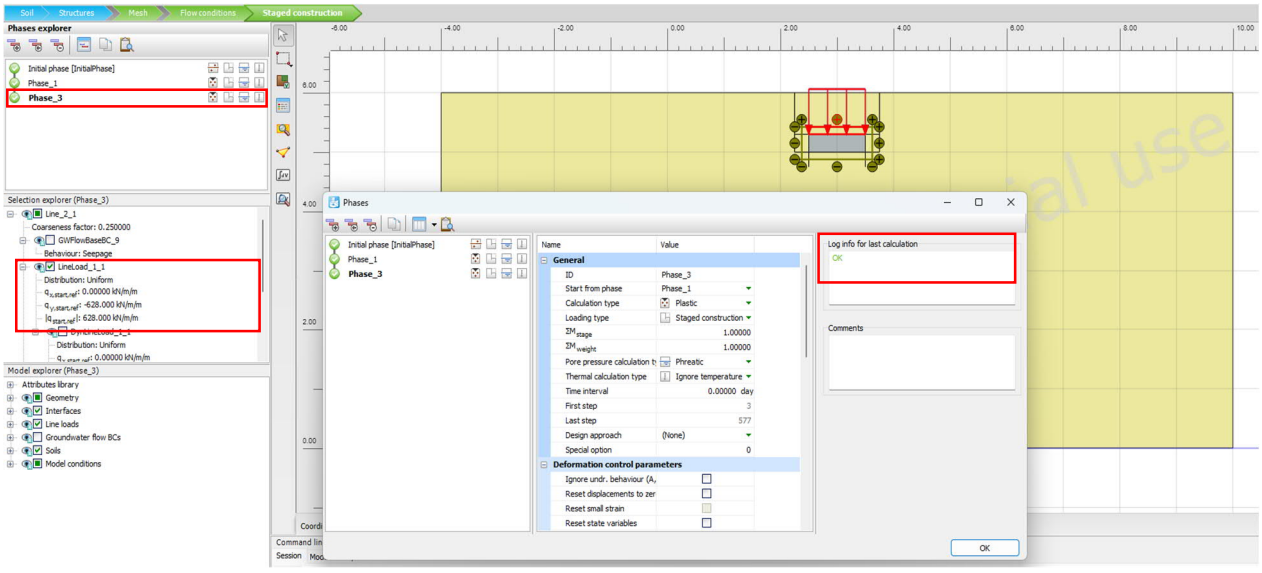
Capacidad de carga (A)



Fuente: Bentley (2023).

Anexo D-19

Capacidad de carga (B)



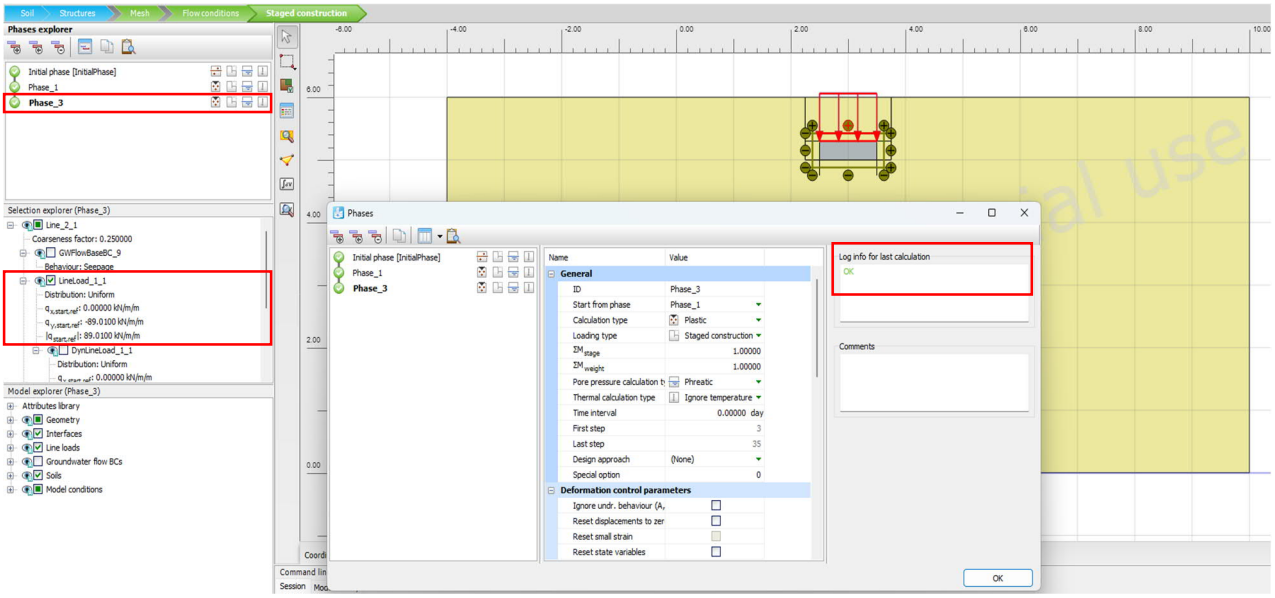
Fuente: Bentley (2023).

