

Análisis Comparativo del Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Areno-Limosos, Caso de
Estudio Proyecto Carrizal la Nueva Girón

Victor Javier Rafael Alejandro Cely Ávila

Trabajo de grado para optar al título de Magister en Geotecnia

Director

Wilfredo del Toro Rodríguez

Magister en Ingeniería Civil

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Geotecnia

Bucaramanga

2020

Agradecimientos

A Dios por su infinita misericordia.

Dedicatoria

A ti mi pequeña hija, todos mis triunfos son abanderados con tu nombre mi bella Juanita, gracias
por tu amor que me motiva cada día.

Mi esposa, mi fiel compañera de batallas, con tu amor, confianza y tenacidad luchando hombro a
hombro cada día junto a mí, este triunfo también es tuyo.

Mis padres, hoy les entrego un pequeño fruto de sus grandes sacrificios, siempre han sido mis
más grandes ejemplos de vida.

Contenido

	Pág.
Introducción	16
1. Localización	18
2. Generalidades del proyecto.....	22
2.1 Justificación	22
3. Objetivos	24
3.1 Objetivo general.....	24
3.2 Objetivos específicos	24
4. Metodología	24
5. Marco de referencia	26
6. Geología.....	37
7. Ensayos geotécnicos realizados	41

8. Distribución de cargas de la edificación	48
9. Calculo de capacidad de carga.....	52
9.1 Metodo de Terzaghi (1943)	54
9.1.1 Cimentación Te-1 de dimensiones de 1,4 m x 1,4 m.....	55
9.1.2 Cimentación Te-2 de dimensiones de 1,7 m x 1,7 m.....	56
9.2 Metodo de Meyerhof.....	56
9.2.1 Cimentación Te-1 de dimensiones de 1,4 m x 1,4 m.....	58
9.2.2 Cimentación Te-2 de dimensiones de 1,7 m x 1,7 m.....	59
9.2.3 Cimentación Te-3 de dimensiones de 1,8 m x 3,0 m.....	60
10. Calculo de asentamientos.....	61
10.1 Para la cimentación Te-1 de dimensiones de 1,4 m x 1,4m.....	62
10.2 Para la cimentación Te-1 de dimensiones de 1,7 m x 1,7 m.....	63
10.3 Para la cimentación Te-1 de dimensiones de 1,8 m x 3,0 m.....	63
11. Cimentaciones propuestas.....	66
11.1 Recalce con inyección de lechada de cemento	66
11.1.1 Análisis bajo tomografía	67
11.1.2 APU Inyección de lechada 3000 psi	70
11.1.3 Presupuesto inyección de lechada de cemento	71
11.2 Cimentación sobre Micropilotes	72
11.2.1 Capacidad de carga	73

COMPORTAMIENTO DE CIMENTACIONES EN SUELOS ARENO-LIMOSOS	8
11.2.2 Asentamientos.....	75
11.2.3 APU Micropilotes.....	79
11.2.4 Presupuesto Micropilotes.....	80
12. Conclusiones.....	81
Bibliografía.....	83
Apéndices.....	84

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 1. Nomenclatura de torres	22
Tabla 2. Control de asentamientos	22
Tabla 3. Nomenclatura de Sondeos en estudios.....	42
Tabla 4. Correlación aproximada entre N y Densidad relativa Dr.	43
Tabla 5. Estado del suelo sondeo 6 realizado a percusión	43
Tabla 6. Estado del suelo sondeo S1, S2 Y S3 realizado a percusión	44
Tabla 7. Correlaciones SPT para S6 ₂₀₁₃	44
Tabla 8. Correlaciones SPT para S3 ₂₀₁₉	45
Tabla 9. Tabla de definición de carga muerta.....	50
Tabla 10. Tabla de definición de carga muerta y viva mayoradas.....	51
Tabla 11. Tabla de resultados corte directo 2013.	53
Tabla 12. Capacidad de carga del diseño inicial.....	54
Tabla 13. Tabla de factores de capacidad de carga Terzaghi.	55
Tabla 14. Tabla de factores de capacidad de carga Meyerhof.....	57
Tabla 15. Recopilación de resultados	65
Tabla 16. Clasificación de suelos por su resistividad.	69
Tabla 17. APU Lechada de cemento.....	70
Tabla 18. Presupuesto Lechada de cemento	71
Tabla 19. APU micropilotes	79

Tabla 20. Presupuesto micropilotes	80
Tabla 21. Clasificación de suelos de acuerdo con NSR-10. Tabla A.2.4-1.....	84
Tabla 22. Tabla de clasificación	86

Lista de figuras

	Pág.
Figura 1. Localización general.....	19
Figura 2. Localización general del proyecto.....	20
Figura 3. Planta distribución de torres.....	20
Figura 4. Esquema topográfico de la distribución de torres.....	21
Figura 5. Ubicación de la cimentación torre 1.....	21
Figura 6. Naturaleza de la falla por capacidad de carga.....	28
Figura 7. Naturaleza de la falla por capacidad de carga según autor.....	29
Figura 8. Ensayo de penetración estándar S5.....	33
Figura 9. Ensayo de penetración estándar S6.....	34
Figura 10. Ensayo de línea sísmica L1.....	35
Figura 11. Ubicación de los sondeos y apiques 2013.....	42
Figura 12. Esquema de ubicación de la línea sísmica.....	46
Figura 13. Refracción sísmica estratificación V_s	46
Figura 14. Refracción sísmica estratificación V_s vista topográfica.....	47
Figura 15. Velocidades de honda por estratos.....	47
Figura 16. Planta de cimentación.....	48
Figura 17. Planta placa tipo.....	49
Figura 18. Naturaleza de la falla por capacidad de carga 1,4x1,4.....	52
Figura 19. Naturaleza de la falla por capacidad de carga 1,7x1,7.....	52

Figura 20. Naturaleza de la falla por capacidad de carga 1,8x3,0.	53
Figura 21. Factor multiplicador de carga vs asentamiento 1,4x1,4.	62
Figura 22. Factor multiplicador de carga vs asentamiento 1,7x1,7.	63
Figura 23. Factor multiplicador de carga vs asentamiento 1,8x3,0.	64
Figura 24. Factor multiplicador de carga vs deformaciones.	66
Figura 25. Propuesta inyección de lechada.	67
Figura 26. Ubicación de la línea tomografica de la torre 1.	67
Figura 27. Sección resistividad vs profundidad.	68
Figura 28. Sección frecuencia vs velocidad face. Nota: INGEOTECNIA S.A.S.	68
Figura 29. Propuesta de micropilotes.	72
Figura 30. Ubicación y espaciamiento de los micropilotes	73
Figura 31. Factor de esfuerzo vs deformación 1,2x1,2 con micropilotes.	75
Figura 32. Factor de esfuerzo vs deformación 1,5x1,5 con micropilotes.	76
Figura 33. Factor de esfuerzo vs deformación 1,5x2,0 con micropilotes.	77
Figura 34. Recopilación factor carga vs deformación con micropilotes.	77
Figura 35. Mapa geológico de la zona de estudio.	85
Figura 36. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo 1,4x1,4.	87
Figura 37. Modelación 1,4x1,4.	87
Figura 38. Cuadro de dialogo modelacion 1,4x1,4.	88
Figura 39. Modelación 1,7x1,7.	89
Figura 40. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo 1,7x1,7.	89
Figura 41. Cuadro de dialogo 1,7x1,7.	90
Figura 42. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo 1,8x3,0.	91

Figura 43. Cuadro de dialogo 1,8x3,0.....	92
Figura 44. Modelacion 1,8x3,0.....	93
Figura 45. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo micropilote 1,2x1,2.	93
Figura 46. Modelación con micropilote 1,2x1,2. Nota: PIAXIS 3D.	94
Figura 47. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo micropilote 1,5x1,5. Nota: PIAXIS 3D..	94
Figura 48. Cuadro de dialogo micropilote 1,5x1,5.....	95
Figura 49. Modelacion con micropilotes 1,5x1,5.....	96
Figura 50. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo micropilote 1,5x2,0.	96
Figura 51. Modelación con micropilotes 1,5x2,0.....	97
Figura 52. Cuadro de dialogo micropilote 1,5x2,0.....	98

Resumen

Título: Análisis Comparativo del Comportamiento de Cimentaciones en Suelos Areno-Limosos, Caso de Estudio Proyecto Carrizal la Nueva Girón*.

Autores: Victor Javier Rafael Alejandro Cely Ávila**.

Palabras clave: Cimentaciones, Asentamiento, Evaluación..

Descripción:

El crecimiento urbano del municipio de Girón apetece por su alta extensión de terrenos inhabitados y gran parte de ellos con accesos viales idóneos para la construcción de edificaciones de viviendas multifamiliares, la conglomeración de zonas residenciales también se refleja en la densificación poblacional al igual que la concentración de esfuerzos en los suelos donde se cimentan estas edificaciones, un ejemplo claro es el proyecto Carrizal la Nueva Girón, donde se observan asentamientos en la cimentación y en su momento se realizan planes de contingencia para minimizarlos, de allí parte este estudio con el fin de analizar los asentamientos presentes en la torre #1 y con ellos los sistemas de cimentación utilizados.

Este proyecto se realiza con el fin de estudiar el comportamiento de la cimentación inicial de la torre #1 del proyecto Carrizal la Nueva Girón junto con el recalce utilizando inyección de lechada de cemento que se implementó para mejorar las características de suelo donde se cimentó y se propondrá un sistema de cimentación con el fin de evitar estos asentamientos diferenciales, teniendo en cuenta la relación costo beneficio de cada una. Los criterios de evaluación se hicieron bajo estudios de campo y de laboratorios realizados previos y durante los procesos constructivos del proyecto.

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Físico-mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia. Director: Wilfredo del Toro Rodríguez, Magister en Ingeniería Civil

Abstract

Title: Comparative Analysis of the Behavior of Foundations in Areno-Limosos Soils, Case Study of the Carrizal La Nueva Girón Project*.

Authors: Victor Javier Rafael Alejandro Cely Ávila**.

Keywords: Foundations, Settlement, Evaluation.

Description:

The urban growth of the municipality of Girón attached by its high extent of uninhabited land and a large part of them with suitable road accesses for the construction of multifamily housing buildings, the conglomeration of residential areas is also reflected in the population density as well as the expansion of efforts in the soils where these buildings are built, a clear example is the Carrizal la Nueva Girón project, where settlements are observed in the foundation and at the time contingency plans are made to minimize them, hence this study in order to analyze the settlements present in tower # 1 and with them the foundation systems used.

This project is carried out in order to study the behavior of the initial foundation of tower #1 of the Carrizal la Nueva Girón project together with the cement grout injection count that is implemented to improve the characteristics of the soil where it was cemented and a foundation system will be proposed in order to avoid these differential settlements, taking into account the cost-benefit ratio of each one. The evaluation criteria were made under previous field and laboratory studies and during the construction processes of the project..

* Degree work

** Faculty of Physical-Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Master in Geotechnics. Director: Wilfredo del Toro Rodríguez, Master in Civil Engineering

Introducción

En el imparable crecimiento urbano de las grandes ciudades, la búsqueda de espacios con características habitables se convierte en el diario oficio de las constructoras del sector inmobiliario, terrenos con vías de acceso, baja accidentalidad topográfica, nuevos espacios de crecimiento comercial y un sin número de características que develan que tan habitable es un sector; el área metropolitana de Bucaramanga no es la excepción, la evidente expansión de los municipios que la conforman es la más tangible evidencia de la exponencial demanda de viviendas y con ellas el movimiento poblacional de otros sectores del país a esta zona.

El municipio de Girón, apetecido por su alta extensión de terrenos inhabitados y gran parte de ellos con accesos viales, también es considerado como un municipio con alta proyección en el crecimiento comercial y turístico, cada vez más constructoras locales y nacionales invierten en proyectos de viviendas en los sectores que circundan este municipio, la construcción vertical es una de las mejores soluciones costo-beneficio tanto para la ejecución del proyecto como para los posibles habitantes y se ha convertido en el principal modelo de construcción de vivienda, el ahorro de espacio de construcción, los costos de adquisición y la conglomeración de un posible eje comercial hacen que construir verticalmente sea la opción más adecuada en este auge de expansión urbana.

La construcción vertical en el municipio de Girón tuvo un impacto en la constitución socio-cultural de la ciudad, al momento de densificar la taza de habitantes/m² de los territorios que la conforman, creó la necesidad de reglamentar su uso y mantener un orden urbanístico, o sea, el uso del suelo; al existir la demanda de espacios residenciales sin interrumpir con los espacios comerciales, este municipio empujó a las futuras zonas residenciales a los linderos de sí misma,

un ejemplo de ello es el barrio *Carrizal la Nueva Girón*, un proyecto conformado por seis (6) torres multifamiliares de cinco (5) pisos.

La fase de construcción de este proyecto empezó a mediados del año 2013, iniciando con las primeras tres torres del complejo multifamiliar, se suspendieron trabajos y reiniciaron actividades de construcción hasta el año 2018, donde se observaron asentamientos diferenciales muy altos, por ello el propósito de este proyecto se realiza con el fin de estudiar el comportamiento de la cimentación inicial junto con el recalce utilizando inyección de lechada de cemento que se implementó para mejorar las características de suelo donde se cimentó y se propondrá un sistema de cimentación con el fin de evitar estos asentamientos diferenciales, teniendo en cuenta la relación costo beneficio de cada una. Los criterios de evaluación se hicieron bajo estudios de campo y de laboratorios realizados previos y durante los procesos constructivos del proyecto.

1. Localización

El municipio de Girón está localizado en el departamento de Santander a nueve (9) km de distancia de Bucaramanga. Se ubica sobre el costado occidental de la cordillera Oriental, entre las coordenadas: X1: 1'253.000, X2: 1'290.000; Y1:1'060.000, Y2: 1'107.000; la cabecera municipal está situada $7^{\circ} 04' 15''$ de latitud norte y $73^{\circ} 10' 20''$ de longitud oeste del meridiano de Greenwich. Según estas coordenadas el Municipio se localiza en la zona intertropical ecuatorial, con una extensión total de 475.14 km² (ver Figura 1), y limita con los siguientes municipios: al norte con Lebrija y Rionegro; al sur con Los Santos, Zapatoca y Betulia; al este con Bucaramanga, Floridablanca y Piedecuesta y al oeste con Sabana de Torres. La zona de estudio hace parte del proyecto Carrizal La Nueva Girón con un área de 1.850m², ubicado al este del municipio de Girón - Santander, sobre el barrio Carrizal, se encuentra localizado aproximadamente en las coordenadas geodésicas latitud $7^{\circ}04'51,48''$ N, longitud $73^{\circ}10'28,30''$ W.

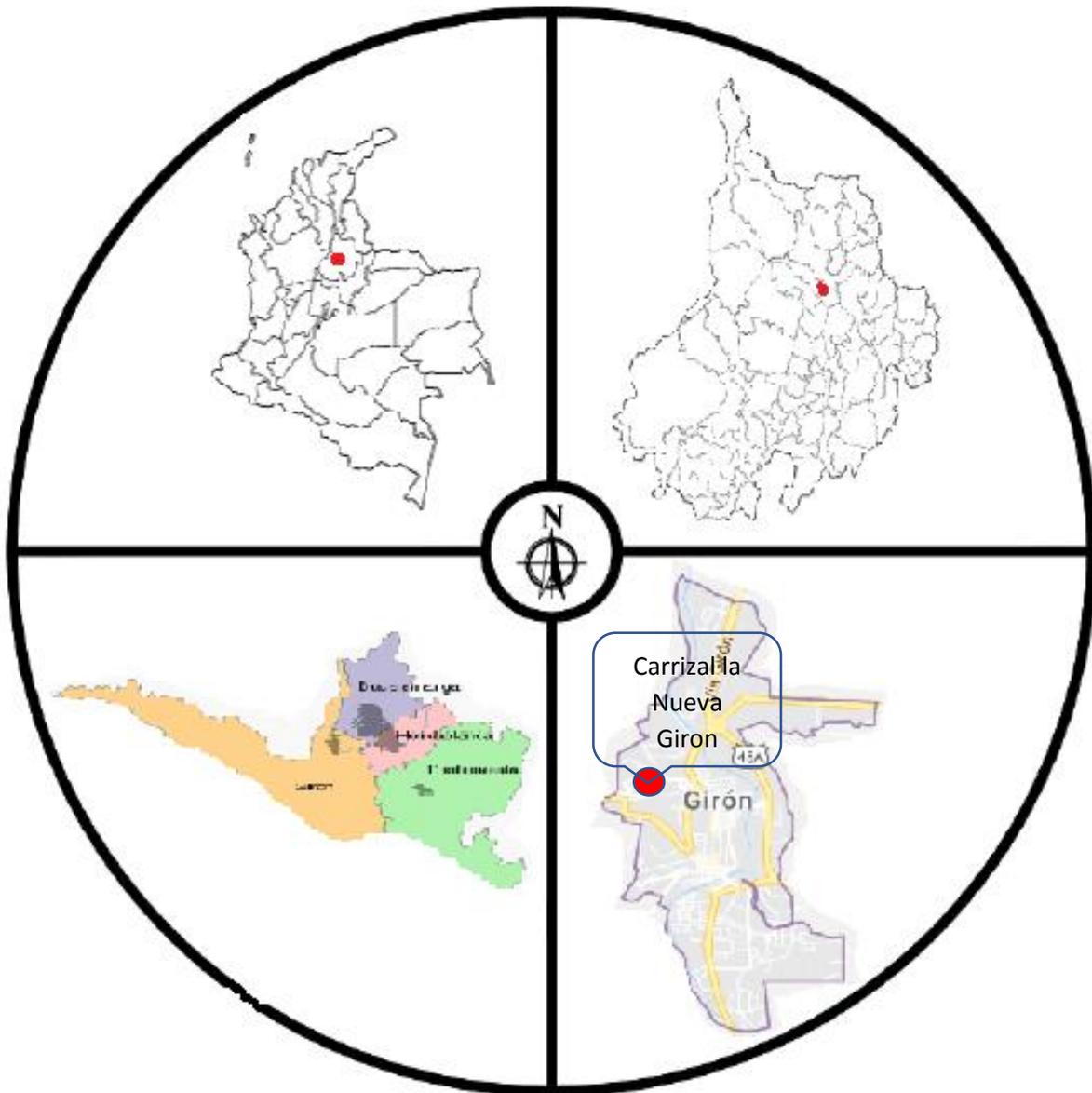


Figura 1. Localización general. Nota: Adaptado de Google Earth



Figura 2. Localización general del proyecto. Nota: Adaptado de Google earth.



Figura 3. Planta distribución de torres. Nota: Adaptado de Google earth.

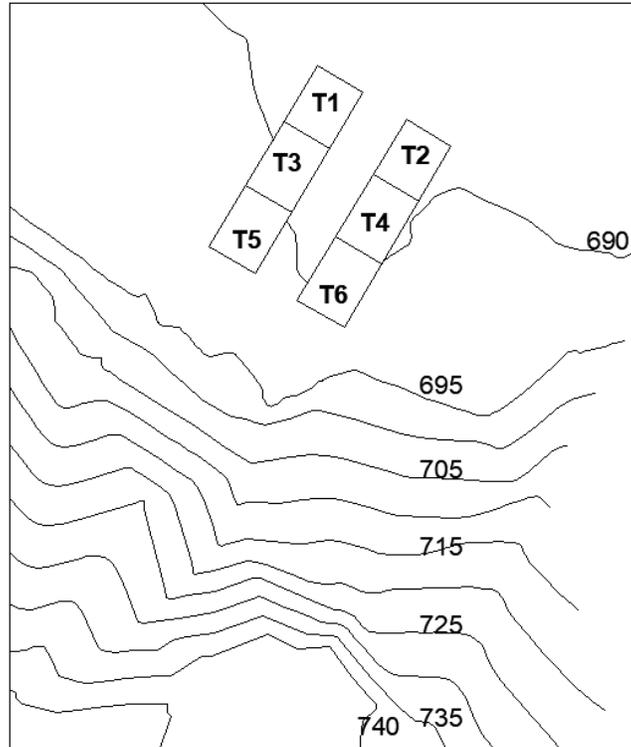


Figura 4. Esquema topográfico de la distribución de torres. Nota: Adaptado de la topografía

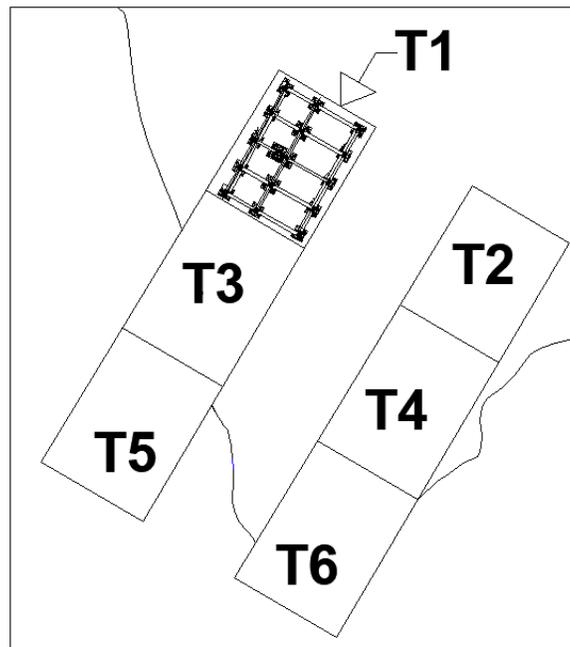


Figura 5. Ubicación de la cimentación torre 1. Nota: Adaptado de la topografía

Tabla 1.

Nomenclatura de torres

SIGLA	TORRE
T1	Torre 1
T2	Torre 2
T3	Torre 3

2. Generalidades del proyecto

2.1 Justificación

El presente estudio se justifica a partir del análisis del comportamiento de las tres primeras torres, las cuales sufrieron asentamientos diferenciales altos, hubo necesidad de aplicar soluciones de recalce, lo cual llevó a unos sobrecostos de las cimentaciones.

En la tabla 1 se observa un control de asentamientos haciendo lectura sobre el sótano 1, los puntos T1.1N, T1.2N y T1.3N son las cotas de la cimentación existentes, la diferencia de cotas entre ellas muestra el asentamiento diferencial presente en esta cimentación.

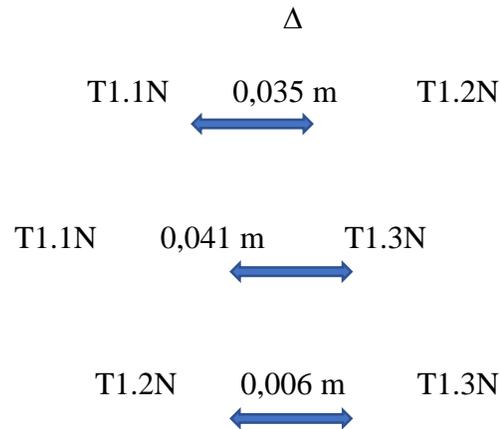
Tabla 2.

Control de asentamientos

TORRE 1				
PNT	9/02/2019	23/02/2019	9/03/2019	DIFERENCIA
T1.1N		679,258	679,255	-0,0030
T1.2N		679,293	679,292	-0,0010
T1.3N		679,299	679,300	0,0010

Nota: Informe topográfico.

Donde la diferencia de cotas:



Con el fin de conocer los beneficios que pueden brindar los distintos sistemas de cimentación, se realizó una exploración a este proyecto de vivienda multifamiliar con el fin de evaluar a través de un análisis comparativo, las características de las cimentaciones implementadas comparadas con otra a partir de capacidad de carga, asentamientos y costos de cada una, para así determinar el sistema más beneficioso para este proyecto.

Los proyectos de vivienda en construcciones verticales se caracterizan por la conglomeración poblacional, esto se traduce a nivel geotécnico que de esta misma manera tendremos una densificación de esfuerzos sobre un área determinada, establecer un sistema de cimentación para este tipo de proyectos requiere un análisis detallado costo-beneficio. A partir de este estudio se pretende aportar de una manera dinámica bases que fundamenten el criterio de selección de la cimentación, este aporte específicamente se centrara en este tipo de vivienda determinada en relación con los suelos areno limosos encontrados en la extensa geología del municipio de Girón.

3. Objetivos

3.1 Objetivo general

Comparar el comportamiento de pilotes como elementos de cimentación frente a los tipos de cimientos utilizados en el sistema de soporte de edificaciones de 5 pisos en suelos areno limosos del sector de Carrizal la Nueva Girón.

3.2 Objetivos específicos

- Analizar el comportamiento del cimiento existente con base en el estudio de la capacidad de carga y asentamientos a partir de fuentes secundarias.
- Analizar el comportamiento del cimiento repotenciado con inyección de lechada de cemento con base en el estudio de la capacidad de carga vs asentamientos a partir de fuentes secundarias.
- Análisis de la capacidad de carga y asentamientos de micropilotes como sistema directo de cimentación.
- Análisis comparativo de las soluciones ejecutadas y selección de propuesta.

