CONSIDERACIONES PARA EL ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO DE GRAN ALTURA EN LA CIUDAD DE BOGOTÁ D.C. CASO: EDIFICIO ¨ENTRE CALLES¨ LOCALIZADO EN LA CALLE 19 CON CARRERA 7

Trabajo de grado presentado por

JAIRO ALBERTO NUÑEZ OBANDO

como requisito parcial para optar al título de

MAGISTER EN INGENIERÍA CIVIL

UNIVERSIDAD MILITAR NUEVA GRANADA

FACULTAD DE INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL

Bogotá D.C., Colombia

Mayo de 2019

Consideraciones para el análisis geotécnico de la cimentación de un edificio de gran altura en la Ciudad de Bogotá D.C. Caso: Edificio ENTRE CALLES localizado en la calle 19 con carrera 7

JAIRO ALBERTO NUÑEZ OBANDO

APROBADO:

_____

ING. MARCELA SALCEDO

QUIJANO MIC

Tutor

_____	_____
Nombres del primer jurado	**Nombres del segundo jurado**
Firma	Firma

Bogotá D.C. 31 de Mayo del 2019

Nota de advertencia

"La Universidad Militar Nueva Granada no se hace responsable de los conceptos emitidos por sus estudiantes en sus proyectos de trabajo de grado, soló velará por la calidad académica de los mismos, en procura de garantizar su desarrollo de acuerdo a la actualidad del área disciplinar respectiva. En el caso de presentarse cualquier reclamación o acción por parte de un tercero en cuanto a los derechos de autor sobre la obra en cuestión, el estudiante – autor asumirá toda la responsabilidad y saldrá en defensa de los derechos. Para todos los derechos la universidad actúa como un tercero de buena fe". (Ley 23 de 1982, Ley 44 de 1993, Decisión Andina 351 de 1993, Decreto 460 de 1995).

Agradecimientos

En estas líneas quiero agradecer a todas las personas que hicieron posible esta investigación y que de alguna manera estuvieron conmigo en los momentos difíciles, alegres, y tristes. Estas palabras son para ustedes.

A mis compañeros de Maestría. Con todos los que compartí dentro y fuera de las aulas., de igual forma no puedo dejar de agradecerte especialmente a ti Neila, mi compañera fiel de vida.

A la profesora Marcela Salcedo, por su guía y apoyo, A la empresa LFO Ingenieros de Suelos S.A.S de Suelos S.A.S, la cual suministro la información analizada mediante el presente estudio de caso.

Dedicatoria

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme dado la vida y permitirme el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mi esposa Nei, por ser el pilar más importante y por demostrarme siempre su cariño y apoyo incondicional sin importar nuestras diferencias de opiniones. A mis hijos Maria Valentina y Jacobo, a pesar de del tiempo que les falte siempre me demostraron su amor incondicional, a ti madre que desde el cielo me acompañas.

Tabla de Contenido

Resumen xx

1. Introducción 23

1.1. Planteamiento del Tema 26

1.2. Justificación 27

1.3. Objetivos 28

1.3.1. Objetivo General 28

1.3.2. Objetivos Específicos 28

2. Antecedentes y Estado del Arte 30

2.1. Antecedentes 30

2.2. Estado del Arte 31

3. MARCO DE REFERENCIA 40

3.1. Marco Conceptual 40

3.2. Marco Teórico 41

3.2.1. Exploración del Subsuelo 41

3.2.2. Programa de exploración del Subsuelo 41

3.3. Métodos Exploratorios de Campo 43

3.3.1. Ensayo de Penetración Estático (Cono Holandés) 44

3.3.2. Procedimiento Sondeo Cono Estático (Braja, 2014)..... 48

3.3.3. Determinación de la Resistencia del Suelo por el Método de CPT. (Braja, 2014) 49

3.3.4. Ensayo de Penetración Estándar (SPT) (Braja, 2014)..... 51

3.3.5. Procedimiento Sondeo Ensayo de Penetración Estándar. (Braja, 2014)..... 51

3.3.6. Estimación de la Resistencia al Corte no Drenada C_u para Suelos Cohesivos 54

3.3.7. Corrección para el Numero de Penetración Estándar en el Suelo Granular. 55

3.3.8. Relaciones Empíricas para el Numero de Penetración Estándar..... 55

3.4. ESTUDIO GEOTECNICO DEFINITIVO 57

3.5. Cimentaciones con Pilotes 60

3.5.1. Funciones y Usos de los Pilotes 62

3.6. Capacidad de carga Ultima de Pilotes (Braja, 2014) 64

3.7. Estimación de la capacidad de carga ultima de un pilote Q_u (Braja, 2014)..... 65

3.8. Estimación de la Capacidad de Carga por Punta del Pilote (Braja, 2014)..... 66

3.9. Estimación de la Resistencia a la Fricción del Pilote..... 67

3.10. Estimación de la Carga permisible del Pilote. 67

3.11. Método de Meyerhof para Estimar Q_p en Arenas. 68

3.12. Método de Meyerhof para Estimar Q_p en Arcillas. 69

3.13. Resistencia por Fricción Superficial Q_s en Arena..... 69

3.14. Resistencia por Fricción Superficial Q_s en Arcilla Método λ 71

3.15. Resistencia por Fricción Superficial Q_s en Arcilla Método α 73

3.16. Eficiencia Grupo de Pilotes 74

3.17. Capacidad Ultima de Grupos de Pilotes en Arcilla Saturada 75

3.18. Asentamiento Elástico de Grupos de Pilotes. 76

3.19. Asentamiento por Consolidación de Grupos de Pilotes. 78

3.20. Modelación Geotécnica 80

3.21. Protocolo Modelación Geotécnica 80

3.22. Software Empleado Para La Modelación (Plaxis) 81

4. Programa Exploración del Subsuelo y Método Exploratorio de Campo 83

4.1. Generalidades del Rasca Cielos Entre Calles. 83

4.2. Proyecto Arquitectónico. 84

4.3. Topografía 86

4.4. Geología 86

4.5. Exploración del Sub-suelo. 90

4.6. Protocolos de Sondeos. 93

4.6.1. Sondeo No 1. 95

4.6.2. Sondeo No 2 97

4.6.3. Sondeo No 3 98

4.6.4. Sondeo No 4. 99

4.6.5. Sondeo No 5. 100

4.6.6. Sondeo No 6. 101

4.6.7. Sondeo No 7. 103

4.7. Perfil Estratigráfico 104

5. DISEÑO CIMENTACION 108

5.1. Calculo Capacidad Portante Del Suelo 108

5.2. Consideración Suelo Cohesivo 108

5.3. Consideración Suelo Granular 109

5.4. Consideración Capacidad por Fuste Suelo Cohesivo 110

5.5. Consideración Suelo Rocoso 111

5.6. Consideración Esfuerzo en la Arcillolita 112

5.7. Calculo de Capacidad por Fuste 112

5.8. Carga por Punta: 113

5.9. Análisis de Sensibilidad Suelo Modelo Cohesivo. 114

5.10. Calculo de Asentamientos 115

5.11. Calculo Muro Tablestaca por Apuntalamiento 117

5.11.1. Viga A-B1 121

5.11.2. Viga B2 – C1 122

5.11.3. Viga C2 – D1 123

5.11.4. Viga D2 – E 125

5.12. Calculo de Carga Puntual 126

5.13. Calculo Diagrama de Presiones Aparente Sobre el Muro. 127

5.14. Calculo de Momentos sobre el Muro. 129

6. MODELACIÓN GEOTECNICA 133

6.1. Modelo Inicial. 133

6.2. Parametrización y Generación de Malla para el Modelo. 135

6.3. Secuencia de Excavación 138

6.4. Resumen de Resultados 145

6.4.1. Etapa No. 1. 145

6.4.2. Etapa No. 2 147

6.4.3. Etapa No. 3 149

6.4.4. Etapa No. 4 151

6.4.5. Etapa No. 5 154

6.4.6. Etapa No. 6. 156

6.4.7. Etapa No. 7. 158

6.4.8. Etapa No. 8 160

6.4.9. Etapa No. 9. 162

6.4.10. Etapa No. 10. 163

6.4.11. Etapa No. 11. 165

6.5. Desplazamientos del Sistema con sobre Carga 167

6.5.1. Etapa No 1 Con Sobrecarga 169

6.5.2. Etapa No 2 Con Sobrecarga 172

6.5.3. Etapa No 3 Con Sobrecarga 174

6.5.4. Etapa No 4 Con Sobrecarga 177

6.5.5. Etapa No 5 Con Sobrecarga 180

6.5.6. Etapa No 6 Con Sobrecarga 182

6.5.7. Etapa No 7 Con Sobrecarga 185

6.5.8. Etapa No 8 Con Sobrecarga 187

6.5.9. Etapa No 9 Con Sobrecarga 190

6.5.10. Etapa No 10 Con Sobrecarga 192

6.5.11. Etapa No 11 Con Sobrecarga 195

7. COMPARACION DISEÑO DESARROLLADO 198

7.1. Comparación Capacidad Soporte 198

7.2. Comparación del Asentamiento 199

8. CONCLUSIONES 200

9. REFERENCIAS. 203

Lista de Tablas

Tabla 1 Compacidad relativa suelos granulares 53

Tabla 2 Resistencia de los suelos cohesivos 54

Tabla 3 Relaciones empíricas para el numero de penetración estándar 56

Tabla 4 Valores promedio de K. Fuente (Braja, 2014) 71

Tabla 5 Valores de λ. Fuente (Braja, 2014) 72

Tabla 6 Valores de α. Fuente (Braja, 2014) 73

Tabla 7 Profundidad Sondeos 95

Tabla 8 Análisis de Sensibilidad para Longitudes de Empotramiento 114

Tabla 9 Variación de los Parámetros $\boldsymbol{\varepsilon}$ $\boldsymbol{y}$ $\boldsymbol{\Phi}$ 116

Tabla 10 Momento Producido por las Vigas 131

Lista de Figuras

Figura No 1 Cono Holandés y sus diversas partes 45

Figura No 2 Curva para el método de Meyerhof de carga de punta. fuente (Braja, 2014)68

Figura No 3 Figura No 3. Planta ocupación del Sótano 85

Figura No 4 Equipo Perforación Lavado 91

Figura No 5 Esquema Perforación 93

Figura No 6 Localización de Sondeos 94

Figura No 7 Perfil Estratigráfico de Diseño 105

Figura No 8 Perfil Geológico Superficial 106

Figura No 9 Perfil Geotécnico 107

Figura No 10 Secuencia de Excavación Planteada. 117

.Figura No 11 Envolventes de Presiones. 118

Figura No 12 Envolventes de Presiones Proyecto 120

Figura No 13 Envolvente de Presiones y/o diagrama de fuerzas. 120

Figura No 14 Diagrama de Fuerzas A - B1 121

Figura No 15 Reacciones de los Apoyos Viga A- B1 121

Figura No 16 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga A- B1 122

Figura No 17 Diagrama de Momentos Viga A - B1 122

Figura No 18 Diagrama de Fuerzas B2 - C1 122

Figura No 19 Reacciones de los Apoyos Viga B2- C1 122

Figura No 20 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga B2- C1 123

Figura No 21 Diagrama de Momentos Viga A - B1 123

Figura No 22 Reacciones de los Apoyos Viga C2- D1 124

Figura No 23 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga C2- D1 124
Figura No 24 Diagrama de Momentos Viga C2 - D1 125
Figura No 25 Diagrama de Fuerzas D2 – E 125
Figura No 26 Reacciones de los Apoyos Viga D2- E 125
Figura No 27 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga D2- E..... 125
Figura No 28 Diagrama de Momentos Viga D2 – E..... 126
Figura No 29 Perfil Geotécnico Plaxis..... 133
Figura No 30 Sección en Planta Utilizada en la Modelación..... 134
Figura No 31 Modelo Inicial Plaxis 135
Figura No 32 Propiedades de Materiales (Plate)..... 135
Figura No 33Propiedades de Área..... 136
Figura No 34 Empotramiento con los Muros..... 136
Figura No 35 Modelación Interfaz de Suelo 136
Figura No 36 Escogencia de Modelo a Utilizar 137
Figura No 37 Modelo de Abatimiento del Nivel Freático..... 137
Figura No 38 Generación malla Modelo..... 138
Figura No 39 Parametrización Presiones de Poros. 138
Figura No 40 Estado Inicial de Esfuerzos. 139
Figura No 41 Instalación de la Pantalla..... 140
Figura No 42 Instalación de Caisson y Barretes 140
Figura No 43 Instalación Viga de Apuntalamiento..... 140
Figura No 44 Excavación Cota -7.55 m..... 141
Figura No 45 Instalación Viga Sótano 1 141
Figura No 46 Excavación Cota -12.35 m..... 142

Figura No 47 Abatimiento Nivel Freático Cota -12.35 m..... 142
Figura No 48 Instalación Viga Sótano 2 142
Figura No 49 Excavación Cota -17.35 m..... 143
Figura No 50 Abatimiento Nivel Freático Cota -17.35 m..... 143
Figura No 51 Instalación Viga Sótano 3 143
Figura No 52 Excavación Cota -22.95 m..... 144
Figura No 53Abatimiento Nivel Freático -22.95 m 144
Figura No 54 Instalación Placa de Cimentación 144
Figura No 55 Nivel Freático Placa de Cimentación..... 145
Figura No 56 Deformaciones Etapa No. 1 145
Figura No 57 Estados de Esfuerzos Etapa No 1..... 146
Figura No 58 Desplazamientos Etapa No. 1 147
Figura No 59 Deformaciones Etapa No. 2 148
Figura No 60 Estados de Esfuerzos Etapa No 2..... 148
Figura No 61 Desplazamientos Etapa No. 2 149
Figura No 62 Deformaciones Etapa No. 3 150
Figura No 63 Estados de Esfuerzos Etapa No 3..... 150
Figura No 64 Desplazamientos Etapa No. 3 151
Figura No 65 Deformaciones Etapa No. 4 152
Figura No 665 Estados de Esfuerzos Etapa No 4..... 153
Figura No 67 Desplazamientos Etapa No. 4 153
Figura No 68 Deformaciones Etapa No. 5 155
Figura No 69 Estados de Esfuerzos Etapa No 5..... 155
Figura No 70 Desplazamientos Etapa No. 5 156

Figura No 71 Deformaciones Etapa No. 6 157
Figura No 72 Estados de Esfuerzos Etapa No 6 157
Figura No 73 Desplazamientos Etapa No. 6 158
Figura No 74 Deformaciones Etapa No. 7 158
Figura No 75 Estados de Esfuerzos Etapa No 7 159
Figura No 76 Desplazamientos Etapa No. 7 159
Figura No 77 Deformaciones Etapa No. 8 160
Figura No 78 Estados de Esfuerzos Etapa No 8 161
Figura No 79 Desplazamientos Etapa No. 8 161
Figura No 80 Deformaciones Etapa No. 9 162
Figura No 81 Estado de Esfuerzos Etapa No 9 162
Figura No 82 Desplazamientos Etapa No. 9 163
Figura No 83 Deformaciones Etapa No. 10 164
Figura No 84 Estado de Esfuerzos Etapa No 10 164
Figura No 85 Desplazamientos Etapa No. 10 165
Figura No 86 Deformaciones Etapa No. 11 166
Figura No 87 Estado de Esfuerzos Etapa No 11 166
Figura No 88 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos Etapa 11 167
Figura No 89 Geometría de Cargas 168
Figura No 90 Malla del Elemento en Condiciones Iniciales 168
Figura No 91 Condición Hidrostática Inicial 168
Figura No 92 Condición de Presión de Poros Inicial 169
Figura No 93 Deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 1 169
Figura No 94 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 1 170

Figura No 95 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 1 170

Figura No 96 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 1 171

Figura No 97 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 2 172

Figura No 98 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 2 173

Figura No 99 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 2 173

Figura No 100 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 2 174

Figura No 101 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 3 175

Figura No 102 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 3 175

Figura No 103 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 3 176

Figura No 104 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 3 177

Figura No 105 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 4 177

Figura No 106 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 4 178

Figura No 107 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 4 178

Figura No 108 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 179

Figura No 109 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 5 180

Figura No 110 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 5 180

Figura No 111 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 5 181
Figura No 112 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 5 182
Figura No 113 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 6 182
Figura No 114 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 6 183
Figura No 115 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 6 183
Figura No 116 Figura No 102 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 6 184
Figura No 117 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 7 185
Figura No 118 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 7 185
Figura No 119 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 7 186
Figura No 120 Figura No 105 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 7 187
Figura No 121 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 8 187
Figura No 122 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 8 188
Figura No 123 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 8 189
Figura No 124 Figura No 108 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 8 189
Figura No 125 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 10 190
Figura No 126 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 9 190

Figura No 127 Figura No 108 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 9 191
Figura No 128 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 9 191
Figura No 129 Desplazamientos Totales con Sobre Carga Etapa 10 192
Figura No 130 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 10 193
Figura No 131 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 10 193
Figura No 132 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 10 194
Figura No 133 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 10 195
Figura No 134 Desplazamientos Totales con Sobre Carga Etapa 11 195
Figura No 135 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 11 196
Figura No 136 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 11 196
Figura No 137 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 11 197

Resumen

La presente investigación muestra el estudio, desarrollo por parte del autor del diseño de cimentación y procesos constructivos de la excavación de sótanos para el rascacielos ENTRE CALLES localizado en la calle 19 con carrera 7 en La Ciudad de Bogotá, mediante la aplicación de los conceptos adquiridos en el desarrollo de la Maestría y la profundización de los mismos, de igual forma compara los resultados obtenidos por el autor con el diseño aceptado por la curaduría, para de esta forma efectuar un paralelo, confrontación para de esta forma emitir juicios valorativos, acerca de los resultados obtenidos.

A su vez la presente investigación tiene como objetivo mejorar el Estado del Arte y el Know How, para el caso específico del diseño de cimentaciones para edificios denominados RASCACIELOS, enmarcándolos en las condiciones particulares de nuestro entorno en cuanto a estratigrafía, diseño, equipos y procedimientos constructivos.

De igual forma efectuar una modelación del proceso constructivo de la cimentación y sótanos, en donde se describa el paso a paso del proceso de excavación, proceso de pilotaje y de la construcción de sótanos, todo esto mediante la utilización del programa Plaxis 2D.

Así las cosas, la presente investigación arrojara como resultado un documento de consulta, tanto para estudiantes de pregrado como de Post grado, que pretende servir como guía, en componentes a considerar dentro del diseño de obras de esta envergadura.

Palabras clave:

Exploración del Subsuelo, excavación, Diseño Cimentación, Modelación Geotécnica.

Abstract

The present investigation shows the study, development on the part of the author of the design of foundation and constructive processes of the excavation of basements for the skyscraper ENTRE CALLES located in the street 19 with career 7 in the City of Bogotá, by means of the application of the acquired concepts in the development of the Masters and the deepening of them, similarly compares the results obtained by the author with the design accepted by the curatorship, in order to make a parallel, confrontation in order to make judgments, about the results obtained.

At the same time, this research aims to improve the State of the Art and Know How, for the specific case of the design of foundations for buildings called RASCACIELOS, framing them in the particular conditions of our environment in terms of stratigraphy, design, equipment and procedures constructive

In the same way make a modeling of the construction process of the foundations and basements, where the step by step of the excavation process, piloting process and the construction of basements are described, all this through the use of the Plaxis 2D program.

Thus, the present investigation will result in a consultation document, both for undergraduate and graduate students, which aims to serve as a guide, in components to be considered in the design of works of this scope.

For the development of the work, undisturbed samples of expansive clay will be extracted and standard physical characterization tests will be carried out on them. Once the expansive potential has been defined, the geopolymer in different proportions and weights will be added to the extracted sample. After curing, the physical characteristics will be re-measured and, based on the results, the optimum mixing percentage will be defined. obtain the reduction of

the expansion potential and at the same time determine if it provides an improvement in the resistance.

Keywords: Underground Exploration, excavation, Design Cimentracion, Geotechnical Modeling

1. Introducción

En primera instancia se debe entender como un RASCACIELOS, un edificio particularmente alto, que tiene como característica primordial que es habitable, de igual forma, es necesario entender que el termino Rascacielos es relativo ya que no esencialmente un edificio denominado rascacielos es aquel edificio que sobrepasa cierto nivel de altura, sino que también se puede denominar rascacielos a aquel edificio que es predominante comparado con su con su entorno.

Los Rascacielos no son más que el fruto de los avances tecnológicos, la mejora en las resistencias de los aceros, la mayor capacidad portante de los concretos, de ascensores con una velocidad y el desarrollo de técnicas de diseño geotécnicas y/o estrucutrales además de crear sistemas que permiten crear espacios habitables y confortables, de igual forma son la respuesta a una necesidad latente por la fuerte densificación urbana, la cual se produce generalmente en zonas “privilegiadas”, que poseen fácil acceso a los servicios básicos, opciones de transporte, oficinas, entretenimiento y tiendas, por todo lo anterior la demanda de suelo en este tipo de espacios aumenta y de igual forma en una progresión exponencial su valor monetario, así las cosas, este tipo de estructuras nace como las respuesta para satisfacer todas estas necesidades.

El Consejo de Edificios Altos y Hábitat Urbano o en ingles The Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH), es una organización sin ánimo de lucro, con sede en el Instituto de Tecnología de Illinois de Chicago, Illinois, Estados Unidos, tiene como misión principal

La U acreditada para todos

estudiar, documentar e informar sobre todos los aspectos relacionados con la planificación, diseño y construcción de edificios altos, y ha clasificado los edificios basándose en tres criterios:

- Altura a la cima arquitectónica del edificio. Este es el principal criterio por el que ordena las alturas de los edificios. Las alturas se miden desde la entrada peatonal al aire libre más baja hasta la cima del edificio, incluyendo las agujas pero excluyendo elementos como mástiles de banderas o antenas.
- Altura a la planta ocupada más alta. Altura de la planta baja o nivel de suelo a la planta más alta ocupada por residentes, trabajadores u otros usuarios de forma habitual (por tanto, aquellas plantas técnicas que solo se acceden para realizar mantenimientos periódicos no son tenidas en cuenta).
- Altura a la cima de la antena. Altura a la cima de la aguja, pináculo, antena o mástil.

Los Rascacielos son originarios de Estados Unidos, específicamente de la ciudad de Chicago en el siglo XIX, y refinados posteriormente en la ciudad de Nueva York, son estructuras revulsivas tanto en el método de construcción que se utilizaba, como en su impacto urbano, y de otro lado necesarias ya que el índice de ocupación urbana se incrementaba de manera exponencial.

El primer edificio al que se le puede denominar Rascacielos es el Home Insurance Building, contaba con diez plantas y fue diseñado por el estadounidense William Le Baron

Jenney, construido entre 1884 y 1885 en Chicago, otra estructura que se podría enmarcar dentro de la categoría de los primeros rascacielos es el el World Building, de 20 plantas y construido en Nueva York en 1890.

Para los estándares modernos el primer rascacielos autentico seria el Park Row Building de Nueva York, con 30 plantas y construido en 1899. a su vez en el viejo continente el primer rascacielos que fue construido fue el Witte Huis construido en Róterdam, Países Bajos, en 1898 en estilo Art Nouveau con 43 metros y 10 pisos, en 1911 se construyó el Royal Liver Building en Liverpool, Reino Unido, de 90 metros y 13 pisos, considerado uno de los primeros rascacielos construidos completamente en concreto.

