



UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
GESTIÓN DE BIBLIOTECAS



CARTA DE AUTORIZACIÓN

CÓDIGO

AP-BIB-FO-06

VERSIÓN

1

VIGENCIA

2014

PÁGINA

1 de 2

Neiva, 20 de octubre de 2023

Señores

CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN

UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA

Ciudad

El (Los) suscrito(s):

Danna Valentina Gómez Jimenez, con C.C. No. 1.075.321.673,

Luis Antonio Gómez Mora, con C.C. No. 1.075.310.244,

_____, con C.C. No. _____,

_____, con C.C. No. _____,

Autor(es) de la tesis y/o trabajo de grado o _____

titulado Evaluación del sistema de cimentación perteneciente al proyecto bosques de Santa Ana Torre I,

comparando los sistemas de cimentación tipo Caisson y Mejoramiento mediante columnas de grava.

presentado y aprobado en el año 2023 como requisito para optar al título de

Ingeniero Civil;

Autorizo (amos) al CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN de la Universidad Surcolombiana para que, con fines académicos, muestre al país y el exterior la producción intelectual de la Universidad Surcolombiana, a través de la visibilidad de su contenido de la siguiente manera:

- Los usuarios puedan consultar el contenido de este trabajo de grado en los sitios web que administra la Universidad, en bases de datos, repositorio digital, catálogos y en otros sitios web, redes y sistemas de información nacionales e internacionales "open access" y en las redes de información con las cuales tenga convenio la Institución.
- Permita la consulta, la reproducción y préstamo a los usuarios interesados en el contenido de este trabajo, para todos los usos que tengan finalidad académica, ya sea en formato Cd-Rom o digital desde internet, intranet, etc., y en general para cualquier formato conocido o por conocer, dentro de los términos establecidos en la Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995 y demás normas generales sobre la materia.
- Continúo conservando los correspondientes derechos sin modificación o restricción alguna; puesto que, de acuerdo con la legislación colombiana aplicable, el presente es un acuerdo jurídico que en ningún caso conlleva la enajenación del derecho de autor y sus conexos.

Vigilada Mineducación

La versión vigente y controlada de este documento, solo podrá ser consultada a través del sitio web Institucional www.usco.edu.co, link Sistema Gestión de Calidad. La copia o impresión diferente a la publicada, será considerada como documento no controlado y su uso indebido no es de responsabilidad de la Universidad Surcolombiana.



**UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA
GESTIÓN DE BIBLIOTECAS**



CARTA DE AUTORIZACIÓN

CÓDIGO

AP-BIB-FO-06

VERSIÓN

1

VIGENCIA

2014

PÁGINA

2 de 2

De conformidad con lo establecido en el artículo 30 de la Ley 23 de 1982 y el artículo 11 de la Decisión Andina 351 de 1993, “Los derechos morales sobre el trabajo son propiedad de los autores” , los cuales son irrenunciables, imprescriptibles, inembargables e inalienables.

EL AUTOR/ESTUDIANTE: Luis Antonio Gómez Mora

Firma: Antonio Gómez M.

EL AUTOR/ESTUDIANTE: Danna Valentina Gómez Jimenez

Firma: Danna Valentina Gómez J

EL AUTOR/ESTUDIANTE:

Firma: _____

EL AUTOR/ESTUDIANTE:

Firma: _____

	UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA GESTIÓN DE BIBLIOTECAS				   	
	DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO					
CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA 1 de 3

TÍTULO COMPLETO DEL TRABAJO: “Evaluación y rediseño del sistema de cimentación perteneciente al proyecto bosques de Santa Ana torre I, comparando el sistema de cimentación existente y el propuesto, dando cumplimiento a la nsr-10 y supervisando su diseño bajo el programa MIDAS GTS NX 2019”

AUTOR O AUTORES:

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
Gómez Jiménez	Danna Valentina
Gómez Mora	Luis Antonio

DIRECTOR Y CODIRECTOR TESIS:

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre
Gil Hernández	Jackson Andrés

ASESOR (ES):

Primero y Segundo Apellido	Primero y Segundo Nombre

PARA OPTAR AL TÍTULO DE: Ingeniero(a) Civil

FACULTAD: Ingeniería

PROGRAMA O POSGRADO: Ingeniería Civil

CIUDAD: NEIVA

AÑO DE PRESENTACIÓN: 2023

NÚMERO DE PÁGINAS:167

TIPO DE ILUSTRACIONES (Marcar con una X):

Vigilada Mineducación

La versión vigente y controlada de este documento, solo podrá ser consultada a través del sitio web Institucional www.usco.edu.co, link Sistema Gestión de Calidad. La copia o impresión diferente a la publicada, será considerada como documento no controlado y su uso indebido no es de responsabilidad de la Universidad Surcolombiana.

	UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA GESTIÓN DE BIBLIOTECAS								
	DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO								
CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA		2 de 3	

Diagramas_x__ Fotografías__ Grabaciones en discos__ Ilustraciones en general_x__ Grabados__
 Láminas__ Litografías__ Mapas__ Música impresa__ Planos_x__ Retratos__ Sin ilustraciones__
 Tablas o Cuadros_x__

SOFTWARE requerido y/o especializado para la lectura del documento:

MATERIAL ANEXO:

PREMIO O DISTINCIÓN (*En caso de ser LAUREADAS o Meritoria*):

PALABRAS CLAVES EN ESPAÑOL E INGLÉS:

<u>Español</u>	<u>Inglés</u>	<u>Español</u>	<u>Inglés</u>
1. mejoramiento de suelo	soil improvement	6. Asentamiento	settlement
2. columnas de grava	gravel columns	7. Carga portante	bearing load
3. caissons	caissons	8. _____	_____
4. estudio de suelos	soil survey	9. _____	_____
5. Midas GTS NX 2019	Midas GTS NX 2019	10. _____	_____

RESUMEN DEL CONTENIDO: (Máximo 250 palabras)

Se evaluaron dos alternativas de cimentación para el proyecto torre I del conjunto residencial santa Ana, considerando mejoramiento de suelos por columnas de grava tipo Geopier de compactación vertical y caissons. Para llevar a cabo la evaluación de estas alternativas se consideró un método de diseño analítico en cada una, obteniendo su respectiva capacidad portante y asentamientos del sistema de cimentación a evaluar; se realizó una modelación tridimensional(3D) de cada alternativa ejecutada en el software MIDAS GTS NX, el cual permite esquematizar con ayuda de métodos de elementos finitos (MEF) la interacción suelo y estructura. Por último, basándonos en los diseños y propiedades de dichas alternativas, se realizó sus respectivos presupuestos con análisis de precios unitarios. Los resultados de la evaluación mostraron que la alternativa de mejoramiento de terreno resulta mucho más eficiente en términos económicos e ingenieriles, se verificó su capacidad portante, la cual según los resultados del modelo usado en MIDAS GTS y los cálculos empíricos realizados, la carga de servicio Qu es mayor en todos los casos a la carga soportada por cada zapata apoyada sobre columnas Geopier, por lo cual se consideran estructuras estables, los asentamientos fueron mayores a los asentamientos de los caissons, pero se mantuvieron en el rango establecido por los criterios de control propuestos por la NSR 10. Desde el punto de visto económico, el presupuesto estimado para la cimentación con caissons fue de \$ 290.968.904,06 COP y el presupuesto estimado para columnas de grava fue de \$ 233.010.315 COP, notablemente se evidencia un ahorro de 20% en costos tanto constructivos como de tiempo.

	UNIVERSIDAD SURCOLOMBIANA GESTIÓN DE BIBLIOTECAS						
	DESCRIPCIÓN DE LA TESIS Y/O TRABAJOS DE GRADO						
CÓDIGO	AP-BIB-FO-07	VERSIÓN	1	VIGENCIA	2014	PÁGINA	3 de 3

ABSTRACT: (Máximo 250 palabras)

Two foundation alternatives were evaluated for the tower I project of the Santa Ana residential complex, considering soil improvement by vertical compaction Geopier type gravel columns and caissons. To carry out the evaluation of these alternatives, an analytical design method was considered for each one, obtaining their respective bearing capacity and settlements of the foundation system to be evaluated; a three-dimensional (3D) modeling of each alternative was performed in MIDAS GTS NX software, which allows to schematize with the help of finite element methods (FEM) the interaction between soil and structure. Finally, based on the designs and properties of these alternatives, their respective budgets with unit price analysis were carried out. The results of the evaluation showed that the ground improvement alternative is much more efficient in economic and engineering terms, its bearing capacity was verified, which according to the results of the model used in MIDAS GTS and the empirical calculations performed, the service load Q_u is greater in all cases to the load supported by each footing supported on Geopier columns, so they are considered stable structures, the settlements were greater than the settlements of the caissons, but remained within the range established by the control criteria proposed by the NSR 10. From the economic point of view, the estimated budget for the foundation with caissons was \$ 290,968,904.06 COP and the estimated budget for gravel columns was \$ 233,010,315 COP, notably showing a 20% saving in both construction costs and time.

APROBACION DE LA TESIS

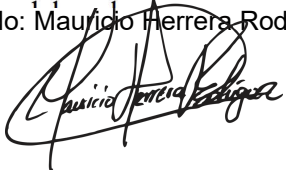
Nombre Presidente Jurado: Jackson Andres Gil Hernandez

Firma: 

Nombre Jurado: Juan Sebastian Peralta

Firma: 

Nombre Jurado: Mauricio Herrera Rodríguez

Firma: 



Evaluación del sistema de cimentación
perteneciente al proyecto bosques de Santa Ana Torre I, comparando los
sistemas de cimentación tipo Caisson y Mejoramiento mediante columnas de
grava.

Danna Valentina Gómez Jiménez y Luis Antonio Gómez Mora

Universidad Surcolombiana

Facultad de ingeniería

Neiva, Colombia

2023

Evaluación del sistema de cimentación
perteneciente al proyecto bosques de Santa Ana Torre I, comparando los
sistemas de cimentación tipo Caisson y Mejoramiento mediante columnas de
grava.

Danna Valentina Gómez Jiménez y Luis Antonio Gómez Mora

Proyecto de grado presentado como requisito parcial para optar al título de:

Ingeniería Civil

Director (a):

M.Sc. Jackson Andrés Gil Hernández

Línea de Investigación:

Geotecnia

Universidad Surcolombiana de Colombia

Facultad de Ingeniería. Programa de Ingeniería Civil.

Neiva, Colombia

2023

Agradecimientos

En primer lugar, queremos dar gracias a Dios por esta etapa de gran aprendizaje, a nuestros padres por su gran esfuerzo y demás personas que hicieron parte de este proyecto brindándonos apoyo, motivación y fortaleza.

Agradecemos a nuestros formadores, personas de gran sabiduría quienes se han esforzado por ayudarnos a llegar al punto en el que nos encontramos, en especial a nuestro tutor el ING. Jackson Andrés Gil director de esta tesis, por brindarnos su apoyo incondicional en la culminación de este proyecto, la cual representa nuestra última etapa para finalizar nuestra carrera universitaria.

Resumen

Se evaluaron dos alternativas de cimentación para el proyecto torre I del conjunto residencial santa Ana, considerando mejoramiento de suelos por columnas de grava tipo Geopier de compactación vertical y caissons. Para llevar a cabo la evaluación de estas alternativas se consideró un método de diseño analítico en cada una, obteniendo su respectiva capacidad portante y asentamientos del sistema de cimentación a evaluar; se realizó una modelación tridimensional(3D) de cada alternativa ejecutada en el software MIDAS GTS NX, el cual permite esquematizar con ayuda de métodos de elementos finitos (MEF) la interacción suelo y estructura. Por último, basándonos en los diseños y propiedades de dichas alternativas, se realizó sus respectivos presupuestos con análisis de precios unitarios. Los resultados de la evaluación mostraron que la alternativa de mejoramiento de terreno resulta mucho más eficiente en términos económicos e ingenieriles, se verificó su capacidad portante, la cual según los resultados del modelo usado en MIDAS GTS y los cálculos empíricos realizados, la carga de servicio Q_u es mayor en todos los casos a la carga soportada por cada zapata apoyada sobre columnas Geopier, por lo cual se consideran estructuras estables, los asentamientos fueron mayores a los asentamientos de los caissons, pero se mantuvieron en el rango establecido por los criterios de control propuestos por la NSR 10. Desde el punto de visto económico, el presupuesto estimado para la cimentación con caissons fue de \$ 290.968.904,06 COP y el presupuesto estimado para columnas de grava fue de \$ 233.010.315 COP, notablemente se evidencia un ahorro de 20% en costos tanto constructivos como de tiempo.

Palabras clave: mejoramiento de suelo, columnas de grava, caissons, estudio de suelos, Midas GTS NX 2019, asentamiento, carga portante.

Abstract

Two foundation alternatives were evaluated for the tower I project of the Santa Ana residential complex, considering soil improvement by vertical compaction Geopier type gravel columns and caissons. To carry out the evaluation of these alternatives, an analytical design method was considered for each one, obtaining their respective bearing capacity and settlements of the foundation system to be evaluated; a three-dimensional (3D) modeling of each alternative was performed in MIDAS GTS NX software, which allows to schematize with the help of finite element methods (FEM) the interaction between soil and structure. Finally, based on the designs and properties of these alternatives, their respective budgets with unit price analysis were carried out. The results of the evaluation showed that the ground improvement alternative is much more efficient in economic and engineering terms, its bearing capacity was verified, which according to the results of the model used in MIDAS GTS and the empirical calculations performed, the service load Q_u is greater in all cases to the load supported by each footing supported on Geopier columns, so they are considered stable structures, the settlements were greater than the settlements of the caissons, but remained within the range established by the control criteria proposed by the NSR 10. From the economic point of view, the estimated budget for the foundation with caissons was \$ 290,968,904.06 COP and the estimated budget for gravel columns was \$ 233,010,315 COP, notably showing a 20% saving in both construction costs and time.

Keywords: soil improvement, gravel columns, caissons, soil survey, Midas GTS NX 2019, settlement, bearing load.

Contenido

	Pág.
Agradecimientos.....	IX
Contenido.....	XII
Capítulo 1	18
1. Introducción	18
1.1 Antecedentes	19
1.2 Justificación.....	22
1.3 Objetivos	23
1.3.1 Objetivo general.....	23
1.3.2 Objetivos específicos.....	23
Capítulo 2	25
2. Marco teórico.....	25
2.1 Cimentaciones profundas.....	25
2.1.1 Caissons.....	25
2.2 Mejoramiento de suelos	27
2.2.1 Columnas de grava	27
2.3 Método de elementos finitos	30
2.4 Software MIDAS GTS NX	31
Capítulo 3	32
3. Metodología.....	32
3.1 Características del proyecto	33
3.2 Magnitud de cargas.....	34
3.3 Propiedades mecánicas y geométricas del perfil del suelo	34
3.4 Sistemas de cimentación.....	37
3.4.1 Alternativa con Cimentación profunda tipo caissons	37
3.4.1.1 Propiedades mecánicas y geométricas.	37
3.4.1.1 Carga portante y asentamientos	40
3.4.2 Alternativa con mejoramiento de suelo utilizando elementos Geopier.....	43

3.4.2.1	Propiedades mecánicas y geométricas.....	43
3.4.2.2	Carga portante y asentamientos.....	48
3.5	Modelación del caso de estudio.....	51
3.5.1	Modelación de Tratamiento de terreno con columnas de grava.....	54
3.5.2	Modelación de caisson.....	58
3.6	Análisis económico.....	61
3.6.1	Presupuesto Columnas de grava Geopier.....	62
3.6.2	Presupuesto Caissons.....	62
Capítulo 4.....		64
4.	Análisis de resultados.....	64
4.1.	Análisis de los asentamientos obtenidos a través de modelos numéricos.....	64
4.2.	Modelo numérico de las alternativas evaluadas.....	65
4.2	Comparación entre resultados obtenidos por medio de los modelos numéricos usados en el software midas y los modelos empíricos realizados en los cálculos manuales.	67
4.3	Análisis de costos.....	69
Capítulo 5.....		71
5.	Conclusiones y recomendaciones.....	71
5.1.	Conclusiones.....	71
5.2.	Recomendaciones.....	72
5.3.	Limitaciones.....	73
A.	ANEXO: Ecuaciones para estimar la capacidad de carga en caissons.....	74
B.	ANEXO: Ecuaciones para estimar Asentamientos y capacidad portante en columnas Geopier.....	78
C.	ANEXO: plano en planta de cimentación torre I y ubicación de apiques realizados en el estudio de suelos.....	83
D.	ANEXO: Estudio de suelos.....	85
E.	ANEXO: Parámetros del suelo obtenidos con correlaciones del ensayo SPT.....	87
F.	ANEXO: Perfil estratigráfico.....	90
G.	ANEXO: Plano en planta de caissons.....	91
H.	ANEXO: Calculo carga portante y asentamientos para caissons.....	93
I.	Anexo: Planta cimentación columnas de grava.....	109
J.	ANEXO: Cálculos elementos Geopier.....	111
K.	ANEXO: APUS.....	126
Bibliografía.....		133

Lista de Figuras

	Pág.
Figura 2-1 Flujo de trabajo caissons.....	26
Figura 2-2 Ángulo de rozamiento en gravas usadas en Geopier.....	28
Figura 2-3 Soluciones Intermedias de cimentación Geopier System.....	29
Figura 2-4 Modelo de Geopier de 2 Capas.....	29
Figura 3-1 Metodología de desarrollo para el presente proyecto.....	33
Figura 3-2 Localización del conjunto residencial Bosques de Santa Ana.....	33
Figura 3-3 perfil del suelo en el proyecto.....	36
Figura 3-4 Altura caisson	38
Figura 3-5 Localización en planta de caissons, clasificación por sobrecarga.....	39
Figura 3-6 Vista en perfil del sistema de cimentación profunda.....	40
Figura 3-7 Vista en planta de Mejoramiento de suelo con columnas de compactación vertical soportadas sobre zapatas	45
Figura 3-8 Vista en perfil del mejoramiento de suelos con zapatas soportadas sobre columnas Geopier	45
Figura 3-9 Vista en perfil del sistema de cimentación con columnas Geopier.....	48
Figura 3-10 Modelación final mediante software MIDAS GTS NX: a) sistema de caisson, b) sistema de columnas de grava.	52
Figura 3-11 (a) Plano 2D, (b) Solido del suelo: Estrato 1 color rosado, Estrato 2 color verde, estrato 3 color azul, (c) Solido de la excavación: Estrato 1 color rosado, Estrato 2 color azul.	53
Figura 3-12 (a) Enmallado solida excavación (b) enmallado suelo perimetral a la estructura.....	54
Figura 3-13 Modelado geométrico de zapatas soportadas sobre columnas de grava	55
Figura 3-14 Enmallado de columnas, zapatas, muro de contención y vigas.....	55
Figura 3-15 Condiciones estáticas.....	56
Figura 3-16 Modelado geométrico de caissons	58

Figura 3-17 Enmallado de caissons y vigas.....	59
Figura 3-18 Condiciones estáticas.....	60
Figura 4-1 Diagrama de barras con asentamientos producidos en el sistema de mejoramiento de suelos con columnas de grava de compactación vertical.....	64
Figura 4-2 Diagrama de barras con asentamientos producidos en el sistema de Caissons.	65
Figura 4-3 Asentamientos obtenidos en el sistema de cimentación profunda caissons....	66
Figura 4-4 Asentamientos obtenidos en el sistema de cimentación profunda con columnas Geopier	66
Figura 4-5 Diagrama de asentamientos obtenidos mediante las metodologías usadas para obtener los asentamientos en la alternativa Geopier.....	67
Figura 4-6 Diagrama de asentamientos obtenidos mediante las metodologías usadas para obtener los asentamientos en la alternativa caissons	68
Figura F-1 Perfil estratigráfico del suelo	90
Figura H-1 Caisson C1	94
Figura J-1 Vista en planta y perfil zapata tipo 1 de 3x2 m.....	112
Figura J-2 profundidad de desplante de los elementos Geopier.....	113

Lista de tablas

	Pág.
Tabla 3-1. Peso total de la estructura	34
Tabla 3-2. Propiedades de los estratos	35
Tabla 3-3. propiedades mecánicas de los caisson	37
Tabla 3-4. Dimensiones horizontales de caissons.	39
Tabla 3-5. capacidad admisible de caissons.	41
Tabla 3-6. Asentamientos de caissons.....	42
Tabla 3-7. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas	43
Tabla 3-8. diámetro y Prof. de elementos Geopier	44
Tabla 3-9. Dimensiones y área de zapatas.....	44
Tabla 3-10. Razón de sustitución	46
Tabla 3-11. Número de columnas de grava.....	46
Tabla 3-12. Parámetros estándar de columnas de grava.....	47
Tabla 3-13. Capacidad de carga dentro de la matriz de suelo reforzada con elementos Geopier y bajo la matriz reforzada en zapatas	49
Tabla 3-14. Asentamientos columnas Geopier para zapatas.....	50
Tabla 3-15. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas	50
Tabla 3-16. Sistema constructivo implementado para la alternativa de columnas de grava de compactación vertical	57
Tabla 3-17. Sistema constructivo implementado para el caso de estudio.....	61
Tabla 3-18. Presupuesto Columnas de grava Geopier	62
Tabla 3-19. Presupuesto caissons.....	63
Tabla B-1. factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	81
Tabla E-1. Correlación SPT para obtener Módulo de elasticidad de Young.	87
Tabla E-2. Correlación SPT para obtener Ángulo de fricción.	88
Tabla E-3. Correlación SPT para obtener Cohesión.....	89
Tabla E-4. Propiedades de los estratos.....	89

Tabla H-1. Dimensiones horizontales de caissons.	93
Tabla H-2. Carga sobre caisson.	94
Tabla H-3. factores de capacidad de carga de Terzaghi.....	94
Tabla H-4. Capacidad de carga por fuste de caissons.....	96
Tabla H-5. Capacidad admisible de caissons.	97
Tabla H-6. Carga por punta y carga por fuste de cada caisson.....	98
Tabla H-7. Asentamientos de caissons.....	100
Tabla H-8. Verificación Asentamientos diferenciales de caissons.....	108
Tabla J-1. factores de capacidad de carga de Terzaghi.	114
Tabla J-2. factores de capacidad de carga de Terzaghi.	116
Tabla J-3. Capacidad de carga dentro de la matriz de suelo reforzada con elementos Geopier y bajo la matriz reforzada en zapatas	117
Tabla J-4. Asentamientos columnas Geopier para zapatas.....	119
Tabla J-5. Verificación de asentamientos diferenciales en zapatas soportadas sobre columnas de grava.	125
Tabla K-1. Análisis de precios unitarios.....	126
Tabla K-2. Presupuesto detallado	127
Tabla K-3. Ítem 1.1 Localización y replanteo caissons	128
Tabla K-4. Ítem 2.1 Excavación manual caissons.....	129
Tabla K-5. Ítem 3.1 Acero de refuerzo 60.000 psi.....	130
Tabla K-6. Ítem 3.2 Concreto para caissons 3000psi	131

Capítulo 1

1. Introducción

En los últimos tiempos han surgido nuevos retos para la ingeniería, los cuales se pueden identificar en los procesos que implican ingeniería geotécnica, estos se han desarrollado bajo el concepto de nuevos modelos de construcción más sostenibles e innovadores a partir del uso de materiales ambientalmente amigables con el medio ambiente, seguidamente de una mecánica de suelos con un mayor nivel de detalle y en el uso de nueva tecnología para la construcción.

Actualmente, en Colombia las estructuras de cimentación siguen siendo bastante ineficientes al momento de buscar una relación costo-eficiencia, ya que está muy marcada la tendencia hacia los tipos de cimentación tradicionales, como lo son las cimentaciones profundas, las cuales se componen de un sistema de elementos estructurales, encargados de transmitir las cargas al suelo de forma adecuada, de manera gradual (pilotes de fricción) o hacia estratos más profundos de suelo resistente (pilotes de punta). Estas son empleadas cuando el diseño de zapatas y/o losas de cimentación es insuficiente, ya que no proporciona el cumplimiento de los estados límites del terreno, existen diversos tipos de pilotes como pilotes de madera, concreto y acero, la elección del tipo de pilote dependerá de las características del suelo, el tipo de carga a la cual estará sometido, materiales y herramientas disponibles, plazo de la obra, condiciones de clima, entre otros factores, (Reyes Morales, n.d.-a).

En las últimas décadas los tratamientos de terreno se han presentado como una alternativa de solución a la problemática mencionada anteriormente y a diversos problemas geotécnicos como elevada sismicidad, baja capacidad portante, niveles freáticos elevados, deficientes condiciones de drenaje y largos periodos de consolidación. Es aquí en donde el método de columnas de grava se convierte en una alternativa de cimentación intermedia con respecto a los casos mencionados anteriormente ya que mejora las características de resistencia y elasticidad suelo. Su principio técnico parte de considerar propiedades como ángulo de fricción interna, cohesión y módulo de deformación con el fin de implementar

mejoras a través de columnas de grava, en donde se conocen y se controlan sus características.

Este es el caso específico de las pilas de agregados apisonado por maquinaria, las cuales, al implementarse en suelos con gran deficiencia de propiedades mecánicas, contribuyen a la resistencia mecánica y a la mejora del suelo para soportar estas cargas, al mismo tiempo que permite reducir los asentamientos que experimentará la obra civil. El objetivo es obtener un suelo con propiedades geotécnicas más favorables que las iniciales como resultado de la suma de las condiciones del suelo sin mejora y el aporte de las inclusiones (Reyes Morales, n.d.-b)

De igual forma, mientras los pilotes requieren una conexión directa con la cimentación transmitiendo toda la carga de la estructura al suelo por fuste y punta, con las columnas de grava no es necesario ninguna conexión estructural con la cimentación, siendo capaces de recibir la mayor parte de las cargas, y en lugar de transferirlas al terreno por fuste y punta, la absorben gracias a que se comprimen verticalmente y se expanden lateralmente, comprimiendo a su vez al terreno circundante. El resultado es un sistema suelo-columnas mejorado, que además acelera la consolidación gracias al efecto de drenaje de las columnas.

Es por lo anterior que este proyecto busca evaluar el mejoramiento de suelos a través de columnas de grava como una alternativa al sistema de cimentación realizado en la torre I del conjunto residencial Santa Ana.

1.1 Antecedentes

A lo largo de la historia diferentes autores han realizado investigaciones sobre el uso de columnas de grava como mejoramiento de suelos. A continuación, se presentarán algunas de las investigaciones más relevantes en este ámbito:

Plascencia Olivares y Obregón Vilca en el año 2021 evaluaron la propuesta de aplicación de un sistema de mejoramiento de suelos para un proyecto inmobiliario de nueve niveles que se proyecta ejecutar en el distrito de San Juan Bautista, en la región Loreto, la cual colinda con el distrito de Iquitos. Durante la evaluación se consideró que la capa superficial del suelo contiene material orgánico, en la capa intermedia con alta potencia se clasificó para las arenas y finalmente se encontró arcilla dura a una profundidad promedio de 8 a 9 metros. Debido a las características desfavorables de los suelos de la ciudad de San Juan Bautista, los autores se centraron en la realización de un sistema de Pilas de grava compactada, la cual ya registra eficientes antecedentes en diversos proyectos realizados en la ciudad de Lima, y en el norte del país diseño, luego evaluaron proceso constructivo,

el análisis de los recursos a emplear; siendo la etapa de exploración de canteras, el proceso más determinante para el inicio de la viabilidad del sistema en términos de diseño, costo y tiempo de ejecución. Finalmente, los autores concluyen que el sistema de Pilas de grava compactada tiene la capacidad de aumentar la presión admisible del suelo, y disminuir los costos de construcción de la cimentación,(Plascencia Olivares & Obregón Vilca, 2021).

Así mismo el estudio de (tobosque et al., 2018) de nombre “Análisis del comportamiento de un suelo areno limoso mejorado con columnas de grava” analizó el comportamiento de un suelo cuyo uso está destinado para la construcción de un edificio ubicado en Concepción (Chile), mediante la comparación de los resultados teóricos del modelo de equilibrio limite y el análisis de elementos finitos; el estudio estableció que los asentamientos se reducen a valores admisibles para el caso de suelos con columnas de grava inducidos por el módulo de elasticidad equivalente, obtenido de la relación suelo-columna.

(Sequeira Araya, 2017) En su tesis “Mitigación de licuefacción mediante columnas de grava” analizó la fluencia del reforzamiento de arenas por medio de columnas de grava en la reducción de los efectos de licuefacción, mediante una fase teórica basándose en investigaciones bibliográficas abordando temas como, licuefacción en suelos granulares, ensayos a escala reducida utilizando mesas vibratorias, mejoramiento por medio de columnas de grava, utilización de columnas de grava para reducir la licuefacción. La siguiente fase en la que se basó Sequeira Araya fue la experimental, en la que realizó un muestreo para posteriormente caracterizar el suelo mediante un estudio de suelos completo, seguido de esto realizó modelos a escala reducida para realizar los ensayos en el suelo con columnas de grava y sin columnas de grava. Finalmente concluyó que el reforzamiento de arenas por medio de la colocación de columnas de grava reduce los efectos de la licuefacción y consecuentemente los asentamientos generados debido a dicho fenómeno. Determinó que existe una relación directa entre la reducción de los asentamientos y la disminución de las separaciones de las columnas de grava. De igual forma, la colocación de columnas de grava con diámetros más pequeños generó menores asentamientos pues el porcentaje de reemplazo es mayor.

(Huaman Quillahuaman, 2018) el objetivo de este proyecto es evaluar la relación entre la utilización de la geoestructura de Geopier y el mejoramiento del suelo arcilloso para una edificación en la Avenida Juan Lecaros frente al Estadio Municipal de Puente Piedra, 2018. Inicialmente se realizó el muestreo de 6 calicatas en el predio donde se realizará la edificación. La geoestructura de Geopier es una tecnología que se basa en colocar pilas de grava compactada y para su proceso constructivo se usan diferentes tipos de maquinaria y diferentes procesos constructivos esta tecnología se guía de la norma E0.50 (cimentación especial). para ello se realizó los ensayos: ensayo de penetración estándar, granulometría,

ensayo de resistencia a la compresión no confinada, ensayo de límites de Atterberg, ensayo de densidad. dando así un resultado el cual al compararlo con los antecedentes presentan similitud, la resistencia del suelo mejora llegando a tener una capacidad de carga de 5kg/cm² este valor es más que factible para la edificación planteada además se obtuvo un cálculo de asentamiento menor a 1 pulgada la cual según el RNE es lo valor mínimo. La densidad luego de usar la geoestructura de Geopier llega a mejorar teniendo como resultado un 95%, las propiedades del suelo mejoran al usar esta tecnología y se puede mencionar que es una buena alternativa rápido, seguro y económico.

(Flores et al., n.d.) presenta el análisis, diseño y construcción del sistema de mejoramiento de suelos a través de Columnas de Grava Compactada (también denominadas Pilas de Agregado Compactado, PAC) para cimentar cuatro tanques de almacenamiento de Aguas Amargas en la Refinería Dos Bocas, en Tabasco, México. Un total de 980 elementos de 12.5 m de longitud y 0.5 m de diámetro fueron instalados para reforzar el suelo de cimentación, mitigar el potencial de licuación y reducir los asentamientos. El sitio está compuesto por arena fina con arcilla de compacidad suelta a media hasta los 8 m de Prof. Por debajo de este material se tiene arena arcillosa de compacidad muy suelta a media con intercalaciones de arcilla. Se presentan también rendimientos de los equipos con los que se construyeron la totalidad de los elementos de grava. Se demuestra que el mejoramiento de suelos mediante Columnas de Grava Compactada representa una alternativa costo-efectiva para cimentar tanques de almacenamiento en zonas potencialmente licuables.

En la investigación de (Arredondo Mendoza, 2022) se calculó la influencia de la estabilización físico al suelo arenoso con fines de cimentación del condominio Kalani en Cañete, Lima, Perú. El tipo de investigación por propósito es aplicado, por enfoque es cuantitativo, de nivel explicativo y de diseño cuasiexperimental. Se utilizó fichas técnicas de instrumentación que sintetizan un comparativo entre el Sistema Geopier y la Vibrocompactación, midiendo los indicadores de capacidad portante, asentamientos y potencial de licuación; según los manuales y teorías de diseño aceptados por la ingeniería geotécnica. Los resultados obtenidos con un porcentaje de área de reemplazo de 3.55% para ambos sistemas, indican que para Geopier Impact y la Vibrocompactación respectivamente aumenta la capacidad portante respecto a la condición no mejorada en un porcentaje de 284.3% y 314.0%; para caso del asentamiento elástico se reducen en el orden de 63.3% y 61.9%, de manera similar los asentamientos post-licuación reducen en 76.3% y 73.6%, y el factor de seguridad de licuación resultan aumentados en 541.5% y 520.2%. Sumado a esta evaluación técnica, mediante un análisis de costos y tiempo de ejecución se determinó que la aplicación de la Vibrocompactación presenta un ahorro en

costos de 25,505.08 dólares, y una ejecución menor de 8 días en comparación del sistema Geopier Impact. Por consiguiente, se concluye que los sistemas de estabilización físico mejoran las propiedades geotécnicas y reducen el efecto sísmico, del suelo arenoso del proyecto Kalani con fines de cimentación.

En el contexto nacional uno de los primeros proyectos que empelaron este método se dio en Buenaventura (1996), esto debido a que los suelos de la sociedad portuaria presentaban problemas de asentamientos, generando fracturas en las losas de los patios de contenedores; se usaron cerca de 5.000 columnas de grava distribuidas en 6 lotes de igual área para contrarrestar dicha fracturación; el proyecto fue altamente eficiente lo que permitió que se diera a conocer el método y comenzara a usarse para otras iniciativas como rellenos, estabilización y reforzamiento(Prada, 2018).

De igual manera una investigación titulada “Modelización de columnas de grava” tuvo como fin revisar las principales técnicas de modelización de columnas de grava a nivel convencional o ensacadas con geotextil; el estudio concluye el uso de modelos tridimensionales de una franja de columnas optimiza el proceso de diseño, cuando se trata de sistemas bidimensionales el uso de modelo de calibración de 9 parámetros en celda unida es recomendable para implementación posterior en terrenos homogéneos o equivalentes; en el caso de grupo de columnas para terrenos homogéneos y columnas flotantes la longitud crítica debe ser el doble del ancho de la zapata (Castro et al., 2016).

1.2 Justificación

Un asertivo estudio de suelos permite obtener información clave asociada a sus características o propiedades físicas y mecánicas, variables esenciales para determinar en proyectos de construcción el tipo de cimentación a emplear y hasta qué profundidad se debe cimentar, con base a la capacidad de soporte de dicho suelo.

Los aportes de la investigación pueden constituir una herramienta importante para la optimización de costos, permitiendo evitar tener que sobredimensionar una estructura de soporte, y evitando costos extras en gastos de reparaciones a futuro, los cuales suelen ser bastante significativos. Para Crespo el costo del estudio de suelos es un ítem casi insignificante con respecto al costo de la estructura a construir, lo anterior representa ahorros económicos y de tiempo que pueden significar múltiples veces el costo de los estudios del suelo aplicados.

Los estudios geotécnicos son obligatorios a nivel internacional para casi todos los tipos de construcciones civiles, por ende, permite el cumplimiento normativo a partir de los métodos de muestreo y ensayos altamente especializados, y en otros casos, no se requiere más que

una previsión aproximada del comportamiento del suelo ante los efectos de una carga determinada, a través de ensayos sencillos (Villalaz, 2005).

La presente investigación tiene como fin proponer una alternativa al sistema de cimentación de caissons por un mejoramiento de suelos con columnas de grava dando cumplimiento a las normas establecidas y requerimientos de la edificación; a su vez muestra un análisis comparativo del factor económico para analizar la viabilidad de cada sistema. Asimismo, se busca la difusión de estas nuevas metodologías en la comunidad geotécnica local, ya que, de persistir esta situación de desconocimiento, significaría un atraso en el ámbito ingenieril. La innovación y el cambio potencializan la generación de soluciones las cuales contribuyen a una mejor eficacia y eficiencia en el desarrollo de cimentaciones.

Esta viabilidad estará dada por el estudio de suelos realizado en esa zona y el presupuesto realizado para el sistema de casisson y el del mejoramiento de suelos con columnas de grava. Datos como estudio de suelos, planos arquitectónicos, estructurales que son indispensables para llevar a cabo este proyecto serán suministrados por la Constructora Santa Lucía S.A.S y la simulación del comportamiento de suelo-estructura se realizará en el programa Midas GTS NX 2019.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Investigar la viabilidad de reemplazar la cimentación semi-profunda propuesta para una de las torres del conjunto residencial “Bosques de Santa Ana” por un mejoramiento de suelo compuesto por columnas de grava de compactación vertical.

1.3.2 Objetivos específicos

- Recolección de información secundaria y primaria sobre el proyecto Bosques de Santa Ana.
- Evaluar una alternativa a la cimentación del proyecto Bosques de Santa Ana por un mejoramiento con columnas de grava de compactación vertical, desde un punto de vista técnico y económico, cumpliendo con la norma NSR 10.
- Supervisar el diseño de las alternativas de cimentación a evaluar mediante un modelo numérico, considerando los asentamientos predefinidos en el diseño del proyecto.

Capítulo 2

2. Marco teórico

2.1 Cimentaciones profundas

La cimentación profunda es un método utilizado en ingeniería civil para soportar estructuras o construcciones sobre suelos que no son lo suficientemente firmes para soportar la carga por sí solos. Consiste en la instalación de elementos estructurales, como pilotes o pilas, en el suelo profundo para transferir la carga de la estructura al subsuelo más resistente (Moreno Cansado, 2016).

Los pilotes son elementos alargados, generalmente de acero o concreto, que se introducen verticalmente en el suelo mediante técnicas de perforación o hincado. Estos pilotes se diseñan y dimensionan de acuerdo con las características del suelo y la carga que deben soportar. Una vez instalados, se conectan a la estructura mediante una losa o vigas de cimentación. Los pilotes permiten distribuir la carga de la estructura a través de un área mayor, reduciendo así la presión sobre el suelo circundante. Además, al penetrar en el suelo más profundo, aprovechan su resistencia y estabilidad para garantizar una base sólida (Moreno Cansado, 2016).

2.1.1 Caissons

Dentro de los tipos de pilotes se encuentran los caissons que regularmente son de diámetros mayores (de 80 cm) a comparación de los pilotes, su uso es muy común en edificios residenciales, así como en los estribos de los puentes; la construcción de estos se hace cuando se deben soportar mucho peso o en el caso de terrenos con poca capacidad portante destinados a construcción (contreras, 2018). La terminología genérica empleada en cimentaciones refiere a cajón, pila, pilote perforado para indicar pilotes colados con o sin refuerzo de acero y con o sin campana; sin embargo, para el estudio el concepto manejado es de pila o caisson perforado para un agujero barrenado o excavado hasta el

fondo de la cimentación de una estructura, que luego se funde en concreto; según la condición del terreno los revestimientos pueden ser en concreto o entibados con madera (guadua y teleras).

La construcción de los caissons consta de cuatro etapas, en primer lugar, está el armado de los anillos del caisson; este proceso se inicia con la excavación, retirando la capa vegetal del suelo. Seguido de esto se inicia el armado de los refuerzos, lo primero que se hace es verificar los niveles y plomos para poder armar el primer anillo del Caisson. Se ubican las varillas verticales que arman el círculo, y luego, a esto se le traslapan los anillos de refuerzo, por último, se amarran unos con otros en todos los puntos de intersección con alambre negro, luego se ubican las formaletas una por una armando el círculo para verter el concreto, endurecido el concreto se retiran las formaletas y se repite el proceso con cada anillo. finalizado el proceso de construcción de los anillos del Caisson sigue el armado de la canasta de refuerzo, se arma la estructura cilíndrica general de los refuerzos, luego se ubica al interior del Caisson con la torre grúa. Finalmente se funde el concreto del fuste, la mezcladora vierte allí el concreto y éste va llenando el Caisson hasta el nivel original del terreno,(Celis España, 2023). Según lo anteriormente descrito el flujo de trabajo para la construcción de caisson sigue la siguiente secuencia presentada en la figura 2-1 a continuación.

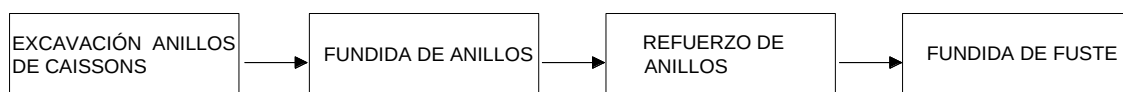


Figura 2-1 Flujo de trabajo caissons

Fuente “*Simulación de eventos discretos y líneas de balance, aplicadas al mejoramiento del proceso constructivo de la cimentación de un edificio*” (Gómez Cabrera et al., 2015)

Diferentes autores han trabajado metodologías de cálculos de capacidad, así como también de cálculo de asentamientos. Se denomina capacidad portante a la capacidad que tiene el suelo para soportar las cargas aplicadas sobre él, Corresponde a la máxima presión en el contacto entre la cimentación y el terreno tal que no se produzca un fallo por corte o asentamientos excesivos. En el ANEXO A se encuentran las ecuaciones de capacidad portante y asentamientos.

2.2 Mejoramiento de suelos

En muchos casos los sitios en los que se realizan construcciones poseen suelos que en su estado natural no tienen las características y propiedades necesarias para cimentar la estructura, y otras técnicas (cimentaciones profundas, excavar y rellenar, etc.) no son viables, entonces se recurre a métodos geotécnicos de construcción para alterar dichas propiedades y características de los suelos. son soluciones intermedias que se fundamentan en la modificación de parámetros iniciales del suelo con la finalidad de mejorarlos para que posteriormente pueda sobrellevar de manera más eficiente, rápida, fácil y económica las cargas y/o solicitaciones transmitidas por la estructura en comparación a una cimentación profunda. En determinados casos, este tipo de tratamientos permiten ahorrar de manera significativa los costos de construcción, ya que, al contar con un terreno tratado de mejores propiedades geotécnicas, se consiguen cimentaciones más ligeras que las previstas con el terreno original (sin tratamiento)(Reyes Morales, n.d.-b).

En la tecnología del mejoramiento de suelos se han desarrollado numerosos métodos entre ellos están: Drenes verticales prefabricados, rellenos livianos, vibrocompactación, compactación dinámica, refuerzo de taludes y suelo armado, suelo clavado, columnas de grava, mezclas de suelos, inyección de grouting bajo presión, etc.

2.2.1 Columnas de grava

Las columnas de grava compactada Geopier han sido utilizadas desde 1988 para soportar zapatas y losas de cimentación pudiendo controlar los asentamientos de estructuras de hasta 16 niveles (Carmona Rangel, 2019).

Consiste en una solución intermedia o semi-profunda de cimentación, una alternativa viable a las soluciones tradicionales con cimentaciones superficiales y profundas. se construyen mediante el reemplazo y/o desplazamiento del terreno en columnas conformadas por sucesivas capas compactadas de agregados de grava, utilizando herramientas especialmente patentadas para aplicar una alta energía de compactación vertical, de alta frecuencia y baja amplitud de impacto, con lo que se consiguen elevados ángulos de fricción interna, que suelen variar entre 48-52°.

Según (Moreno, n.d.) en los ensayos de corte directo realizados ‘in situ’ sobre columnas reales se han obtenido valores de 49 a 51°, que fueron corroborados en ensayos triaxiales sobre muestras recompactadas, a densidades relativamente similares, dando como resultado ángulos de rozamiento de 51° (figura 2-2).