4. Metodología

Para entender el desarrollo de este trabajo y los resultados que se obtendrán de él se plantean la siguiente metodología:

- Recopilación de datos. La recopilación de datos es la etapa donde se adquiere toda la información que rodea la zona de estudio, bajo la proyección del objetivo principal, también se captaran los resultados de estudios previos que muestre los antecedentes de cualquier información que permita tener un conocimiento preliminar de la zona de estudio, en este caso, la caracterización geológica del sector, los estudios en sitio y laboratorios previos son algunos datos que se requieren en esta etapa.

- Caracterización geológica. Se describirá la zona de estudio a través de sus componentes geológicos que la conforman, este análisis se hará con base en cartillas y mapas geológicos, las estructuras geológicas son fundamentales para la descripción de una modelación, en ella se fundamenta la estructuración de nuestra zona de estudio junto con su comportamiento a los esfuerzos externos.

- Análisis de información existente. Al llegar a esta etapa se develará toda la información adquirida y bajo un minucioso análisis se caracterizará la zona de estudio; para con ello tener una base fundamentada y poder inferir en forma acertada criterios de comparación. También comprende la caracterización geomecánica a partir del análisis de los resultados de la exploración en el terreno y los ensayos de laboratorio.

- Variables estudiadas. Una vez identificados los parámetros de evaluación para cada uno de los sistemas de cimentación se unifican en esta etapa, depurando los estudios previos e información secundaria del sector, así unificar todos los parámetros de evaluación para los distintos modelos que serán empleados, entre ellos, la capacidad de carga de cada uno de los sistemas, los asentamientos de estos y los costos que conllevan cada uno.

- Modelación numérica. El análisis comparativo se fundamenta en tres pilares fundamentales de todo tipo de cimentación; en primer lugar, se determina la capacidad de carga

que para este estudio se realizó bajo los criterios de varios autores para identificar la capacidad de carga de los tres tipos de cimentación.

El asentamiento para la cimentación de diseño se realizó haciendo lectura de los informes de topografía de la edificación #1; para la cimentación repotenciada con inyecciones de lechada y los micropilotes propuestos, se hizo uso de Plaxis 3D, un software de elementos finitos y lectura de una tomografía eléctrica para evaluar el aumento en las velocidades de onda, finalmente se realiza el análisis presupuestal de cada sistema, con base en rendimientos conocidos y precios del mercado actual.

- **Análisis de resultados.** Los resultados obtenidos por los análisis de capacidades de carga, asentamientos y costos para cada uno de las cimentaciones evaluadas se unificaron en este proyecto como el producto de valores tangibles que representan cada pilar de evaluación, para así determinar la competitividad de los sistemas en relación a suelos areno limosos.

La base de este estudio se fundamenta en el enfrentar cimentaciones diseñadas con resultados no esperados junto con un sistema de cimentación que constituye un plan de contingencia frente a un no previsto, simultáneamente se comparara con una cimentación con un sistema de transferencia de cargas diferente, aplicada a las demás edificaciones del complejo inmobiliario.

5. Marco de referencia

Prácticamente todas las estructuras de ingeniería civil, edificios puentes carreteras, túneles muros, canales o presas, deben cimentarse sobre la superficie de la tierra o dentro de ella. Para que una

estructura se comporte satisfactoriamente debe poseer una cimentación adecuada. Cuando un terreno firme está próximo a la superficie, una forma viable de transmitir al terreno las cargas concentradas de los muros o pilares del edificio es mediante zapatas. Un sistema de zapatas se denomina cimentación superficial. Cuando el terreno firme no está próximo a la superficie, un sistema habitual para transmitir el peso de una estructura al terreno es mediante elementos verticales como pilotes. (Lambe & Whitman, 1979)

En este capítulo presentaremos los conceptos básicos que fundamentan el desarrollo de este trabajo:

- Capacidad de carga. En el caso de las cimentaciones se conoce como capacidad de carga a la medida que determina la suficiencia de una masa determinada de suelo para soportar cargas aplicadas sobre ella. La capacidad de carga o capacidad portante es la expresión que define la máxima presión de contacto entre la cimentación y el terreno, teniendo como límite el fallo de esta ya sea por esfuerzos cortantes en el suelo o por asentamiento.

Existen varios modelos de capacidad de carga y ellos dependerán de las condiciones del suelo y de su autor, entre ellos encontramos la expuesta por Karl von Terzaghi (1943).

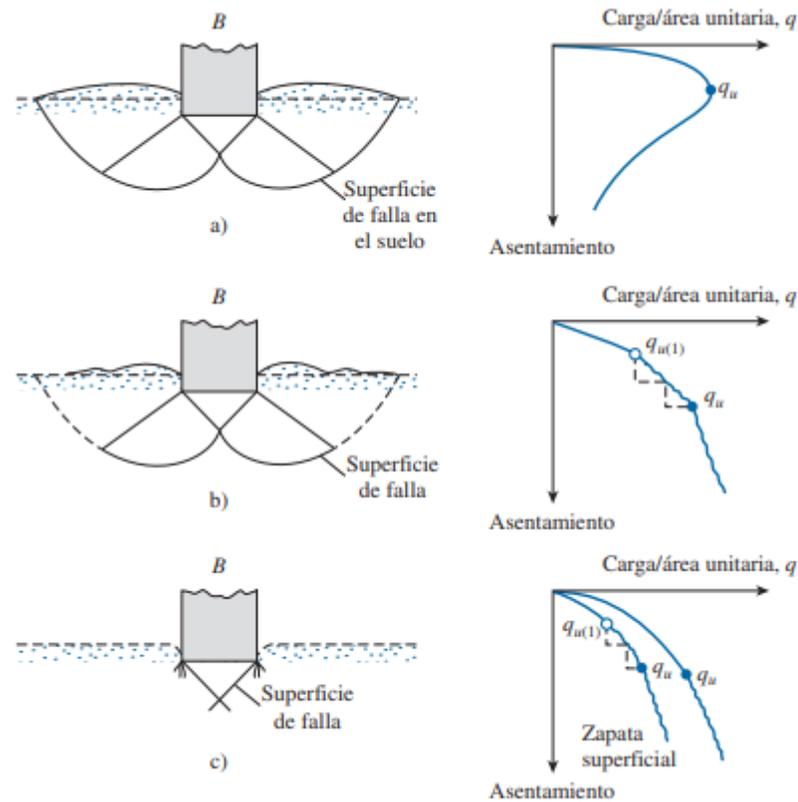


Figura 6. Naturaleza de la falla por capacidad de carga. Nota: Vesic, 1973.

En la figura 6 se ilustra la naturaleza de las fallas por capacidad de carga del suelo, la figura (a) falla de cortante general, (b) falla de cortante local y (c) falla de cortante por punzonamiento.

Terzaghi (1943) fue el primero en presentar una teoría completa para evaluar la capacidad de carga última de cimentaciones aproximadamente superficiales. De acuerdo con su teoría, una cimentación es superficial si su profundidad D_f , es menor que o igual a su ancho. Sin embargo, investigadores posteriores sugirieron que las cimentaciones con D_f igual a tres o cuatro veces su ancho se podían definir como cimentaciones superficiales. Terzaghi sugirió que para una cimentación continua o corrida (es decir, cuando su relación ancho a longitud tiende a cero), el efecto del suelo arriba del fondo de la cimentación también se puede suponer que se reemplaza por una sobrecarga equivalente. (Braja m. Das, 2011)

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Para cimientos cuadrados.

c' = cohesión del suelo

γ = peso específico del suelo

$q = \gamma D_f$

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que son adimensionales y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo.

Meyerhof (1951) sugirió la forma siguiente de la ecuación general de la capacidad de carga:

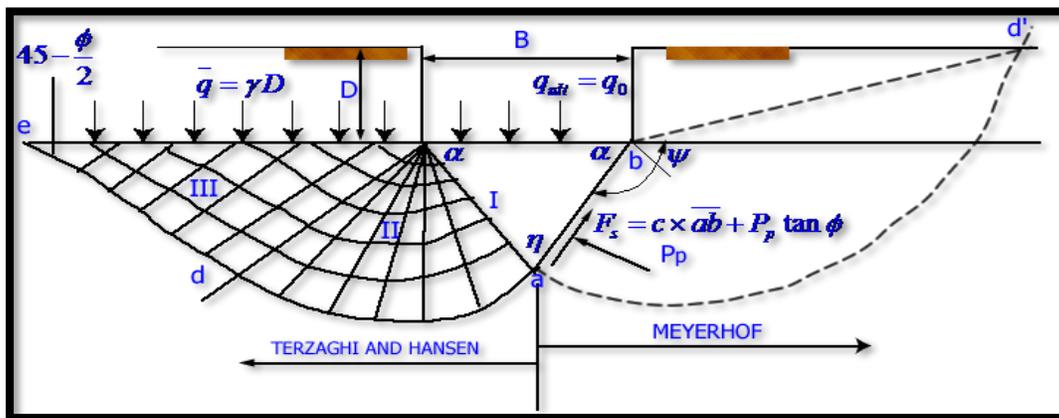


Figura 7. Naturaleza de la falla por capacidad de carga según autor. Nota: Del Toro, 2018.

$$q_u = c' N_c s_c d_c + q N_q s_q d_q + 0.5 \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

c' = cohesión del suelo.

γ = peso específico del suelo.

$q = \gamma D_f$

N_c , N_q , N_γ = factores de capacidad de carga que son adimensionales. y funciones sólo del ángulo de fricción del suelo.

S_c , S_q , S_γ = factores de forma.

d_c , d_q , d_γ = factores de inclinación.

- Asentamiento. El asentamiento de una cimentación se puede dividir en dos categorías principales: asentamiento elástico, o inmediato y asentamiento por consolidación. El asentamiento inmediato, o elástico, de una cimentación tiene lugar durante o inmediatamente después de la construcción de la estructura. El asentamiento por consolidación ocurre al paso del tiempo. El agua de los poros es expulsada de los espacios vacíos de suelos arcillosos saturados sumergidos en agua. El asentamiento total de una cimentación es la suma del asentamiento elástico y del asentamiento por consolidación.

El asentamiento por consolidación comprende dos fases: primaria y secundaria. El asentamiento por consolidación secundaria ocurre después de terminar la consolidación primaria ocasionada por el deslizamiento y la reorientación de las partículas del suelo ante una carga sostenida.

El asentamiento por consolidación primaria es más importante que el asentamiento secundario en arcillas inorgánicas y en suelos limosos. Sin embargo, en suelos orgánicos, el asentamiento por consolidación secundaria es más significativo. (Braja m. Das, 2011)

Para nuestro cálculo de asentamientos hicimos uso de un software de elemento finito, con el fin de facilitar el análisis de las estructuras en relación con el suelo.

- Método de elementos finitos. El uso de software en el área de la geotecnia en gran medida ha facilitado la modelación de los casos de estudio donde existe una relación directa de

esfuerzo, estructuras, agua y suelo; en el medio se pueden encontrar distintos modelos matemáticos que dependiendo de lo que se necesite encontrar se pueden emplear unos u otros, ejemplo de estos casos es el método de elementos finito.

La teoría en la cual se basa el método de los elementos finitos, ya sea que aplique para el estudio del comportamiento geotécnico de masas de suelos, o de estructuras de edificios, es la que utiliza los métodos numéricos para integrar las ecuaciones diferenciales que resultan de la aplicación de modelos de comportamiento físico, también conocidos como modelos constitutivos de cada problema en particular, los cuales son alimentados con parámetros representativos de la caracterización físico mecánica de cada uno de los elementos de tamaño finito en los que se divide una superficie, o de un volumen, ya sea que se trate de casos de deformación plana, o casos en los que es necesario considerar el comportamiento tridimensional (3D).

El resultado de tal integración parcial de cada elemento, es luego aplicada al ensamble de todos ellos para obtener las ecuaciones globales que van a servir para obtener los desplazamientos de los nodos (cantidades primarias), y a partir de estos obtener las cantidades secundarias que representan los esfuerzos tensoriales y las deformaciones unitarias que se derivan de tales tensores. (Bustamante, 2011)

- Suelos no transportados. Dentro los suelos no transportados encontramos una gran representación en los suelos residuales, que se originan como producto de la meteorización, representado como el cúmulo de material meteorizado sin ser transportados. Un factor influyente dentro de los suelos no transportados es su velocidad de descomposición de la roca.

Los suelos residuales son los que se forman en el sitio por procesos de meteorización física y química y se desarrollan principalmente, en condiciones tropicales húmedas, de meteorización química intensa (Reading, 1999) . Algunos autores los denominan “suelos tropicales”; sin

embargo, debe tenerse en cuenta que los suelos residuales también se encuentran en zonas no tropicales, aunque en menor proporción. Se conoce que el comportamiento ingenieril de los suelos residuales es muy diferente al de los suelos transportados y depositados. Sus propiedades especiales son una respuesta a la combinación de los ambientes encontrados en los trópicos, relacionados con el clima, la lluvia, los regímenes de temperatura, la litología del material de roca parental, el movimiento del agua, las condiciones de drenaje, el relieve, la vegetación, la edad y los niveles de meteorización, entre otros factores. Los deslizamientos en materiales meteorizados ocurren en diferentes ambientes (geológicos y geomorfológicos). La mayoría de deslizamientos de suelos residuales son los deslizamientos poco profundos y rápidos del suelo residual sobre el saprolito (Roca algo meteorizada) o la roca, pero cuando los perfiles de meteorización del suelo residual son muy profundos, se pueden presentar también deslizamientos rotacionales. Las propiedades de los suelos residuales varían de una región a otra, debido a la naturaleza heterogénea de los ambientes tropicales. La meteorización está controlada por el clima regional, el relieve y la litología de la roca y estos factores varían de sitio en sitio. (Suarez, 1998)

- Ensayo de penetración estándar. El método de penetración estándar SPT (Standard Penetration Test) es tal vez el más conocido y usado en la exploración de suelos, tal vez por su sencillez de ejecución y sobre él existe una literatura muy abundante. El método ha sido estandarizado desde 1958, con varias revisiones (ASTM D-1586) y consiste (p.ej. Bowles, 1988) en hincar un tomamuestras partido de 18" (» 45cm) de largo (Figura 1a) colocado al extremo de una varilla AW, por medio de un peso (martillo) de 140lb (» 63.5kg) que se deja caer "libremente" desde una altura de 30" (» 76cm) (Figura 1b), anotando los golpes necesarios para penetrar cada 6" (» 15cm). El valor normalizado de penetración N es para 12" (1 pie » 30cm), se expresa en golpes/pie y es la suma de los dos últimos valores registrados. El ensayo se dice que muestra

"rechazo" si: (a) N es mayor de 50 golpes/15cm, (b) N es igual a 100golpes/pie o (c) No hay avance luego de 10 golpes.



Figura 8. Ensayo de penetración estándar S5.

$$N_{crr} = N - C_n - h_1 - h_2 - h_3 - h_4$$

En la cual

N_{crr} = valor de N corregido

N = valor de N de campo

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo

h_1 = factor por energía del martillo

h_2 = factor por longitud de la varilla

h_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras

h_4 = factor por diámetro de la perforación



Figura 9. Ensayo de penetración estándar S6.

- Línea sísmica. Para realizar el análisis de las condiciones en las que se encuentra los estratos que componen el área de estudio, se realizó una línea sísmica y se practicó el ensayo refracción sísmica y ondas superficiales MASW2D.

Los estudios de exploración Geofísica mediante Refracción Sísmica y Ondas Superficiales, buscan determinar de manera indirecta las velocidades de onda Compresionales (V_p) y Velocidades de onda de Corte (V_s) en profundidad y a lo largo de una línea de longitud variable, por medio de las cual se puede inferir las profundidades de los estratos del subsuelo, presencia de estratos rocosos, agua, cavernas, entre otras irregularidades del subsuelo. Con los valores de V_s y V_p , se pueden obtener mediante correlaciones conocidas, parámetros geomecánicos del subsuelo como el módulo de Young (E), módulo de corte máximo (G), módulo de deformación volumétrica (K) y relación de Poisson.



Figura 10. Ensayo de línea sísmica L1.

- Ensayo de Refracción Sísmica. La sísmica de refracción constituye uno de los métodos de prospección más tradicionales de la geofísica. Su principio fundamental se basa en la medición de los tiempos de viaje de ondas sísmicas generadas por una fuente impulsiva en la superficie del subsuelo (o cercana a ella) y que son refractadas en las interfaces entre medios (refractores) con propiedades físicas (i.e. impedancias acústicas) diferentes. El análisis de dichos tiempos de viaje, bajo ciertas hipótesis definidas y siguiendo las leyes de la propagación de ondas, permite en principio obtener un perfil en profundidad de la distribución geométrica de los diferentes refractores, con las correspondientes velocidades a las cuales la onda sísmica se propaga a través de ellos (Redpath, 1973). La fuente a emplear puede ser un martillo, una fuente de caída de peso o cargas explosivas. El objetivo en todos los casos es generar un pulso de ondas compresionales que será detectado en la superficie, luego de viajar en profundidad y refractarse en los diferentes estratos del subsuelo, por un arreglo lineal de receptores (geófonos con una frecuencia de 14,0 Hertz para refracción o de 4.5 Hertz para ondas superficiales), ubicados a distancias conocidas, que transmitirán la señal eléctrica generada por las vibraciones del subsuelo hasta un equipo de

grabación (sismógrafo), donde ésta será digitalizada y guardada para su posterior análisis e interpretación. Los datos adquiridos serán entonces sismogramas, de los cuales pueden interpretarse los tiempos de recorrido en función de la distancia entre los receptores. Esta información luego debe ser procesada e interpretada por medio de un software para poder obtener la de velocidades de onda en el subsuelo.

- Ensayo de Ondas Superficiales. Las ondas Superficiales se conocen como la energía que viaja a lo largo o cerca de la superficie de la tierra la cual decrece rápidamente con la profundidad. Se caracterizan por su relativa baja velocidad, bajas frecuencias, y alta amplitud. Estas ondas son generadas fácilmente por fuentes activas (Martillo) y fuentes pasivas como ruido ambiental, micro-tremores. Las ondas superficiales se presentan como movimientos elípticos verticales en la superficie, donde la dirección de las ondas varía de un lado a otro de la elipse. El principio fundamental del análisis de ondas superficiales, se basa en que las ondas Rayleigh, viajan a una velocidad independiente de su longitud de onda en suelos uniformes y homogéneos, por ejemplo, para un mismo estrato la velocidad de la onda Rayleigh es de $0.919 V_s$, que terminaría siendo la misma velocidad V_s para efectos prácticos. Por esta razón el análisis MASW es una técnica utilizada con mucha frecuencia para definir la velocidad de onda cortante in situ. Mediante un equipo procesador electrónico digital se registran las diferentes frecuencias generadas por los elementos vibradores, y se obtiene la curva de dispersión que asocia la velocidad con la frecuencia y la longitud de onda, la cual refleja las condiciones de rigidez del sitio, la estratigrafía y posibles anomalías en la compactación del suelo. Después de obtener la curva de dispersión característica del sitio se calculan los perfiles de velocidad de onda de corte (V_s) derivados del proceso de inversión de las curvas de dispersión, con los cuales se puede realizar la clasificación del suelo según la NSR-10.

- Ensayo de tomografía eléctrica. La Tomografía eléctrica es un método de resistividad multielectrónico, basado en la modelización 2-D de la resistividad del terreno mediante el empleo de técnicas numéricas (elementos finitos o diferencias finitas). Con fines en la resolución de un amplio abanico de problemas ingenieriles e hidrogeológicos. El objetivo de este método se basa en obtener una sección 2-D de resistividades reales del subsuelo, modelo a partir del cual podremos determinar la presencia o no de filtraciones de agua en profundidad, mediante la localización de áreas en donde tengamos una disminución anómala del valor de la resistividad del terreno. Para ello será preciso el empleo de un programa de inversión, con el que transformar las resistividades aparentes obtenidas de la campaña de campo, a valores de resistividad real.

6. Geología

En el municipio de Girón afloran rocas sedimentarias jurásicas, cretáceas, terciarias y depósitos cuaternarios, los cuales son representados cartográficamente como unidades cronoestratigráficas (unidades de tiempo):

- Mezozoicas y Cenozoicas, que a su vez incluyen unidades litoestratigráficas . Éstas se especifican en el mapa geológico junto con los sistemas de fallas principales que afectan dichas unidades, entre las que se encuentra el sistema de fallas Suárez – río de Oro, las fallas de Bucaramanga y San Vicente, el anticlinal de Río Sucio y el sinclinal de Nuevo Mundo; se encuentran también sistemas menores como la falla de Ruitoque, falla de la quebrada Los Montes, Río Negro, Cantalta, entre otras; una descripción más detallada de estos sistemas se encuentra en el marco tectónico regional.

- Unidades mesozoicas. En el Municipio se encuentran representadas por unidades litológicas sedimentarias, las cuales han sido agrupadas en unidades triásicas, jurásicas y cretáceas.

- Las unidades triásicas están compuestas principalmente por conglomerados calcáreos, los cuales afloran ocupando pequeñas áreas. En el Municipio se encuentran representadas por la formación Bocas (TRb), unidad constituida por alternancia de limolitas, areniscas y arcilloritas calcáreas verdes y gris oscuras y capas de roca volcánica hacia la parte superior.

- Las unidades cretáceas se encuentran conformadas por rocas sedimentarias ampliamente distribuidas en el territorio santandereano, su nomenclatura corresponde a las cuencas del valle medio del Magdalena y del Catatumbo - Maracaibo. En el Municipio están representadas por las formaciones Los Santos, Rosa Blanca, Paja, Tablazo, Simití, La Luna y Umir, que constituyen la serranía de La Paz. Aflora en inmediaciones de la quebrada Pujama y Agua Blanca, entre las veredas de El Cedro y Parroquia.

La formación Los Santos (Tambor Kita) está constituida por areniscas conglomeráticas, lodolitas rojo grisáceas y cuarzo areniscas gris amarillentas, en capas tabulares de espesor variable. En el Municipio aflora en la parte alta de la mesa de Ruitoque con inclinaciones muy suaves casi horizontales, donde los estratos no han sido afectados por eventos tectónicos.

- Unidades Cenozoicas. La totalidad de las rocas cenozoicas en el territorio santandereano son sedimentarias y se encuentran representadas por unidades terciarias y por los depósitos cuaternarios sobre las unidades triásicas y jurásicas. Las unidades terciarias afloran en la región oriental y occidental del departamento de Santander y ocupan grandes extensiones; En el municipio de Girón se encuentran las unidades terciarias Lisama, La Paz, Esmeralda, Mugrosa y Colorado. La formación Lisama (Tpl) está constituida por una secuencia de lutitas abigarradas, alternadas con areniscas grises y capas delgadas de carbón.

En el municipio de Girón afloran los cuatro niveles superiores de la formación Bucaramanga, correspondientes a los segmentos órganos, finos, gravoso y de limos rojos. El segmento Órganos corresponde al nivel 2 de la formación Bucaramanga, está constituido por capas gruesas a muy gruesas de variable espesor, texturalmente se trata de una grava de matriz granosoportada a lodosoportada, subredondeada a redondeada, con esfericidad baja a media y mal calibrada. Presenta feldepatos alterados, en los niveles medios arcillas compactas arenosas ligeramente micáceas con trazas de materia orgánica. En el Municipio, este depósito aflora en el escarpe Malpaso, el casco antiguo del Municipio y en la vereda de Llanadas, así como sobre la margen izquierda de la autopista Bucaramanga – Girón anillo vial y Girón – Lebrija. Su geomorfología se caracteriza por presentar surcos, cárcavas y estoraques que alcanzan hasta 13 m de altura, los cuales originan las llamadas tierras malas.

El segmento Finos (Qbf) corresponde al nivel 3 de la formación Bucaramanga, su espesor aproximado es de 20 m, presenta capas finas de geometría tabular y lenticular, con laminación plano paralela, cruzada y ondulada. Texturalmente consta de arenas arcillosas, arcillas arenosas ligeramente micáceas y gravas, se encuentran costras de óxidos y trazas de materia orgánica. En el Municipio, este depósito aflora en la parte baja del escarpe occidental de la mesa de Ruitoque, en las veredas de Llanadas y Chocoíta, en las partes superiores del escarpe de la meseta, en el barrio el Porvenir, en la cuchilla de Palomitas y en el barrio Malpaso. Corresponde a depósitos de corrientes permanentes y migratorias de canales trenzados. Geomorfológicamente es semejante al miembro Órganos, pero éste presenta un mayor grado de erosión y las pendientes son mucho mayores. El segmento Gravoso (Qbg) corresponde al nivel 4 de la formación Bucaramanga, posee un espesor aproximado de 8 m y está compuesto por un depósito de gravas con matriz areno - lodosa de color rojizo a anaranjado. Las gravas están constituidas en su mayor parte por cantos de

10 cm y en menor proporción por bloques angulares a subredondeados que varían entre los 40 y 80 cm. La composición de las gravas corresponde a areniscas cuarzosas de grano fino y color grisáceo; areniscas conglomeráticas rojizas; areniscas cuarzofeldespáticas micáceas, altamente meteorizadas.