Se pueden considerar en Europa como los primeros rascacielos modernos las Torres Kungstornen, terminadas en 1925, a pesar que su altura no es comparable con otras estructuras construidas simultáneamente en America ya que esta solo alcanza los 61 metros, de igual forma, se pueden mencionar otros rascacielos como el Edificio Telefónica, con 89 metros de alto y 15 pisos, construido en el periodo comprendido entre 1926 a 1929, el Boerentoren en Amberes, Bélgica, de 1932 con 87,5 metros y 26 pisos (ampliado posteriormente) y la Torre Piacentini en Génova, Italia, de 31 pisos y 107 metros de altura, construida entre 1935 y 1940

Para la edad moderna más específicamente desde el año 2010, el edificio más alto es el Burj Khalifa, de 163 pisos, el cual se eleva hasta los 828 m y está ubicado en Dubái, la ciudad más poblada de Emiratos Árabes Unidos.

De lo descrito anteriormente se puede evidenciar el progreso de la cota techo alcanzada por este tipo de estructuras, esto como resultado de la evolución y mejora de los diferentes componentes constitutivos de un proyecto de esta envergadura, uno de los elementos constitutivos más importantes para alcanzar estas cotas es el estudio geotécnico, el diseño de su cimentación y por consiguiente su proceso constructivo.

Es claro que, al aumentar solicitudes en la cota máxima, aumentan las solicitudes de carga a las que se someterá el suelo de cimentación, por lo tanto, es necesario profundizar el estudio geotécnico del suelo de cimentación como factor imponderable en el diseño de la fundación, de igual forma, establecer parámetros de diseño de la cimentación acorde con la magnitud del proyecto y por ultimo establecer procesos constructivos de acuerdo a la necesidad.

1.1. Planteamiento del Tema

Generar el estudio de las Consideraciones para el análisis geotécnico de la cimentación de un edificio de gran altura en la Ciudad de Bogotá D.C. Caso: Edificio ENTRE CALLES localizado en la calle 19 con carrera 7, en condiciones tipo de la Ciudad de Bogotá, enfatizando en los procesos de diseño de la cimentación.

1.2. Justificación

La presente investigación responde a la necesidad latente en primera instancia de concebir el proceso de diseño de la cimentación de rascacielos en Colombia, por parte del autor, estudiando, las etapas y/o ciclos del proceso de diseño, desde la auscultación del terreno hasta la modelación del proceso constructivo.

Más que un problema *per se*, la construcción de este tipo de mega estructuras representa nuevos y grandes desafíos a las diferentes ramas de la ingeniería en nuestro país, así las cosas, se hace necesario abordar estas temáticas desde el punto de vista de la academia, en el caso puntual, efectuar el proceso de diseño de cimentación y su posterior documentación para el estudio der caso, del rascacielos, ENTRE CALLES localizado en la calle 19 con carrera 7 en La Ciudad de Bogotá.

Al llevar a cabo la presente investigación se aportará un documento soporte que colaborará a mejorar el estado del arte, en cuanto al proceso de diseño de este tipo de estructuras de gran envergadura, partiendo de la base de las características tipo de nuestro entorno.

En el caso de no llevar a cabo este proyecto de profundización , para el proceso de diseño de cimentaciones para este tipo de Estructuras, se vería afectada la divulgación y el aporte al estado del arte, de igual forma se afectaría el interés general de la comunidad tanto académica, como profesional en el área de la geotecnia ya que no contarían con un documento que esgrimiera como guía para el desarrollo de este tipo de este tipo de proceso de diseño, teniendo en cuenta que en la actualidad este tipo de diseño de macro proyectos se encuentra

relejado para un selecto grupo de ingenieros que tienen acceso a la información y además poseen la experticia necesaria para llevar a feliz puerto estos desafíos.

1.3. Objetivos

A continuación, se presentan los objetivos del trabajo de investigación, los cuales están enfocados a al estudio de caso geotécnico.

1.3.1. Objetivo General

Generar el estudio de las Consideraciones para el análisis geotécnico de la cimentación de un edificio de gran altura en la Ciudad de Bogotá D.C. Caso: Edificio ENTRE CALLES localizado en la calle 19 con carrera 7, en condiciones tipo de la Ciudad de Bogotá, enfatizando en los procesos de diseño de la cimentación, con el propósito de profundizar en el estado del arte, para las diferentes etapas del proceso de análisis geotécnico, en condiciones tipo de la Ciudad de Bogotá.

1.3.2. Objetivos Específicos

1. Desarrollar el análisis geotécnico de las etapas de diseño de un edificio de Gran Altura haciendo énfasis en la geometría de la cimentación, exploración del subsuelo, ensayos de laboratorio, caracterización del suelo y perfil estratigráfico.
2. Efectuar informe detallado de la información geotécnica existente para el estudio de caso, haciendo énfasis en, exploración del subsuelo, ensayos de laboratorio,

caracterización del suelo y perfil estratigráfico. del lote ubicado en la calle 19 con carrera 7 en La Ciudad de Bogotá, con el fin de identificar las características de los estratos y cada una de las variables que incidan en el análisis geotécnico.

3. Efectuar el cálculo de la cimentación del edificio ENTRE CALLES localizado en la calle 19 con carrera 7 en La Ciudad de Bogotá, mediante la utilización y profundización de los conceptos y/o conocimientos adquiridos en el desarrollo de la maestría, con el fin de establecer la alternativa más eficiente.
4. Desarrollar la modelación del proceso constructivo de la alternativa de diseño escogida efectuar la modelación de la excavación y la construcción de sótanos, mediante la utilización del software PLAXIS 2D y/o similar, como medio para tratar con la complejidad inherente a la construcción de estos sistemas y de igual forma visualizar el sistema que se piensa construir.

2. Antecedentes y Estado del Arte.

2.1. Antecedentes

El primer rascacielos de Colombia, definiendo rascacielos como un edificio que es predominante comparado con su con su entorno, el primer edificio que este documentado en Colombia es el edificio Peraza, que contaba con 7 pisos y fue construido en 1921 y se encuentra ubicado sobre el andén suroriental de la calle 13 con carrera 17, lugar plagado de locales dedicados a la venta y reparación de ciclas, y a pocas cuadras de los centros comerciales que le dan vida al San Andresito de la calle 13, cuando la capital de Colombia apenas alcanzaba los 250.000 habitantes.

De igual manera el primer rascacielos de cota superior a los 150 metros de altura construido en Colombia, fue el emblemático edificio de AVIANCA, construido en 1969, el cual contaba con 42 pisos, 4 sótanos y 161 metros de alto, en 1972 en Medellín se construyó el CENTRO COLTEJER, con 36 pisos, 3 sótanos y 175 metros de alto, en el mismo año, pero en la ciudad Bogotá, se construyó la CIUDADELA TORRE SAN MARTIN, con 47 pisos y 174 metros de cota máxima, en 1974 se edificó el CENRO DE COMERCIO INTERNACIONAL, que contó con 49 pisos y 192 metros de altura, en 1979 la TORRE COLPATRIA fue considerado en su momento el edificio más alto de Latinoamérica, cuenta con 50 pisos y 196 metros de altura, por más de 36 años fue el edificio más alto de Colombia.

La U acreditada para todos

De los anteriores casos de mega estructuras no se encuentra ningún tipo de noción acerca, de su perfil estratigráfico, características del suelo, diseño de cimentación, el único trabajo que está documentado es el rascacielos BD Bacata, fue realizado por la revista noticreto en su edición 118 Mayo/Junio 2018.

Así las cosas, se hace necesario remitirse a casos de estudios desarrollados en el exterior, en el año 1972 el Ingeniero Alvaro Lopez Ruiz, desarrollo un artículo denominado *Cimentaciones Actuales de los Rascacielos de Chicago,* en donde describe las características principales del terreno y la ejecución para esa época de las cimentaciones EN LA CIUDAD de chicago.

De igual forma, el ingeniero FREIRE GONZALES NUIRA, desarrollo una memoria del proyecto denominado RASCACIELOS EFICIENTE EN MANHATTAN, EN EL AÑO 2011, donde documenta el proyecto en todas las generalidades del proyecto incluida la cimentación del mismo

2.2. Estado del Arte

En Colombia antes de 1984 no era obligatorio hacer estudios de suelos para edificios de cuatro pisos o menos. Era usual cimentar los edificios livianos con zapatas aisladas o en algunos casos con zapatas complementadas con pilotes de madera; diseñadas para una presión de contacto de 1.0 Kg/cm.

Los edificios de cuatro pisos o más se cimentaban con placa flotante o semiflotante en las zonas de suelo blando y únicamente se diseñaban fundaciones profundas para edificios grandes cuando se encontraban capas de gravas, arenas o rocas para apoyar los pilotes por punta. Los edificios pequeños, soportados por zapatas, funcionaron de manera adecuada en algunas zonas de suelos menos compresibles, como Chapinero, el Centro, etc., pero sufrieron asentamientos excesivos en áreas de suelos muy blandos como el Lago, el Chicó, el Polo, Palermo, etc. Se encuentran casos puntuales en la Zona del el Lago con asentamiento de más de 1 m.

Los edificios de más de cuatro pisos de altura se cimentaban en la zona blanda con placas corridas, flotantes o semiflotantes. Era usual lograr cargas netas de 1.0 o 2.0 T/m2 (peso total menos peso de suelo excavado), dependiendo del suelo y en suelos muy blandos se exigía la flotación total. Sin embargo, en la mayor parte de los casos no se lograba hacer coincidir el centro de cargas y de placa de cimentación con el centro del sótano; al no lograr empatar la ubicación del centro del edificio con el centro del sótano, el cual le da flotación y cubre el área total del lote, se produce una excentricidad, que en muchos casos derivaba en asentamientos diferenciales, este problema podría ser mayor cuando no se desvinculaba la torre de la plataforma, puesto que en los suelos blandos se presenta un rebote elástico del terreno.

La U acreditada para todos

En los años 60 y sobre todo en los 70 se inició la construcción de edificios de cinco pisos o más altura en zonas de suelos blandos, es decir, en zonas un poco alejadas de los piedemontes, en donde no se encuentran hasta gran profundidad capas densas, de arena o grava en donde apoyar las cargas de mayor magnitud. Era necesario por lo tanto lograr una flotación parcial o total para cimentar estructuras de mayor peso.

Cabe mencionar dos pruebas in-situ llevadas a cabo a principios de los años 70. Las dos se efectuaron en la Zona del Lago en la ciudad de Bogotá, estas pruebas respondían a la intención de los Ingenieros geotecnistas de la época para dar respuesta a los problemas de asentamientos excesivos debidos a la capa de turba superficial (cerca de 4 m de espesor), la cual se encuentra en esta parte de la ciudad, el primer test consistió en la construcción de un pilote trabajando por fricción y la posterior realización del ensayo de carga correspondiente. En la etapa inicial se construyó el pilote de 60 cm de diámetro y 15 m de profundidad, y se programó la prueba de carga, al día siguiente de fundido este elemento, se observó que la cabeza del pilote no se encontraba en la cota donde inicialmente se había fundido, debido a este asentamiento se pudo concluir que este elemento se había asentado por efecto de su propio peso, por ende, no era una solución viable al problema del asentamiento el diseño y la construcción de este tipo de cimentaciones.

La segunda prueba se llevó a cabo en el Edificio Centro 93, que inicialmente se proyectó como torres de 18 pisos, la idea inicial era diseñar una cimentación flotante, lo cual según los

La U acreditada para todos

calculo realizados necesitaría la excavación de los sótanos hasta 12 metros de profundidad, con el fin de evaluar y/o estudiar este diseño, se procedió a la construcción de un caisson anillado, el cual permitiría la exploración del terreno de manera directa y la extracción de muestras in-situ. La construcción de este elemento se llevó hasta los 8 metros de profundidad, en este punto se presentó falla por fondo en la excavación, ya que el revestimiento del caisson se hundió de una manera casi que instantánea (de un día para otro), y el caisson se llenó de material procedente de la excavación, de lo anterior se concluyó que era inviable la construcción como se proyectó inicialmente, así las cosas, fue necesario modificar los parametros a una excavación no mayor a 5.5 m y torres máximas de 8 pisos.

En los años 80 se efectuaron avances significativos en cuanto al diseño de cimentaciones profundas se refiere ya que se inició el diseño y la construcción de pilotes diseñados por fricción. La compañía brasileña SEEBLA diseñaron cimentaciones basadas en pilotes por fricción para fundar los puentes ubicados en las calles 80 y 68 con las avenidas Quito y 68, puentes que serían construidos por la firma CONCONCRETO MENDES JUNIOR, DE IGUAL forma se efectuó un ensayo de carga de trabajo de 170 T, el resultado arrojado por este ensayo dio que el piloto soporto 340 T, lo cual da un factor de Seguridad igual a 2,. con una deformación máxima de 1.1 cm

Aunque los resultados de este tipo de cimentaciones fueron satisfactorios, se construyeron en Bogotá, pocos edificios, utilizando este sistema, ya que resultaban costosos y poseía un alto grado de incertidumbre. No obstante, de lo anterior, se diseñó en Bogotá el Proyecto

La U acreditada para todos

denominado Plenitud, ubicado en la Carrera 15 con calle 127, por el Dr. Victor Romero el cual constaba de pilotes acampanados diseñados por punta en un estrato de suelo blando localizado a 35 m de profundidad y una capacidad de soporte de la pata igual 5.0 kg/cm2 , sin embargo estos pilotes trabajaron adecuadamente, pero por su diseño por punta sino porque se determinó que trabajaron como pilotes por fricción. Este tipo de cimentación fue encontrando su espacio por su favorabilidad en cuanto a evitar los asentamientos diferenciales que eran evidentes en las cimentaciones flotantes, las cimentaciones con pilotes de buena longitud resultan en asentamientos bajo en el deposito lacustre de la ciudad de Bogotá a pesar de su baja consistencia y su alta compresibilidad, mediante la utilización de este sistema se ha cimentado de manera eficiente edificios entre 7 y 20 pisos. Un poco después de la implementación de cimentaciones por pilotes en los años 80 se diseñaron sistemas combinados de placa pilotes para mejorar la eficiencia del pilotaje y disminuir su costo.

A partir de los años 90 se hizo más común la construcción de dos y tres sótanos, lo que conllevo a la utilización de pilotes para contar con la cimentación antes de iniciar la excavación de tierra para los sótanos. A su vez la construcción de más sótanos implica la utilización de placas de subpresion para equilibrar las presiones de agua y de tierra bajo fondo.

En 1964 el ingeniero Antonio Paez utilizo el sistema placa-caissons para fundar la torre Avianca con 42 pisos y 4 Sotanos, el cual fue galardonado con el premio nacional de ingeniería en el año 1970, , en el cual incluyo conceptos novedosos como lo fue establecer una cimentación "Temporal", para las columnas principales lo cual le permitiera a estas salir a nivel del andén rápidamente y permitir construir parte de la torre, mientras estos elementos se construían paralelamente se construiría la cimentación definitiva, según los cálculos efectuados la carga que podría soportar esta cimentación temporal es equivalente a 25 pisos de altura, no obstante, para cuando se hubiere llegado a esa altura la cimentación definitiva ya debería estar construida. Esta cimentación temporal utilizo "Caissons", de gran diámetro construidos bajo cada una de las columnas principales (6) a profundidades mínimas de 21 metros El más reciente proyecto, concebido y construido de este tipo en Colombia es el rascacielos BD Bacata, el cual tuvo en su origen tres alternativas para el sistema de cimentación el primero fue un sistema de cimentación de Placa sobre suelo mejorado consiste en la utilización de inyecciones de mortero en el suelo subyacente con el objeto de mejorar la capacidad portante y utilizar una placa para apoyo del proyecto. Este sistema ha sido utilizado en numerosos proyectos en el mundo. Sin embargo, en Colombia para proyectos de gran escala, no ha sido utilizado. Después de varios análisis se descartó esta alternativa dada las condiciones geométricas de las torres que genera excentricidades muy altas, imposibles de compensar, con inyecciones o con la misma estructura, esta genero incertidumbre sobre el comportamiento de los edificios. La segunda alternativa planteada fueron Caisson esta

corresponde a la que tienen la mayor parte de los edificios altos localizados tanto en la zona del Centro Internacional de Bogotá como en el centro de la ciudad. Como ejemplo la torre Colpatria, el edilicio Avianca, y la torre del Hotel Hilton. La recomendación inicial del estudio geotécnico realizado para el BD Bacatá fue, inicialmente, pilas acampadas a una profundidad de 30 metros bajo la placa de contrapiso (último sótano del proyecto), a una capacidad de 150 ton/m^2. Los estudios finales confirmaron la dificultad de atravesar los diferentes estratos de suelo conformados por bolos de piedra o cantos rodados manualmente el uso de explosivos, los riesgos, la estabilidad de las construcciones vecinas, el costo y el tiempo requerido, hicieron necesario la búsqueda de otra alternativa para la cimentación del proyecto. De esta serie de análisis y premisas se desarrolló la tercera alternativa que contempla la construcción de pilotes pre excavados y fundidos in situ, con diámetros mínimos de 2 metros para las columnas de las torres y diámetros menores para cargas inferiores provenientes de la plataforma comercial. Como complemento se recomendó el diseño de una placa de concreto a nivel del séptimo sótano capaz de soportar los esfuerzos hidrostaticos generados por el nivel freático. Esta carga se estimó en 10 ton/m2, valor concordante con la diferencia entre la cota de excavación del último sótano (22 metros) y la cota de nivel freático encontrado. (Noticreto 2013).

De igual forma es necesario remitirse a casos de estudios desarrollados en el exterior, en el año 1972 el Ingeniero Alvaro Lopez Ruiz, desarrollo un artículo denominado *Cimentaciones Actuales de los Rascacielos de Chicago,* en donde describe las características

principales del terreno y la ejecución para esa época de las cimentaciones EN LA CIUDAD de chicago, en donde la construcción de pilotes de gran diámetro, apoyados sobre roca y hormigonados en seco, según requisito del código de la ciudad, esta alternativa presenta una debilidad que consiste en la dificultad de penetración del tubo de revestimiento permanente para conseguir la estanquidad requerida o bombear cantidades importantes de agua del fondo de las excavaciones. Esto último puede provocar arrastres de terreno de las cimentaciones adyacentes apoyadas sobre suelo a una cota más alta, así como el abatimiento del nivel freático, con el riesgo consiguiente de producir asientos precisables y aun socavones. Para resolver este problema se realizo por primera vez en Chicago el presellado, mediante inyecciones químicas, de la roca de apoyo de los pilotes periféricos de una cimentación profunda, por medio de un taladro practicado en el centro de cada pilote, que ha servido al mismo tiempo para reconocer la naturaleza del subsuelo, antes de proceder a la perforación de cada pilote. La operación se llevo a cabo en los pilotes de gran diámetro de la cimentación del rascacielos Northern Trust Bank, para la época en construcción, con resultados muy satisfactorios. De igual forma se describe el método de presellado de la roca utilizado y los resultados obtenidos. A finales de 1972 se completó en Chicago la superestructura del edificio «SEARS», que con sus 440 m de altura (110 plantas y 15 m de sótano), seria para la época el edificio más alto del mundo, con una ventaja de 30 m sobre el World Trade Center, de New York, que para su época era el más elevado. Tanto aquel rascacielos como el Standard Oil, en construcción avanzada para el año 1972, que tendría 346 m, y el ya terminado John

Handcock, de 100 plantas y 337 m de altura, así como el First National Bank y otros de gran altura, están apoyados en la roca. La cimentación de estos edificios consiste fundamentalmente en pilotes Cilíndricos de gran diámetro, con la base empotrada en la roca situada a unos 30 m, a 40 m de profundidad respecto del nivel de la calle, a diferencia, por ejemplo, de los rascacielos de New York, donde la roca aparece casi en superficie. Además de las cimentaciones profundas sobre roca son muy frecuentes en Chicago, en edificios de hasta 70 pisos, como es el caso del «Lake Point Tower», otras cimentaciones no tan profundas, a base de pilotes de gran diámetro en «pata de elefante», es decir, con base ensanchada, apoyados en «hardpan». Este suelo está constituido por arcilla limosa con algo de arena, muy dura y preconsolidada, que se presenta frecuentemente entre los 20 y 30 m de profundidad. Inmediatamente sobre el hardpan va una capa de arcilla semidura, seguida por otra de arcilla blanda. Entre el hardpan y la roca aparece generalmente un terreno muy compacto, más incoherente y permeable, con mayor contenido en arena y grava y, frecuentemente, con presencia de bolos. En la zona correspondiente al centro comercial de Chicago (Loop area), el nivel freático suele estar situado a unos 10 m de profundidad, lo que significa que sobre la base

De igual forma, el ingeniero FREIRE GONZALES NUIRA, desarrollo una memoria del proyecto denominado RASCACIELOS EFICIENTE EN MANHATTAN, EN EL AÑO 2011, donde documenta el proyecto en todas las generalidades del proyecto incluida la cimentación del mismo.

3. MARCO DE REFERENCIA

3.1. Marco Conceptual

EXPLORACION GEOTECNICA: Los trabajos de exploración geotécnica consisten en la realización de sondeos para efectuar ensayos de campo y recuperar muestras de suelo de los sitios estudiados. Con base en los resultados obtenidos de estos trabajos y de pruebas de laboratorio efectuadas en las muestras recuperadas, se definen los perfiles estratigráficos de los sitios estudiados, así como sus propiedades índice y mecánicas.

CIMENTACION: Se entiende por cimentación la parte de la estructura que transmite las cargas al suelo.

DISEÑO GEOTECNICO: Es el resultado del análisis de variables índice y mecánica del suelo vs procesos matemáticos y de Diseño establecidos, es necesario recalcar que cada estructura y/o edificación demanda la necesidad de resolver un problema de cimentación. En la práctica se usan cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas, las cuales presentan importantes diferencias en cuanto a su geometría, al comportamiento del suelo, a su funcionalidad estructural y a sus sistemas constructivo. (Garza Vásquez).

MODELACION NUMERICA: Es el desarrollo de métodos basados en elementos finitos que permite analizar los esfuerzos y las deformaciones a los que son sometidos diferentes estructuras, de igual forma permite realizar una simulación de los procesos de excavación, por etapas bajo algunas condiciones reales que se presentan durante la construcción.

3.2. Marco Teórico

3.2.1. Exploración del Subsuelo

Para cualquier Diseño Geotécnico se hace necesario la identificación de las capas de depósitos que subyacen a una estructura propuesta, y sus características físicas, mecánicas y Propiedades índice, partiendo de esta información el Ingeniero en Geotecnia tomara decisiones frente a (Braja, 2014):

1. Selección de Tipo y la profundidad de la base adecuada para cada tipo de estructura.
2. Evaluación de la capacidad de carga o capacidad portante del estrato de fundación.
3. Estimación del asentamiento probable de la estructura.
4. Identificación de dificultades potenciales.
5. Profundidad del nivel freático.
6. Cuantificaciones de las presiones laterales sobre estructuras.
7. Modelación métodos de construcción.

3.2.2. Programa de exploración del Subsuelo

El protocolo de exploración del subsuelo, comprende varias fases, partiendo de la recolección de información preliminar, el reconocimiento y la investigación del sitio.

Para la fase de recolección de información de hace necesario obtener información básica primaria, es decir, toda aquella información útil y necesaria sobre la ejecución del proyecto, partiendo del tipo de estructura que se desea construir, su uso general, para el caso puntual

las cargas a las que va estar sometida la estructura, numero de sótanos, de ser necesario separación de las columnas. (Braja, 2014).