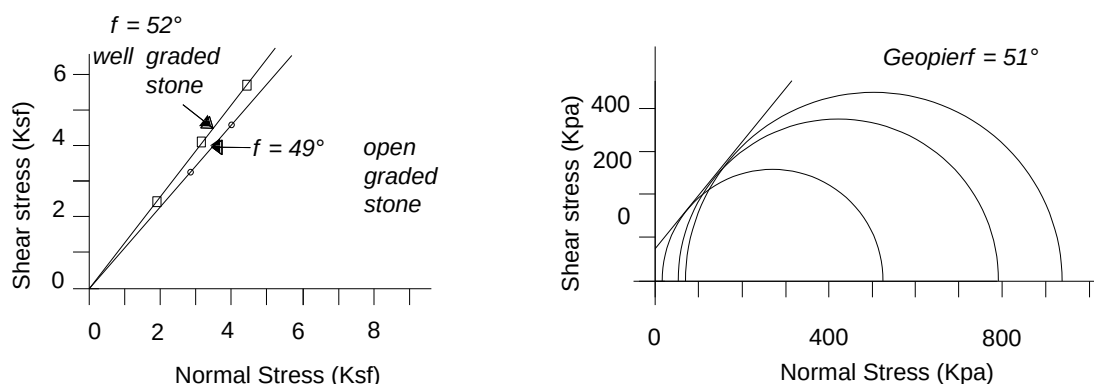


Figura 2-2 Ángulo de rozamiento en gravas usadas en Geopier

Normalmente, en la construcción de los Geopier suelen emplearse gravas bien graduadas (GW, well-graded) o más uniformes y abiertas (GP, open -graded) en caso de la presencia de nivel freático y se busque su funcionamiento como elemento drenante. Debido a la elevada densidad de compactación que se llega a alcanzar, superando el 100% del teórico de laboratorio, se obtienen ángulos de rozamiento interno muy superiores a los documentados en las columnas de grava por vibración.(Moreno, n.d.), mientras que los módulos de elasticidad de la columna alcanzan valores entre 150 y 250 MPa, muy superiores a los alcanzados con las columnas de grava construidas mediante vibro-sustitución.

El proceso constructivo determinado por Geopier consiste en la compactación directa del agregado mediante la aplicación de una alta energía de compactación con una alta frecuencia, lo cual resulta en un elemento que posee una rigidez del orden de 4 a 7 veces superior a la de las columnas de grava vibradas lateralmente. Adicionalmente, los elementos Geopier se pueden ejecutar en seco. Por último, el método de instalación del sistema Geopier sólo requería de equipo convencional para su instalación.

(Moreno, 2019) en su artículo SOLUCIONES GEOPIER® PARA LA MEJORA Y REFUERZO DE SUELOS explica que tipos de columnas de agregados de grava compactados están patentados por GEOPIER:



Figura 2-3 Soluciones Intermedias de cimentación Geopier System

- Geopier System (GP3): hasta 5-7 m de profundidad, donde la compactación del suelo requiere una perforación previa, para su posterior relleno y compactación con el agregado de grava, para la conformación de la columna.

Las Pilas de Agregado Compactado Geopier se diseñan para controlar asentamientos y satisfacer los criterios específicos del proyecto. Los asentamientos totales (s) bajo la cimentación se estiman sumando el asentamiento en la zona del suelo reforzado con Geopier (zona superior, s_{uz}) y el asentamiento de la zona bajo el fondo de los elementos Geopier (zona inferior, s_{lz}), (Ing. Manuel Gutiérrez Gajardo, 2009), en el ANEXO B se encuentra el procedimiento de cálculo para hallar dichos asentamientos. Estas zonas están descritas en la figura 2-4.

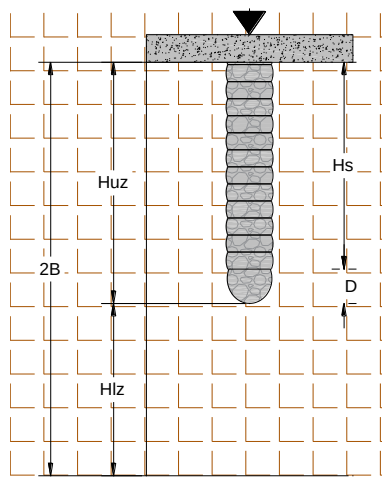


Figura 2-4 Modelo de Geopier de 2 Capas

2.3 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos (FEM) hace parte de una técnica numérica muy general para la solución de diversos problemas geotécnicos y fenómenos físicos de interés en ingeniería; se ha convertido actualmente en la herramienta más utilizada para resolver problemas esfuerzo-deformación, casos de interacción suelo estructura, y en particular, situaciones cuyo nivel de complejidad es tal (geometría, escala, ecuaciones gobernantes) que su solución analítica es prácticamente imposible de obtener. De manera general, el FEM establece la división de un cuerpo, estructura o dominio (medio continuo) en varios elementos que comparten características particulares, y sobre los que se definen ciertas ecuaciones que describen su comportamiento físico (modelos constitutivos). A partir del cálculo de las variables involucradas en las relaciones básicas que describen el fenómeno considerado, se obtiene una solución aproximada al problema en estudio,(Nieto Leal et al., 2009). El método parte de un sólido, que se presenta en un espacio geométrico, restringido por determinadas condiciones de contorno y sometido a un sistema de cargas, el mismo consiste en subdividir el sólido en pequeñas partes (elementos) que se interconectan entre sí por medio de los nudos(GAVILANES, 2019), por lo que se supone que, los desplazamientos que se tienen en el interior de los elementos por separado, pueden describirse en función de los desplazamientos que se dan en los nudos del elemento (desplazamientos nodales); seguido a esto, se podrá obtener la matriz de rigidez de los elementos por separado, de las cuales una vez ensambladas (por medio del análisis matricial de estructuras), permiten obtener los desplazamientos en los nudos de cada elemento,(Quispe, 2013) .

Por este medio, y una vez que se conozcan dichos desplazamientos, se puede determinar, de una manera aproximada, las deformaciones y tensiones el interior del elemento. La discretización o formación de una malla con elementos finitos nos permiten determinar: el grado de exactitud con la que se quiere obtener la solución y el importe computacional que nos demanda la misma(Quispe, 2013). Finalmente se debe aclarar que el método de elementos finitos es aquel que permite soluciones si bien muy cercanas a realidad, las mismas no son exactas sino aproximadas y esto se da principalmente a que no siempre es fácil garantizar que las funciones de interpolación que se escogieron puedan satisfacer el requerimiento de continuidad de desplazamientos que se tiene entre elementos contiguos, es por esto que se puede quebrantar el estado de compatibilidad de deformaciones en los límites entre unos y otros, al mismo tiempo el equilibrio entre las fronteras de los elementos no se cumplirán debido que las cargas equivalentes son concentradas en los nudos y las condiciones de equilibrio se satisfacen únicamente entre ellos,(GAVILANES, 2019)

2.4 Software MIDAS GTS NX

GTS NX es un programa de simulación desarrollado para la evaluación de la interacción suelo-estructura basado en el método de elementos finitos. GTS NX ayuda a realizar análisis paso a paso de excavación, peralte, colocación de estructuras, carga y otros factores que afectan directamente el diseño y la construcción. El programa admite varias condiciones (características del suelo, nivel del agua, etc.) y metodologías analíticas para simular fenómenos reales. Los ajustes para todo tipo de condiciones de campo se pueden simular utilizando métodos de análisis no lineales (como análisis estático lineal/no lineal, análisis dinámico lineal/no lineal, análisis de filtración y consolidación, análisis de seguridad de taludes) y varios análisis acoplados (como como análisis acoplado de pendiente de filtración, pendiente de tensión, pendiente de filtración y pendiente dinámica no lineal)(Flores & Ayes, 2016).

La mayoría de los análisis numéricos del suelo durante todo el proceso de construcción se realizan a través del análisis de la etapa de construcción. El análisis del suelo es normalmente un análisis no lineal del material y las propiedades no lineales del material se pueden obtener a partir de las condiciones iniciales dentro del suelo. Aquí, las condiciones iniciales son las condiciones in situ del sitio antes de la construcción. Una vez obtenidas las tensiones iniciales a partir de las condiciones iniciales, también se pueden obtener la carga de excavación y la resistencia al corte aplicando las propiedades del material. Por lo tanto, el análisis de la etapa de construcción incluye el proceso de construcción secuencial, a partir de las condiciones iniciales del terreno. Debido a que las etapas de construcción en el sitio son muy complejas y están sujetas a cambios, el análisis simplifica el proceso y se enfoca en las etapas de construcción importantes(Arias Pinto, 2020).

Están enfocados a resolver problemáticas 3D y 2D de Geotécnica, como: sistemas de túneles, fundaciones profundas, excavaciones, análisis de flujos, análisis de estabilidad de taludes, análisis dinámicos, diseño de terraplenes y análisis de consolidación (Arias Pinto, 2020).

Capítulo 3

3. Metodología

La metodología que se llevó a cabo para evaluar el mejoramiento de suelos a través de columnas de grava de compactación vertical como una alternativa a los caissons construidos en la edificación torre I SANTA ANA fue la siguiente:

Inicialmente, se realizó una recolección de información de la cual se obtuvo el diseño de caissons existente en la edificación, estudios de suelos del terreno en que se realizó la construcción de la edificación y carga que aplica la edificación sobre el suelo. Teniendo esta información previa se caracterizó el suelo para el cual se formulará la alternativa con columnas de grava de compactación vertical propuesta en el presente trabajo, seguido de esto, se inicia analizando la información existente de la cimentación de caissons y calculando su capacidad y asentamientos, para luego diseñar una alternativa con columnas de compactación vertical que cumpla con las necesidades de carga y asentamientos admisibles de la cimentación, manteniendo un diseño eficiente. Teniendo los dos tipos de cimentación se procedió a realizar la modelación mediante el software MIDAS GTS NX; inicialmente se modela el suelo con sus condiciones iniciales y seguido de esto se realizan los dos modelos respectivos a cada sistema de cimentación teniendo en cuenta las propiedades y el diseño de cada uno, para obtener los resultados de asentamiento de cada sistema. Finalmente, se realiza el presupuesto de cada sistema de cimentación con sus respectivos APUS, con el objetivo de determinar qué sistema en término económico y funcional es más viable.

A continuación, en la Figura 3-1 se representa el diagrama de flujo, el cual se utilizó para llegar a los resultados de la presente investigación.

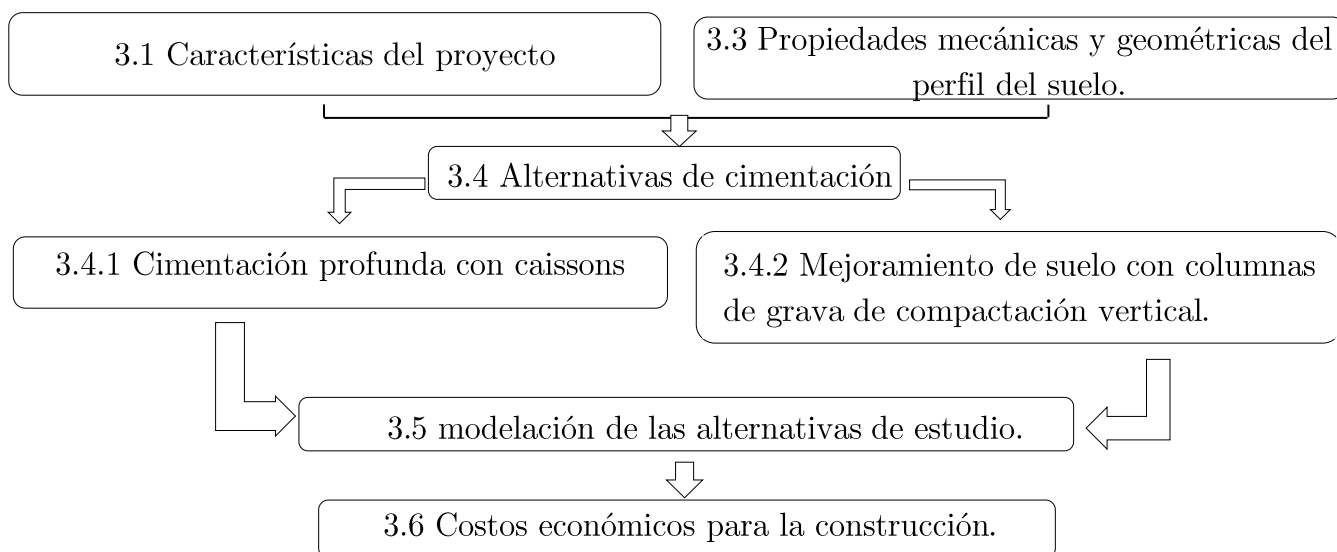


Figura 3-1 Metodología de desarrollo para el presente proyecto.

3.1 Características del proyecto

Este proyecto tiene como ubicación una de las torres del conjunto residencial Santa Ana, de la Urbanización El Vergel, ubicado en la Carrera 42A con Calle 18, en la Ciudad de Neiva, Huila. En la Figura 3-2 se presenta la ubicación general de sitio.

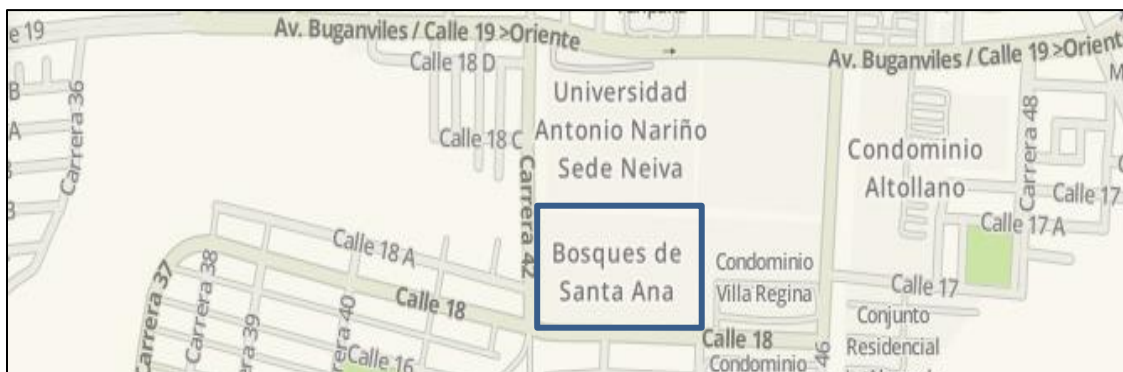


Figura 3-2 Localización del conjunto residencial Bosques de Santa Ana

En un área de 26,034 metros cuadrados, se localizan nueve (9) Torres que se desarrollan en tres (3) etapas, actualmente se comercializa la última etapa compuesta por las torres G, H e I, de 10 pisos habitacionales. En el ANEXO C se presenta el plano en planta del sótano de la torre I, la cual será designada en el presente proyecto como el área de estudio, con un área de 938,3m².

3.2 Magnitud de cargas

Los esfuerzos aplicados sobre la cimentación serán las cargas calculadas por el especialista del proyecto para el peso total de la estructura:

COMBINACIÓN DE CARGA (DEFINICIÓN DE CARGA ESTRUCTURA)			
CU= 1.4CM+1.7CV			
PISO	AREA (m2)	CARGA REAL (TON/m2)	PESO (TON)
CUBIERTA	601.2	0.43	258.52
PENT HOUSE	677.2	1.24	839.73
PISO 7	698.7	1.23	859.4
PISO 6	698.7	1.23	859.4
PISO 5	698.7	1.23	859.4
PISO 4	698.7	1.23	859.4
PISO 3	698.7	1.23	859.4
PISO 2	698.7	1.23	859.4
PISO 1	709.9	1.34	951.27
SEMI SOT	709.9	1.19	844,78
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA (TON)			8050.70
PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA (KN)			78977.34

Tabla 3-1. Peso total de la estructura

Se define la carga distribuida sobre la estructura de cimentación, la cual es de 446.43 KN/m².

3.3 Propiedades mecánicas y geométricas del perfil del suelo

El proyecto se llevó a cabo en una zona geológica que se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias del terciario representadas por la Formación Gigante, la cual incluye tanto limolitas y areniscas como conglomerados polimícticos con matriz arenosa. En los estudios de suelos se efectuaron 3 perforaciones, en el ANEXO C del documento se encuentra el plano de la distribución de los apiques realizados en el estudio de suelos. Se alcanzaron profundidades hasta los 15 m bajo la superficie. Los resultados de las perforaciones se complementaron con ensayos de veleta de corte de campo y ensayos de resistencia a la penetración estándar SPT (ANEXO D). En la investigación geotécnica, fue necesario utilizar avance por rotación con broca de diamante con el fin de poder alcanzar las profundidades de exploración establecidas (Alfonso Uribe S y Cía S.A, 2014).

El modelo válido para obtener los resultados en el proyecto es Mohr coulomb ya que puede simular el comportamiento de suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados y usa como parámetros básicos el módulo de elasticidad (E), el módulo de Poisson (V), la resistencia por cohesión del suelo (C) y el Angulo de fricción, dichos parámetros se obtuvieron correlacionando el ensayo SPT de cada estrato ya que el estudio de suelos obtenido carecía de esta información. Las correlaciones se adjuntan en el ANEXO E. El perfil estratigráfico con el cual se desarrolló el proyecto, se obtuvo promediando los resultados de los tres apiques obteniendo como resultado el espesor promedio de cada estrato (ANEXO F perfil estratigráfico).

Por consiguiente, el perfil estratigráfico que se determinó fue el siguiente:

- a. Masa vegetal: Se requiere retirar dicha capa compuesta por tierras varias con piedras escombros con espesores de 2 m. Por lo cual esta capa no será contemplada en el modelo.
- b. Estrato 1: se encuentran arcillas de color café con gravas, con una consistencia dura, que llegan a profundidades que varían entre 7.7 a 9 m bajo la superficie.
- c. Estrato 2: Se clasifican luego arcillas arenosas y arenas con gravas gruesas. Los materiales cohesivos tienen una consistencia dura, los materiales granulares una densidad compacta y alcanzaron profundidades de 10.8 y 11.8 m bajo la superficie.
- d. Estrato 3: aparecen por último gravas y piedras en matriz arcillosa y arenosa de color café, con una densidad muy compacta y las cuales alcanzaron la profundidad de exploración.

En la siguiente tabla 3-2 se describen las características y propiedades obtenidas de las correlaciones realizadas con el spt de cada estrato necesarios para el modelo Mohr Coulomb, para mayor detalle ir al ANEXO E.

Estrato	Características Generales					porosidad	Non-Linear	
	Espesor de cada estrato (m)	Módulo de elasticidad E(KN/m ²)	Módulo de poisson (v)	Peso unitario (KN/m ³)	Ko	peso unitario saturado (KN/m)	Cohesión	Ángulo de Fricción
1	5.8	25.000	0.35	17.5	0.5	21	7	30
2	3	35.000	0.35	18	0.5	21	30	35
3	4.2	60.000	0.35	19	0.5	21	12	37

Tabla 3-2. Propiedades de los estratos

En la figura 3-3 se observa el perfil del suelo en el proyecto; inicialmente encontramos una masa vegetal de 2 m, la cual es retirada porque no es un estrato propio del suelo, sino una capa contaminada, seguido de esto se encuentra el estrato uno con 5.8 m de profundidad, el cual es excavado, ya que en este estrato se encuentra el sótano de la construcción con una profundidad de 7.1 m llegando hasta el estrato dos el cual tiene una profundidad de 3 metros, a partir de este estrato se diseñaron las alternativas propuestas para la cimentación del presente proyecto.

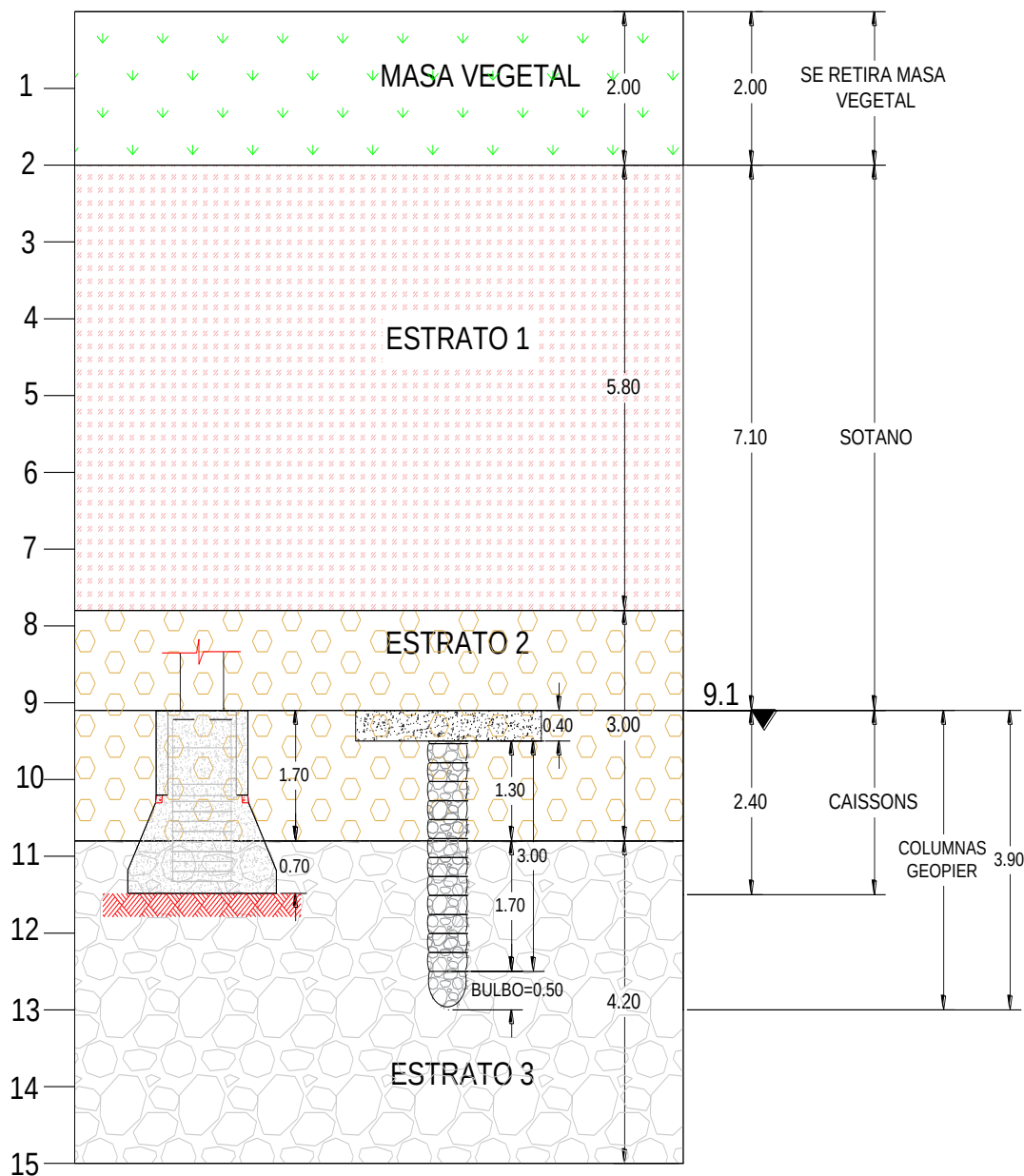


Figura 3-3 perfil del suelo en el proyecto

3.4 Sistemas de cimentación.

3.4.1 Alternativa con Cimentación profunda tipo caissons

El sistema de cimentación tipo caisson diseñado por la constructora es un tipo de cimentación semiprofunda, utilizada en suelos blandos, donde no son adecuados las cimentaciones superficiales. Los caissons tiene gran similitud con los pilotes, la diferencia está en que los caissons son de mayor diámetro y casi siempre van construidos in situ. El sistema de caissons está construido debajo del sótano, es decir a una profundidad de 9.1m medidos desde la superficie de la capa vegetal.

3.4.1.1 Propiedades mecánicas y geométricas.

La geometría de los caissons fue tomada según el diseño realizado por la constructora, por lo cual fueron respetadas las dimensiones propuestas según la memoria de cálculo del diseño. En el presente trabajo cada caisson del sistema de cimentación se representó principalmente mediante un modelo elástico lineal, ya que considera propiedades como el módulo de elasticidad, el cual se determinó usando la siguiente ecuación propuesta en la Norma Sismorresistente del año 2010 para un f'_c de 21Mpa:

$$4700\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

Se tuvieron en cuenta propiedades como el coeficiente de Poisson y el peso específico del concreto estructural, en la tabla 3-3 propiedades mecánicas de los caisson.

Material	Isotropic
Tipo de modelo	Elástico
Módulo de elasticidad E(Mpa)	21458
Módulo de elasticidad E(KN/m ²)	21458911.5
Módulo de Poisson (v)	0.3
Peso unitario (KN/m ³)	24
Fc (psi)	3000
Fc (Kg/cm ²)	210

Tabla 3-3. propiedades mecánicas de los caisson

Los caissons existentes presentan geometría vertical idéntica, solo difieren en cuanto sus diámetros, pero, teniendo una altura de 2,4m como se puede observar en la figura 3-4.

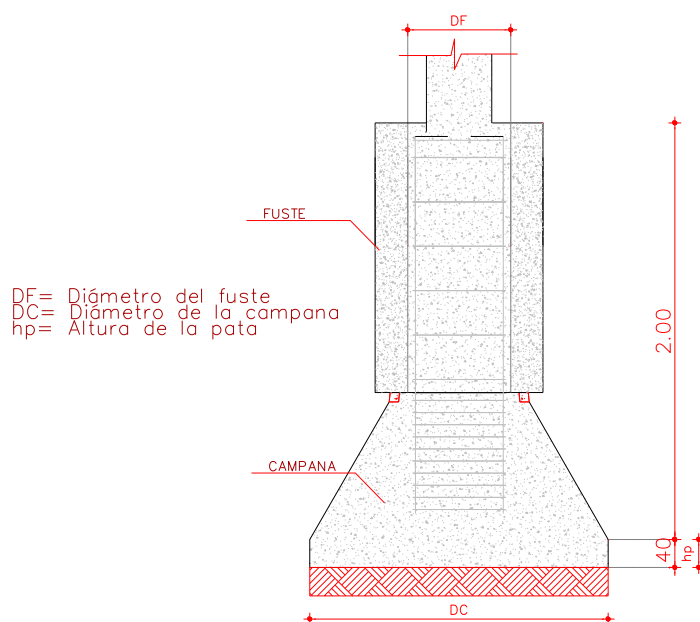


Figura 3-4 Altura caisson

En la figura 3-4 se muestran las dimensiones verticales de los caissons, ya que en total son 31 caissons con las mismas dimensiones verticales, solo difieren en su diámetro, en la tabla 3-4 se presentan las cargas que llegan a cada caisson según lo propuesto por diseño el estructural y dimensiones del diámetro de fuste (Df) y campana (Dc).

Caisson	Df	Dc	Q(Ton)	Q(KN)
C-1	1,2	2,2	224,4	2200,6235
C-2	1,9	3,1	437,6	4291,4119
C-3	2,1	3,3	498,6	4889,6206
C-4	1,2	2,4	262,6	2575,2394
C-5	1,8	3	287,7	2821,3876
C-6	1,6	2,8	369,8	3626,5177
C-7	2,1	3,3	490,3	4808,225
C-8	1,3	2,5	288,7	2831,1943
C-9	1,3	2,5	286,4	2808,6389
C-10	1,2	2,4	259,3	2542,8773
C- 11	1,4	2,6	304,7	2988,10149
C-12	1,9	3,1	431,9	4235,5137
C-13	1,8	3	410,3	4023,689
C-14	1,2	2,4	264,3	2591,9108
C-15	1,6	2,8	357,5	3505,8953
C-16	1,2	1,9	167,3	1640,6609
C-17	1,7	2,9	394,1	3864,8205
C-18	1,5	2,7	319,4	3132,26
C-19	3	4,2	804,8	7892,4322

C-20	1,2	2,4	258,2	2532,0899
C-21	1,4	2,6	312	3059,6904
C-22	1,7	2,9	369,7	3625,537
C-23	1,8	3	413,9	4058,9931
C-24	2,3	3,5	566,8	5558,4376
C-25	2,1	3,3	501,8	4921,0021
C-26	3,4	4,6	978,5	9595,856
C-27	1,2	2,4	257,6	2526,2059
C-28	1,3	2,5	276,3	2709,5912
C-29	1,4	2,6	297,9	2921,4159
C-30	1,3	2,5	284,8	2792,94816
C-31	1,2	2,2	220,2	2159,4353

Tabla 3-4. Dimensiones horizontales de caissons.

Df= diámetro de fuste, Dc= Diámetro de campana

En la figura 3-5 se observa la localización en planta de los caissons, el tipo de caisson al que corresponde y la carga que soporta cada uno para mayor detalle ver ANEXO G (Plano de localización de caissons).

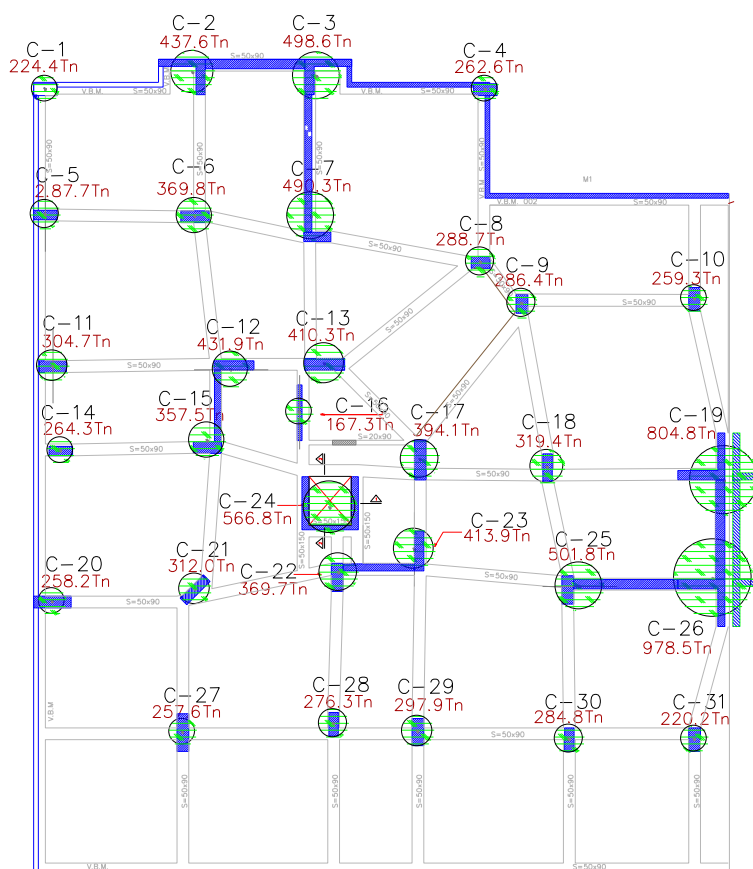


Figura 3-5 Localización en planta de caissons, clasificación por sobrecarga

3.4.1.1 Carga portante y asentamientos

El presente estudio verificó la Capacidad admisible y el cálculo de asentamientos reportados por el estudio de suelos realizado en el proyecto. Inicialmente se debe identificar en que estratos estará soportado el caisson, en la figura 3-6 se observa la ubicación del caisson a profundidad del terreno y las propiedades de los estratos correspondientes. Se tendrán en cuenta únicamente el estrato 2 y 3, ya que son en los que están empotrados los caissons.

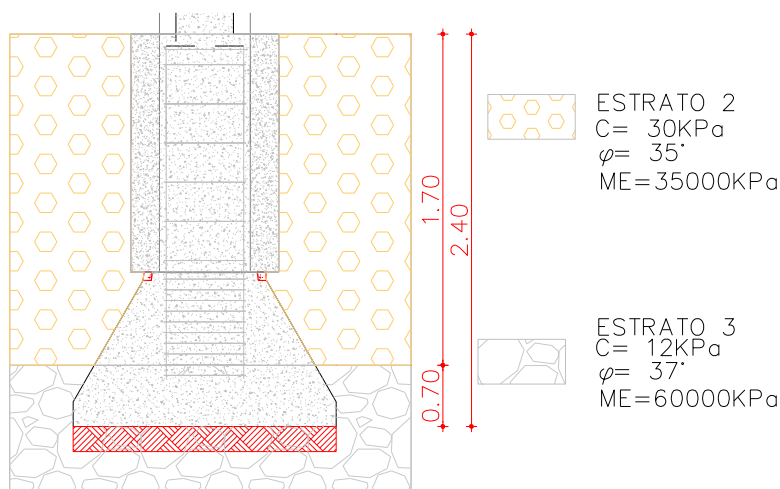


Figura 3-6 Vista en perfil del sistema de cimentación profunda

Teniendo identificado los estratos por los cuales el caisson está embebido, se procede a verificar si la capacidad admisible de la cimentación profunda diseñada por la constructora soporta la carga (p) aplicada sobre la estructura de cimentación. En la tabla 3-5 se observan los resultados de capacidad admisible para los 31 caissons del sistema de cimentación, los cálculos de los siguientes resultados se adjuntan en el ANEXO H.

CAPACIDAD ADMISIBLE	
Caiss	Q adm (KN)
C-1	4086,32
C-2	8098,82
C-3	9175,27
C-4	4859,46
C-5	5271,92
C-6	6609,91
C-7	9175,27
C-8	5271,92

C-9	5271,92
C-10	4859,46
C- 11	5701,14
C-12	8098,82
C-13	7585,75
C-14	4859,46
C-15	6609,91
C-16	3052,38
C-17	7089,44
C-18	6147,14
C-19	14849,38
C-20	4859,46
C-21	5701,14
C-22	7089,44
C-23	7585,75
C-24	10318,80
C-25	9175,27
C-26	17807,21
C-27	4859,46
C-28	5271,92
C-29	5701,14
C-30	5271,92
C-31	4086,32

Tabla 3-5. capacidad admisible de caissons.

La capacidad admisible Q_{adm} es mayor en todos los casos a la carga soportada por cada caisson presentadas en la tabla 3-4, por lo cual se considera una estructura estable, ya que soporta la carga aplicada.

Las cargas transmitidas por la cimentación al suelo dan lugar a su deformación, por lo cual es necesario calcular los asentamientos del sistema. Para el cálculo de los asentamientos se usó la metodología de los asentamientos elásticos; los asentamientos fueron verificados según los criterios de control propuestos por la NSR-10. La memoria de cálculo de los siguientes resultados se adjunta en el ANEXO H.

A continuación, se presenta la tabla 3-6 con los asentamientos generados por la carga de la tabla 3-4 aplicada a cada caisson.

ASENTAMIENTOS				
Caisson	Se1(m)	Se2(m)	Se3(m)	Stotal (m)
C-1	0,00022	0,01572	0,00014	0,01608
C-2	0,00017	0,02180	0,00020	0,02217
C-3	0,00016	0,02334	0,00021	0,02371
C-4	0,00025	0,01688	0,00015	0,01728
C-5	0,00012	0,01480	0,00015	0,01507
C-6	0,00020	0,02039	0,00018	0,02077
C-7	0,00015	0,02295	0,00021	0,02331
C-8	0,00024	0,01782	0,00016	0,01821
C-9	0,00024	0,01768	0,00016	0,01807
C-10	0,00025	0,01667	0,00015	0,01707
C- 11	0,00022	0,01808	0,00016	0,01846
C-12	0,00017	0,02152	0,00020	0,02188
C-13	0,00018	0,02112	0,00019	0,02149
C-14	0,00026	0,01699	0,00015	0,01739
C-15	0,00019	0,01971	0,00018	0,02008
C-16	0,00016	0,01355	0,00013	0,01384
C-17	0,00019	0,02098	0,00019	0,02136
C-18	0,00020	0,01826	0,00016	0,01862
C-19	0,00012	0,02962	0,00028	0,03002
C-20	0,00025	0,01660	0,00015	0,01699
C-21	0,00022	0,01852	0,00017	0,01891
C-22	0,00018	0,01968	0,00018	0,02004
C-23	0,00018	0,02130	0,00019	0,02167
C-24	0,00015	0,02502	0,00023	0,02540
C-25	0,00016	0,02349	0,00021	0,02386
C-26	0,00012	0,03290	0,00031	0,03332
C-27	0,00025	0,01656	0,00015	0,01695
C-28	0,00023	0,01705	0,00015	0,01743
C-29	0,00021	0,01768	0,00016	0,01805
C-30	0,00023	0,01758	0,00016	0,01797
C-31	0,00021	0,01543	0,00014	0,01578

Tabla 3-6. Asentamientos de caissons.

Teniendo los asentamientos de los caissons se verificó el cumplimiento con el asentamiento diferencial definido por la NSR 10 en el título H capítulo H.4 tabla H.4.9-1 “Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas”. Los asentamientos diferenciales se deben limitar a los valores

fijados en la tabla 3-7, expresados en función de distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción. En el ANEXO H se encuentra dicha verificación, obteniendo el cumplimiento de todos los caissons según el requerimiento de la NSR10.

Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	1/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.	1/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	1/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	1/160

Tabla 3-7. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas

3.4.2 Alternativa con mejoramiento de suelo utilizando elementos Geopier.

Los factores condicionantes para definir el tipo de cimentación son la capacidad portante del suelo de fundación y los asentamientos. Bajo estas premisas se propuso una cimentación alternativa en la cual se utilizan pilas de agregado compacto, como refuerzo y mejora de suelos de GEOPIER®. Estas son técnicas de cimentación intermedia alternativas a las soluciones tradicionales de excavación y sustitución del terreno, rellenos estructurales, pozos de cimentación y precargas, que requieren mucho tiempo para conseguir su efectividad.

3.4.2.1 Propiedades mecánicas y geométricas.

Las propiedades geométricas de las columnas de gravas y su distribución se definieron considerando las características del proyecto, diámetros de columnas comerciales, espaciamientos factibles, eficiencia y economía.

- Geopier System (GP3): hasta 5-7 m de profundidad, donde la compacidad del suelo requiere una perforación previa, para su posterior relleno y compactación con el agregado de grava, para la conformación de la columna (Moreno, 2019). Los parámetros que se siguieron fueron:

Diámetro Geopier (m)	Longitud de la columna de grava (m)
0,5	3

Tabla 3-8. diámetro y Prof. de elementos Geopier

Estos datos por lo general se obtienen a través de una serie de iteraciones que se ven influenciados por las características del terreno, cargas solicitadas y características del material. Acorde con la metodología de diseño presentada se observa que tanto el diámetro de la columna y el espaciamiento se encuentran relacionados con el parámetro de razón de sustitución, R_s , el cual se define como la intensidad del tratamiento y se representa mediante la siguiente ecuación:

$$R_s = \frac{A_g * n}{A_T} \quad (2)$$

Donde, área de la columna Geopier (A_g), área total de la zapata (A_T), numero de columnas (n).

Según la ubicación de las columnas y muros estructurales que transmiten las cargas así mismo se ubicaron y dimensionaron las zapatas soportadas por estos elementos GEOPIER. Para lo cual se obtuvieron 22 zapatas, en la figura 3-7 se observa la localización y cargas de cada una de estas. En la siguiente tabla 3-9 se observan las dimensiones de las zapatas que transmitirán las cargas hacia el suelo.

zapata	B(m)	L(m)	ÁREA(m ²)
Z1,Z3,Z4,Z5,Z6,Z8,Z9,Z10,Z11,Z12,Z14,Z15,Z17,Z18,Z19,Z20	3	2	6
Z21	2,5	1,5	3,75
Z13	5,6	3,4	19,04
Z7	3,75	3,6	13,5
Z16	3	9	27
Z22	7	11	77
Z2	9,8	3,2	31,36

Tabla 3-9. Dimensiones y área de zapatas

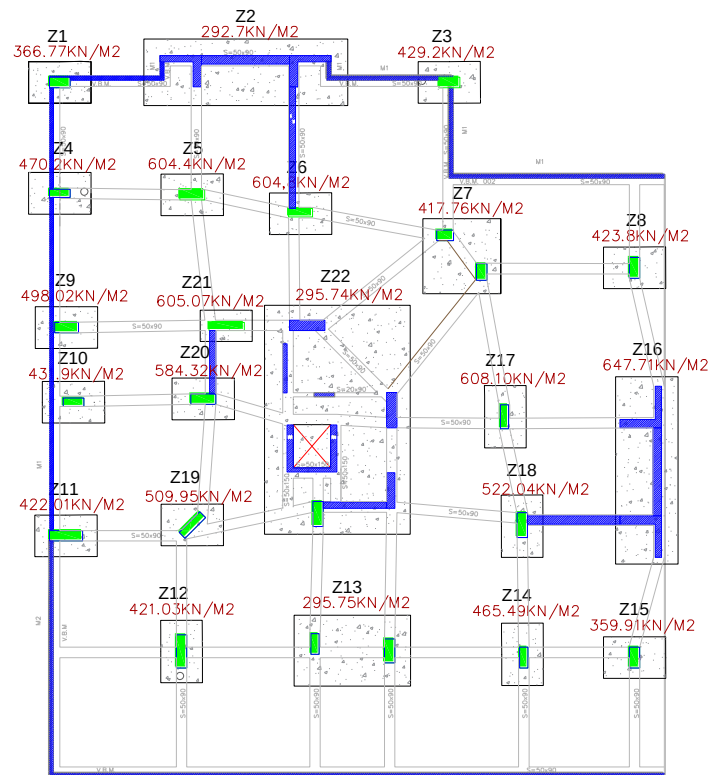


Figura 3-7 Vista en planta de Mejoramiento de suelo con columnas de compactación vertical soportadas sobre zapatas

De acuerdo con lo establecido en la Norma Sismo Resistente el espesor mínimo de las zapatas aisladas es de 225mm, por lo cual se consideró un espesor de 40cm para las zapatas, en la figura 3-8 se observa la vista en perfil de la zapata tipo 1.

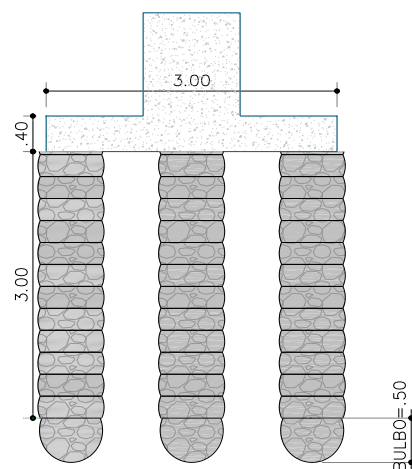


Figura 3-8 Vista en perfil del mejoramiento de suelos con zapatas soportadas sobre columnas Geopier

Se estimó un rango adecuado de 20 a 25 % como razón de sustitución, en la tabla 3-10 se observa el número de columnas que debe tener cada zapata según su área para obtener una Razón de sustitución en el rango anteriormente mencionado.

# de columnas geopier	Área de col. Geopier	Area de zapata	Razón de sustitución
7	0,196	6	0,228
4	0,196	3,75	0,209
21	0,196	19,04	0,21
15	0,196	13,5	0,21
28	0,196	27	0,203
81	0,196	77	0,206
39	0,196	31,36	0,243

Tabla 3-10. Razón de sustitución

Esta expresión es útil para poder determinar el grado de influencia de la columna en el terreno, a más área ocupe la columna, mayor será la razón de sustitución.

Las columnas GEOPIER, densifican el suelo sobre el que se soportan las zapatas encargadas de transmitir las cargas que llegan de las columnas y los muros estructurales a este suelo densificado, dichas zapatas se conectan por medio de vigas de cimentación o amarre, las cuales impiden los movimientos de estas. En el ANEXO I Se observa el plano en planta del diseño de la cimentación. En la tabla 3-11 se presenta un resumen del diseño observando sus dimensiones y el total de columnas GEOPIER a ejecutar en la cimentación.

zapata	b(m)	L(m)	área (m2)	Número de columnas a ejecutar
Z1,Z3,Z4,Z5,Z6,Z8,Z9,Z10,Z11,Z12,Z14,Z15,Z17,Z18,Z19,Z20	3	2	6	7
Z21	2,5	1,5	3,75	4
Z13	5,6	3,4	19,04	21
Z7	3,75	3,6	13,5	15
Z16	3	9	27	28
Z22	7	11	77	81
Z2	9,8	3,2	31,36	39
Total, columnas a ejecutar				300

Tabla 3-11. Número de columnas de grava

Para las características mecánicas de los elementos Geopier se utilizaron valores estándares proporcionados por estudios en suelos similares y estudios de la compañía Geopier Foundation. Se debe tener en cuenta, que el módulo de rigidez de los elementos Geopier depende de varios factores, como el tipo de suelo, el diámetro y la longitud del pilar, y la separación entre pilares. Este módulo puede variar significativamente en función de las condiciones específicas del sitio y del diseño del proyecto. En la tabla 3-12 se observan las características mecánicas de los elementos Geopier que se implementaron en el presente diseño.