- Los depósitos aluviales también se clasifican dentro de las unidades cuaternarias, corresponden a sedimentos no consolidados de aluviones, coluviones y derrubios y se encuentran principalmente en las márgenes de los ríos y quebradas del área. Entre éstos se encuentra la Terraza Baja (Qt 1), la cual corresponde a las antiguas llanuras de inundación de las corrientes existentes, alcanzan espesores hasta de 8 m, y están formados por lentes de arena, arcilla y gravas de colores amarillentos a blancos. Las principales terrazas se ubican en el valle de Río Frío bajo y Río de Oro entre Girón y el Café Madrid, en las márgenes del río de Oro indican los máximos niveles de inundación alcanzados por las corrientes actuales.

La Terraza Media (Qt 2) corresponde a antiguas llanuras de inundación dejadas por el río de Oro y que han quedado levantadas del nivel actual del río por la actividad tectónica del área. Se localizan principalmente en la vereda de Llano Grande, hacia la escarpa occidental del abanico terraza de Bucaramanga y sobre la margen izquierda del río de Oro. Los depósitos coluviales (Qc) están formados por antiguos movimientos de remoción en masa (deslizamientos, desprendimientos, etc.) que generalmente se localizan en la parte baja de escarpes montañosos como producto de meteorización y fracturamiento, su granulometría es irregular y se caracterizan por presentar cantos angulares. Generalmente estos sedimentos se encuentran constituyendo las planicies de inundación, las cuales son áreas planas con tendencia a ser inundadas en las crecientes periódicas de los ríos y quebradas.

Entre los depósitos encontrados hacia el suroccidente del municipio de Girón, se encuentran algunos estratos bastante compactos e inclinados, con una composición totalmente diferente a los sedimentos de la formación Bucaramanga, que merecen una datación y estudio más detallado, ya que presentan características de unidades terciarias diferentes a las cuaternarias.

La formación que aflora en el sitio de proyectos es la SFT4 correspondiente a *los suelos arenosos del miembro órganos*, la composición de esta formación parte de suelos arena limo arcillosos, color blanco amarillento, grisáceo claro, con tamaños de grano medio a fino, rico en cuarzo, feldespatos y líticos, de forma sub-angulares a sub-redondeadas, compuestas de un 80% de cuarzo y un 10% de líticos de cuarcitas, feldespatos y minerales ferromagnesianos. (INGEOMINAS, 2007).

7. Ensayos geotécnicos realizados

Para el reconocimiento geotécnico del terreno se utilizaron técnicas que van desde una inspección visual hasta técnicas de campo o laboratorio. Para el análisis del presente estudio, se realizaron ensayos de penetración estándar.

En el predio analizado se realizaron dieciséis sondeos SPT y uno a rotoperCUSión con el objeto de contar con información geotécnica de la mayor parte del área en estudio, la profundidad de los sondeos varía entre los 2,00 y 29,00 m de acuerdo a los rechazos atendidos en el ensayo, entendiéndose como rechazo un N superior a los 50 golpes no avanza en la perforación del suelo.

Para efectos prácticos solo se utilizará el sondeo S6₂₀₁₃ del estudio realizado en el año 2013 y el S3₂₀₁₈ del estudio de 2018, que son los que se encuentran cercanos al sector de estudio, también se analizó una línea sísmica para la caracterización de los estratos de suelo.

SPT

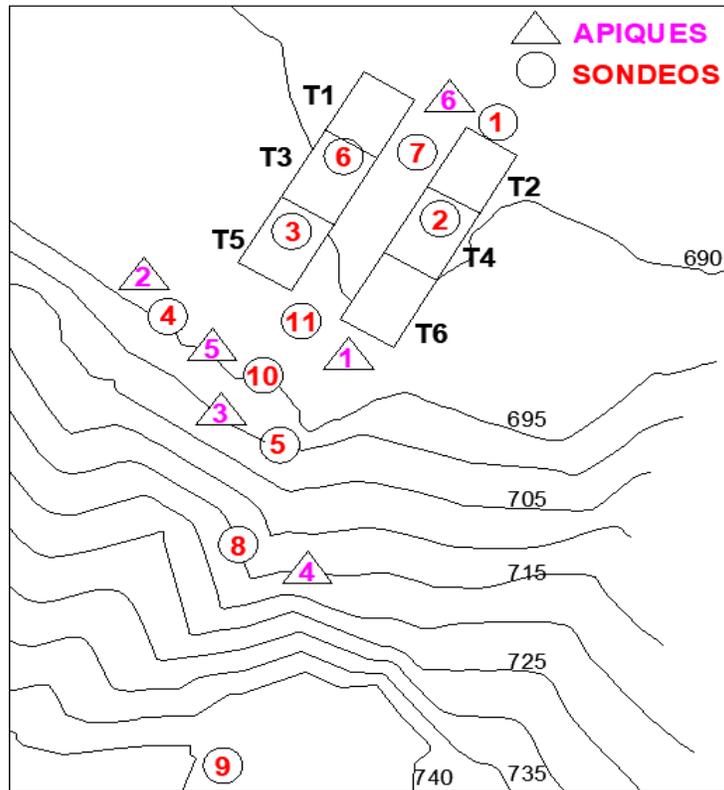


Figura 11. Ubicación de los sondeos y apiques 2013. Nota: Modificado del esquema topográfico 2013.

Tabla 3.

Nomenclatura de Sondeos en estudios

Año de ensayo	Torre 1
2013	S6
2018	S3

La figura 11 comprende la ubicación de los sondeos y apiques realizados en los estudios de suelos del año 2013 y la tabla 3 muestra la nomenclatura propuesta para diferenciar los sondeos utilizados de los estudios del 2013 y 2018.

Tabla 4.

Correlación aproximada entre N y Densidad relativa Dr.

Numero de penetración estándar N	Compacidad	Densidad relativa
< 4	Muy suelto	< 0,15
4 - 10	Suelto	0,15 - 0,35
10 - 30	Medianamente duro	0,35 - 0,65
30 - 50	Denso	0,65 - 0,85
> 50	Muy denso	0,85 - 1,00

Nota: Hunt, 1984.

En la tabla 4 se presenta el N60 del sondeo 6 y su correlación con el estado del suelo, muestra su compacidad y densidad relativa. En la tabla 5 se muestra el número de golpes según su profundidad para los tres sondeos realizados en el 2018.

Tabla 5.

Estado del suelo sondeo 6 realizado a percusión

Prof (m)	N60	Estado del suelo	Densidad relativa
0,5	12	Med- duro	0,35 - 0,65
1	12	Med- duro	0,35 - 0,65
1,5	18	Med- duro	0,35 - 0,65
2	35	Denso	0,65 - 0,85
2,5	44	Denso	0,65 - 0,85
3	54	Muy denso	0,85 - 1,00
3,5	55	Muy denso	0,85 - 1,00
4	58	Muy denso	0,85 - 1,00

Nota: Alicon & Ing. S.A.S., 2013

Suelo Tipo 1: Suelos sueltos o rellenos con N entre 0-11.

Suelo Tipo 2 Suelo aluvial firme con N entre 11 - 30.

Suelo Tipo 3 Suelo aluvial duro con N mayores a 30.

Tabla 6.

Estado del suelo sondeo S1, S2 Y S3 realizado a percusión

Prof. (m)	S1	S2	S3
	N (Golpes/pie)		
0.5	14	5	7
1.0	21	6	5
1.5	50	17	6
2.0	48	24	7
2.5	41	24	4
3.0	56	24	7
3.5	55	32	6
4.0	71	46	12
4.5			27
5.0			29
5.5			62
6.0			70

	Suelo Tipo1		Suelo Tipo 2		Suelo tipo 3
--	-------------	--	--------------	--	--------------

Nota: Ingeotecnia, 2018

En las tablas 6 y 7 se resumen las características de los suelos obtenidas de los sondeos S6₂₀₁₃ Y S3₂₀₁₈.

Tabla 7.

Correlaciones SPT para S6₂₀₁₃.

PROF (m)	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	σ_v (kPa)	u (kPa)	σ_v' (kPa)	N ₅₅	ϕ <small>Kishida</small>	ϕ (°)	E (kPa)	Descripción del suelo
-------------	------------------	----------------------------------	---------------------	------------	----------------------	-----------------	----------------------------------	---------------	------------	--------------------------

0,5	12	16	8,00	0,0	8,00	19	32	32	10738	LL%: 33,49 LP%: 20,36 IP%: 13,14 Suelo limoarenoso de color gris verdoso claro con vetas amarillas pardas y cafes
1	12	16	16,00	0,0	16,00	15	30	30	9738	
1,5	18	16	24,00	0,0	24,00	20	33	33	11330	LL%: NP LP%: NP Suelo limoarenoso de color gris verdoso con vetas cafes
2	35	16	32,00	0,0	32,00	36	38	38	16286	
2,5	44	16	40,00	0,0	40,00	41	40	40	18059	LL%: NP LP%: NP Suelo limoarenoso de color gris verdoso con vetas cafes
3	54	16	48,00	0,0	48,00	47	42	42	19888	
3,5	55	16	56,00	0,0	56,00	45	41	41	19148	LL%: 25,05 LP%: 19,11 IP%: 5,94 Suelo limoarenoso de color café pardo con vetas naranja
4	58	16	64,00	0,0	64,00	50	43	43	20893	

Nota: ALICON & ING. S.A.S., 2013

Tabla 8.

Correlaciones SPT para S32019.

PROF (m)	N _{SPT}	N ₆₀	ϕ KPa/tonda	ϕ (t)
0,50	7	11	28	28
1,00	5	6	25	25
1,50	6	7	25	25
2,00	7	7	25	25
2,50	4	4	23	23
3,00	7	6	25	25
3,50	6	5	24	24
4,00	12	10	28	28
4,50	27	22	33	33
5,00	29	22	33	33
5,50	62	45	41	41
6,00	70	54	44	44

LINEA SISMICA

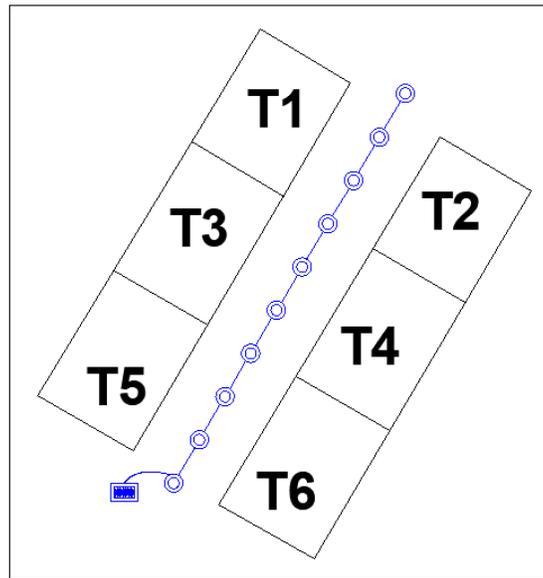


Figura 12. Esquema de ubicación de la línea sísmica. Nota: Modificado del esquema topográfico.

En las figuras 12 muestra la ubicación de la línea sísmica realizada y las figuras 13, 14 y 15 presentan los resultados de la tomografía eléctrica, variando los tipos de vistas para el análisis de resultados.

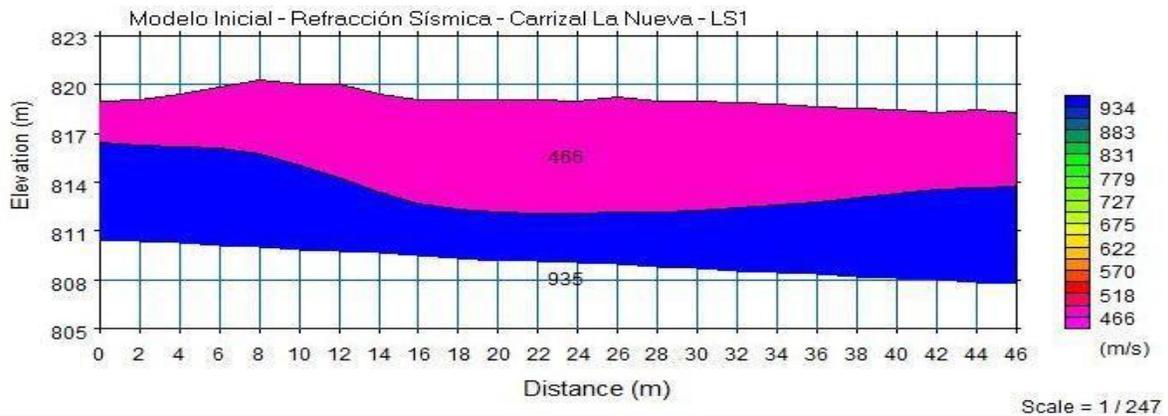


Figura 13. Refracción sísmica estratificación V_s . Nota: INGEOTECNIA S.A.S.

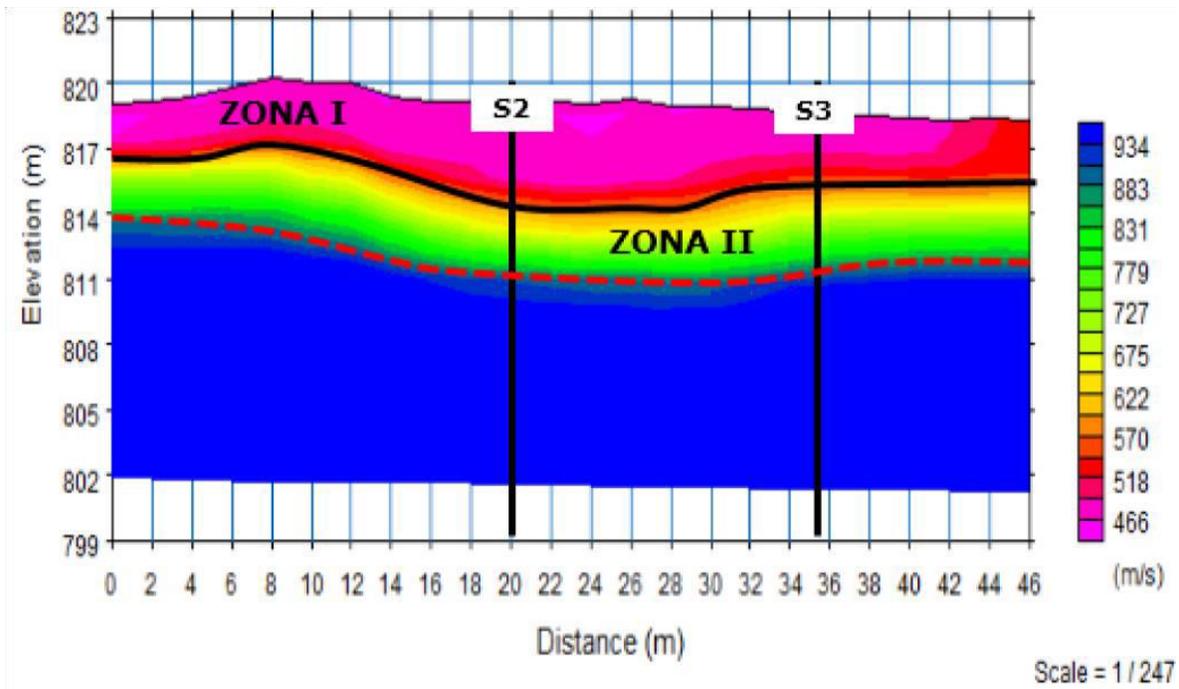


Figura 14. Refracción sísmica estratificación V_s vista topográfica. Nota: INGEOTECNIA S.A.S.

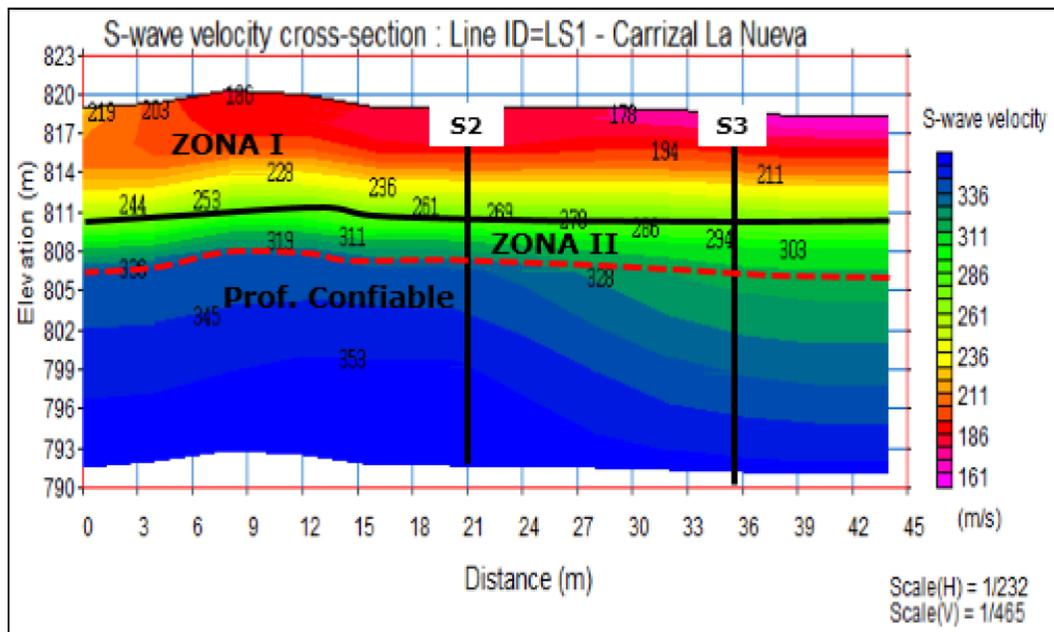


Figura 15. Velocidades de honda por estratos. Nota: INGEOTECNIA S.A.S.

La zona I (Perfil de suelo Tipo D) de las dos tomografías, está asociada a suelos aluviales y suelos de relleno (zona de influencia del sondeo 3) de compacidad suelta, compuesta por arenas limosas y arenas arcillosas con velocidades de onda S (entre 161 a 211 m/s) y ondas P (entre 466 a 570 m/s), con un espesor variable entre los 4.0 a 5.0 metros aproximadamente. La zona II (Perfil de suelo Tipo D), compuesta por suelos aluviales arcillo arenosos, de consistencia firmes a muy duras, con velocidades de onda S entre los 211 a 311 m/s y onda P entre los 570 a 900 m/s, de espesor indeterminado.

8. Distribución de cargas de la edificación

En las figuras 16 y 17 se presentan las plantas tipos de la cimentación y de entrepisos, a fin de definir secciones de área con influencia de carga.

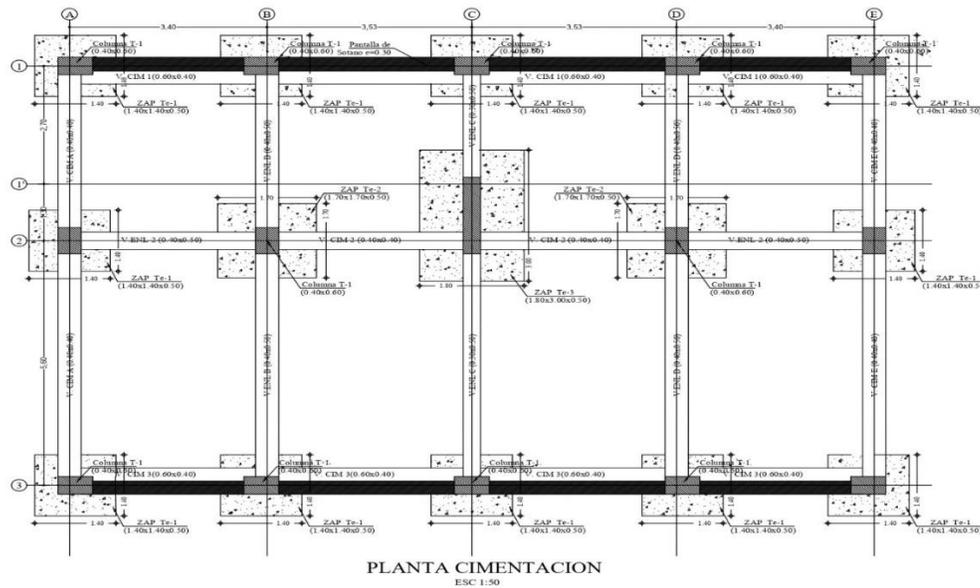


Figura 16. Planta de cimentación. Nota: Diseño estructural.

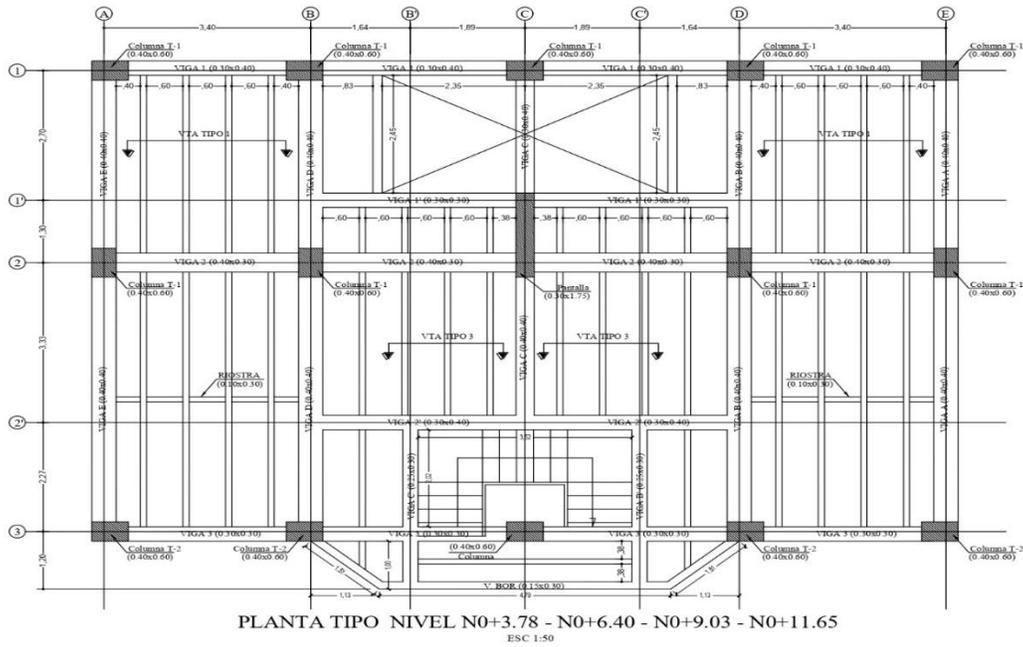


Figura 17. Planta placa tipo. Nota: Diseño estructural.

De acuerdo a la simetría de las placas, se evidencia que existen áreas de influencia de carga iguales, es decir, que las cargas a las que estarán sometidas algunas zapatas son iguales. Así,

La columna A1 = E1 = 4,18 m²

La columna B1 = D1 = 7,50 m²

La columna A2 = E2 = 9,12 m²

La columna B2 = D2 = 16,38 m²

La columna A3 = E3 = 5,7 m²

La columna B3 = D3 = 10,21 m²

La columna C1 = 7,97 m²

La columna C2 = 17,43 m²

La columna C3 = 10,89 m²

Esta distribución de áreas se realiza para definir las secciones de carga para cada columna por cada piso, así teniendo en cuenta las cargas por piso es posible saber las cargas que llegan a cada zapata. En la tabla 8 se presenta el análisis de carga muerta de placas de entrepiso.

Definición de cargas según materiales

Tabla 9.

Tabla de definición de carga muerta

CARGA MUERTA DE PLACA DE ENTREPISO TIPO			
MATERIAL	Espesor (m)	P.V. (kg/m ³)	w (kg/m ²)
Enchape	0,01	1500	15
Pegante de enchape	0,02	2100	42
Mortero de nivelacion	0,04	2100	84
Losa de concreto	0,08	2400	192
Vigas y viguetas		2400	210
Aligerante y cielo raso	0,22	200	44
Mamposteria		800	60
Carga muerta total			647

Para la carga viva se utilizó 180 kg/m² y para mayorarlas se utilizará

$$1,2 (carga\ viva) + 1,6(carga\ muerta)$$

En la tabla 10 se encuentran definidas las zapatas tipos de la edificación, en ella se relaciona la sección de carga, corresponde al área de cada entre piso que carga cada zapata y con ella la carga muerta y viva de todas las secciones, se mayoran las cargas y se categoriza de acuerdo a las áreas de cimentación igual.

Tabla 10.