D. **Asentamientos**

Para el cálculo de asentamientos dentro de la fase constructiva en la cual se activa la carga, se procede a colocar la carga estructural de la estructura de 3 pisos del modelo geotécnico planteado (89.01 KPa). Y se procede a revisar los resultados haciendo clic en “view calculation results” llevándonos a la pestaña de plaxis output en donde se va a poder visualizar que los asentamientos producidos por la estructura de 3 pisos en la zona de “La Magdalena” son de 0.01764 m (17.64 mm).

Anexo D-20

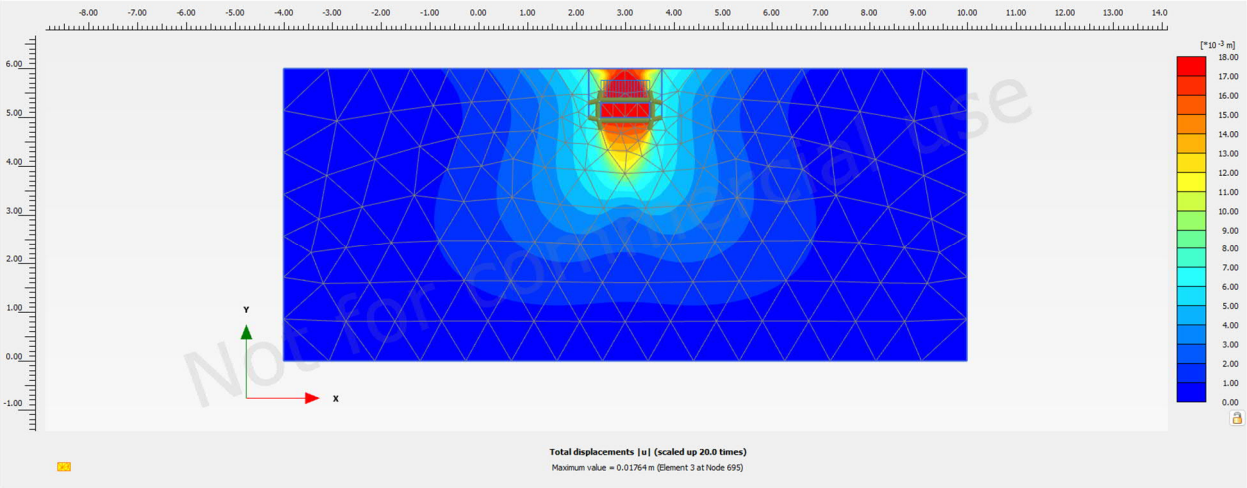
Asentamientos



Fuente: Bentley (2023).

Anexo D-21

Visualización de los resultados de cálculos



Fuente: Bentley (2023).

E. Resumen de resultados

Una vez calculado la capacidad portante como los asentamientos, por métodos analíticos y mediante el software plaxis en la zona de "La Magdalena" para un ancho de cimentación B = 1m y una profundidad de desplante Df = 1 m se tiene los siguientes resultados:

Anexo D-22

Resultados ejemplo práctico

# Pisos	B	Df	Q ap	$\delta_{ANALITICO}$			δ
				SCHEMERTMANN	TERZAGHI & PECK	BOWLES	PLAXIS 2D
	[m]	[m]	[Kpa]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
3	1	1	89.01	10.51	9.88	8.37	17.64

B	Df	Q ult ANALITICO				Q ult
		MEYERHOFF	VESIC	HANSEN	TERZAGHI	PLAXIS 2D
[m]	[m]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]	[Kpa]
1	1	538.64	796.92	732.76	629.97	628.00

Fuente: El autor.