Material	Isotropic
Tipo de modelo	Elástico
Módulo de elasticidad (Ton/m ²)	8157
Módulo de poisson	0,3
Ángulo de rozamiento en gravas usadas en Geopier	51°

Tabla 3-12. Parámetros estándar de columnas de grava.

Según datos basados en estudios realizados por la compañía Geopier Foundation la rigidez de las columnas alcanza a ser de 10 a 12 veces mayor que la rigidez del suelo en que se está construyendo (Moreno, 2019). Cada columna de grava del sistema de cimentación se representó principalmente mediante un modelo elástico lineal, ya que considera propiedades como el módulo de elasticidad, el coeficiente de poisson y el peso específico. El peso específico de las columnas de grava Geopier puede variar ligeramente dependiendo de la densidad de la grava y el grado de compactación del suelo circundante. Generalmente, el peso específico de las columnas de grava Geopier se encuentra en el rango de 1800 a 2200 kg/m³ (Ing. Manuel Gutiérrez Gajardo, 2009), el ángulo de fricción usado fue tomado de ensayos realizados por Geopier en el artículo Tecnologías Geopier para la mejora de suelos y cimentaciones intermedias, (Moreno, 2019). Es importante tener en cuenta que el peso específico de las columnas de grava Geopier también influye en su capacidad de soporte de carga, y afecta la forma en que se transmiten las cargas a través del suelo circundante. Por lo tanto, es necesario realizar una prueba rigurosa para determinar el peso específico exacto de las columnas de grava Geopier en un sitio específico.

3.4.2.2 Carga portante y asentamientos

Inicialmente se debe identificar en que estratos estarán ubicadas las columnas de grava Geopier, en la figura 3-9 se observa la ubicación de los elementos Geopier a profundidad del terreno y las propiedades de los estratos correspondientes.

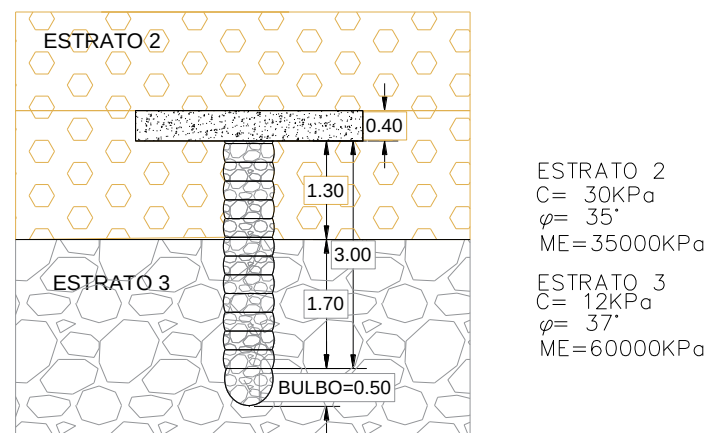


Figura 3-9 Vista en perfil del sistema de cimentación con columnas Geopier

Teniendo identificado los estratos en que se encontrarán las columnas de grava Geopier, se procede a verificar si la capacidad admisible de los estratos mejorados soporta el esfuerzo transmitido por las columnas y muros estructurales; las cargas distribuidas aplicadas a cada zapata se observan en la figura 3-7. En la tabla 3-13 se observan los resultados de capacidad admisible para cada zapata, los cálculos de los siguientes resultados se adjuntan al ANEXO J.

Tipo de zapata	Esfuerzo aplicado Ton/m ²	Relación de rigidez prom	CAPACIDAD DE CARGA DENTRO DE LA MATRIZ REFORZADA			CAPACIDAD DE CARGA BAJO LA MATRIZ REFORZADA			
			Qu (ton/m ²)	Q admisible (ton/m ²)	Qactuante (ton/m ²)	Qu (ton/m ²)	Qadm (ton/m ²)	Qboton (ton/m ²)	Qactuante (ton/m ²)
Z1	37,40	1,81	296,96	98,98	52,36	175,26	58,42	8,73	12,22
Z2	29,85	2,714	282,84	94,280	41,795	175,255	58,418	10,666	14,933
Z3	43,77	1,81	296,96	98,98	61,27	175,26	58,42	10,21	14,30
Z4	47,95	1,81	296,96	98,98	67,13	175,26	58,42	11,19	15,66
Z5	61,63	1,81	296,96	98,98	86,29	175,26	58,42	14,38	20,13
Z6	61,67	1,81	296,96	98,98	86,34	175,26	58,42	14,39	20,15
Z7	42,60	2,714	286,79	95,599	59,640	175,255	58,418	11,045	15,462
Z8	43,22	1,81	296,96	98,98	60,50	175,26	58,42	10,08	14,12
Z9	50,78	1,81	296,96	98,98	71,10	175,26	58,42	11,85	16,59

Z10	44,05	1,81	296,96	98,98	61,67	175,26	58,42	10,28	14,39
Z11	43,03	1,81	296,96	98,98	60,25	175,26	58,42	10,04	14,06
Z12	42,93	1,81	296,96	98,98	60,11	175,26	58,42	10,02	14,02
Z13	30,15	2,714	287,04	95,683	42,221	175,255	58,418	9,164	12,830
Z14	47,47	1,81	296,96	98,98	66,45	175,26	58,42	11,08	15,51
Z15	36,70	1,81	296,96	98,98	51,38	175,26	58,42	8,56	11,99
Z16	66,04	2,714	289,12	96,374	92,468	175,255	58,418	15,411	21,576
Z17	62,01	1,81	296,96	98,98	86,81	175,26	58,42	14,47	20,26
Z18	53,23	1,81	296,96	98,98	74,53	175,26	58,42	12,42	17,39
Z19	52,00	1,81	296,96	98,98	72,80	175,26	58,42	12,13	16,99
Z20	59,58	1,81	296,96	98,98	83,42	175,26	58,42	13,90	19,46
Z21	61,69	2,714	288,18	96,061	86,380	175,255	58,418	13,088	18,323
Z22	30,15	2,714	288,64	96,216	42,220	175,255	58,418	9,851	13,792

Tabla 3-13. Capacidad de carga dentro de la matriz de suelo reforzada con elementos Geopier y bajo la matriz reforzada en zapatas

El esfuerzo inducido en la parte inferior de la capa mejorada con los elementos Geopier *qbottom* se estimó asumiendo que la dispersión de la carga aumenta a una tasa de 2:1(vertical horizontal) debajo de la parte inferior de la cimentación, ya que la carga que llega bajo la matriz reforzada es menor a la carga aplicada en los estratos mejorados. En este caso la capacidad admisible bajo la matriz reforzada es mayor al $Q_{actuante}$ el cual es el esfuerzo aplicado bajo la cimentación multiplicado por un factor de seguridad.

En todos los casos Q_{adm} es mayor a la carga que soporta cada zapata por lo cual el diseño cumple con la capacidad portante requerida. Las cargas transmitidas por la cimentación al suelo dan lugar a su deformación; dichas cargas distribuidas aplicadas a cada zapata se observan en la tabla 3-13. Es necesario calcular los asentamientos del sistema, y verificarlos según los criterios de control propuestos por la NSR-10. En la tabla 3-14 el asentamiento superior representa los asentamientos en la matriz de suelo mejorado por los elementos Geopier y el asentamiento inferior representa los asentamientos en el suelo bajo los elementos Geopier, los cálculos de los siguientes resultados se adjuntan al ANEXOJ.

TIPO DE ZAPATA	ESFUERZO APLICADO KN/M2	ESFUERZO APLICADO TON/M2	ASENTAMIENTO SUPERIOR (m)	ASENTAMIENTO INFERIOR (m)	TOTAL (m)
Z1	366,77	37,40	0,0201	0,0070	0,0271
Z2	292,76	29,85	0,0134	0,0058	0,019
Z3	429,21	43,77	0,0201	0,0067	0,0268
Z4	470,23	47,95	0,0221	0,0073	0,0294

Z5	604,42	61,63	0,0284	0,0023	0,0307
Z6	604,80	61,67	0,0284	0,0023	0,0307
Z7	417,76	42,60	0,0198	0,007	0,0276
Z8	423,81	43,22	0,0199	0,0066	0,0265
Z9	498,02	50,78	0,0234	0,0077	0,0311
Z10	431,99	44,05	0,0203	0,0067	0,0270
Z11	422,01	43,03	0,0198	0,0065	0,0263
Z12	421,03	42,93	0,0198	0,0065	0,0263
Z13	295,74	30,15	0,0140	0,0035	0,0176
Z14	465,49	47,47	0,0218	0,0072	0,0291
Z15	359,91	36,70	0,0169	0,0056	0,0225
Z16	647,71	66,048	0,0313	0,0075	0,0318
Z17	608,10	62,01	0,0285	0,0024	0,0309
Z18	522,04	53,23	0,0245	0,0081	0,0326
Z19	509,95	52,00	0,0239	0,0079	0,0318
Z20	584,32	59,58	0,0274	0,0091	0,0365
Z21	605,07	61,69	0,0290	0,0112	0,0303
Z22	295,7	30,15	0,014	0,0048	0,0190

Tabla 3-14. Asentamientos columnas Geopier para zapatas

Teniendo los asentamientos de cada zapata se verificó el cumplimiento con el asentamiento diferencial definido por la NSR 10 en el título H capítulo H.4 tabla H.4.9-1 “Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas”. Los asentamientos diferenciales se deben limitar a los valores fijados en la tabla 3-15, expresados en función de distancia entre apoyos o columnas de acuerdo con el tipo de construcción. En el ANEXO J se encuentra dicha verificación.

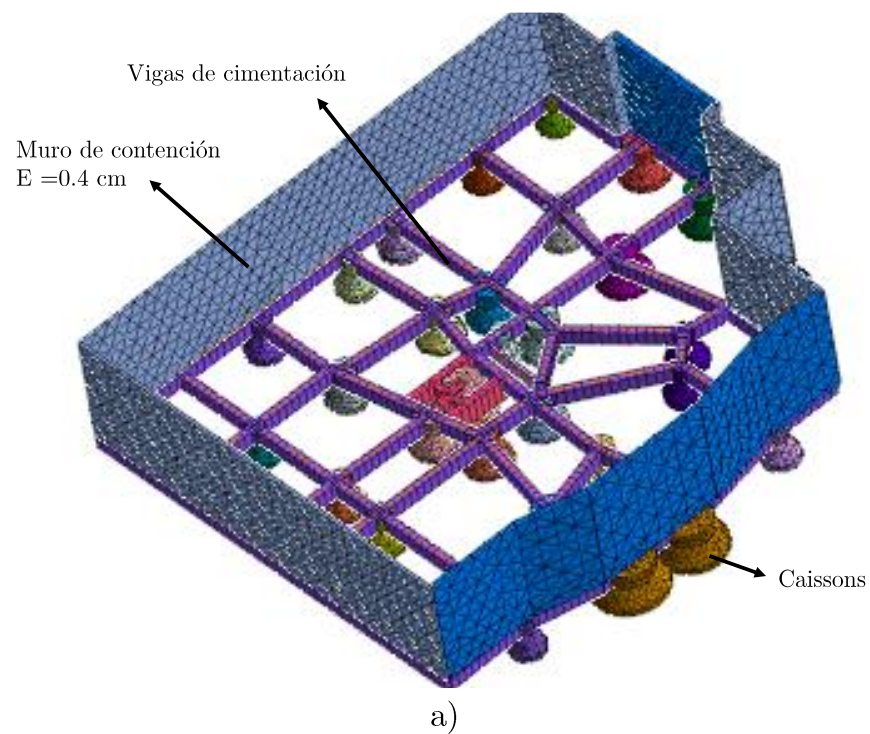
Tipo de construcción	Δ_{max}
(a) Edificaciones con muros y acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	1/1000
(b) Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería.	1/500
(c) Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores	1/300
(d) Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	1/160

Tabla 3-15. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas

Al evaluarse todos los asentamientos se determinó que todas las zapatas soportadas sobre elementos Geopier cumplen con los asentamientos diferenciales propuestos por la NSR-10.

3.5 Modelación del caso de estudio

Para la modelación numérica se empleó el software MIDAS GTS NX en donde se representó los elementos del suelo y las estructuras de cimentación mediante dos modelos tridimensionales (3D). Este programa nos permite realizar un análisis de las deformaciones etapa por etapa y poder representar las propiedades mecánicas y geométricas del suelo y el sistema de cimentación a evaluar.



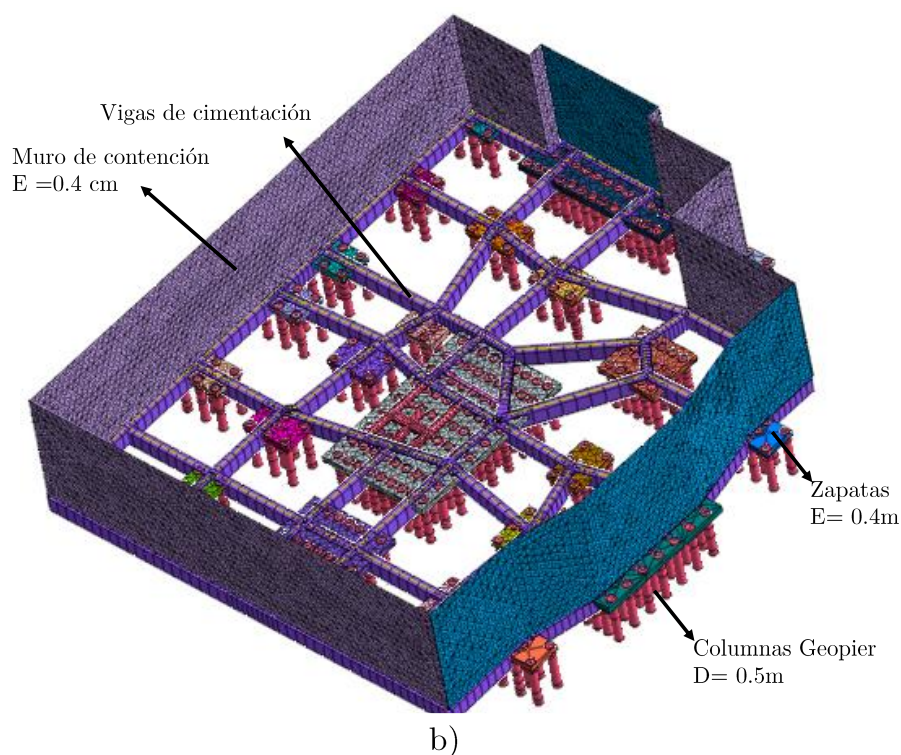


Figura 3-10 Modelación final mediante software MIDAS GTS NX: a) sistema de caisson, b) sistema de columnas de grava.

A partir de las propiedades anteriormente mencionadas, se hará la descripción de cada uno de los elementos usados para poder ilustrar los dos modelos de cimentación en el presente software y llegar a las condiciones que se muestran en la figura 3-10 Modelación final mediante software MIDAS GTS NX, el cual muestra el modelo final que se adoptó para el caso de estudio y poder representar lo más cercano posible a los asentamientos que se pueden generar en la realidad. Las unidades principales del software MIDAS GTS NX que se van a manejar para esta investigación son KN, m, J, seg, y una aceleración de la gravedad (g) con un valor de 9.8065 m/seg^2 , estas propiedades tienen el objetivo inicial de definir el campo de trabajo donde se simulará el modelo.

Para las condiciones del modelado del terreno la interfase que inicialmente adopta el programa para organizar su geometría es a partir de un modelado bidimensional (2D). El cual, mediante líneas y polígonos se define un plano de trabajo 2D representando la zona de excavación, el área del suelo y la localización de los apiques realizados en los estudios de suelos, las medidas utilizadas para la zona de excavación y el área de suelo están ilustradas en la figura 3-11 (a). Estos elementos pasan a un plano de trabajo tridimensional a través de la generación de sólidos como se muestra en la figura 3-11 (b).

De acuerdo con la división de los colores de los sólidos, corresponden a la profundidad de los estratos descrita en el perfil estratigráfico (puntos de perforación representado con tres líneas verticales), para el sólido del suelo (3-11 (b)) se identifican los 3 estratos involucrados en el proyecto y para el sólido de la excavación (3-11 (c)) posee una profundidad de 7.1m donde se identifica que dicha excavación solo llega hasta el segundo estrato.

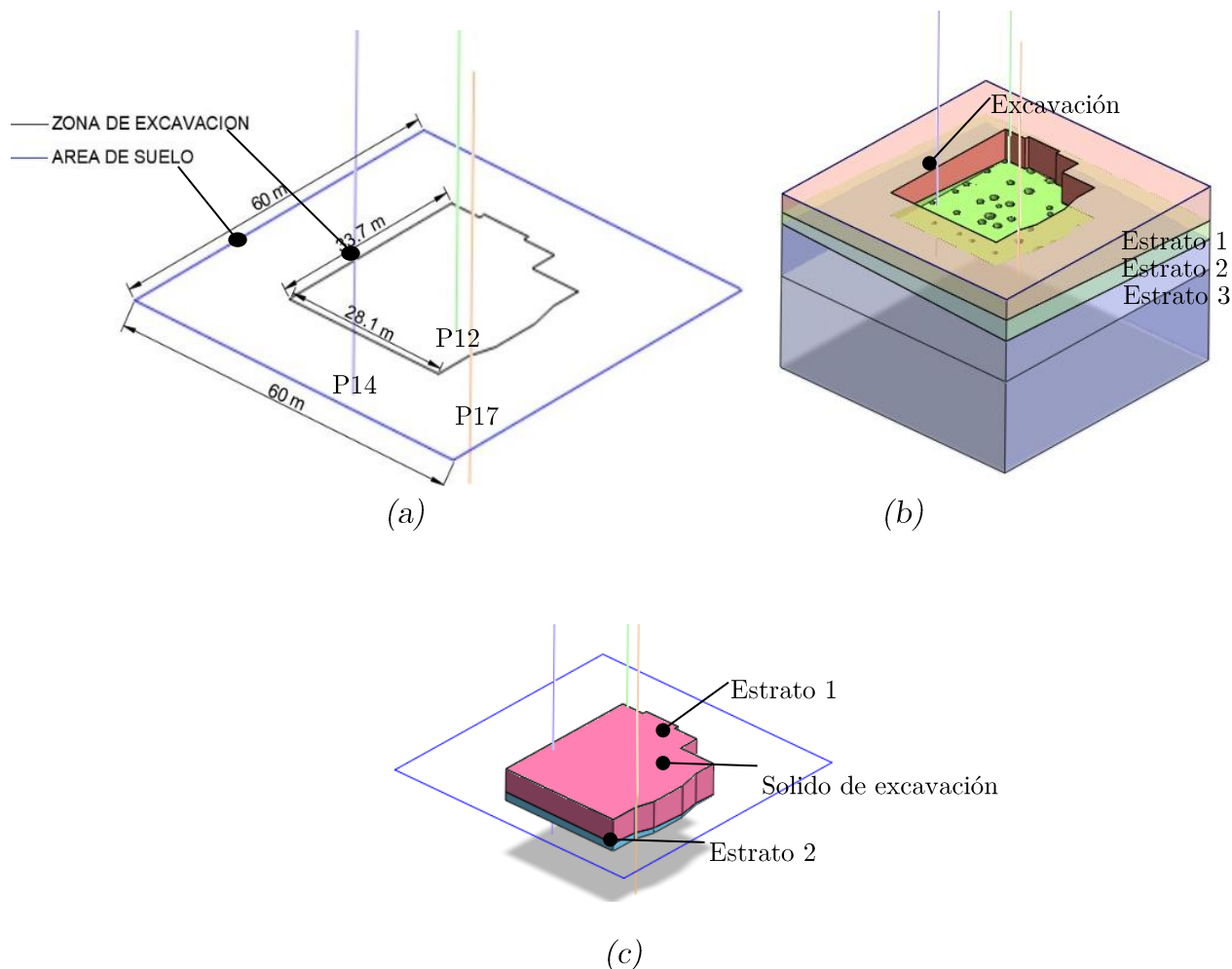


Figura 3-11 (a) Plano 2D, (b) Solido del suelo: Estrato 1 color rosado, Estrato 2 color verde, estrato 3 color azul, (c) Solido de la excavación: Estrato 1 color rosado, Estrato 2 color azul.

Después de tener definido todos los sólidos del suelo se procede a definir los materiales y propiedades con los datos suministrados en la tabla 3-2. Para hacer que el comportamiento del suelo coincida con su comportamiento real. Tanto la excavación como el suelo perimetral a la estructura se definió mediante el modelo de Mohr Coulomb, el cual es

ampliamente utilizado en la ingeniería práctica, siendo considerado como una aproximación al comportamiento no lineal del suelo, por lo cual el tipo de material definido es elastoplástico perfecto (Isotrópico), desarrollado a partir de la ley de Hooke y la forma generalizada del criterio de falla de Mohr Coulomb. Posteriormente dadas las condiciones de volumen y la geometría para el suelo perimetral y la excavación, se definió las propiedades del enmallado tipo 3D, subtipo solid.

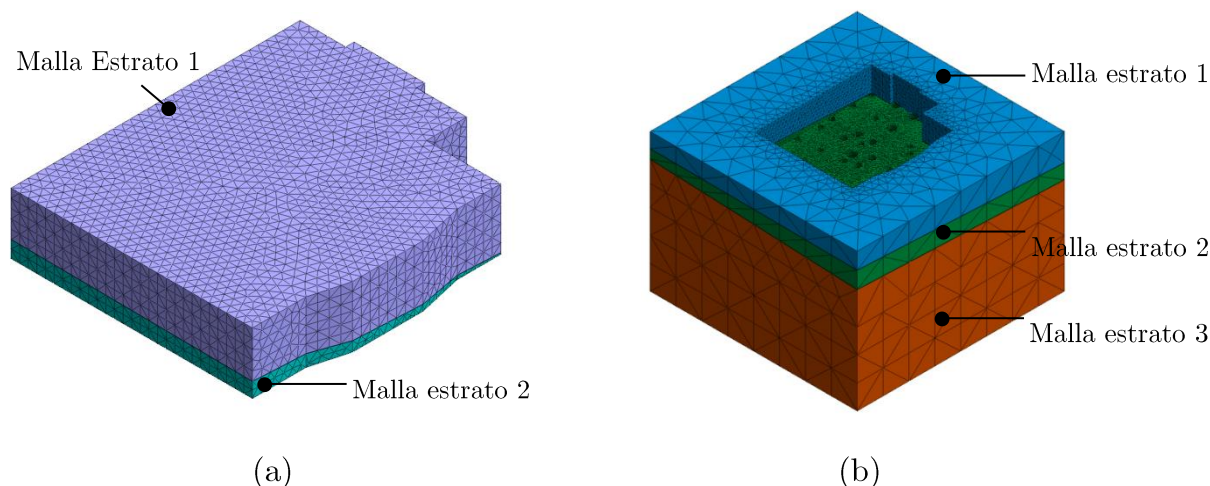


Figura 3-12 (a) Enmallado solida excavación (b) enmallado suelo perimetral a la estructura

En el modelo se realizó un control de enmallado el cual permite generar una cierta cantidad de nodos representativos para que puedan suministrar información de cada uno. Para los elementos del suelo se usó una separación gradual de nodos de 0.5 m a 7.5m tomando como inicio el lugar donde se posiciona la estructura de cimentación y como punto final el área definida de suelo.

3.5.1 Modelación de Tratamiento de terreno con columnas de grava

Para el sistema de cimentación de zapatas soportadas sobre elementos Geopier, las propiedades geométricas están definidas en la tabla 3-11, la cual está conformado por 22 zapatas soportadas por columnas Geopier a una profundidad de 7.1 m desde la superficie del suelo hasta donde finaliza la excavación. Realizada la distribución general de los sólidos y líneas se dará por finalizado el modelado geométrico (figura 3-13).

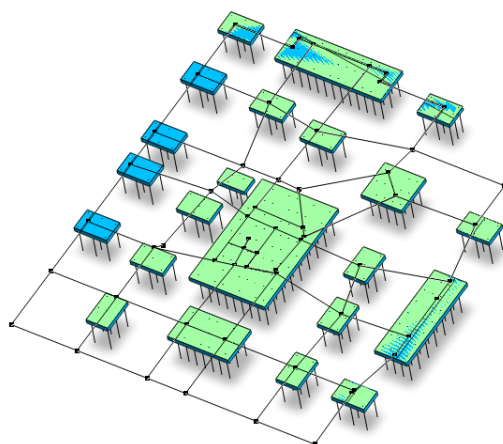


Figura 3-13 Modelado geométrico de zapatas soportadas sobre columnas de grava

Teniendo el modelado geométrico se procede a definir cada uno de los materiales y propiedades con las que estará conformado el sistema de cimentación de los cuales sus datos fueron extraídos de la tabla 3-12, de esta manera se genera un enmallado óptimo y representativo de este. Así se permitirá obtener resultados más verídicos y cercanos al comportamiento real del sistema. Las propiedades del enmallado de las columnas Geopier, zapatas y vigas fueron tetraédricas de tipo 3D, Subtipo solid que permite dar uso en estructuras bajo las condiciones geométricas presentadas.

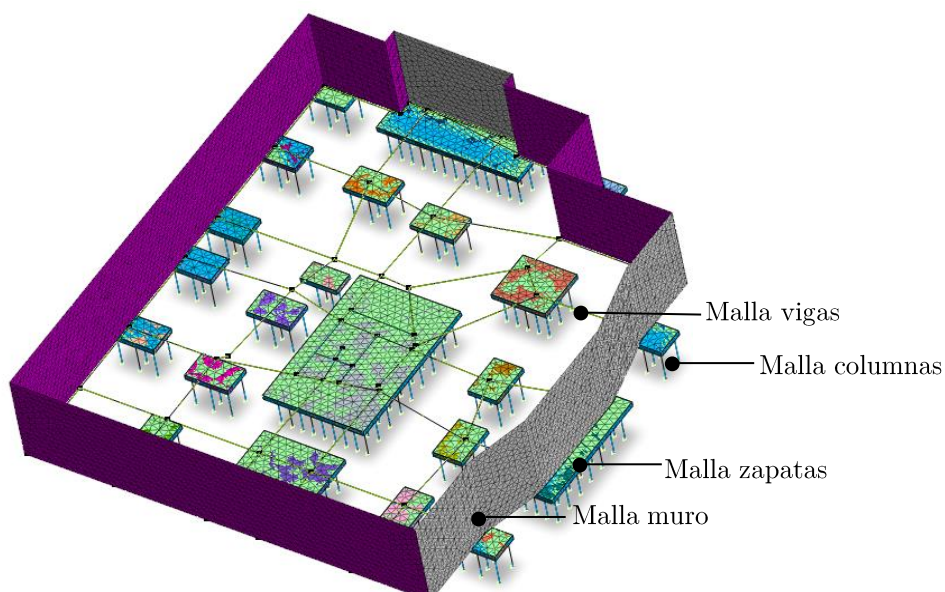


Figura 3-14 Enmallado de columnas, zapatas, muro de contención y vigas

En el modelo se realizó un control de enmallado el cual permite generar una cierta cantidad de nodos representativos para que puedan suministrar información de cada uno. Para los elementos de los caisson se usó una separación de nodos de 0.5 m.

Luego de tener finalizado el sistema de enmallado de todos los elementos se deben definir las condiciones de frontera a las que estará sometido el modelo. Para este sistema de cimentación, el cual su objetivo es hallar el asentamiento producido por el peso de la torre de apartamentos, se realizará un análisis estático.

En consecuencia, se restringirá los desplazamientos horizontales para las caras laterales y los desplazamientos verticales y horizontales para la cara inferior del modelo, como se ilustra en la figura 3-15(a) con flechas rojas alrededor del área de trabajo. También, al ser un modelo en 3D se debe considerar una restricción en el área de rotación del eje z (R_z) para todas las columnas Geopier como lo vemos representado en la figura 3-15 (b) con las flechas azules.

Otra condición necesaria para el modelamiento del sistema es el peso propio de los materiales, este peso se aplica en el mismo sentido en que actúa la gravedad, considerando que el área de trabajo está representada en un modelo 3D, esta dirección se asume en el eje z . como lo representa la flecha roja que sobresale del rectángulo del suelo en la figura 3-15 (a).

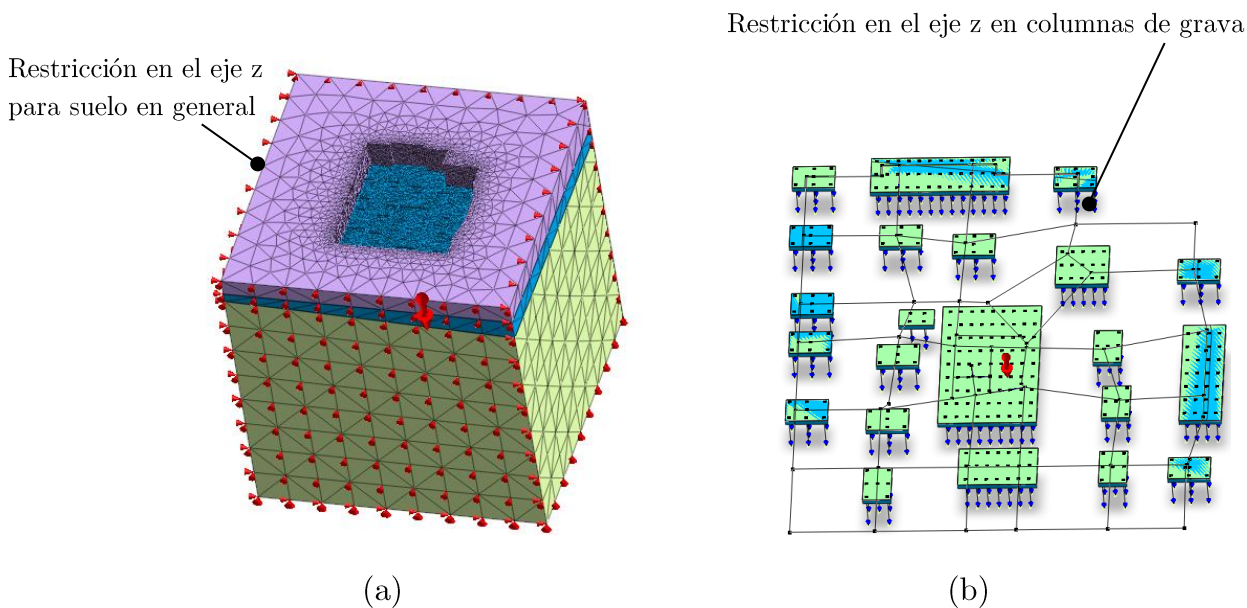


Figura 3-15 Condiciones estáticas

Mediante un tipo 3D Element Face, nos permite seleccionar las caras de los nodos superiores en la zona superior de las zapatas, ya que es a donde llegaran las cargas, la carga distribuida que llega a la zapata es de 446.43 KN/m².

Después de generar todas las condiciones que actuarán en el elemento estático; se procede a definir las etapas constructivas del modelo.

El tipo de etapas constructivas que se emplearon en este caso es Stress-Nonlinear Time History considerado como un análisis de esfuerzo de tiempo historia no lineal, ya que este permite medir las deformaciones generadas en el modelo.

A continuación, por medio de la tabla 3-16 se realiza la descripción de cada una de las etapas consideradas para modelar nuestro caso de estudio; haciendo referencia a las mallas, condiciones estáticas y valores usados para poder representar el comportamiento que sufre el suelo hasta llegar a la etapa final de la excavación.

Etapas	Nombre	Profundidad de excavación	Descripción de la etapa
1	Condiciones iniciales	0	Se activa malla que representa estrato 1, estrato 2, estrato 3, exc. Estrato 1, exc. Estrato 2, rigid link mesh, condiciones estáticas y el peso propio general del caso de estudio. Se desactivan los desplazamientos iniciales.
2	Muro	0	Activa malla representativa del muro 0.2, muro 0.4, plane interfaces, desactivar rigid link mesh.
3	Excavación	-7,1	Se desactiva exc. Estrato 1 y exc. Estrato 2.
4	Cimentación	-7,1	Se activan las mallas de todas la zapatas, vigas y columnas Geopier, de igual manera la malla de los muros debe seguir activa. Se activa la restricción de frontera Rz.
5	Sobrecarga	-7,1	Se activa el valor de la sobrecarga.

Tabla 3-16. Sistema constructivo implementado para la alternativa de columnas de grava de compactación vertical

Finalmente se define el caso de estudio mediante Analysis case, seleccionando las etapas constructivas que se definieron anteriormente, para manejar un control antes de ejecutar la solución del caso de estudio, se considera las condiciones de K , al igual que el comando que permite que el resultado de los nodos no se encime el uno con el otro y por defecto cuando existe un caso de convergencia, que es común para un sistema en 3D el modelo se

detiene cuando encuentra una falla, por lo tanto, se debe seleccionar esta opción y el análisis se realiza continuamente incluso cuando los valores no convergen.

Se finaliza corriendo el modelo con la opción Solve el cual empieza a realizar un análisis etapa por etapa. Por lo general, el tiempo varía de acuerdo con el rendimiento que tenga de equipo y oscila entre unas 10 a 12 horas de acuerdo con las condiciones de mallas anteriormente expuestas.

3.5.2 Modelación de caisson

Para el sistema de caisson sus propiedades geométricas están definidas en la tabla 3-4, el cual está conformado por 31 caissons a una profundidad de 7.1 m donde finaliza la excavación, confinados con vigas de cimentación, Realizada la distribución general de los sólidos y líneas se dará por finalizado el modelado geométrico (figura 3-16).

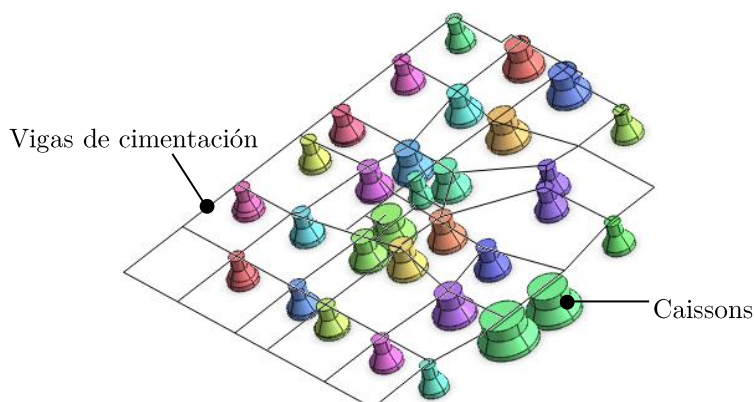


Figura 3-16 Modelado geométrico de caissons

Teniendo el modelado geométrico se procede a definir cada uno de los materiales y propiedades con las que estará conformado el sistema de cimentación de los cuales sus datos fueron extraídos de la tabla 3-3, de esta manera se genera un enmallado optimo y representativo de este. Así se permitirá obtener resultados más verídicos y cercanos al comportamiento real del sistema.

Las propiedades del enmallado de los caisson fueron tetraédricas de tipo 3D para los caissons, 2D para los muros y 1D para las vigas, Subtipo solid que permite dar uso en estructuras bajo las condiciones geométricas presentadas.

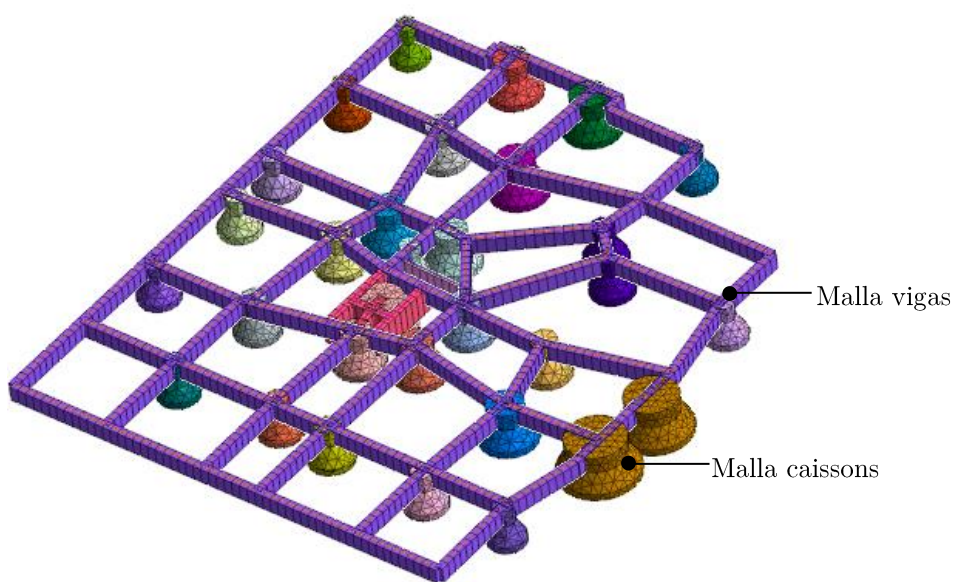


Figura 3-17 Enmallado de caissons y vigas

En el modelo se realizó un control de enmallado el cual permite generar una cierta cantidad de nodos representativos para que puedan suministrar información de cada uno. Para los elementos de los caisson se usó una separación de nodos de 0.5 m.

Luego de tener finalizado el sistema de enmallado de todos los elementos se deben definir las condiciones de frontera a las que estará sometido el modelo. Para este sistema de cimentación, el cual su objetivo es hallar el asentamiento producido por el peso de la torre de apartamentos, se realizará un análisis estático.

En consecuencia, se restringirá los desplazamientos horizontales para las caras laterales y los desplazamientos verticales y horizontales para la cara inferior del modelo, como se ilustra en la figura 3-18(a) con flechas rojas alrededor del área de trabajo. También, al ser un modelo en 3D se debe considerar una restricción en el área de rotación del eje z (R_z) para todos los caissons como lo vemos representado en la figura 3-18 (b) con las flechas azules.

Otra condición necesaria para el modelamiento del sistema es el peso propio de los materiales, este peso se aplica en el mismo sentido en que actúa la gravedad, considerando que el área de trabajo está representada en un modelo 3D, esta dirección se asume en el eje z . como lo representa la flecha roja que sobresale del rectángulo del suelo en la figura 3-18 (a).

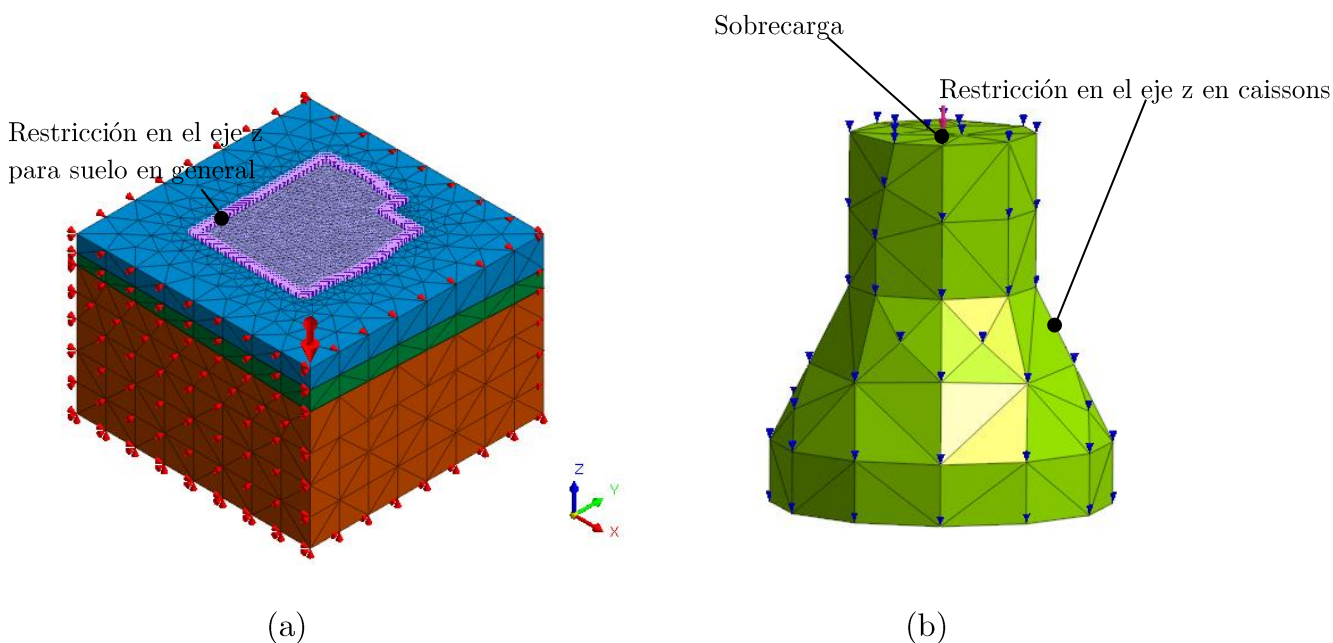


Figura 3-18 Condiciones estáticas

Mediante la herramienta *force* se define la carga puntual soportada por cada caisson, dicha herramienta nos permite seleccionar el punto medio sobre la cara de los caissons, ya que es a donde llegará la carga, como se representa con la flecha rosada en la figura 3-18 b), en la tabla 3-4 se definieron las cargas soportadas por cada caisson.

Después de generar todas las condiciones que actuarán en el elemento estático; se procede a definir las etapas constructivas del modelo.

El tipo de etapas constructivas que se emplearon en este caso es *Stress-Nonlinear Time History* considerado como un análisis de esfuerzo de tiempo historia no lineal, ya que este permite medir las deformaciones generadas en el modelo.

A continuación, por medio de la tabla 3-17 se realiza la descripción de cada una de las etapas consideradas para modelar nuestro caso de estudio; haciendo referencia a las mallas, condiciones estáticas y valores usados para poder representar el comportamiento que sufre el suelo hasta llegar a la etapa final de la excavación.

Etapa	Nombre	Profundidad de excavación	Descripción de la etapa
1	Condiciones iniciales	0	Se activa que representa estrato 1, estrato 2, estrato 3, exc. Estrato 1, exc. Estrato 2, rigid link mesh, condiciones estáticas y el peso propio general del caso de estudio. Se desactivan los desplazamientos iniciales.
2	Muro	0	Activa malla representativa del muro 0.2, muro 0.4, plane interfaces, desactivar rigid link mesh.
3	Excavación	-7,1	Se desactiva exc. Estrato 1 y exc. Estrato 2.
4	Cimentación	-7,1	Se activan las mallas usadas para caisson y vigas. De igual manera la malla de los muros debe seguir activa. Se activa la restricción de frontera Rz.
5	Sobrecarga	-7,1	Se activa el valor de la sobrecarga.

Tabla 3-17. Sistema constructivo implementado para el caso de estudio.

Finalmente se define el caso de estudio mediante Analysis case, seleccionando las etapas constructivas que se definieron anteriormente, para manejar un control antes de ejecutar la solución del caso de estudio, se considera las condiciones de K , al igual que el comando que permite que el resultado de los nodos no se encime el uno con el otro y por defecto cuando existe un caso de convergencia, que es común para un sistema en 3D el modelo se detiene cuando encuentra una falla, por lo tanto, se debe seleccionar esta opción y el análisis se realiza continuamente incluso cuando los valores no convergen.