Tabla de definición de carga muerta y viva mayoradas

COLUMNA	SECCION DE CARGA (m ²)	# DE PLACAS	C. MUERTA (kg/m ²)	C. VIVA (kg/m ²)	w ZAPATA Y COL (kg)	C. MUERTA TOTAL (kg)	C. VIVA TOTAL (kg)	C. VIVA + C. MUERTA MAYORADAS (kg)
A1	4,18	6	647	180	9552	25778,76	4514,4	46663,296
B1	7,5	6	647	180	9552	38667	8100	71587,2
C1	7,97	6	647	180	9552	40491,54	8607,6	75115,584
D1	7,5	6	647	180	9552	38667	8100	71587,2
E1	4,18	6	647	180	9552	25778,76	4514,4	46663,296
A2	9,12	6	647	180	9552	44955,84	9849,6	83748,864
B2	16,38	6	647	180	10668	74255,16	17690,4	140036,736
C2	17,43	6	647	180	13680	81343,26	18824,4	152738,496
D2	16,38	6	647	180	10668	74255,16	17690,4	140036,736
E2	9,12	6	647	180	9552	44955,84	9849,6	83748,864
A3	5,7	6	647	180	9552	31679,4	6156	58074,24
B3	10,21	6	647	180	9552	49187,22	11026,8	91931,712
C3	10,89	6	647	180	9552	51826,98	11761,2	97036,608
D3	10,21	6	647	180	9552	49187,22	11026,8	91931,712
E3	5,7	6	647	180	9552	31679,4	6156	58074,24

Para la zapata Te-1 de 1,4 x 1,4 la carga es 97036,608 kg = 951,6 KN

Para la zapata Te-2 de 1,7 x 1,7 la carga es 140036,736 kg = 1373,29 KN

Para la zapata Te-3 de 1,8 x 3,0 la carga es 152738,496 kg = 1497,85 KN

9. Calculo de capacidad de carga

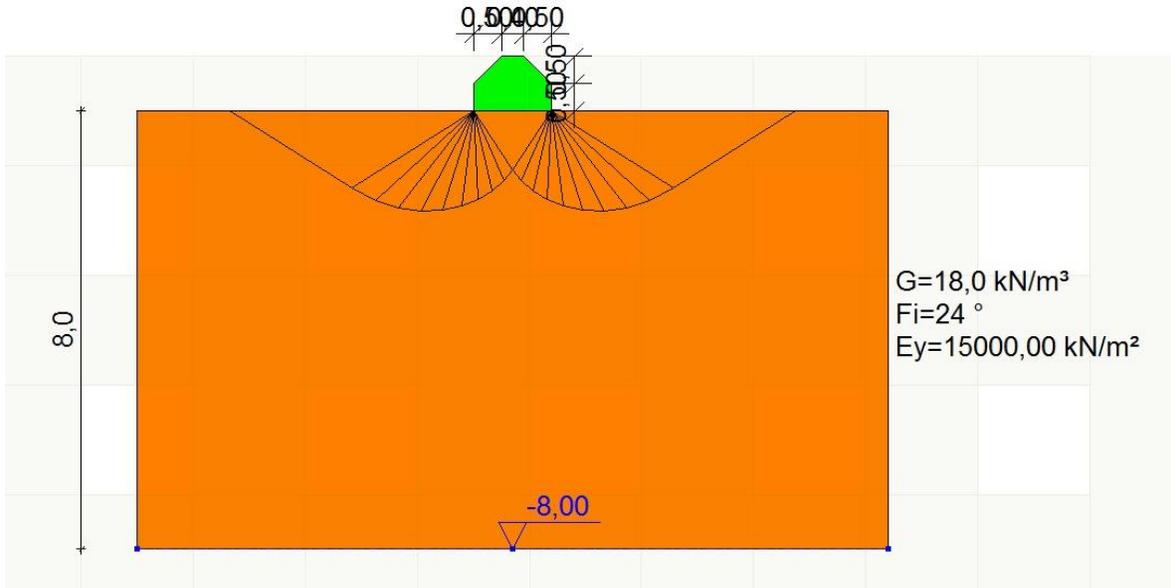


Figura 18. Naturaleza de la falla por capacidad de carga 1,4x1,4. Nota: LOADCAP.

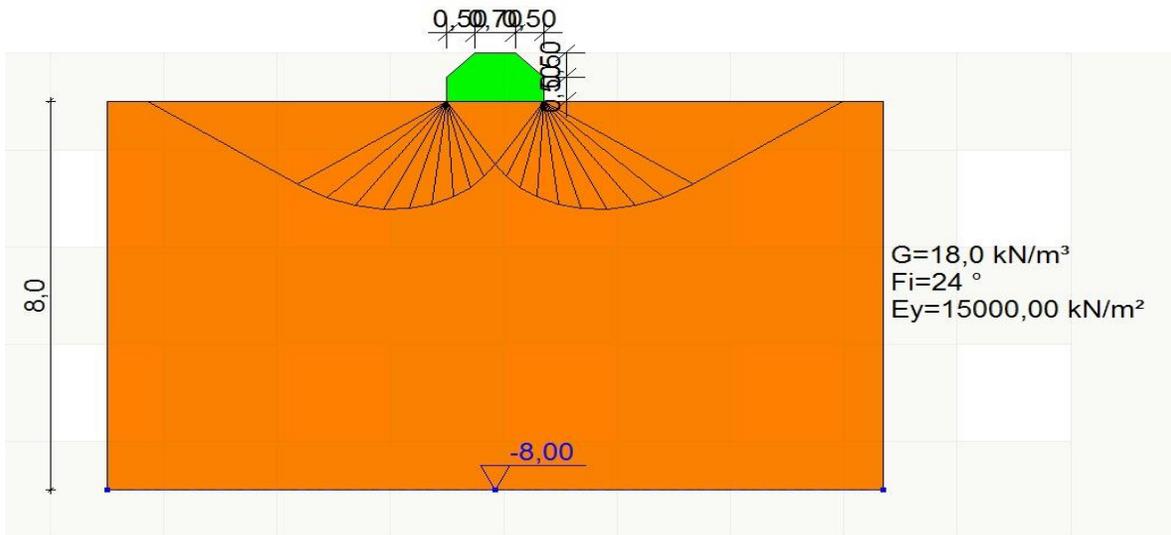


Figura 19. Naturaleza de la falla por capacidad de carga 1,7x1,7. Nota: LOADCAP.

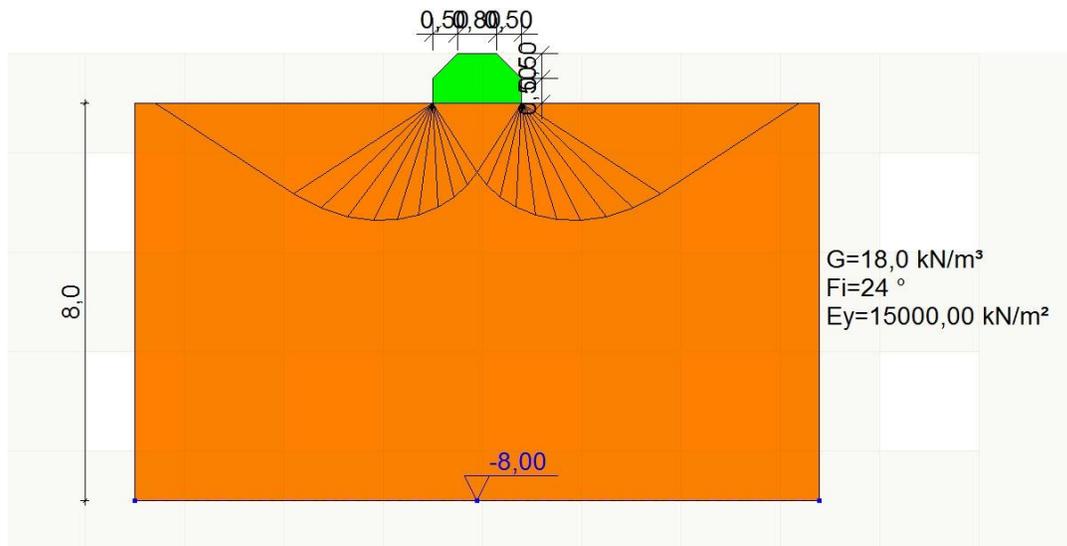


Figura 20. Naturaleza de la falla por capacidad de carga 1,8x3,0. Nota: LOADCAP.

En la figura 18, 19 y 20 muestra la representación gráfica de la posible falla por capacidad de carga en el software *LOADCAP*, un software de equilibrio límite para el cálculo de la carga última en terrenos sueltos y rocosos según Terzaghi, Meyerhof, Hansen, Vesic, Brinch-Hansen, Meyerhof & Hanna (1978) y método de Richards, para el cálculo de los factores de capacidad portante.

La tabla 11 muestra los resultados de los ensayos de corte directo, siendo el apique #6 el más cercano a la zona de estudio.

Tabla 11.

Tabla de resultados corte directo 2013.

Apique	Angulo de fricción (°)	Cohesión (Kpa)
1	38,4	9,3
2	NP	NP
3	41,4	1,4
4	37,8	2,6
5	27,7	47,9
6	24,7	43,1

Nota: ALICON & ING. S.A.S., 2013

En la tabla 12 se presenta la capacidad de carga utilizada en el diseño inicial de cada una de las posibles zapatas de la cimentación.

Tabla 12.

Capacidad de carga del diseño inicial

TERZAGHI						
FS = 3		γ (KN/m3)= 18	C (KN/m3)= 43		Phi = 24°	
Base	Df	Nq	Nc	N γ	qu (Ton/m2)	qa (Ton/m2)
1,2	3	9,6	19,32	9,44	110,575	36,858
1,4	3	9,6	19,32	9,44	113,124	37,708
2	3	9,6	19,32	9,44	117,373	39,124
2,5	3	9,6	19,32	9,44	121,622	40,541

Nota: ALICON & ING. S.A.S., 2013

Se evaluó la capacidad de carga de las cimentaciones diseñadas inicialmente bajo dos criterios tradicionales.

9.1 Metodo de Terzaghi (1943)

$$q_{ult} = cN_c + \bar{q}N_q + 0.5\gamma BN_\gamma$$

Cimiento continuo

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \bar{q}N_q + 0.4\gamma BN_\gamma$$

Cimiento cuadrado

$$q_{ult} = 1.3cN_c + \bar{q}N_q + 0.3\gamma BN_\gamma$$

Cimiento circular

9.1.1 Cimentación Te-1 de dimensiones de 1,4 m x 1,4 m

$$c = 43 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 24^\circ$$

$$FS = 3$$

$$\bar{q} = Df \times \gamma = 3 \text{ m} \times 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Tabla 13.

Tabla de factores de capacidad de carga Terzaghi.

deg	Nc	Nq	N γ
0	5.7	1.0	0.0
5	7.3	1.6	0.5
10	9.6	2.7	1.2
15	12.9	4.4	2.5
20	17.7	7.4	5.0
25	25.1	12.7	9.7
30	37.2	22.5	19.7
35	57.8	41.6	42.4
40	95.7	81.3	100.4
45	172.3	173.3	297.5
50	347.5	415.1	1153.2

Nota: Wilfredo Del Toro.

Realizamos interpolaciones entre los factores de capacidad de carga para un $\phi = 24^\circ$

$$N_c = 23,62$$

$$N_q = 11,64$$

$$N_\gamma = 8,76$$

$$q_{ult} = 1,3 (43 \text{ KN/m}^2)(23,62) + 54 \text{ KN} (11,64) + 0,4 (18 \text{ KN/m}^3)(1,40 \text{ m})(8,76)$$

$$q_{ult} = 2037,22 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2037,22 \text{ KN/m}^2 \times (1,40 \text{ m} \times 1,40 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 3992,95 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{3992,95 \text{ KN}}{3} = 1330,98 \text{ KN}$$

$$1330,98 \text{ KN} > 951,60 \text{ KN}$$

La capacidad de carga cumple con el requerimiento de carga.

9.1.2 Cimentación Te-2 de dimensiones de 1,7 m x 1,7 m.

$$q_{ult} = 1,3 (43 \text{ KN/m}^2)(23,62) + 54 \text{ KN} (11,64) + 0,4 (18 \text{ KN/m}^2)(1,70 \text{ m})(8,76)$$

$$q_{ult} = 2056,14 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2056,14 \text{ KN/m}^2 \times (1,70 \text{ m} \times 1,70 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 5942,25 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{5942,25 \text{ KN}}{3} = 1980,75 \text{ KN}$$

$$1980,75 \text{ KN} > 1373,29 \text{ KN}$$

La capacidad de carga cumple con el requerimiento de carga.

9.2 Metodo de Meyerhof

$$q_{ult} = c \times N_c \times S_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times S_q \times d_q + 0,5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \times d_\gamma$$

$$c = 43 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 24^\circ$$

$$FS = 3$$

$$\bar{q} = Df \times \gamma = 3 \text{ m} \times 18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} = 54 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$$

Tabla 14.

Tabla de factores de capacidad de carga Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

Nota: Braja m. Das.

$$N_c = 19,32$$

$$N_q = 9,60$$

$$N_\gamma = 9,44$$

9.2.1 Cimentación Te-1 de dimensiones de 1,4 m x 1,4 m

Factores de forma

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{24}{2}) = 2,37$$

$$s_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$$

$$S_c = 1 + 0,2(2,37)(\frac{1,4 \text{ m}}{1,4 \text{ m}}) = 1,47$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$$

$$S_q = 1 + 0,1(2,37)(\frac{1,4 \text{ m}}{1,4 \text{ m}}) = 1,24$$

$$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{2,37}(\frac{3 \text{ m}}{1,4 \text{ m}}) = 1,66$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{2,37}(\frac{3 \text{ m}}{1,4 \text{ m}}) = 1,33$$

$$q_{ult} = (43 \text{ KN/m}^2)(19,32)(1,47)(1,66) + (54 \text{ KN/m}^2)(9,60)(1,24)(1,33) + (0,5)(18 \text{ KN/m}^3)(1,4 \text{ m})(9,44)(1,24)(1,33)$$

$$q_{ult} = 3078,33 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 3078,33 \text{ KN/m}^2 \times (1,40 \text{ m} \times 1,40 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 6033,52 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{6033,52 \text{ KN/m}^2}{3} = 2011,17 \text{ KN}$$

$$2011,17 \text{ KN} > 951,60 \text{ KN}$$

La capacidad de carga cumple con el requerimiento de carga.

9.2.2 Cimentación Te-2 de dimensiones de 1,7 m x 1,7 m

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{24}{2}) = 2,37$$

$$s_c = 1 + 0,2 K_p \frac{B}{L}$$

$$S_c = 1 + 0,2(2,37) \left(\frac{1,7 \text{ m}}{1,7 \text{ m}} \right) = 1,47$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L}$$

$$S_q = 1 + 0,1(2,37) \left(\frac{1,7 \text{ m}}{1,7 \text{ m}} \right) = 1,24$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{2,37} \left(\frac{3 \text{ m}}{1,7 \text{ m}} \right) = 1,54$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \sqrt{2,37} \left(\frac{3 \text{ m}}{1,7 \text{ m}} \right) = 1,27$$

$$q_{ult} = (43 \text{ KN/m}^2)(19,32)(1,47)(1,54) + (54 \text{ KN/m}^2)(9,60)(1,24)(1,27) + (0,5)(18 \text{ KN/m}^3)(1,7$$

$$\text{m})(9,44)(1,24)(1,27)$$

$$q_{ult} = 2924,50 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2924,50 \text{ KN/m}^2 \times (1,70 \text{ m} \times 1,70 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 8451,81 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{8451,81 \text{ KN/m}^2}{3} = 2817,27 \text{ KN}$$

$$2817,27 \text{ KN} > 1373,29 \text{ KN}$$

La capacidad de carga cumple con el requerimiento de carga.

9.2.3 Cimentación Te-3 de dimensiones de 1,8 m x 3,0 m

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{24}{2}) = 2,37$$

$$s_c = 1 + 0,2 K_p \frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + 0,2(2,37)(\frac{1,8 \text{ m}}{3 \text{ m}}) = 1,28$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L}$$

$$s_q = 1 + 0,1(2,37)(\frac{1,8 \text{ m}}{3 \text{ m}}) = 1,14$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{2,37}(\frac{3 \text{ m}}{1,8 \text{ m}}) = 1,51$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{2,37} \left(\frac{3 \text{ m}}{1,8 \text{ m}} \right) = 1,26$$

$$q_{ult} = (43 \text{ KN/m}^2)(19,32)(1,28)(1,51) + (54 \text{ KN/m}^2)(9,60)(1,14)(1,26) + (0,5)(18 \text{ KN/m}^3)(1,8 \text{ m})(9,44)(1,14)(1,26)$$

$$q_{ult} = 2569,99 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2569,99 \text{ KN/m}^2 \times (1,80 \text{ m} \times 3,00 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 13877,94 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{13877,94 \text{ KN/m}^2}{3} = 4625,97 \text{ KN}$$

$$4625,97 \text{ KN} > 1497,85 \text{ KN}$$

La capacidad de carga cumple con el requerimiento de carga.

10. Calculo de asentamientos

El cálculo de los asentamientos de las cimentaciones se realizó por medio de modelaciones en el software PLAXIS 3D y se ciñe a los parámetros obtenidos del análisis del ensayo de corte directo 6, compresión simple y recuperación de muestras cercana a la zona de estudio:

- Análisis drenado
- $\gamma_{un} = 18 \text{ KN/m}^3$
- $\gamma_{sat} = 20 \text{ KN/m}^3$
- Poisson = 0,25

- Cohesión = 43 KN/M²
- Angulo de fricción = 24°
- E_{Suelo} = 15000 KN/m²

10.1 Para la cimentación Te-1 de dimensiones de 1,4 m x 1,4m

De la tabla de definición de cargas, se toma la máxima carga a la que este tipo de cimentación estará expuesta.

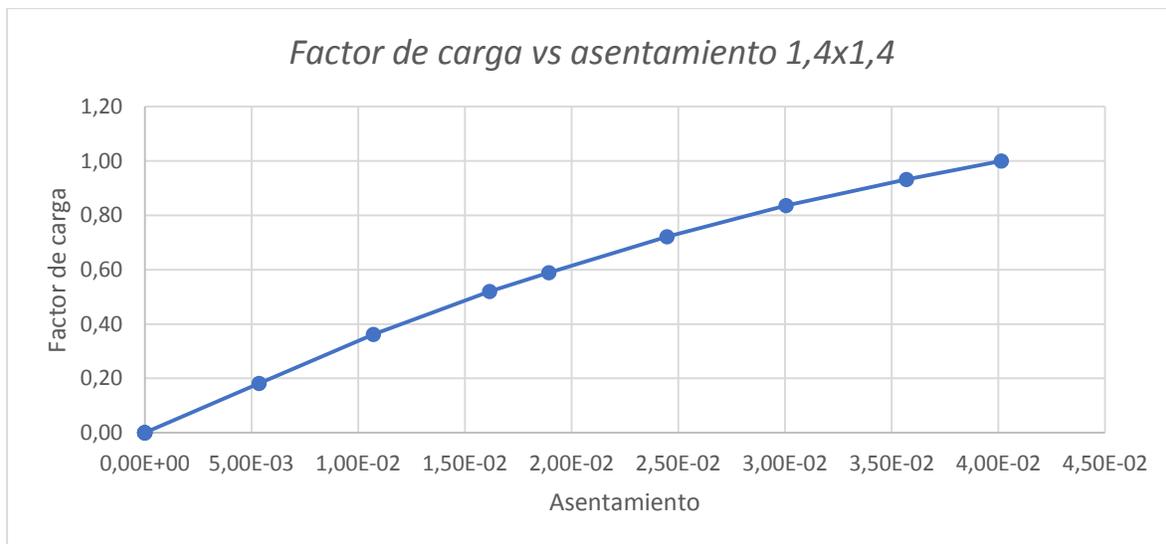


Figura 21. Factor multiplicador de carga vs asentamiento 1,4x1,4.

De acuerdo a la figura 21 tendrá un asentamiento de 0,04 m para 97036,608 kg es decir 951,6 KN.

10.2 Para la cimentación Te-1 de dimensiones de 1,7 m x 1,7 m

De la tabla de definición de cargas, se toma la máxima carga a la que este tipo de cimentación estará expuesta.

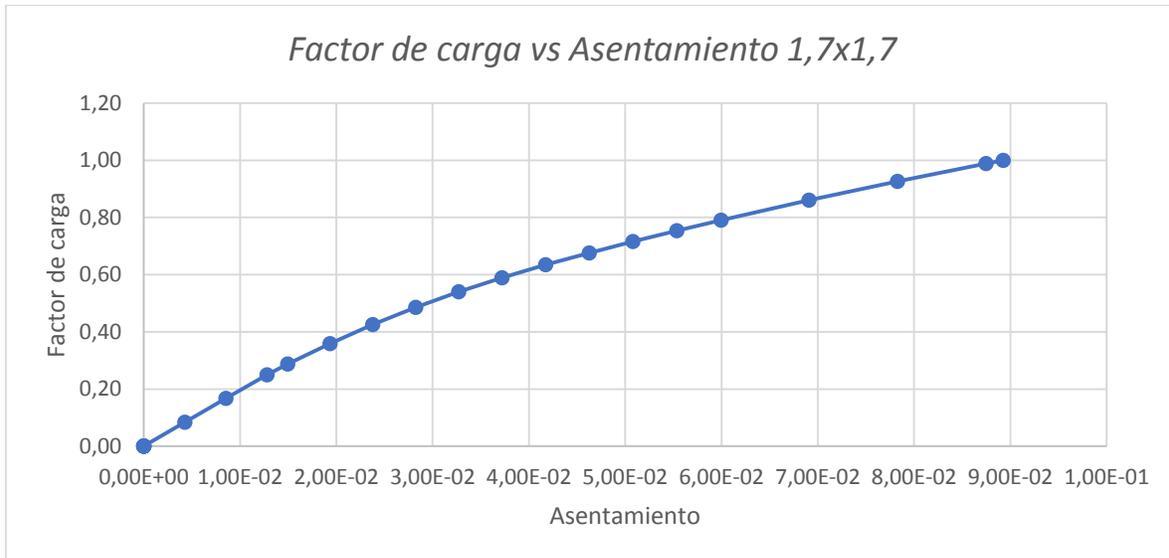


Figura 22. Factor multiplicador de carga vs asentamiento 1,7x1,7.

De acuerdo a la figura 22 tendrá un asentamiento de 0,089 m para 140036,73 kg es decir 1373,29 KN.

10.3 Para la cimentación Te-1 de dimensiones de 1,8 m x 3,0 m

De la tabla de definición de cargas, se toma la máxima carga a la que este tipo de cimentación estará expuesta.

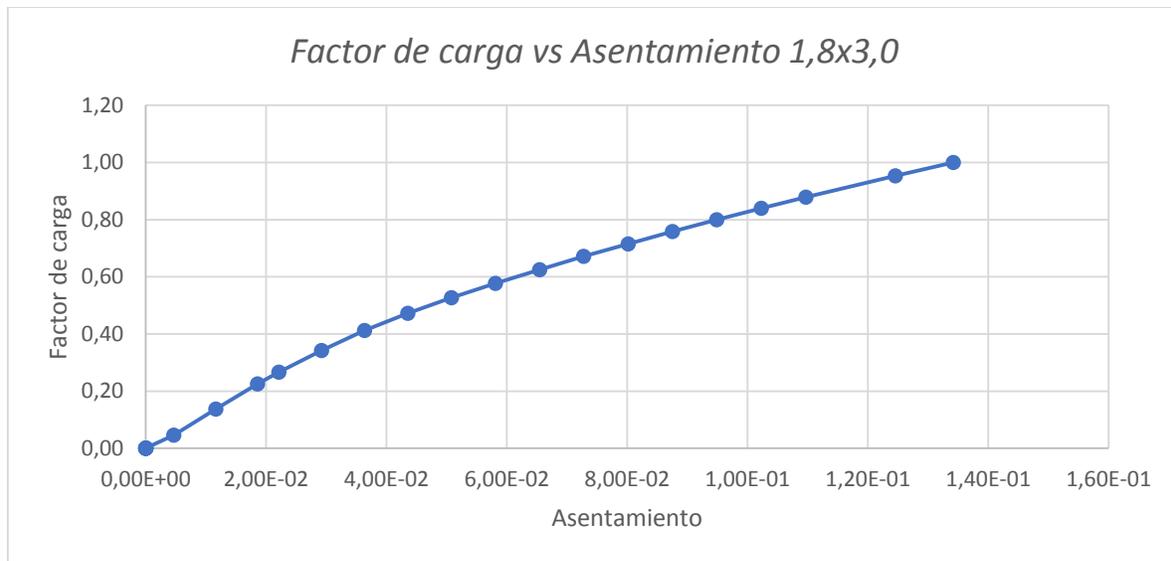


Figura 23. Factor multiplicador de carga vs asentamiento 1,8x3,0.

De acuerdo a la figura 23 tendrá un asentamiento de 0,134 m para 152738,496 kg es decir 1497,85 KN.