De igual forma se hace necesario tener claridad sobre la topografía, y tipos de suelo que se encuentran en el sector circundante a la zona de la ejecución del proyecto, para esto se hace necesario recurrir a fuentes ya sea Estatales o Municipales, para tener un primer concepto del tipo de suelo que se puede encontrar, de igual forma esta información es de gran utilidad para la planificación de la investigación del subsuelo, en cuanto a equipos a utilizar y tiempo que pueda demorar la exploración.

Una vez acopiada esta información preliminar se hace necesario efectuar una inspección visual mediante una visita al lugar de ejecución del proyecto para obtener información fidedigna acerca de las características puntuales, como lo son (fuente propia):

1. Topografía general del sitio de ejecución, la localización de posibles zangas, identificación de posibles estratos de relleno, o escombros.
2. Identificar si existen evidencia y/o susceptibilidad a los deslizamientos de ladera y cuantificar su profundidad, identificación de grietas de contracción a intervalos regularmente espaciados, sinónimo de suelos expansivos.
3. De ser posible efectuar identificación de estratos, mediante la evidencia de cortes efectuados con anterioridad.

4. Tipos de construcciones cercanas identificación de alguna constante, que evidencie algún tipo de posible problema, como lo pueden ser grietas repetitivas en las edificaciones contiguas.
5. Por último, pero no muy frecuente en nuestro medio, es la obtención de estudios de investigación del subsuelo, de edificaciones aledañas las cuales brinden información de corte más específico, sobre las calidades del suelo.

Una vez realizadas las fases anteriores se hace necesario efectuar el protocolo de investigación del subsuelo, la cual comprende desde la planificación del mismo, el barreno de prueba y la recolección de muestras de suelo a intervalos calculados para la observación y pruebas de laboratorio (Braja, 2014), en este aspecto es necesario recalcar que la norma NSR 10 en su Titulo H determina las directrices, tanto en número de sondeos como en profundidad de los mismos, que son de obligatorio cumplimiento.

3.3. Métodos Exploratorios de Campo

Son aquellas metodologías que frecuentemente se utilizan en el campo de la Ingeniería Geotécnica, con el fin de determinar la estratigrafía de una masa de suelo, así como sus características físico mecánicas y/o geotécnicas, entre las más utilizadas se puede mencionar (Braja, 2014).

1. Pozos de prueba (excavaciones a cielo abierto).
2. Perforaciones barrenadas manualmente.

3. Perforaciones con barrenas mecánicas.
4. Perforaciones por percusión con cables ligeros.
5. Perforaciones "lavadas".
6. Pruebas de "lavado".
7. Pruebas de penetración dinámica de cono.
8. Pruebas de penetración estático de cono.
9. Pruebas de corte con veleta.
10. Pruebas de presión.
11. Pruebas de soporte de la losa.

Para el desarrollo del presente trabajo se profundizará en la prueba de penetración semi-estática de cono y la prueba de penetración dinámica de cono.

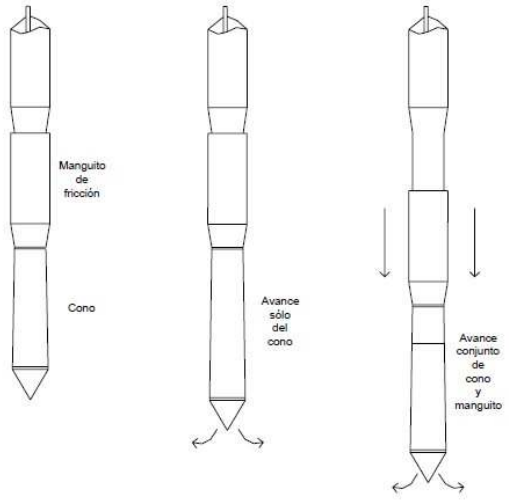
3.3.1. Ensayo de Penetración Estático (Cono Holandés)

El cono holandés es el ensayo de penetración estática más difundido, este posee dos juegos de barras, uno exterior hueco, de 36 mm de diámetro, y otro interior sólido de 15 mm de diámetro, las barras poseen roscas para unirse entre sí, la barra interior está conectada a la punta del cono, esta punta tiene 60º de ángulo en el vértice, un diámetro igual al de la barra exterior y un área de 10 cm^2. Por su parte la barra exterior está conectada al cono, el cual puede correr libremente hasta 70 mm empujado por ésta. (Cardenas, 1992)

Un accesorio que merece una mención especial es el Manguito de Fricción Begemann, este accesorio tiene 150 cm² de área lateral y está dispuesto de tal manera que es arrastrado por el cono durante la última mitad de su carrera, es decir, de los 70 mm de avance del cono los primeros 35 mm los efectúa sólo y los siguientes 35 mm lo hace arrastrando consigo el manguito, es necesario solo restar la primera lectura de la segunda para hallar el valor de la fricción local provocada por el Manguito Begemann. (Cardenas, 1992)

De igual forma en la parte superior de las barras, el extremo de éstas se conecta a un dispositivo hidráulico que puede aplicar carga indistintamente a la barra interior o a la exterior, d os manómetros, uno para cada barra, permiten medir la carga aplicada a cada una de éstas en un momento dado, en el principio la fuerza para introducir el cono era aplicada manualmente mediante la utilización de poleas y cadenas, en la actualidad se utiliza la fuerza hidráulica, está se aplica con una bomba accionada por un motor de gasolina o diesel.

Figura No 1 Cono Holandés y sus diversas partes



La U acreditada para todos

Desde hace unos años se encuentran en el mercado equipos comerciales que efectúan la lectura de las presiones, la velocidad de avance y la profundidad por medios electrónicos, y adicionalmente tienen dispositivos para leer la presión de poros generada durante el ensayo (parámetro fundamental cuando se ensayan suelos finos). Estos equipos modernos llegan también a registrar automáticamente todo el ensayo en computadoras en el campo y efectuar una interpretación "in situ". A estos conos se les denomina electrónicos o Piezocono, y tienen incluso un perfil diferente al tradicional Cono Holandés de avance mecánico.

La aplicación más útil de CPT es proveer una definición de perfiles muy mejorada de los suelos especialmente cuando es usado en conjunto con perforaciones de investigación. La correlación de los ensayos del CPT con los suelos granulares incluye el ángulo de fricción, el módulo de compresibilidad, la densidad relativa y el OCR (Over Consolidation Ratio, o

Presión Efectiva de Sobrecarga). Para suelos cohesivos saturados las correlaciones de q_c incluyen la resistencia al corte no drenada así como el OCR. Es importante recordar que las correlaciones de las propiedades del suelo con el CPT son fundamentalmente empíricas y que en principio son válidas únicamente para los datos base usados para establecer la correlación. En nuestro país, esta última información es clave debido a la gran importancia que tiene una correlación abundante para una mejor interpretación de los resultados con este equipo. (Cardenas, 1992)

Existen las tres modalidades siguientes para efectuar sondeos con el cono Holandés mecánico:

1. **Sondeo continuo con el cono sólo**: Se baja todo el conjunto hasta la profundidad donde se inician los ensayos, luego se hace avanzar continuamente el cono acompañado por los juegos de barras. Se mide la fuerza necesaria para efectuar este avance.
2. **Sondeo discontinuo con el cono sólo:** Se baja todo el conjunto hasta la profundidad donde se inician los ensayos, luego se hace avanzar un tramo al cono sólo, sin que lo acompañe el juego de barras exteriores; así el cono puede avanzar en tramos de 50 mm, terminado cada tramo, se debe bajar el conjunto exterior de barras.
3. **Sondeo discontinuo usando el manguito de fricción de Begemann**: Se avanza el cono, en carreras de 70 mm, los primeros 35 mm los avanza sólo y los siguientes 35 mm arrastrando el manguito de fricción. La diferencia entre la segunda fuerza y la primera nos da la fuerza de fricción.

   La fuerza de punta, dividida entre el área frontal del cono (10 cm^2) es la Resistencia de Punta $q_{c.}$, la fuerza de fricción, dividida entre el área lateral del manguito de fricción (150 cm^2) es la Resistencia a la Fricción Lateral f_l, la relación de fricción se da en porcentaje y es el cociente que resulta de dividir la resistencia de fricción entre la resistencia de punta.

3.3.2. Procedimiento Sondeo Cono Estático (Braja, 2014)

Para la ejecución de la perforación, el equipo requiere de dos juegos de tuberías concéntricas, barras interiores con diámetro de 1.5 cm y otro juego de barras huecas exteriores de 3.6 cm, que se accionan con un sistema de gatos hidráulicos instalados en un equipo que se asemeja a una perforadora de suelos convencional, las barras miden 1 m de longitud y se van acoplando a medida que avanza el cono. Este se hinca a razón de 1 a 2 cm/s, las cargas aplicadas se miden con celdas hidráulicas de carga.

La punta del cono puede ser de dos tipos, la primera la denominada de Delft, que únicamente permite determinar la resistencia a la punta y la segunda la de Begemann que sirve para determinar la resistencia de punta y de punta más fricción.

El cono Delft avanza 8 cm en el suelo por medio de las barras interiores y registra la fuerza necesaria para ese intervalo, acto seguido se hacen avanzar 20 cm las barras exteriores y en los últimos 12 cm el cono y las barras penetran juntos el suelo, el procedimiento se repite, cada 20 cm hasta llegar a la profundidad deseada.

Para el caso específico del cono Begeman, el procedimiento se ejecuta así:

1. Se empieza hincando las barras interiores 4 cm, las barras exteriores se mantienen fijas, aquí se obtiene la primera medición de la resistencia de punta, q_c,
2. Avanzan las barras interiores, nuevamente 4 cm, acoplando el cono con la funda de fricción, para de esta forma moverlas conjuntamente, se registra el dato de la

resistencia ofrecida por el suelo, la cual corresponde a la suma de la resistencia por punta q_c, más la resistencia por fricción f_s .

3. Se empujan nuevamente las barras exteriores 20 c, lo que permite que la funda avance en los 16 cm y el cono en los últimos 12 cm.

Se repite el procedimiento hasta encontrar la profundidad máxima de exploración, obteniendo mediciones de q_c y de ($q_c + f_s$) cada 20 cm.

3.3.3. Determinación de la Resistencia del Suelo por el Método de CPT. (Braja, 2014)

Para la determinación de la resistencia del suelo por este método es necesario hallar la fricción lateral por unidad de área de la siguiente forma.

$$F_s = R_t - Q_c$$

$$f_s = F_s / A_f$$

Donde:

F_s = Fuerza de fricción lateral local en la funda deslizante, en kg.

R_t = Fuerza registrada para hincar el cono y la funda deslizante, en kg.

Q_c = Fuerza registrada para hincar la punta del cono, en kg.

f_s = Fricción lateral por unidad de área, en kg/cm^2

A_f = Área lateral de la funda deslizante.

La resistencia por punta se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

$$q_c = (Q_c + SW_{bi}) / A_c$$

Donde:

A_c = Área transversal del cono.

SW_{bi} = Suma del peso de las barras interiores arriba del cono aprox 1.4 kg/barra., Esta corrección se hace sobre la resistencia medida, en cono de baja capacidad como el que contamos nosotros por cada 7 m se aumenta 1 Kg/cm² al q_c

La relación de fricción se obtiene como:

$$R_f = f_{s(n)} / q_{c(n-1)} \times 100$$

De la información obtenida se elaboran las gráficas de Profundidad vs Resistencia de Punta q_c y de profundidad Vs Fricción Lateral unitaria f_s.

3.3.4. Ensayo de Penetración Estándar (SPT) (Braja, 2014)

La prueba de penetración estándar SPT por sus siglas en inglés, permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante la determinación del número de golpes necesario para hincar el penetrometro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio.

De esta manera se pude identificar el perfil estratigráfico del sitio, tomando como punto de partida las muestras recolectadas en camp, para determinar sus propiedades índice límites de consistencia, porcentaje de humedad y la resistencia al corte.

El equipo para el ensayo de penetración estándar, consta de un tubo de acero con un extremo el tubo es de cuchara partida lo que permite efectuar la recuperación de la muestra extraída, de igual forma posee un conjunto de barras y brazos de perforación, una pesa de carga de 63.5 kg, y un cabezal de golpeo.

3.3.5. Procedimiento Sondeo Ensayo de Penetración Estándar. (Braja, 2014)

El sondeo de Penetración Estándar, consiste en hinca el penetrometro 45 cm con la pesa de 63.5 kg, dejándola caer libremente desde una altura de 76 cm de altura, se efectúa el sondeo con un toma muestras partido denominado también "Cuchara Normal" que está formado por un tubo de acero de paredes gruesas partido longitudinalmente. El extremo

inferior está unido a un anillo cortante, y el superior a una válvula y pieza de conexión a la barra de sondeo Figura 2., siguiendo el siguiente procedimiento:

1. Una vez efectuada la limpieza correspondiente de la perforación de sondeo, se hinca el tomamuestras 15 cm en el suelo para asegurarse que la zapata de corte se asiente en material virgen.
2. Luego se hinca 30 cm. en incrementos de 15 cm a golpes de un martinete que pesa 63.5 kilos (140 libras) y cae de una altura de 76 cm. Se anota el número de golpes que se necesita para hincar el tomamuestras cada uno de los 15 cm.
3. El Registro de Penetración o Índice de Penetración "N" se obtiene al considerar los golpes necesarios para penetrar los últimos 30 cm (12") de un total de 45 cm (18") de la Cuchara Muestreadora; los primeros 15 cm (6") no se consideran, dado que el suelo podría estar alterado por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.
4. La muestra es examinada, clasificada por el técnico de campo encargado del sondeo, guardándose posteriormente en un depósito de vidrio o plástico, que se sella y se envía al laboratorio.
5. Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento.

6. La resistencia a la Penetración es un indicador de la compacidad de los suelos no cohesivos y de la resistencia de los suelos cohesivos, pues es, en efecto un ensayo Dinámico de Esfuerzo Cortante In-Situ.

De acuerdo al número de penetración estándar obtenido en campo N_{60} y según sea el tipo de material se han establecido en la literatura tablas de compacidad para el caso suelos granulares y de resistencia para el caso de suelos cohesivos.

De igual forma se han establecido relaciones correcciones entre el numero de penetración estándar N_{60}, y la densidad relativa caso de los suelos granulares y relaciones entre el número de penetración estándar N_{60} y la consistencia para el caso de suelos cohesivos. (Braja M. Das, 2014)

Tabla 1 Compacidad relativa suelos granulares

Numero de Golpes	Compacidad Relativa
0 - 4	Muy suelta
5 - 10	Suelta
11 - 20	Firme
21 - 30	Muy Firme
31 -50	Densa
Mas de 50	Muy densa

Tabla 2 Resistencia de los suelos cohesivos

Numero de Golpes	Consistencia	Resistencia a la Compresion Simple q_u (kg/cm^2)
< 2	Muy Blanda	0 - 25
2 - 5	Balnda	25 - 50
5 - 10	Media	50 - 100
10 - 20	Rigida	100 - 200
20 - 30	Muy Rigida	200 - 400
> 30	Dura	> 400

3.3.6. Estimación de la Resistencia al Corte no Drenada C_u para Suelos Cohesivos

Existe en la literatura técnica varias correlaciones entre el número estándar de penetración y la resistencia al corte no Drenada de la arcilla C_u, tomando como premisa los resultados de pruebas triaxiales no drenadas efectuadas en arcillas insensitivas, Stroud /(1974), sugirió que (Braga, 2014):

$$C_u = KN_{60}$$

K = Constante = 3.5 – 6.5 .

N = Numero de penetración estandar obtenido en el campo.

El valor promedio de K es aproximadamente de 4.4 kN/m2.

Por otro lado, Hara et al (1971) sugirieron que:

$$C_u = 29N_{60}^{0.22}$$

3.3.7. Corrección para el Numero de Penetración Estándar en el Suelo Granular.

Para el caso específico de los suelos granulares, el valor de N_{60} se ve afectado por la presión de sobre carga efectiva σ'_0, es por este motivo que los datos obtenidos en campo para la determinación del N_{60} bajo diferentes presiones efectivas de sobre carga debe ser corregido por un valor estándar de σ'_0, así (Braga, 2014):

$$(\boldsymbol{N_1}) = C_N N_{60}$$

Donde;

$(N_1)_{60}$ = Valor corregido de N para un valor estándar de $\sigma'0$ (= 100 kN/m^2)

C_N = Factor de corrección.

N_{60} = Valor N obtenido en el campo.

3.3.8. Relaciones Empíricas para el Numero de Penetración Estándar

De igual forma a través del tiempo se han propuesto relaciones empíricas para el Numero de Penetración Estándar, a continuación, en la Tabla No 3 se relacionan las más comúnmente citadas. (Braja, 2014).

Tabla 3 Relaciones empíricas para el numero de penetración estándar

Relación Skempton (1986) para arena normalmente consolidada	$C_N = \frac{2}{1+\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)}$
Relación Skempton (1986) para arena gruesa normalmente consolidada	$C_N = \frac{3}{2+\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)}$
Relación Skempton (1986) para arena sobre-consolidada	$C_N = \frac{1.7}{0.7+\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)}$
Relación Seed et al.(1975)	$C_N \mid = 1 - 1.25 \log\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)$
Relación Pocket et al.(1974)	$C_N = 0.77 \log\left(\frac{20}{\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)}\right) para \frac{\sigma_o'}{P_a} \geq 0.25$
Relación de Bazaraa .(1967)	$C_N = \frac{4}{1+4\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)} para \frac{\sigma_o'}{P_a} \leq 0.75$
	$C_N = \frac{4}{3.25+\left(\frac{\sigma_O'}{P_a}\right)} para \frac{\sigma_o'}{P_a} > 0.75$

Para las relaciones empíricas la P_a = presión atmosférica (≈ 100 kN/m^2).

3.4. ESTUDIO GEOTECNICO DEFINITIVO

El Titulo H de la NSR-10 en su capítulo Capitulo H.1 en su numeral H.2.2.2 establece que el estudio geotécnico Es un ***"Trabajo realizado para un proyecto específico, en el cual el ingeniero geotecnista debe precisar todo lo relativo a las condiciones físico-mecánicas del subsuelo y las recomendaciones particulares para el diseño y construcción de todas las obras relacionadas, conforme a este Reglamento y en especial los Títulos A y H. Su presentación es obligatoria ya que en este se definen el tipo de suelo, el diseño y las recomendaciones de la cimentación y del proceso constructivo"***

De igual forma estableces en su numeral H.2.2.2.1 los aspectos mínimos que componen el estudio geotécnico definitivo los cuales están definidos como:

(a) Del proyecto : Nombre, plano de localización, objetivo del estudio, descripción general del proyecto, sistema estructural y evaluación de cargas. No se podrán considerar como ESTUDIO GEOTÉCNICO DEFINITIVO aquellos estudios realizados con cargas preliminares ni donde sólo se hayan tenido en cuenta las cargas de gravedad.

(b) Del subsuelo: Resumen del reconocimiento de campo, de la investigación adelantada en el sitio específico de la obra, la morfología del terreno, el origen geológico, las características físicomecánicas y la descripción de los niveles freáticos o aguas subterráneas con una interpretación De su significado para el comportamiento del proyecto estudiado.

(c) De cada unidad geológica o de suelo, se dará su identificación, su espesor, su distribución y los parámetros obtenidos en las pruebas y ensayos de campo y en los de laboratorio, siguiendo los lineamientos del Capítulo H.3. Para el análisis de efectos locales, la definición de tipo de suelo se debe hacer siguiendo los lineamientos del numeral A.2.4. Se debe estudiar el efecto o descartar la presencia de suelos con características especiales como suelos expansivos, dispersivos, colapsables, y los efectos de la presencia de vegetación ó de cuerpos de agua cercanos.

(d) De los análisis geotécnicos: Resumen de los análisis y justificación de los criterios geotécnicos adoptados que incluyan los aspectos contemplados especialmente en el Título H y en el numeral A.2.4. También, el análisis de los problemas constructivos de las alternativas de cimentación y contención, la evaluación de la estabilidad de taludes temporales de corte, la necesidad y planteamiento de alternativas de excavaciones soportadas con sistemas temporales de contención en voladizo, apuntalados o anclados. Se deben incluir los análisis de estabilidad y deformación de las alternativas de excavación y construcción, teniendo en cuenta, además de las características de resistencia y deformabilidad de los suelos, la influencia de los factores hidráulicos. (e) De las recomendaciones para diseño — Los parámetros geotécnicos para el diseño estructural del proyecto como: tipo de cimentación, profundidad de apoyo, presiones admisibles, asentamientos calculados incluyendo los diferenciales, tipos de estructuras de contención y parámetros para su diseño, perfil del suelo para el diseño sismo resistente y parámetros para análisis de interacción suelo-estructura

junto con una evaluación del comportamiento del depósito de suelo o del macizo rocoso bajo la acción de cargas sísmicas así como los límites esperados de variación de los parámetros medidos y el plan de contingencia en caso de que se excedan los valores previstos. Se

debe incluir también la evaluación de la estabilidad de las excavaciones, laderas y rellenos, diseño geotécnico de filtros y los demás aspectos contemplados en este Título.

(f) De las recomendaciones para la protección de edificaciones y predios vecinos — Cuando las condiciones del terreno y el ingeniero encargado del estudio geotécnico lo estime necesario, se hará un capítulo que contenga: estimar los asentamientos ocasionales originados en descenso del nivel freático, así como sus efectos sobre las edificaciones vecinas, diseñar un sistema de soportes que garantice la estabilidad de las edificaciones o predios vecinos, estimar los asentamientos inducidos por el peso de la nueva edificación sobre las construcciones vecinas, calcular los asentamientos y deformaciones laterales producidos en obras vecinas a causa de las excavaciones, y cuando las deformaciones o asentamientos producidos por la excavación o por el descenso del nivel freático superen los límites permisibles deben tomarse las medidas preventivas adecuadas.

(g) De las recomendaciones para construcción. Sistema Constructivo: Es un documento complementario o integrado al estudio geotécnico definitivo, de obligatoria elaboración por parte del ingeniero geotecnista responsable, de acuerdo con lo establecido en el numeral H.8.1. La entrega de este documento o su inclusión como un numeral del informe, deberá ser igualmente verificada por las autoridades que expidan las licencias de construcción. En el

sistema constructivo se deben establecer las alternativas técnicamente factibles para solucionar los problemas geotécnicos de excavación y construcción. Para proyectos de categoría Alta o Especial (véase el numeral H.3.1.1) se debe cumplir lo indicado en el numeral H.2.2.3.

3.5. Cimentaciones con Pilotes

El uso de pilotes es una de las técnicas más antiguas del hombre para superar las dificultades dela cimentación de estructuras en suelos blandos. Antes del siglo XIX, el tipo de cimentación más común en los edificios eran zapatas continuas, y sólo si el terreno era incapaz de soportar las presiones que ejercían las zapatas, se usaban pilotes. El diseño de estas cimentaciones estaba en conocimiento empírico, sin ningún tipo de modelo matemático.

En el principio, los pilotes generalmente eran todos de madera esto por su abundancia, fácil acceso y su fácil maniobrabilidad, así que para dar seguridad a una estructura se hincaban pilotes en forma abundante, sin ninguna norma y a criterio del constructor. De esta manera, la capacidad de carga del pilote estaba limitada por el grosor de la madera y su capacidad de soportar el peso del martillo sin astillarse. Es así que en un principio se crearon reglas primitivas mediante las cuales la carga admisible de un pilote se basaba en la resistencia al golpe de un martillo de peso y altura de caída conocidos. Como el tipo de estructura de esa época no sufría grandes asentamientos, no surgió otro material que lo reemplace.