Se finaliza corriendo el modelo con la opción Solve el cual empieza a realizar un análisis etapa por etapa. Por lo general, el tiempo varía de acuerdo con el rendimiento que tenga de equipo y oscila entre unas 10 a 12 horas de acuerdo con las condiciones de mallas anteriormente expuestas.

3.6 Análisis económico

El análisis económico se realizó a partir de los anteriores diseños, definiendo los ítems correspondientes a cada actividad constructiva necesaria para determinar el costo total del proyecto y evaluar su viabilidad financiera. En general, los costos de materiales pueden variar según la elección del tipo de cimentación, en cualquier caso, es necesario tener en cuenta todos estos factores al estimar el costo total de la cimentación, y compararlas cualitativa y cuantitativamente, para seleccionar la alternativa más adecuada para el proyecto y ajustarse al presupuesto disponible.

3.6.1 Presupuesto Columnas de grava Geopier

COLUMNAS DE GRAVA				
Item	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Total
Materiales	global	1	\$ 18.307.139	\$ 18.307.139
Personal	dia	21,75	\$ 510.000	\$ 11.092.500
Equipo	dia	18,75	\$ 1.882.400	\$ 35.295.000
Costos fijos	c/u	1	\$ 20.101.735	\$ 20.101.735
Prueba de modulo	c/u	1	\$ 14.000.000	\$ 14.000.000
Total				\$ 98.796.374
Administracion y Utilidad				\$ 69.903.094
Seguro				\$ 6.990.309
Regalia Geopier				\$ 38.446.702
Impuestos				\$ 4.893.217
Diseño				\$ 10.485.464
Finder's Fee				\$ 3.495.155
TOTAL				\$ 233.010.315

Tabla 3-18. Presupuesto Columnas de grava Geopier

Son Doscientos treinta y tres millones diez mil trescientos quince pesos M/CTE.

El metro lineal de columnas de grava tiene un costo de \$258.900 COP. El APU correspondiente a cada ítem se encuentra en el ANEXO K, con cantidades de acuerdo con los diseños y precios actualizados al año 2023. Para la presente opción de cimentación se ha considerado el uso de la metodología vía bottom feed de manera que se pueda garantizar la continuidad de la columna. Debido a la cantidad de metros lineales, diámetro de las columnas y ubicación del proyecto.

3.6.2 Presupuesto Caissons

ITEM	DESCRIPCION	UND	Cantidad	VR/UNIT	VR/TOTAL
1. PRELIMINARES				\$	3.339.588,00
1.1	Localización y replanteo	M2	958,00	\$ 3.486,00	\$ 3.339.588,00
2. MOVIMIENTO DE TIERRAS				\$	11.211.657,42

2.1	Excavación manual sin clasificar – Incluye: todo factor y disposición final del material en escombrera autorizada.	M3	479,91	\$ 23.362,00	\$ 11.211.657,42
3. CONCRETOS				\$ 222.008.839,18	
3.1	Acero de refuerzo Fy=60.000 P.S.I.	KG	5489,57	\$ 8.406,00	\$ 46.145.308,61
3.2	Concreto para caisson de F'c=3000 psi	M3	123,51	\$ 1.423.866,00	\$ 175.863.530,57
TOTAL, COSTOS DIRECTOS				\$ 236.560.084,60	
Administración		3%		\$ 7.096.802,54	
Imprevistos		5%		\$ 11.828.004,23	
Utilidad		15%		\$ 35.484.012,69	
TOTAL, PROYECTO				\$ 290.968.904,06	

Tabla 3-19. Presupuesto caissons

Son doscientos noventa millones novecientos sesenta y ocho mil novecientos cuatro pesos con seis centavos M/CTE. El metro lineal de caisson tiene un costo de \$2.355.808 COP.

El APU correspondiente a cada ítem se encuentra en el ANEXO K con cantidades de acuerdo con los diseños y precios actualizados al año 2023.

Capítulo 4

4. Análisis de resultados

4.1. Análisis de los asentamientos obtenidos a través de modelos numéricos

Para mejor observación de los resultados obtenidos mediante el modelo analítico realizado para el cálculo asentamientos, se representa gráficamente el asentamiento que se genera en cada alternativa evaluada.

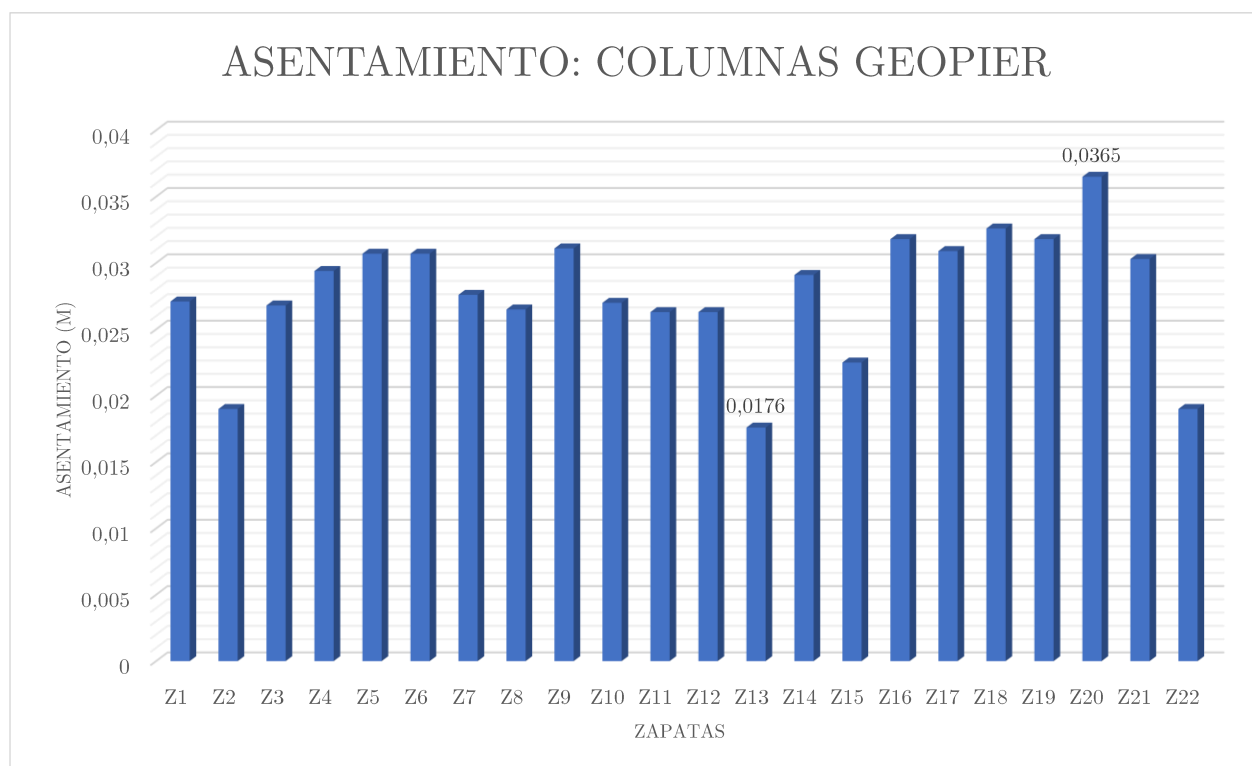


Figura 4-1 Diagrama de barras con asentamientos producidos en el sistema de mejoramiento de suelos con columnas de grava de compactación vertical.

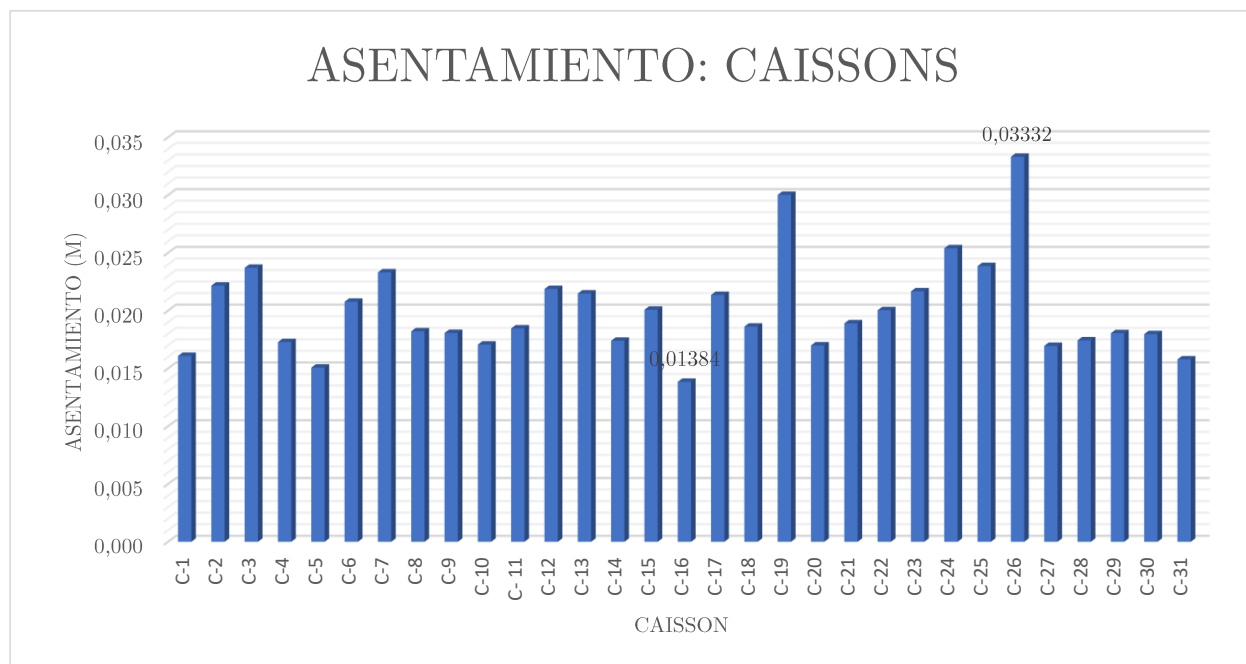


Figura 4-2 Diagrama de barras con asentamientos producidos en el sistema de Caissons.

Vemos que los asentamientos que presenta cada sistema no difieren en cifras notables, pero en el caso de la alternativa que presenta un mayor asentamiento a lo establecido por el estudio de suelos, son las columnas de grava, lo cual no la hace una alternativa ineficiente, ya que se encuentra dentro de los asentamientos permitidos por la norma NSR 10. En este caso vemos que las dos alternativas cumplen con lo establecido por la norma, funcionando de manera eficiente, sin riesgo de colapsos por asentamientos.

4.2. Modelo numérico de las alternativas evaluadas.

De acuerdo con la realización del modelo y el análisis paramétrico-estipulados en el capítulo anterior. Mediante el software MIDAS GTS NX se realizan cada una de las variaciones para las alternativas de cimentación a evaluar, en donde se tuvo de referencia los análisis empíricos realizados en el capítulo anterior para poder realizar los cambios paramétricos para cada una de las alternativas. A partir de la anterior modelación se obtuvieron los siguientes resultados los siguientes resultados:

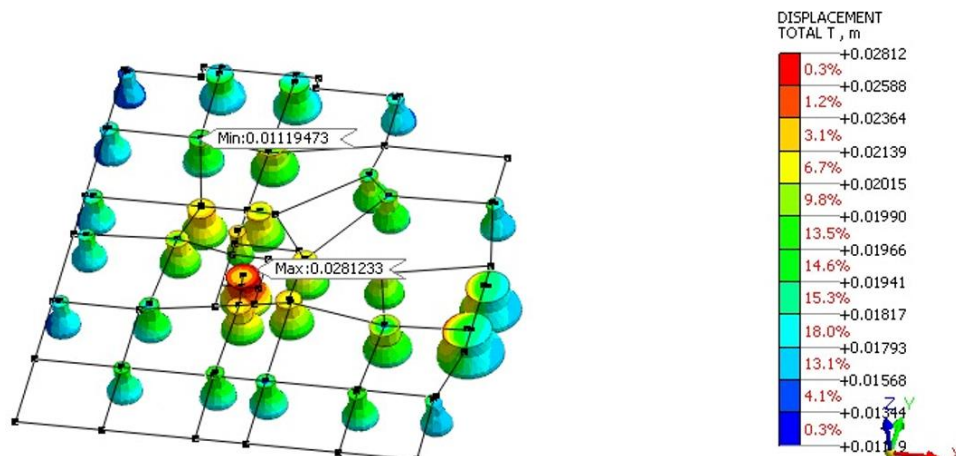


Figura 4-3 Asentamientos obtenidos en el sistema de cimentación profunda caissons

El sistema de cimentación con caissons presentó un asentamiento máximo de 28mm, lo cual coincide con la restricción dada por el estudio de suelos, la cual plantea que el asentamiento máximo en el sistema de cimentación es de 30mm. El punto de asentamiento mínimo fue de 11mm, lo cual significa que la cimentación está soportando adecuadamente la carga de la estructura, y los asentamientos diferenciales están en el rango permitido por la NSR10. En cuanto a los resultados de la cimentación intermedia, se obtuvieron los siguientes asentamientos.

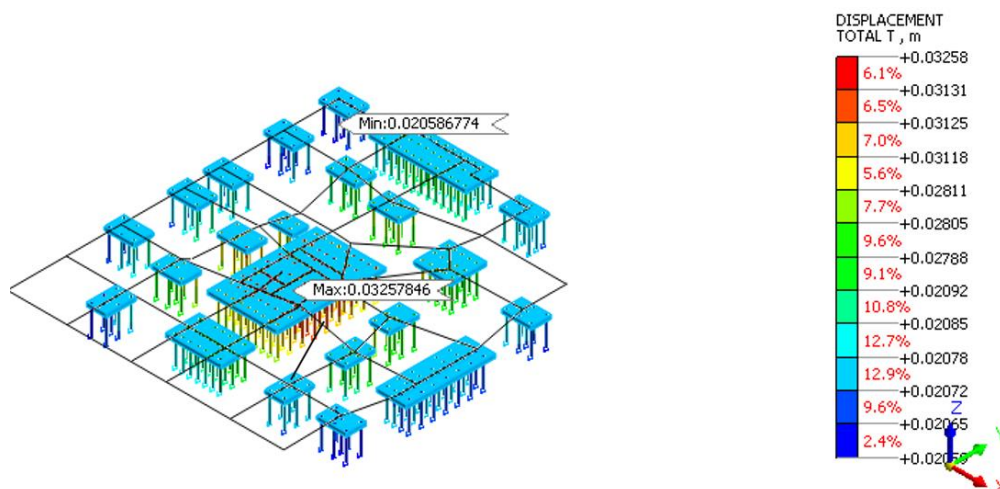


Figura 4-4 Asentamientos obtenidos en el sistema de cimentación profunda con columnas Geopier

El asentamiento máximo en la alternativa con columnas de grava compactada es 32mm, mayor al asentamiento obtenido en los caissons. se pasa 2mm de los 30mm establecidos

en el estudio de suelos, de igual manera cumple con lo determinado por la norma NSR10. Notablemente se obtuvieron resultados de asentamientos dentro de un mismo rango, ya que el propósito fue considerar alternativas con las que se obtuvieran resultados capaces de soportar el requerimiento de las cargas y generando un mínimo asentamiento, para así poder relacionar costo-eficiencia de cada sistema de cimentación y comparar la factibilidad de cada uno.

4.2 Comparación entre resultados obtenidos por medio de los modelos numéricos usados en el software midas y los modelos empíricos realizados en los cálculos manuales.

La comparación entre los resultados obtenidos en el software MIDAS GTS NX y resultados obtenidos a partir de los cálculos usando métodos tradicionales depende de la precisión y exactitud de ambos métodos. En las figuras 4-5 y 4-6 se ven reflejados los resultados de los asentamientos mediante la modelación numérica del programa MIDAS GTS NX y el método tradicional de cálculo de asentamientos de Terzaghi.

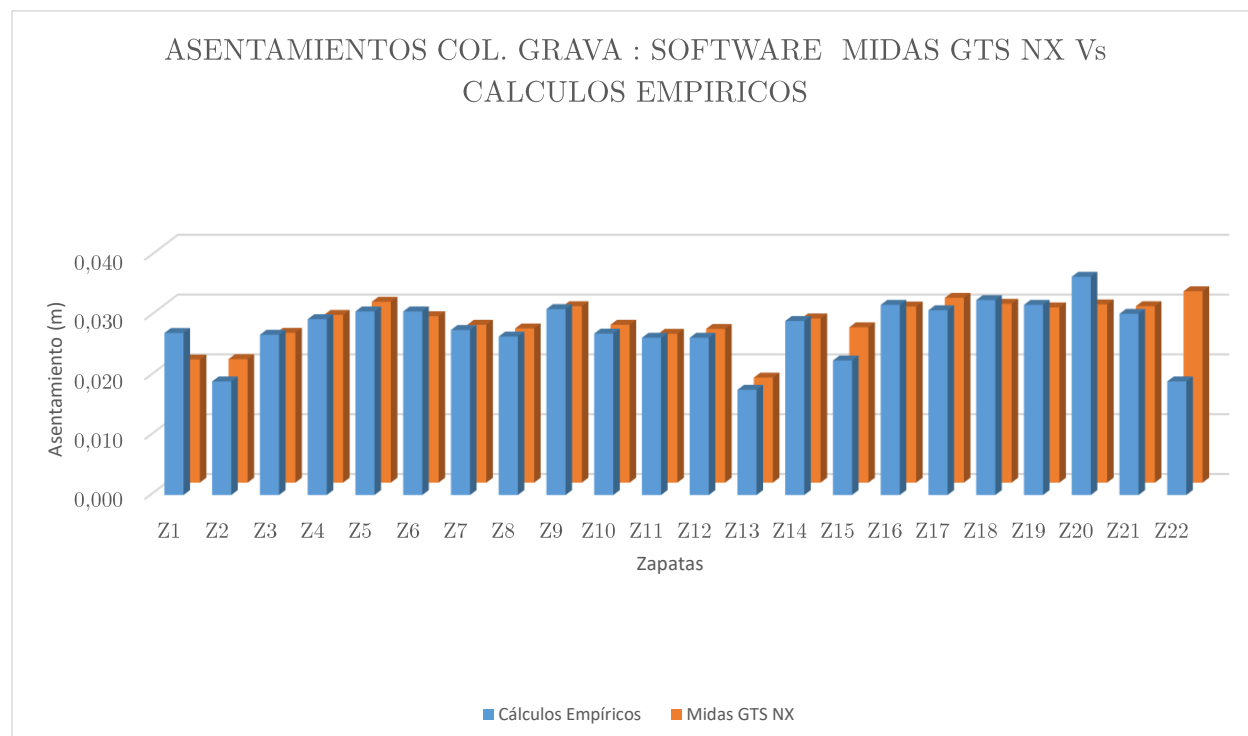


Figura 4-5 Diagrama de asentamientos obtenidos mediante las metodologías usadas para obtener los asentamientos en la alternativa Geopier

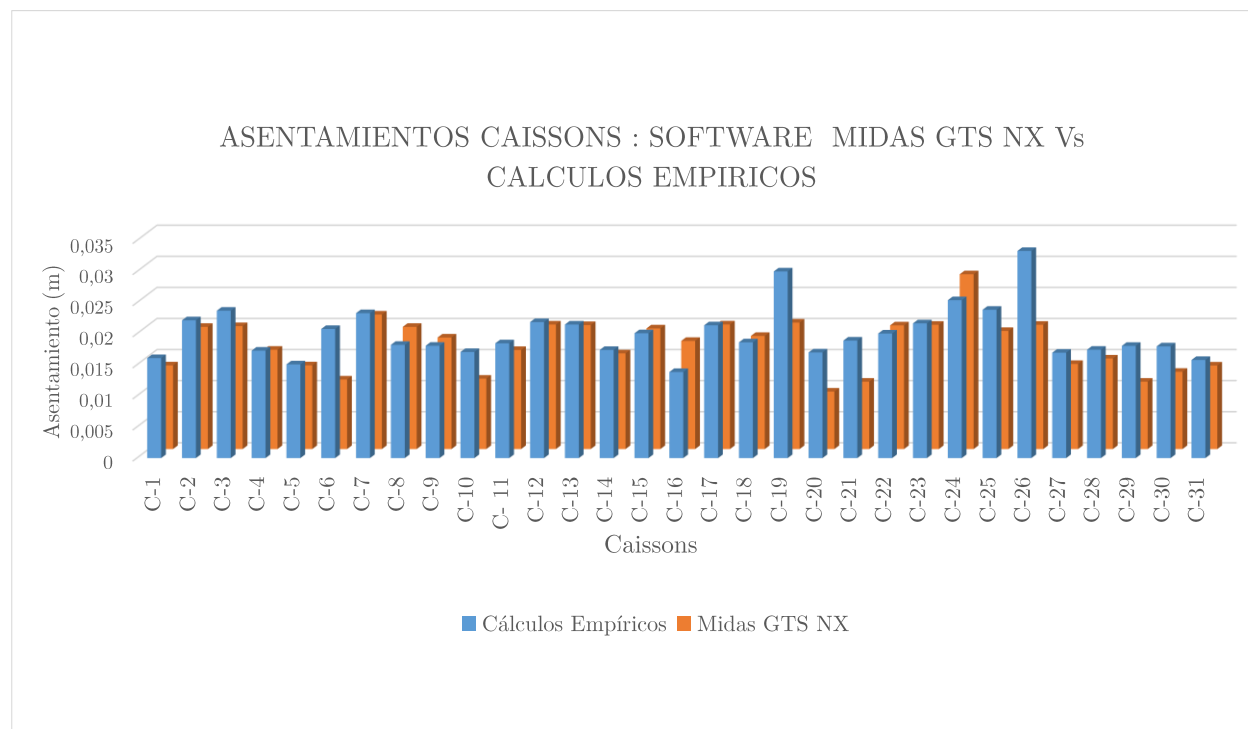


Figura 4-6 Diagrama de asentamientos obtenidos mediante las metodologías usadas para obtener los asentamientos en la alternativa caissons

Se observa que el rango en que se encuentran los asentamientos tanto los realizados en el software como los realizados con cálculos empíricos conservan una diferencia en promedio de 3,6mm en la alternativa de caissons con una diferencia mín. de 0,12mm y una diferencia máx. de 9,6mm; en la alternativa Geopier una diferencia promedio de 2,45mm, una diferencia mínima de 0,9mm y una diferencia máx. de 13mm, con lo anterior se evidencia una diferencia poco marcada, pero es de notar que alcanzan a ser inferiores los obtenidos mediante el software en la mayoría de casos, esto se debe a que este utiliza un modelo matemático y algoritmo que pueden simplificar ciertos aspectos de la realidad; sin embargo, también se evidencia la influencia de las vigas de cimentación en los asentamientos generados ya que estas no solo tienen la función de conectar las estructuras de cimentación, sino que también distribuyen de las cargas; al distribuir la carga a lo largo de una mayor área, las vigas de cimentación pueden ayudar a minimizar los asentamientos diferenciales y mantener la estabilidad de la estructura. El software evalúa todo el sistema diseñado, por lo cual las vigas generan una notable disminución en cuanto a los asentamientos diferenciales. Por esta razón también se debe a que los asentamientos sean menores a los calculados mediante el método empírico. Los softwares pueden ser herramientas útiles y eficientes en el diseño y análisis, es importante tener en cuenta que los resultados obtenidos pueden diferir de los obtenidos mediante cálculos empíricos. Los

resultados obtenidos mediante cualquier método pueden ser precisos y exactos, siempre y cuando se utilicen datos precisos para la entrada, en este caso para caracterizar el comportamiento del suelo se usó el modelo MHOR COULOMB antes explicado, y para los elementos de la cimentación se usó el modelo ELASTICO. Además, el análisis realizado se hizo mediante etapas constructivas, las cuales se determinaron utilizando la función de "Programación de Construcción". Esta función permite crear un modelo de construcción en el que se pueden definir las secuencias de construcción, las fechas de inicio y finalización y las condiciones de carga para cada etapa. Una vez que se han definido todas las etapas constructivas, se puede ejecutar el análisis estructural para cada etapa y obtener resultados precisos y confiables para cada una de ellas. La función de "Programación de Construcción" es una herramienta muy útil en MIDAS, ya que permite simular el comportamiento de la estructura durante el proceso de construcción y evaluar los efectos de las cargas.

La precisión del método depende de varios factores, como la calidad de los datos de entrada, la precisión del modelo matemático utilizado en el método y la capacidad del método para simular con precisión el comportamiento del suelo. Sin embargo, en algunos casos, los resultados obtenidos mediante cálculos empíricos pueden asemejar la precisión de los resultados obtenidos mediante un software si se ha realizado una calibración adecuada y se han tenido en cuenta todos los factores relevantes. En general, es importante evaluar los resultados obtenidos mediante ambos métodos y determinar cuál de ellos proporciona los resultados más precisos y exactos.

4.3 Análisis de costos

Hay diferencias significativas en términos de costo y eficiencia entre ambas técnicas. Los caissons tienen un costo de (\$ 290.968.904,06 COP) doscientos noventa millones novecientos sesenta y ocho mil novecientos cuatro pesos con seis centavos M/CTE mientras que las zapatas apoyadas sobre Geopier tienen un costo de (\$ 233.010.315 COP) Doscientos treinta y tres millones diez mil trescientos quince pesos M/CTE. Las columnas Geopier resultaron (\$57.958.589 COP) cincuenta y siete millones novecientos cincuenta y ocho mil quinientos ochenta y nueve pesos MCTE un 20% más económicas que los caisson. El costo en materiales es el que mayor influencia tuvo en el presupuesto de los caissons, ya que el concreto y acero representan un costo elevado en este momento en el mercado, a comparación de las columnas Geopier, las cuales no necesitan una gran cantidad de material de relleno para su instalación, lo que produce una notable reducción en los costos.

Además, las columnas Geopier pueden instalarse más rápidamente y con menos maquinaria que las cimentaciones profundas, lo que reduce los costos de mano de obra y de equipos. Otro factor importante para considerar es la eficiencia de cada técnica. En general, las columnas Geopier son más eficientes que las cimentaciones profundas en términos de capacidad portante y reducción de los asentamientos diferenciales. Esto se debe a que las columnas Geopier se instalan en grupos, lo que les permite trabajar juntas para soportar la carga de la estructura. Además, las columnas Geopier se pueden instalar en una variedad de profundidades y diámetros, lo que permite una mayor flexibilidad en el diseño de la cimentación. En resumen, aunque ambas técnicas tienen sus ventajas y desventajas, en términos generales, las columnas Geopier pueden resultar más económicas y eficientes que las cimentaciones profundas para muchas aplicaciones.

Otros factores que influyen en esta reducción de costos en los elementos GP3 de Geopier, son: la profundidad de las columnas, el costo de las columnas GP3 se incrementa a medida que aumenta su longitud, la distancia entre columnas, la geometría de la estructura ya que forma y tamaño de la estructura que se va a soportar con las columnas GP3 también influyen en su costo, La ubicación del sitio: La ubicación geográfica del sitio también puede influir en los costos de las columnas GP3. Si el sitio es accesible y cercano a las instalaciones de fabricación de las columnas, se pueden reducir los costos de transporte y logística, el tipo de suelo: El tipo de suelo que se va a soportar también puede influir en el costo de las columnas GP3. En algunos casos, se puede requerir una mayor densidad de columnas para soportar la carga de la estructura en suelos más blandos, lo que puede aumentar los costos.

Capítulo 5

5. Conclusiones y recomendaciones

5.1. Conclusiones

Notablemente los caissons tienen una alta resistencia; por ser una alternativa tradicional está más acogido en los proyectos ingenieriles, pero al realizar el ejercicio de considerar una alternativa menos tradicional como lo es el mejoramiento de suelo con gravas compactadas verticalmente, se observa que los resultados que se obtienen con este tipo de cimentación también son bastante eficientes en cuanto a su capacidad de portante y los asentamientos que se producen.

Los resultados obtenidos mediante el software Midas GTS NX y el método empírico tuvieron en promedio una diferencia de 3,6mm en la alternativa de caissons con una diferencia mín. de 0,12mm y una diferencia máx. de 9,6mm; en la alternativa Geopier una diferencia promedio de 2,45mm, una diferencia mínima de 0,9mm y una diferencia máx. de 13mm, se evidencia la influencia de las vigas de cimentación en los asentamientos generados, al distribuir la carga a lo largo de una mayor área, las vigas de cimentación ayudan a minimizar los asentamientos diferenciales y mantener la estabilidad de la estructura.

En cuanto al costo de cada una de estas alternativas, se observó una reducción del 20% en costos referentes a la alternativa Geopier, el factor ítem con mayor influencia fue el del material. El costo de la maquinaria y el equipo necesario para cada método también varía significativamente ya que las columnas de grava por Geopier requieren una maquinaria específica para la perforación y llenado de las columnas, mientras que los caisson requieren una maquinaria de mayor tamaño y capacidad para el hundimiento de las estructuras. El costo de mano de obra para las columnas de grava es más económico ya que requieren menos tiempo en obra para su construcción que los caisson.

Los caissons son una buena opción para suelos más duros o rocosos, ya que pueden penetrar en el suelo y proporcionar una base sólida para la construcción, también son una buena opción para proyectos que requieren una mayor profundidad de cimentación.

Se concluye que en este caso la alternativa más viable es la de la cimentación con zapatas soportadas Sobre columnas GEOPIER, no solo desde el punto de vista de desempeño en términos de capacidad portante y control de asentamientos, sino por la versatilidad de su proceso constructivo, reducción de sobrantes de excavación, nulo requerimiento de concreto y de acero y ahorros de tiempo y recursos económicos, entre otros.

Los parámetros usados en la caracterización de los suelos se obtuvieron mediante diferentes correlaciones planteadas por distintos autores relacionando el ensayo spt del estudio de suelos del proyecto, se escogió el promedio de las correlaciones para evitar sobredimensionamientos, pero también mantener un factor de seguridad.

Para realizar este tipo de diseño, la mejor opción para realizar diseños de fundaciones es tener un estudio de suelos completo con ensayo de granulometría, ensayo de compactación, ensayo de corte directo, entre otros. Mediante estos ensayos obtenemos información como módulos de elasticidad, Ángulo de fricción y cohesión reales del suelo, ya que es información de campo esencial para la caracterización de suelo y posterior diseño de cimentación.

5.2. Recomendaciones

Cuando se trabaja en la realización de un proyecto de cimentación, es importante seguir ciertas recomendaciones para asegurar su éxito y durabilidad. En primer lugar, es necesario contar con profesionales especializados en estructuras y cimentación, quienes podrán proporcionar un trabajo de calidad y cumplir con las normativas y regulaciones necesarias.

Asimismo, es necesario tener en cuenta la calidad de los materiales utilizados en la construcción de la cimentación. Es fundamental emplear materiales de buena calidad, capaces de resistir el peso de la estructura y las condiciones del terreno.

Otro aspecto importante para considerar durante la realización de un proyecto de cimentación es la evaluación previa del suelo, se deben realizar estudios previos, antes de comenzar el proyecto, es importante realizar estudios geotécnicos y geológicos para determinar las características del suelo, la capacidad de carga y la presencia de posibles riesgos geotécnicos, lo cual es fundamental para determinar la capacidad de carga del terreno y, en consecuencia, elegir el tipo de cimentación más adecuado. Contemplar las cargas es vital, ya que se deben considerar las cargas que soportará la cimentación, ya sean las cargas permanentes (el peso propio de la estructura, muebles, equipos, etc.) o las

cargas variables (personas, viento, nieve). Teniendo todos los resultados de los estudios se debe optar por escoger el tipo de cimentación adecuado para el tipo de suelo.

5.3. Limitaciones

Se pudo observar que debido a la falta de información este proyecto presenta el inconveniente de no tener ensayos in situ relacionados a cohesión, ángulo de fricción y módulo de elasticidad, por esta razón se realizó un análisis de sensibilidad y se consideraron parámetros promedio. Los parámetros que se emplearon fueron parámetros correlacionados, no son parámetros definitivos porque no fueron medidos de forma directa.

Este proyecto es netamente académico, ya que al diseñar cualquier tipo de estructura de fundación es necesario tener previamente un estudio de suelos con ensayos de campo completo para la obtención de parámetros y correcta caracterización del suelo en el cual se realizará la fundación. El resultado y eficacia de todo método de diseño no depende de este, sino de la información con la que este se trabaje, ya que las ecuaciones pueden tener efectividad, pero al momento de reemplazarlas con los parámetros requeridos, si estos no son los parámetros reales obtenidos de ensayos in situ, ningún método será efectivo. El método de las correlaciones mediante el ensayo SPT indudablemente es aproximado y es útil para estimativos iniciales, pero, en lo posible, debe siempre ser comprobado con otros ensayos preferentemente de laboratorio (corte directo, triaxial, etc.), pues tiene las importantes limitaciones, ya que el resultado normalmente, pero no siempre, es conservativo.

A. ANEXO: Ecuaciones para estimar la capacidad de carga en caissons.

La capacidad de soporte última Q_u de un caisson se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3)$$

Donde,

Q_p : Capacidad de soporte de carga de la punta del pilote.

Q_s : Resistencia por fricción en la interfaz suelo-pilote.

CAPACIDAD DE CARGA DE LA PUNTA

Terzaghi determinó la resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un pilote q_p , a partir de las hipótesis y expresiones desarrolladas para el cálculo de dicha resistencia en cimentaciones superficiales.

resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un caisson (q_p)

$$q_p = c' * N_c + q * N_q \quad (4)$$

Donde,

c' : Cohesión

q : Esfuerzo efectivo al nivel de la punta del pilote.

γ : Peso unitario efectivo del suelo.

B o D : Base o diámetro de la cimentación.

N_c , N_q , N_γ : Factores de capacidad de carga.

La capacidad de punta del caisson se determina como:

$$Q_p = q_p A_p \quad (5)$$

La capacidad admisible en la punta se determina como:

$$Q_{adm p} = \frac{Q_p}{FS} \quad (6)$$

Usando un factor de seguridad de 3, ya que la fricción superficial sobre el pilote se genera más rápido en comparación con la carga por punta.

A partir de la capacidad admisible puede determinarse que una cimentación profunda será estable si:

$$qp \leq qadmp$$

$$Qp \leq Qadmp$$

CAPACIDAD DE CARGA POR FUSTE

La resistencia por fricción o fuste de un pilote puede estimarse como:

$$Q_S = P \Delta L f \quad (7)$$

Donde,

p : Perímetro de la sección del pilote.

ΔL : Longitud del pilote sobre la cual **p** y **f** se consideran constantes.

f : Resistencia unitaria por fricción (adhesión) a la profundidad **z** .

La capacidad admisible en la punta se determina como:

$$Q_{adm\ p} = \frac{Q_p}{FS} \quad (8)$$

Usando un factor de seguridad de 2, ya que la fricción superficial sobre el pilote se genera más rápido en comparación con la carga por punta.

A partir de la capacidad admisible puede determinarse que una cimentación profunda será estable si:

$$Qs \leq Qadms$$

- ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE CAISSONS.

EL ASENTAMIENTO ELÁSTICO DE UN CAISSON ANTE UNA CARGA DE TRABAJO Q_w ESTÁ DETERMINADO POR:

$$Sep = Se1 + Se2 + Se3 \quad (9)$$

Donde,

Se1: Asentamiento elástico de un pilote.

Se1: Asentamiento elástico del pilote (acortamiento).

Se2: Asentamiento del pilote debido a la carga por punta.

Se3: Asentamiento del pilote debido a la carga por fricción (fuste).

Si el material del pilote se supone elástico, el acortamiento de este puede evaluarse de acuerdo con los principios fundamentales de la mecánica de materiales.

$$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + \delta * Q_{ws}) * L_p}{A_p * E_p} \quad (10)$$

Qwp: Carga soportada en la punta del pilote (condición de trabajo).

ξ : Coeficiente de distribución de la resistencia por fricción (fuste) unitaria a lo largo del pilote .

Qws: Carga soportada por la resistencia por fricción (fuste) del pilote (condición de trabajo).

Lp: Longitud del pilote.

Ap: Área de la sección transversal del pilote.

Ep: Módulo de elasticidad del material del pilote.

El asentamiento de un pilote ocasionado por la carga soportada en la punta del pilote se puede expresar de la siguiente forma:

$$S_{e2} = \frac{q_{wp} * D}{E_{sp}} * (1 - V_{sp}^2) * I_{wp} \quad (11)$$

qwp: Carga puntual por área unitaria en la punta del pilote Q_{wp}/A_p .

D: Ancho o diámetro del pilote.

Esp: Módulo de elasticidad del suelo en o debajo de la punta del pilote.

usp: Módulo de Poisson del suelo en o debajo de la punta.

Iwp: Factor de influencia $\approx 0,85$.

El asentamiento causado por la carga soportada por fricción (fuste) del pilote se puede estimar como:

$$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{P * L_p} \right) * \frac{D}{E_{ss}} * (1 - V_{ss}^2) * I_{ws} \quad (12)$$

Donde,

Qws: Carga soportada por la resistencia por fricción (fuste) del pilote (condición de trabajo).

P: Perímetro del pilote.

Lp: Longitud del pilote.

D: Ancho o diámetro del pilote.

Ess: Módulo de elasticidad del suelo que genera la resistencia por fricción (fuste).

uss: Módulo de Poisson del suelo que genera la resistencia por fricción (fuste).

Iws: Factor de influencia.

Asentamientos elásticos totales

$$S_{ep} = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3} \quad (13)$$

B. ANEXO: Ecuaciones para estimar Asentamientos y capacidad portante en columnas Geopier.

- Asentamiento en la zona del suelo reforzado con Geopier (zona superior, suz).

(Terzaghi et al., 1996) plantea que los asentamientos para cimentaciones en materiales heterogéneos pueden ser evaluados usando una metodología de módulo elástico compuesto. El asentamiento en la zona superior reforzada (zona de suelo reforzado usando los elementos Geopier) es estimado usando cálculos convencionales de asentamiento como se muestra en la Ecuación...

$$suz = \frac{q \cdot I\sigma \cdot H}{E_{comp}} \quad (14)$$

donde,

q = presión aplicada promedio.

$I\sigma$ = factor de influencia a profundidades del suelo compresible.

H = espesor del estrato compresible

E_{comp} = valor del módulo elástico compuesto dentro de la zona superior reforzada con elementos Geopier.

El módulo elástico compuesto es calculado utilizando un promedio ponderado de los valores del módulo elástico de los elementos Geopier y el suelo matriz usando la relación de la Ecuación ...

$$E_{comp} = E_g \cdot Ra + E_m \cdot (1 - Ra) \quad (15)$$

Donde,

Ra = Área de reemplazo

$$Ra = \frac{Ag \cdot n}{AT} \quad (16)$$

Donde AT es el área total de la losa de cimentación, N es el número de elementos Geopier dentro de la zapata y Ag es el área del elemento Geopier.

E_g = módulo elástico del elemento Geopier.

E_m = módulo elástico del suelo matriz.

El valor del módulo elástico del elemento Geopier es estimado en proporción al módulo de rigidez del elemento según verificado por una prueba de módulo. El módulo elástico del suelo matriz es comúnmente estimado usando correlaciones empíricas con la resistencia al esfuerzo corte no drenado, con el número de golpes de la Prueba de Penetración Estándar (SPT-N), también con la resistencia de la Prueba de Penetración de Cono (CPT) o determinado de ensayos triaxiales (Carmona Rangel, 2019).

- Asentamiento en la zona inferior (zona inferior, slz).

Los asentamientos en la zona inferior bajo la zona reforzada con elementos Geopier se calculan usando métodos geotécnicos convencionales de cálculo que consiste en estimar la profundidad de influencia de los esfuerzos bajo la cimentación.

En los suelos granulares son estimados usando la metodología de asentamientos elásticos, ecuación...

$$suz = \frac{q \cdot I\sigma \cdot H}{Es} \quad (17)$$

Donde,

q = presión aplicada en la base de la cimentación.

$I\sigma$ = factor de influencia debajo del elemento geopier.

H = espesor del estrato de la zona inferior.

Es = valor del módulo elástico del suelo

En los suelos cohesivos se estiman según la ecuación...

$$siz = Hl \frac{\Delta e}{1+e_0} \quad (18)$$

Donde,

Δe es la diferencia entre el valor del índice de vacío final después del incremento de esfuerzo debido al edificio y el índice de vacío inicial (in situ).

El asentamiento total de las cimentaciones o estructuras apoyadas en elementos Geopier se calcula con la ecuación....

$$s = suz + slz \quad (19)$$

- Capacidad de carga de un elemento individual Geopier.

Inicialmente se calcula el promedio de las relaciones de rigidez de la matriz de suelo mejorada con elementos Geopier RS .

$$R_{s1} = \frac{Eg}{Em_1} \quad (20)$$

$$R_{s2} = \frac{Eg}{Em_2} \quad (21)$$

$$RS_{promedio} = \frac{R_{s1} + R_{s2}}{2} \quad (22)$$

Donde,

Eg es el módulo de elasticidad del elemento Geopier estimado en proporción al módulo de rigidez del elemento según verificado en pruebas de modulo realizadas en suelos similares al del proyecto actual.

Em es el módulo elástico del suelo, obtenido del estudio de suelos.

Luego, se calcula la relación del esfuerzo aplicada a los elementos Geopier n .

$$n = \frac{qg}{q} = \frac{RS}{RS * Ra - Ra + 1} \quad (23)$$

Se define

$\varphi g = 51^\circ$ Angulo de rozamiento de los elementos geopier, se obtuvo con base a resultados de pruebas de falla a escala real. (Moreno, 2019)

Sustituyendo en la ecuación ... para hallar la cohesión compuesta.

$$C_{comp} = (1 - Ra * n) * c \quad (24)$$

$$\varphi_{comp} = \tan^{-1} [Ra * n * \cos \varphi_g + (1 - Ra * n) \tan \varphi_s] \quad (25)$$

La capacidad de carga última del elemento Geopier puede ser estimado con la ecuación clásica de Terzaghi-Buisman. Usando la siguiente tabla para factores de capacidad de carga de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Tabla B-1. factores de capacidad de carga de Terzaghi.

$$q_u = C * N_c + 0.5d_{shaft} * \gamma * N_\gamma + \sigma_v' N_q \quad (26)$$

$$d_{shaft} = (r + 3'') * 2 \quad (27)$$

Donde, c y γ son la cohesión y peso unitario de suelo respectivamente.

d_{shaft} diámetro del geopier después del apisonamiento el cual es aproximadamente 3 pulgadas más largo que el radio nominal.

σ_v' es el esfuerzo efectivo al nivel de desplante de los elementos geopier, N_c , N_γ y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales.

Se aplica un factor de 3 para obtiene la capacidad de carga admisible de los estratos mejorados con los elementos Geopier.

$$q_{adm} = \frac{q_u}{3} \quad (28)$$

para estado límite de falla se afecta por un factor de 1.4, por lo tanto:

$$q_{actuante} = Q * 1.4 \quad (29)$$

$$q_{adm} > q_{actuante}$$

Los estratos mejorados son estables antes el estado de falla.

Estado límite de falla debajo de la matriz de suelo reforzada.

Se calcula la capacidad de carga última del suelo debajo de los elementos geopier, teniendo en cuenta el bulbo de influencia. Usando la tabla B.1 para factores de capacidad de carga de Terzaghi.

$$q_u = cN_c + 0.5\gamma N_\gamma + \sigma_v' N_q \quad (30)$$

Se obtiene la capacidad admisible del suelo aplicando un factor de 3:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{3} \quad (31)$$

El esfuerzo inducido en la parte inferior de la capa mejorada con los elementos Geopier *q_{bottom}* se estimó asumiendo que la dispersión de la carga aumenta a una tasa de 2:1(vertical horizontal) debajo de la parte inferior de la cimentación, ya que la carga que llega bajo la matriz reforzada es menor a la carga aplicada en los estratos mejorados.