La tabla 15 recopila los resultados de la capacidad de carga de acuerdo a dos autores, las cargas a las que fueron evaluadas y sus asentamientos, se evidencian asentamientos diferenciales muy altos. Con base en la tabla H.4.1 de la NSR-10, el valor máximo de asentamiento diferencial para edificaciones con pórticos en concreto sin acabados susceptibles a dañarse con asentamientos menores, está dado por la expresión:

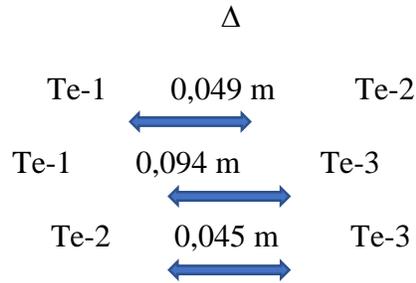
$$\Delta, \text{Máx} = L/300$$

Donde L es la distancia entre apoyos o columnas, entonces:

$$\Delta, \text{Máx} = 3,40 \text{ m}/300$$

$$\Delta, \text{Máx} = 0,0113 \text{ m}$$

Los asentamientos diferenciales presentados en esta cimentación se mostraron en el siguiente orden:



Superando el asentamiento diferencial máximo para esta estructura, datos muy cercanos a los leídos por la topografía.

En la figura 24 se encuentran adjuntas las tres graficas de asentamientos para cada zapata tipo versus el factor multiplicador carga, en ella se pueden evidenciar lo distante que se encuentran sus asentamientos máximos para el factor multiplicador de carga =1, es decir, el 100% de la carga.

Tabla 15.

Recopilación de resultados

Zapata	C.V + C.M mayorada (KN)	Cap. De cargar		q adm (FS=3)		Asentamiento por C.V + C.M mayorada (m)	Carga para un asentamiento de 1" (KN)
		Terzaghi (KN)	Meyerhof (KN)	Terzaghi (KN)	Meyerhof (KN)		
Te-1 (1,40 m x 1,40 m)	951,60	3992,95	6033,52	1330,98	2011,17	0,040	704,18
Te-2 (1,70 m x 1,70 m)	1373,29	5942,25	8451,81	1980,75	2817,27	0,089	617,98
Te-3 (1,80 m x 3,00 m)	1497,85	No aplica	13877,94	No aplica	4625,97	0,134	449,30

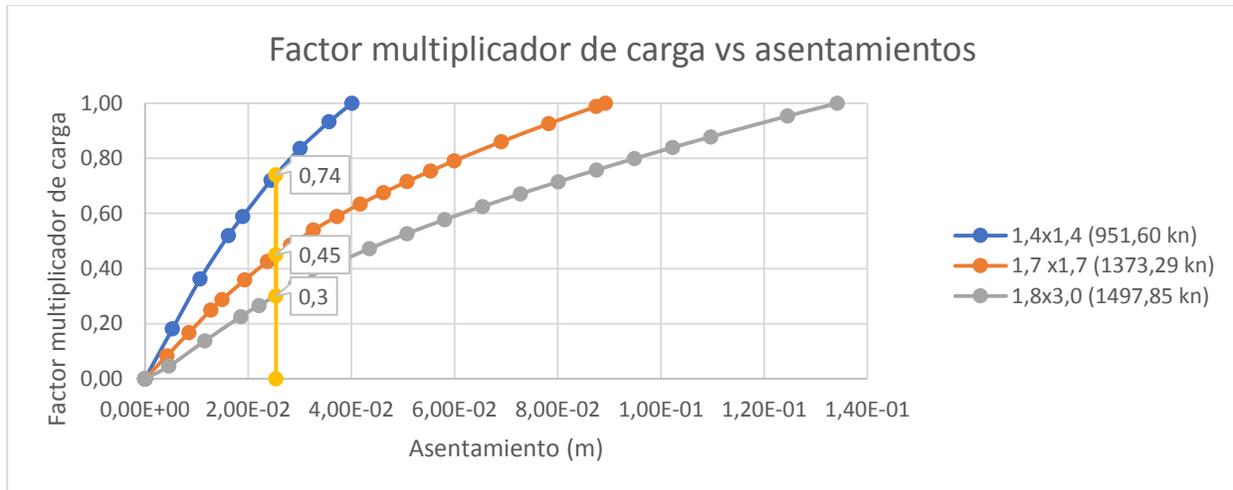


Figura 24. Factor multiplicador de carga vs deformaciones.

11. Cimentaciones propuestas

11.1 Recalce con inyección de lechada de cemento

Consiste en realizar perforaciones en el área circundante a las zapatas a fin de inyectar lechada de cemento por debajo de esta estructura, el número de inyecciones por cada zapata dependerá del aporte a la reducción de asentamientos, los parámetros que la rigen se basan en las características geomecánicas del estrato de suelo de cimentación y utilizar la mínima cantidad de pilotes que se ajuste a un aumento en las velocidades de onda cortante.

Las zapatas Te-1, Te-2, y Te-3 se evaluaron con 4 inyecciones de 3 m de profundidad.

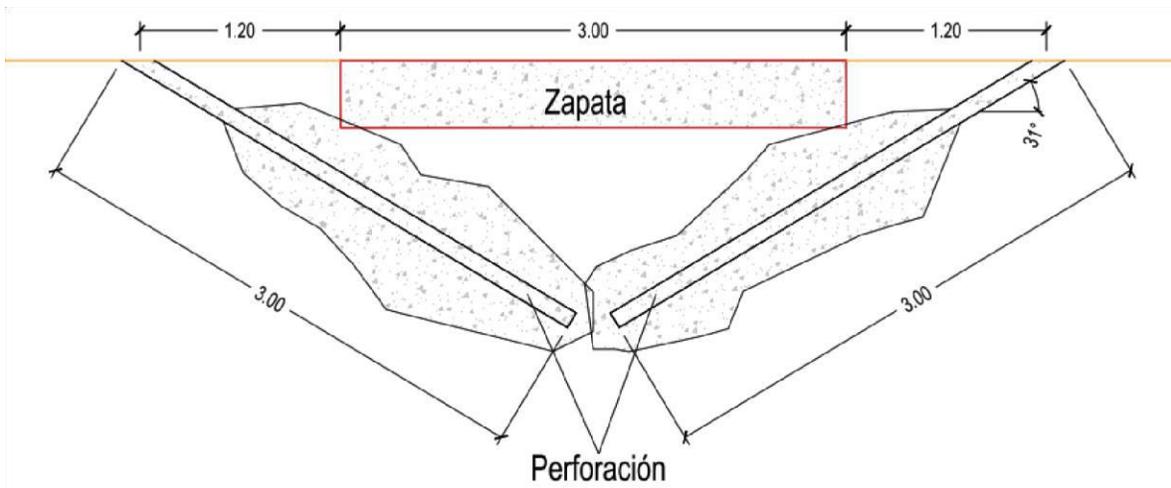


Figura 25. Propuesta inyección de lechada.

11.1.1 Análisis bajo tomografía

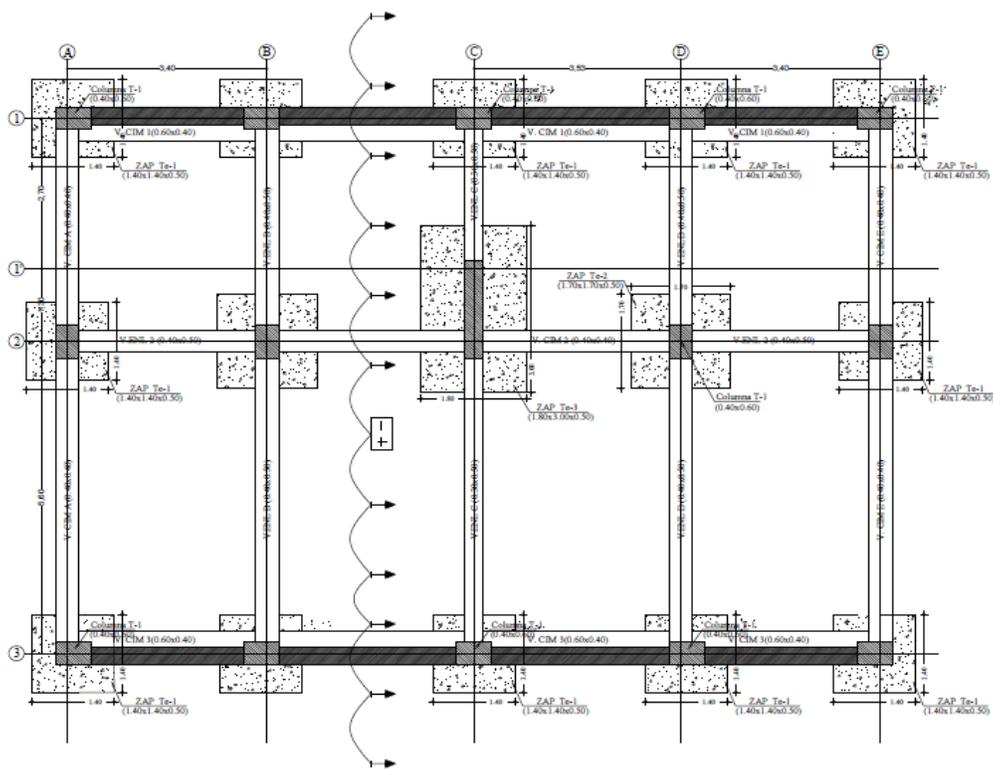


Figura 26. Ubicación de la línea tomografica de la torre 1. Nota: Modificado del plano estructural.

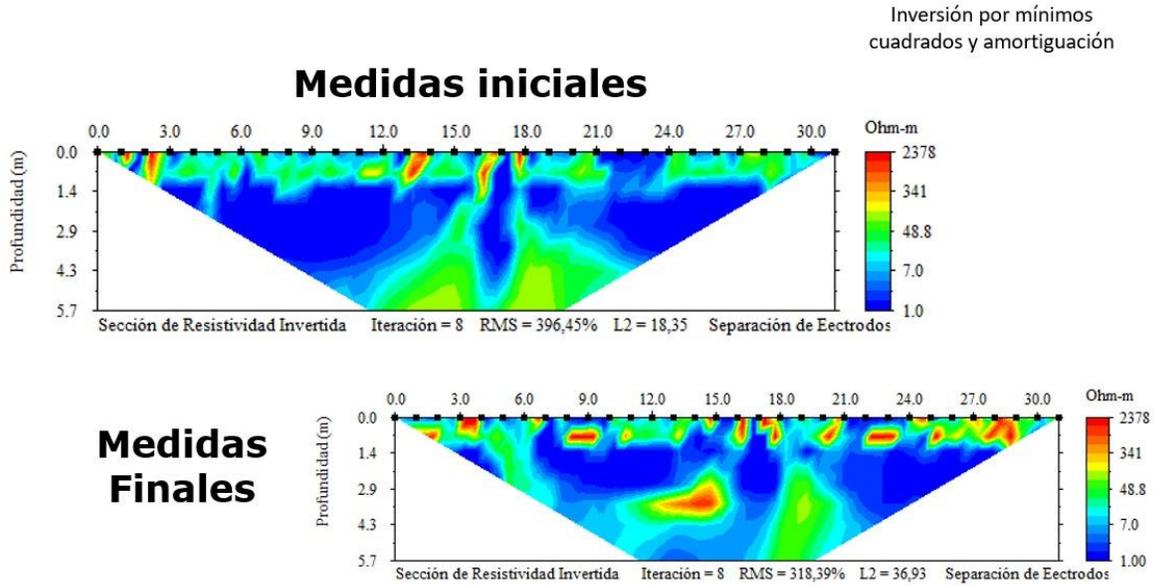


Figura 27. Sección resistividad vs profundidad. Nota: INGEOTECNIA S.A.S.

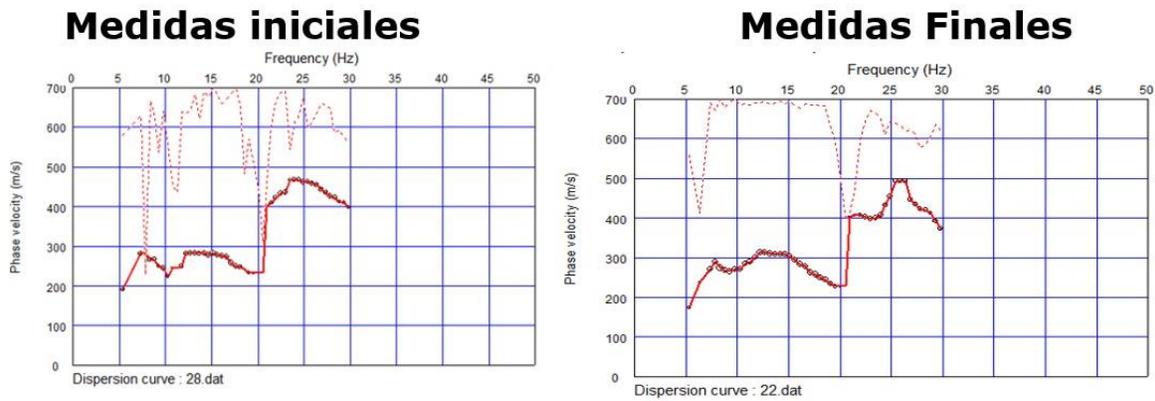


Figura 28. Sección frecuencia vs velocidad fase. Nota: INGEOTECNIA S.A.S.

El aumento de la resistividad en la inversión del estrato de suelo bajo las zapatas se evidencia en la figura 27, cuenta con una longitud de 30 m, donde se pueden apreciar diferentes capas, inicialmente se encontraban betas en los primeros 1,4 m de profundidad con resistividades

entre los 50 Ω y los 150 Ω , después de la inyección de lechada de cemento se incrementan los valores de resistividad igualando los valores de una arena y en algunos puntos igual que una roca con buenas características por su resistividad superior entre los 350 Ω y 1000 Ω , la densificación que sufre el suelo bajo las zapatas al momento de ser mejorado con la inyección de lechada de cemento es mostrada por las betas de color rojo en la vista tomografica del estudio.

De la observación de los dos estratos se deduce que ambos proporcionan capas bastante similares, a diferencia de los primeros 1,40 m de profundidad, la primera capa superficial con predominancia de materiales de alta resistividad debido a la densificación y una segunda capa con materiales de menor resistividad correspondiente a arcillas arenosas a gravosas, donde no penetró la inyección de lechada de cemento.

Tabla 16.

Clasificación de suelos por su resistividad.

Naturaleza del terreno	Resistividad de Ohm . m
Terrenos pantanosos	de algunas unidades a 30
Limo	20 a 100
Humus	10 a 150
Turba húmeda	5 a 100
Arcilla plástica	50
Margas y arcillas compactas	100 a 200
Margas del jurásico	30 a 40
Arena arcillosa	50 a 500
Arena silíceas	200 a 3.000
Suelo pedregoso cubierto de césped	300 a 500
Suelo pedregoso desnudo	1.500 a 3.000
Calizas blandas.....	100 a 300
Calizas compactas	1.000 a 5.000
Calizas agrietadas	500 a 1.000
Pizarras.....	50 a 300
Rocas de mica y cuarzo	800
Granitos y gres procedentes de alteración	1.500 a 10.000
Granitos y gres muy alterados	100 a 600

Nota: fcfm Chile.

11.1.2 APU Inyección de lechada 3000 psi

Tabla 17.

APU Lechada de cemento

ITEM	Inyeccion de lechada de cemento a 3 m				CODIGO	1
UNIDAD	ml					
MATERIALES						
DESCRIPCION	UND	CANT.	DESPER.	VR. UNIT	VR. PARCIAL	
Cemento	kg	58,33		\$ 800	\$ 46.664,00	
Agua	Lt	375		\$ 55	\$ 20.460,00	
TOTAL MATERIALES					\$ 67.124,00	
EQUIPOS						
DESCRIPCION	CANT.	REND.	VR. UNIT	VR. PARCIAL		
Equipo para inyecciones de lechada de cemento, con bomba de presión y carro de perforación para taladros.	Gb.	1	\$ 210.000,00	\$ 210.000,00		
			\$ -	\$ -		
			\$ -	\$ -		
TOTAL EQUIPOS					\$ 210.000,00	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANT.	JORNAL	P.S.	JORNAL + P.S.	REND.	V. PARCIAL
Ayudante	2	\$ 29.774,88	54,50%	\$ 46.002,19	2	\$ 46.002,19
Oficial	1	\$ 49.282,56	54,50%	\$ 76.141,56	2	\$ 38.070,78
		\$ -				
TOTAL MANO DE OBRA					\$ 84.073,00	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 361.197,00	

Con el fin de evitar el aumento de los asentamientos en la cimentación de la estructura se realizó la inyección de lechada de cemento como recalce de la cimentación. Todas zapatas tienen 4 inyecciones de lechada a 3 m de profundidad.

MI de inyección:

$$(15 \text{ zapatas} \times 4 \text{ inyecciones}) = 60 \text{ inyecciones}$$

$$60 \text{ inyecciones} \times 3 \text{ metros} = 180 \text{ ml de inyecciones}$$

m³ de zapata:

$$12 \text{ zapatas} \times (1,4 \text{ m} \times 1,4 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) = 11,76 \text{ m}^3$$

$$2 \text{ zapatas} \times (1,7 \text{ m} \times 1,7 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) = 2,89 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ zapatas} \times (1,8 \text{ m} \times 3,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) = 2,7 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de zapatas} = 17,35 \text{ m}^3$$

11.1.3 Presupuesto inyección de lechada de cemento

Tabla 18.

Presupuesto Lechada de cemento

	PRESUPUESTO OFICIAL Y CANTIDADES DE OBRA				Maestria en geotecnia	
					Versión: 2.0	
					Fecha aprobación:	
					Página 1 de 1	
OBJETO:	RECALCE INYECCION DE LECHADA A FIN DE REPOTENCIAR UNA CIMENTACION					
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN	CANT	VR. UNITARIO	VR. PARCIAL	
1	RECALCE CON LECHADA EN CEMENTO DE 3000 PSI					
1,1	ZAPATAS				\$ 11.277.500,00	
1.11	ZAPATAS DE 0,50 m DE ESPESOR	m3	17,35	\$ 650.000,00		
1.2	INYECCION DE LECHADA				\$ 65.015.460,00	
12.1	LECHADA INYECTADA	ml	180,00	\$ 361.197,00		
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 76.292.960,00	
				ADMINISTRACION	35%	\$ 26.702.536,00
				UTILIDAD	5%	\$ 3.814.648,00
COSTO TOTAL OBRA					\$ 106.810.144,00	

11.2 Cimentación sobre Micropilotes

Conforme a los problemas por asentamientos diferenciales mostrados en la cimentación inicial, donde se generaron sobrecostos debido a una inyección de lechada para mejorar el suelo bajo las zapatas, se propone cimentar directamente sobre micropilotes y reducir las secciones de las zapatas para las próximas torres, el número de pilotes por cada zapata dependerá del aporte a la reducción de asentamientos, los parámetros que la rigen se basan en las características geomecánicas del estrato de suelo que se conocen y utilizar la mínima cantidad de pilotes que se ajuste a un asentamiento máximo de 1".

Las zapatas Te-1 y Te-2 se modelaron con 4 micropilotes de 0,15 m de diámetro a una profundidad de 4m, la zapata Te-3 se modeló con 6 micropilotes de 0,15 m de diámetro y 4 m de profundidad.

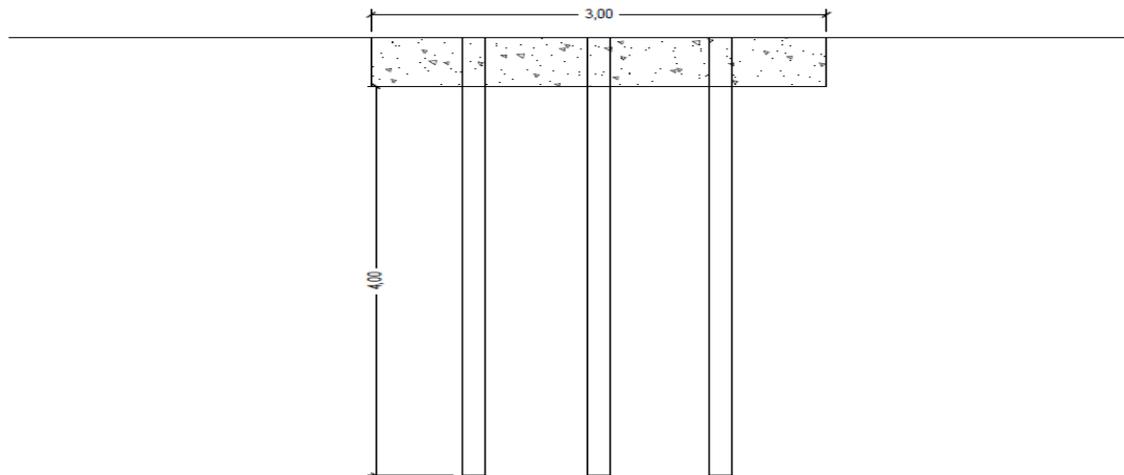


Figura 29. Propuesta de micropilotes

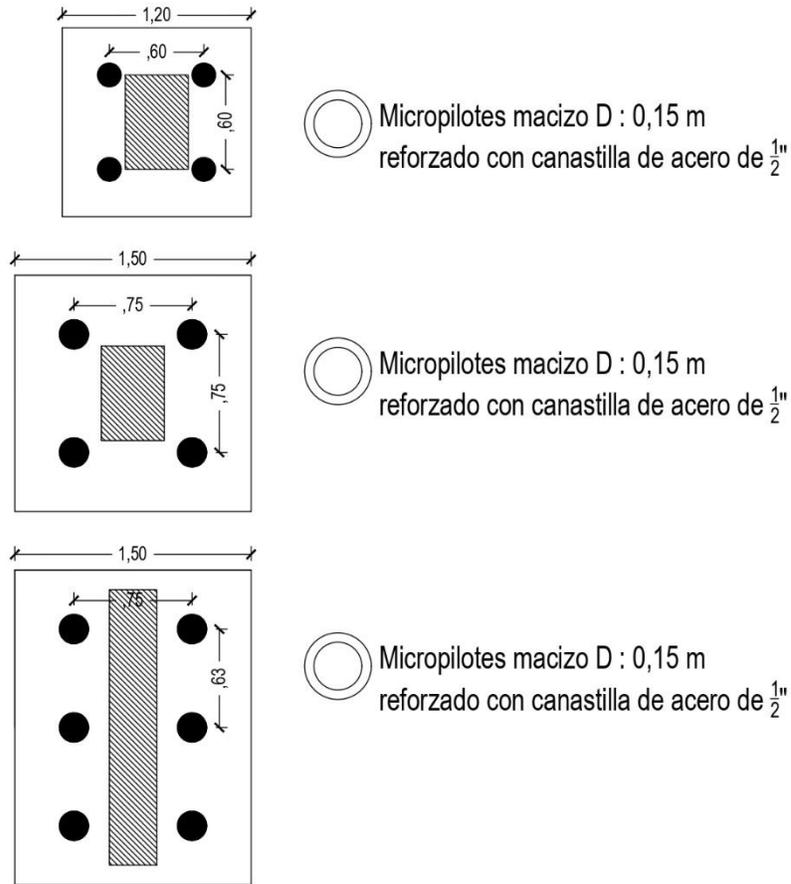


Figura 30. Ubicación y espaciamiento de los micropilotes

11.2.1 Capacidad de carga

- Te-1 de dimensiones de 1,2 m x 1,2 m

$$q_{ult} = 1,3 (43 \text{ KN/m}^2)(23,62) + 54 \text{ KN} (11,64) + 0,4 (18 \text{ KN/m}^3)(1,20 \text{ m})(8,76)$$

$$q_{ult} = 2024,60 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2037,22 \text{ KN/m}^2 \times (1,20 \text{ m} \times 1,20 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 2915,43 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{2915,43 \text{ KN}}{3} = 971,81 \text{ KN}$$

- Te-2 de dimensiones de 1,5 m x 1,5 m

$$q_{ult} = 1,3 (43 \text{ KN/m}^2)(23,62) + 54 \text{ KN} (11,64) + 0,4 (18 \text{ KN/m}^3)(1,50 \text{ m})(8,76)$$

$$q_{ult} = 2043,53 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2037,22 \text{ KN/m}^2 \times (1,50 \text{ m} \times 1,50 \text{ m})$$

$$Q_{ult} = 4597,93 \text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{4597,93 \text{ KN}}{3} = 1532,64 \text{ KN}$$

$$1532,64 \text{ KN} > 1373,29 \text{ KN}$$

- Te-3 de dimensiones de 1,5 m x 2,0 m

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2})$$

$$K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{24}{2}) = 2,37$$

$$s_c = 1 + 0,2 K_p \frac{B}{L}$$

$$S_c = 1 + 0,2(2,37) \left(\frac{1,5 \text{ m}}{3 \text{ m}}\right) = 1,24$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 K_p \frac{B}{L}$$

$$S_q = 1 + 0,1(2,37) \left(\frac{1,5 \text{ m}}{3 \text{ m}}\right) = 1,12$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{2,37} \left(\frac{3 \text{ m}}{1,5 \text{ m}}\right) = 1,61$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{K_p} \frac{D_f}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{2,37} \left(\frac{3\text{ m}}{1,5\text{ m}}\right) = 1,31$$

$$q_{ult} = (43\text{ KN/m}^2)(19,32)(1,24)(1,61) + (54\text{ KN/m}^2)(9,60)(1,12)(1,31) + (0,5)(18\text{ KN/m}^3)(1,5\text{ m})(9,44)(1,12)(1,31)$$

$$q_{ult} = 2606,11\text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ult} = 2606,11\text{ KN/m}^2 \times (1,50\text{ m} \times 2,00\text{ m})$$

$$Q_{ult} = 7818,32\text{ KN}$$

$$Q_{adm} = \frac{7818,32\text{ KN/m}^2}{3} = 2606,11\text{ KN}$$

$$2606,11\text{ KN} > 1497,85\text{ KN}$$

11.2.2 Asentamientos

- Para la cimentación Te-1 de 1,2 x 1,2 con 4 micropilotes de 4 m. De la tabla de definición de cargas, se toma la máxima carga a la que este tipo de c0imentación estará expuesta.