A medida que el desarrollo industrial aumenta, se crea una demanda de estructuras pesadas en lugares de terreno blando; surge entonces el pilote de concreto como una solución que supera largamente al pilote de madera, debido a que podía ser fabricado en unidades de las mismas dimensiones que el pilote hecho de madera, pero capaz de soportar compresiones y tensiones mucho mayores. Además que puede moldearse en cualquier forma estructural de acuerdo a las solicitaciones de carga y del tipo de suelo sobre el que se hinca. Con el desarrollo de las máquinas de gran eficiencia de perforación a gran profundidad y diámetro, se reemplazó parcialmente los pilotes hincados por los pilotes moldeados in-situ.

Posteriormente el acero, por su fácil maniobrabilidad y gran resistencia de hincado a grandes profundidades, empezó a tener auge, siendo los problemas de corrosión solucionados con la introducción de capas de pinturas durables y resistentes.

Conforme el costo de las cimentaciones piloteadas toma importancia, surge la necesidad de determinar un número de pilotes que no fuese mayor que el necesario para proporcionar seguridad a la estructura; se llega entonces a especulaciones teóricas que dan por resultado fórmulas de hinca, aunque posteriormente se determina que éstas adolecían de grandes defectos, haciéndose usual determinar la carga admisible del pilote ejecutando ensayos de carga sobre un pilote de prueba y determinando el número de pilotes mediante el cociente de la división de la carga total entre la carga admisible por pilote.

3.5.1. Funciones y Usos de los Pilotes

Los pilotes son elementos estructurales que se hincan y/o se moldean in situ para transmitir las cargas a estratos más profundos, o para modificar las propiedades físicas del suelo en sí. A continuación, se identificarán algunas de las condiciones básicas en las que se requiere la utilización de este tipo de cimentaciones (Braja 2014)

1. Cuando las cargas transmitidas por la estructura no se puedan distribuir adecuadamente en una cimentación superficial excediendo la capacidad portante del suelo.
2. Cuando es necesario transferir cargas de la superestructura y del resto de la infraestructura a través de estratos débiles o compresibles, a través del agua o aire, hasta estratos inferiores con la suficiente capacidad de carga como para soportar la estructura, comportándose el pilote como una extensión de columna o pilar. Estos estratos inferiores pueden ser rocas, arcillas duras o suelos de baja compresibilidad. Al pilote que reposa sobre estos estratos se le denomina "pilote de punta"
3. Cuando es necesario transferir o repartir la carga sobre un suelo relativamente suelto a través de la fricción de superficie entre el pilote y el suelo. Este tipo de pilote se le denomina "pilote de fricción" y a su vez se puede subdividir, según Terzaghi, en pilotes de fricción en suelos de grano grueso muy permeable y pilote de fricción en suelos de grano fino o de baja permeabilidad. En la naturaleza es difícil encontrar

La U acreditada para todos

estratos de suelos homogéneos, por lo que no existe un límite real entre estas categorías

4. Cuando uno o más estratos de suelo son ligeramente compresibles y demasiado débiles para soportar la carga transmitida por la súper-estructura, en este caso son utilizados para transmitir las cargas a un estrato de suelo competente.
5. Cuando existen suelos expansivos dentro del perfil estratigráfico con un espesor considerable.
6. En áreas de suelos expansivos o colapsables, para asegurar que los movimientos estacionales no sucederán
7. En situaciones donde el suelo alrededor de un pilote lo mueve hacia abajo, a esto se le denomina "fricción negativa", esta fricción tiende a hundir el pilote y si éste no puede penetrar más, en la punta del pilote se generará una presión concentrada. Este caso se puede presentar cuando se hinca un pilote en un estrato blando en cuya superficie se coloca un relleno que consolide el terreno, entonces éste al consolidarse generará en las caras del pilote unas fuerzas de fricción hacia abajo que se denominan fricción negativa
8. Para proporcionar anclaje a estructuras sujetas a subpresiones, momentos de volteo o cualquier efecto que trate de levantar la estructura. Las fuerzas horizontales se resisten por pilotes en flexión o por grupos de pilotes verticales e inclinados que actúan como

un sistema estructural, combinando las resistencias axiales y laterales de todo el grupo.

9. Para alcanzar con la cimentación profundidades que no estén sujetas a erosión, socavaciones u otros efectos
10. Para evitar los daños que puede producir una futura excavación a la cimentación de una edificación adyacente; en este caso el pilote lleva la carga de la cimentación debajo del nivel de excavación esperado.
11. Cuando se someten a cargas horizontales, para este caso particular es necesario recalcar que las cimentaciones con pilotes son estructuras que resisten por flexión, mientras soportan las cargas verticales trasmitidas.
12. Proteger estructuras marinas como muelles, atracaderos, contra impactos de barcos u objetos flotantes.
13. Soportar muros de contención, contrafuertes o cimentaciones de máquinas
14. Compactar el suelo.

3.6. Capacidad de carga Ultima de Pilotes (Braja, 2014)

El primer paso para el cálculo de cimentaciones diseñadas con pilotes es calcular la capacidad de carga última de pilotes individuales. Después de calculada la capacidad de carga última, deberá determinarse la capacidad de carga admisible de cada pilote. Es necesario tener en consideración que la capacidad portante de un grupo de pilotes puede no ser igual a

la suma de las capacidades portantes de todos los pilotes en el grupo, por lo que debe considerarse el comportamiento del grupo como un todo.

En ciertas condiciones del terreno, el suelo que rodea la parte superior del pilote se puede asentar con relación al pilote, cambiando la dirección de las fuerzas de fricción en el lado del pilote y tendiendo a jalarlo hacia abajo. Este fenómeno, conocido como fricción negativa, produce una carga adicional en el pilote, de modo que reduce su capacidad portante. Se presentarán los casos donde puede ocurrir fricción negativa y un método para estimar la máxima fuerza impuesta por la fricción negativa.

3.7. Estimación de la capacidad de carga ultima de un pilote Q_u (Braja, 2014)

La capacidad ultima de un pilote está compuesta por la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta.

La capacidad ultima de un pilote Q_u está determinada por la ecuación:

$$Q_u = Q_P + Q_S$$

Q_u = Capacidad de soporte de carga de la punta del pilote.

Q_s = Resistencia por fricción derivada de la interfaz suelo-pilote

3.8. Estimación de la Capacidad de Carga por Punta del Pilote (Braja, 2014)

Para el caso con pilotes la resistencia ultima por área unitaria desarrollada en la punta del pilote q_p, se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$q_u = q_p = c' N_c^* + qN_q^* + \gamma D N_\gamma^*$$

Si se tiene en cuenta que el que el ancho D en un pilote es relativamente pequeño el termino $\gamma D N_\gamma^*$ se puede omitir sin que esto conlleve la inclusión de un error considerable (Braga, 2014), la ecuación para la determinación de la capacidad por punta está dada por,

$$Q_P = A_p q_p = A_P \left(c' N_c^* + qN_q^*\right)$$

Donde:

A_p = Área de punta

c' = Cohesión del Suelo

q_p = Resistencia Unitaria de Punta

q' = Esfuerzo vertical efectivo a nivel de punta del pilote

N_c^*, N_q^*= Factores de capacidad de Carga.

3.9. Estimación de la Resistencia a la Fricción del Pilote

La resistencia por fricción, o superficial d, de un pilote se puede escribir como:

$$Q_S = \sum P\,\Delta L f$$

Donde:

P = Perímetro de la sección del pilote

ΔL = Longitud incremental del pilote sobre la cual P y f se considera constantes.

f = Resistencia Unitaria por fricción a cualquier profundidad z.

3.10. Estimación de la Carga permisible del Pilote.

Una vez determinada la capacidad de soporte de carga ultima total sumando la resistencia a la fricción y la resistencia en la punta, se hace necesario utilizar un factor de seguridad razonable para de esta forma obtener la carga permisible para cada pilote, de la siguiente forma:

$$Q_{perm} = \frac{Q_U}{FS}$$

Donde:

Q_{perm} = Capacidad de carga admisible para cada pilote

FS = Factor de Seguridad

F = Resistencia Unitaria por fricción a cualquier profundidad z.

3.11. Método de Meyerhof para Estimar Q_p en Arenas.

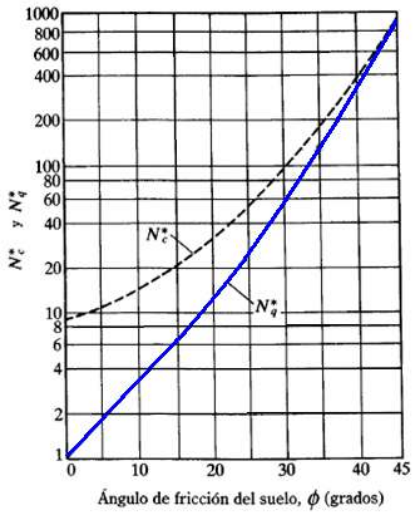
La capacidad de carga de punta, q_p, de un pilote, en una arena aumenta con la profundidad de empotramiento en el estrato de carga y alcanza su valor máximo a la relación de empotramiento ${}^{L_b}/_{d} = \left({}^{L_b}/_{D}\right) cr$. En un suelo homogéneo Lb es igual a la longitud de empotramiento real del pilote, L. No obstante, de lo anterior, cuando un pilote ha penetrado en un estrato de carga, $L_b < L$. Más allá de la relación de empotramiento critica, $\left({}^{L_b}/_{D}\right) cr$, el valor de q_p permanece constante, es decir, $(q_p = q_l)$, es decir, $L = L_b$, así las cosas, para pilotes en arena con cohesión = 0, la Q_p está dada por la siguiente ecuación (Braja, 2014):

$$Q_P = A_p q_p = A_p q' N_q^*$$

La variación de N_q^* con el Angulo de fricción φ' se muestra en la Figura No 2, sin embrago el valor de Q_p no debe exceder el valora limite de $A_p q_p$, es decir:

$$Q_P = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l$$

Figura No 2 Curva para el método de Meyerhof de carga de punta. fuente (Braja, 2014)



3.12. Método de Meyerhof para Estimar Q_p en Arcillas.

Para pilotes en arcillas saturadas en condiciones no drenadas ($\varphi = 0$), la carga ultima neta se puede dar como (Braja, 2014):

$$Q_P \cong N_c^* c_u A_p = 9 c_u q A_p$$

3.13. Resistencia por Fricción Superficial Q_s en Arena

La resistencia por superficial en suelos puramente friccionantes se expresa:

$$Q_S = \sum P \, \Delta L f$$

La profundidad critica L´, se encuentra en el orden entre 15 y 20 veces el diámetro del pilote. Una estimación Conservadora (Braja, 2014):

$$L^{´} \approx 15D$$

Para la determinación de la fricción superficial f se puede dar la siguiente relación, Para z = 0 a L´:

$$f = K\sigma_0^{´} \tan \delta^{´}$$

Y para z = L´ a L,

$$= f_{z=L^{´}}$$

Donde:

K = Coeficiente efectivo de presión de tierra.

σ´ = Esfuerzo vertical efectivo a la profundidad de consideración

δ’ = Resistencia Unitaria por fricción suelo pilote.

Hay que tener en cuenta que la magnitud de K varia con la profundidad y es aproximadamente igual al coeficiente de presión pasiva de tierra K_p, en la parte superior del pilote puede ser menor que el coeficiente de presión en reposo, Ko, a una profundidad mayo.

La U acreditada para todos

Con base en resultados actualmente disponibles, los valores promedio siguientes de K se recomiendan para la utilizarlos en la ecuación Tabla No 4 (Braja, 2014):

Tabla 4 Valores promedio de K. Fuente (Braja, 2014)

Tipo de Pilote	K
Perforado o Hincado con ayuda de agua	$\approx K_0 = 1 - \sin\varphi'$
Hincado de bajo desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \sin\varphi \ a\ 1.4K_0 = 1.4(1 - \sin\varphi')$
Hincado de alto desplazamiento	$\approx K_0 = 1 - \sin\varphi \ a\ 1.8K_0 = 1.8(1 - \sin\varphi')$

Coyle y Castello (1981), propusieron que la Resistencia pro fricción en la arena está dada por la siguiente expresión:

$$Q_S = K\overline{\sigma_0' \tan(0.8\varphi')}\, pL$$

3.14. Resistencia por Fricción Superficial Q_s en Arcilla Método λ

Este método fue propuesto por Vjayvergiya y Focth (1972), parte de la premisa que el desplazamiento del suelo ocasionado por el hincado del pilote da por resultado una presión lateral pasiva a cualquier profundidad y que la resistencia superficial unitaria promedio es:

$$f_{prom} = \lambda\left(\overline{\sigma_0'} + 2c_u\right)$$

Donde:

$\overline{\sigma_0'}$ = Esfuerzo vertical efectivo medio para toda la longitud de empotramiento

C_u = Resistencia cortante no drenada media ($\phi = 0$)

El valor de λ se modifica de acuerdo a la profundidad de penetración del pilote ver Tabla No 5

Tabla 5 Valores de λ. Fuente (Braja, 2014)

Longitud de Empotramiento (m)	λ
0	0,5
5	0,336
10	0,245
15	0,2
20	0,173
25	0,15
30	0,136
35	0,132
40	0,127
50	0,118
60	0,113
70	0,11
80	0,11
90	0,11

Por lo tanto, la resistencia a la fricción se puede calcular como:

$$Q_S = PLf_{prom}$$

3.15. Resistencia por Fricción Superficial Q_s en Arcilla Método α

De acuerdo con el método α, la resistencia por fricción unitaria en suelos arcillosos se pude representar mediante la ecuación:

$$f = \propto c_u$$

Donde:

α = Factor empírico de adhesión. Tabla

Tabla 6 Valores de α. Fuente (Braja, 2014)

0,10	1,00
0,20	0,92
0,30	0,82
0,40	0,74
0,60	0,62
0,80	0,54
1,00	0,48
1,20	0,42
1,40	0,4
1,60	0,38
1,80	0,36
2,00	0,35
2,40	0,34
2,80	0,34

La U acreditada para todos

De igual forma Sladen (1992) demostró que:

$$\propto = C\left(\frac{\overline{\sigma_0'}}{c_u}\right)^{0.45}$$

Donde:

$\overline{\sigma_0'}$ = Esfuerzo vertical efectivo

C = 0.4 a 0.5para pilotes perforados y ≥ 0.5 para pilotes hincados

Por lo tanto. la resistencia lateral ultima se puede dar como:

$$Q_S = \sum fp\Delta L = \sum ac_u\, p\Delta L$$

3.16. Eficiencia Grupo de Pilotes

En la mayoría de casos prácticos se hace necesario la utilización de los pilotes en grupos para la transmisión de la carga estructural al suelo., la eficiencia de3 la capacidad de soporte de carga en un grupo de pilotes se puede definir por la siguiente ecuación, (Braja, 2014):

$$\eta = \frac{Q_{g(u)}}{\sum Q_u}$$

Donde:

η = Eficiencia de grupo

$Q_{g(u)}$= Capacidad de soporte de carga ultima del grupo de pilotes.

Q_u = Capacidad de soporte de carga ultima de cada pilote sin el efecto de grupo.

3.17. Capacidad Ultima de Grupos de Pilotes en Arcilla Saturada

En primera instancia se determina

$$\sum Q_u = n_1 n_2 (Q_p + Q_S)$$

donde:

$Q_P = A_P [9 c_{u(p)}]$

$c_{u(p)} = Cohesion\ no\ drenada\ de\ la\ arcilla\ en\ la\ punta\ del\ pilote$

Además

$$Q_S = \sum \propto p\, c_u \Delta L$$

Por lo tanto,

$$\sum Q_U = n_1 n_2 \left[9 A_p c_{u(p)} + \sum \alpha p c_u \Delta L\right]$$

Paso siguiente se determina la capacidad ultima suponiendo que los pilotes en el grupo actúan con dimensiones $L_g \times B_g \times L$. La resistencia superficial de bloque está dada por:

$$\sum p_g \, c_u \Delta L \; = \sum 2\left(L_g + B_g\right) c_u \Delta$$

Es necesario calcular la capacidad de carga por punta

$$A_p q_p = \; A_P C_{u(p)} N_c^* = \left(L_g \, B_g\right) c_{u(p)} N_c^*$$

Se obtiene el valor del factor N_c^*, y se tiene que la carga ultima está dada por:

$$\sum Q_u \; = \; L_g B_g c_{u(p)} N_c^* + \sum 2\left(L_g + B_g\right) c_u \Delta L$$

3.18. Asentamiento Elástico de Grupos de Pilotes.

Por lo general el asentamiento de un grupo de pilotes ante una carga de trabajo similar por pilote aumenta con el ancho del grupo (B) y con el espaciamiento centro a centro de cada pilote (d), Así las cosas, la relación más simple para este tipo de casos la dio Vesic (1969) y está dada por:

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e$$

Donde:

$S_{g(e)}$ = Asentamiento elástico del grupo.

B_g = Ancho de la sección del grupo de pilotes.

D = Ancho o diámetro de cada pilote

S_e = Asentamiento elástico de cada Pilote.

Meyerhof (1976) sugirió, para grupo de pilotes en arena y grava, en el asentamiento elástico, la siguiente relación:

$$S_{g(e)}(mm) = \frac{0.96q\sqrt{B_g I}}{N_{60}}$$

Donde:

$$q = \frac{Q_g}{(L_g B_g)} \left(en\ {}^{kN}/_{m^2}\right)$$

y

$L_{g(e)}$= Asentamiento elástico del grupo.

B_g = Ancho de la sección del grupo de pilotes.

D = Ancho o diámetro de cada pilote

S_e = Asentamiento elástico de cada Pilote.

3.19. Asentamiento por Consolidación de Grupos de Pilotes.

El asentamiento de un grupo de pilotes se puede estimar mediante la utilización del método 2:1 de distribución del esfuerzo, siguiendo los siguientes pasos:

1. Considerando L como la profundidad de empotramiento de los pilotes, en donde el grupo de pilotes se somete a una carga total Q_g. Si el casquete del pilote esta debajo de la superficie original el terreno, Q_g es igual a la carga total de la superestructura sobre pilotes, menos el peso efectivo de suelo arriba del grupo de pilotes removido por la excavación.
2. Partiendo de la premisa que la carga Q_s se transmite al suelo iniciando a una profundidad de 2L/3 desde la parte superior del pilote, como se muestra en la figura. La carga Q_g se difunde a lo largo de la línea dos vertical a uno horizontal desde la profundidad. Las líneas aa´y bb´son las líneas 2:1. Figura No 3
3. Se calcula el incremento en el esfuerzo efectivo causado en la mitad de cada estrato del suelo por la carga Q_g , mediante la siguiente expresión.

$$\Delta\sigma_i^{'} = \frac{Q_s}{(B_g + z_i) + (L_g + z_i)}$$

Donde:

$\Delta\sigma_i^{'}$ = Incremento en el esfuerzo efectivo a la mitad del estrato i.

$L_g B_g$= Ancho de la sección del grupo de pilotes.

Z_i = Distancia desde el plano en que los pilotes trasmiten la carga al suelo hasta la mitad del estrato de arcilla i.

4. Se calcula el asentamiento por consolidación de cada estrato causado por el esfuerzo incrementado. La fórmula está dada por:

$$\Delta s_{c(i)} = \left[\frac{\Delta e_{(i)}}{1 + e_{o(i)}}\right] H_i$$

Donde:

$\Delta s_{c(i)}^{'}$= Incremento en el esfuerzo efectivo a la mitad del estrato i.

$L_g B_g$= Ancho de la sección del grupo de pilotes.

Z_i= Distancia desde el plano en que los pilotes trasmiten la carga al suelo hasta la mitad del estrato de arcilla i.

5. Así las cosas, el asentamiento por consolidación del grupo de pilotes es:

$$\Delta s_{c(i)} = \sum \Delta s_{c(g)}$$

3.20. Modelación Geotécnica

Para efectuar la solución a un problema geotécnico mediante la utilización de un programa computacional que permita la modelación geotécnica del mismo, se hace necesario efectuar y consolidar las solicitaciones mínimas del programa que se vaya a servir como herramienta de modelación, es así, que se hace necesario la representación gráfica de la situación actual del terreno, determinando sus parámetros básicos como lo son: espesores de capa, tipo de suelo, parámetros geo-mecánicos y geotécnicos de los diferentes estratos componentes de la masa de suelo objeto del estudio y el sistema externo de cargas involucradas, todo este conjunto de etapas previas que llevan del terreno al PC se determina “MODELACION”, para efectuar el transito del terreno al pc se hace necesario cumplir un protocolo para la modelación geotécnica.

3.21. Protocolo Modelación Geotécnica

1. Efectuar el Levantamiento Topográfico del terreno en donde se va a emplazar el elemento a modelar, en este levantamiento como mínimo debe contener el el levantamiento planimetrico y altimétrico del terreno.

2. Efectuar la correspondiente exploración del subsuelo constituyente donde se emplazará el elemento a modelar.
3. Realizar los correspondientes ensayos de laboratorio a las muestras de suelo extraídas en los diferentes sondeos y a los diferentes estratos de suelo, para de esta forma determinar sus parámetros geotécnicos y geo-mecánicos.
4. Definir la geometría y propiedades de los elementos de cimentación escogidos que se fundaran en la masa de suelo.
5. Identificación y cuantificación de las cargas externas las cuales se transmitirán al suelo de fundación, este análisis debe contener como mínimo las solicitaciones permanentes y eventuales a las que va a estar sometida la fundación.

3.22. Software Empleado Para La Modelación (Plaxis)

Plaxis es un software de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de deformación y estabilidad de problemas geotécnicos, las modelaciones en este programa corresponden a la realización de análisis de deformación plana o con axisimetria.

El programa consta de un sistema CAD, que grafica de manera simple la sección vertical de modelos geométricos del problema geotécnico, para luego efectuar su análisis mediante la discretización a través de una malla de elementos finitos, efectuar la asignación de condiciones iniciales, efectuar los calculo y entregar los reportes del problema modelado.

Las aplicaciones de este programa son variadas y van desde la modelación de muros de contención, pasando por pilotes, tablestacas, terraplenes, taludes hasta llegar a la modelación de túneles.

Plaxis está constituido por cuatro subprogramas el INPUT (Entrada), CALCULATIONS (Calculos), OUTPUT (Resultados), CURVES (Curvas).

Para el presente proyecto se utilizará el criterio de deformación del suelo de MORH COULOMB

4. Programa Exploración del Subsuelo y Método Exploratorio de Campo

4.1. Generalidades del Rasca Cielos Entre Calles.

Inicialmente El Rascacielos ENTRE CALLES, no estaba diseñado como tal, el diseño inicial es diametralmente opuesto al que ahora se conoce, en su versión original, el Edificio entre calles contemplaba dos estructuras una de cuatro y otra de cinco pisos, de igual forma establecía dos torres de 12 y 20 pisos de altura, y la construcción de tres sótanos.

El proyecto final quedo establecido que se levantará una torre de 450 metros de altura la cual incluirá la construcción de 90 pisos, cuatro sótanos y un semisótano de igual forma dos zonas de plataformas, la primera estará ubicada en la esquina suroccidental y contempla la construcción de 19 pisos y los mismos niveles de sótanos que la torre principal, de igual forma la otra plataforma estará ubicada en la esquina nororiental y solo contempla la construcción de dos sótanos y un semi-sotano.