El esfuerzo debajo de los elementos Geopier:

$$Q_{bottom} = q \left\{ \frac{BL}{[(B + H)(L + H)]} \right\} \quad (32)$$

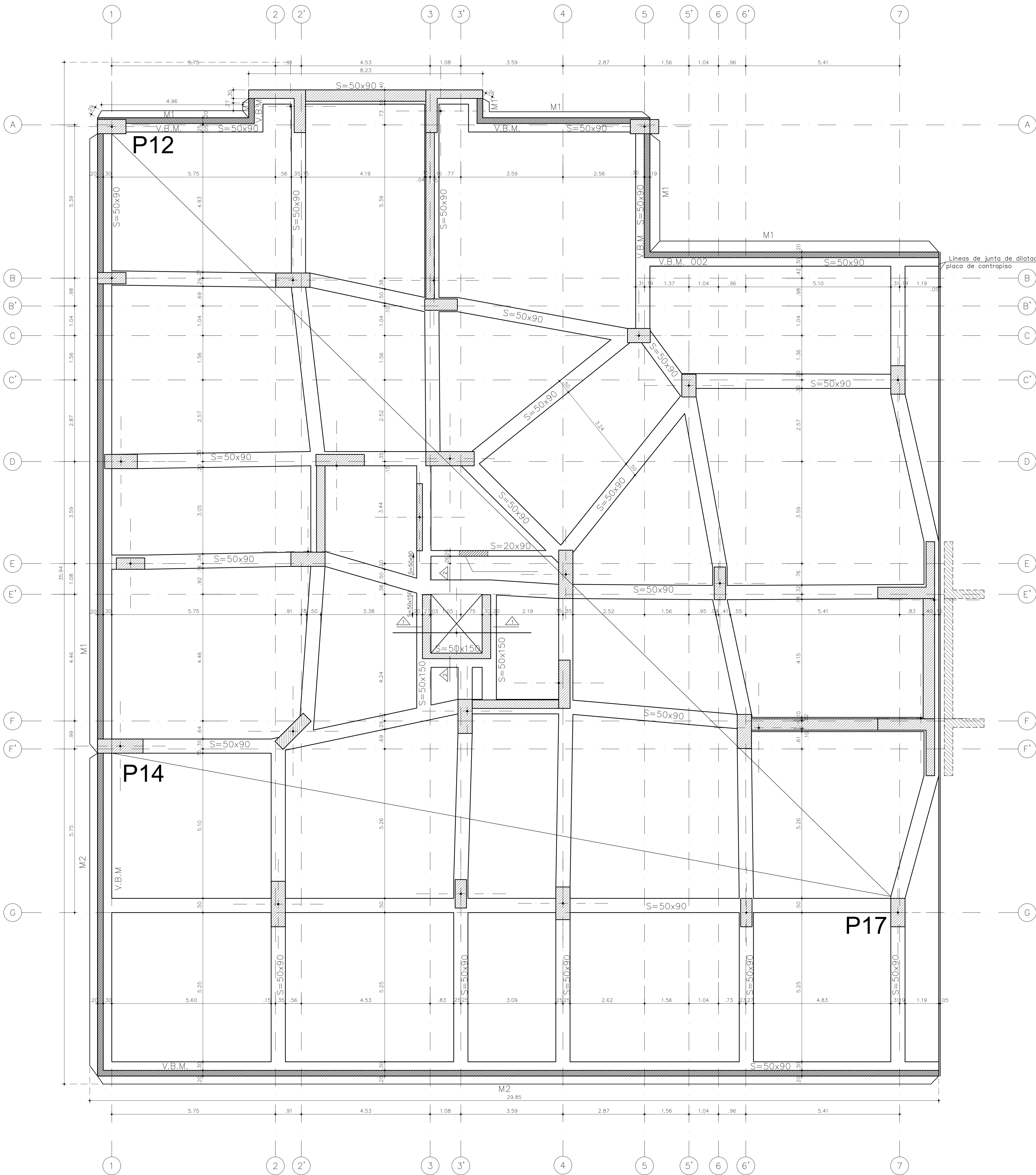
El esfuerzo debajo de los elementos Geopier se multiplica por un factor de 1.4 para obtener el esfuerzo actuante.

$$q_{actuante} = Q_{bottom} * 1.4 \quad (33)$$

$$q_{adm} > q_{actuante}$$

Por consiguiente, el suelo debajo de los elementos Geopier es estable ante estado límite de falla.

C. ANEXO: plano en planta de
cimentación torre I y ubicación
de apiques realizados en el
estudio de suelos



PLANTA DE TORRE I
ESC. 1:50



PROYECTO :
CONJUNTO
SANTA ANA
TORRE I

CONTIENE:
PLANTA TORRE I
Y LOCALIZACIÓN DE APIQUES

DISEÑO:
CONSTRUCTORA SANTA LUCÍA

LOCALIZACION:
Carrera 42A con Calle 18
NEIVA - HUILA

ESC 1:50

JULIO 2023

1

3

D. ANEXO: Estudio de suelos

ESTUDIO DE SUELOS Y ANÁLISIS DE CIMENTACIONES

NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA

URBANIZACIÓN EL VERGEL - NEIVA, HUILA

AUS-8279-1

SANTA LUCIA LTDA.

MARZO 25 DE 2014

TABLA DE CONTENIDO

	Página No.
1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO	1
2. TOPOGRAFÍA Y NIVELES	2
3. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYOS DE LABORATORIO	2
4. SUBSUELO	4
5. CIMENTACIÓN	5
6. CONSTRUCCIÓN	6
7. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA	7

FIGURAS

ANEXOS

ANEXO A	ENSAYOS DE LABORATORIO
ANEXO B	RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAISSONS
ANEXO C	ESPECIFICACIONES DE MATERIALES
ANEXO D	MEMORIAS DE CÁLCULO

ESTUDIO DE SUELOS Y ANÁLISIS DE CIMENTACIONES
NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA
URBANIZACIÓN EL VERGEL - NEIVA, HUILA
SANTA LUCIA LTDA.

En este informe se presentan los resultados del análisis de suelos y cimentaciones para los Nuevos Edificios que se harán en el Proyecto Santa Ana de la Urbanización El Vergel ubicado en la Carrera 42A con Calle 18 en la Ciudad de Neiva, Huila.

En Septiembre 21 de 2009, se realizó el estudio de suelos para edificios en sótano y a nivel de nueve pisos de altura, que se han venido construyendo en el tiempo. La nueva etapa corresponde a edificios a nivel de diez pisos de altura, ubicados en el sector nororiental del terreno.

1. CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO

En la Figura No. 1 se muestra la localización de los nuevos edificios que se desarrollarán a nivel en diez pisos de altura. Sus cargas se trasladan al nivel de fundación mediante muros separados por luces no mayores a 3.0 m de longitud.

De manera inicial se ha estimado un peso de los edificios en su área en proyección de 10 T/m^2 y por lo tanto cargas en los muros con valores máximos de 30 T/m .

2. TOPOGRAFÍA Y NIVELES

En el momento de realizar las perforaciones el terreno donde quedarán ubicados los edificios presentaba diferencias de nivel máximas de 2.5 m. Las nuevas perforaciones se nivelaron con relación a un nivel 0.0 establecido en la Calle 18.

3. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Para la exploración del subsuelo se efectuaron seis nuevas perforaciones (P12 a P17) que alcanzaron profundidades comprendidas entre 6 y 15 m bajo la superficie. El número de sondeos se obtuvo teniendo en cuenta la Tabla H.3.1-1 de la norma NSR-10 para clasificar las edificaciones de este proyecto en Categoría Media y conforme lo estipulado en la Tabla H.3.2-1 de la norma NSR-10, para cada unidad de construcción se requieren mínimo cuatro perforaciones a 15 m de profundidad. Estableciéndose 3 unidades de construcción para este proyecto.

De las perforaciones efectuadas, el 50% debe alcanzar la profundidad mínima establecida en la Tabla H.3.2-1, el número de perforaciones efectuadas en el proyecto se estableció teniendo en cuenta el efecto de repetición del numeral H.3.2.6 donde se estipula que para proyectos con varias unidades similares, el número total de sondeos se calculará a partir de la segunda unidad de construcción y siguientes como la mitad (50%) del encontrado para la primera unidad, adicionalmente se tuvo en cuenta las perforaciones realizadas en la frontera entre unidades adyacentes de construcción se pueden considerar válidos para las dos unidades, en el numeral H.3.2.5 literal (d) se estipula que la profundidad de los sondeos debe ser igual a la longitud de los caissons más 4 veces su diámetro. Por lo tanto, para cumplir con lo estipulado en la norma NSR-10, tres de las perforaciones alcanzaron profundidades de 15 m. Con lo cual se cumple con el número y profundidad de sondeos requeridos por la norma NSR-10.

Los resultados de las perforaciones se complementaron con ensayos de veleta de corte de campo y ensayos de resistencia a la penetración estándar SPT. En la investigación geotécnica, fue necesario utilizar avance por rotación con broca de diamante, con el fin de poder alcanzar las profundidades de exploración establecidas. Se obtuvo buen número de muestras remoldeadas para su clasificación visual y para efectuar en el laboratorio ensayos de clasificación y humedad.

Los resultados de las perforaciones y su localización aparecen en las Figuras No. 2 y 3 y los ensayos de laboratorio en el Anexo A.

4. SUBSUELO

El perfil estratigráfico se puede describir así:

- a. Superficialmente aparecen rellenos en tierras varias con piedras, escombros y la capa vegetal, con espesores en conjunto que varían entre 0.3 y 1.3 m.
- b. Hay luego arcillas y arcillas arenosas de color café con gravas, con una consistencia dura, que llegan a profundidades que varían entre 2.1 y 3.4 m bajo la superficie.
- c. Se encuentran luego arcillas arenosas y arenas con gravas gruesas. Los materiales cohesivos tienen una consistencia muy dura, los materiales granulares una densidad muy compacta y alcanzaron una profundidad de 12 m bajo la superficie actual.

- d. Aparecen por ultimo gravas y piedras en matriz arcillosa y arenosa de color café, con una densidad muy compacta y las cuales alcanzaron la profundidad de exploración.

En el momento de realizar la investigación geotécnica se detectó agua libre a profundidades comprendidas entre 6.0 y 8.5 m bajo la superficie.

5. CIMENTACIÓN

Después de un análisis cuidadoso, se ha concluido que la cimentación más conveniente para los edificios es aquella conformada por caissons o pilares excavados a mano, que se apoyarán sobre las arcillas arenosas de color café con gravas gruesas, a una profundidad como mínimo de 8 m bajo la superficie actual. El Ingeniero de Suelos revisará y aprobará el nivel de fundación de todos los elementos.

La capacidad de soporte o carga de fatiga del terreno para el dimensionamiento de los pilares tiene un valor de 6.0 Kg/cm^2 (60.0 T/m^2) y se recomienda diseñar caissons con un diámetro del fuste como mínimo de 1.2 m, por razones constructivas y de estabilidad. Los caissons podrán contar con base o pata ensanchada a un ángulo no mayor a 30° con la vertical.

A nivel de sobrecimiento se harán vigas de amarre que trasladarán las cargas de los muros a los elementos de fundación.

Con este sistema de cimentación se han calculado asentamientos teóricos máximos de 3 cm, con asentamientos diferenciales despreciables.

6. CONSTRUCCIÓN

Los caissons se harán desde la superficie actual del terreno, irán revestidos en anillos en concreto de sección troncocónica, cada uno con una altura máxima de 1 m y traslapados en una altura como mínimo de 0.1 m. En el Anexo B aparecen otras recomendaciones para construcción de los elementos.

Las placas de contrapiso tendrán un espesor como mínimo de 10 cm, serán en concreto reforzado para soportar cambios por temperatura y retracción y se apoyarán sobre una subbase granular de 25 cm de espesor como mínimo, que quedará a nivel resultante de excavación según cotas arquitectónicas.

7. CARACTERIZACIÓN SÍSMICA

Según la norma NSR-10 el suelo se puede clasificar como tipo D.

De otra parte, esta Compañía prestará toda la asesoría geotécnica durante la etapa de diseño. Se acordará con la Empresa Constructora si se contrata la asesoría durante la construcción.

Por último, se solicita copia del plano de cimentación elaborado por el Ingeniero Calculista para su revisión. Adicionalmente se visitará la obra durante la construcción de la fundación para aprobar el suelo de apoyo.

Estaremos atentos a resolver cualquier inquietud al respecto.

Atentamente,

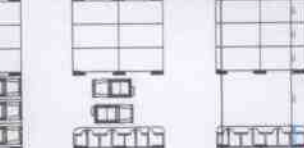
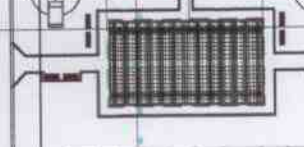
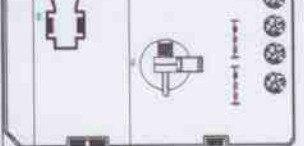
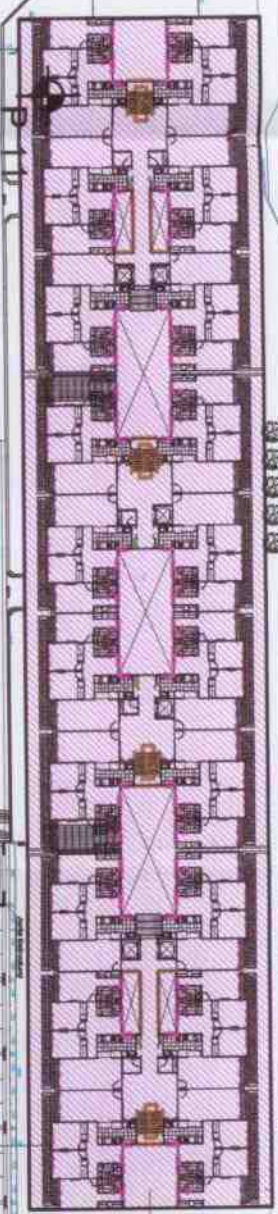

ALFONSO URIBE SARDIÑA
Matrícula 25202-20489
Aus/sctv

DRENAJE

P 1

CERRAMIENTO SOBRE PAVIMENTO

P 10



P 3

P 6

P 7

P 8

P 9

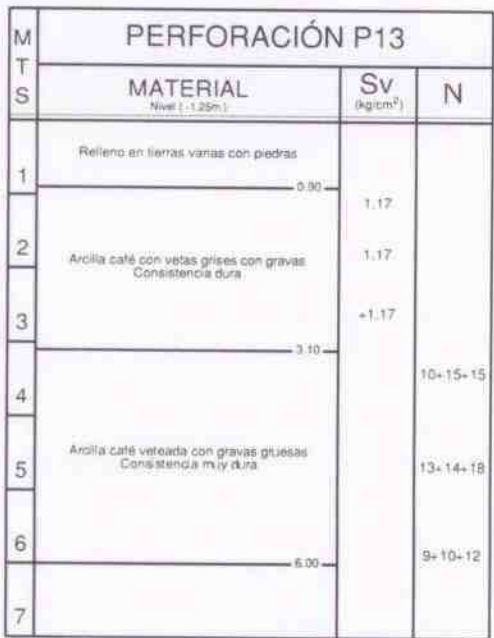
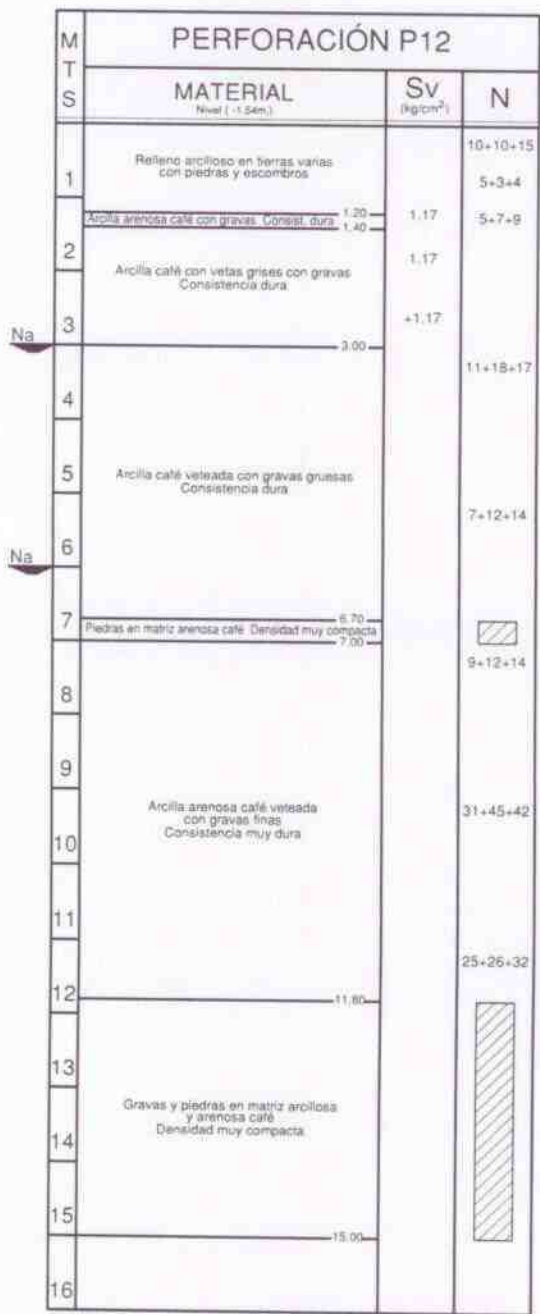
CERRAMIENTO EXTERIOR

CALLE 18

L=25.0m

URB. VILLA REGINA

LA REGINA

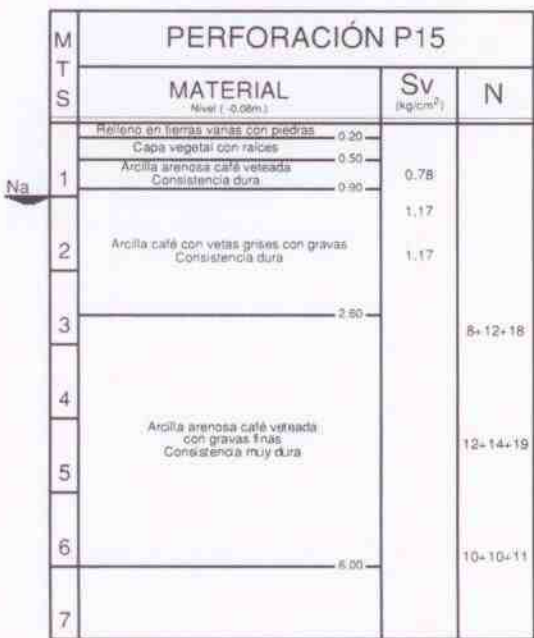
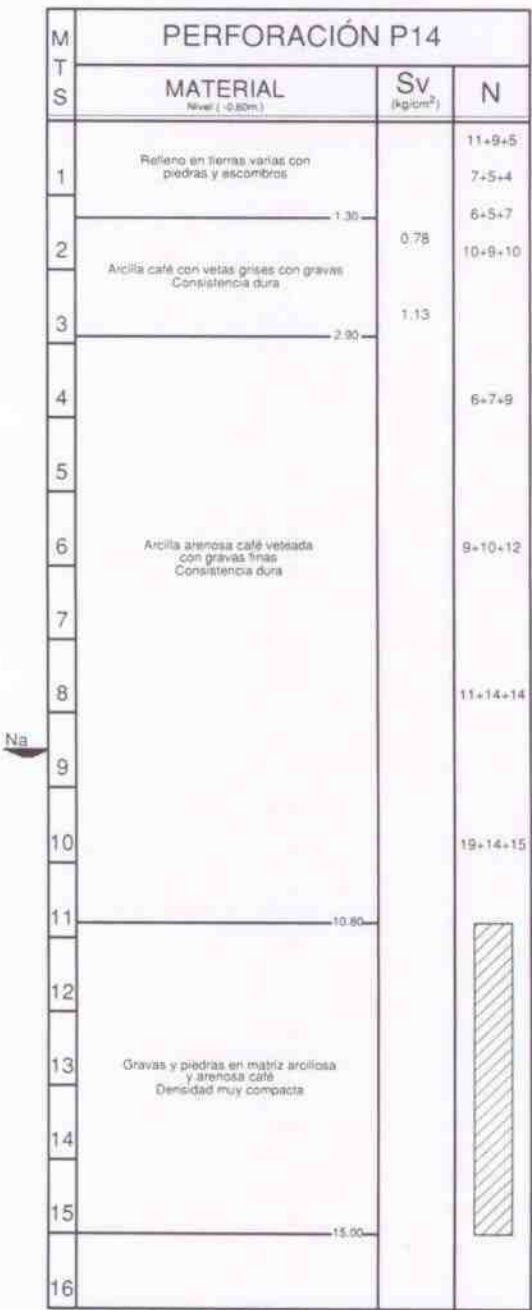


NOTAS:
Sv: Resistencia al corte con veleta (Kg/cm²)
N: Número de golpes para penetrar 6"
 Rotación con broca de diamante BX
Na: Nivel freático aparente

 Isonso S. Y OS. SA ESTUDIOS DE SUELOS	AUS-8279-1
	FECHA: MARZO 25 DE 2014
	CONTENIDO: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA
CARRERA 42A CON CALLE 18
URBANIZACIÓN EL VERGEL - NEIVA, HUILA
SANTA LUCIA LTDA.

FIGURA No. 2



NOTAS:
Sv: Resistencia al corte con veleta (Kg/cm²)
N: Número de golpes para penetrar 6"
Rotación con broca de diamante BX
Na: Nivel freático aparente



Ifonso

ribe S. y Cia. S.A.

Estudios de suelos

AUS-8279-1

NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA
CARRERA 42A CON CALLE 18
URBANIZACIÓN EL VERGEL - NEIVA, HUILA
SANTA LUCIA LTDA.

FECHA:

MARZO 25 DE 2018

CONTEN:

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

FIGURA No. 2.1

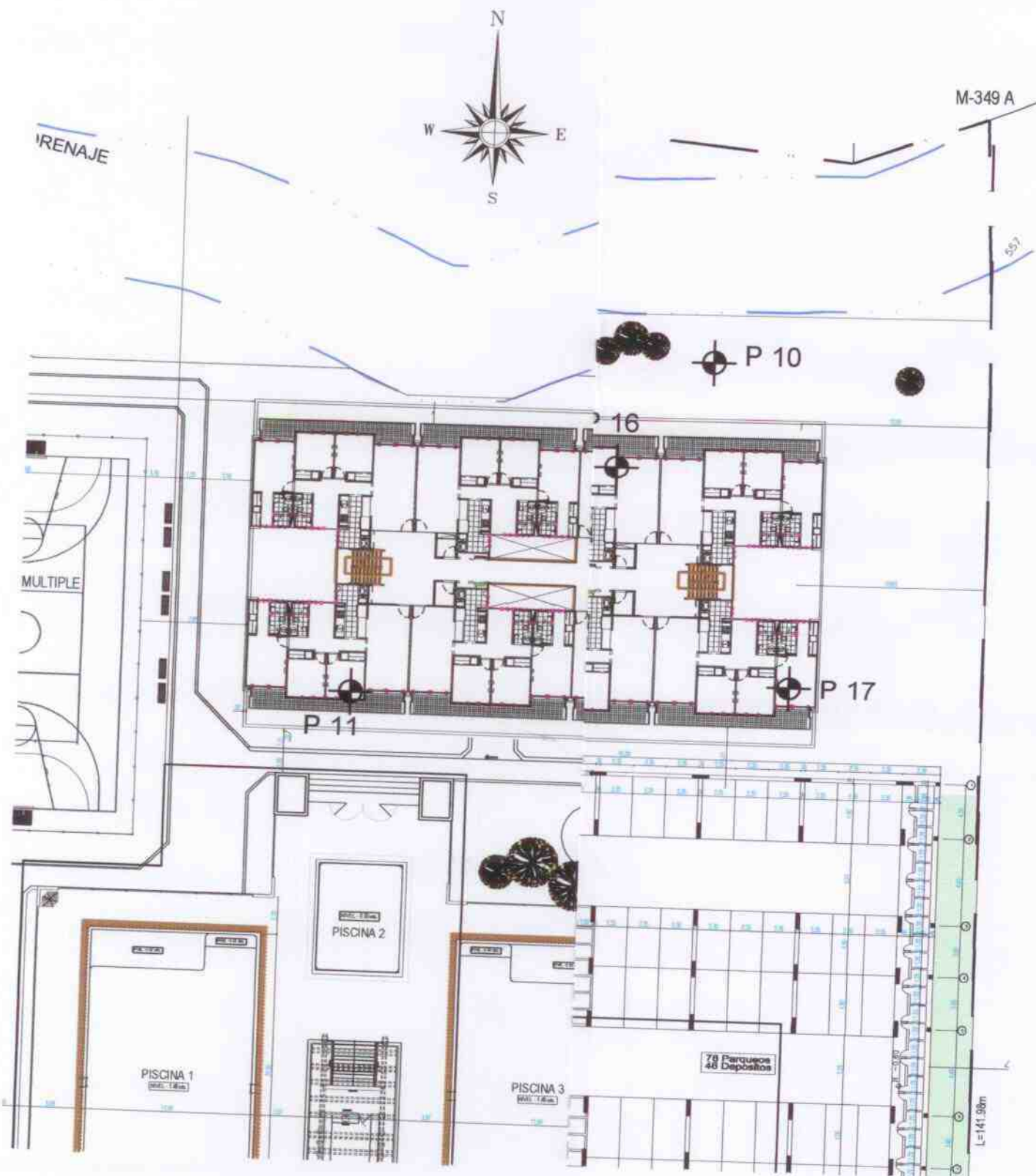
M T S	PERFORACIÓN P16		
	MATERIAL Nivel (+0.31m)	Sv (kg/cm²)	N
	Relleno en tierras varias con piedras	0.30	
1	Arcilla arenosa café vetada Consistencia media	0.58	
2	Arcilla café vetada con gravas Consistencia dura	1.13	
3		+1.17	12+15+16
4			10+14+18
5	Arcilla arenosa café vetada con gravas finas Consistencia muy dura		9+13+17
6			13+15+18
7		6.00	

M T S	PERFORACIÓN P17		
	MATERIAL Nivel (+1.00m)	Sv (kg/cm²)	N
	Relleno en tierras varias con piedras	0.50	14+12+16
1	Capa vegetal con raíces	0.80	18+15+11
2	Arcilla arenosa café con gravas Consistencia dura	0.97	6+5+4
3		1.17	4+5+5
4	Arcilla café con vetas grises con gravas Consistencia dura	1.17	
5		3.40	9+11+19
6			10+11+13
7	Arcilla arenosa café vetada con gravas finas Consistencia muy dura		
8			19+36+44
9		9.00	
10	Arena café con gravas gruesas Densidad muy compacta		31+34+38
11		11.00	
12	Arcilla arenosa café vetada con gravas gruesas Consistencia muy dura	12.00	36+40+48
13			
14	Gravas y piedras en matriz arcillosa y arenosa café Densidad muy compacta		
15		15.00	
16			

NOTAS:
Sv: Resistencia al corte con veleta (Kg/cm²)
N: Número de golpes para penetrar 5"
Rotación con broca de diamante BX
Na: Nivel freático aparente

 Ifonso ribe S. y Cia. SA Estudios de suelos	AUS-8279-1
NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA CARRERA 42A CON CALLE 18 URBANIZACIÓN EL VERGEL - NEIVA, HUILA SANTA LUCÍA LTDA.	FECHA: MARZO 25 DE 2014
	CONTENIDO: PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

FIGURA No. 2.2



LOCALIZACIÓN DE PERFORACION

FIGURA No. 3

 Ifonso ribe S. y Cia. S.A. Estudios de suelos	AUS-8279-1
NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA CARRERA 42A CON CALLE 18 URBANIZACIÓN EL VERGEL - NEIVA, HUILA SANTA LUCIA LTDA.	FECHA: MARZO 25 DE 2014 CONTENIDO: LOCALIZACIÓN DE PERFORACIONES

ANEXO A
ENSAYOS DE LABORATORIO

PROYECTO : AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA
CLIENTE : SANTA LUCIA LTDA.
FECHA: 24/03/2014
Orden No.: 2520

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO. IFT-02
Fecha de revisión: 7 de Enero de 2014
Revisión No.: 0

Per. No	M No.	PROFUNDIDAD (m.)	DESCRIPCIÓN	PROPIEDADES INDICE										% PASA TAMIZ				CLASIFICACIÓN	Rp (Kg/cm²)
				LL (%)	LP (%)	IP (%)	Wn (%)	IL (%)	LC (%)	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200						
12	1	0,00 - 0,50	Arena limosa café oscura con gravas	-	-	-	8,3	-	-	-	-	100	31,8	-	-	-	-	S M	-
12	2	0,50 - 1,00	Arena fina café oscura con algo de limo y gravas	NL	NP	-	7,8	-	-	-	-	100	13,4	-	-	-	-	S M	-
12	3	1,00 - 1,50	Arena arcillosa café clara	75	22	53	15,9	-0,1	-	-	-	100	48,9	-	-	-	-	C H	-
12	4	3,00 - 3,50	Arena arcillosa café clara	54	25	29	11,8	-0,5	-	-	-	100	45,9	-	-	-	-	S C	-
12	5	5,00 - 5,50	Arena arcillosa café clara	41	20	21	11,3	-0,4	-	-	-	100	43,5	-	-	-	-	S C	-
12	7	7,00 - 7,50	Arcilla arenosa inorgánica de baja plasticidad café clara	-	-	-	12,1	-	-	-	-	100	53,4	-	-	-	-	C L	-
12	8	9,00 - 9,50	Arena fina limosa café clara	NL	NP	-	10,0	-	-	-	-	100	36,8	-	-	-	-	S M	-
12	9	11,00 - 11,50	Arena arcillosa café clara	35	18	17	17,7	0,0	-	-	-	100	35,4	-	-	-	-	S C	-
13	1	0,90 - 3,10	Arena arcillosa café oscura	36	17	19	9,3	-0,4	-	-	-	100	35,5	-	-	-	-	S C	-
14	1	0,00 - 0,50	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	7,2	-	-	-	-	100	19,9	-	-	-	-	S M	-
14	2	0,50 - 1,00	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	8,5	-	-	-	-	100	25,0	-	-	-	-	S M	-
14	3	1,00 - 1,50	Arena limosa gris clara con vetas de óxido	-	-	-	14,3	-	-	-	-	100	49,7	-	-	-	-	S M	-
14	4	1,50 - 2,00	Arcilla inorgánica de alta plasticidad café clara	74	22	52	15,0	-0,1	-	-	-	100	45,8	-	-	-	-	C H	-
14	5	3,50 - 4,00	Arcilla arenosa inorgánica de alta plasticidad gris clara	61	26	35	19,1	-0,2	-	-	-	100	66,4	-	-	-	-	C H	-
14	6	5,50 - 6,00	Arcilla arenosa inorgánica de alta plasticidad gris clara	60	23	37	12,2	-0,3	-	-	-	100	55,3	-	-	-	-	C H	-
14	7	7,50 - 8,00	Arena arcillosa café clara	34	16	18	9,9	-0,3	-	-	-	100	34,2	-	-	-	-	S C	-
14	8	9,50 - 10,00	Arena arcillosa café clara	-	-	-	16,5	-	-	-	-	100	30,1	-	-	-	-	S C	-
15	1	0,50 - 0,90	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	7,5	-	-	-	-	100	19,6	-	-	-	-	S M	-

REVISO
LUTHER HERRERA
JEFE DE LABORATORIO
Conversiones:
Wn: Humedad Natural
LL: Límite Líquido
LP: Límite Plástico
IP: Índice de Plasticidad
IL: Índice de Líquido
Rp: Penetrómetro de Laboratorio
Observaciones:

PROYECTO : AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA
CLIENTE : SANTA LUCIA LTDA.
FECHA : 24/03/2014
Orden No.: 2520

RESUMEN DE ENSAYOS DE LABORATORIO. IFT-02

Fecha de revisión: 7 de Enero de 2014
Revisión No. 0

Per. No.	M No.	PROFUNDIDAD (m.)	DESCRIPCIÓN	PROPIEDADES INDICE								% PASA TAMIZ			CLASIFICACIÓN	Rp (Kg/cm²)
				LL (%)	LP (%)	IP (%)	Wn (%)	IL (%)	LC (%)	No. 4	No. 10	No. 40	No. 200			
15	2	0.90 - 2.60	Arena arcillosa café oscura	40	17	23	8.5	-0.4					100	36.2	S C	-
16	1	0.30 - 0.90	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	6.2	-					100	20.5	S M	-
16	2	0.90 - 2.10	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	9.6	-					100	17.8	S M	-
17	1	0.00 - 0.50	Arena limosa café oscura	-	-	-	7.2	-					100	18.6	S M	-
17	2	0.50 - 1.00	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	7.1	-					100	11.3	S M	-
17	3	1.00 - 1.50	Arena fina café oscura con algo de limo	NL	NP	-	15.2	-					100	28.1	S M	-
17	4	1.50 - 2.00	Arena arcillosa gris clara con vetas de óxido	45	19	26	21.8	0.1					100	47.6	S C	-
17	5	3.50 - 4.00	Arena fina café clara con algo de limo	NL	NP	-	19.2	-					100	42.3	S M	-
17	6	5.50 - 6.00	Arena arcillosa café clara	35	20	15	22.1	0.1					100	43.6	S C	-
17	7	7.50 - 8.00	Arena fina café clara con algo de limo	NL	NP	-	11.9	-					100	15.7	S M	-
17	8	9.50 - 10.00	Arena fina café clara con algo de limo	NL	NP	-	14.0	-					100	17.8	S M	-

REVISO: 
LUTHER HERRERA
JEFE DE LABORATORIO

Conversiones: Wn Humedad Natural
LL Límite Líquido
LP Límite Plástico
IP Índice de Plasticidad
IL Índice de Liquidez
Rp Factor de Laboratorio

Observaciones:

Calle 87A No 68A-81 - Teléfono: 2508640 - Bogotá D.C. - Colombia
E-mail: orl@laboratorioalfonso.com

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01			FECHA DE REVISIÓN
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4830/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/07			7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO : PT-04, PT-05 Y PT-12			REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO : MÉTODO B			0
PROYECTO : AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA			
CLIENTE : SANTA LUCÍA LTDA.		Fecha de Ensayo: 24/03/2014	
PERFORACIÓN: 12	Muestra: 1	PROFUNDIDAD: 0,00 - 0,50 m.	
DESCRIPCIÓN : Arena limosa café oscura con gravas			
OBSERVACIONES : ESCASO		Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		241
No GOLP		-
P1		199,27
P2		185,97
P3		25,55
W %		8,3

%PASA 200	
Peso muestra (g)	160,42
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	109,38
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	31,82

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LÍMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	-
LÍMITE PLÁSTICO	-
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

PROYECTO : AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA			
CLIENTE : SANTA LUCIA LTDA.		FECHA: 24/03/2014	
PERFORACIÓN: 12	Muestra: 2	PROFUNDIDAD: 0,50 - 1,00 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena fina café oscura con algo de limo y gravas			
OBSERVACIONES NL - NP		Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		231
No GOLP		-
P1		161,78
P2		151,91
P3		25,65
W %		7,8

%PASA 200	
Peso muestra (g)	126,26
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	109,37
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	13,38

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LÍMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01				FECHA DE REVISION	
NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4630-99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/07				7 de Enero de 2014	
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12				REVISION No.	
METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO - METODO B				0	
PROYECTO : AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA					
CLIENTE : SANTA LUCIA LTDA.			Fecha de Ensayo:		24/03/2014
PERFORACIÓN: 12		Muestra: 3	PROFUNDIDAD:		1,00 - 1,50 m.
DESCRIPCIÓN:		Arena arcillosa café clara			
OBSERVACIONES			Ninguna		Orden No. 2520

LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO		Wn
RECIP No	72	392	466	445	233
No GOLP	25	26	-	-	-
P1	32,87	31,99	32,46	32,52	109,36
P2	23,43	23,23	31,02	30,69	97,07
P3	10,79	11,51	24,51	22,60	19,80
W %	74,7	74,7	22,1	22,6	15,9

%PASA 200	
Peso muestra (g)	77,27
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	39,45
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	48,95

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	75
LIMITE PLÁSTICO	22
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	53

CLASIFICACIÓN U.S.C	C H
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-0,1
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,1
ÍNDICE DE FLUIDEZ	15,5

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA			FECHA:	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.			24/03/2014	
PERFORACIÓN: 12			PROFUNDIDAD:	
Muestra: 4			3,00 - 3,50 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café clara			Orden No.	
OBSERVACIONES: Ninguna			2520	

LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO		Wn
RECIP No	82	159	439	447	263
No GOLP	25	26	-	-	-
P1	33,69	35,19	30,46	30,46	158,21
P2	25,79	26,52	28,84	29,04	144,22
P3	11,03	10,43	22,30	23,30	25,85
W %	53,5	53,9	24,8	24,7	11,8

%PASA 200	
Peso muestra (g)	118,37
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	64,04
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	45,90

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	54
LIMITE PLÁSTICO	25
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	29

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-0,5
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,5
ÍNDICE DE FLUIDEZ	11,0

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISION
NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1778/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISION No.
METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO: METODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo:	24/03/2014
PERFORACIÓN: 12	Muestra: 5	PROFUNDIDAD: 5,00 - 5,50 m.
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café clara	Orden No.	2520
OBSERVACIONES: Ninguna		

LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO		Wn
RECIP No	79	178	456	458	253
No GOLP	27	28	-	-	-
P1	33,56	33,18	30,16	30,82	134,98
P2	26,87	26,77	28,74	29,68	123,32
P3	10,51	11,00	21,58	23,79	20,49
W %	40,9	40,6	19,8	19,4	11,3

%PASA 200	
Peso muestra (g)	102,83
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	58,10
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	43,50

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	41
LIMITE PLÁSTICO	20
INDICE DE PLASTICIDAD	21

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
INDICE DE LIQUIDEZ	-0,4
INDICE DE CONSISTENCIA	1,4
INDICE DE FLUIDEZ	10,4

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	FECHA: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 12	Muestra: 7
DESCRIPCIÓN: Arcilla arenosa inorgánica de baja plasticidad café clara	PROFUNDIDAD: 7,00 - 7,50 m.
OBSERVACIONES: ESCASO	Orden No. 2520

LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO		Wn
RECIP No					230
No GOLP					-
P1					139,23
P2					126,93
P3					25,62
W %					12,1

%PASA 200	
Peso muestra (g)	101,31
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	47,17
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	53,44

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	-
LIMITE PLÁSTICO	-
INDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	C L
INDICE DE LIQUIDEZ	-
INDICE DE CONSISTENCIA	-
INDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISIÓN
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1775/1994, INV E-123/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo:	24/03/2014
PERFORACIÓN: 12	Muestra: 8	PROFUNDIDAD: 9,00 - 9,50 m.
DESCRIPCIÓN: Arena fina limosa café clara		
OBSERVACIONES: NL - NP	Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		261
No GOLP		-
P1		208,87
P2		192,13
P3		24,73
W %		10,0

%PASA 200	
Peso muestra (g)	167,40
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	105,88
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	36,75

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LÍMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	FECHA: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 12	Muestra: 9
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café clara	PROFUNDIDAD: 11,00 - 11,50 m.
OBSERVACIONES: Ninguna	Orden No. 2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No	20 121	422 432 266
No GOLP	24 25	- - -
P1	32,94 32,95	30,55 30,50 112,40
P2	27,89 27,32	29,42 29,00 98,38
P3	13,47 11,07	23,30 20,73 19,29
W %	35,0 34,6	18,5 18,1 17,7

%PASA 200	
Peso muestra (g)	79,09
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	51,07
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	35,43

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LÍMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	35
LÍMITE PLÁSTICO	18
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	17

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	0,0
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,0
ÍNDICE DE FLUIDEZ	16,7

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISIÓN:
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4635/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo:
PERFORACIÓN:	13	Muestra:
DESCRIPCIÓN:	Arena arcillosa café oscura	PROFUNDIDAD:
OBSERVACIONES	Ninguna	Orden No.
		2520

LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No	304	268	446	463	274
No GOLF	24	25	-	-	-
P1	32,81	34,81	30,61	30,34	160,33
P2	26,96	28,57	29,46	29,15	148,83
P3	10,84	11,20	22,80	22,19	24,69
W %	36,3	35,9	17,3	17,1	9,3

%PASA 200	
Peso muestra (g)	124,14
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	80,02
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	35,54

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	36
LÍMITE PLÁSTICO	17
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	19

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-0,4
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,4
ÍNDICE DE FLUIDEZ	8,4

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.
FECHA:	24/03/2014
PERFORACIÓN:	14
Muestra:	1
PROFUNDIDAD:	0,00 - 0,50 m.
DESCRIPCIÓN:	Arena fina café oscura con algo de limo
OBSERVACIONES	NL - NP
Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No					229
No GOLF					-
P1					158,38
P2					149,39
P3					25,10
W %					7,2

%PASA 200	
Peso muestra (g)	124,29
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	99,53
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	19,92

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISIÓN:
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo:
PERFORACIÓN:	14	Muestra:
		2
PROFUNDIDAD:	0,50 - 1,00 m.	
DESCRIPCIÓN:	Arena fina café oscura con algo de limo	
OBSERVACIONES	NL - NP	Orden No.
		2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		269
No GOLF		-
P1		175,92
P2		164,21
P3		26,53
W %		8,5

%PASA 200	
Peso muestra (g)	137,68
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	101,95
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No.200	25,95

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.
FECHA:	24/03/2014
PERFORACIÓN:	14
Muestra:	3
PROFUNDIDAD:	1,00 - 1,50 m.
DESCRIPCIÓN:	Arena limosa gris clara con vetas de óxido
OBSERVACIONES	ESCASO
Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		259
No GOLF		-
P1		129,23
P2		116,14
P3		24,78
W %		14,3

%PASA 200	
Peso muestra (g)	91,36
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	45,94
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No.200	49,72

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	-
LÍMITE PLÁSTICO	-
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

REVISO:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01		FECHA DE REVISIÓN:
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/03, NTC 1775/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo:
PERFORACIÓN:	14	Muestra:
PROFUNDIDAD:	4	1,50 - 2,00 m.
DESCRIPCIÓN:	Arcilla inorgánica de alta plasticidad café clara	
OBSERVACIONES	Ninguna	Orden No.
		2520

LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No	10	372	464	434	252
No GOLP	22	23	-	-	-
P1	33,62	32,16	30,21	30,36	135,36
P2	25,27	23,08	28,84	29,09	120,36
P3	14,17	10,94	22,65	23,32	20,66
W %	75,2	74,8	22,1	22,0	15,0

%PASA 200	
Peso muestra (g)	99,70
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	53,99
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	45,85

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	74
LÍMITE PLÁSTICO	22
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	52

CLASIFICACIÓN U.S.C	C H
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-0,1
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,1
ÍNDICE DE FLUIDEZ	14,6

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.
FECHA:	24/03/2014
PERFORACIÓN:	14
Muestra:	5
PROFUNDIDAD:	3,50 - 4,00 m.
DESCRIPCIÓN:	Arcilla arenosa inorgánica de alta plasticidad gris clara
OBSERVACIONES	Ninguna
Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No	71	293	438	465	239
No GOLP	24	25	-	-	-
P1	33,51	34,46	30,45	30,85	127,51
P2	25,01	25,71	28,83	29,48	111,28
P3	10,93	11,29	22,49	24,14	26,09
W %	60,4	60,7	25,6	25,7	19,1

%PASA 200	
Peso muestra (g)	85,19
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	28,62
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	66,40

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	61
LÍMITE PLÁSTICO	26
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	35

CLASIFICACIÓN U.S.C	C H
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-0,2
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,2
ÍNDICE DE FLUIDEZ	18,3

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISION
NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4830/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1778/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISION No.
METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO: METODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo: 24/03/2014	
PERFORACIÓN: 14	Muestra: 6	PROFUNDIDAD: 5,50 - 6,00 m.
DESCRIPCIÓN: Arcilla arenosa inorgánica de alta plasticidad gris clara		
OBSERVACIONES: Ninguna	Orden No. 2520	