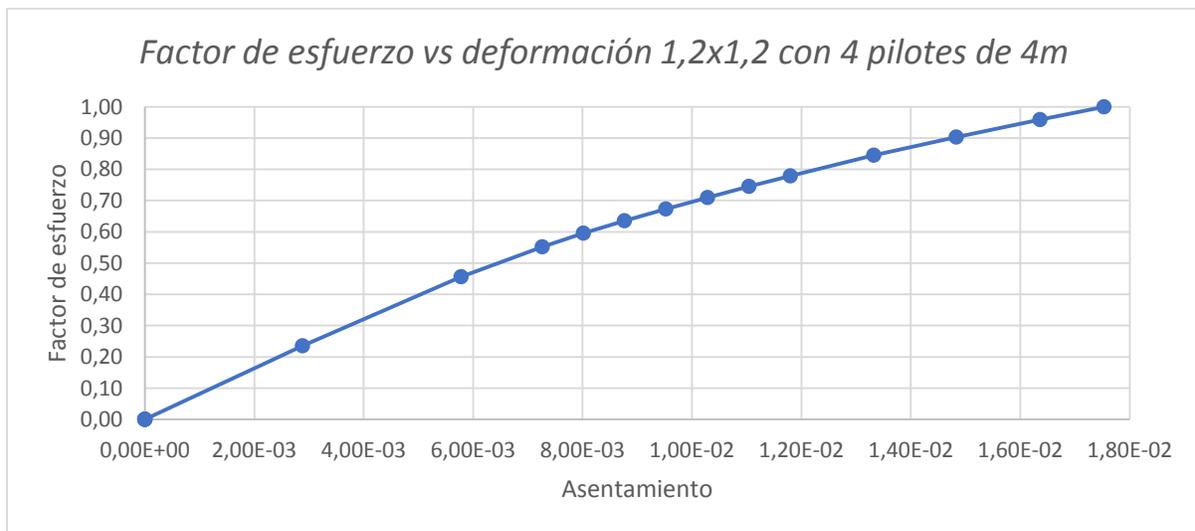


Figura 31. Factor de esfuerzo vs deformación 1,2x1,2 con micropilotes.

La figura 31 muestra que tendrá un asentamiento de 0,0175 m para 97036,608 kg es decir 951,6 KN. La carga máxima a la que será expuesta esta cimentación arroja un asentamiento menor a 1”.

- Para la cimentación Te-2 de 1,5 x 1,5 con 4 micropilotes de 4 m

De la tabla de definición de cargas, se toma la máxima carga a la que este tipo de cimentación estará expuesta.

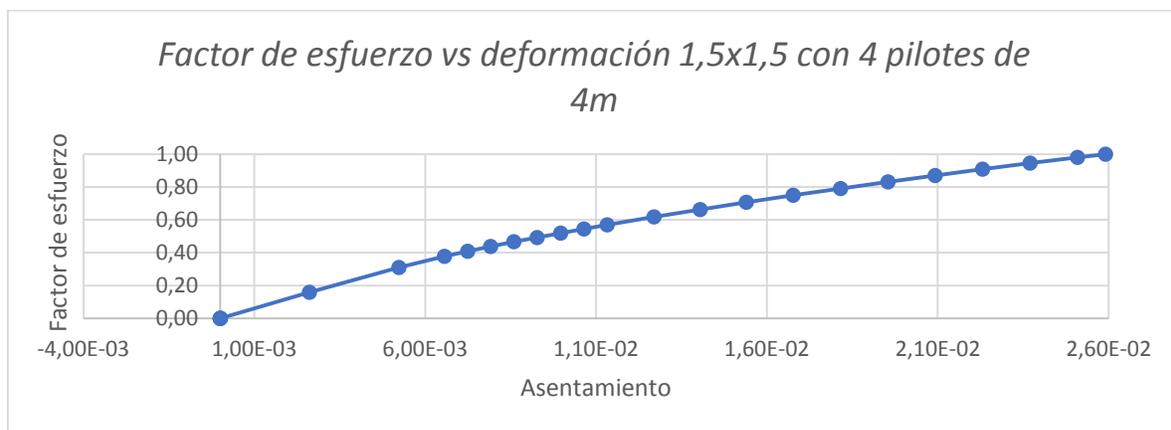


Figura 32. Factor de esfuerzo vs deformación 1,5x1,5 con micropilotes.

La figura 32 muestra que tendrá un asentamiento de 0,0259 m para 140036,73 kg es decir 1373,29 KN. La carga máxima a la que será expuesta esta cimentación arroja un asentamiento muy cercano a 1” y es aceptable.

- Para la cimentación Te-3 de 1,5 x 2,0 con 6 micropilotes de 4 m

De la tabla de definición de cargas, se toma la máxima carga a la que este tipo de cimentación estará expuesta.

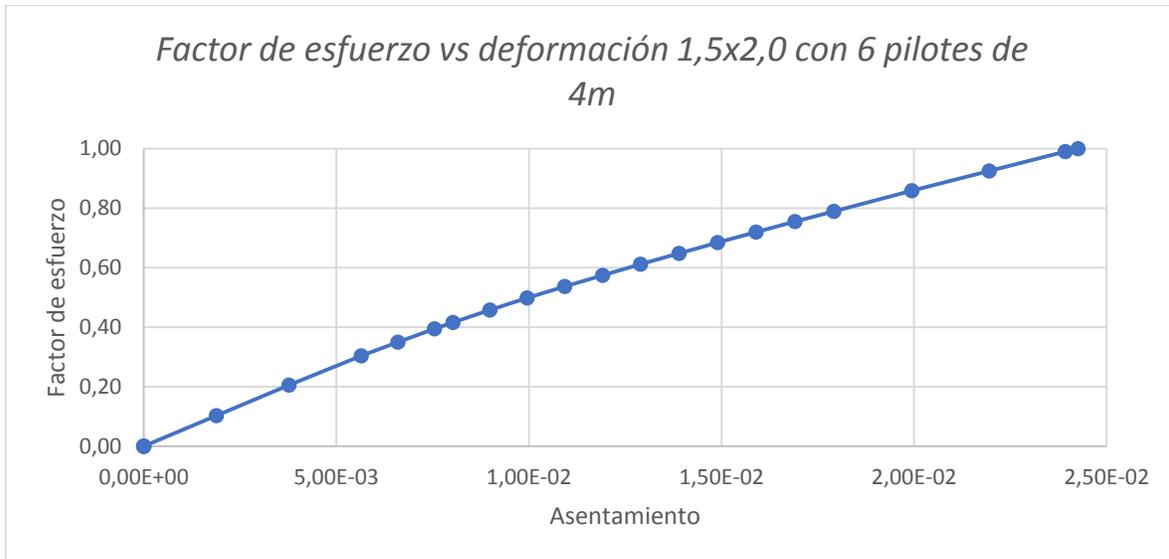


Figura 33. Factor de esfuerzo vs deformación 1,5x2,0 con micropilotes.

La figura 33 muestra que tendrá un asentamiento de 0,0243 m para 152738,496 kg es decir 1497,85 KN. la carga máxima a la que será expuesta esta cimentación arroja un asentamiento menor a 1”.

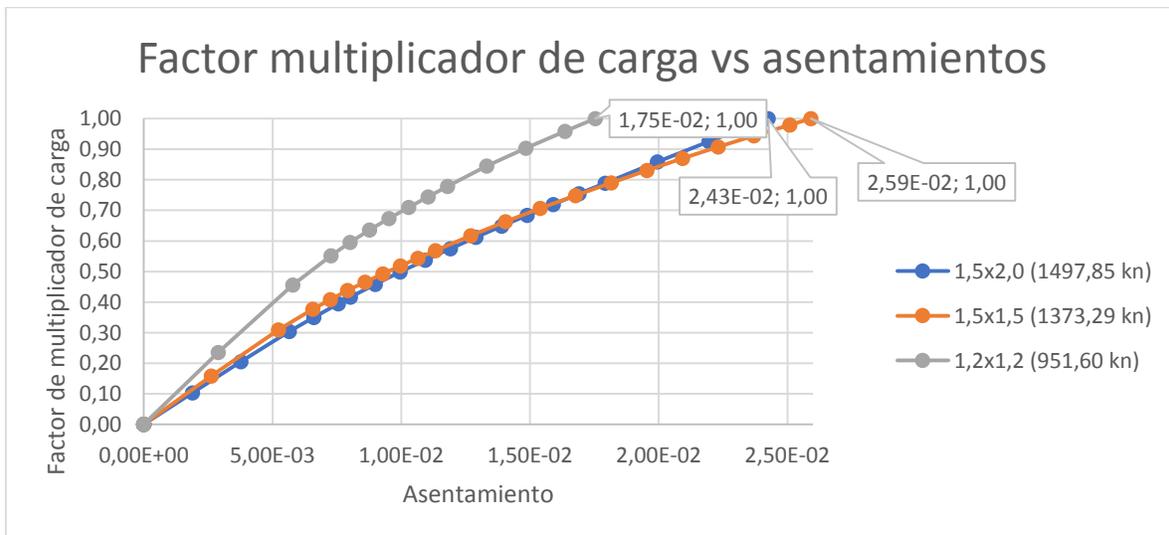
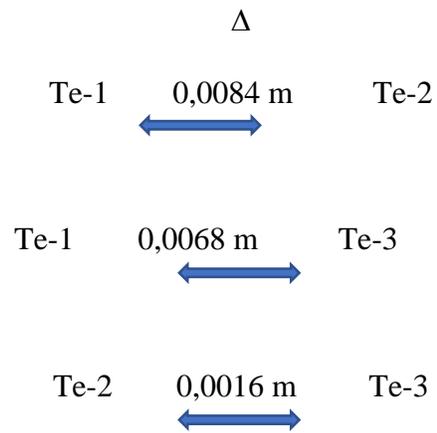


Figura 34. Recopilación factor carga vs deformación con micropilotes.

La figura 34 muestra la recopilación de datos de las gráficas de los factores multiplicadores de carga versus asentamiento, se puede visualizar los posibles asentamientos diferenciales.



Asentamientos diferenciales $< \Delta$, Máx = 0,0113 m

11.2.3 APU Micropilotes

Tabla 19.

APU micropilotes

ITEM	Micropilotes de diametro 0,15m				CODIGO	1
UNIDAD	ml					
MATERIALES						
DESCRIPCION	UND	CANT.	DESPER.	VR. UNIT	VR. PARCIAL	
Perforacion (con retiro de material)	ml	1		\$ 180.000	\$ 180.000,00	
Acero de refuerzo	kg	18,5		\$ 4.927	\$ 91.154,38	
Arena (puesto en el sitio de instalacion)	m3	0,12		\$ 79.360	\$ 9.523,20	
Cemento	kg	12		\$ 800	\$ 9.600,00	
Agua	Lt	56		\$ 55	\$ 3.055,36	
TOTAL MATERIALES					\$ 293.333,00	
EQUIPOS						
DESCRIPCION		CANT.	REND.	VR. UNIT	VR. PARCIAL	
Herramienta menor		Gb.	1	\$ 4.204,59	\$ 4.204,59	
Vibrador Electrico		Hr.	2	\$ 3.968,00	\$ 7.936,00	
				\$ -	\$ -	
				\$ -	\$ -	
TOTAL EQUIPOS					\$ 12.141,00	
MANO DE OBRA						
DESCRIPCION	CANT.	JORNAL	P.S.	JORNAL + P.S.	REND.	V. PARCIAL
Ayudante	2	\$ 29.774,88	54,50%	\$ 46.002,19	6	\$ 15.334,06
Oficial	1	\$ 49.282,56	54,50%	\$ 76.141,56	6	\$ 12.690,26
		\$ -				
TOTAL MANO DE OBRA						\$ 28.024,00
TOTAL COSTO DIRECTO						\$ 333.498,00

De las 15 zapatas con las que cuenta la edificación, catorce tendrán 4 micropilotes a 4 m de profundidad y una zapata con seis micropilotes a 4 m de profundidad.

ml de micropilotes:

$$(14 \text{ zapatas} \times 4 \text{ micropilotes}) + (1 \text{ zapata} \times 6 \text{ micropilotes}) = 62 \text{ micropilotes}$$

$$62 \text{ Micropilotes} \times 4 \text{ metros} = 248 \text{ ml de micropilotes}$$

m³de zapata:

$$12 \text{ zapatas} \times (1,2 \text{ m} \times 1,2 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) = 8,64 \text{ m}^3$$

$$2 \text{ zapatas} \times (1,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) = 2,25 \text{ m}^3$$

$$1 \text{ zapatas} \times (1,5 \text{ m} \times 2,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}) = 1,5 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total de zapatas} = 12,39 \text{ m}^3$$

11.2.4 Presupuesto Micropilotes

Tabla 20.

Presupuesto micropilotes

	PRESUPUESTO OFICIAL Y CANTIDADES DE OBRA		Maestria en geotecnia		
			Versión: 2.0		
			Fecha aprobación:		
			Página 1 de 1		
OBJETO:	CONSTRUCCION DE MICROPILOTES COMO SISTEMA DE CIMENTACION				
ÍTEM	DESCRIPCIÓN	UN	CANT	VR. UNITARIO	VR. PARCIAL
2	Pilotes preescabado sobre cimentacion				
2,1	ZAPATAS				\$ 8.053.500,00
2.11	ZAPATAS DE 0,50 m DE ESPESOR	m3	12,39	\$ 650.000,00	
2,2	Pilotaje 0,15m de diametro				\$ 82.707.504,00
2.2.1	Micropilotes 0,15 m de diametro	ml	248,00	\$ 333.498,00	
TOTAL COSTO DIRECTO					\$ 90.761.004,00
ADMINISTRACION				35%	\$ 31766.35140
UTILIDAD				5%	\$ 4.538.050,20
COSTO TOTAL OBRA					\$ 127.065.405,60

12. Conclusiones

Esta investigación se desarrolló dentro del contexto de una cimentación en un suelo areno-limoso para una edificación de 5 pisos multifamiliar, donde se encontraron asentamientos diferenciales en la primera torre en construcción que excedían los límites permitidos por la NSR-10, se estudiaron los datos iniciales del diseño original de la cimentación y con base en ello se analizó una alternativa de mejoramiento del suelo con inyecciones de lechada de cemento, opción que fue ejecutada y se comparó con una alternativa de cimentación sobre micropilotes que hubiera controlado los asentamientos ocurridos, el análisis comparativo se puede resumir en los siguientes puntos:

a. La cimentación inicial del proyecto muestra una capacidad de carga suficiente en comparación con las cargas a las que estará expuesta en su uso, es decir, que el dimensionamiento de las zapatas cumple con la capacidad de carga considerada, sin embargo, hay que tener en cuenta que esta cimentación mostro asentamientos diferenciales muy altos; al modelar las condiciones iniciales en el software PLAXIS 3D, se observan asentamientos muy parecidos a los observados en campo; los asentamientos deberían ser la base inicial para el dimensionamiento del diseño de una cimentación.

b. El mejoramiento del estrato de suelo bajo las zapatas a través de la inyección de lechada de cemento es un sistema rápido, económico y eficiente, pero hay que tener en cuenta que la eficiencia de este sistema es limitada, debido al control del bulbo donde se concentrará la lechada inyectada, es muy posible que las inyecciones no brinden el mejoramiento deseado en el diseño de estas.

Sin embargo, para este caso se obtuvieron buenos resultados en el aumento de la resistividad del suelo, teniendo en cuenta que este es un método de mejoramiento, lo ideal es evitar estas circunstancias en nuestros proyectos.

c. La construcción de micropilotes con diámetro: 0,15 m, como sistema de cimentación resulta ser una propuesta optima en la reducción de asentamientos, en la modelación se determinaron asentamientos diferenciales menores a 0,0113 m bajo las cargas máximas a la que será sometida la estructura, hay que tener en cuenta que los costos de este sistema puede ser mayor que la inyección de lechada de cemento, pero su utilización proporciona un método efectivo para el control de los asentamientos diferenciales vistos en la torre 01.

d. El número y ubicación de los sondeo y apiques darán garantía de los resultados que se obtendrán, en el caso de estudio existen inconvenientes por los sondeos iniciales que no se encuentran dentro de la torre a estudiar, se recomienda ceñirse a la norma sismo resistente colombiana para definir la cantidad de pilotes con su respectiva profundidad.

En el mundo de la construcción vertical toda actividad constructiva se rige por el balance costo-beneficio, pero hay que tener en cuenta que los factores de seguridad variaran dependiendo de las decisiones que se elijan y este caso no es la excepción.

La mejor opción en cuanto a costo beneficio es el mejoramiento del suelo bajo las zapatas a través de inyecciones de lechada de cemento, pero de acuerdo a lo anterior en mención este es un sistema de mejoramiento, lo ideal es evitar los asentamientos diferenciales excesivos, no obstante, los beneficios que brinda una cimentación con un sistema de micropilotes es una opción costosa, pero de igual forma brinda mejores resultados en la relación estructura – suelo.

Bibliografía

- Alicon & Ing S.A.S. (2013). Estudio Geotécnico Barrio Carrizal la Nueva, Municipio de Girón – Santander.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo-Resistente, NSR-10. Título H, Bogotá, AIS.
- Das, B. M. (2001). Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. México: Thompson Editores S.A de C.V.
- Geotecnia, (2018). Informe de Asesoría Geotécnica, Carrizal la Nueva Girón.
- Gonzales de Vallejo, L., Ferrer, M., Ortuño, L., & Oteo, C, (2002). Ingeniería Geológica. Madrid: Pearson.
- Gonzales, Á. (1999). Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT, en X Jornada geotécnica de la ingeniería en Colombia.
- Skempton, A. (1986). Standard Penetration Tests.
- Suarez, J. (2009). Suelos Residuales en Deslizamientos. Bucaramanga.
- Terzaghi Karl, Peck Ralph B., Mesri Gholamreza (1996) - Soil Mechanics in Engineering Practice, Third Edition- John Wiley & Sons Inc.

Apéndices

Tabla 21.

Clasificación de suelos de acuerdo con NSR-10. Tabla A.2.4-1.

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{q}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w \geq 40% $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{q}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Nota: NSR-10.

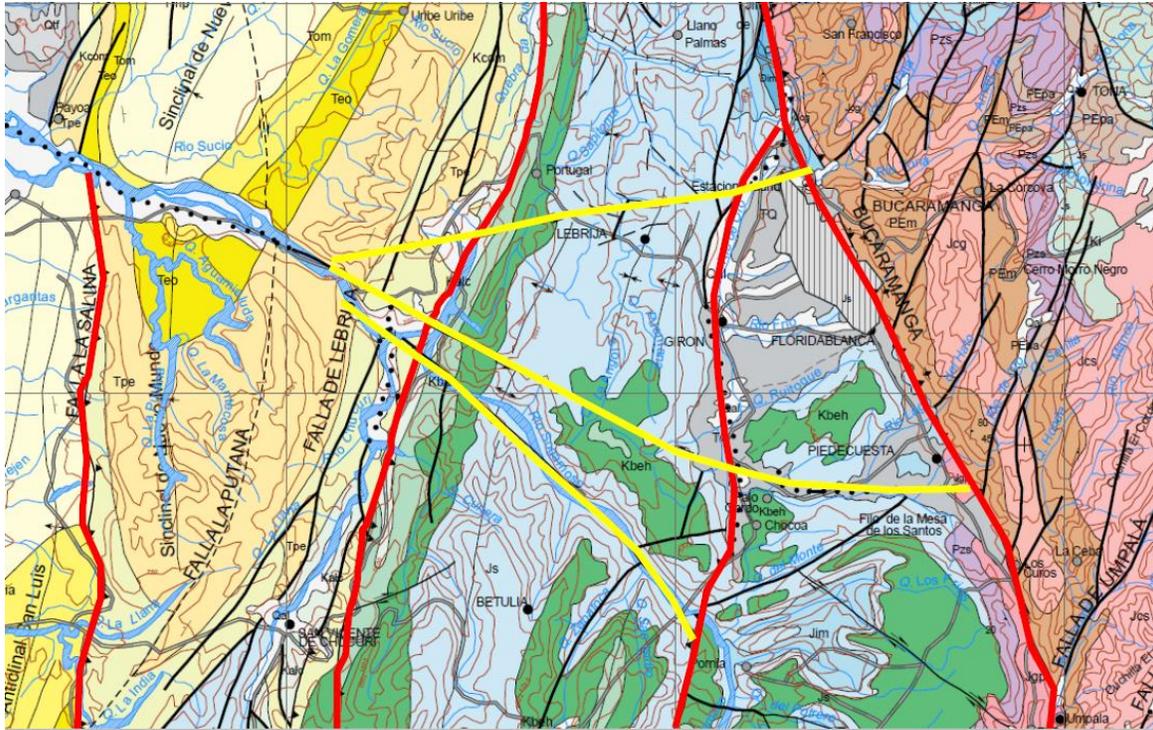


Figura 35. Mapa geológico de la zona de estudio. Nota: Servicio geológico colombiano.

Tabla 22.

Tabla de clasificación

		ESTUDIO GEOTECNICO BARRIO CARRIZAL LA NUEVA, MUNICIPIO DE GIRÓN - SANTANDER				ALICON					
Tabla 25. Clasificación Unificada de Suelos (SUCS)											
MUESTRA	PROF. (m)	SUCS	WN%	PESO ESPECIFICO	LIMITES DE ATTERBERG			GRADACIÓN			
					LL%	LP%	IP%	G%	A%	F%	
S1M1	0,00-1,00	SM	8.66	18.03	NP	NP		17.24	43.21	39.55	
S1M2	1,00-2,00	ML	9.78	17.59	25.29	22.15	3.14	12.72	31.72	55.56	
S1M3	2,00-3,00	CL-ML	8.20	17.68	22.54	17.21	5.33	0.00	26.08	73.92	
S1M4	3,00-4,00	CL-ML	9.24	17.90	23.83	18.71	5.12	5.00	33.98	61.02	
S2M1	0,00-1,00	CL-ML	5.03	17.72	25.25	19.05	6.2	4.13	21.28	74.59	
S2M2	1,00-2,00	CL-ML	8.07	17.92	25.6	19.87	5.73	22.92	24.62	52.46	
S2M3	2,00-3,00	CL	7.18	17.55	30.67	20.56	10.11	0.00	30.63	69.37	
S2M4	3,00-4,00	CL	10.31	17.81	29.4	19.05	10.35	0.00	35.39	64.61	
S3M1	0,00-1,00	CL	7.54	17.11	36.97	23.82	13.15	9.96	25.58	64.46	
S3M2	1,00-2,00	SM	5.63	17.11	NP	NP		13.83	43.27	42.90	
S3M3	2,00-3,00	CL-ML	5.94	17.38	25.61	20.17	5.44	9.90	38.72	51.38	
S4M1	0,00-1,00	CL	12.38	17.54	33.49	20.36	13.14	14.23	38.52	47.25	
S4M2	1,00-2,00	SM	10.69	17.97	NP	NP		18.28	50.89	30.83	
S4M3	2,00-3,00	SM	8.53	17.97	NP	NP		21.18	58.98	19.84	
S4M4	3,00-4,00	CL-ML	13.73	17.75	25.05	19.11	5.94	20.43	28.81	50.76	
S4M5	4,00-5,00	CL-ML	12.11	18.00	21.36	15.24	6.12	0.00	32.43	67.57	
S4M6	5,00-6,00	ML	14.29	17.67	22.31	18.14	4.17	0.00	22.42	77.58	
S5M1	0,00-1,00	ML	12.02	17.76	36.14	28.44	7.7	0.00	6.15	93.85	
S5M2	1,00-2,00	ML	11.44	18.07	30.25	23.2	7.05	1.96	20.12	77.92	
S5M3	2,00-3,00	ML	14.56	17.76	36.95	26.66	10.29	0.00	23.06	76.94	
S6M1	0,00-2,00	ML	13.75	17.75	31.2	25.37	5.84	0.00	34.60	65.40	
S6M2	2,00-3,00	SM	6.49	17.53	NP	NP		32.93	39.19	27.88	
S6M3	3,00-4,00	SM	13.22	17.61	NP	NP		0.00	59.58	40.42	
S7M1	0,00-2,00	CL-ML	2.58	18.10	26.49	21.24	5.25	0.00	43.04	56.96	
S8M1	0,00-3,00	MH	5.05	17.86	52.38	49.21	3.17	4.55	29.65	65.80	
S8M2	4,00-6,00	CL	10.48	17.68	30.73	22.77	7.96	12.63	29.47	57.90	
S9M1	0,00-1,00	SM	13.44	17.74	NP	NP		0.00	52.64	47.36	
S9M2	1,00-2,00	ML	9.73	17.88	NP	NP		0.00	44.73	55.27	
S9M3	2,00-3,00	ML	12.29	17.74	30.35	24.21	6.14	0.00	23.66	76.34	
S10M1	0,00-2,00	ML	16.85	18.07	28.55	22.48	6.08	0.00	41.19	58.81	
S10M2	2,00-4,00	ML	17.55	17.63	25.77	22.61	3.17	0.00	30.57	69.43	
S11M1	0,00-1,00	ML	8.52	17.72	31.28	26.99	4.29	0.00	48.89	51.11	
S11M2	1,00-2,00	SM	7.56	17.56	NP	NP		0.00	51.47	48.53	
S11M3	2,00-3,00	CL-ML	7.81	17.75	22.53	17.21	5.32	0.00	37.58	62.42	
S13M1	0,00-1,00	GM	4.61	17.79	NP	NP		37.17	28.50	34.33	
S13M2	1,00-2,00	SM	6.25	17.57	NP	NP		37.93	39.18	22.89	
S13M3	2,00-3,00	SM	2.16	17.89	NP	NP		31.62	38.20	30.18	
S14M1	0,00-1,00	SP-SM	9.53	17.72	NP	NP		37.72	55.67	6.61	
S14M2	1,00-3,00	CL-ML	11.59	17.94	28.14	21.94	6.2	4.81	25.52	69.67	
S15M1	0,00-2,00	SM	7.92	17.75	NP	NP		0.00	62.63	37.32	
S16M1	0,00-2,00	CL-ML	9.03	18.12	22.58	16.35	6.24	8.05	30.14	61.81	
PROMEDIO				17.75	28.92	22.30	6.62	9.25	36.15	54.60	

Fuente: ALICON & ING. S.A.S.