De concretarse el proyecto en los tiempos estipulados, Entre Calles superaría por más de 150 metros al que hasta ahora es el rascacielos más importante de América Latina: la Gran Torre de Santiago, ubicada en Chile, que con 300 metros de altura tiene el reinado desde hace dos años.

La dimensión del plan sería tal, que el edificio quedaría a la par de rascacielos emblemáticos como el Taipei 101 de Taiwán, las Petronas Towers ubicadas en Kuala

Lumpur, la Willis Tower de Chicago o el histórico World Trade Center en Nueva York, incluso llegaría a ser más alto que el Empire State, también ubicado en la Gran Manzana.

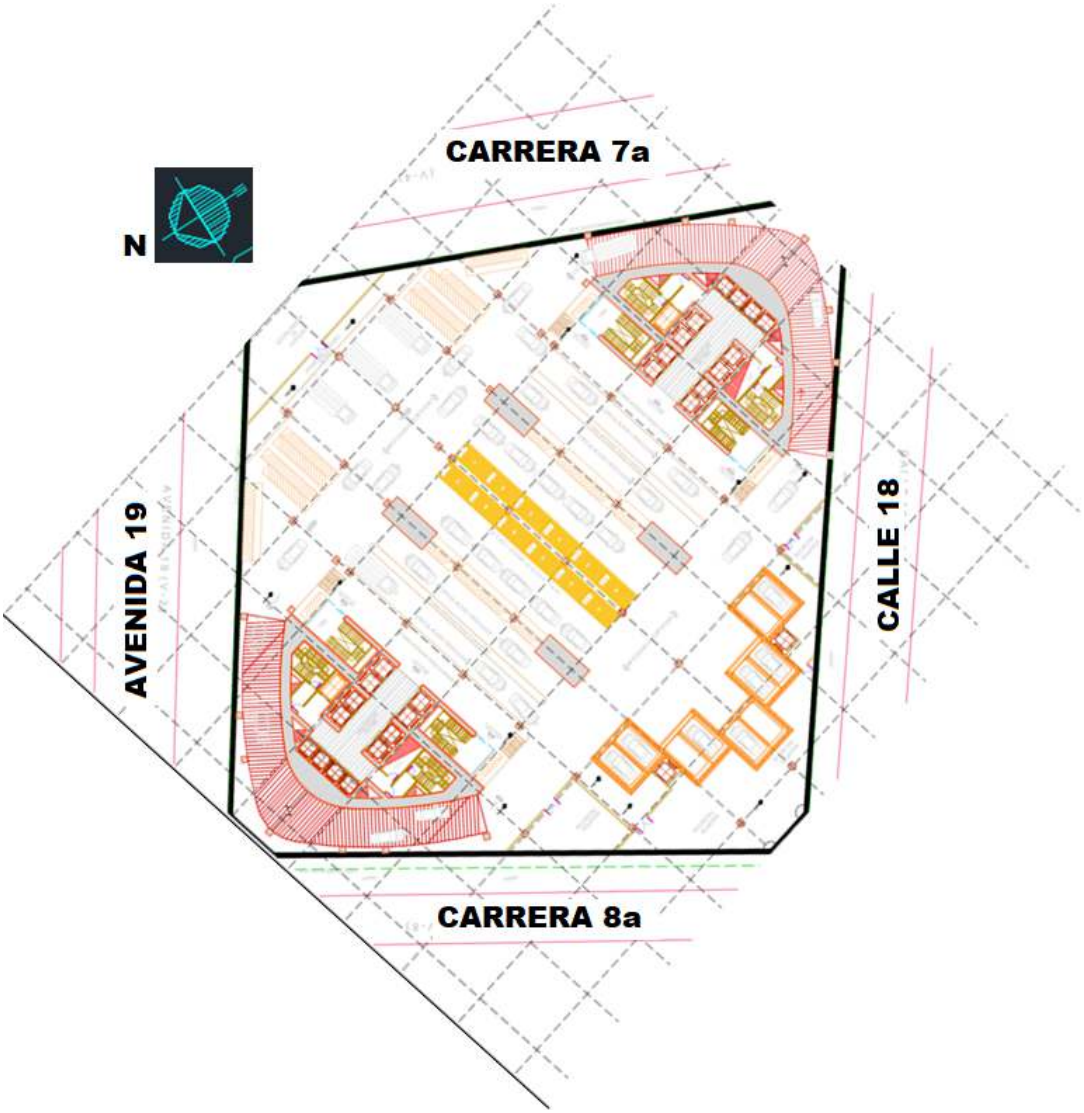
4.2. Proyecto Arquitectónico.

El proyecto arquitectónico inicial contempla una construcción de una torre de 90 pisos con semisótano y cuatro sótanos, de igual forma la torre de 90 pisos contara con dos zonas de plataforma, una zona de plataforma tendrá los mismos niveles de sótano y quedara ubicada hacia la esquina suroccidental del proyecto. Lo otra zona de Plataforma ubicada hacia la esquina nororiental tendrá los niveles de sótano y semisótano.

La disposición planteada divide la manzana en tres unidades estructurales, de las cuales dos conforman la torre principal y la estructura de sótanos y semisótanos que tienen una longitud de 80 m y 40 m respectivamente, y la tercera contempla la estructura de 19 pisos, las tres estructuras están catalogadas como estructuras especiales de acuerdo a la norma NSR-10. La estructura de 90 pisos será aporticada con seis soportes principales, dos de ellos son puntos fijos y están ubicados en las esquinas suroccidental y noroccidental del terreno respectivamente, estos puntos fijos son los encargados de brindarle rigidez al a la estructura y trasladaran la mayor parte de la carga a la cimentación. De igual forma en la torre de 90 pisos, en su cuerpo central se dispondrán los otros cuatro puntos fijos los cuales están distanciados de las cuatro columnas principales en más o menos 20 metros cuatro columnas,

a su vez, las columnas se encuentran separadas entre sí 20 metros en el sentido longitudinal y en el sentido transversal aproximadamente 30 metros.

Figura No 3 Figura No 3. Planta ocupación del Sótano



4.3. Topografía

El terreno donde se llevará a cabo el edificio ENTRE CALLES, presenta un perfil plano, no obstante, presenta desniveles máximos de dos metros entre el lado ubicado sobre la avenida 19 con Carrera 7 con respecto al costado ubicado en la Carrera Octava con Calle dieciocho, encontrándose el primero más elevado.

4.4. Geología

El sitio del proyecto se encuentra en la zona de piedemonte de Bogotá, bajo los cerros tutelares de Monserrate y el Cable; el sitio aunque relativamente plano, con pendiente de aproximadamente 1:50, está conformado por una sucesión de conglomerados de tipo arenoso y rocoso, que en ocasiones tienen finos en su matriz, que llegaron al lugar por una de dos vías: o bien por derrubios desde los cerros vecinos, o bien por arrastre de corrientes superficiales que conformaron un sitio de suelos mezclados de tipo arenoso, que conforme más profundos e va volviendo más rocos, hasta encontrar, a más de 60 m de profundidad, un estrato firme y consistente de arcillolita de varios colores que conforma estrato geológico estable que se denomina: la Formación Bogotá. Es la formación Bogotá, la que establece el basamento real del sitio, donde en principio, se asentará la edificación, y es ese sitio donde se debe describir la geología que domina la zona, y la forma como la sismicidad de la zona estable potencial de eventos sísmicos.

La Sabana de Bogotá está ubicada en el departamento de Cundinamarca, en la zona axial de la Cordillera Oriental y comprende la Cuenca Hidrográfica Alta del río Bogotá; fisiográficamente, está conformada por un altiplano o superficie plana con una altura promedio de 2600 msnm, la cual es rodeada por montañas con alturas hasta los 3.600 msnm.

La Sabana de Bogotá, es una región con gran densidad de población, ya que en ella se localiza la ciudad de Bogotá y municipios como Zipaquirá, Soacha y Facatatívá, además de otros municipios. Esta zona es atravesada por vías importantes que comunican a Bogotá con diferentes poblaciones, las principales son: Bogotá-Facatativá,Bogotá-Zipaquirá-Chiquinquirá y Bogotá-Zipaquirá-Pacho;al occidente: Bogotá-Facatativá,Bogotá-la Vega; al sur Bogotá-Melgar, Bogotá-La Mesa, Bogotá-Sibaté y al oriente, Bogotá-Machetá y Bogotá-Gachetá.Facatativá se sitúa en el altiplano de la Sabana de Bogotá que está en la parte central del área, es una zona aplanada con una altura promedio de 2.600 msnm, se extiende desde Suesca al norte hasta Sibaté en el sur; presenta una extensión aproximada de 88 Km, en la parte central se observa la parte más ancha, aproximado de 44 Km (en sentido Facatativá-Usaquén);en esta zona se observan planicies lacustres y terrazas altas y es limitada al oriente y occidente por cordones montañosos de los Andes.

La geometría de la Sabana de Bogotá responde a un sinclinorio en el que las estructuras sinclinales son amplias y continuas; en tanto que los anticlinales son estrechos, discontinuos y muy deformados a causa de las fallas longitudinales de cabalgamiento, acompañados de un diapirismo de sal que provoca rampas, desplazamientos laterales y zonas de transferencia.

Dentro del área de la Sabana de Bogotá se pueden establecer dos estilos estructurales: el primero, localizado en el flanco oriental de la Cordillera Oriental, al oriente del sinclinal de Checua, las tallas principales son de cabalgamiento, tienen vergencia al Oriente y las otras fallas, son de menor importancia y se comportan como retrocabalgamiento convergencia hacia el Occidente.

EI segundo estilo estructural se presenta al occidente; está caracterizado por fallas de cabalgamiento convergencia al Occidente como sistemas imbricados que nacen y son controlados por fallas de dirección noroeste que sirven como rampas laterales, Neusa al Norte y Santa Bárbara-Facatativá, al Sur. Este sistema imbricado es el responsable de la generación de anticlinales estrechos y sinclinales amplios que han sido erodados y que son llenados por sedimentos cuaternarios conformando la planicie de la Sabana de Bogotá a 2600 msnm.

Además de las estructuras regionales, existen zonas con diapirismo de sal generalmente localizadas en el núcleo de los anticlinales. El diapirismo es un generador de estructuras muy complejas, interrumpen las fallas y pliegues regionales como es el caso en Zipaquirá y Nemocón, en donde hay bloques de roca de diferentes unidades conectados por fallas de poca extensión y con un angostamiento considerable de los anticlinales. Situación estructural parecida que se observa en la serranía que se prolonga desde el sector de Sesquilé hasta el municipio de La Calera, donde probablemente exista en el subsuelo actividad de diapirismo responsable del angostamiento de la serranía en el sitio. denominado como El Salitre y de la escamación de fallas de cabalgamiento que producen una saliente hacia el oriente entre el

Salítre y La Calera. Al Oriente en el área de la Sabana de Bogotá, en el sector donde se ubica la población de Fusagasugá, la Formación Plaeners aflora haciendo parte de los anticlinales de Bogotá, Machetá, San José, sopó-sesquílé: en el sector Occidental, en los anticlinales de Tabio, Cota-Zipaquirá, Nemocón, Canadá. Al Sur, se observa en los anticlinales de Soacha, Mochuelo y San Miguel, en el sinclinal de Granillas, en el embalse de Muña y en localidades de Facatativá y La Calera. Lo anteriormente mostrado obedece a la naturaleza tectónica de la realidad de los Andes del norte, y se presenta siempre en condiciones del material cortical, que es el que desarrolla, las relajaciones súbitas de la deformación acumulada, que conforman un tren de ondas, que en principio, viaja por roca; sin embargo, la sabana de Bogotá es plana, porque hace miles de años conformaba un sitio inundado que fue depositando depósitos finos y granulares hasta colmatarse y llegar a la posibilidad de contar con un terreno enorme de superficie plana a 2600 msnm.

Los depósitos, desde el punto de vista geológico son muy recientes, y están normalmente consolidados, con propiedades mecánicas de rigidez y resistencia que resultan ser decepcionantes en muchos casos. La ubicación del sitio del proyecto tiene enmarcado en la denominada Sabana de Bogotá; asentamiento plano a 2600 msnm, que se generó por la acumulación sucesiva de sedimentos en una zona lacustre que se empezó a desecar en los últimos 5000 años, y que dejó en el sitio una sucesión de suelos finos y arenosos de pequeño tamaño que puede alcanzar a tener cientos de metros de profundidad en algunas zonas de la Sabana mencionada.

El proyecto de referencia se encuentra en la margen oriental de la ciudad de Bogotá en el sentido occidental, pero la fenomenología de los suelos establecidos en el sitio es exactamente la misma que en el resto de la Sabana. El sitio, se encuentra en el borde oriental de la Sabana, a partir de la cual la cordillera oriental empieza a descender hacia el piedemonte llanero|.

4.5. Exploración del Sub-suelo.

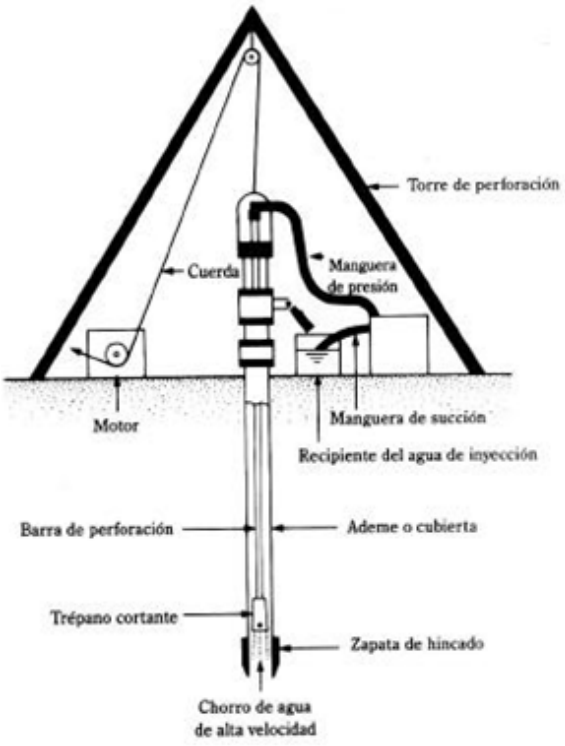
Para la exploración del subsuelo en el para el RASCACIELOS ENTRE CALLES se escogió el sistema de percusión y lavado.

El sondeo de lavado es otro método de efectuar perforaciones. En éste, un ademe de aproximadamente 2-3 m (6-10 pies) de largo se hinca en el terreno. El suelo dentro del ademe se retira entonces por medio de un trépano cortante unido a un vástago perforador. El agua es inyectada a través del vástago perforador y sale a muy alta velocidad por los agujeros en el fondo del trépano (ver figura No 3). El agua y las partículas desmenuzadas del suelo ascienden por el agujero taladrado y fluye en la parte superior del ademado a través de una conexión en T. El agua de lavado se recoge en un recipiente. El ademe puede extenderse con partes adicionales según avanza el barrenado; sin embargo, no se requiere si el barreno permanece abierto y no se derrumba.

La prueba de "lavado" es un método sencillo para determinar la profundidad de una interfase entre el suelo blando o suelto y una capa firme o compacta. Se trabaja hacia arriba y hacia abajo con tuberías de lavado que envían agua a alta presión en un pozo sin

revestimiento. No hay posibilidad de identificación del suelo ya que el agua generalmente no regresa. Es difícil, en muchos casos imposible, obtener muestras "secas". Sin embargo, si se dispone de agua suficiente y el suelo no contiene grandes formaciones de guijarros o pedregones, este método constituye una forma rápida y barata de establecer el nivel de un estrato bien definido que puede ser reconocido "al tacto" por los tubos de lavado a medida que van de arriba a abajo. Son un método conveniente de rápida exploración subterránea en obras fluviales o marítimas; para investigar, por ejemplo, la profundidad en que se encuentran capas de arena o lodo sobre la roca en un proyecto de pilotaje o dragado.

Figura No 4 Equipo Perforación Lavado



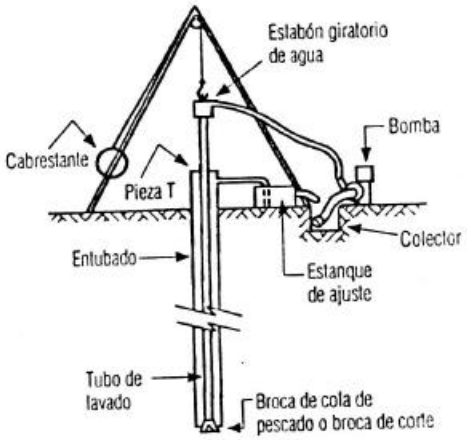
La U acreditada para todos

En la perforación "lavada" (Figua No 4) el suelo se desprende y se remueve de la perforación con una corriente de agua o taladrando el lodo en el borde inferior del tubo de lavado, el cual es movido de arriba a abajo o rotado manualmente dentro de la excavación.

El agua o lodo llevan parte del suelo hasta el espacio anular entre el tubo de lavado y el revestimiento o ademe, y fluye hasta el nivel de la superficie, donde el material en suspensión se deja sedimentar en un tanque y el fluido es recirculado o desprovisto de los desechos según se requiera. Estas muestras de suelo sedimentado en el exterior se pueden usar para propósitos de identificación, pero el proceso es con frecuencia poco confiable ya que los cortes se mezclan a medida que fluyen por la perforación y en el tanque de asentamiento. Sin embargo, se puede obtener una identificación fiel si se sacan muestras "secas" en tubos sin alteración o tubos de muestras slitspoon.

La perforación "lavada" tiene la ventaja de que la estructura o la densidad del suelo debajo del fondo de la excavación no se altera por el empuje de las herramientas de perforación, aunque este método no se puede usar en áreas extensas de grava o en suelos con pedregones. Es más adecuado para arenas uniformes o arcillas. Se usa una gran variedad de herramientas para acomodar el final del tubo de lavado según los diferentes tipos de suelo. El uso de lodo en lugar de agua permite que la excavación permanezca descubierta.

Figura No 5 Esquema Perforación



4.6. Protocolos de Sondeos.

Para realizar protocolo de sondeos del Edificio ENTRE CALLES, se efectuaron siete sondeos, dentro del área del proyecto (Figura 6). Estos sondeos se efectuaron a profundidades variables utilizando el método de percusión y lavado descrito anteriormente, de igual forma a cada perforación se le realizo ensayos de resistencia a la penetración estándar in situ. Para efectuar estos sondeos se utilizó el cabezote rotatorio como herramienta para atravesar las gravas gruesas y cantos rodados de diferente tamaño que forman parte del aluvión o cono de deyección típico de esta zona de Bogotá, de igual forma se utilizaron coronas de diamante y barrenos para la obtención de muestras inalteradas provenientes de la arcillolita de la formación Bogotá.

La profundidad de los sondeos es variable y están comprendidas entre 33.4 m y 95 m bajo la cota de la rasante, de acuerdo a la tabla No 7, y distribuidos de acuerdo a lo mostrado en la Figura No 6.

Figura No 6 Localización de Sondeos



Tabla 7 Profundidad Sondeos.

Sondeo No	Profundidad (m)
1	35,4
2	95,4
3	52,4
4	38,7
5	33,5
6	35,4
7	62,1

4.6.1. Sondeo No 1.

El sondeo No 1 tiene una profundidad de 35, 4 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

Superficialmente rellenos en tierra, materiales de obra, escombros, cimentaciones antiguas etc., hasta profundidades cercanas a los 2.10 m bajo el nivel de la superficie. Los rellenos se encuentran en estado suelto y su compresibilidad es variable dada la heterogeneidad.

De .10 – 4.30 m de profundidad bajo la superficie se encuentran arcillas, grises veteadas, con gravas, con N = 8+7+12

De 4.30 – 7.30 m de profundidad se encuentra limos grises veteados, de una consistencia alta, con $N_{(5\ metros)} = 2+1+2$, y $N_{(6.40\ metros)} = 6+7+5$

De 7.30-12.20 m de profundidad, Arcilla gris oscura con trazas de grava, con $N_{(17.\ metros)} = 5+3+16$, y $N_{(9.90\ metros)} = 4+5+7$, $N_{(11.30\ metros)} = 4+5+7$ y $N_{(12.20\ metros)} = 60+60+14$.

De 12.20-15.20 m de profundidad, Gravas gruesas y Piedras de Color Gris, con trazas de arcillas N (14. metros) = 27+30+75.

De 15.20-19.20 m de profundidad, Gravas gruesas y Piedras de Color Gris, con N (17.30 metros) = 65+65+70.

De 19.20-21.00 m de profundidad, Arcilla Gris Veteada de consistencia alta, con N (20.30 metros) = 9+4+40.

De 21.00-22.00 m de profundidad, Gravas de Color Gris.

De 22.00-25.30 m de profundidad, Gravas de color Gris Oscuras con Arena N (23.6. metros) = 30+55+65.

De 25.30-28.00 m de profundidad, Arcilla gris veteada con gravas N (23.6. metros) = 20+40+55.

De 28.00-30.20 m de profundidad, Arcilla gris clara consistencia alta N (29.0. metros) = 20+20+55

De 30.20-32.00 m de profundidad, Gravas gruesas de color amarillo con arena

De 32.00-34.10 m de profundidad, Arcilla amarilla veteada con gravas N (33.0. metros) = 50+30+28

De 34.10-35.40 m de profundidad, Arcilla gris oscura con lentes de grava

La U acreditada para todos

4.6.2. Sondeo No 2

El sondeo No 2 tiene una profundidad de 95, 4 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

Superficialmente rellenos en tierra, materiales de obra, escombros, cimentaciones antiguas etc., hasta profundidades cercanas a los 1.20 m bajo el nivel de la superficie. Los rellenos se encuentran en estado suelto y su compresibilidad es variable dada la heterogeneidad.

De 1.20 – 2.70 m de profundidad se encuentran arcillas arenosa cafés, con $N_{(1.8\ metros)}$ = 6+5+5 y $N_{(2.25\ metros)}$ = 3+3+3

De 2.70 – 10.70 m de profundidad se encuentra limos arenoso gris, con $N_{(4.5\ metros)}$ = 4+5+5, $N_{(6.0\ metros)}$ = 11+10+7, $N_{(8.0\ metros)}$ = 6+6+7, $N_{(9.30\ metros)}$ = 10+12+12

De 10.70-12.80 m de profundidad, Gravas de color café con lentes de arcilla con $N_{(11.\ metros)}$ = 35+38+40,

De 12.80-17.70 m de profundidad, Gravas gruesas de color gris, con trazas de arenas, con $N_{(14.\ metros)}$ = 45+25+28, $N_{(15.7\ metros)}$ = 28+23+40

De 17.70-20.40 m de profundidad, Gravas gruesas de color gris, $N_{(19.6\ metros)}$ = 9+9+11

De 20.40-21.00 m de profundidad, Gravas gruesas de color gris, $N_{(20.5\ metros)}$ = 10+11+12

De 21.00-23.50 m de profundidad, Gravas de Color Café con lentes de arena.

De 23.50-25.60 m de profundidad, Gravas de Color Gris con lentes de arena y

De 25.60-35.10 m de profundidad, Piedra amarilla con lentes de arcilla cafe y $N_{(30.9.\ metros)}$ = 22+19+22.