LÍMITE LIQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No	11	287	420	461	221
No GOLP	26	27	-	-	-
P1	33,18	34,40	31,62	31,31	147,16
P2	25,73	25,86	30,04	29,78	133,47
P3	13,14	11,44	23,13	22,99	20,96
W %	59,2	59,2	22,9	22,5	12,2

%PASA 200	
Peso muestra (g)	112,51
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	50,32
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	55,28

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LIQUIDO	60
LÍMITE PLÁSTICO	23
INDICE DE PLASTICIDAD	37

CLASIFICACIÓN U.S.C	C H
INDICE DE LIQUEZ	-0,3
INDICE DE CONSISTENCIA	1,3
INDICE DE FLUIDEZ	11,5

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	FECHA: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 14	Muestra: 7
PROFUNDIDAD: 7,50 - 8,00 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café clara	
OBSERVACIONES: Ninguna	Orden No. 2520

LÍMITE LIQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No	176	375	451	442	217
No GOLP	23	24	-	-	-
P1	33,65	34,66	30,50	30,85	137,71
P2	27,81	28,66	29,30	29,83	127,22
P3	10,45	11,05	21,99	23,60	20,89
W %	33,6	34,1	16,4	16,4	9,9

%PASA 200	
Peso muestra (g)	106,33
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	69,95
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	34,21

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LIQUIDO	34
LÍMITE PLÁSTICO	16
INDICE DE PLASTICIDAD	18

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
INDICE DE LIQUEZ	-0,3
INDICE DE CONSISTENCIA	1,3
INDICE DE FLUIDEZ	9,0

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISO:

Luiser Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01 NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1779/1994, INV E-122/07, INV E-214/0 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12 METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO: METODO B		FECHA DE REVISION: 7 de Enero de 2014 REVISION No. 0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.		Fecha de Ensayo: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 14	Muestra: 8	PROFUNDIDAD: 9,50 - 10,00 m.
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café clara		Orden No. 2520
OBSERVACIONES ESCASO		

LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	Wn
RECIP No		223
No GOLP		-
P1		140,61
P2		124,19
P3		24,87
W %		18,5

%PASA 200	
Peso muestra (g)	99,32
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	69,43
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No.200	30,09

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,890
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LIQUIDO	-
LÍMITE PLÁSTICO	-
INDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
INDICE DE LIQUEZ	-
INDICE DE CONSISTENCIA	-
INDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	
FECHA: 24/03/2014	
PERFORACIÓN: 15	Muestra: 1
PROFUNDIDAD: 0,50 - 0,90 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena fina café oscura con algo de limo	
OBSERVACIONES NL - NP	Orden No. 2520

LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	Wn
RECIP No		260
No GOLP		-
P1		167,48
P2		157,48
P3		24,71
W %		7,5

%PASA 200	
Peso muestra (g)	132,77
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	106,80
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No.200	19,56

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LIQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
INDICE DE LIQUEZ	-
INDICE DE CONSISTENCIA	-
INDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISO:

Luis Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISIÓN
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4630/89, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1485/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCÍA LTDA.	Fecha de Ensayo: 24/03/2014	
PERFORACIÓN: 15	Muestra: 2	PROFUNDIDAD: 0,90 - 2,60 m.
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café oscura		
OBSERVACIONES: Ninguna	Orden No.	2520

LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No	81	169	425	462	235
No GOLP	28	28	-	-	-
P1	33,95	34,53	31,46	31,35	169,09
P2	28,08	27,85	30,22	30,23	157,83
P3	13,28	10,83	22,98	23,82	25,01
W %	39,7	39,2	17,1	17,5	8,5

%PASA 200	
Peso muestra (g)	132,82
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	84,77
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	36,18

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LÍMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	40
LÍMITE PLÁSTICO	17
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	23

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
ÍNDICE DE LIQUEZ	-0,4
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	1,4
ÍNDICE DE FLUIDEZ	7,7

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCÍA LTDA.	FECHA: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 16	Muestra: 1
PROFUNDIDAD: 0,30 - 0,90 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena fina café oscura con algo de limo	
OBSERVACIONES: NL - NP	Orden No. 2520

LÍMITE LÍQUIDO			LÍMITE PLÁSTICO		W _n
RECIP No					248
No GOLP					-
P1					164,25
P2					156,16
P3					25,45
W %					6,2

%PASA 200	
Peso muestra (g)	130,71
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	103,89
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	20,52

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LÍMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

REVISO:

Luis Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01		FECHA DE REVISIÓN:
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1778/1994, INV E-122/07, INV E-214/0		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISIÓN No:
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo:
PERFORACIÓN:	16	Muestra:
PROFUNDIDAD:	2	0.90 - 2.10 m.
DESCRIPCIÓN:	Arena fina café oscura con algo de limo	
OBSERVACIONES	NL - NP	Orden No.
		2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		240
No GOLP		-
P1		183.82
P2		169.94
P3		25.18
W %		9.6

%PASA 200	
Peso muestra (g)	144.76
Peso T-40 (g)	0.00
Peso T-200 (g)	119.03
% pasa Tamiz No. 40	100.00
% pasa Tamiz No.200	17.77

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1.000
26	1.005
27	1.009
28	1.014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		FECHA:
CLIENTE:	SANTA LUCIA LTDA.	24/03/2014
PERFORACIÓN:	17	Muestra:
PROFUNDIDAD:	1	0.00 - 0.50 m.
DESCRIPCIÓN:	Arena limosa café oscura	
OBSERVACIONES	ESCASO	Orden No.
		2520

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		218
No GOLP		-
P1		141.09
P2		133.29
P3		25.31
W %		7.2

%PASA 200	
Peso muestra (g)	107.98
Peso T-40 (g)	0.00
Peso T-200 (g)	87.91
% pasa Tamiz No. 40	100.00
% pasa Tamiz No.200	18.59

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0.985
23	0.990
24	0.995
25	1.000
26	1.005
27	1.009
28	1.014

LÍMITE LÍQUIDO	-
LÍMITE PLÁSTICO	-
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

REVISO:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01 NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1778/1994, INV E-122/07, INV E-214/07 PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12 METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO: METODO B		FECHA DE REVISION: 7 de Enero de 2014 REVISION No: 0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.		Fecha de Ensayo: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 17	Muestra: 2	PROFUNDIDAD: 0,50 - 1,00 m.
DESCRIPCIÓN: Arena fina café oscura con algo de limo		Orden No. 2520
OBSERVACIONES: NL - NP		

LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		275
No GOLP		-
P1		164,00
P2		154,88
P3		26,15
W %		7,1

%PASA 200	
Peso muestra (g)	128,73
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	114,13
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	11,34

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LIQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	FECHA: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 17	Muestra: 3
PROFUNDIDAD: 1,00 - 1,50 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena fina café oscura con algo de limo	
OBSERVACIONES: NL - NP	Orden No. 2520

LÍMITE LIQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		345
No GOLP		-
P1		191,50
P2		168,84
P3		20,18
W %		15,2

%PASA 200	
Peso muestra (g)	148,66
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	106,95
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No 200	28,06

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LIQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUIDEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LÍMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01			FECHA DE REVISIÓN:
NORMAS TÉCNICAS APLICADAS: NTC 4930/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1778/1994, INV E-122/07, INV E-214/0			7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12			REVISIÓN No.
MÉTODO DE ENSAYO LÍMITE LÍQUIDO: MÉTODO B			0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA			
CLIENTE: SANTA LUCÍA LTDA.		Fecha de Ensayo: 24/03/2014	
PERFORACIÓN:	17	Muestra:	4
		PROFUNDIDAD:	1,50 - 2,00 m.
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa gris clara con vetas de óxido			
OBSERVACIONES: Ninguna		Orden No. 2520	

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No	172	312
No GOLP	26	27
P1	32,51	30,33
P2	26,66	24,24
P3	13,65	10,65
W %	45,0	44,8

%PASA 200
Peso muestra (g)
Peso T-40 (g)
Peso T-200 (g)
% pasa Tamiz No. 40
% pasa Tamiz No 200

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	45
LÍMITE PLÁSTICO	19
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	26

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
ÍNDICE DE LIQUEZ	0,1
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	0,9
ÍNDICE DE FLUIDEZ	21,1

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA			FECHA:
CLIENTE: SANTA LUCÍA LTDA.			24/03/2014
PERFORACIÓN:	17	Muestra:	5
		PROFUNDIDAD:	3,50 - 4,00 m.
DESCRIPCIÓN: Arena fina café clara con algo de limo			
OBSERVACIONES: NL - NP		Orden No. 2520	

LÍMITE LÍQUIDO	LÍMITE PLÁSTICO	W _n
RECIP No		350
No GOLP		-
P1		150,42
P2		129,47
P3		20,24
W %		19,2

%PASA 200
Peso muestra (g)
Peso T-40 (g)
Peso T-200 (g)
% pasa Tamiz No. 40
% pasa Tamiz No 200

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LÍQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LÍMITE LÍQUIDO	NL
LÍMITE PLÁSTICO	NP
ÍNDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
ÍNDICE DE LIQUEZ	-
ÍNDICE DE CONSISTENCIA	-
ÍNDICE DE FLUIDEZ	-

R _p (Kg/cm ²)	-
--------------------------------------	---

REVISÓ:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200. IFT-01		FECHA DE REVISION
NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/07		7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12		REVISION No.
METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO: METODO B		0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA		
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	Fecha de Ensayo: 24/03/2014	
PERFORACIÓN: 17	Muestra: 6	PROFUNDIDAD: 5,50 - 6,00 m
DESCRIPCIÓN: Arena arcillosa café clara		
OBSERVACIONES: Ninguna	Orden No. 2520	

LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO		Wn
RECIP No	44	74	459	435	331
No GOLP	23	24	-	-	-
P1	33,15	34,43	31,72	31,11	138,80
P2	27,56	28,08	30,16	29,62	117,40
P3	11,38	9,85	22,23	22,13	20,69
W %	34,5	34,8	19,7	19,9	22,1

%PASA 200	
Peso muestra (g)	96,71
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	54,52
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	43,63

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	35
LIMITE PLÁSTICO	20
INDICE DE PLASTICIDAD	15

CLASIFICACIÓN U.S.C	S C
INDICE DE LIQUIDEZ	0,1
INDICE DE CONSISTENCIA	0,9
INDICE DE FLUIDEZ	20,8

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA	
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.	FECHA: 24/03/2014
PERFORACIÓN: 17	Muestra: 7
PROFUNDIDAD: 7,50 - 8,00 m.	
DESCRIPCIÓN: Arena fina café clara con algo de limo	
OBSERVACIONES: NL - NP	Orden No. 2520

LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLÁSTICO		Wn
RECIP No					222
No GOLP					-
P1					205,15
P2					185,99
P3					25,09
W %					11,9

%PASA 200	
Peso muestra (g)	160,90
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	135,62
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	15,71

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	NL
LIMITE PLÁSTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
INDICE DE LIQUIDEZ	-
INDICE DE CONSISTENCIA	-
INDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISOR

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

INFORME DE ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA, HUMEDAD Y % PASA TAMIZ No. 200, IFT-01			FECHA DE REVISION
NORMAS TECNICAS APLICADAS: NTC 4630/99, INV E-125/07, INV E-126/07, NTC 1495/01, NTC 1776/1994, INV E-122/07, INV E-214/0			7 de Enero de 2014
PROCEDIMIENTO DE ENSAYO: PT-04, PT-05 Y PT-12			REVISION No.
METODO DE ENSAYO LIMITE LIQUIDO METODO B			0
PROYECTO: AUS-8279-1 NUEVOS EDIFICIOS PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA			
CLIENTE: SANTA LUCIA LTDA.			Fecha de Ensayo: 24/03/2014
PERFORACIÓN:	17	Muestra:	8
DESCRIPCIÓN:		PROFUNDIDAD:	9,50 - 10,00 m
Arenas fina café clara con algo de limo			
OBSERVACIONES		Orden No.	2520
NL - NP			

LIMITE LIQUIDO	LIMITE PLASTICO	Wn
RECIP No		352
No GOLP		-
P1		209,58
P2		186,47
P3		21,14
W %		14,0

%PASA 200	
Peso muestra (g)	165,33
Peso T-40 (g)	0,00
Peso T-200 (g)	135,97
% pasa Tamiz No. 40	100,00
% pasa Tamiz No. 200	17,76

NUMERO DE GOLPES	FACTOR PARA LIMITE LIQUIDO K
22	0,985
23	0,990
24	0,995
25	1,000
26	1,005
27	1,009
28	1,014

LIMITE LIQUIDO	NL
LIMITE PLASTICO	NP
INDICE DE PLASTICIDAD	-

CLASIFICACIÓN U.S.C	S M
INDICE DE LIQUIDEZ	-
INDICE DE CONSISTENCIA	-
INDICE DE FLUIDEZ	-

Rp (Kg/cm ²)	-
--------------------------	---

REVISO:

Luther Herrera - Jefe de Laboratorio

RECOMENDACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAISSONS

1. El caisson se hará con anillos de concreto simple de sección troncocónica con una altura de 1 m y traslapados como mínimo 10 cm.
2. En la superficie (boca del caisson) debe construirse una protección de borde en ladrillo de no menos de 20 cm de alto, que prevenga adecuadamente la caída de material o agua exterior al caisson.
3. Se deberá disponer en la obra de una motobomba sumergible con el fin de mantener secas las excavaciones.
4. Una vez las excavaciones del caisson alcancen el material y el nivel de cimentación recomendado en el informe, se avisará al Ingeniero de Suelos para la visita de aprobación del fondo del mismo.
5. En caso en que se presente alguna diferencia entre el material encontrado con el material aprobado o el informe de suelos, deberá notificarse inmediatamente al Ingeniero de Suelos.
6. Para el relleno en concreto del vástago se deben limpiar las paredes inferiores de arriba a abajo, de todo el barro y material que haya escurrido durante el proceso de excavación.

ESPECIFICACIÓN SUBBASE GRANULAR

1. DESCRIPCIÓN

Esta especificación se refiere al suministro, colocación y compactación de material de subbase granular aprobado sobre una superficie preparada, en una o varias capas, de acuerdo con los alineamientos y dimensiones que se indiquen en los planos del proyecto o que establezca el Interventor.

2. MATERIALES

2.1 Agregados pétreos

Los materiales para construir la subbase granular pueden ser gravas naturales o materiales provenientes de la trituración de fragmentos rocosos o una mezcla de ambos. Las partículas deberán ser duras y resistentes, de características uniformes, libres de terrones de arcilla u otras sustancias objetables y deberán satisfacer los siguientes requisitos:

2.1.1 Granulometría

Deberá ajustarse a la siguiente franja granulométrica:

Tamiz		Porcentaje que pasa
Normal	Alternativo	SBG-1
50.0 mm	2"	100
37.5 mm	1 ½"	70-95
25.0 mm	1"	60-90
12.5 mm	½"	45-75
9.50 mm	3/8"	40-70
4.75 mm	No. 4	25-55
2.00 mm	No. 10	15-40
425 µm	No. 40	6-25
75 µm	No. 200	2-15

Para prevenir segregaciones y garantizar los niveles de compactación y resistencia exigidos por la presente especificación, el material que suministre el Constructor debe dar lugar a una curva granulométrica uniforme y sensiblemente

ANEXO D
MEMORIAS DE CÁLCULO

MEMORIAS DE CÁLCULO - CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS
EDIFICIO PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA

1. Capacidad de soporte de caissons

Material de fundación: Arcillas arenosas de color café con gravas gruesas

Profundidad de apoyo: Una profundidad como mínimo de 8 m bajo el nivel de piso fino de sótano

Se toma un valor mínimo de Número de Golpes, N, al nivel de fundación:

$$N \text{ (SPT)} = > 25 \quad \text{Golpes/pie}$$

$$N_{\text{corregido}} = C_N \cdot N$$

Factor de corrección por esfuerzos efectivos $C_N = 0.75 \cdot 0.77 \log (1912/p'_0)$ (Peck *et al.* 1974)

Esfuerzo efectivo a la profundidad de ensayo $p'_0 = (\gamma_s - \gamma_w) \times h$

$$p'_0 = 76 \quad \text{KPa}$$

$$C_N = 0.81$$

$$N_{\text{cor}} = 20 \quad \text{Golpes/pie}$$

Ángulo de fricción:

$$\phi \text{ (}^\circ\text{)} = 27.1 + 0.3 N_{\text{cor}} - 0.00054 N_{\text{cor}}^2$$

$$\phi \text{ (}^\circ\text{)} = 33 \quad \text{(Wolff, 1989)}$$

Capacidad portante última:

$$q_{\text{ult}} = q' \cdot N_q^*$$

Donde:

$$q' = \text{Esfuerzo efectivo a nivel de cimentación (Ton/m}^2\text{)}$$

$$N_q^* = \text{Factor de capacidad de carga (Meyerhof)}$$

$$q' = 7.60 \quad \text{Ton/m}^2$$

$$N_q^* = 56$$

$$q_{\text{ult}} = 426.7$$

Sin embargo, q_p no debe exceder el valor de la resistencia de punta límite, q_l que se define así:

$$q_l = 0.5 p_a N_q^* \tan \phi \quad ; p_a = \text{presión atmosférica} = 10 \text{ T/m}^2$$

$$q_l = 181.9 \quad \text{Ton/m}^2$$

Como $q_p > q_l$, la resistencia última por punta es:

$$q_{\text{ult}} = 181.9 \quad \text{Ton/m}^2$$

Capacidad portante admisible

$$q_{\text{adm}} = q_{\text{ult}} / FS$$

$$q_{\text{adm}} = 60.6 \quad \text{Ton/m}^2$$

FS = Factor de seguridad = 3; que es igual o superior a los valores de las tablas H.2.4-1 y H.4.7-1 para las diferentes condiciones presentadas.

Por lo tanto se determina un valor de:

$$q_{\text{adm}} = 60.0 \quad \text{Ton/m}^2 = 6.0 \quad \text{Kg/cm}^2$$

MEMORIAS DE CÁLCULO - CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS
 EDIFICIO PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA

Capacidad de soporte de caissons por punta:

$$Q_p = A_p \cdot q_{adm}$$

Diámetro ϕ (m)	Área punta A_p (m ²)	Capacidad soporte punta Q_p (Ton)
1,20	1,13	68
1,30	1,33	80
1,40	1,54	92

2. Asentamientos de caissons

El asentamiento de un caisson bajo una carga de trabajo vertical, Q_w , es causado por tres factores:

$$s = s_1 + s_2 + s_3$$

Donde:

- s = asentamiento total del caisson
- s_1 = asentamiento elástico del caisson
- s_2 = asentamiento del caisson causado por la carga en la punta del caisson
- s_3 = asentamiento del caisson causado por la carga transmitida a lo largo del fuste

Si el material del caisson se supone elástico, la deformación del fuste se evalúa usando los principios fundamentales de la mecánica de materiales:

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$$

Donde:

- Q_{wp} = 92 Ton carga en la punta del caisson
- ξ = 0,5 factor de distribución de la resistencia por fricción
- Q_{ws} = 0,0 Ton carga por resistencia de fricción (superficial)
- A_p = 1,54 m² área de la sección transversal del caisson
- L = 8,0 m longitud del caisson
- E_p = 2100000 Ton/m² módulo de elasticidad del material del caisson

$$s_1 = 0,000 \text{ m}$$

$$s_1 = 0,02 \text{ cm}$$

El asentamiento de un caisson causado por la carga en la punta se calcula mediante la siguiente expresión:

$$s_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \quad (\text{Vésic, 1977})$$

Donde:

- Q_{wp} = 92 Ton carga en la punta del caisson
- C_p = 0,08 coeficiente empirico
- D = 1,40 m diámetro del caisson
- q_p = 180 Ton/m² resistencia última en la punta del caisson

$$s_2 = 0,029 \text{ m}$$

$$s_2 = 2,93 \text{ cm}$$

MEMORIAS DE CÁLCULO - CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS
EDIFICIO PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA

El asentamiento de un caisson por la carga llevada por el fuste se puede calcular por la siguiente expresión:

$$s_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \quad (\text{Vésic, 1977})$$

Donde:

Qws =	0,0	Ton	carga en el fuste del caisson (no se tuvo en cuenta)
Cs =	0,10		coeficiente empirico $Cs = (0.93 + 0.16(L/D)^{1/2})C_p$
L =	8,0	m	longitud empotrada del caisson
q _p =	180	Ton/m ²	resistencia última en la punta del caisson

$$s_3 = 0,000 \text{ m}$$

$$s_3 = 0,000 \text{ cm}$$

Por lo tanto, el asentamiento teórico esperado para un caisson $s = 0,03 \text{ m}$
 $s = 2,96 \text{ cm}$

MEMORIAS DE CÁLCULO - CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS
EDIFICIO PROYECTO SANTA ANA - NEIVA, HUILA

3. Comprobación de Factor de Seguridad Básico Mínimo

Se toma un valor mínimo de Número de Golpes, N, al nivel de fundación:

$$N \text{ (SPT)} = > 25 \text{ Golpes/pie}$$

$$N_{\text{corregido}} = C_N \cdot N$$

Factor de corrección por esfuerzos efectivos $C_N = 0.75 \cdot 0.77 \log (1912/p'_0)$ (Peck *et al.* 1974)

Esfuerzo efectivo a la profundidad de ensayo $p'_0 = (\gamma_s - \gamma_w) \times h$

$$p'_0 = 76 \text{ KPa}$$

$$C_N = 0.81$$

$$N_{\text{cor}} = 20 \text{ Golpes/pie}$$

Ángulo de fricción:

$$\phi \text{ (}^\circ\text{)} = 27.1 + 0.3 N_{\text{cor}} - 0.00054 N_{\text{cor}}^2$$

$$\phi \text{ (}^\circ\text{)} = 33 \text{ (Wolff, 1989)}$$

Por lo tanto,

$$\phi / \text{FSBM} = 22^\circ$$

Capacidad portante última:

$$q_{\text{ult}} = q' \cdot N_q^*$$

Donde:

$$q' = \text{Esfuerzo efectivo a nivel de cimentación (Ton/m}^2\text{)}$$

$$N_q^* = \text{Factor de capacidad de carga (Meyerhof)}$$

$$q' = 7.6 \text{ Ton/m}^2$$

$$N_q^* = 29$$

$$q_{\text{ult}} = 221.1$$

Se efectuó una revisión de la capacidad de soporte de los caissons del proyecto en referencia, utilizando el factor de seguridad básico mínimo directo que para la condición de carga viva más carga muerta es de 1.5, según la Tabla H.2.4-1 de la Norma NSR-10. Este factor de seguridad se utilizó para calcular el valor reducido de la resistencia del estrato de apoyo, que como se muestra en las memorias de cálculo corresponde a un suelo granular. Dicho factor de seguridad directo afecta el esfuerzo cortante en el término correspondiente al esfuerzo vertical efectivo multiplicado por $\tan \phi$. Si se castiga o se reduce la resistencia al corte, básicamente se está disminuyendo el ángulo de fricción encontrado en el diseño en función de los ensayos de penetración estándar y por lo tanto el ángulo de fricción para el análisis resulta en un valor de 22° . Al calcular la capacidad de soporte con esta reducción en la resistencia del estrato de apoyo resulta en un valor de 221.1 T/m^2 , valor superior a la capacidad admisible calculada con un factor de seguridad a la falla de 3.

E. ANEXO: Parámetros del suelo obtenidos con correlaciones del ensayo SPT

Se obtuvieron 3 muestras de cada estrato mediante el ensayo spt. A partir de esto se presentan los resultados de numero de golpes N, el cual es el Nnormal, a este dato se le aplicaron las correcciones respectivas para obtener el N corregido con una energía de 60%. Para la correlación del módulo de elasticidad se usaron las siguientes propuestas, teniendo en cuenta que la ecuación sea apta para el perfil de suelo.

Parámetro	Ecuación	Autor	Fecha
Módulo de elasticidad de Young	$Es = \frac{100 * (38 + 10,5 * N_{60})}{1000}$	Mezenbach	1961
Módulo de elasticidad de Young	$Es = \frac{5 * (N_{60} + 15) * 95,76}{1000}$	Webb	1969
Módulo de elasticidad de Young	$Es = 7,5 + 0,8N_{60}$	Anagnostopoulos	1990
Módulo de elasticidad de Young	$Es = \frac{1200 * N_{60}}{1000}$	AASHTO	1996
Módulo de elasticidad de Young	$Es = \frac{500x(N_{60})}{1000}$	STROUD	1988
Módulo de elasticidad de Young	$Es = 7 * \sqrt{N_{60}}$	Denver	1982
Módulo de elasticidad de Young	$Es = \frac{15 * N_{60} * 100}{1000}$	Kulhawy & Mayne	1990
Módulo de elasticidad de Young	$Es = 4,8 + 1,25 * N_{60}$ Para todo tipo de suelo	Skempton	1986

Tabla E-1. Correlación SPT para obtener Módulo de elasticidad de Young.

A partir del N1 se correlaciona el ángulo de fricción efectivo usando las propuestas de los siguientes autores:

Parámetro	Ecuación	Autor	Fecha
Ángulo de fricción	$\phi = \sqrt{15 * N_{60}} + 15$	JRA	
Ángulo de fricción	$\phi = 15\sqrt{20 * N_{60}}$	Kishida	1969

Ángulo de fricción	$\phi = 0,36 * N_{60} + 12$	Shiou & Fukui	1982
Ángulo de fricción	$\phi = 27 + 0,3 * N_{60}$	JNR	1999
Ángulo de fricción	$\phi \approx \sqrt{12 * N_{60}} + 22$	Chonburi	1990
Ángulo de fricción	$\phi = 27 + \sqrt{0,3 * N_{60}}$	Peck et al.	1953
Ángulo de fricción	$\phi = \sqrt{20 * N_{60}} + 15$	Ohsaki et al.	1959
Ángulo de fricción	$\phi = 27,1 + 0,3 * N_{60} - 0,00054 * N_{60}^2$	Wolff	1989

Tabla E-2. Correlación SPT para obtener Ángulo de fricción.

Para la correlación de la cohesión se determina usando las propuestas de los siguientes autores:

Parámetro	Ecuación	Autor	Fecha	Tipo de suelo
Cohesión	$S_u = 205 * N_{60}$	Meyerhof	1956	Recomendada en Arcillas y limos
Cohesión	$S_u = 6,3 * N_{60}$	Terzaghi & Peck	1967	Recomendada en Arcillas y limos
Cohesión	$S_u = 12,5 * N_{60}$	Sanglera	1972	*Recomendada en Arcillas *Recomendada en Arcillas limosas y limos
Cohesión	$S_u = 4,5 * N_{60}$	Stroud	1974	Dirigida a Arcillas
Cohesión	$S_u = 4 * N_{60}$	Stroud & Butler	1975	Recomendada en Arcillas y limos con $N_{60} > 5$

Cohesión	$S_u = 7 * N_{60}$	Reese, Touma & O'Neill	1976	Recomendada en Arcillas y limos
Cohesión	$S_u = 1,39 * N_{60} + 74,2$	Ajayi & Balogun	1988	Recomendada en Arcillas y limos
Cohesión	$S_u = 6 * N_{60}$	Kulhawy & Mayne	1990	Recomendada en Arcillas y limos
Cohesión	$S_u = 4,1 * N_{60} + 42,09$	Hatef & Keshavarz	2004	Recomendada en Arcillas y limos
Cohesión	$C = (12 * N_{60})$	Nixon	1982	Recomendada en Arcillas y limos

Tabla E-3. Correlación SPT para obtener Cohesión.

Estas ecuaciones son aplicadas a las 3 muestras y con esto se genera un promedio para generar cada parámetro de diseño, con los cuales se caracterizaron los 3 estratos del perfil de suelo para este proyecto. teniendo en cuenta que al promediar se saca un valor más preciso y estable ya que no todas las muestras de cada estrato son iguales, es por esta razón que se saca un promedio de los resultados de los parámetros de las 3 muestras de cada estrato, para poder definir un solo valor de cada parámetro para cada estrato.

En la siguiente tabla se observan los resultados de cada correlación y los datos usados para obtener los siguientes parámetros.

Estrato	Características Generales				porosidad		Non-Linear	
	Módulo de elasticidad $E(KN/m^2)$	Módulo de poisson (v)	Peso unitario (KN/m^3)	K_o	peso unitario saturado (KN/m)	Parámetros drenados	Cohesión	Ángulo de Fricción
1	25.000	0.35	17.5	0.5	21	drenado	7	30
2	35.000	0.35	18	0.5	21	drenado	30	35
3	60.000	0.35	19	0.5	21	drenado	12	37

Tabla E-4. Propiedades de los estratos

Sondeo	Estrato	Muestra	Profundidad (m)			golpes/pie			N _c	S _v (t/m²)	S _v ' (t/m²)	Rs	C _N (diseño Prom)	Ncorr	correlaciones Modulo de elasticidad										Módulo de elasticidad promedio
			de	a	media	1	2	3							60%	Mezenbach	Webb	Skempton	STROUD	Anagnostopulos	AASHTO	Denver	Kulha wy & Mayne	Prom	
Perforacion #14	1	1	0,00	0,50	1,50	3	2	3	5	0,75	0,75	0,08	1,97	9	13,70	11,49	22,80	4,50	14,70	10,80	21,00	13,50	14,06	25	
			0,50	1,00	1,50	3	4	5	9	1,50	0,50	0,05	1,99	17	22,50	15,32	38,80	8,50	21,10	20,40	28,86	25,50	22,62		
		2	1,00	1,50	2,50	4	5	5	10	2,25	0,75	0,08	1,97	19	24,70	16,28	42,80	9,50	22,70	22,80	30,51	28,50	24,72		
			1,50	2,00	1,75	4	5	7	12	3,00	1,00	0,10	1,95	22	28,00	17,72	48,80	11,00	25,10	26,40	32,83	33,00	27,86		
		3	2,00	2,50	2,25	5	5	8	13	3,75	1,25	0,13	1,92	24	30,20	18,67	52,80	12,00	26,70	28,80	34,29	36,00	29,93		
			2,50	3,00	2,75	6	6	8	14	4,50	1,50	0,15	1,90	25	31,30	19,15	54,80	12,50	27,50	30,00	35,00	37,50	30,97		
	2	4	3,00	3,50	3,25	5	6	2	8	5,25	5,25	0,53	1,36	5	9,30	7,66	14,80	2,50	11,50	6,00	15,65	7,50	9,36	35	
			3,50	4,00	3,75	8	10	11	21	6,00	6,00	0,60	1,29	15	20,30	11,49	34,80	7,50	19,50	18,00	27,11	22,50	20,15		
		5	4,00	4,50	4,25	10	13	15	28	6,75	6,75	0,68	1,22	20	25,80	13,41	44,80	10,00	23,50	24,00	31,30	30,00	25,35		
			4,50	5,00	4,75	12	13	15	28	7,50	7,50	0,75	1,16	20	25,80	13,41	44,80	10,00	23,50	24,00	31,30	30,00	25,35		
		6	5,00	5,50	5,25	14	15	15	30	8,25	8,25	0,83	1,11	21	26,90	13,79	46,80	10,50	24,30	25,20	32,08	31,50	26,38		
			5,50	6,00	5,75	16	16	19	35	9,00	9,00	0,90	1,06	26	32,40	15,70	56,80	13,00	28,30	31,20	35,69	39,00	31,51		
		7	6,00	6,50	6,25	17	20	22	42	9,75	9,75	0,98	1,02	30	36,80	17,24	64,80	15,00	31,50	36,00	38,34	45,00	35,58		
			6,50	7,00	6,75	18	19	20	39	10,50	10,50	1,05	0,98	27	33,50	16,09	58,80	13,50	29,10	32,40	36,37	40,50	32,53		
		8	7,00	7,50	7,25	20	21	23	44	11,25	10,75	1,08	0,97	30	36,80	17,24	64,80	15,00	31,50	36,00	38,34	45,00	35,58		
			7,50	8,00	7,75	21	23	23	46	12,00	11,00	1,10	0,96	31	37,90	17,62	66,80	15,50	32,30	37,20	38,97	46,50	36,60		
		9	8,00	8,50	8,25	22	24	24	>50	12,75	11,25	1,13	0,95	50	58,80	24,90	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	55,69		
			8,50	9,00	8,75	23	24	22	46	13,50	11,50	1,15	0,94	30	36,80	17,24	64,80	15,00	31,50	36,00	38,34	45,00	35,58		
		10	9,00	9,50	9,25	23	23	24	47	14,25	11,75	1,18	0,93	31	37,90	17,62	66,80	15,50	32,30	37,20	38,97	46,50	36,60		
			9,50	10,00	9,75	25	25	25	50	15,00	12,00	1,20	0,92	34	41,20	18,77	72,80	17,00	34,70	40,80	40,82	51,00	39,64		
	11	10,00	10,50	10,25	26	25	26	>50	15,75	12,25	1,23	0,91	50	58,80	24,90	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	55,69			
		10,50	11,00	10,75	27	27	25	>50	16,50	12,50	1,25	0,90	50	58,80	24,90	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	55,69			
	3	12	11,00	11,50	11,25	20	22	21	43	17,25	5,75	0,58	1,31	39	46,70	31,03	82,80	19,50	38,70	46,80	43,71	58,50	45,97	60	
			11,50	12,00	11,75	22	22	23	45	18,00	6,00	0,60	1,29	42	50,00	32,75	88,80	21,00	41,10	50,40	45,37	63,00	49,05		
		13	12,00	12,50	12,25	24	24	24	48	18,75	6,25	0,63	1,26	45	53,30	34,47	94,80	22,50	43,50	54,00	46,96	67,50	52,13		
			12,50	13,00	12,75	24	24	25	49	19,50	6,50	0,65	1,24	45	53,30	34,47	94,80	22,50	43,50	54,00	46,96	67,50	52,13		
		14	13,00	13,50	13,25	26	25	26	>50	20,25	6,75	0,68	1,22	50	58,80	37,35	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	57,24		
			13,50	14,00	13,75	27	27	29	>50	21,00	7,00	0,70	1,20	50	58,80	37,35	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	57,24		
15		14,00	14,50	14,25	28	28	30	>50	21,75	7,25	0,73	1,18	50	58,80	37,35	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	57,24			
		14,50	15,00	14,75	29	30	32	>50	22,50	7,50	0,75	1,16	50	58,80	37,35	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	57,24			
16	15,00	15,50	15,25	31	32	33	>50	23,25	7,75	0,78	1,14	50	58,80	37,35	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	57,24				
	15,50	16,00	15,75	34	35	35	>50	24,00	8,00	0,80	1,13	50	58,80	37,35	104,80	25,00	47,50	60,00	49,50	75,00	57,24				

Sondeo	Estrato	Muestra	Profundidad (m)			golpes/pie			N _c	s _v (t/m ²)	s _v ' (t/m ²)	Rs	C _N (diseño Prom)	Ncorr	correlaciones angulo friccion										angulo friccion promedio	
			de	a	media	1	2	3							Kishid a	JRA	Shiou & Fukui	JNR	Chonb uri	Peck et al.	Ohsaki et al	Wolff	Prom			
Perforacion #14	1	1	0,00	0,50	1,50	3	2	3	5	0,75	0,75	0,08	1,97	9	23,42	26,62	15,24	29,70	32,39	28,64	28,42	29,76	26,77	30.0		
			0,50	1,00	1,50	3	4	5	9	1,50	0,50	0,05	1,99	17	28,44	30,97	18,12	32,10	36,28	29,26	33,44	32,04	30,08			
		2	1,00	1,50	2,50	4	5	5	10	2,25	0,75	0,08	1,97	19	29,49	31,88	18,84	32,70	37,10	29,39	34,49	32,61	30,81			
			1,50	2,00	1,75	4	5	7	12	3,00	1,00	0,10	1,95	22	30,98	33,17	19,92	33,60	38,25	29,57	35,98	33,44	31,86			
		3	2,00	2,50	2,25	5	5	8	13	3,75	1,25	0,13	1,92	24	31,91	33,97	20,64	34,20	38,97	29,68	36,91	33,99	32,53			
			2,50	3,00	2,75	6	6	8	14	4,50	1,50	0,15	1,90	25	32,36	34,36	21,00	34,50	39,32	29,74	37,36	34,26	32,86			
	2	4	3,00	3,50	3,25	5	6	2	8	5,25	5,25	0,53	1,36	5	25,00	23,66	13,80	28,50	29,75	28,22	25,00	28,59	25,31	35		
			3,50	4,00	3,75	8	10	11	21	6,00	6,00	0,60	1,29	15	32,32	30,00	17,40	31,50	35,42	29,12	32,32	31,48	29,94			
		5	4,00	4,50	4,25	10	13	15	28	6,75	6,75	0,68	1,22	20	35,00	32,32	19,20	33,00	37,49	29,45	35,00	32,88	31,79			
			4,50	5,00	4,75	12	13	15	28	7,50	7,50	0,75	1,16	20	35,00	32,32	19,20	33,00	37,49	29,45	35,00	32,88	31,79			
		6	5,00	5,50	5,25	14	15	15	30	8,25	8,25	0,83	1,11	21	35,49	32,75	19,56	33,30	37,87	29,51	35,49	33,16	32,14			
			5,50	6,00	5,75	16	16	19	35	9,00	9,00	0,90	1,06	26	37,80	34,75	21,36	34,80	39,66	29,79	37,80	34,53	33,81			
		7	6,00	6,50	6,25	17	20	22	42	9,75	9,75	0,98	1,02	30	39,49	36,21	22,80	36,00	40,97	30,00	39,49	35,61	35,07			
			6,50	7,00	6,75	18	19	20	39	10,50	10,50	1,05	0,98	27	38,24	35,12	21,72	35,10	40,00	29,85	38,24	34,81	34,13			
		8	7,00	7,50	7,25	20	21	23	44	11,25	10,75	1,08	0,97	30	39,49	36,21	22,80	36,00	40,97	30,00	39,49	35,61	35,07			
			7,50	8,00	7,75	21	23	23	46	12,00	11,00	1,10	0,96	31	39,90	36,56	23,16	36,30	41,29	30,05	39,90	35,88	35,38			
		9	8,00	8,50	8,25	22	24	24	>50	12,75	11,25	1,13	0,95	50	46,62	42,39	30,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	40,72			
			8,50	9,00	8,75	23	24	22	46	13,50	11,50	1,15	0,94	30	39,49	36,21	22,80	36,00	40,97	30,00	39,49	35,61	35,07			
		10	9,00	9,50	9,25	23	23	24	47	14,25	11,75	1,18	0,93	31	39,90	36,56	23,16	36,30	41,29	30,05	39,90	35,88	35,38			
			9,50	10,00	9,75	25	25	25	50	15,00	12,00	1,20	0,92	34	41,08	37,58	24,24	37,20	42,20	30,19	41,08	36,68	36,28			
		11	10,00	10,50	10,25	26	25	26	>50	15,75	12,25	1,23	0,91	50	46,62	42,39	30,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	40,72			
			10,50	11,00	10,75	27	27	25	>50	16,50	12,50	1,25	0,90	50	46,62	42,39	30,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	40,72			
		3	12	11,00	11,50	11,25	20	22	21	43	17,25	5,75	0,58	1,31	39	37,93	34,19	14,04	38,70	43,63	30,42	42,93	37,98		34,98	37.0
				11,50	12,00	11,75	22	22	23	45	18,00	6,00	0,60	1,29	42	38,98	35,10	15,12	39,60	44,45	30,55	43,98	38,75		35,82	
	13		12,00	12,50	12,25	24	24	24	48	18,75	6,25	0,63	1,26	45	40,00	35,98	16,20	40,50	45,24	30,67	45,00	39,51	36,64			
			12,50	13,00	12,75	24	24	25	49	19,50	6,50	0,65	1,24	45	40,00	35,98	16,20	40,50	45,24	30,67	45,00	39,51	36,64			
	14		13,00	13,50	13,25	26	25	26	>50	20,25	6,75	0,68	1,22	50	41,62	37,39	18,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	37,97			
			13,50	14,00	13,75	27	27	29	>50	21,00	7,00	0,70	1,20	50	41,62	37,39	18,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	37,97			
	15		14,00	14,50	14,25	28	28	30	>50	21,75	7,25	0,73	1,18	50	41,62	37,39	18,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	37,97			
			14,50	15,00	14,75	29	30	32	>50	22,50	7,50	0,75	1,16	50	41,62	37,39	18,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	37,97			
	16	15,00	15,50	15,25	31	32	33	>50	23,25	7,75	0,78	1,14	50	41,62	37,39	18,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	37,97				
		15,50	16,00	15,75	34	35	35	>50	24,00	8,00	0,80	1,13	50	41,62	37,39	18,00	42,00	46,49	30,87	46,62	40,75	37,97				