Nota: ALICON & ING. S.A.S., 2013

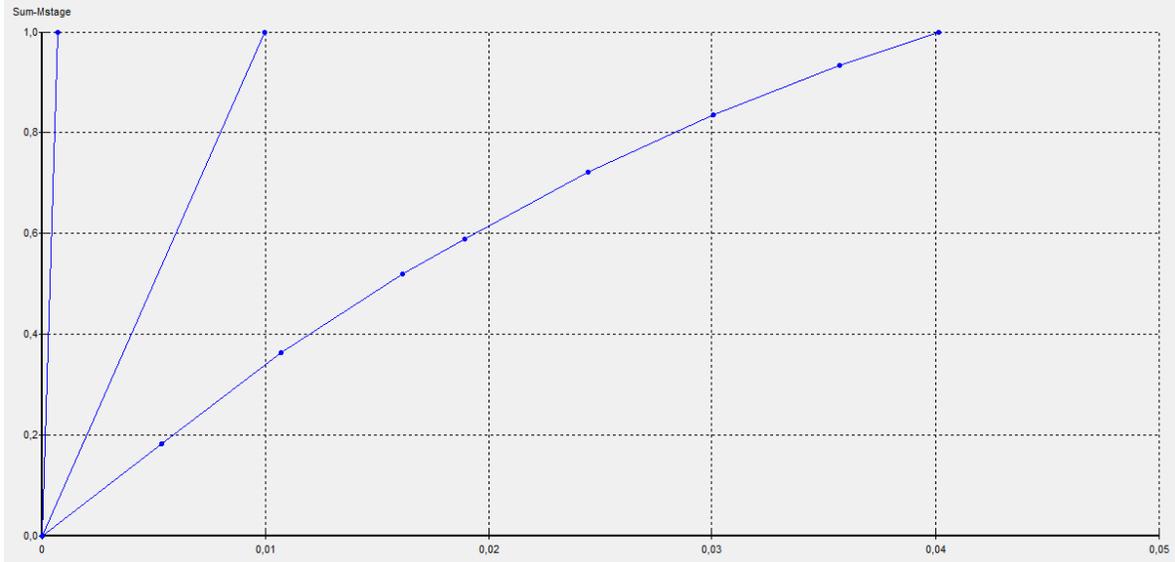


Figura 36. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo 1,4x1,4. Nota: PLAXIS 3D.

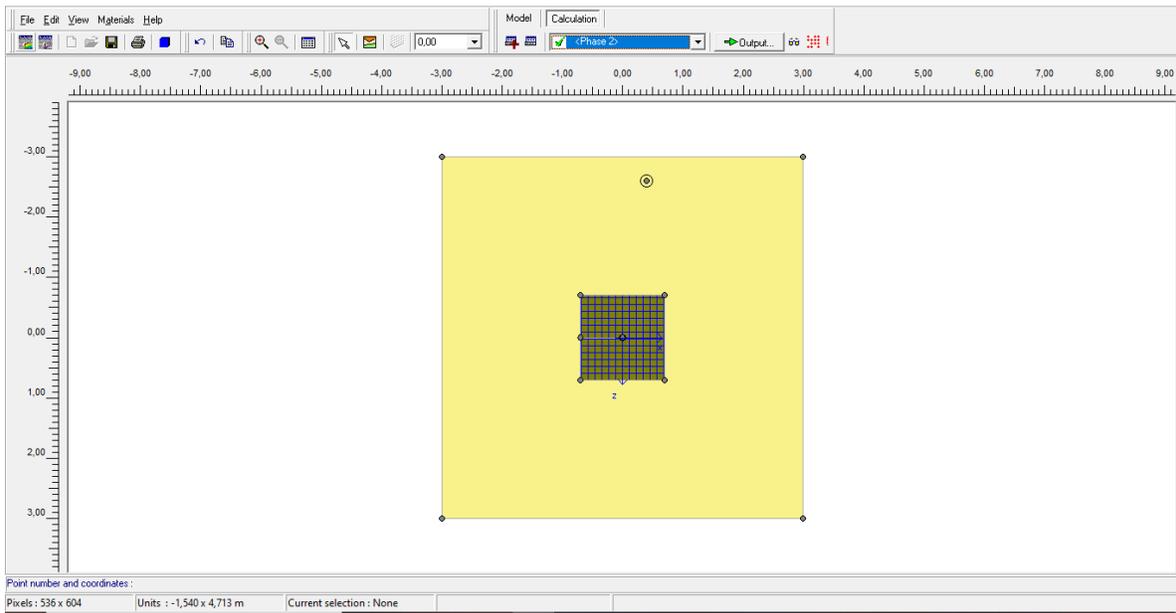


Figura 37. Modelación 1,4x1,4. Nota: PLAXIS 3D.

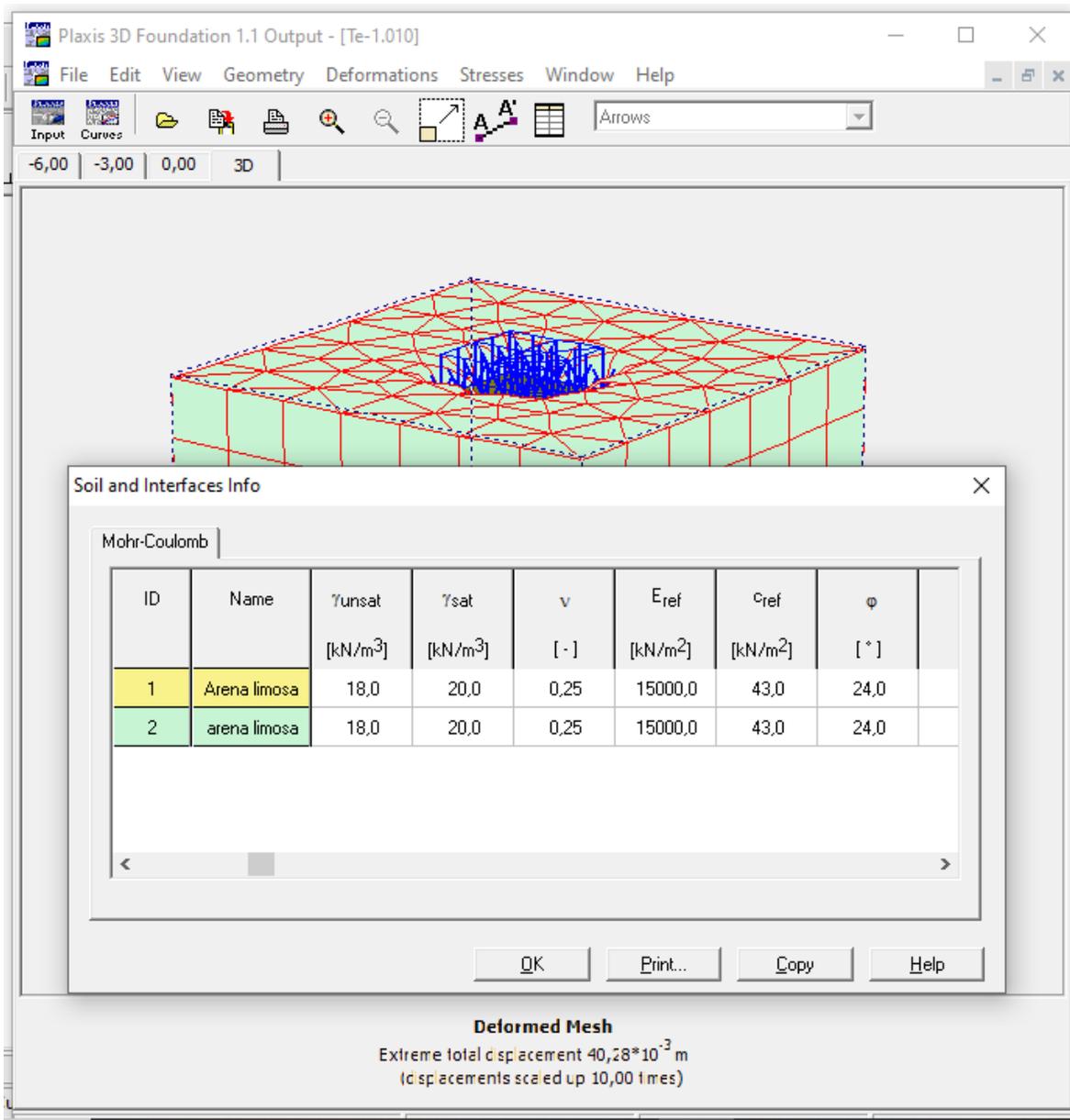


Figura 38. Cuadro de dialogo modelacion 1,4x1,4. Nota: PLAXIS 3D.

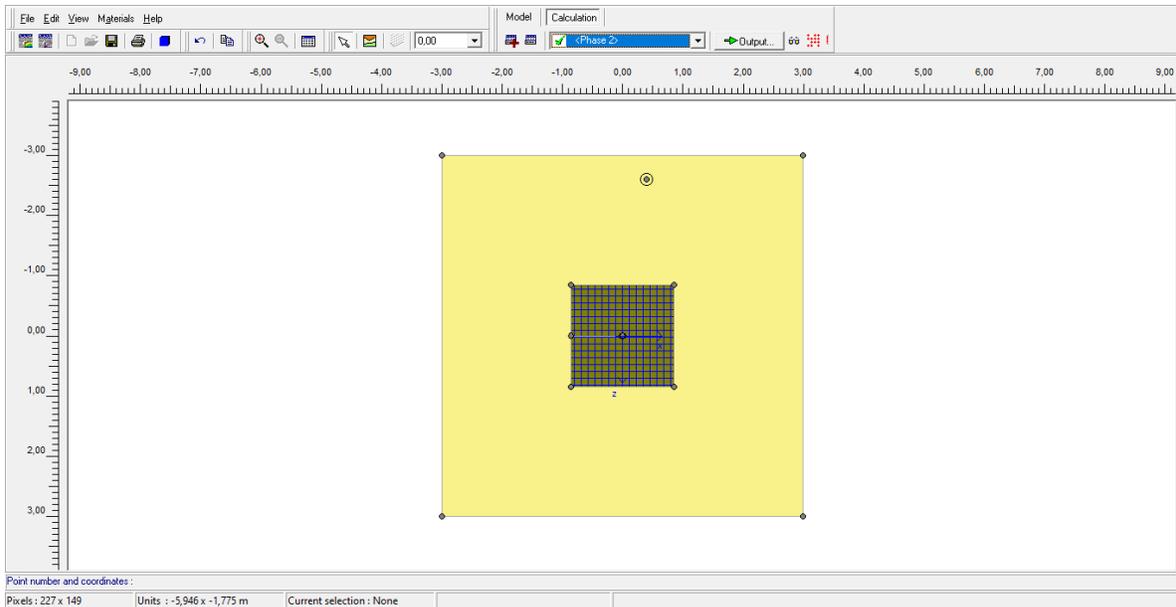


Figura 39. Modelación 1,7x1,7. Nota: PLAXIS 3D.

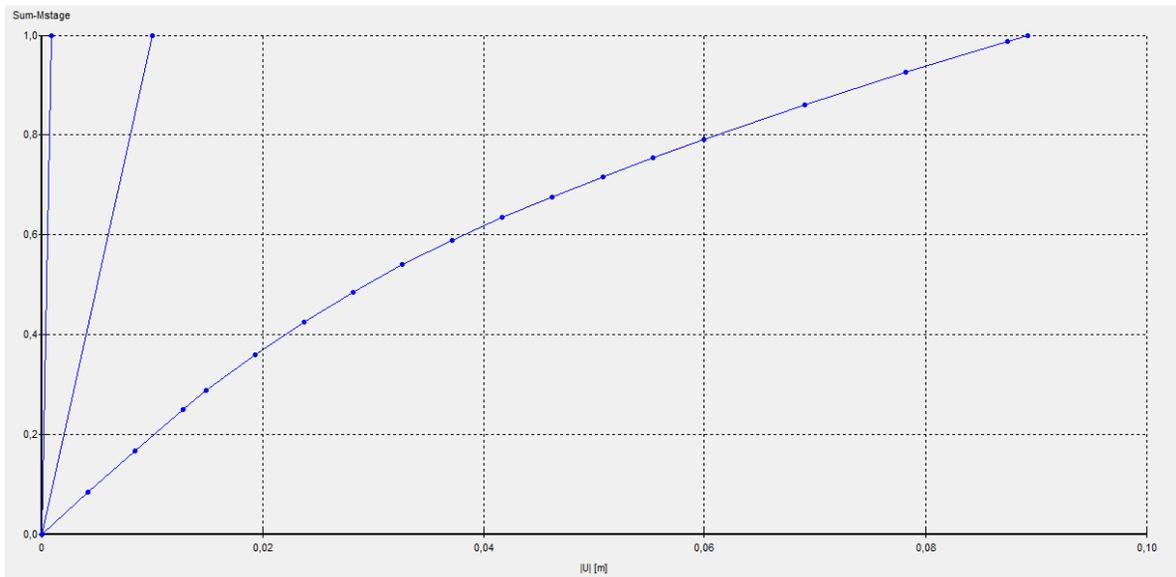


Figura 40. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo 1,7x1,7. Nota: PLAXIS 3D.

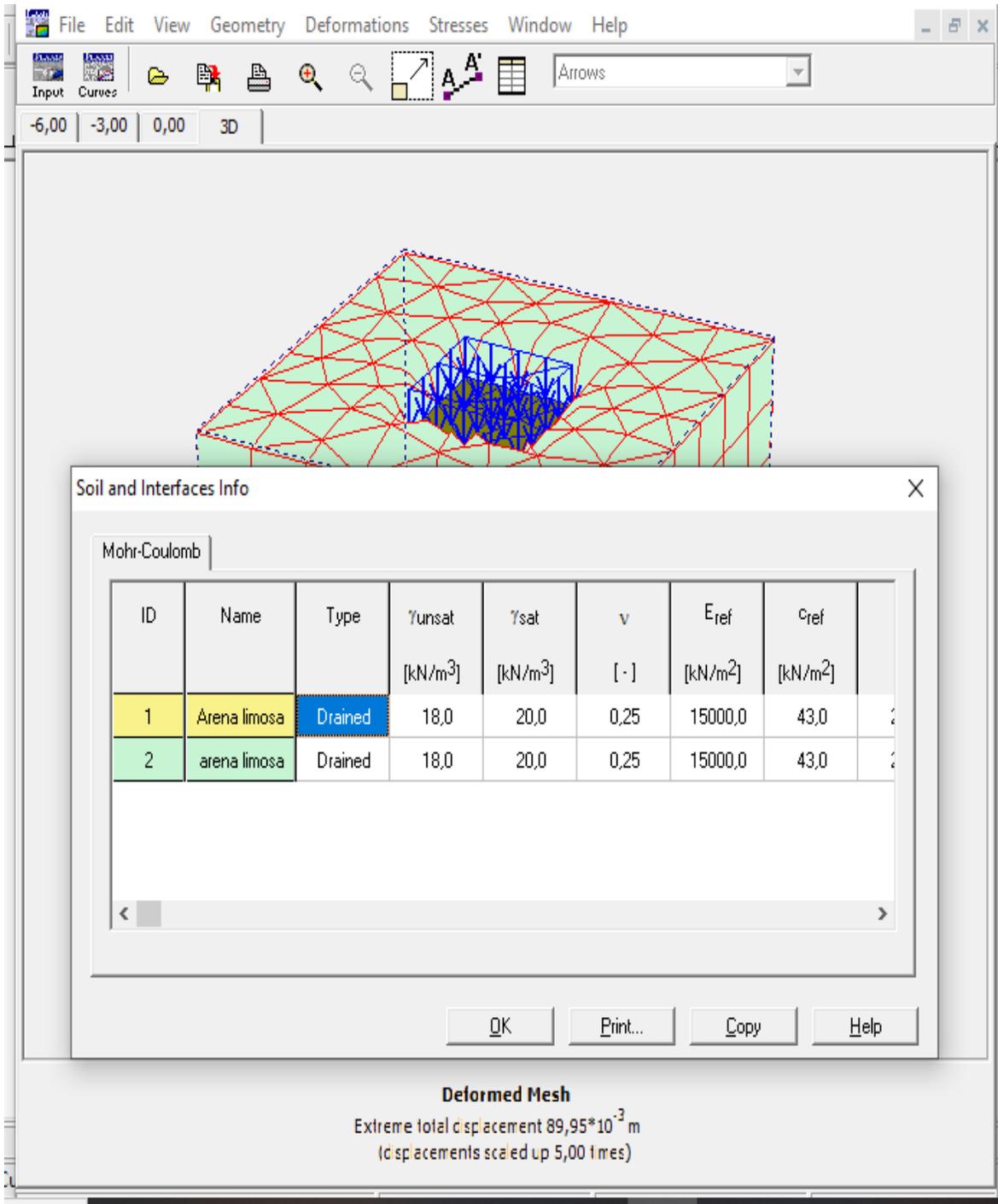


Figura 41. Cuadro de dialogo 1,7x1,7 Nota: PLAXIS 3D.

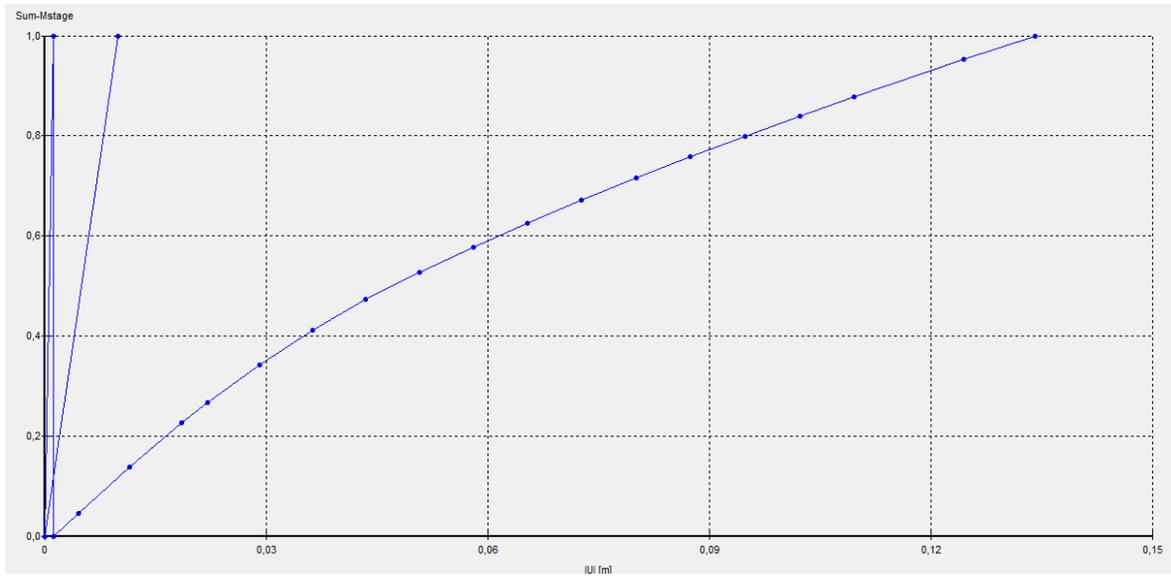


Figura 42. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo 1,8x3,0. Nota: PIAXIS 3D.

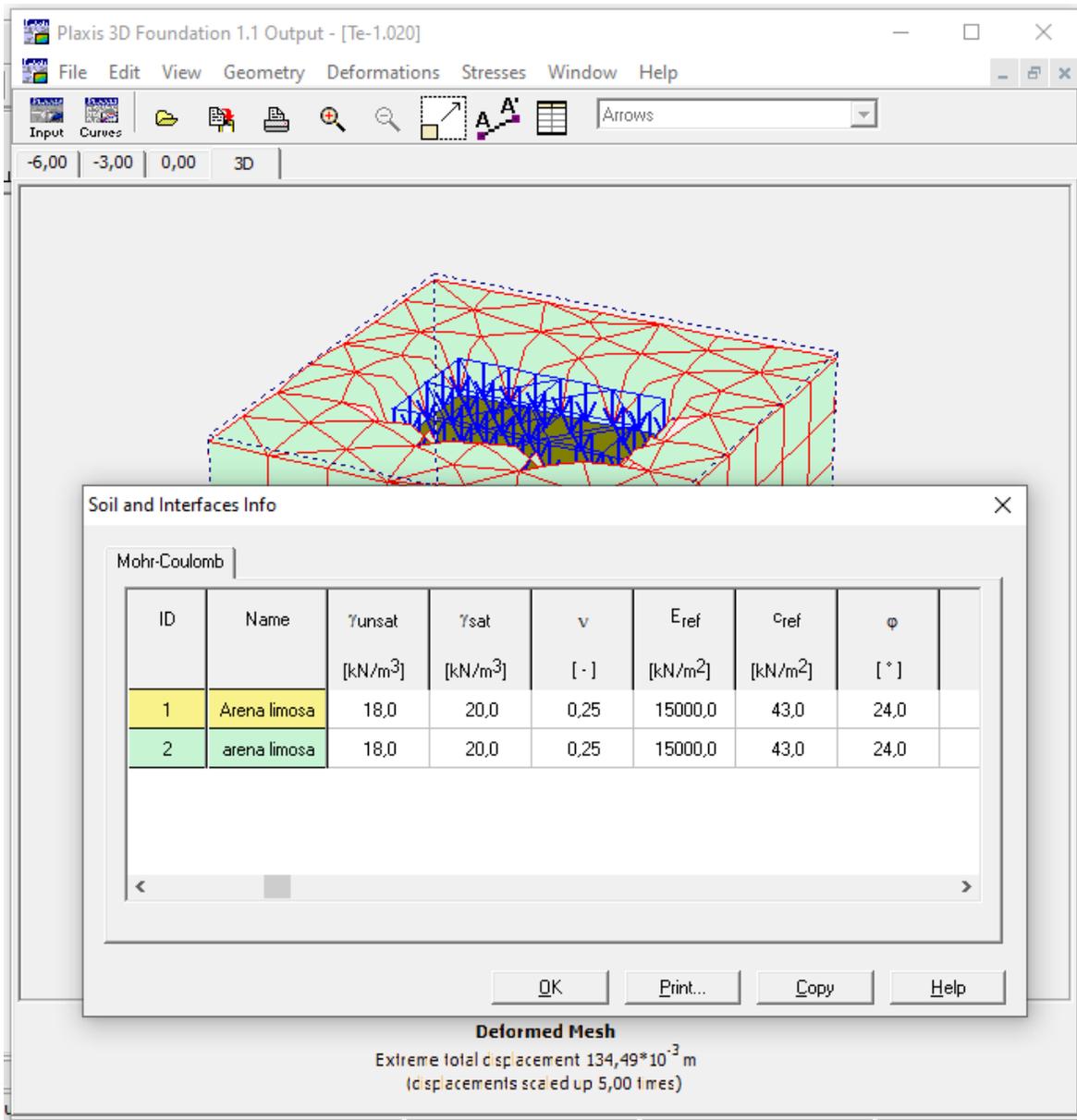


Figura 43. Cuadro de dialogo 1,8x3,0. Nota: PIAXIS 3D.