De 35.10-53.30 m de profundidad, Arena Gris con grava y lentes de arcilla gris. N $_{(37.0.\ metros)}$ = 8+7+15, N $_{(40.0.\ metros)}$ = 40+72+53, N $_{(46.0.\ metros)}$ = 10+22+25,

De 53.30-61.00 m de profundidad, Piedra gris con lentes de gravas y arena

De 61.00-64.00 m de profundidad, Arcilla rojiza con gravas

De 64.00-68.60 m de profundidad, Roca rojiza

De 68.60-95.40 m de profundidad, Arcilla rojiza con lentes gravas

4.6.3. Sondeo No 3

El sondeo No 3 tiene una profundidad de 52, 4 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

De 0.00 – 0.30 m de profundidad se encuentra Recebo color café,

De 0.30 – 0.60 m de profundidad se encuentra limos arenoso gris,

De 3.00-9.80 m de profundidad, Limo arcillosos café con lentes de arena con N $_{(6.\ metros)}$ = 4+5+10,

De 9.80-15.20 m de profundidad, Arcilla gris oscura con gravas, con N $_{(12.\ metros)}$ = 27+30+27, N $_{(14.5\ metros)}$ = 25+35+40

De 15.20-17.70 m de profundidad, Gravas gruesas de color gris, con arena, N $_{(16.0\ metros)}$ = 92+75+17

De 17.70-21.30 m de profundidad, Arcillas cafes con lentes de gravas con N $_{(19.0\ metros)}$ = 15+19+27 y N $_{(20.50\ metros)}$ = 17+26+28

De 21.30-22.90 m de profundidad, Gravas gruesa de color con $N_{(21.50.\ metros)}$ = 46+61+60

De 22.90-26.80 m de profundidad, Limo arcilloso café con gravas, con $N_{(25.00.\ metros)}$ = 20+33+56

De 26.80-28.00 m de profundidad, Grava gruesa de color Café y $N_{(28.00.\ metros)}$ = 24+58+156.

De 32.60-34.80 m de profundidad, Grava gruesa de color amarilla. $N_{(28.00.\ metros)}$ = 24+58+156.

De 34.80 –38.10 m de profundidad, Arena gris con gravas, $N_{(37.00.\ metros)}$ = 63+43+33

De 38.10-41.20 m de profundidad, Limos cafés con lentes de grava, $N_{(40.00.\ metros)}$ = 16+18+27.

De 41.20-44.80 m de profundidad, Limo arcilloso café con lentes de grava, $N_{(43.00.\ metros)}$ = 17+24+35.

De 44.80-47.20 m de profundidad, Grava Gruesa de color café con arena, $N_{(43.00.\ metros)}$ = 17+24+35.

De 47.20-52.40 m de profundidad, Piedra amarilla con arena.

4.6.4. Sondeo No 4.

El sondeo No 4 tiene una profundidad de 38.70 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

Superficialmente arcilla oscura, hasta profundidades cercanas a los 1.80 m bajo el nivel de la superficie.

De 1.80 – 5.50 m de profundidad se encuentran arcillas cafés con lentes de arena y gravas, con $N_{(3.6\ metros)} = 5+2+1$

De 5.50 – 11.00 m de profundidad se encuentra limos cafés con lentes de gravas, con $N_{(7.3\ metros)} = 7+6+8$, y $N_{(9.0\ metros)} = 8+9+10$

De 11.00-13.10 m de profundidad, Gravas de color gris con lentes de limo con $N_{(15.3.\ metros)} = 29+43+33$,

De 13.10-19.80 m de profundidad, Gravas gruesas y Piedras de Color Gris, con trazas de arcillas, con $N_{(13.1\ metros)} = 29+30+35$, $N_{(15.1\ metros)} = 29+43+33$ y $N_{(17.0\ metros)} = 34+23+17$.

De 19.80-22.60 m de profundidad, Gravas gruesas de color gris con arena

De 22.60-25.60 m de profundidad, Arcilla Gris Veteada con gravas,

De 25.60-26.80 m de profundidad, Gravas gruesas de Color Amarillo.

De 26.80-31.40 m de profundidad, Limo café con lentes de gravas y $N_{(27.6.\ metros)} = 20+10+9$

De 32.90-36.60 m de profundidad, Arena fina café con lentes de grava y $N_{(34.6.\ metros)} = 10+12+20$

De 36.60-38.70 m de profundidad, Arena gris oscura con gravas.

4.6.5. Sondeo No 5.

El sondeo No 5 tiene una profundidad de 35 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

La U acreditada para todos

De 0.00 – 0.30 m de profundidad se encuentra Placa,

De 0.30 – 0.90 m de profundidad se encuentra Relleno en arcilla gris oscura

De 0.90-1.50 m de profundidad. Arcilla café veteada consistencia alta con $N_{(1.5.\ metros)}$ = 15+10+20,

De 1.50-8.50 m de profundidad, Limo café consistencia alta, con $N_{(6.\ metros)}$ = 8+7+7, $N_{(8\ metros)}$ = 7+6+6

De 8.50-11.00 m de profundidad, Limo gris oscuro de consistencia alta, $N_{(10.0\ metros)}$ = 8+12+12

De 11.00-15.50 m de profundidad, Grava gruesa de color gris, con $N_{(13.0\ metros)}$ = 142+15+15 y $N_{(15.50\ metros)}$ = 32+35+45

De 15.50-18.00 m de profundidad, Gravas gruesa de color gris con $N_{(17.00\ metros)}$ = 15+22+14

De 18.00-21.30 m de profundidad, Limo arcilloso café con lentes de gravas, con $N_{(20.00.\ metros)}$ = 15+22+14

De 21.30-24.70 m de profundidad, Grava color gris con lentes de limo

De 24.70-33.50 m de profundidad, Perdida de Agua.

4.6.6. Sondeo No 6.

El sondeo No 6 tiene una profundidad de 35.40 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

De 0.00 – 1.20 m de profundidad se encuentra Relleno en piedra y ladrillo

La U acreditada para todos

De 1.20 – 3.00 m de profundidad se encuentra Arcilla café veteada con lentes de gravas

De 3.00-4.90 m de profundidad. Arcilla café veteada consistencia alta con $N_{(4.5.\ metros)}$ = 6+8+12

De 4.90-6.10 m de profundidad, Arcilla café veteada con lentes de gravas, con $N_{(6.\ metros)}$ = 15+6+11

De 6.10-8.50 m de profundidad, Arcilla gris oscura con lentes de gravas, $N_{(10.0\ metros)}$ = 10+25+30

De 8.50-10.70 m de profundidad, Limo café con lentes de grava, con $N_{(9.50\ metros)}$ = 10+25+30

De 10.70-13.10 m de profundidad, Grava de color gris, con $N_{(12.00\ metros)}$ = 20+115+50

De 13.10-17.40 m de profundidad, Arcilla gris oscura con lentes de arena y grava con $N_{(16.00.\ metros)}$ = 25+15+15

De 18.60-24.40 m de profundidad, Arcilla gris oscura lentes de grava, $N_{(21.60\ metros)}$ = 30+24+27

De 24.40-25.00 m de profundidad, Gravas gruesas de color gris.

De 25.00-29.30 m de profundidad, Arcilla gris oscura lentes de grava $N_{(27.50\ metros)}$ = 12+15+30

De 29.30-31.10 m de profundidad, Arena fina gris lentes de limo, $N_{(30\ metros)}$ = 10+13+30

De 31.10-32.90 m de profundidad, Gravas de color cafe,

De 32.90-35.40 m de profundidad, Arena café con lentes de grava

De 31.10-32.9 m de profundidad, Arcilla gris oscura lentes de grava N(27.50 metros) = 12+15+30

4.6.7. Sondeo No 7.

El sondeo No 7 tiene una profundidad de 61.2 metros, y se encontró el siguiente perfil estratigráfico.

De 0.00 – 1.80 m de profundidad se rellenó en material de obra.

De 1.80 – 3.40 m de profundidad se encuentra Arcilla café veteada consistencia alta.

De 3.40 -7.60 m de profundidad. Limo arcilloso café veteado con gravas con $N_{(5.\ metros)}$ = 7+11+12

De 7.60-11.00 m de profundidad, Limo arcilloso gris oscuro consistencia media, con $N_{(10.\ metros)}$ = 7+6+5

De 11.00-17.10 m de profundidad, Limo gris oscuro de consistencia alta, $N_{(15.0\ metros)}$ = 20+24+30

De 17.10-18.90 m de profundidad, Limo café con gravas, con $N_{(17.0\ metros)}$ = 20+24+30

De 18.90-24.40 m de profundidad, Arcilla gris con gravas $N_{(21.70\ metros)}$ = 13+27+100

De 24.40-31.10 m de profundidad, Piedra amarilla

De 31.10-36.60 m de profundidad, Gravas gruesa gris con lentes de arcilla.

De 36.60-42.70 m de profundidad, Arena arcilloso gris con gravas, $N_{(42.30\ metros)}$ = 40+60+70

De 42.70-44.20 m de profundidad, Grava gruesa gris, Piedra amarilla con lentes de arcilla

De 44.20-58.20 m de profundidad, Piedra amarilla con lentes de arcilla y gravas,

De 58.20-61.20 m de profundidad, Arcillotila Rojiza

4.7. Perfil Estratigráfico

Superficialmente rellenos en tierra, materiales de obra, escombros, cimentaciones antiguas etc., hasta profundidades cercanas a los 2.0 m bajo el nivel de la superficie. Los rellenos se encuentran en estado suelto y su compresibilidad es variable dada la heterogeneidad.

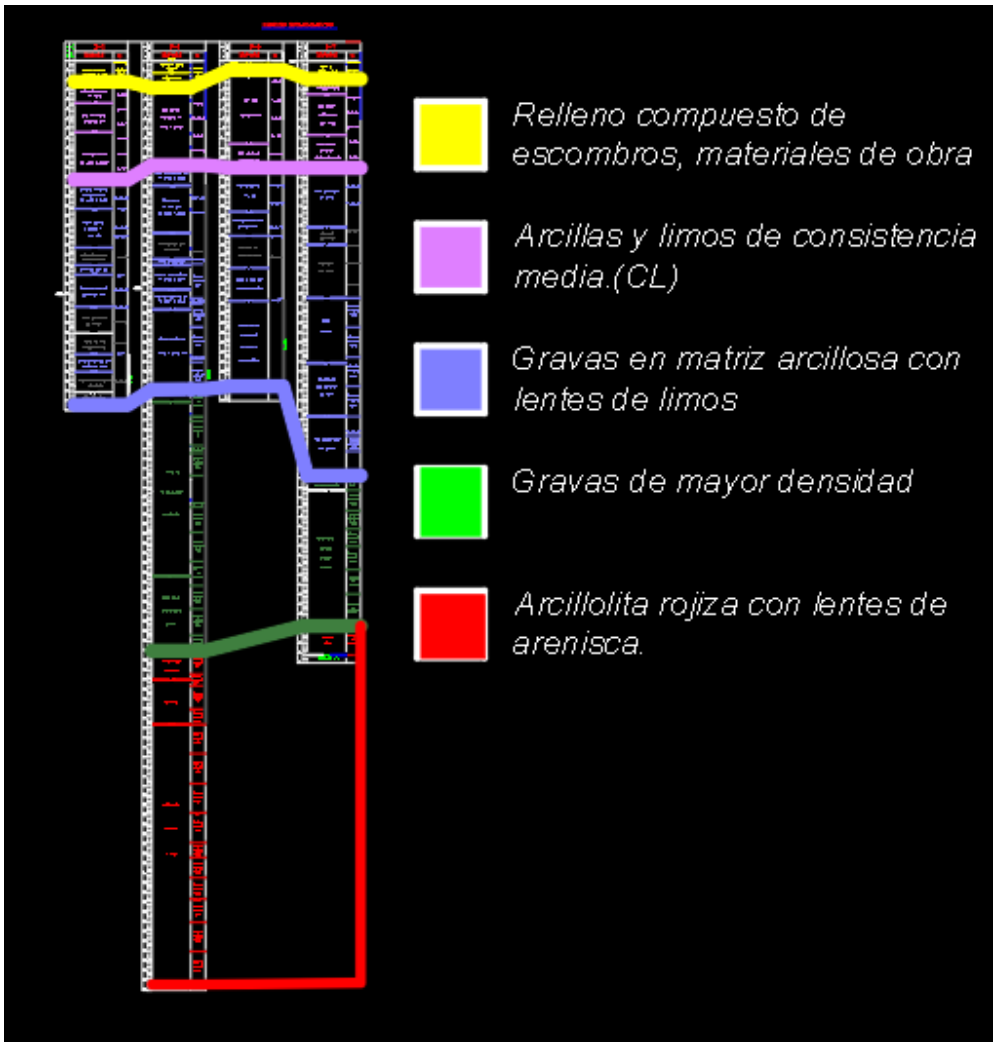
De 2.0 – 11.0 m de profundidad bajo la superficie se encuentran arcillas, limos y limos arenosos de consistencia media, con lentes de grava y arena. Estos materiales son poco compresibles y poseen una capacidad adecuada para el soporte de edificaciones livianas de manera superficial, sin embargo, aquí serán excavados para la ejecución de los sótanos.

De 11.0 - 40.0 m de profundidad se encuentra una secuencia de gravas y bloques o cantos rodados en matriz arcillosa gris a café, intercalados con capas de diferentes espesores (1.0 a 3.0 ó 4.0 m) de arcilla de color gris oscuro con arena y grava y limos cafés con lentes de gravas. Las gravas, piedras y arenas poseen una densidad media a alta y los limos y arcillas intercalados con estos poseen una consistencia alta. Cabe destacar que a partir de los 30.0 m de profundidad los suelos poseen capacidades de soporte más altas y densidades adecuadas para el soporte de los edificios de diversas alturas.

De 40-60 m de profundidad, continua la secuencia de gravas, arenas con grava y bloques, pero en este caso con mayor densidad y por lo tanto una mejor capacidad de soporte.

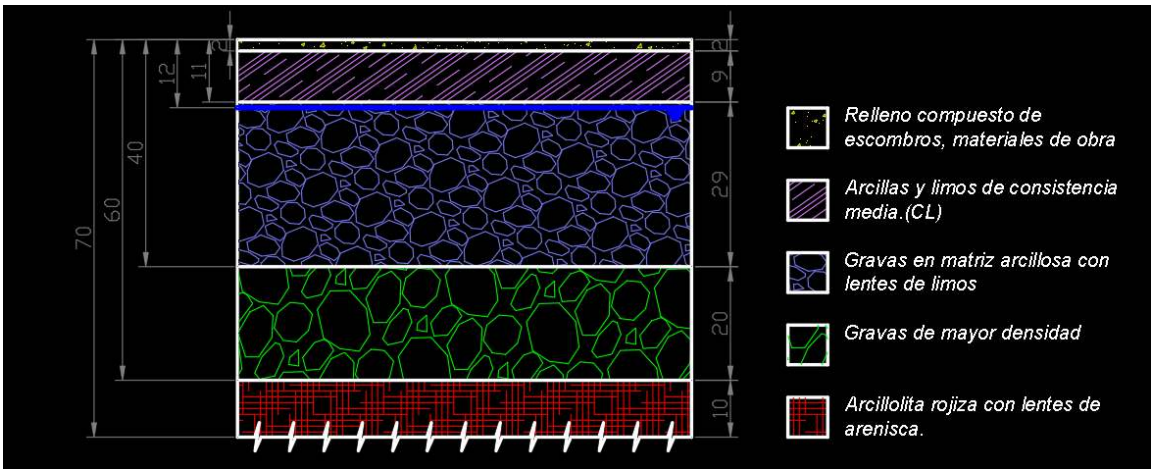
A los 61 m de profundidad aparece la arcillolita rojiza con lentes de arenisca muy dura, de una resistencia a la compresión inconfinada cercana a 20 Kg/cm2 superficial y valores más altos a mayor profundidad.

Figura No 7 Perfil Estratigráfico de Diseño



Tomando perfiles horizontales y sin tener en cuenta los lentes de arcillas y limos presentes en las capas de grava, se puede sintetizar el perfil geológico superficial del suelo a analizar de la siguiente manera.

Figura No 8 Perfil Geológico Superficial

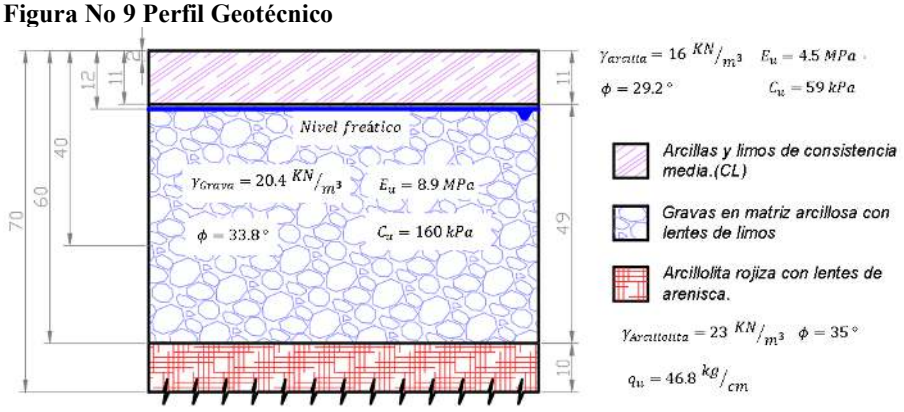


En base a esta discretización, del suelo, es decir, separar en clases una serie de variables cualitativas o de «variables cuantitativas. Esta operación simplifica la información agrupando los objetos geográficos que presentan las mismas características en distintas clases y resumiendo los resultados de los ensayos de laboratorio e in-sitú, se obtiene el siguiente perfil geotécnico y la tabla de caracterización de los estratos.

Tabla 8 Propiedades de los Estratos para el Diseño

	Υ (KN/m³)	ϕ°	E_u (Mpa)	C_u(kPa)
Arcilla	16	29,3	4,5	59
Grava	20,4	33,8	8,9	160
Arcillolita	23	35	46,8	

Figura No 9 Perfil Geotécnico



5. DISEÑO CIMENTACION

Se considera como hipótesis, que el caisson transmitirá la carga por fricción y punta solamente en el estrato de Arcillolita. Lo aportes a la carga por fuste aportados por la capa de gravas densas no se considera.

5.1. Calculo Capacidad Portante Del Suelo

Se define como estrato de fundación el estrato de roca arcillolita, que según los resultados de los sondeos se encuentra a 60 m de profundidad bajo la superficie, se partirá de la consideración que el suelo es friccionaste, suelo cohesivo, y por último se efectuara la valoración como un suelo rocoso, de igual forma se adoptara la metodología que dé como resultado la menor capacidad portante:

5.2. Consideración Suelo Cohesivo

$$q_{admisible} = \frac{cNc}{F.S}$$

Donde:

c = Cohesión no drenada del suelo.

Nc = Factor de capacidad de carga.

$F.S$ = Factor de seguridad.

Teniendo en cuenta $N_c = 9$, y el Factor de seguridad directo es igual a 3 según la (NSR 10), se obtiene:

$$q_{admisible} = \frac{(100)(9)}{(3.0)}$$

$$q_{admisible} = 300\ {}^{T}/_{m^2}$$

5.3. Consideración Suelo Granular

$$q_{admisible} = \frac{\gamma D_f N_q}{F.S}$$

Donde:

$\gamma =$ Peso unitario del estrato de Arcillolita.

$D_f =$ Profundidad del estrato de Arcillolita.

$Nc =$ Factor de capacidad de carga.

$F.S =$ Factor de seguridad.

Reemplazando se obtiene:

$$q_{admisible} = \frac{(1.8)(39)\left(0.21e^{0.17\phi}\right)}{(3.0)}$$

$$q_{admisible} = 353\ {}^{T}/_{m^2}$$

5.4. Consideración Capacidad por Fuste Suelo Cohesivo

$$q_u = \frac{\pi . d . L . f_s}{A(F.S)}$$

Donde:

$d =$ Díametro del caisson

$L =$ Longitud del caisson

$f_s =$ Factor de carga por cohesión

$A =$ Área.

$F.S =$ Factor de seguridad

Al trabajar bajo la suposición de suelo cohesivo, se tiene que el factor f_s, se define como.

$$f_s = \alpha C_u P$$

$\alpha =$ Factor de adhesión (0,40)

$L =$ Cohesión no drenada.