Sondeo	Estrato	Muestra	Profundidad (m)			golpes/pie			N _c	s _v (t/m ²)	s _v ' (t/m ²)	Rs	C _N (diseño Prom)	Ncorr	correlaciones cohesión											cohesion
			de	a	media	1	2	3						60%	Meyer hof	Terzag hi & Peck	Sangle ra	Stroud	Stroud & Butler	Reese, Touma & O´Neil	Nixon	Ajayi & Balogu n	Kulha wy & Mayne	Hatef & Kesha varz	Prom	
Perforacio n #14	1	1	0,00	0,50	1,50	3	2	3	5	0,75	0,75	0,08	1,97	9	18,45	0,57	1,13	0,41	0,36	0,63	1,08	0,87	0,54	0,79	2,48	7,24
			0,50	1,00	1,50	3	4	5	9	1,50	0,50	0,05	1,99	17	34,85	1,07	2,13	7,65	0,68	1,19	2,04	9,78	1,02	1,12	6,15	
		2	1,00	1,50	2,50	4	5	5	10	2,25	0,75	0,08	1,97	19	38,95	1,20	2,38	8,55	7,60	1,33	2,28	10,06	1,14	1,20	7,47	
			1,50	2,00	1,75	4	5	7	12	3,00	1,00	0,10	1,95	22	45,10	1,39	2,75	9,90	8,80	1,54	2,64	10,48	1,32	1,32	8,52	
		3	2,00	2,50	2,25	5	5	8	13	3,75	1,25	0,13	1,92	24	49,20	1,51	3,00	10,80	9,60	1,68	2,88	10,76	1,44	1,40	9,23	
			2,50	3,00	2,75	6	6	8	14	4,50	1,50	0,15	1,90	25	51,25	1,58	3,13	11,25	10,00	1,75	3,00	10,90	1,50	1,45	9,58	
	2	4	3,00	3,50	3,25	5	6	2	8	5,25	5,25	0,53	1,36	5	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	8,12	3,00	6,26	14,30	31,1
			3,50	4,00	3,75	8	10	11	21	6,00	6,00	0,60	1,29	15	30,75	9,45	18,75	6,75	6,00	10,50	1,80	9,51	9,00	10,36	11,29	
		5	4,00	4,50	4,25	10	13	15	28	6,75	6,75	0,68	1,22	20	41,00	12,60	25,00	0,90	8,00	14,00	2,40	10,20	12,00	12,41	13,85	
			4,50	5,00	4,75	12	13	15	28	7,50	7,50	0,75	1,16	20	41,00	12,60	25,00	0,90	8,00	14,00	24,00	10,20	12,00	12,41	16,01	
		6	5,00	5,50	5,25	14	15	15	30	8,25	8,25	0,83	1,11	21	43,05	13,23	26,25	0,95	8,40	14,70	25,20	10,34	12,60	12,82	16,75	
			5,50	6,00	5,75	16	16	19	35	9,00	9,00	0,90	1,06	26	53,30	16,38	32,50	11,70	10,40	18,20	31,20	11,03	15,60	14,87	21,52	
		7	6,00	6,50	6,25	17	20	22	42	9,75	9,75	0,98	1,02	30	61,50	18,90	37,50	13,50	12,00	21,00	36,00	11,59	18,00	16,51	24,65	
			6,50	7,00	6,75	18	19	20	39	10,50	10,50	1,05	0,98	27	55,35	17,01	33,75	12,15	10,80	18,90	32,40	11,17	16,20	15,28	22,30	
		8	7,00	7,50	7,25	20	21	23	44	11,25	10,75	1,08	0,97	30	61,50	18,90	37,50	13,50	12,00	21,00	36,00	11,59	18,00	16,51	24,65	
			7,50	8,00	7,75	21	23	23	46	12,00	11,00	1,10	0,96	31	63,55	19,53	38,75	13,95	12,40	21,70	37,20	11,73	18,60	16,92	25,43	
		9	8,00	8,50	8,25	22	24	24	>50	12,75	11,25	1,13	0,95	50	102,50	31,50	62,50	22,50	20,00	35,00	60,00	14,37	30,00	24,71	40,31	
			8,50	9,00	8,75	23	24	22	46	13,50	11,50	1,15	0,94	30	61,50	189,00	37,50	13,50	12,00	21,00	36,00	11,59	18,00	16,51	41,66	
		10	9,00	9,50	9,25	23	23	24	47	14,25	11,75	1,18	0,93	31	63,55	195,30	38,75	13,95	12,40	21,70	37,20	11,73	18,60	16,92	43,01	
			9,50	10,00	9,75	25	25	25	50	15,00	12,00	1,20	0,92	34	69,70	214,20	42,50	15,30	13,60	23,80	40,80	12,15	20,40	18,15	47,06	
		11	10,00	10,50	10,25	26	25	26	>50	15,75	12,25	1,23	0,91	50	102,50	315,00	62,50	22,50	20,00	35,00	60,00	14,37	30,00	24,71	68,66	
			10,50	11,00	10,75	27	27	25	>50	16,50	12,50	1,25	0,90	50	102,50	315,00	62,50	22,50	2,00	35,00	60,00	14,37	30,00	24,71	66,86	
	3	12	11,00	11,50	11,25	20	22	21	43	17,25	5,75	0,58	1,31	39	79,95	2,46	4,88	1,76	1,56	2,73	4,68	1,28	2,34	2,02	10,37	12,49
			11,50	12,00	11,75	22	22	23	45	18,00	6,00	0,60	1,29	42	86,10	2,65	5,25	1,89	1,68	2,94	5,04	1,33	2,52	2,14	11,15	
		13	12,00	12,50	12,25	24	24	24	48	18,75	6,25	0,63	1,26	45	92,25	2,84	5,63	2,03	1,80	3,15	5,40	1,37	2,70	2,27	11,94	
			12,50	13,00	12,75	24	24	25	49	19,50	6,50	0,65	1,24	45	92,25	2,84	5,63	2,03	1,80	3,15	5,40	1,37	2,70	2,27	11,94	
		14	13,00	13,50	13,25	26	25	26	>50	20,25	6,75	0,68	1,22	50	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	1,44	3,00	2,47	13,26	
			13,50	14,00	13,75	27	27	29	>50	21,00	7,00	0,70	1,20	50	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	1,44	3,00	2,47	13,26	
		15	14,00	14,50	14,25	28	28	30	>50	21,75	7,25	0,73	1,18	50	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	1,44	3,00	2,47	13,26	
			14,50	15,00	14,75	29	30	32	>50	22,50	7,50	0,75	1,16	50	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	1,44	3,00	2,47	13,26	
		16	15,00	15,50	15,25	31	32	33	>50	23,25	7,75	0,78	1,14	50	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	1,44	3,00	2,47	13,26	
			15,50	16,00	15,75	34	35	35	>50	24,00	8,00	0,80	1,13	50	102,50	3,15	6,25	2,25	2,00	3,50	6,00	1,44	3,00	2,47	13,26	

F. ANEXO: Perfil estratigráfico

P14

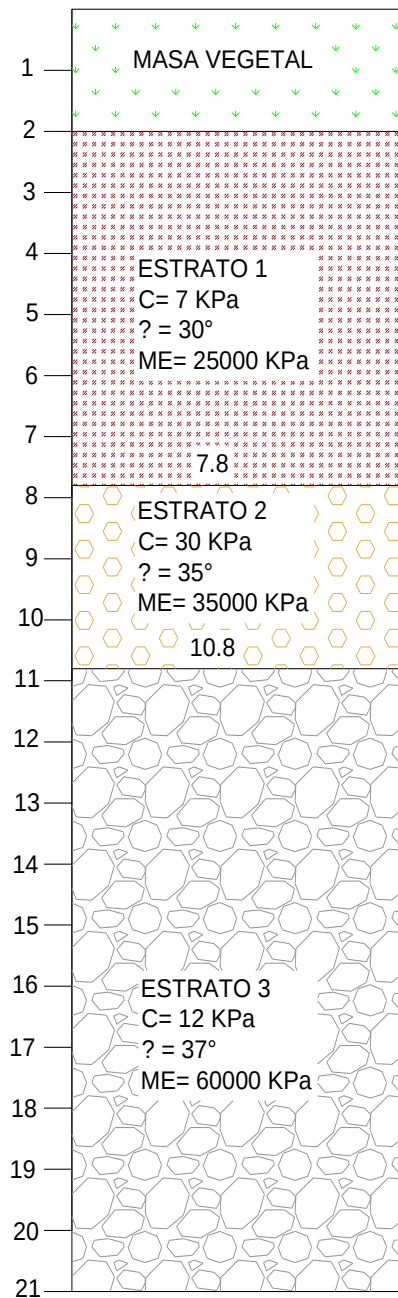
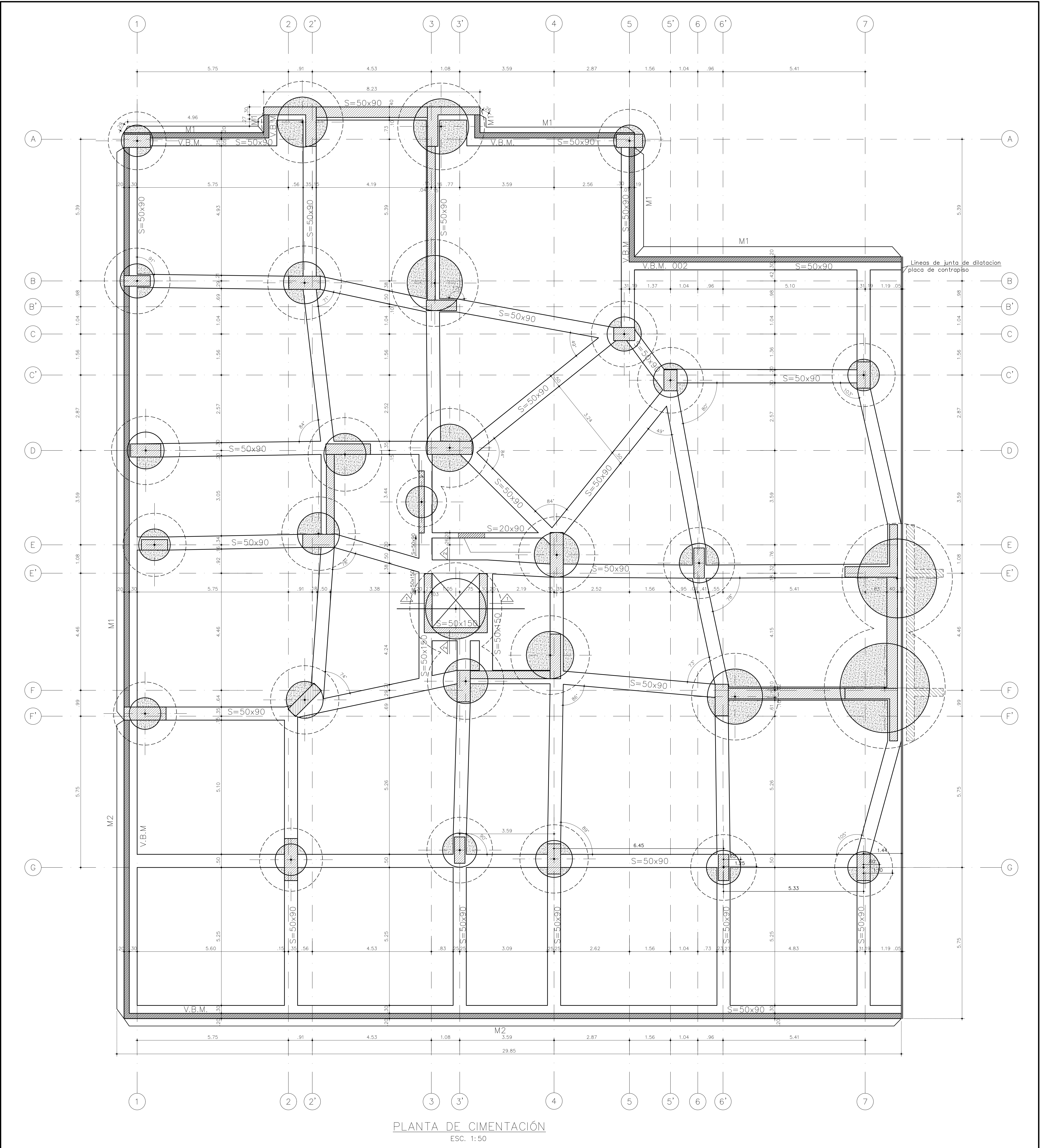


Figura F-1 Perfil estratigráfico del suelo

G. ANEXO: Plano en planta de caissons



PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESC. 1:50

	PROYECTO : CONJUNTO SANTA ANA TORRE I	CONTIENE: ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN PROFUNDA CON CAISSONS	DISEÑO: CONSTRUCTORA SANTA LUCÍA LOCALIZACIÓN: Carrera 42A con Calle 18 NEIVA - HUILA	ESC 1:50 JULIO 2023	2 3
--	---	--	--	----------------------------	--------------------------

H. ANEXO: Calculo carga portante y asentamientos para caissons

CALCULO CARGA PORTANTE PARA CAISSONS

Caisson	Df	Dc	Q(Ton)	Q(KN)
C-1	1,2	2,2	224,4	2200,6235
C-2	1,9	3,1	437,6	4291,4119
C-3	2,1	3,3	498,6	4889,6206
C-4	1,2	2,4	262,6	2575,2394
C-5	1,8	3	287,7	2821,3876
C-6	1,6	2,8	369,8	3626,5177
C-7	2,1	3,3	490,3	4808,225
C-8	1,3	2,5	288,7	2831,1943
C-9	1,3	2,5	286,4	2808,6389
C-10	1,2	2,4	259,3	2542,8773
C- 11	1,4	2,6	304,7	2988,10149
C-12	1,9	3,1	431,9	4235,5137
C-13	1,8	3	410,3	4023,689
C-14	1,2	2,4	264,3	2591,9108
C-15	1,6	2,8	357,5	3505,8953
C-16	1,2	1,9	167,3	1640,6609
C-17	1,7	2,9	394,1	3864,8205
C-18	1,5	2,7	319,4	3132,26
C-19	3	4,2	804,8	7892,4322
C-20	1,2	2,4	258,2	2532,0899
C-21	1,4	2,6	312	3059,6904
C-22	1,7	2,9	369,7	3625,537
C-23	1,8	3	413,9	4058,9931
C-24	2,3	3,5	566,8	5558,4376
C-25	2,1	3,3	501,8	4921,0021
C-26	3,4	4,6	978,5	9595,856
C-27	1,2	2,4	257,6	2526,2059
C-28	1,3	2,5	276,3	2709,5912
C-29	1,4	2,6	297,9	2921,4159
C-30	1,3	2,5	284,8	2792,94816
C-31	1,2	2,2	220,2	2159,4353

Tabla H-1. Dimensiones horizontales de caissons.

Df= diámetro de fuste, Dc= Diámetro de campana, Q=carga

El caisson para el cual se desarrollaron los cálculos como ejemplo es el caisson C1

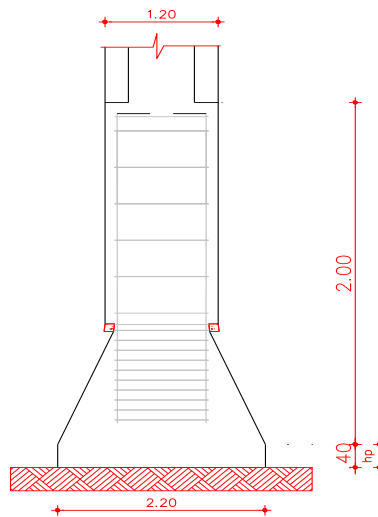


Figura H-1 Caisson C1

Q(Ton)	Q(KN)
224,4	2200,6235

Tabla H-2. Carga sobre caisson.

Se usa la siguiente tabla para obtener factores de capacidad de carga de Terzaghi.
 Ángulo de fricción obtenido mediante correlaciones con el SPT
 $\theta = 37^\circ$

ϕ	N_c	N_q	N_r	ϕ	N_c	N_q	N_r
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

Tabla H-3. factores de capacidad de carga de Terzaghi.

$$N_c = 70.01$$

$$N_q = 53.8$$

$$N_y = 65.27$$

Inicialmente, se calcula la resistencia última por área unitaria desarrollada en la punta de un caisson (qp).

Donde,

c' : Cohesión

q : Esfuerzo efectivo al nivel de la punta del pilote.

N_c, N_q, N_y : Factores de capacidad de carga.

$$q_p = c' * N_c + q * N_q$$

$$q_p = 12 \text{ KPa} * 70.07 + \left(18 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * 1.7\text{m} + \frac{19\text{KN}}{\text{m}^3} * 0.7\text{m} \right) * 53.8 = 3202.66 \text{ KPa}$$

La capacidad de punta del caisson se determina como:

$$Q_p = q_p * A_p$$

$$Q_p = 3202.66 \text{ KPa} * \pi * \left(\frac{2.2 \text{ m}}{2} \right)^2 = 12174.35 \text{ KN}$$

Finalmente se halla La capacidad admisible en la punta, se determina como:

Usando un factor de seguridad de 3, ya que la fricción superficial sobre el pilote se genera más rápido en comparación con la carga por punta.

$$Q_{adm p} = \frac{Q_p}{FS}$$

$$Q_{adm p} = \frac{12174.35 \text{ KN}}{3} = 4058.12 \text{ KN}$$

Capacidad de carga por fuste

$$Q_S = P \Delta L f$$

Donde,

p : Perímetro de la sección del pilote.

ΔL : Longitud del pilote sobre la cual p y f se consideran constantes.

f : Resistencia unitaria por fricción (adhesión) a la profundidad z .

Estrato	Longitud de pilote en ese estrato (m)	Profundidad Punto de interés (m)	Peso unitario del suelo (KN/m3)	Ángulo de fricción (°)	Cohesión (KPa)	Esfuerzo vertical (KPa)	Presión de poros (KPa)
2	1,7	0,85	18	35	30	15,3	0
3	0,7	2,05	19	37	12	37,25	0

Esfuerzo efectivo (KPa)	K (KPa)	$\tan \beta'$ (°)	Fricción (KN)	α	Adhesión (KN)	Qs (KN)
15,3	0,5	0,36	2,754	-	0	17,6499702
37,25	0,5	0,43	8,00875	-	0	38,7467545
Qs Total (KN)						56,3967246

Tabla H-4. Capacidad de carga por fuste de caissons

La capacidad admisible en la punta se determina como:

$$Q_{adm p} = \frac{Q_p}{FS}$$

Usando un factor de seguridad de 2, ya que la fricción superficial sobre el pilote se genera más rápido en comparación con la carga por punta.

$$Q_{adm s} = \frac{Q_s}{FS}$$

$$Q_{adm s} = \frac{56.39 \text{ KN}}{2} = 28.195 \text{ KN}$$

Siguiendo esta metodología se realizaron los cálculos para los 31 caissons.

CAPACIDAD ADMISIBLE						
Caiss	qp KN	Capacidad de carga punta QP KN	Qadmp con fact de seguridad KN	Capacidad de carga fuste Qs KN	Qadm s con fact de seguridad KN	Q adm p+Q adm s= Qu (KN)
C-1	3202,66	12174,36	4058,12	56,40	28,20	4086,32
C-2	3202,66	24172,64	8057,55	82,54	41,27	8098,82
C-3	3202,66	27392,31	9130,77	89,01	44,50	9175,27

C-4	3202,66	14488,49	4829,50	59,92	29,96	4859,46
C-5	3202,66	17003,86	5667,95	66,38	33,19	5701,14
C-6	3202,66	19720,45	6573,48	72,85	36,42	6609,91
C-7	3202,66	27392,31	9130,77	89,01	44,50	9175,27
C-8	3202,66	15721,02	5240,34	63,15	31,58	5271,92
C-9	3202,66	15721,02	5240,34	63,15	31,58	5271,92
C-10	3202,66	14488,49	4829,50	59,92	29,96	4859,46
C- 11	3202,66	17003,86	5667,95	66,38	33,19	5701,14
C-12	3202,66	24172,64	8057,55	82,54	41,27	8098,82
C-13	3202,66	22638,27	7546,09	79,31	39,66	7585,75
C-14	3202,66	14488,49	4829,50	59,92	29,96	4859,46
C-15	3202,66	19720,45	6573,48	72,85	36,42	6609,91
C-16	3202,66	9080,46	3026,82	51,11	25,56	3052,38
C-17	3202,66	21154,21	7051,40	76,08	38,04	7089,44
C-18	3202,66	18337,00	6112,33	69,62	34,81	6147,14
C-19	3202,66	44371,01	14790,34	118,10	59,05	14849,38
C-20	3202,66	14488,49	4829,50	59,92	29,96	4859,46
C-21	3202,66	17003,86	5667,95	66,38	33,19	5701,14
C-22	3202,66	21154,21	7051,40	76,08	38,04	7089,44
C-23	3202,66	22638,27	7546,09	79,31	39,66	7585,75
C-24	3202,66	30813,2	10271,07	95,47	47,74	10318,8
C-25	3202,66	27392,31	9130,77	89,01	44,50	9175,27
C-26	3202,66	53225,09	17741,70	131,02	65,51	17807,21
C-27	3202,66	14488,49	4829,50	59,92	29,96	4859,46
C-28	3202,66	15721,02	5240,34	63,15	31,58	5271,92
C-29	3202,66	17003,86	5667,95	66,38	33,19	5701,14
C-30	3202,66	15721,02	5240,34	63,15	31,58	5271,92
C-31	3202,66	12174,36	4058,12	56,40	28,20	4086,32

Tabla H-5. Capacidad admisible de caissons.

Se hace la relación de cargas para saber el porcentaje de carga por fuste y por punta que recibe el pilote.

punta %	fuste %	Q punta KN	Q fuste KN
99,3098925	0,69010748	2185,43683	15,1866674
99,4904196	0,50958041	4269,54371	21,8681943
99,5150006	0,48499935	4865,90597	23,7146282
99,3834706	0,61652941	2559,36229	15,8771082
99,4178357	0,58216427	2804,96249	16,4251105
99,4488579	0,55099086	3606,53043	19,9817811
99,5150006	0,48499935	4784,90514	23,3198601
99,4009773	0,59902275	2814,2348	16,9594979
99,4009773	0,59902275	2791,81451	16,8243859

99,3834706	0,61652941	2527,19971	15,6775864
99,4178357	0,58216427	2970,70583	17,3956592
99,4904196	0,50958041	4213,93035	21,583348
99,4771776	0,5228224	4002,65225	21,0367473
99,3834706	0,61652941	2575,93091	15,9798923
99,4488579	0,55099086	3486,57283	19,3171627
99,1626206	0,83737936	1626,92234	13,7385557
99,4634273	0,53657271	3844,08293	20,7375719
99,4337204	0,5662796	3114,52265	17,7373495
99,6024076	0,3976597	7861,05249	31,3850222
99,3834706	0,61652941	2516,47882	15,6110789
99,4178357	0,58216427	3041,87798	17,8124242
99,4634273	0,53657271	3606,08336	19,453642
99,4771776	0,5228224	4037,77177	21,221325
99,5374462	0,4626507	5532,72684	25,7161502
99,5150006	0,48499935	4897,13527	23,8668283
99,6321153	0,36788469	9560,55431	35,3016855
99,3834706	0,61652941	2510,6311	15,5748023
99,4009773	0,59902275	2693,36013	16,2310676
99,4178357	0,58216427	2904,40846	17,0074395
99,4009773	0,59902275	2776,21777	16,7303948
99,3098925	0,69010748	2144,53288	14,9024245

Tabla H-6. Carga por punta y carga por fuste de cada caisson.

ASENTAMIENTOS

Asentamiento elástico del pilote

$$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + \delta * Q_{ws}) * L_p}{A_p * E_p}$$

$$S_{e1} = \frac{(2185,4KN + 0.6 * 15,1 KN) * 2.4 m}{\pi * \left(\frac{1.2m}{2}\right)^2 * 21458911.5 KPa} = 2,17 * 10^{-4}m$$

$$S_{e1} = 0.2 mm$$

Asentamiento debido a la carga por punta

$$S_{e2} = \frac{q_{wp} * D}{E_{sp}} * (1 - V_{sp}^2) * I_{wp}$$

$$Q_{wp} = \frac{Q_{punta}}{A_p}$$

$$Q_{wp} = \frac{2185,43 \text{ KN}}{\pi * \left(\frac{2,2^2}{2}\right)} = 574,9 \text{ KN}$$

$$S_{e2} = \frac{(574,9 \text{ KN}) * 2,2 \text{ m}}{60000 \text{ KPa}} * (1 - 0,35^2) * 0,85 = 0,016 \text{ m}$$

$$S_{e2} = 16 \text{ mm}$$

Asentamiento debido a la caga por fricción

$$S_{e3} = \left(\frac{Q_{ws}}{P * L_p} \right) * \frac{D}{E_{ss}} * (1 - V_{ss}^2) * I_{ws}$$

$$S_{e3} = \left(\frac{15,18 \text{ KN}}{\pi * 1,2 \text{ m} * 2,4 \text{ m}} \right) * \frac{1,2 \text{ m}}{35000 \text{ KPa}} * (1 - 0,35^2) * \left(2 + 0,35 \sqrt{\frac{2,4 \text{ m}}{1,2 \text{ m}}} \right) = 1,4 * 10^{-4} \text{ m}$$

$$S_{e3} = 0,1436 \text{ mm}$$

Asentamientos elásticos totales

$$S_{ep} = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$$

$$S_{ep} = 0,2 \text{ mm} + 16 \text{ mm} + 0,14 \text{ mm} = 16,084 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$$

De igual forma se hicieron los cálculos para los 31 de caissons, usando la carga que llega a cada uno.

ASENTAMIENTOS						
Caisson	Df	Dc	Se1(m)	Se2(m)	Se3(m)	Stotal (m)
C-1	1,2	2,2	0,000217	0,016	0,0001436	0,016084
C-2	1,9	3,1	0,0001689	0,022	0,0001983	0,022167
C-3	2,1	3,3	0,0001576	0,023	0,0002134	0,023710
C-4	1,2	2,4	0,000254	0,017	0,0001501	0,017283
C-5	1,8	3	0,0001237	0,015	0,0001496	0,015072
C-6	1,6	2,8	0,0002013	0,020	0,0001839	0,020772
C-7	2,1	3,3	0,000155	0,023	0,0002098	0,023315
C-8	1,3	2,5	0,000238	0,018	0,0001591	0,018215
C-9	1,3	2,5	0,0002361	0,018	0,0001578	0,018069
C-10	1,2	2,4	0,0002508	0,017	0,0001482	0,017066
C- 11	1,4	2,6	0,0002166	0,018	0,0001620	0,018463
C-12	1,9	3,1	0,0001667	0,022	0,0001957	0,021878
C-13	1,8	3	0,0001765	0,021	0,0001917	0,021486

C-14	1,2	2,4	0,0002557	0,017	0,0001511	0,017395
C-15	1,6	2,8	0,0001946	0,020	0,0001778	0,020081
C-16	1,2	1,9	0,0001617	0,014	0,0001299	0,013845
C-17	1,7	2,9	0,00019	0,021	0,0001898	0,021361
C-18	1,5	2,7	0,0001978	0,018	0,0001642	0,018620
C-19	3	4,2	0,0001247	0,030	0,0002751	0,030025
C-20	1,2	2,4	0,0002498	0,017	0,0001476	0,016994
C-21	1,4	2,6	0,0002218	0,019	0,0001659	0,018906
C-22	1,7	2,9	0,0001783	0,020	0,0001781	0,020038
C-23	1,8	3	0,000178	0,021	0,0001933	0,021675
C-24	2,3	3,5	0,0001494	0,025	0,0002297	0,025400
C-25	2,1	3,3	0,0001586	0,023	0,0002147	0,023862
C-26	3,4	4,6	0,000118	0,033	0,0003069	0,033321
C-27	1,2	2,4	0,0002492	0,017	0,0001473	0,016954
C-28	1,3	2,5	0,0002278	0,017	0,0001523	0,017432
C-29	1,4	2,6	0,0002118	0,018	0,0001584	0,018051
C-30	1,3	2,5	0,0002348	0,018	0,0001569	0,017968
C-31	1,2	2,2	0,000213	0,015	0,0001409	0,015783

Tabla H-7. Asentamientos de caissons.

ASENTAMIENTOS DIFERENCIALES

C1	Asentamiento (cm)		1,608
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	C2	C6	C5
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,33	8,35	5,33
L/300 (m)	0,0211	0,027833	0,017767
Asentamiento Elástico (cm)	2,217	2,077	1,507
Asentamiento Diferencial (cm)	0,609	0,469	0,101
Asentamiento Diferencial (m)	0,00609	0,00469	0,00101
Observación	Cumple	Cumple	Cumple

C2	Asentamiento (cm)			2,217	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C1	C3	C5	C6	C7
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,33	5,28	8,72	6,11	7,93
L/300 (m)	0,0211	0,0176	0,029067	0,020367	0,026433
Asentamiento Elástico (cm)	1,608	2,371	1,507	2,077	2,331
Asentamiento Diferencial (cm)	0,609	0,154	0,710	0,140	0,114
Asentamiento Diferencial (m)	0,00609	0,00154	0,0071	0,0014	0,00114
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C3	Asentamiento (cm)	2,371			
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C2	C4	C6	C7	C8
Distancia de centro a centro de caisson (m)	5,28	7,18	7,9	5,96	10,53
L/300 (m)	0,0176	0,023933	0,026333	0,019867	0,0351
Asentamiento Elástico (cm)	2,217	1,728	2,077	2,331	1,821
Asentamiento Diferencial (cm)	0,154	0,643	0,294	0,040	0,550
Asentamiento Diferencial (m)	0,00154	0,00643	0,00294	0,0004	0,0055
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C4	Asentamiento (cm)		1,728
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	C3	C7	C8
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,18	9,17	7,35
L/300 (m)	0,023933333	0,030567	0,0245
Asentamiento Elástico(cm)	2,371	2,331	1,821
Asentamiento Diferencial (cm)	0,643	0,603	0,093
Asentamiento Diferencial (m)	0,00643	0,00603	0,00093
Observación	Cumple	Cumple	Cumple

C5	Asentamiento (cm)			1,507	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C1	C2	C6	C12	C11
Distancia de centro a centro de caisson (m)	5,33	8,72	6,37	10,3	6,46
L/300 (m)	0,017766667	0,029067	0,021233	0,034333	0,021533
Asentamiento Elástico (cm)	1,608	2,217	2,077	2,188	1,846
Asentamiento Diferencial (cm)	0,101	0,710	0,570	0,681	0,339
Asentamiento Diferencial (m)	0,00101	0,0071	0,0057	0,00681	0,00339
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

[illegible]

C7	Asentamiento (cm)				2,331		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES							
	C6	C2	C3	C4	C8	C13	C12
Distancia de centro a centro de caisson (m)	4,96	7,93	5,96	9,17	7,46	6,3	7,37
L/300 (m)	0,016533333	0,026433	0,019867	0,030567	0,024867	0,021	0,024567
Asentamiento Elástico(cm)	2,077	2,217	2,371	1,728	1,821	2,149	2,188
Asentamiento Diferencial (cm)	0,254	0,114	0,040	0,603	0,51	0,182	0,143
Asentamiento Diferencial (m)	0,00254	0,00114	0,0004	0,00603	0,0051	0,00182	0,00143
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C8	Asentamiento (cm)		1,821		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C7	C3	C4	C9	C13
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,46	10,53	7,35	2,49	7,93
L/300 (m)	0,024867	0,0351	0,0245	0,0083	0,026433
Asentamiento Elástico(cm)	2,331	2,371	1,728	1,807	2,149
Asentamiento Diferencial (cm)	0,510	0,550	0,093	0,014	0,328
Asentamiento Diferencial (m)	0,0051	0,0055	0,00093	0,00014	0,00328
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C9	Asentamiento (cm)			1,807		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	C8	C10	C18	C19	C17	C13
Distancia de centro a centro de caisson (m)	2,49	7,35	7,04	11,46	7,93	8,78
L/300 (m)	0,0083	0,0245	0,023467	0,0382	0,026433	0,029267
Asentamiento Elástico (cm)	1,821	1,707	1,862	3,002	2,136	2,149
Asentamiento Diferencial (cm)	0,014	0,1	0,055	1,195	0,329	0,342
Asentamiento Diferencial (m)	0,00014	0,001	0,00055	0,01195	0,00329	0,00342
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C10	Asentamiento (cm)		1,707
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	C9	C19	C18
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,35	7,84	9,51
L/300 (m)	0,0245	0,026133	0,0317
Asentamiento Elástico(cm)	1,807	3,002	1,862
Asentamiento Diferencial (cm)	0,100	1,295	0,155
Asentamiento Diferencial (m)	0,001	0,01295	0,00155
Observación	Cumple	Cumple	Cumple

C11	Asentamiento (cm)			1,846		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	C5	C6	C7	C12	C15	C14
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,46	8,79	12,71	7,58	7,3	3,16
L/300 (m)	0,021533333	0,0293	0,042367	0,025267	0,024333	0,010533
Asentamiento elástico(cm)	1,507	2,077	2,331	2,188	2,008	1,739
Asentamiento Diferencial (cm)	0,339	0,231	0,485	0,342	0,162	0,107
Asentamiento Diferencial (m)	0,00339	0,00231	0,00485	0,00342	0,00162	0,00107
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C12	Asentamiento (cm)							2,188
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES								
	C11	C5	C6	C7	C13	C15	C16	C14
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,58	10,3	6,71	7,37	4	3,17	3,43	8,02
L/300 (m)	0,025267	0,034333	0,022367	0,024567	0,013333	0,010567	0,01143333	0,02673333
Asentamiento elástico(cm)	1,846	1,507	2,077	2,331	2,149	2,008	1,384	1,739
Asentamiento Diferencial (cm)	0,342	0,681	0,111	0,143	0,039	0,180	0,804	0,449
Asentamiento Diferencial (m)	0,00342	0,00681	0,00111	0,00143	0,00039	0,0018	0,00804	0,00449
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C13		Asentamiento (cm)			2,149			
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES								
	C12	C6	C7	C8	C9	C17	C16	C15
Distancia de centro a centro de caisson (m)	4	8,36	6,3	7,93	8,78	5,76	2,32	5,97
L/300 (m)	0,013333333	0,027867	0,021	0,026433	0,029267	0,0192	0,007733	0,0199
Asentamientos elásticos (cm)	2,188	2,077	2,331	1,821	1,807	2,136	1,384	2,008
Asentamiento Diferencial (cm)	0,039	0,072	0,182	0,328	0,342	0,013	0,765	0,141
Asentamiento Diferencial (m)	0,00039	0,00072	0,00182	0,00328	0,00342	0,00013	0,00765	0,00141
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C14	Asentamiento (cm)		1,739		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C11	C12	C15	C21	C20
Distancia de centro a centro de caisson (m)	3,16	8,02	6,26	8,21	6,43
L/300 (m)	0,010533	0,026733	0,020867	0,027367	0,021433
Asentamientos elásticos(cm)	1,846	2,188	2,008	1,891	1,699
Asentamiento Diferencial (cm)	0,107	0,449	0,269	0,152	0,040
Asentamiento Diferencial (m)	0,00107	0,00449	0,00269	0,00152	0,0004
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C15		Asentamiento (cm)				2,008		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES								
	C14	C11	C12	C13	C16	C24	C21	C20
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,26	7,3	3,17	5,97	4,1	5,95	6,35	9,51
L/300 (m)	0,020866667	0,024333	0,010567	0,0199	0,013667	0,019833	0,021167	0,0317
Asentamiento elástico(cm)	1,739	1,846	2,188	2,149	1,384	2,540	1,891	1,699
Asentamiento Diferencial (cm)	0,269	0,162	0,18	0,141	0,624	0,532	0,117	0,309
Asentamiento Diferencial (m)	0,00269	0,00162	0,0018	0,00141	0,00624	0,00532	0,00117	0,00309
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C16	Asentamiento (cm)		1,384		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C15	C12	C13	C17	C24
Distancia de centro a centro de caisson (m)	4,1	3,43	2,32	5,52	4,27
L/300 (m)	0,013667	0,011433	0,007733	0,0184	0,014233
Asentamiento elástico(cm)	2,008	2,188	2,149	2,136	2,540
Asentamiento Diferencial (cm)	0,624	0,804	0,765	0,752	1,156
Asentamiento Diferencial (m)	0,00624	0,00804	0,00765	0,00752	0,01156
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C17	Asentamiento (cm)				2,136		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES							
	C16	C13	C8	C9	C18	C23	C24
Distancia de centro a centro de caisson (m)	5,52	5,76	8,78	7,93	5,43	3,83	4,35
L/300 (m)	0,0184	0,0192	0,029267	0,026433	0,0181	0,012767	0,0145
Asentamiento elástico(cm)	1,384	2,149	1,821	1,807	1,862	2,167	2,540
Asentamiento Diferencial (cm)	0,752	0,013	0,315	0,329	0,274	0,031	0,404
Asentamiento Diferencial (m)	0,00752	0,00013	0,00315	0,00329	0,00274	0,00031	0,00404
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C18	Asentamiento (cm)					1,862	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES							
	C17	C9	C10	C19	C26	C25	C23
Distancia de centro a centro de caisson (m)	5,43	7,04	9,51	7,56	8,51	5,26	6,67
L/300 (m)	0,0181	0,023467	0,0317	0,0252	0,028367	0,017533	0,02223333
Asentamiento Elastico(cm)	2,136	1,807	1,707	3,002	3,332	2,386	2,167

Asentamiento Diferencial (cm)	0,274	0,055	0,155	1,140	1,470	0,524	0,305
Asentamiento Diferencial (m)	0,00274	0,00055	0,00155	0,0114	0,0147	0,00524	0,00305
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C19	Asentamiento (cm)		3,002		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C18	C25	C26	C9	C10
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,56	7,64	4,2	11,46	7,84
L/300 (m)	0,0252	0,025467	0,014	0,0382	0,026133
Asentamiento Elastico(cm)	1,862	2,386	3,332	1,807	1,707
Asentamiento Diferencial (cm)	1,14	0,616	0,330	1,195	1,295
Asentamiento Diferencial (m)	0,0114	0,00616	0,0033	0,01195	0,01295
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C20	Asentamiento (cm)		1,699	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES				
	C14	C15	C21	C27
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,43	9,51	6,1	7,86
L/300 (m)	0,021433	0,0317	0,020333	0,0262
Asentamiento Elastico(cm)	1,739	2,008	1,891	1,695
Asentamiento Diferencial (cm)	0,040	2,008	1,891	1,695
Asentamiento Diferencial (m)	0,0004	0,02008	0,01891	0,01695
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C21	Asentamiento (cm)					1,891	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES							
	C20	C14	C15	C24	C22	C28	C27
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,1	8,21	6,35	6,71	6,16	8,21	6,1
L/300 (m)	0,020333333	0,027367	0,021167	0,022367	0,020533	0,027367	0,020333
Asentamiento Elastico(cm)	1,699	1,739	2,008	2,540	2,004	1,743	1,695
Asentamiento Diferencial (cm)	0,192	0,152	0,117	0,649	0,113	0,148	0,196
Asentamiento Diferencial (m)	0,00192	0,00152	0,00117	0,00649	0,00113	0,00148	0,00196
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C22	Asentamiento (cm)				2,004	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	C21	C24	C23	C29	C28	C27
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,16	2,78	3,36	7,55	6,43	9,5
L/300 (m)	0,020533	0,009267	0,0112	0,025167	0,021433	0,031667
Asentamiento Elastico(cm)	1,891	2,540	2,167	1,805	1,743	1,695
Asentamiento Diferencial (cm)	0,113	0,536	0,163	0,199	0,261	0,309
Asentamiento Diferencial (m)	0,00113	0,00536	0,00163	0,00199	0,00261	0,00309
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C23	Asentamiento (cm)					2,167		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES								
	C22	C24	C17	C18	C25	C30	C29	C28
Distancia de centro a centro de caisson (m)	3,36	4,01	3,83	6,67	7,21	10,42	7,73	8,16
L/300 (m)	0,0112	0,013367	0,012767	0,022233	0,024033	0,034733	0,025767	0,0272
Asentamiento Elastico (cm)	2,004	2,540	2,136	1,862	2,386	1,797	1,805	1,743
Asentamiento Diferencial (cm)	0,163	0,373	0,031	0,305	0,219	0,37	0,362	0,424
Asentamiento Diferencial (m)	0,00163	0,00373	0,00031	0,00305	0,00219	0,0037	0,00362	0,00424
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C24	Asentamiento (cm)				2,540	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	C21	C22	C23	C17	C16	C15
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,71	2,78	4,01	4,35	4,27	5,95
L/300 (m)	0,022367	0,009267	0,013367	0,0145	0,014233	0,01983333
Asentamiento Elastico(cm)	1,891	2,004	2,167	2,136	1,384	2,008
Asentamiento Diferencial (cm)	0,649	0,536	0,373	0,404	1,156	0,532
Asentamiento Diferencial (m)	0,00649	0,00536	0,00373	0,00404	0,01156	0,00532
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C25	Asentamiento (cm)				2,386		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES							
	C23	C18	C19	C26	C31	C30	C29
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,21	5,26	7,64	5,71	8,14	6,51	9,25
L/300 (m)	0,024033333	0,017533	0,025467	0,019033	0,027133	0,0217	0,030833
Asentamiento Elastico (cm)	2,167	1,862	3,002	3,332	1,578	1,797	1,805
Asentamiento Diferencial (cm)	0,219	0,524	0,616	0,946	0,808	0,589	0,581
Asentamiento Diferencial (m)	0,00219	0,00524	0,00616	0,00946	0,00808	0,00589	0,00581
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C26	Asentamiento (cm)			3,332	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C25	C19	C18	C30	C31
Distancia de centro a centro de caisson (m)	5,71	4,2	8,51	9,18	6,88
L/300 (m)	0,019033	0,014	0,028367	0,0306	0,022933
Asentamiento Elastico(cm)	2,386	3,002	1,862	1,797	1,578
Asentamiento Diferencial (cm)	0,946	0,330	1,470	1,535	1,754
Asentamiento Diferencial (m)	0,00946	0,0033	0,0147	0,01535	0,01754
Observacion	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C27	Asentamiento (cm)		1,695	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES				
	C20	C21	C22	C28
Distancia de centro a centro de caisson (m)	7,86	6,1	9,5	6,43
L/300 (m)	0,0262	0,020333	0,031667	0,021433
Asentamiento Elástico(cm)	1,699	1,891	2,004	1,743
Asentamiento Diferencial (cm)	0,004	0,196	0,309	0,048
Asentamiento Diferencial (m)	0,00004	0,00196	0,00309	0,00048
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C28	Asentamiento (cm)			1,743	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C27	C21	C22	C23	C29
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,43	8,21	6,43	8,16	3,61
L/300 (m)	0,021433	0,027367	0,021433	0,0272	0,012033
Asentamiento Elástico(cm)	1,695	1,891	2,004	2,167	1,805
Asentamiento Diferencial (cm)	0,048	0,148	0,261	0,424	0,062
Asentamiento Diferencial (m)	0,00048	0,00148	0,00261	0,00424	0,00062
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

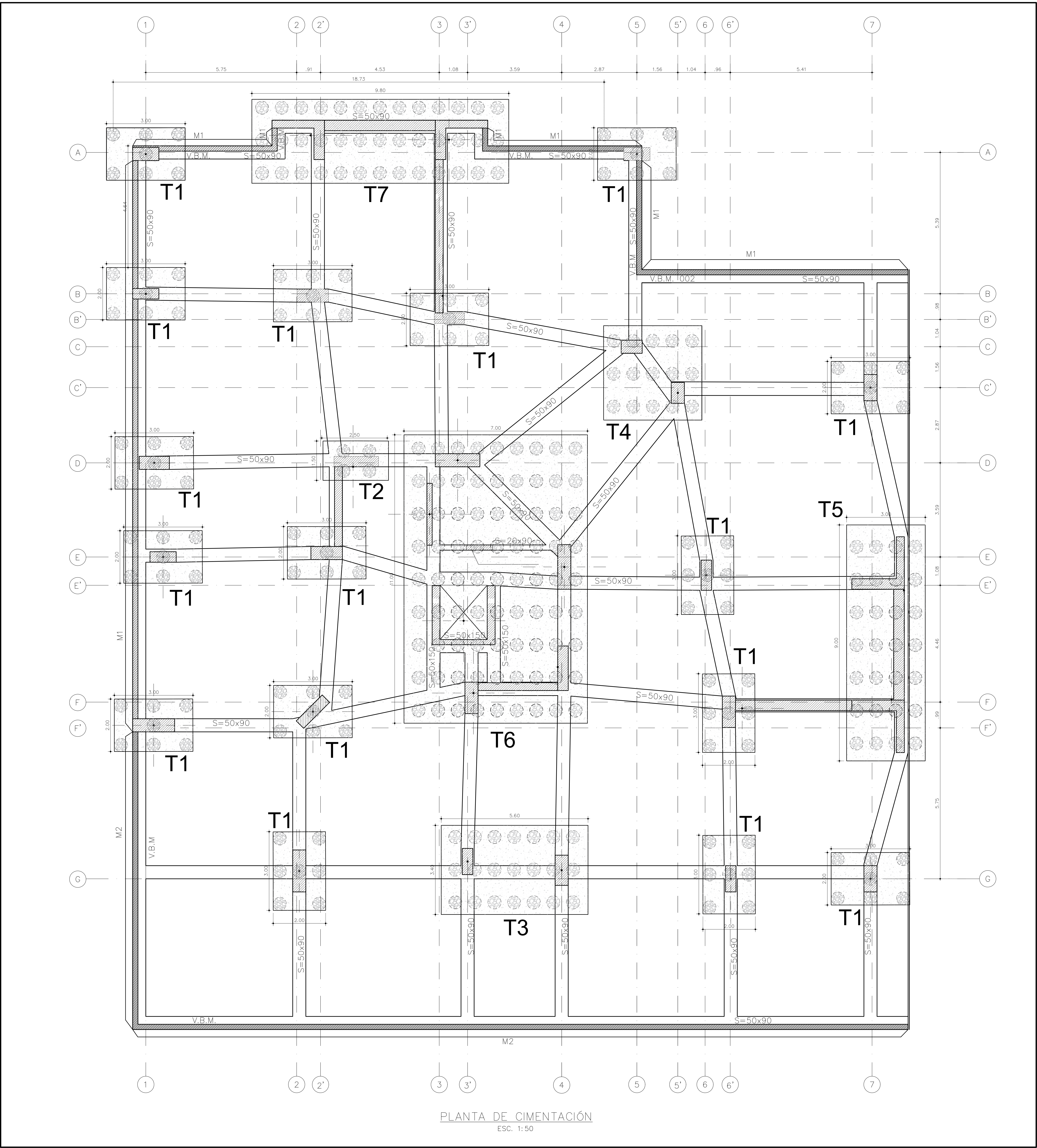
C29	Asentamiento (cm)		1,805		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C28	C22	C23	C25	C30
Distancia de centro a centro de caisson (m)	3,61	7,55	7,73	9,25	6,46
L/300 (m)	0,012033333	0,025167	0,025767	0,030833	0,021533
Asentamiento Elástico(cm)	1,743	2,004	2,167	2,386	1,797
Asentamiento Diferencial (cm)	0,062	0,199	0,362	0,581	0,008
Asentamiento Diferencial (m)	0,00062	0,00199	0,00362	0,00581	8E-05
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C30	Asentamiento (cm)		1,797		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	C29	C23	C25	C26	C31
Distancia de centro a centro de caisson (m)	6,46	10,42	6,51	9,18	5,33
L/300 (m)	0,021533	0,034733	0,0217	0,0306	0,017767
Asentamiento Elástico(cm)	1,805	2,167	2,386	3,332	1,578
Asentamiento Diferencial (cm)	0,008	0,370	0,589	1,535	0,219
Asentamiento Diferencial (m)	8E-05	0,0037	0,00589	0,01535	0,00219
Observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

C31	Asentamiento (cm)		1,578
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	C30	C25	C26
Distancia de centro a centro de caisson (m)	5,33	8,14	6,88
L/300 (m)	0,017766667	0,027133	0,022933
Asentamiento elástico(cm)	1,797	2,386	3,332
Asentamiento Diferencial (cm)	0,219	0,808	1,754
Asentamiento Diferencial (m)	0,00219	0,00808	0,01754
observación	Cumple	Cumple	Cumple

Tabla H-8. Verificación Asentamientos diferenciales de caissons.