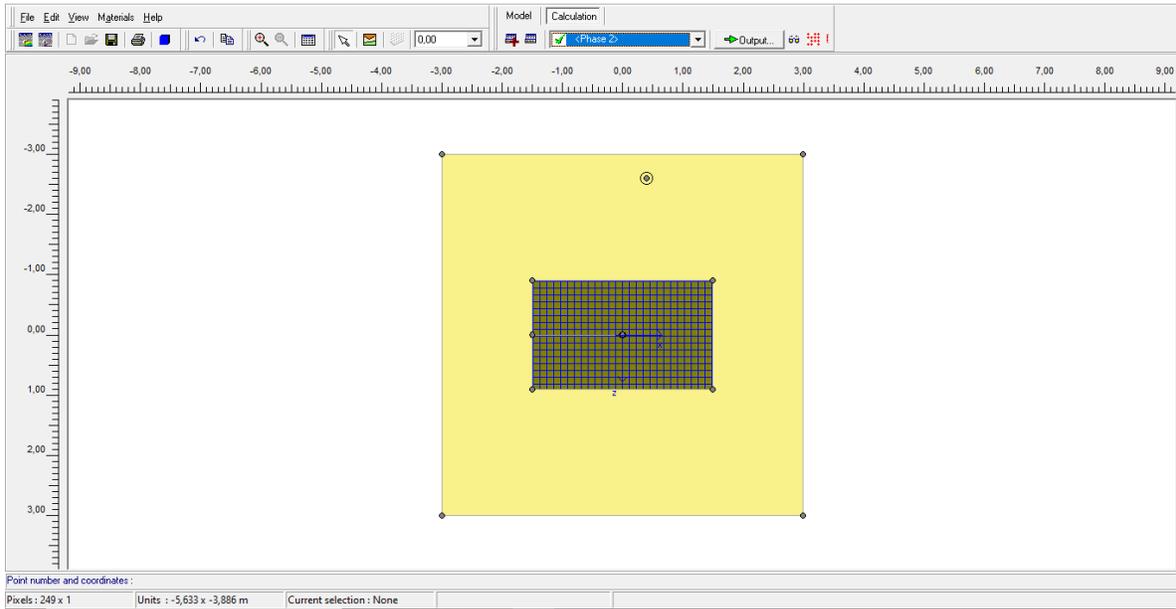


Figura 44. Modelacion 1,8x3,0. Nota: PLAXIS 3D.

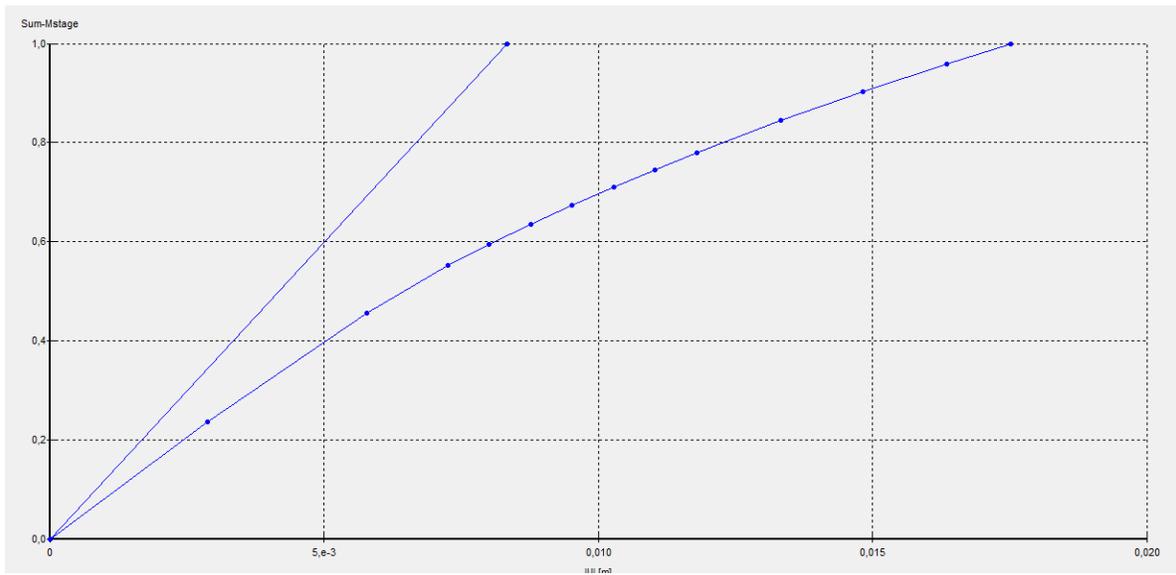


Figura 45. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo micropilote 1,2x1,2. Nota: PLAXIS 3D.

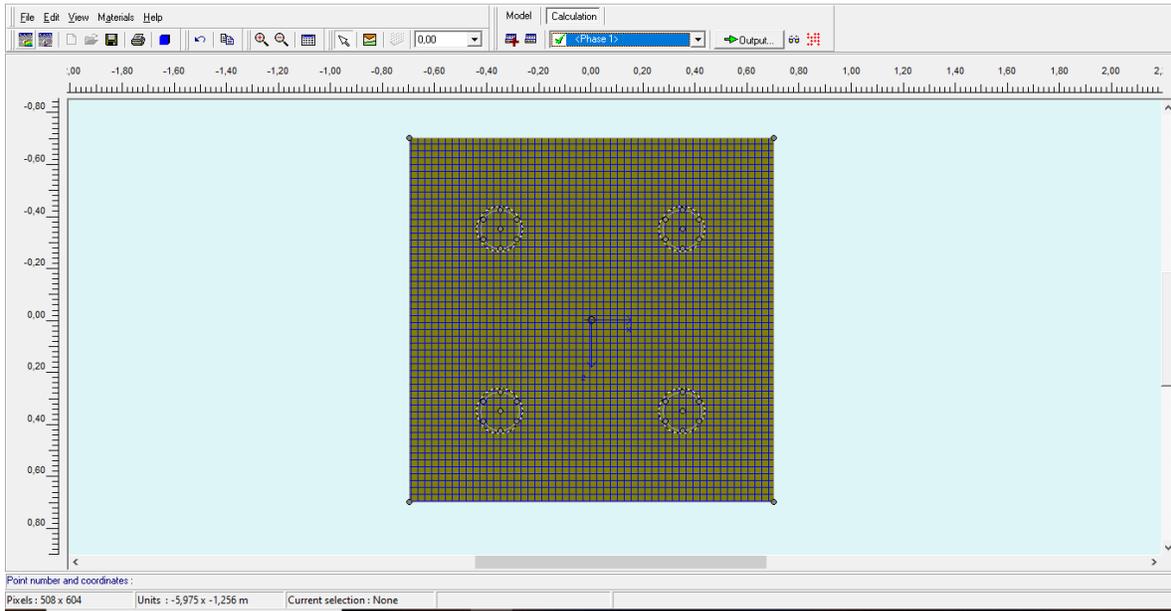


Figura 46. Modelación con micropilote 1,2x1,2. Nota: PIAXIS 3D.

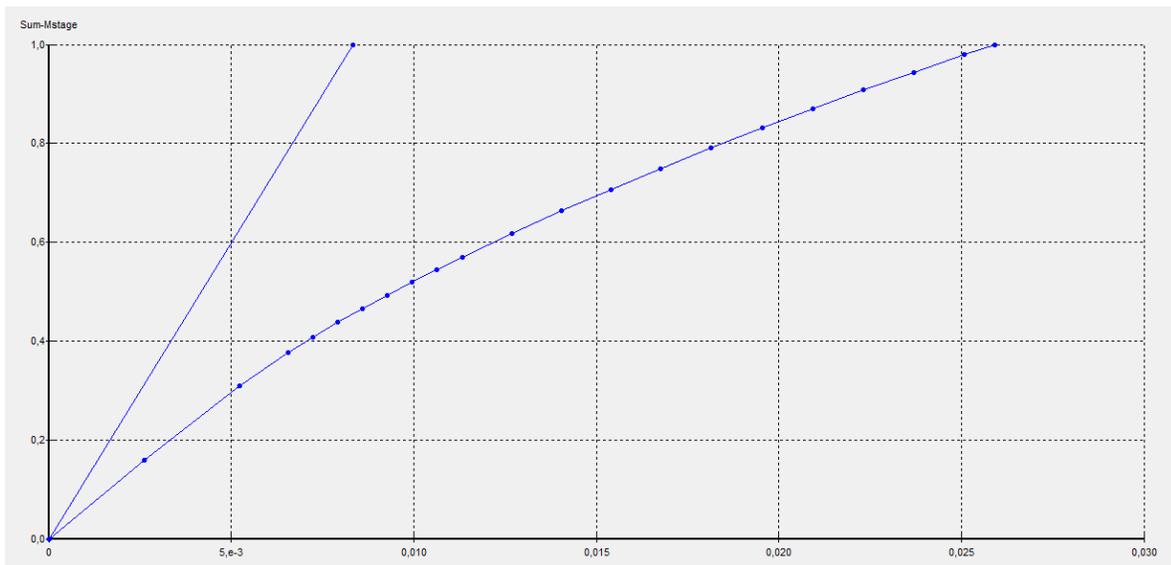


Figura 47. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo micropilote 1,5x1,5. Nota: PIAXIS 3D.

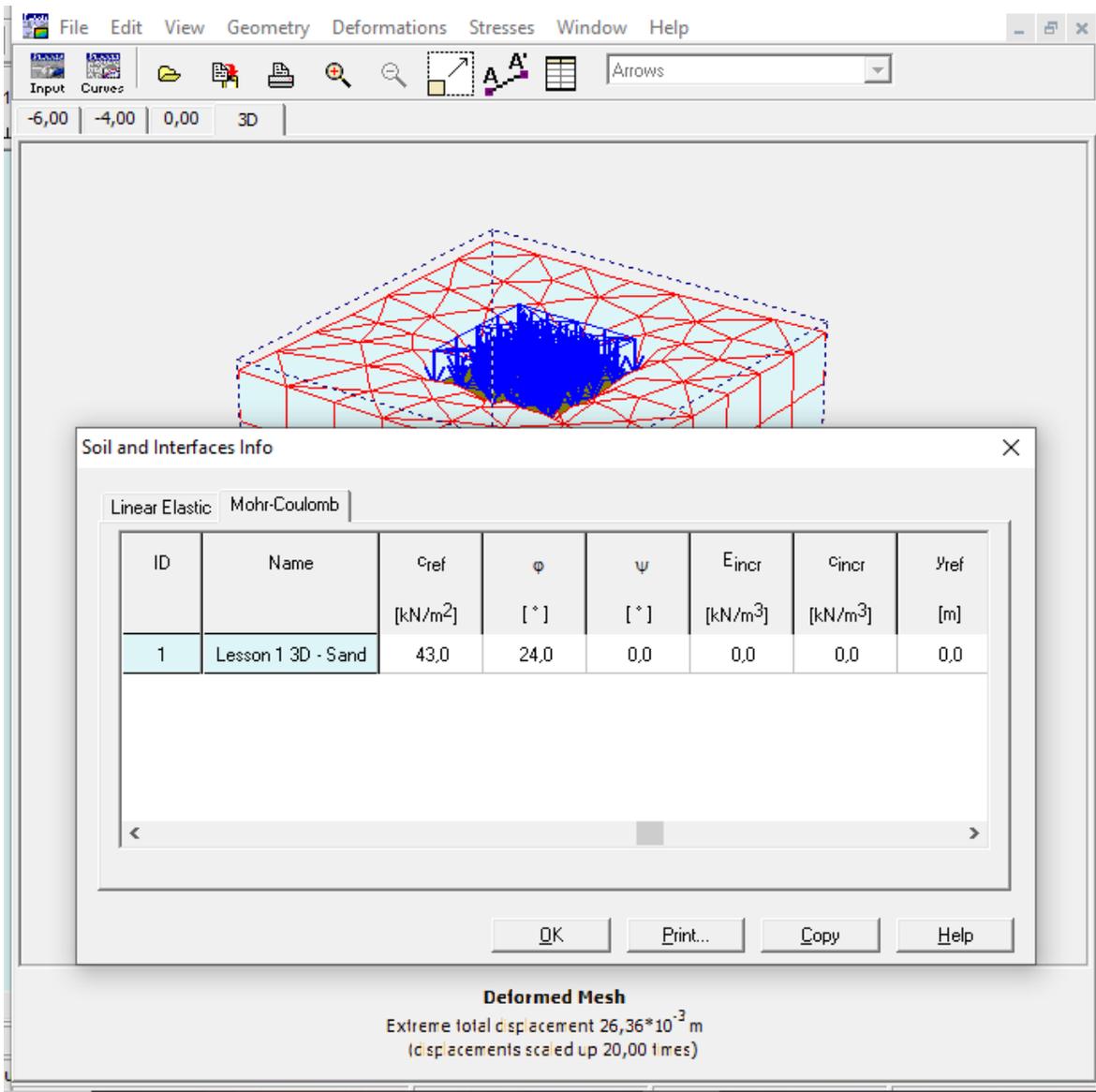


Figura 48. Cuadro de dialogo micropilote 1,5x1,5. Nota: PLAXIS 3D.

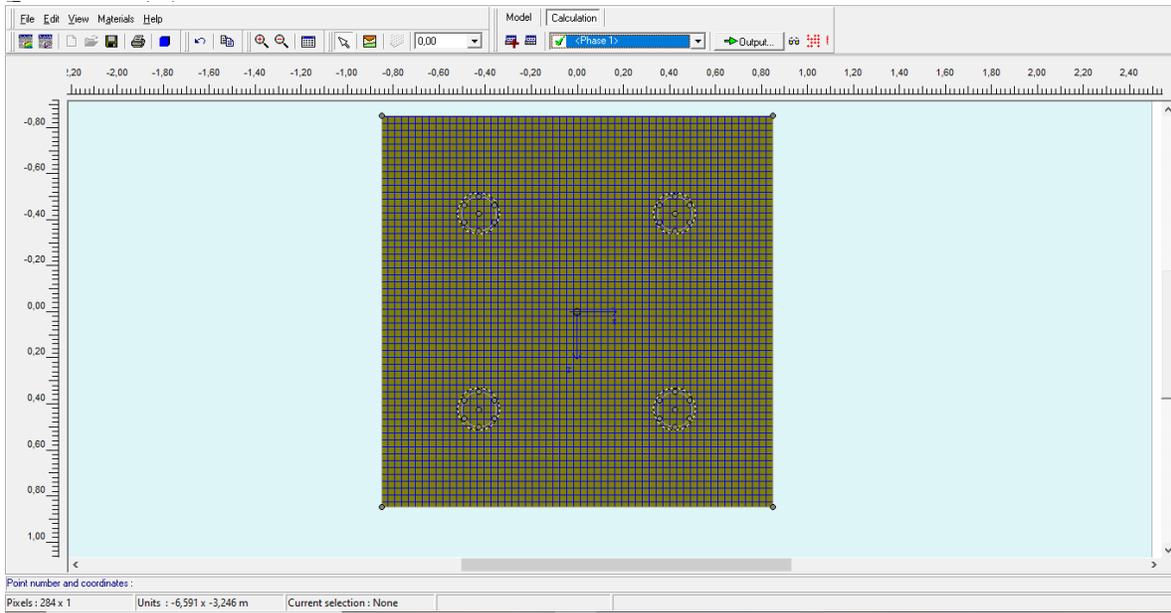


Figura 49. Modelacion con micropilotes 1,5x1,5. Nota: PLAXIS 3D.

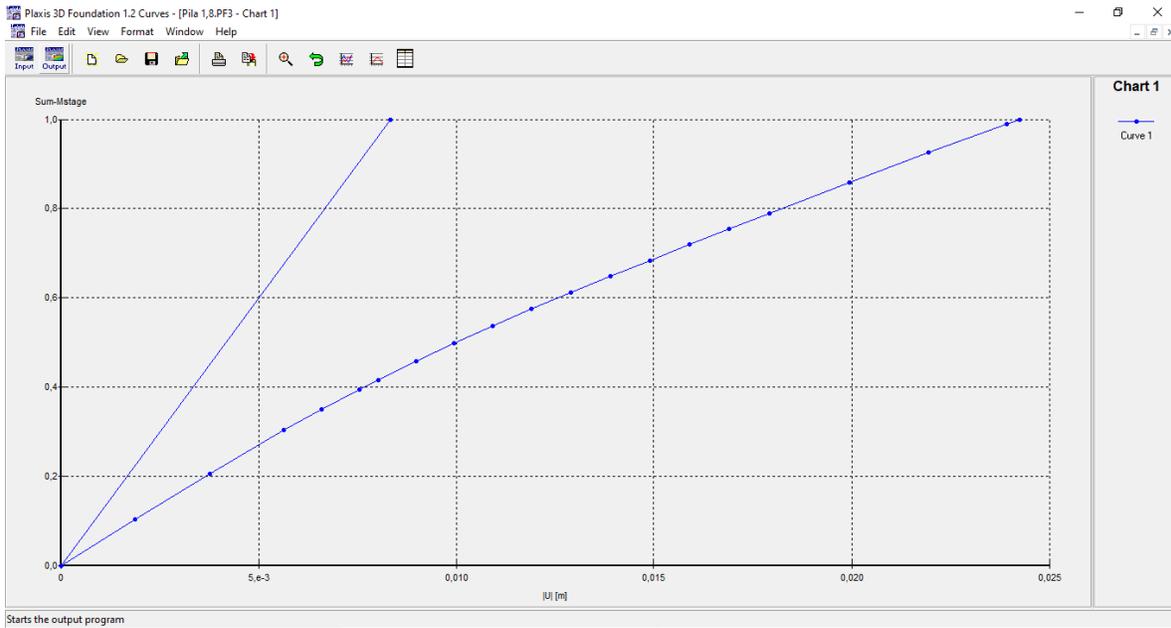


Figura 50. Grafica asentamiento vs factor de esfuerzo micropilote 1,5x2,0. Nota: PLAXIS 3D.

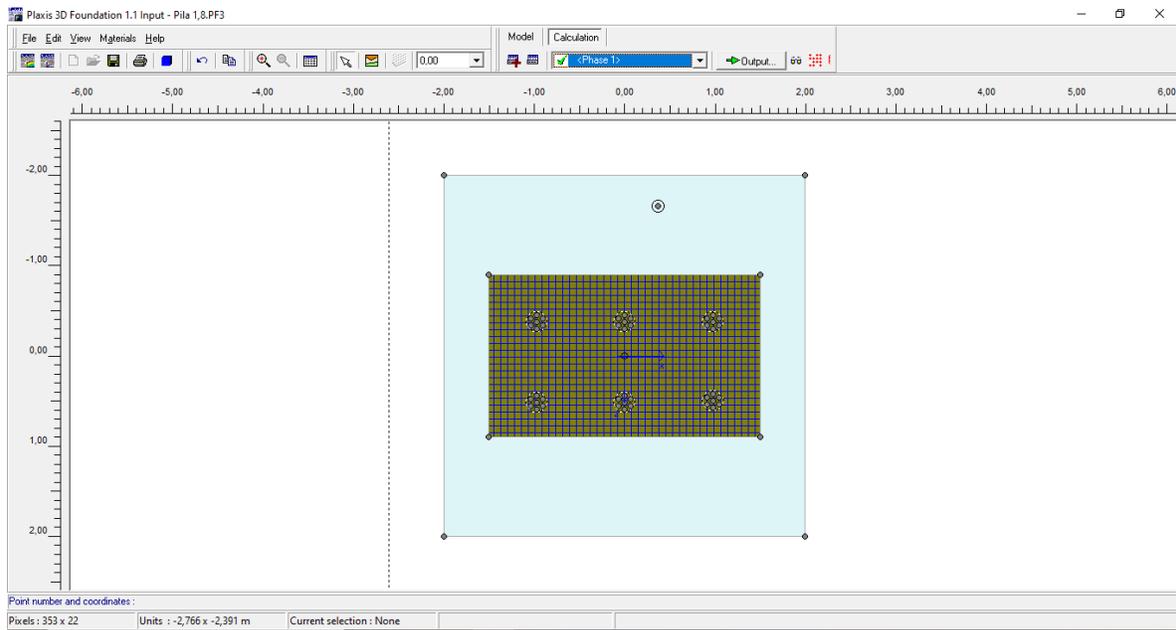


Figura 51. Modelación con micropilotes 1,5x2,0. Nota: PLAXIS 3D.

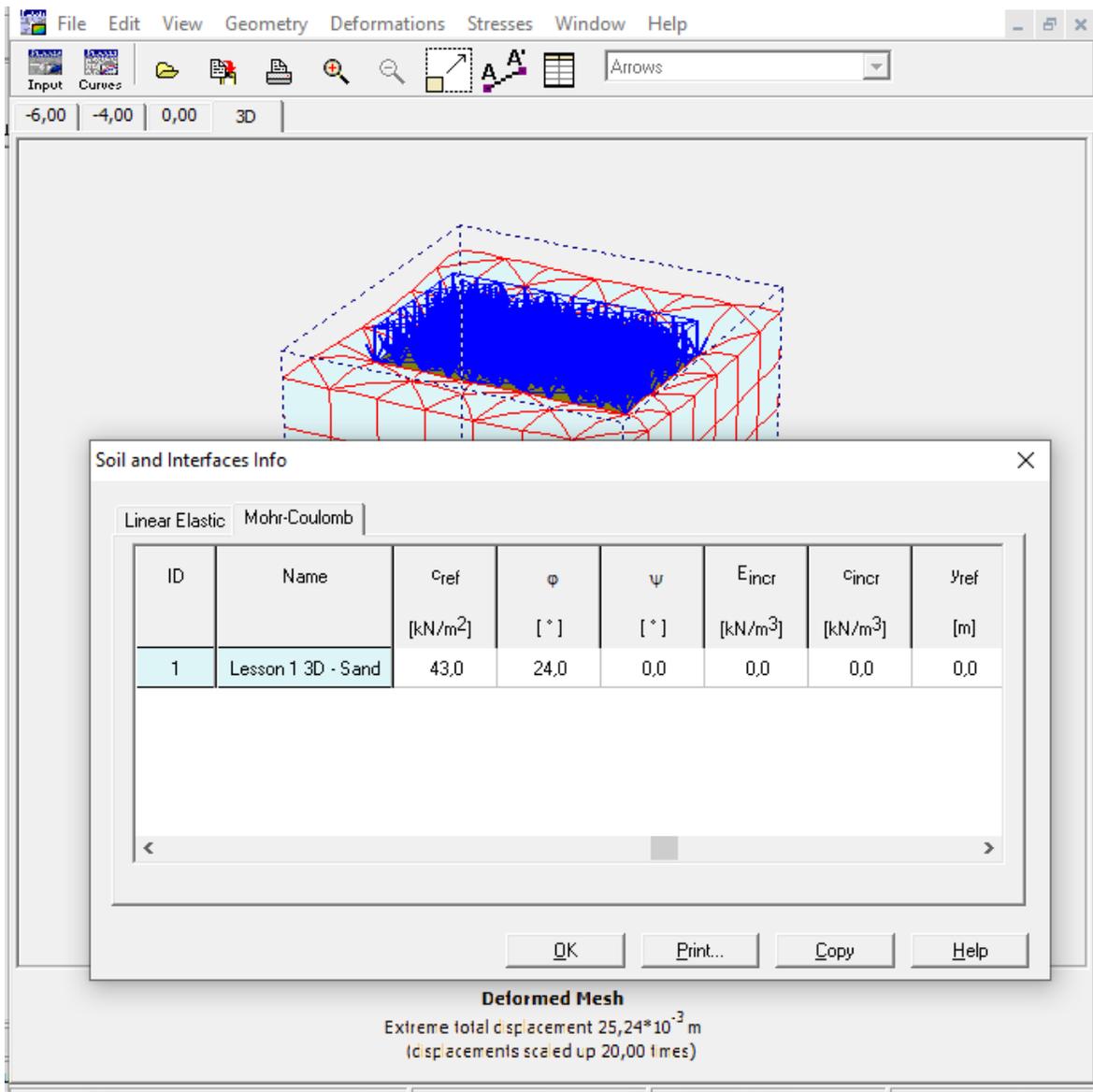


Figura 52. Cuadro de dialogo micropilote 1,5x2,0. Nota: PLAXIS 3D.