$P =$ Perímetro Simplificando.

$$q_u = \frac{\pi . d . L . \alpha C_u \pi . d}{\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)(F.S)}$$

$$q_u = \frac{4\alpha C_u L}{(F.S)}$$

$$q_u = \frac{4\alpha C_u L}{(F.S)}$$

$$q_u = \frac{4(0.40)(12.5)(39)}{(3.0)}$$

$$q_u = 260\ {}^{Ton}/_{m^2}$$

Comparando las tres consideraciones se toma la de menor valor, es decir, la consideración de suelo cohesivo, es decir $q_u = 260\ {}^{Ton}/_{m^2}$

5.5. Consideración Suelo Rocoso

Dado que la placa se encuentra a una cota de 21 m y el material ha sido excavado cargado y retirado por encima de esta, se determina la sobrecarga normal en el estrato de Arcillolita.

$$q^{¨} = \sum_{i}^{n} \gamma_i H_i$$

$$q^{¨} = (\gamma_{arc} H_{arc}) + (\gamma_{grav}(H_{grav} - H_{arc})$$

$$q^{¨} = (16(11)) + (20.4(30 - 11))$$

$$q^{¨} = (16(11)) + (20.4(30 - 11))30$$

$$q^{¨} = (176) + (387.6)$$

$$q^{¨} = 563.6\ {}^{T}/_{m^2}$$

Para hallar la condición de trabajo se sustrae el peso del material excavado, cargado y retirado.

$$q¨_{exc} = (\gamma_{arc} H_{arc}) + (\gamma_{grav}(H_{grav_{exc}} - H_{arc}))$$

$$q¨_{exc} = (16(11)) + (20.4(21 - 11))$$

$$q¨_{exc} = (176) + (204)$$

$$q¨_{exc} = 380\ {}^{T}/_{m^2}$$

5.6. Consideración Esfuerzo en la Arcillolita

$$q_{roca} = q¨ - q¨_{exc}$$

$$q_{roca} = 563 - 380$$

$$q_{roca} = 183.6\ {}^{T}/_{m^2}$$

5.7. Calculo de Capacidad por Fuste

Se asume una condición no drenada (N_c), aplicando factor de seguridad directo y tomando los parámetros del estrato de grava, encontramos.

$$q_{adm} = \frac{C_u N_c}{FS}$$

$$q_{adm} = \frac{(160)(9)}{3}$$

$$q_{adm} = 480\ {}^{T}/_{m^2}$$

De igual forma de asume la condición no drenada (N_c), aplicando factor de seguridad directo y tomando los parámetros del estrato de arcillolita, se tiene que:

$$q_{adm} = \frac{C_u N_c}{FS}$$

La U acreditada para todos

$$q_{adm} = \frac{(46.8)(9)}{3}$$

$$q_{adm} = 140.4\ {}^{T}/_{m^2}$$

Se toma un valor de diseño:

$$q_{adm\ fricción} = 400\ {}^{T}/_{m^2}$$

Se verifica el factor de seguridad indirecto:

$$F.S_{ind} = \frac{480 * 3}{400}$$

$$F.S_{ind} = 3.6$$

5.8. Carga por Punta:

$$q_u = \frac{\pi(d)(l)(fs)}{A}$$

$$q_u = \frac{\pi(14)(5)(750)}{\pi * \left(\frac{14}{2}\right)^2}$$

$$q_u = \frac{\pi 52500}{\pi * 49}$$

$$q_u = 1071\ {}^{T}/_{m^2}$$

Aplicando factor de seguridad indirecto de 3

$$q_{adm\ punta} = \frac{1071\ {}^{T}/_{m^2}}{3}$$

$$q_{adm\ punta} = 357\ {}^{T}/_{m^2}$$

Carga admisible total:

$$q_{adm\ total} = q_{adm\ fricción} + q_{adm\ punta}$$

$$q_{adm\ total} = 400\ {}^{T}/_{m^2} + 357\ {}^{T}/_{m^2}$$

$$q_{adm\ total} = 757\ {}^{T}/_{m^2}$$

5.9. Análisis de Sensibilidad Suelo Modelo Cohesivo.

Siguiendo con el modelo de suelo cohesivo, se realiza un análisis de sensibilidad para longitudes de empotramiento en la Arcillolita de 4,0-8,0 m y diámetros de 14, en donde:

Capacidad de carga por fuste Q_f

$$Q_f = \pi d f_s L$$

Capacidad de carga por punta. Q_b

$$Q_b = A * \sigma_v{}' * Nq$$

Capacidad de carga total.

$$q_{efecadmisible} = \frac{Q_f + Q_b - w_{pilote}}{F.S}$$

Tabla 9 Análisis de Sensibilidad para Longitudes de Empotramiento

Diametro del caissons, m	Longitud del caissons, m	*f*, kg/cm^2.	Qf, t/m^2.	Q*p*, t/m^2.	Q*total*, t/m^2.	Factor de seguridad	Q*ad* del pilote, t/m^2.
8,0	4,0	0,31	312,8	3051,82	3364,6	3,0	1121,5
8,0	5,0	0,31	391,0	3802,73	4193,8	3,0	1397,9
8,0	6,0	0,31	469,2	4553,64	5022,9	3,0	1674,3
8,0	7,0	0,31	547,4	5304,56	5852,0	3,0	1950,7
8,0	8,0	0,31	625,6	6055,47	6681,1	3,0	2227,0

9,0	4,0	0,31	351,9	3855,69	4207,6	3,0	1402,5
9,0	5,0	0,31	439,9	4806,06	5246,0	3,0	1748,7
9,0	6,0	0,31	527,9	5756,43	6284,3	3,0	2094,8
9,0	7,0	0,31	615,9	6706,80	7322,7	3,0	2440,9
9,0	8,0	0,31	703,9	7657,18	8361,0	3,0	2787,0
10,0	4,0	0,31	391,0	4753,42	5144,4	3,0	1714,8
10,0	5,0	0,31	488,8	5926,71	6415,5	3,0	2138,5
10,0	6,0	0,31	586,5	7100,01	7686,6	3,0	2562,2
10,0	7,0	0,31	684,3	8273,31	8957,6	3,0	2985,9
10,0	8,0	0,31	782,1	9446,61	10228,7	3,0	3409,6
11,0	4,0	0,31	430,1	5745,01	6175,1	3,0	2058,4
11,0	5,0	0,31	537,7	7164,70	7702,4	3,0	2567,5
11,0	6,0	0,31	645,2	8584,39	9229,6	3,0	3076,5
11,0	7,0	0,31	752,7	10004,08	10756,8	3,0	3585,6
11,0	8,0	0,31	860,3	11423,78	12284,0	3,0	4094,7
12,0	4,0	0,31	469,2	6830,47	7299,7	3,0	2433,2
12,0	5,0	0,31	586,5	8520,02	9106,6	3,0	3035,5
12,0	6,0	0,31	703,9	10209,57	10913,4	3,0	3637,8
12,0	7,0	0,31	821,2	11899,12	12720,3	3,0	4240,1
12,0	8,0	0,31	938,5	13588,67	14527,1	3,0	4842,4
13,0	4,0	0,31	508,3	8009,79	8518,1	3,0	2839,4
13,0	5,0	0,31	635,4	9992,66	10628,1	3,0	3542,7
13,0	6,0	0,31	762,5	11975,54	12738,0	3,0	4246,0
13,0	7,0	0,31	889,6	13958,41	14848,0	3,0	4949,3
14,0	8,0	0,31	1094,9	18481,64	19576,5	3,0	6525,5
14,0	5,0	0,31	684,3	11582,64	12266,9	3,0	4089,0
14,0	6,0	0,31	821,2	13882,30	14703,5	3,0	4901,2
14,0	7,0	0,31	958,0	16181,97	17140,0	3,0	5713,3

5.10. Calculo de Asentamientos

Calculo Asentamiento por Fuste

$$\rho_{e(1)} = \frac{(Q_{WP} + \varepsilon Q_{WS})\ L}{A_P\ E_P}$$

Calculo Asentamiento por Punta

$$\rho_{e(2)} = \frac{(Q_{WP}\ C_P\ )}{d\ q_P}$$

Calculo por Acortamiento Elástico

$$\rho_{e(1)} = \frac{Q_{WP}\ \ Q_p}{L\ q_P}\left[0.93 + 0.16\sqrt{\frac{L}{d}}\right]$$

A continuación, se presenta una variación de los parámetros $\varepsilon\ y\ \Phi$ y de las diferentes configuraciones de carga, para obtener el asentamiento total máximo.

Tabla 10 Variación de los Parámetros $\varepsilon\ y\ \Phi$

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
4.00	6104	0.67	104.27	8.00	50.27	1.70E+06	0.00	0.03	0.09	3051.82	0.02	2.25	0.09	0.00	0.08	2.36
5.00	7605	0.67	130.34	8.00	50.27	1.70E+06	0.00	0.05	0.09	3802.73	0.02	2.25	0.10	0.00	0.07	2.36
6.00	9107	0.67	156.41	8.00	50.27	1.70E+06	0.00	0.06	0.09	4553.64	0.02	2.25	0.10	0.00	0.06	2.37
7.00	10609	0.67	182.48	8.00	50.27	1.70E+06	0.00	0.09	0.09	5304.56	0.02	2.25	0.10	0.00	0.05	2.39
8.00	12111	0.67	208.55	8.00	50.27	1.70E+06	0.00	0.11	0.09	6055.47	0.02	2.25	0.10	0.00	0.04	2.41

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
4.00	7711	0.67	117.31	9.00	63.62	1.70E+06	0.00	0.03	0.09	3855.69	0.02	2.00	0.09	0.00	0.07	2.10
5.00	9612	0.67	146.64	9.00	63.62	1.70E+06	0.00	0.04	0.09	4806.06	0.02	2.00	0.09	0.00	0.06	2.10
6.00	11513	0.67	175.96	9.00	63.62	1.70E+06	0.00	0.06	0.09	5756.43	0.02	2.00	0.10	0.00	0.05	2.11
7.00	13414	0.67	205.29	9.00	63.62	1.70E+06	0.00	0.09	0.09	6706.80	0.02	2.00	0.10	0.00	0.04	2.13
8.00	15314	0.67	234.62	9.00	63.62	1.70E+06	0.00	0.11	0.09	7657.18	0.02	2.00	0.10	0.00	0.04	2.15

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
4.00	7605	0.67	130.34	10.00	78.54	1.70E+06	0.00	0.02	0.09	4753.42	0.01	1.44	0.09	0.00	0.06	1.53
5.00	9483	0.67	162.93	10.00	78.54	1.70E+06	0.00	0.04	0.09	5926.71	0.01	1.44	0.09	0.00	0.05	1.53
6.00	11360	0.67	195.51	10.00	78.54	1.70E+06	0.00	0.05	0.09	7100.01	0.01	1.44	0.09	0.00	0.04	1.54
7.00	13237	0.67	228.10	10.00	78.54	1.70E+06	0.00	0.07	0.09	8273.31	0.01	1.44	0.10	0.00	0.04	1.55
1.50	15115	0.67	260.69	10.00	78.54	1.70E+06	0.00	0.02	0.09	9446.61	0.01	1.44	0.09	0.00	0.16	1.62

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
4.00	7469	0.67	143.38	11.00	95.03	1.70E+06	0.00	0.02	0.09	5745.01	0.01	1.06	0.09	0.03	3.00	4.08
5.00	9314	0.67	179.22	11.00	95.03	1.70E+06	0.00	0.03	0.09	7164.70	0.01	1.06	0.09	0.02	2.43	3.52
6.00	11160	0.67	215.07	11.00	95.03	1.70E+06	0.00	0.04	0.09	8584.39	0.01	1.06	0.09	0.02	2.04	3.15
7.00	13005	0.67	250.91	11.00	95.03	1.70E+06	0.00	0.06	0.09	10004.08	0.01	1.06	0.10	0.02	1.77	2.89
8.00	14851	0.67	286.76	11.00	95.03	1.70E+06	0.00	0.07	0.09	11423.78	0.01	1.06	0.10	0.02	1.56	2.70

L	Qwp	ε	Qws	Φ	Ap	Ep	S_1	S_1	Cp	q_p	S_2	S_2	Cs	S_3	S_3	S
m	ton		ton	m	m^2	ton/m^2	m	cm		ton/m^2	m	cm		m	cm	cm
4.00	10246	0.67	156.41	12.00	113.10	1.70E+06	0.00	0.02	0.09	6830.47	0.01	1.13	0.09	0.00	0.05	1.20
5.00	12780	0.67	195.51	12.00	113.10	1.70E+06	0.00	0.03	0.09	8520.02	0.01	1.13	0.09	0.00	0.04	1.20
6.00	15314	0.67	234.62	12.00	113.10	1.70E+06	0.00	0.05	0.09	10209.57	0.01	1.13	0.09	0.00	0.04	1.21
7.00	17849	0.67	273.72	12.00	113.10	1.70E+06	0.00	0.07	0.09	11899.12	0.01	1.13	0.09	0.00	0.03	1.22
8.00	20383	0.67	312.82	12.00	113.10	1.70E+06	0.00	0.09	0.09	13588.67	0.01	1.13	0.10	0.00	0.03	1.24

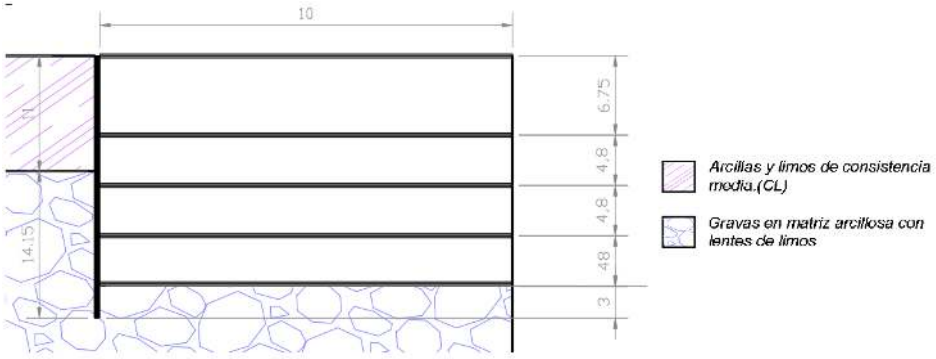
Con esto se halla, que el asentamiento máximo es de

$$s = 4.08\ cm$$

5.11. Calculo Muro Tablestaca por Apuntalamiento

Para definir los puntos de apuntalamiento de la tablaestaca, se decidió seguir con la secuencia de excavación planteada en la Figura 10.

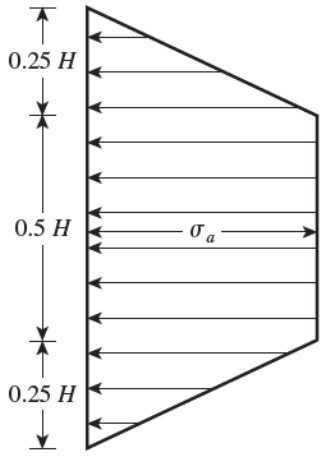
Figura No 10 Secuencia de Excavación Planteada.



Para el diseño de una tablaestaca con Apuntalamientos es necesario efectuar un diagrama de presión que son las envolventes de todos los diagramas de presión determinados a partir de las cargas en los puntales en campo.

Peck propone para un estrato de arcilla firme la siguiente envolvente de presiones.

.Figura No 11 Envolventes de Presiones.



Para lo cual asume una condición no drenada $\phi = 0°$, no considerando las presiones de poros y una profundidad de excavación mayor a 6m.

Bajo esta condición, y dado que se tiene un estrato de gravas embebida en matriz arcillosa, homogenizamos el perfil de análisis encontrando un $c_{promedio}$ y un γ_a para encontrar la envolvente de presiones.

Para esto utilizamos la siguiente fórmula.

$$c_{promedio} = \frac{1}{2H}\left[\gamma_s K_s {H_s}^2 \tan \phi_s{}' + (H - H_s) n' q_u\right]$$

Donde:

H= Altura de la pantalla.

K_s = Coeficiente de presión lateral de tierra.

La U acreditada para todos

γ_s= Peso unitario del estrato de Arena

H_s= Altura del estrato de Arena

n' = Coeficiente de falla progresiva ($n' = 0.75$)

q_u= Resistencia a la compresión simple de la arcilla.

Reemplazando:

$$c_{promedio} = \frac{1}{2(24.15)}[(20.4)(1)(13.15)^2(\tan 33.8°) + (24.15 - 13.15)(0.75)(59)]$$

Para homogenizar el peso unitario, usamos una función de ponderación.

$$\gamma_a = \frac{1}{H}\left((\gamma_s H_s) + (\gamma_c H_C)\right)$$

Donde:

γ_s= Peso unitario del estrato de Arena

H_s= Altura del estrato de Arena

γ_c= Peso unitario del estrato de Arcilla

H_c= Altura del estrato de Arcilla

Reemplazando:

$$\gamma_a = \frac{1}{24.15}\Big(\big((20.4)(13.15)\big) + \big((16)(11)\big)\Big)$$

$$\gamma_a = 18.4\ {}^{KN}/_{m^3}$$

Con los valores hallados, usamos la ecuación de Peck para encontrar el valor de σ_a

$$\sigma_a = \gamma_a H \left[1 - \left(\frac{4c_{prom}}{\gamma_a H}\right)\right]$$

$$\sigma_a = (18.4)(24.15)\left[1 - \left(\frac{4(58.97)}{(18.4)(24.15)}\right)\right]$$

$$\sigma_a = (18.4)(24.15)\left[1 - \left(\frac{4(58.97)}{(18.4)(24.15)}\right)\right]$$

$$\sigma_a = 208.37$$

Con estos valores, se obtiene la envolvente de presiones.

Figura No 12 Envolventes de Presiones Proyecto.

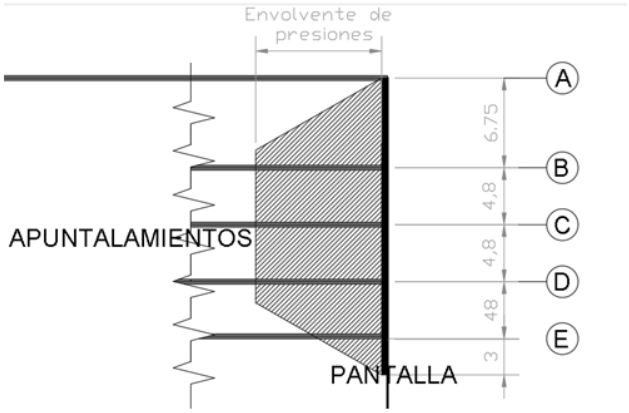
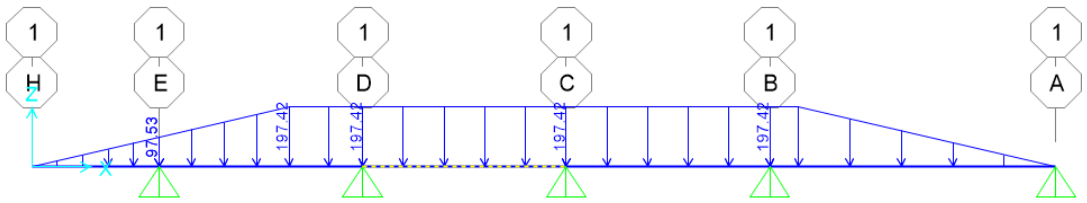


Figura No 13 Envolvente de Presiones y/o diagrama de fuerzas.



Con esta envolvente procedemos a resolver cada una de las vigas en voladizo que se forma, para encontrar cada una de las fuerzas puntuales que se desarrollan en cada puntal.

5.11.1. Viga A-B1

Figura No 14 Diagrama de Fuerzas A - B1

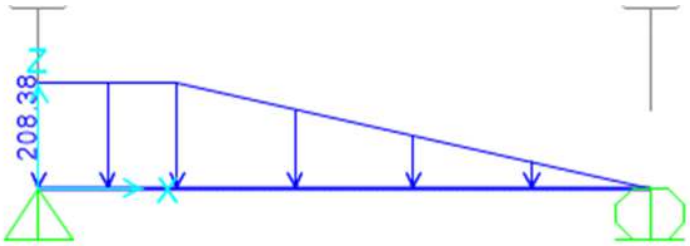


Figura No 15 Reacciones de los Apoyos Viga A- B1



Figura No 16 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga A- B1

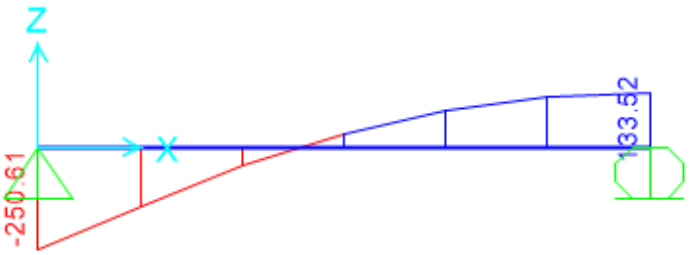
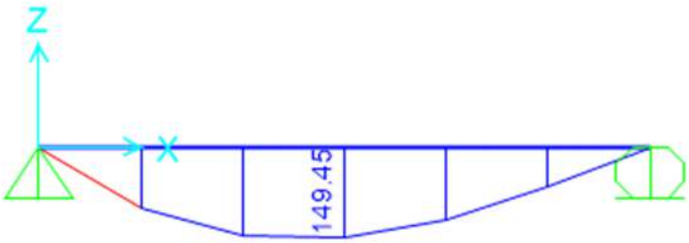


Figura No 17 Diagrama de Momentos Viga A - B1



5.11.2. Viga B2 – C1

Figura No 18 Diagrama de Fuerzas B2 - C1

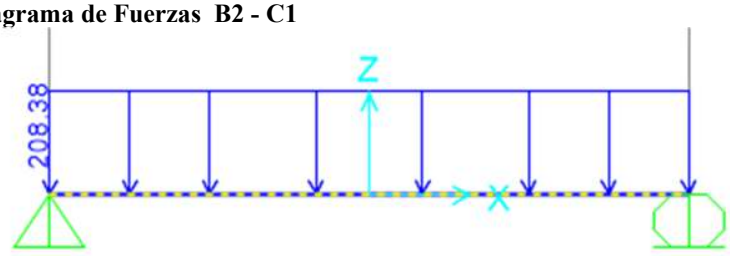


Figura No 19 Reacciones de los Apoyos Viga B2- C1

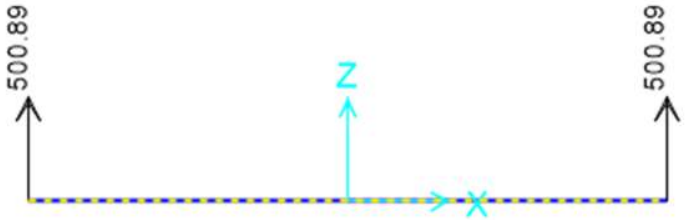


Figura No 20 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga B2- C1

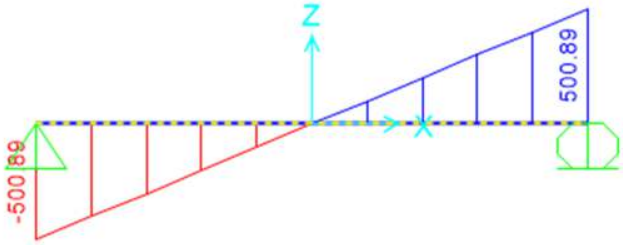
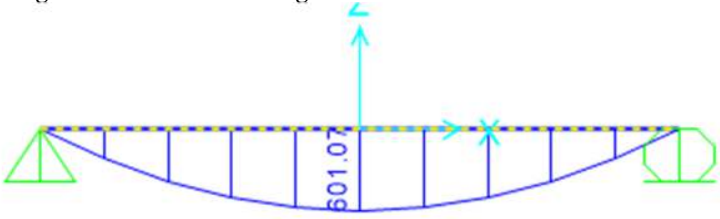


Figura No 21 Diagrama de Momentos Viga A - B1



5.11.3. Viga C2 – D1

Figura No 22 Diagrama de Fuerzas C2 - D1

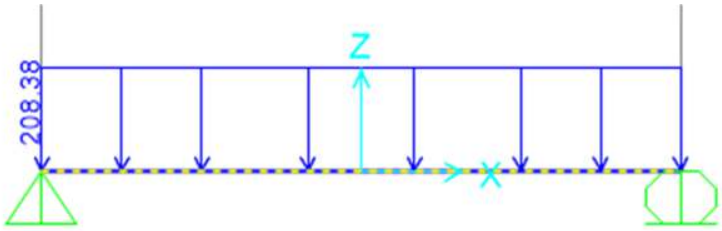


Figura No 22 Reacciones de los Apoyos Viga C2- D1

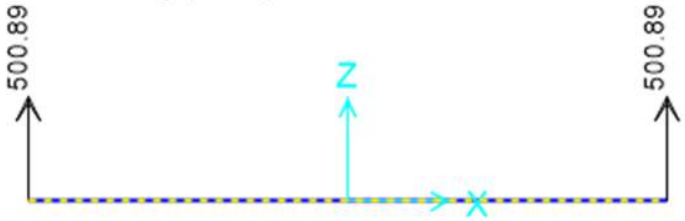


Figura No 23 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga C2- D1

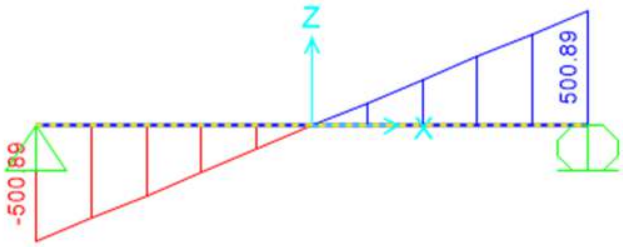
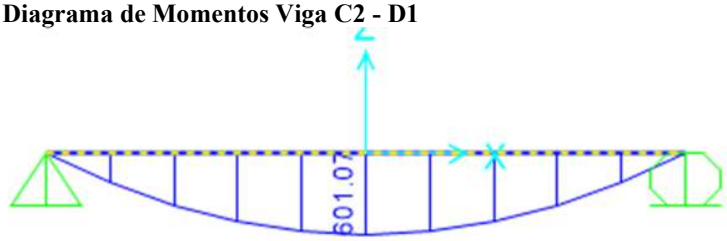


Figura No 24 Diagrama de Momentos Viga C2 - D1



5.11.4. Viga D2 – E

Figura No 25 Diagrama de Fuerzas D2 – E

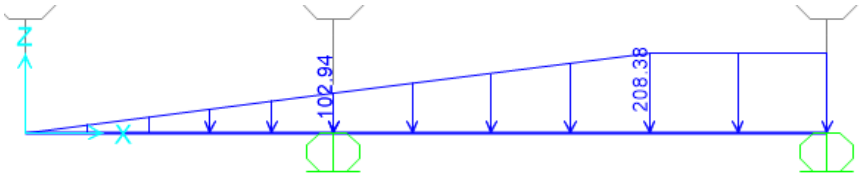


Figura No 26 Reacciones de los Apoyos Viga D2- E



Figura No 27 Diagrama de Esfuerzo Cortante Viga D2- E

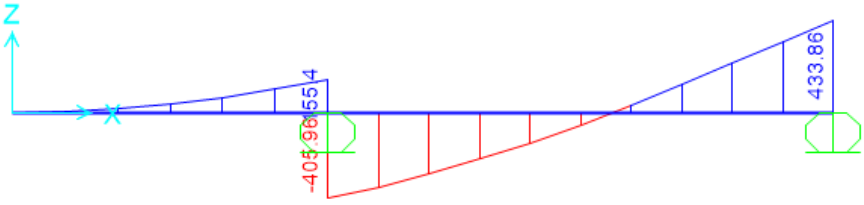
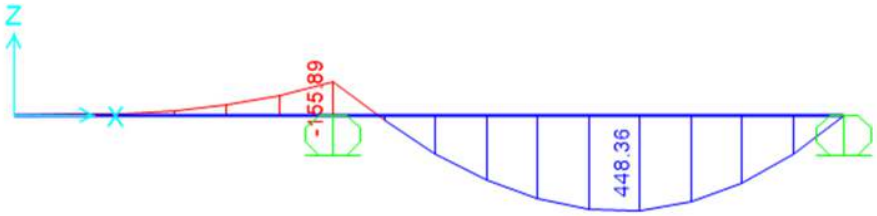


Figura No 28 Diagrama de Momentos Viga D2 – E



5.12. Calculo de Carga Puntual

Para cada una de las componentes de reacción se calcula la carga puntual.