I. Anexo: Planta cimentación columnas de grava



PLANTA DE CIMENTACIÓN
ESC. 1: 50

	PROYECTO :	CONTIENE:	DISEÑO:	ESC 1:50	3
	CONJUNTO SANTA ANA TORRE I	ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN Geopier System (GP3)	CONSTRUCTORA SANTA LUCÍA	JULIO 2023	
			LOCALIZACION: Carrera 42A con Calle 18 NEIVA - HUILA		

J. ANEXO: Cálculos elementos Geopier

Diámetro: 0.50m

Área de la columna Geopier (A_g): $0,196 \text{ m}^2$

Longitud: 3m

Relaciones de área de reemplazo de cada zapata

$$Ra = \frac{A_g * n}{AT}$$

- Zapata T1

DIMENSIONES B=3m L=2m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= $6,00 \text{ m}^2$

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 7

$$Ra = \frac{0,196 * 7}{6} = 0,22$$

- Zapata T2

DIMENSIONES B=2.5m L=1.5m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= $3,75 \text{ m}^2$

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 4

Ra = 0,20

- Zapata T3

DIMENSIONES B=5,6m L=3,4m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= $19,04 \text{ m}^2$

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 21

Ra = 0,21

- Zapata T4

DIMENSIONES B=3,75m L=3,6m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= $13,5 \text{ m}^2$

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 15

Ra = 0,21

- Zapata T5

DIMENSIONES B=3m L=9m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= $27,00 \text{ m}^2$

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 28

Ra = 0,20

- Zapata T6

DIMENSIONES B=7m L=11m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= $77,00 \text{ m}^2$

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 81

Ra = 0,20

- Zapata T7

DIMENSIONES B=9,8m L=3,2m

AREA TOTAL DE LA ZAPATA (AT)= 31,36 m²

NUMERO DE COLUMNAS (n) = 39

Ra = 0,24

La zapata para la cual se desarrollaron los cálculos como ejemplo es la zapata tipo 1 de 3x2 m.

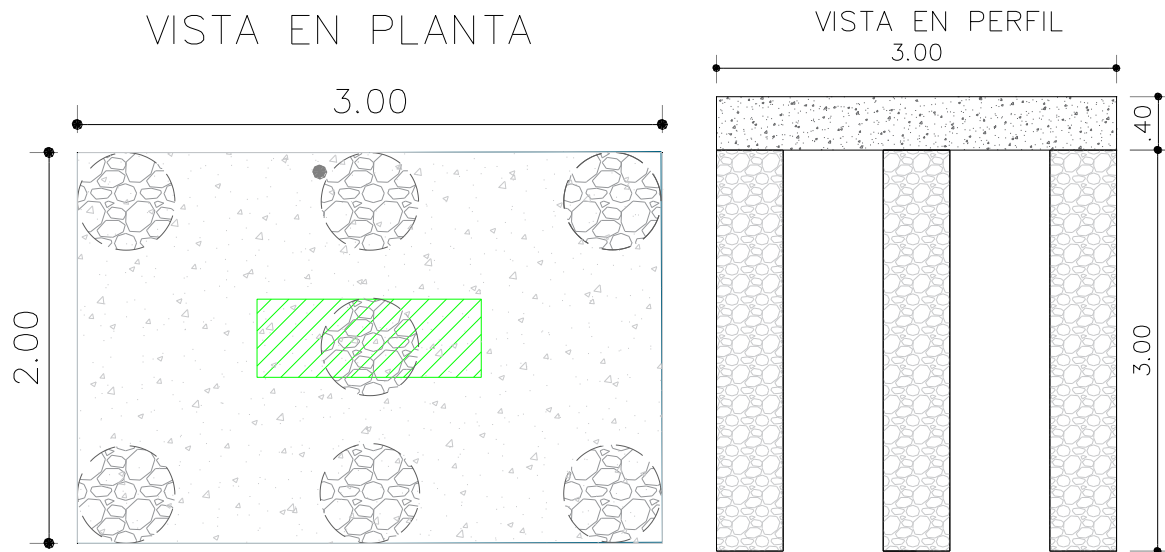


Figura J-1 Vista en planta y perfil zapata tipo 1 de 3x2 m.

Con una relación de área de reemplazo de:

$$Ra = \frac{0,196 * 7}{6} = 0,22$$

Estado límite de falla

Considerando que la masa vegetal no se tiene en cuenta y que el sótano subterráneo está a nivel -9,1m, a partir de esta cota está la profundidad de desplante de los elementos Geopier, se consideraron los estratos 2 y 3 que fueron mejorados con elementos geopier como se representa en la siguiente figura.

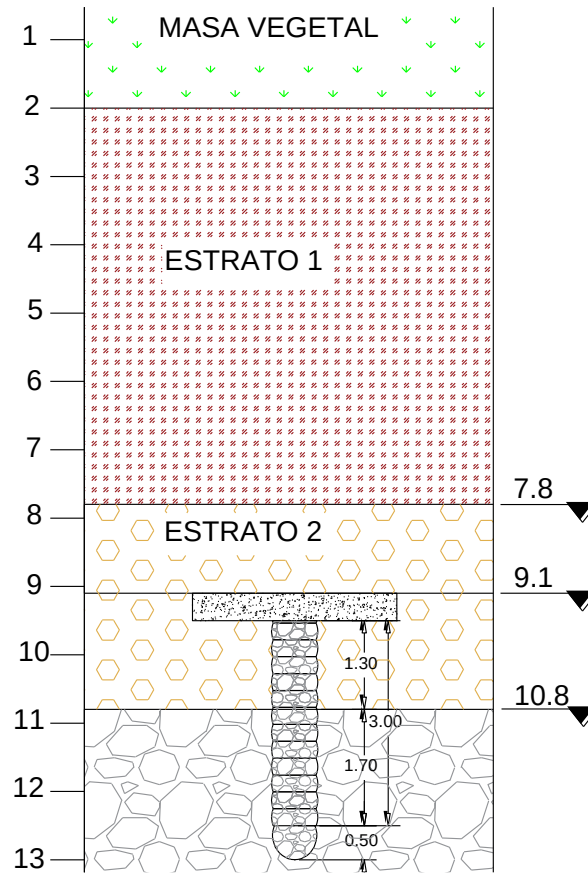


Figura J-2 profundidad de desplante de los elementos Geopier

Se calcula el promedio de las relaciones de rigidez de la matriz de suelo mejorada con elementos Geopier RS .

$$R_2 = \frac{Eg}{Em_2} = \frac{8157 \text{ ton/m}^2}{3569 \text{ ton/m}^2} = 2,28$$

$$R_3 = \frac{Eg}{Em_3} = \frac{8157 \text{ ton/m}^2}{6118 \text{ ton/m}^2} = 1,33$$

$$RS_{\text{promedio}} = \frac{2,28 + 1,33}{2} = 1,8$$

Eg es el módulo de elasticidad que se adoptó del elemento Geopier estimado en proporción al módulo de rigidez del elemento según verificado en pruebas de modulo realizadas en suelos similares al del proyecto actual, Em es el módulo elástico del suelo, obtenido de las correlaciones del ensayo SPT realizadas.

Se calcula la relación del esfuerzo aplicada a los elementos Geopier n .

$$n = \frac{qg}{q} = \frac{RS}{RS * Ra - Ra + 1} = \frac{1,8}{1,8 * 0,22 - 0,22 + 1} = 1,53$$

$\varphi g = 51^\circ$ Angulo de rozamiento de los elementos Geopier, se adoptó con base a resultados de pruebas de falla a escala real realizados por la empresa Geopier en sus estudios.

Parámetros de estratificación obtenidos de la correlación con el estudio NSPT:

$$\varphi_{\text{estrato } 2} = 35^\circ$$

$$\varphi_{\text{estrato } 3} = 37^\circ$$

$$\varphi_{\text{prom}} = 36^\circ$$

$$c_{\text{estrato } 2} = 3 \text{ ton/m}^2$$

$$c_{\text{estrato } 3} = 1,2 \text{ ton/m}^2$$

$$c_{\text{prom}} = 2,1 \text{ ton/m}^2$$

Sustituyendo en la ecuación

$$C_{\text{comp}} = (1 - R_a * n) * c = (1 - 0,22 * 1,53) * 2,1 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} = 1,39 \text{ ton/m}^2$$

$$\varphi_{\text{comp}} = \tan^{-1} [R_a * n * \cos \varphi_g + (1 - R_a * n) \tan \varphi_s]$$

$$\varphi_{\text{comp}} = \tan^{-1} [0,22 * 1,81 * \cos 51^\circ + (1 - 0,22 * 1,81) \tan 36^\circ] = 34^\circ$$

La capacidad de carga última del elemento Geopier puede ser estimado con la ecuación clásica de Terzaghi-Buisman. Usando la siguiente tabla para factores de capacidad de carga de Terzaghi.

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Tabla J-1. factores de capacidad de carga de Terzaghi.

$$q_u = C * N_c + 0.5 d_{shaft} * \gamma * N_\gamma + \sigma_v' N_q$$

$$d_{shaft} = (r + 3") * 2 = (0,25m + 0,0762m) * 2 = 0,524m$$

$$\gamma_{Estrato2} = 18kn/m^3$$

$$\gamma_{Estrato2} = 19kn/m^3$$

$$\gamma_{prom} = 18,5kn/m^3$$

$$q_u = C * N_c + 0.5 d_{shaft} * \gamma * N_\gamma + \sigma_v' N_q$$

$$q_u = \frac{1,39ton}{m^2} * 52 + 0.5 * 0,6524m * \frac{1,85ton}{m^3} * 40 + \left(\frac{1,8ton}{m^3} * 1,7 + \frac{1,9ton}{m^3} * 1,3 \right) * 36 =$$

$$q_u = 296,96 ton/m^2$$

Donde c y γ son la cohesión y peso unitario de suelo respectivamente, d_{shaft} diámetro del Geopier después del apisonamiento el cual es aproximadamente 3 pulgadas más largo que el radio nominal, σ_v' es el esfuerzo efectivo al nivel de desplante de los elementos Geopier, N_c , N_γ y N_q son factores de capacidad de carga adimensionales.

Se aplica un factor de 3 para obtener la capacidad de carga admisible de los estratos mejorados con los elementos Geopier.

$$q_{adm} = \frac{296,96ton/m^2}{3} = 98,98ton/m^2$$

La presión actuante que llega a la superficie del elemento geopier es de 37,40 ton/m² para estado límite de falla se afecta por un factor de 1,4, por lo tanto:

$$q_{actuante} = 37,4 \frac{ton}{m^2} * 1,4 = 52,36 \frac{ton}{m^2}$$

$$q_{adm} = 98,48 ton/m^2 > q_{actuante} = 52,36ton/m^2$$

Los estratos mejorados son estables antes el estado de falla.

Estado límite de falla debajo de la matriz de suelo reforzada

Se calcula la capacidad de carga última del suelo debajo de los elementos Geopier, teniendo en cuenta que el bulbo no trasciende más allá del estrato 3 por lo tanto, las propiedades de resistencia serán las de dicho estrato.

$$\varphi_{estrato 3} = 37^\circ$$

$$c_{estrato 3} = 1,2 ton/m^2$$

ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.1	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.51	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

*Según Kumbhojkar (1993)

Tabla J-2. factores de capacidad de carga de Terzaghi.

$$q_u = cN_c + 0.5ds_yN_q + \sigma_v' N_\gamma$$

$$q_u = 1,2 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 70 + 0,5 * 0,6524\text{m} * \frac{1,9\text{KN}}{\text{m}^3} * 66 + (0,5 * 1,9) * 53 = 175,2 \text{ ton/m}^2$$

Se obtiene la capacidad admisible del suelo aplicando un factor de seguridad de 3:

$$q_{adm} = \frac{175,2 \text{ ton/m}^2}{3} = 58,42 \text{ ton/m}^2$$

El esfuerzo inducido en la parte inferior de la capa mejorada con los elementos Geopier q_{bottom} se estimó asumiendo que la dispersión de la carga aumenta a una tasa de 2:1(vertical horizontal) debajo de la parte inferior de la cimentación, ya que la carga que llega bajo la matriz reforzada es menor a la carga aplicada en los estratos mejorados.

El esfuerzo debajo de los elementos Geopier:

$$Q_{bottom} = q \left\{ \frac{BL}{[(B + H)(L + H)]} \right\}$$

$$= 52,36 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} \{6\text{m}/[(3\text{m} + 3\text{m})(2\text{m} + 3\text{m})]\} = 8,73 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

El esfuerzo debajo de los elementos Geopier se multiplica por un factor de seguridad de 1.4 para obtener el esfuerzo actuante.

$$q_{actante} = 8,726 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} * 1.4 = 12,22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{adm} = 58,42 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2} > q_{actante} = 12,22 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$$

Por consiguiente, el suelo debajo de los elementos Geopier es estable ante estado límite de falla.

TIPO DE ZAPATA	CARGA TON/M2	RELACIÓN DE RIGIDEZ PROM	CAPACIDAD DE CARGA DENTRO DE LA MATRIZ REFORZADA			CAPACIDAD DE CARGA BAJO LA MATRIZ REFORZADA			
			qu (Ton/m2)	q admisible (Ton/m2)	qactante (Ton/m2)	qu (Ton/m2)	qadm (Ton/m2)	qbottom (Ton/m2)	Qactante (Ton/m2)
Z1	37,40	1,81	296,96	98,98	52,36	175,26	58,42	8,73	12,22
Z2	29,85	2,714	282,84	94,280	41,795	175,255	58,418	10,666	14,933
Z3	43,77	1,81	296,96	98,98	61,27	175,26	58,42	10,21	14,30
Z4	47,95	1,81	296,96	98,98	67,13	175,26	58,42	11,19	15,66
Z5	61,63	1,81	296,96	98,98	86,29	175,26	58,42	14,38	20,13
Z6	61,67	1,81	296,96	98,98	86,34	175,26	58,42	14,39	20,15
Z7	42,60	2,714	286,79	95,599	59,640	175,255	58,418	11,045	15,462
Z8	43,22	1,81	296,96	98,98	60,50	175,26	58,42	10,08	14,12
Z9	50,78	1,81	296,96	98,98	71,10	175,26	58,42	11,85	16,59
Z10	44,05	1,81	296,96	98,98	61,67	175,26	58,42	10,28	14,39
Z11	43,03	1,81	296,96	98,98	60,25	175,26	58,42	10,04	14,06
Z12	42,93	1,81	296,96	98,98	60,11	175,26	58,42	10,02	14,02
Z13	30,15	2,714	287,04	95,683	42,221	175,255	58,418	9,164	12,830
Z14	47,47	1,81	296,96	98,98	66,45	175,26	58,42	11,08	15,51
Z15	36,70	1,81	296,96	98,98	51,38	175,26	58,42	8,56	11,99
Z16	66,04	2,714	289,12	96,374	92,468	175,255	58,418	15,411	21,576
Z17	62,01	1,81	296,96	98,98	86,81	175,26	58,42	14,47	20,26
Z18	53,23	1,81	296,96	98,98	74,53	175,26	58,42	12,42	17,39
Z19	52,00	1,81	296,96	98,98	72,80	175,26	58,42	12,13	16,99
Z20	59,58	1,81	296,96	98,98	83,42	175,26	58,42	13,90	19,46
Z21	61,69	2,714	288,18	96,061	86,380	175,255	58,418	13,088	18,323
Z22	30,15	2,714	288,64	96,216	42,220	175,255	58,418	9,851	13,792

Tabla J-3. Capacidad de carga dentro de la matriz de suelo reforzada con elementos Geopier y bajo la matriz reforzada en zapatas

ASENTAMIENTOS

ZONA SUPERIOR

El módulo elástico compuesto es calculado utilizando un promedio ponderado de los valores del módulo elástico de los elementos Geopier y el suelo matriz usando la relación de la siguiente Ecuación

$$E_{comp} = E_g * Ra + E_m * (1 - Ra)$$

Para el estrato 2:

$$E_{comp} = 8157 \text{ ton/m}^2 * 0.22 + 3569 \text{ ton/m}^2 (1 - 0.22) = 4582,32 \text{ ton/m}^2$$

Para el estrato 3:

$$E_{comp} = 8157 \text{ ton/m}^2 * 0.22 + 6118 (1 - 0.22) = 6570,54 \text{ ton/m}^2$$

se calculan los asentamientos de cada estrato en la zona superior.

$$suz = \frac{q * I\sigma * H}{E_{comp}}$$

donde q es la presión aplicada promedio, $I\sigma$ es el factor de influencia a profundidades del suelo compresible, H es el espesor del estrato compresible y E_{comp} es el valor del módulo elástico compuesto dentro de la zona superior reforzada con elementos Geopier.

Para el estrato 2:

$$suz2 = \frac{37,4 \text{ ton/m}^2 * 1 * 1,3m}{4582,32 \text{ ton/m}^2} = 0,0105m$$

Para el estrato 3:

$$suz2 = \frac{37,4 \text{ ton/m}^2 * 1 * 1,7m}{6570,54 \text{ ton/m}^2} = 0,0096m$$

El sentamiento total en la zona superior se obtiene como la suma de los asentamientos de cada estrato.

$$\begin{aligned} \text{suz Total} &= 0,0105m + 0,0096m = 0,0201m \\ \text{suz Total} &= 2,01cm \end{aligned}$$

ASENTAMIENTO PARTE INFERIOR

Los asentamientos en la zona inferior bajo la zona reforzada con elementos Geopier se calculan usando métodos geotécnicos convencionales de cálculo que consiste en estimar la profundidad de influencia de los esfuerzos bajo la cimentación.

$$S_{iz} = \frac{37,4 \text{ ton/m}^2 * 1 * 1,3m}{6570,54 \text{ ton/m}^2} = 0,007m$$

TIPO DE ZAPATA	CARGA KN/M2	CARGA TON/M2	ASENTAMIENTO SUPERIOR (m)	ASENTAMIENTO INFERIOR (m)	TOTAL (m)
Z1	366,77	37,40	0,0201	0,0070	0,0271
Z2	292,76	29,85	0,0134	0,0058	0,019
Z3	429,21	43,77	0,0201	0,0067	0,0268
Z4	470,23	47,95	0,0221	0,0073	0,0294
Z5	604,42	61,63	0,0284	0,0023	0,0307
Z6	604,80	61,67	0,0284	0,0023	0,0307
Z7	417,76	42,60	0,0198	0,007	0,0276
Z8	423,81	43,22	0,0199	0,0066	0,0265
Z9	498,02	50,78	0,0234	0,0077	0,0311
Z10	431,99	44,05	0,0203	0,0067	0,0270
Z11	422,01	43,03	0,0198	0,0065	0,0263
Z12	421,03	42,93	0,0198	0,0065	0,0263
Z13	295,74	30,15	0,0140	0,0035	0,0176
Z14	465,49	47,47	0,0218	0,0072	0,0291
Z15	359,91	36,70	0,0169	0,0056	0,0225
Z16	647,71	66,048	0,0313	0,0075	0,0318
Z17	608,10	62,01	0,0285	0,0024	0,0309
Z18	522,04	53,23	0,0245	0,0081	0,0326
Z19	509,95	52,00	0,0239	0,0079	0,0318
Z20	584,32	59,58	0,0274	0,0091	0,0365
Z21	605,07	61,69	0,0290	0,0112	0,0303
Z22	295,7	30,15	0,014	0,0048	0,0190

Tabla J-4. Asentamientos columnas Geopier para zapatas

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL

Z1	Asentamiento (cm)		2,710
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	Z2	Z4	Z5
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	8,96	5,33	8,35
L/300 (m)	0,029866667	0,017766667	0,027833333
Asentamiento Elástico (cm)	1,900	2,940	3,070
Asentamiento Diferencial (cm)	0,810	0,230	0,360
Asentamiento Diferencial (m)	0,0081	0,0023	0,0036
observación	Cumple	Cumple	Cumple

Z2	Asentamiento (cm)			1,900	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z1	Z4	Z5	Z6	Z3
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	8,96	10,67	6,42	7,29	9,8
L/300 (m)	0,029866667	0,035566667	0,0214	0,0243	0,032666667

Asentamiento Elástico (cm)	2,710	2,940	3,070	3,070	2,680
Asentamiento Diferencial (cm)	0,810	1,040	1,170	1,170	0,780
Asentamiento Diferencial (m)	0,0081	0,0104	0,0117	0,0117	0,0078
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z3	Asentamiento (cm)		2,680
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	Z2	Z6	Z7
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	9,8	9,54	8,37
L/300 (m)	0,032666667	0,0318	0,0279
Asentamiento Elástico (cm)	1,900	3,070	2,760
Asentamiento Diferencial (cm)	0,780	0,390	0,080
Asentamiento Diferencial (m)	0,0078	0,0039	0,0008
observación	Cumple	Cumple	Cumple

Z4	Asentamiento (cm)		2,940		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z1	Z2	Z5	Z21	Z9
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	5,33	10,67	6,37	10,23	6,45
L/300 (m)	0,017766667	0,035566667	0,021233333	0,0341	0,0215
Asentamiento Elástico(cm)	2,710	1,900	3,070	3,030	3,110
Asentamiento Diferencial (cm)	0,230	1,040	0,130	0,090	0,170
Asentamiento Diferencial (m)	0,0023	0,0104	0,0013	0,0009	0,0017
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z5	Asentamiento (cm)			3,070		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	Z4	Z1	Z2	Z6	Z21	Z9
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	6,37	8,35	6,42	5,3	6,51	8,79
L/300 (m)	0,021233333	0,027833333	0,0214	0,017666667	0,0217	0,0293
Asentamiento Elástico (cm)	2,940	2,710	1,900	3,070	3,030	3,110
Asentamiento Diferencial (cm)	0,130	0,360	1,170	0,000	0,040	0,040
Asentamiento Diferencial (m)	0,0013	0,0036	0,0117	0	0,0004	0,0004
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z6	Asentamiento (cm)				3,070	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	Z5	Z2	Z3	Z7	Z22	Z21
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	5,3	7,29	9,54	8,02	10,06	6,47
L/300 (m)	0,017666667	0,0243	0,0318	0,026733333	0,033533333	0,021566667
Asentamiento Elástico(cm)	3,070	1,900	2,680	2,760	1,900	3,030
Asentamiento Diferencial (cm)	0,000	1,170	0,390	0,310	1,170	0,040

Asentamiento Diferencial (m)	0	0,0117	0,0039	0,0031	0,0117	0,0004
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z7	Asentamiento (cm)				2,760
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z3	Z6	Z22	Z17	Z8
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	8,37	8,02	9,88	7,99	8,32
L/300 (m)	0,0279	0,026733333	0,032933333	0,026633333	0,027733333
Asentamiento Elástico(cm)	2,680	3,070	3,030	3,090	2,650
Asentamiento Diferencial (cm)	0,080	0,310	0,270	0,33	0,11
Asentamiento Diferencial (m)	0,0008	0,0031	0,0027	0,0033	0,0011
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z8	Asentamiento (cm)		2,650
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES			
	Z7	Z17	Z16
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	8,32	9,51	9,74
L/300 (m)	0,027733333	0,0317	0,032466667
Asentamiento Elástico(cm)	2,760	3,090	3,180
Asentamiento Diferencial (cm)	0,110	0,440	0,530
Asentamiento Diferencial (m)	0,0011	0,0044	0,0053
observación	Cumple	Cumple	Cumple

Z9	Asentamiento (cm)			3,110	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z4	Z5	Z21	Z20	Z10
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	6,45	8,79	7,68	7,42	3,6
L/300 (m)	0,0215	0,0293	0,0256	0,024733333	0,012
Asentamiento Elástico (cm)	2,940	3,070	3,030	3,650	2,700
Asentamiento Diferencial (cm)	0,170	0,04	0,080	0,54	0,41
Asentamiento Diferencial (m)	0,0017	0,0004	0,0008	0,0054	0,0041
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z10	Asentamiento (cm)		2,700		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z9	Z21	Z20	Z19	Z11
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	3,6	8,22	6,24	8,21	6,43
L/300 (m)	0,012	0,0274	0,0208	0,027366667	0,021433333
Asentamiento Elástico(cm)	3,110	3,030	3,650	3,180	2,630
Asentamiento Diferencial (cm)	0,410	0,330	0,950	0,480	0,070
Asentamiento Diferencial (m)	0,0041	0,0033	0,0095	0,0048	0,0007
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z11	Asentamiento (cm)			2,630
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES				
	Z10	Z20	Z19	Z12
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	6,43	9,32	6,1	7,86
L/300 (m)	0,021433333	0,031066667	0,020333333	0,0262
Asentamiento Elástico(cm)	2,700	3,650	3,180	2,630
Asentamiento Diferencial (cm)	0,07	1,02	0,55	0
Asentamiento Diferencial (m)	0,0007	0,0102	0,0055	0
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z12	Asentamiento (cm)			2,630
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES				
	Z11	Z19	Z22	Z13
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	7,86	6,11	13,43	8,21
L/300 (m)	0,0262	0,020366667	0,044766667	0,027366667
Asentamiento elástico(cm)	2,630	3,180	1,900	1,760
Asentamiento Diferencial (cm)	0,000	0,550	0,730	0,870
Asentamiento Diferencial (m)	0	0,0055	0,0073	0,0087
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z13	Asentamiento (cm)			1,760	
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z12	Z19	Z22	Z18	Z14
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	8,21	9,78	11,12	10,16	8,18
L/300 (m)	0,027366667	0,0326	0,037066667	0,033866667	0,027266667
Asentamiento Elástico (cm)	2,630	3,180	1,900	3,260	2,910
Asentamiento Diferencial (cm)	0,87	1,42	0,14	1,500	1,150
Asentamiento Diferencial (m)	0,0087	0,0142	0,0014	0,015	0,0115
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z14	Asentamiento (cm)		2,910		
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES					
	Z13	Z22	Z18	Z16	15
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	8,18	14,36	6,16	10,67	5,39
L/300 (m)	0,027266667	0,047866667	0,020533333	0,035566667	0,017966667
Asentamiento Elástico(cm)	1,760	1,900	3,260	3,180	2,250
Asentamiento Diferencial (cm)	1,150	1,010	0,350	0,270	0,660
Asentamiento Diferencial (m)	0,0115	0,0101	0,0035	0,0027	0,0066
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z15	Asentamiento (cm)	2,250
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES		
	Z14	Z18
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	5,39	8,31
L/300 (m)	0,017966667	0,0277
Asentamiento Elástico(cm)	2,910	3,260
Asentamiento Diferencial (cm)	0,66	1,01
Asentamiento Diferencial (m)	0,0066	0,0101
observación	Cumple	Cumple

Z16	Asentamiento (cm)		3,180			
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	Z15	Z14	Z18	Z17	Z7	Z8
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	9,01	10,67	6,57	7,28	13,61	9,74
L/300 (m)	0,030033333	0,035566667	0,0219	0,024266667	0,045366667	0,032466667
Asentamiento Elástico(cm)	2,250	2,910	3,260	3,090	2,760	2,650
Asentamiento Diferencial (cm)	0,930	0,270	0,080	0,090	0,420	0,530
Asentamiento Diferencial (m)	0,0093	0,0027	0,0008	0,0009	0,0042	0,0053
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z17		Asentamiento (cm)				3,090
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
		Z22	Z7	Z8	Z16	Z18
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)		8,08	7,99	9,51	7,28	5,27
L/300 (m)		0,026933333	0,026633333	0,0317	0,024266667	0,017566667
Asentamiento Elástico(cm)		1,900	2,760	2,650	3,180	3,260
Asentamiento Diferencial (cm)		1,19	0,330	0,44	0,09	0,17
Asentamiento Diferencial (m)		0,0119	0,0033	0,0044	0,0009	0,0017
observación		Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z18	Asentamiento (cm)					3,260
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES						
	Z17	Z16	Z15	Z14	Z13	Z22
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	5,27	9,74	8,31	6,16	10,16	10,25
L/300 (m)	0,017566667	0,032466667	0,0277	0,020533333	0,033866667	0,034166667
Asentamiento Elástico(cm)	3,090	3,180	2,250	2,910	1,760	1,900
Asentamiento Diferencial (cm)	0,170	0,080	1,010	0,350	1,500	1,360
Asentamiento Diferencial (m)	0,0017	0,0008	0,0101	0,0035	0,015	0,0136
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple

Z22	Asentamiento (cm)						1,900				
ASENTAMIENTO DIFERENCIALES											
	Z6	Z7	Z17	Z18	Z14	Z13	Z12	Z19	Z20	Z21	
Distancia de centro a centro de ZAPATA (m)	10,06	7,99	8,08	10,25	14,36	11,12	13,43	8,61	6,51	6,99	
L/300 (m)	0,03353	0,0266	0,02693	0,0341	0,0478	0,0370	0,0447	0,0287	0,0217	0,0233	
Asentamiento Elástico(cm)	3,070	2,760	3,090	3,260	2,910	1,760	2,630	3,180	3,650	3,030	
Asentamiento Diferencial (cm)	1,170	0,860	1,190	1,360	1,010	0,140	0,730	1,280	1,750	1,130	
Asentamiento Diferencial (m)	0,0117	0,0086	0,0119	0,0136	0,0101	0,0014	0,0073	0,0128	0,0175	0,0113	
observación	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	Cumple	

Tabla J-5. Verificación de asentamientos diferenciales en zapatas soportadas sobre columnas de grava.

K. ANEXO: APUS

APU COLUMNAS

Detalle de un análisis de metrado para columnas de agregado

Tasa Dolar	COP4.532	per US\$
Diametro	20	pulgadas
Qcell	8,93	toneladas
Numero de Elementos	300	
Capacidad	2.679	toneladas
Longitud por Pier	3,00	m
Longitud Total	900	m
Produccion diaria	20	piers por dia
Consumo piedra	14228	m³ por dia
Espaciamiento	1,00	m

MATERIAL				
Ítem	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Total
GRAVA	m³	237	\$77.200	\$18.307.139
Total Costo Material				\$18.307.139

PERSONAL				
Ítem	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Total
Oficial	c/u	2	\$55.000	\$110.000
Ingeniero 1	c/u	1	\$400.000	\$400.000
Ingeniero 2	c/u	0	\$727.273	\$0
Total, costo de personal por día				\$510.000

Tabla K-1. Análisis de precios unitarios

La maquinarias y acoples descritos a continuación serán alquiladas temporalmente durante toda la ejecución de la obra. Entonces, bajo este argumento, a estos trabajos le denominaremos la siguiente partida: movilización, desmovilización y embalaje de equipos.

EQUIPOS				
Ítem	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Total
Skytrack	c/u	0	\$500.000	\$0
Minicargador	c/u	1	\$350.000	\$350.000
Barrenadora	c/u	1	\$500.000	\$500.000
Martillo	c/u	1	\$960.000	\$960.000
Mant y Reparaciones	c/u	1	\$72.400	\$72.400
Costo diario equipo				\$1.882.400

COSTOS FIJOS				
Movilización	c/u	1	\$8.000.000	\$8.000.000
Desmovilización	c/u	1	\$8.000.000	\$8.000.000
Misceláneos	día	22	\$119.620	\$2.601.735
Alojamiento	día-obrero	0	\$45.000	\$0
Viajes CAR	c/u	1	\$1.500.000	\$1.500.000
Pruebas Verificación	c/u	0	\$8.000.000	\$0
Oficina	día	0	\$54.545	\$0
			Costo fijo por proyecto	\$20.101.735

PRESUPUESTO DETALLADO

Ítem	Unidad	Cantidad	Vr. Unitario	Total
Materiales	global	1	\$18.307.139	\$18.307.139
Personal	día	22	\$510.000	\$11.092.500
Equipo	día	19	\$1.882.400	\$35.295.000
Costos fijos	c/u	1	\$20.101.735	\$20.101.735
Prueba de modulo	c/u	1	\$14.000.000	\$14.000.000

Total	\$98.796.374
Administración y Utilidad	\$69.903.094
Seguro	\$6.990.309
Regalía Geopier	\$38.446.702
Impuestos	\$4.893.217
Diseño	\$10.485.464
Finder's Fee	\$3.495.155

TOTAL	\$233.010.315
--------------	----------------------

Tabla K-2. Presupuesto detallado

APUS CAISSONS

ITEM: LOCALIZACIÓN Y REPLANTEO					
		UNIDAD:	M2	ITEM:	1.1
I. EQUIPO					
Descripción	Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.		
HERRAMIENTA MENOR	\$ 2.850,00	25,00	\$ 114		
				SUB-TOTAL	\$ 114
II. MATERIALES					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
PUNTILLA DE 1" A 3"	LB	\$ 4.000,00	0,05	\$ 200	
POLIN DE MADERA 5X5	ML	\$ 3.833,00	0,05	\$ 192	
CERCO DE MADERA 5X10	ML	\$ 6.000,00	0,15	\$ 900	
PIOLA GRUESA	UND	\$ 3.900,00	0,06	\$ 234	
IMPRIMANTE	KG	\$ 6.900,00	0,05	\$ 345	
				SUB-TOTAL	\$ 1.871
III. TRANSPORTES					
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.	
				SUB-TOTAL	
IV. MANO DE OBRA					
Trabajador	Jornal/H-H	Cantidad	Rendimiento	Valor-Unit.	
Oficial (incl. Prestaciones)	\$ 19.656,25	1,00	25,00	\$ 786	
Ayudante (inclu. Prestacioens)	\$ 8.941,67	2,00	25,00	\$ 715	
				SUB-TOTAL	\$ 1.502
TOTAL UNITARIO					\$ 3.486

Tabla K-3. Ítem 1.1 Localización y replanteo caissons

ITEM: EXCAVACIÓN MANUAL SIN CLASIFICAR -INCLUYE TODO FACTOR Y DISPOSICIÓN FINAL DEL MATERIAL EN ESCOMBRERA AUTORIZADA.					
		UNIDAD:	M3	ITEM:	2,1
I. EQUIPO					
Descripción		Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.	
IMPLEMENTOS DE SEGURIDAD		\$ 4.500,00	8,00	\$ 563	
HERRAMIENTA MENOR		GLOB	1,00	\$ 1.016	
SUB-TOTAL					\$ 1.579
III. TRANSPORTES					
Descripción		Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.
VOLQUETA		VJ	\$ 90.000,00	0,15	\$ 13.500
SUB-TOTAL					\$ 13.500
IV. MANO DE OBRA					
Trabajador		Jornal/H-H	Cantidad	Rendimiento	Valor-Unit.
Oficial (inclu. Prestaciones)		\$ 19.656,25	-	0,54	\$ 0,0
Ayudnate (incl. Prestaciones)		\$ 8.941,67	0,50	0,54	\$ 8.283,2
SUB-TOTAL					\$ 8.283
TOTAL UNITARIO					\$ 23.362

Tabla K-4. Ítem 2.1 Excavación manual caissons

ITEM: ACERO DE REFUERZO Fy=60.000 P.S.I.							
				UNIDAD:	KG	ITEM:	3.1
I. EQUIPO							
Descripción		Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.			
HERRAMIENTA MENOR		\$ 2.850	16,50	\$ 143			
SUB-TOTAL					\$ 143		
II. MATERIALES							
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.			
ACERO FY=4200 KG/CM2	KG	\$ 4.900	1,05	\$ 5.145			
ALAMBRE NEGRO	KG	\$ 7.896	0,05	\$ 395			
SEGUETA	UND	\$ 4.500	0,02	\$ 90			
SUB-TOTAL					\$ 5.630		
III. TRANSPORTES							
Descripción	Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.			
VOLQUETA	VJ	\$ 90.000,00	0,01	\$ 900,00			
SUB-TOTAL					\$ 900		
IV. MANO DE OBRA							
Trabajador	Jornal/H-H	Unidad	Cantidad	Valor-Unit.			
ofcial (incl. Prestaciones)	\$ 19.656,25	1,00	16,50	\$ 1.191			
Ayudante de obra (incl. Prestaciones)	\$ 8.941,67	1,00	16,50	\$ 542			
SUB-TOTAL					\$ 1.733		
TOTAL UNITARIO					\$ 8.406		

Tabla K-5. Ítem 3.1 Acero de refuerzo 60.000 psi

ITEM: Concreto para caisson de F´c=3000 psi							
				UNIDAD:	M3	ITEM:	3,2
I. EQUIPO							
Descripción		Tarifa/Hora	Rendimiento	Valor-Unit.			
HERRAMIENTA MENOR		\$ 2.850,00	5,25	\$ 14.963			
ANDAMIO TUBULAR		\$ 2.500,00	2,00	\$ 5.000			
VIBRADOR DE CONCRETO		\$ 4.950,00	4,99	\$ 24.701			
				SUB-TOTAL	\$ 44.663		
II.							
MATERIALES							
Descripción		Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
CONCRETO DE F´C=3000 PSI		M3	\$ 282.039,00	1,03	\$ 290.500		
agua		LT	\$ 50,00	50	\$ 2.500		
FORMALETA METÁLICA		M2	\$ 157.500,00	4,99	\$ 785.925		
				SUB-TOTAL	\$ 1.078.925		
III.							
TRANSPORTE							
S							
Descripción		Unidad	Precio-Unit.	Cantidad	Valor-Unit.		
				SUB-TOTAL			
IV. MANO DE OBRA							
OBRA							
Trabajador		Jornal/H-H	Unidad	Cantidad	Valor-Unit.		
Oficial (incl. Prestaciones)		\$ 19.656,25	1,00	10,50	\$ 206.391		
Ayudante (incl. Prestaciones)		\$ 8.941,67	1,00	10,50	\$ 93.888		
				SUB-TOTAL	\$ 300.278		
					TOTAL UNITARIO	\$ 1.423.866	

Tabla K-6. Ítem 3.2 Concreto para caissons 3000psi

Bibliografía

- Alfonso Uribe S y Cía S.A. (2014). Estudio de suelos y análisis de cimentaciones nuevos edificios proyecto santa Ana urbanización el vergel Neiva- Huila.
- Arias Pinto, N. S. (2020). Análisis del comportamiento de cimentaciones tipo zapatas variando parámetros de resistencia y rigidez empleando el software de elementos finitos midas GTS NX.
- Arredondo Mendoza, C. L. (2022). Mejoramiento de suelo arenoso mediante un sistema de estabilización físico, Condominio Kalani en Cañete, Lima, Perú.
- Carmona Rangel, J. A. (2019). SISTEMA DE CIMENTACIÓN PARA EDIFICACIONES DE USO HABITACIONAL DE 4 NIVELES, USANDO INCLUSIONES DE GRAVA COMPACTADA (MÉTODO GEOPIER).
- Castro, J., Sagasetta, C., Cañizal, J., & da Costa, A. (2016). Modelización de columnas de grava. 10º Simposio Nacional de Ingeniería Geotécnica. Sociedad Española de Mecánica Del Suelo e Ingeniería Geotécnica. La Coruña, 2, 567–588.
- Celis España, M. de los Á. (2023). Supervisión Técnica Del Proceso Constructivo De Cimentación En Pilotes Tipo Caisson.
- contreras, jose trinidad mora. (2018). ¿Cuál es la diferencia entre pilotes y caissons? ¿Cuál Es La Diferencia Entre Pilotes y Caissons?
- Flores, F. A., Arroyo, J., De la Fuente, H., Bernal, E., & Aguirre, J. L. (n.d.). Mitigación del riesgo de licuación en tanques de almacenamiento mediante Columnas de Grava Compactada.
- Flores, F. A., & Ayes, J. C. (2016). Generación de mallas complejas mediante una interfaz MIDAS/GTS-FLAC3D. XXVIII Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica.
- Gavilanes, C. W. C. (2019). Diseño de una cámara del desarenador cimentada sobre terreno heterogéneo tratado con inclusiones rígidas del proyecto hidroeléctrico coca codo sinclair.
- Gómez Cabrera, A., Quintana Pulido, N., & Orlando Ávila Díaz, J. (2015). Simulación de eventos discretos y líneas de balance, aplicadas al mejoramiento del proceso constructivo de la cimentación de un edificio. Ingeniería y Ciencia, 11, 157–175.

- Huaman Quillahuaman, M. A. (2018). Mejoramiento del suelo arcilloso utilizando Geoestructuras De Geopier para una edificación en la Avenida Juan Lecaros frente al Estadio Municipal De Puente Piedra, 2018.
- Ing. Manuel Gutiérrez Gajardo, Ph. D. , Ing. A. S. L. M. Sc. , Ing. P. S. G. Ing. M. O. Z. Ph. D. (2009). Uso de Pilas de Agregado Compactado Geopier® para el Patio de Almacenamiento de una Planta de Cemento en Colombia Use of Rammed Aggregate Piers Geopier® for the Storage Hall of a Cement Plant in Colombia. Uso de Pilas de Agregado Compactado Geopier® Para El Patio de Almacenamiento de Una Planta de Cemento En Colombia Use of Rammed Aggregate Piers Geopier® for the Storage Hall of a Cement Plant in Colombia.
- Moreno Cansado, A. (2016). Fichas Fundación MUSAAT. Cimentaciones profundas: pilotes. Cercha: Revista de La Arquitectura Técnica, 127, 56-63.
- Moreno, J. (2019). SOLUCIONES GEOPIER® PARA LA MEJORA Y REFUERZO DE SUELOS. Terratest Group.
- Nieto Leal, A., Camacho Tauta, J. F., & Ruiz Blanco, E. F. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 8(15), 75-91.
- Plascencia Olivares, E. A., & Obregón Vilca, M. E. (2021). Propuesta de utilización de un sistema de pilas de grava compactada para el mejoramiento de un suelo arenoso en el distrito de San Juan Bautista.
- Prada, D. A. B. M. E. D. M. (2018). ANÁLISIS DEL MEJORAMIENTO DE SUELOS EMPLEANDO EL MÉTODO DE COLUMNAS DE GRAVA. Repositorio Universidad Pontificia Bolivariana.
- Quispe, M. M. (2013). Formulación de elementos finitos y elementos discretos. Ciudad de Mexico.
- Reyes Morales, A. H. (n.d.-a). Mejoramiento de suelos granulares mediante el uso de columnas de grava.
- Sequeira Araya, N. M. (2017). Mitigación de licuefacción mediante columnas de grava.
- Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). Soil mechanics in engineering practice. John wiley & sons.
- tobosque, ilenka, Montenegro Cooper, J., Battle, M., & Ponce, R. (2018). Análisis del comportamiento de un suelo areno limoso mejorado con columnas de grava.
- Villalaz, C. C. (2005). Mecánica de suelos y cimentaciones. Editorial Limusa.