PA

$$P_A = (A)(s)$$

$$P_A = (133.52)(10)$$

$$P_A = 1335.2\ KN$$

PB

$$P_B = (B_1 + B_2)(10)$$

$$P_B = (250.61 + 500.89)(10)$$

$$P_B = 7515\ KN$$

PC

$$P_C = (C_1 + C_2)(10)$$

$$P_C = (500.89 + 500.89)(10)$$

$$P_C = 10017.8\ KN$$

PD

$$P_D = (D_1 + D_2)(10)$$

$$P_D = (500.89 + 433.86)(10)$$

$$P_D = 9347.5\ KN$$

PE

$$P_E = (E)(s)$$

$$P_E = (561.36)(10)$$

$$P_E = 5613.6\ KN$$

5.13. Calculo Diagrama de Presiones Aparente Sobre el Muro.

Se procede a hallar el diagrama de presiones, para comprobar los esfuerzos sobre la pantalla.

σ_1

$$\sigma_1 = \frac{P_A}{(s)\left(d_1 + \frac{d_2}{2}\right)}$$

$$\sigma_1 = \frac{1335.2}{(10)\left(0 + \frac{6.75}{2}\right)}$$

$$\sigma_1 = 41.083\ {}^{KN}/_{m^2}$$

La U acreditada para todos

σ_2

$$\sigma_2 = \frac{P_B}{(s)\left(\frac{d_2}{2} + \frac{d_3}{2}\right)}$$

$$\sigma_2 = \frac{7515}{(10)\left(\frac{6.75}{2} + \frac{4.8}{2}\right)}$$

$$\sigma_2 = 133\ {}^{KN}/_{m^2}$$

σ_3

$$\sigma_3 = \frac{P_C}{(s)\left(\frac{d_3}{2} + \frac{d_4}{2}\right)}$$

$$\sigma_3 = \frac{10017.8}{(10)\left(\frac{4.8}{2} + \frac{4.8}{2}\right)}$$

$$\sigma_3 = 208.70\ {}^{KN}/_{m^2}$$

σ_4

$$\sigma_4 = \frac{P_D}{(s)\left(\frac{d_4}{2} + \frac{d_5}{2}\right)}$$

$$\sigma_4 = \frac{9347.5}{(10)\left(\frac{4.8}{2} + \frac{4.8}{2}\right)}$$

$$\sigma_4 = 194.74\ {}^{KN}/_{m^2}$$

La U acreditada para todos

σ_5

$$\sigma_5 = \frac{P_E}{(s)\left(\frac{d_5}{2} + \frac{d_6}{2}\right)}$$

$$\sigma_5 = \frac{5613.6}{(10)\left(\frac{4.8}{2} + \frac{3}{2}\right)}$$

$$\sigma_5 = 103.96 \ {}^{KN}/_{m^2}$$

5.14. Calculo de Momentos sobre el Muro.

Para verificar la condición de los apuntalamientos, se chequeará cada momento flector actuante sobre cada puntal. Para estos, usando la premisa de comportamiento de que cada sector de excavación se comporta como una viga.

Momento para el punto A

$$M_A = \frac{(A)(s^2)}{8}$$

$$M_A = \frac{(133.52)(10^2)}{8}$$

$$M_A = 1669 \ {}^{KN-m}/_{Metro\ de\ muro}$$

Momento para el punto B

$$M_B = \frac{(B_1 + B_2)(s^2)}{8}$$

$$M_B = \frac{(250.61 + 500.89)(10^2)}{8}$$

$$M_B = 9393.95 \; {}^{KN-m}/_{Metro\ de\ muro}$$

Momento para el punto C

$$M_C = \frac{(C_1 + C_2)(s^2)}{8}$$

$$M_C = \frac{(500.89 + 500.89)(10^2)}{8}$$

$$M_C = 12522.25 \; {}^{KN-m}/_{Metro\ de\ muro}$$

Momento para el punto D

$$M_D = \frac{(D_1 + D_2)(s^2)}{8}$$

$$M_D = \frac{(500.89 + 433.86)(10^2)}{8}$$

$$M_D = 11684.38 \; {}^{KN-m}/_{Metro\ de\ muro}$$

Momento para el punto E

$$M_E = \frac{(E)(s^2)}{8}$$

$$M_E = \frac{(561.36)(10^2)}{8}$$

$$M_A = 7017 \ {}^{KN-m}/_{Metro\ de\ muro}$$

Con esto, se verifica el esfuerzo admisible para el perfil de apuntalamiento.

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$

$$S = \frac{12522.25}{170000}$$

$$S = 0.07\ m$$

Para la tablaestaca, se realiza igualmente la verificación de momentos, para esto, se analiza cada momento producido en cada una de las vigas simplemente apoyadas con la envolvente de presiones.

Tabla 11 Momento Producido por las Vigas

M1	**149.45**
M2	601.7
M3	601.7
M4	448.46

Con el M_{max}, se verifica bajo la condición de esfuerzo máximo admisible

$$S = \frac{M_{max}}{\sigma_{adm}}$$

$$S = \frac{601.7}{170000}$$

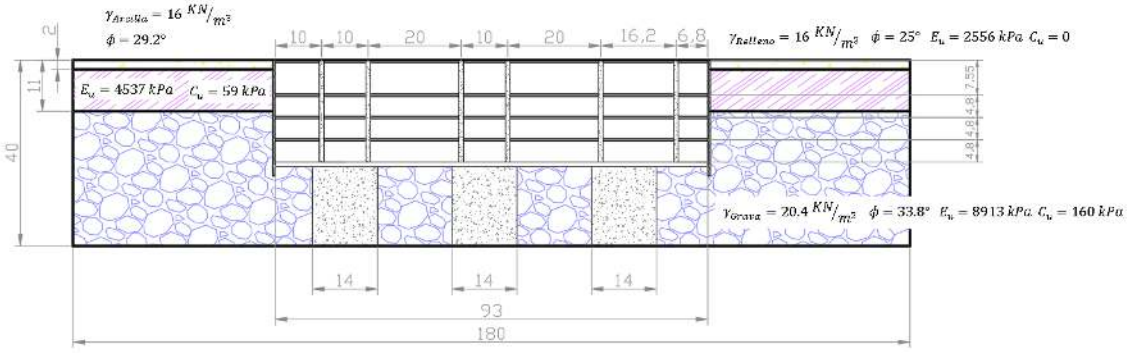
$$S = 0.003\ m$$

6. MODELACIÓN GEOTECNICA

6.1. Modelo Inicial.

Dado que en Plaxis maneja teoría de elementos finitos, los estratos son diferenciables y se han definido los parámetros geotécnicos específicos para cada uno de ellos, no se hace necesario simplificar el modelo geotécnico substrayendo o combinando estratos de suelos, en ese orden de ideas se estableció perfil geotécnico para ingresarlo al software Plaxis, así de acuerdo a la Figura 28, de igual forma es necesario enfatizar que las propiedades de los estratos fueron extractados de los ensayos de laboratorio elaborados por la firma LFO, de igual forma se tomó como guía la secuencia de excavación planteado en el mismo informe.

Figura No 29 Perfil Geotécnico Plaxis.

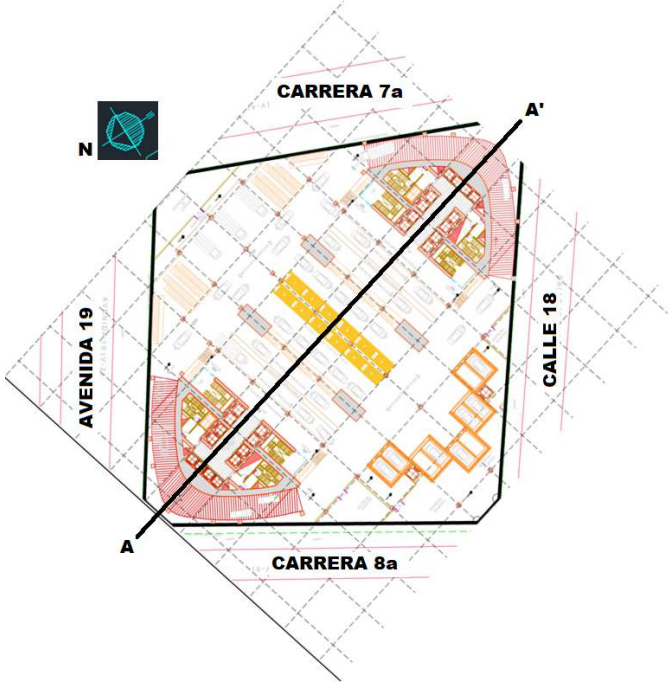


El ancho seleccionado para el modelo es igual a 180 m, esto con el fin de evitar los efectos de borde que generan los modelos de elemento finitos sobre los vectores de desplazamiento, a su vez la profundidad del modelo es igual, a 40 metros, para este caso particular se seleccionó esta profundidad para que coincidiera con el cambio de estrato de gravas sueltas

a gravas más densas. Partiendo de la premisa que no se esperan grandes deformaciones de la pantalla en sentido vertical, se decidió darle más importancia al análisis en sentido horizontal, por lo tanto no era necesario modelar el estrato de gravas densas, así las cosas, ese fue el modelo de inició para el análisis, de igual forma para este modelo se asumió caisson de 14 m de diámetro y modelos de columna de 1 m de ancho, debido a que la resolución de modelo de plaxis, no permitió introducir dimensiones más pequeñas.

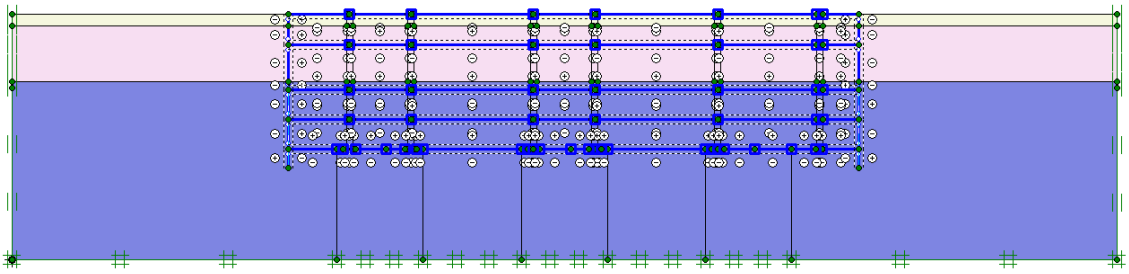
De igual forma se determinó que la sección a utilizar en el análisis de la modelación geotécnica, debe representar el caso más crítico, así las cosas, el caso que presenta esta condición es aquel cuyas luces entre columnas son las más distanciadas y a su vez concentran la mayor cantidad de cargas, Figura No 30

Figura No 30 Sección en Planta Utilizada en la Modelación



El plano A-A' presenta el caso más crítico ya que los ejes perpendiculares a este cuentan con un mayor número de apoyo y menores luces entre los mismos, lo cual genera un marco mas rígido, lo cual a su vez proporciona una mayor rigidez a los muros de contención.

Figura No 31 Modelo Inicial Plaxis



6.2. Parametrización y Generación de Malla para el Modelo.

Paso 1. Para la modelación se seleccionaron los elementos de pantalla y los elementos de viga, como elementos plate (Placa) Figura 30 para introducirlos en la modelación,

Paso 2. Se asumieron dimensiones típicas de construcción, como resultado de esto se obtienen propiedades de área de cada uno de estos materiales.

Figura No 32 Propiedades de Materiales (Plate)

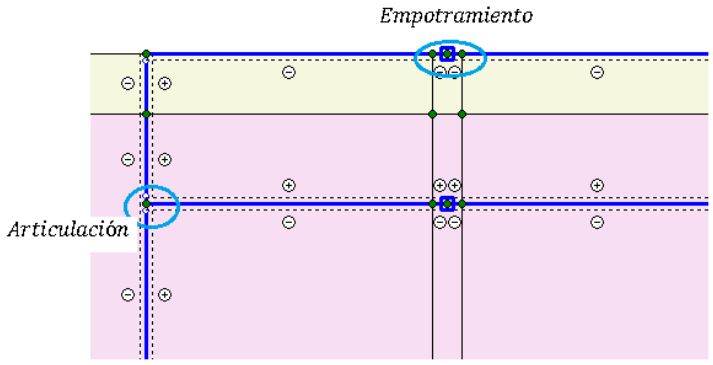


Figura No 33Propiedades de Área

Placa de dmentación		Pantallas		Placas entrepiso	
d	1	d	0.6	d	0.6
Área	1	Área	0.36	Área	0.36
Inercia	0.08333333	Inercia	0.0108	Inercia	0.0108
EA	17870000	EA	6433200	EA	6433200
EI	1489166.67	EI	192996	EI	192996

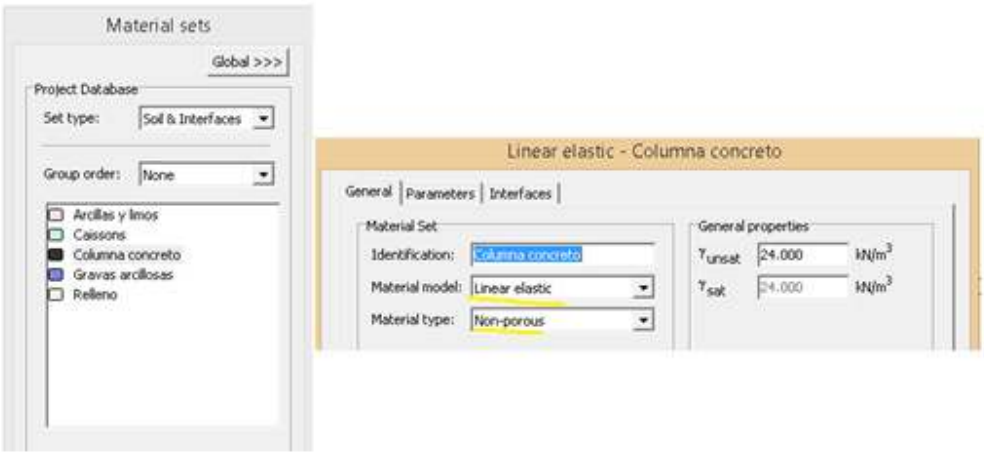
Paso 3 Para las vigas, se colocaron empotramientos en cada una de las conexiones con muros o caisson y se dejó de manera articulada en la conexión con la pantalla.

Figura No 34 Empotramiento con los Muros



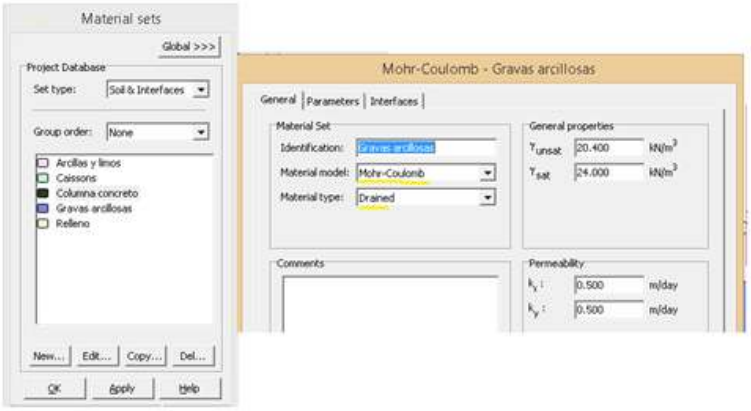
Paso 4. Para los elementos tipo bárrete y tipo Caisson, se decidió modelar estos elementos como una interfaz de suelo, usando un modelo lineal elástico y comportamiento no poroso.

Figura No 35 Modelación Interfaz de Suelo



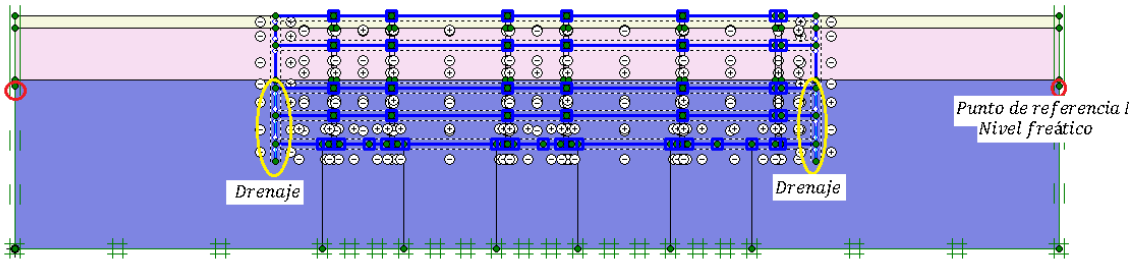
Paso 5. Para los estratos de suelo. se utilizó un modelo Mohr Coulomb y permeabilidades obtenidas de materiales índice.

Figura No 36 Escogencia de Modelo a Utilizar



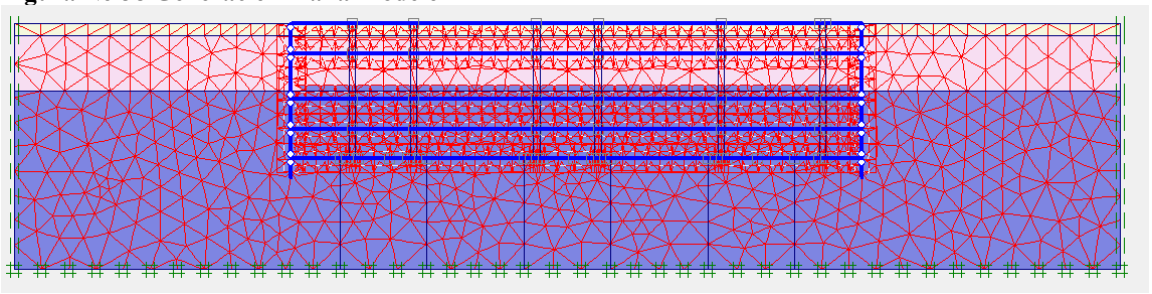
Paso 6. Dado que el nivel freático se encuentra por encima del nivel de la placa, se asumió drenaje y abatimiento del nivel freático durante las etapas de construcción.

Figura No 37 Modelo de Abatimiento del Nivel Freático



Paso 7. Generación Malla Modelo.

Figura No 38 Generación malla Modelo



6.3. Secuencia de Excavación

Paso 1 Parametrización presiones de poros. Figura 38.

Paso 2. Calculo estado inicial de esfuerzos. Figura 39.

Con estos parámetros de entrada, se introdujeron cada una de las secuencias de excavación planteadas en el estudio de suelos.

Figura No 39 Parametrización Presiones de Poros.

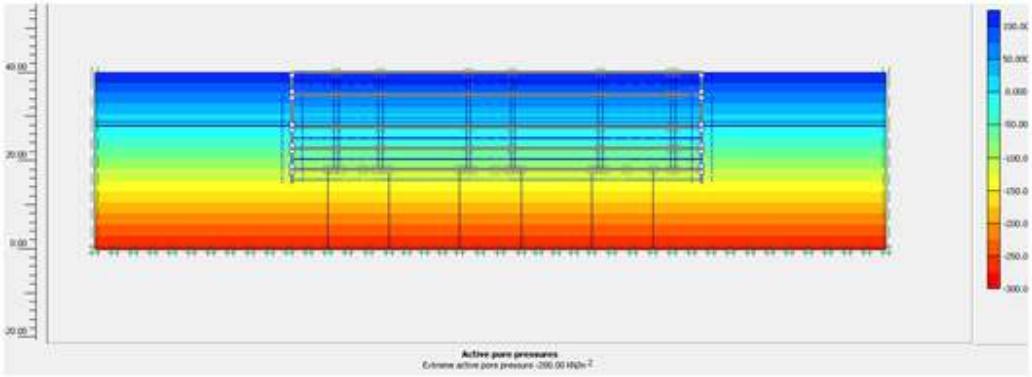
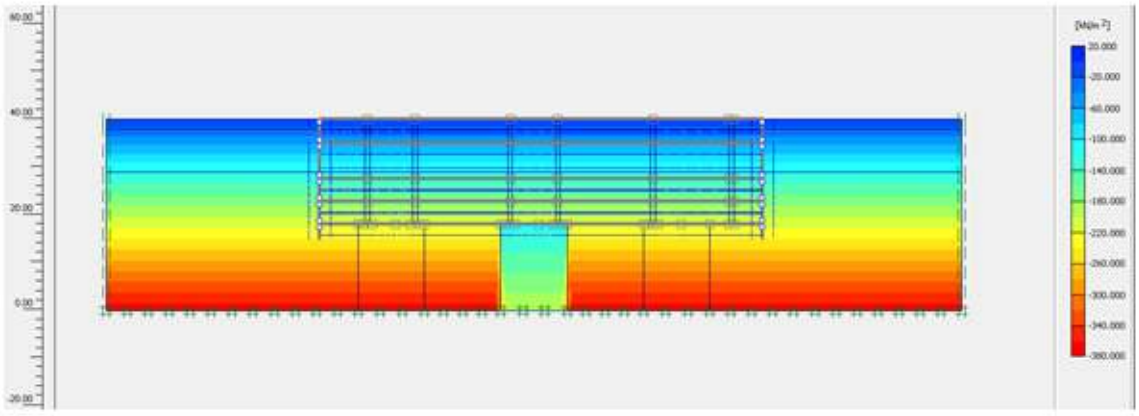


Figura No 40 Estado Inicial de Esfuerzos.



Una vez parametrizados estas variables se procede a implementar las secuencias de excavación planteadas como se describe a continuación.

Etapa No. 1 Instalación de la pantalla. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de dos (02) días y no existe un cambio en el nivel freático. Figura 40

Etapa No. 2 Instalación de Caisson y barretes. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de siete (07) días y no existe un cambio en el nivel freático. Figura 41

Figura No 41 Instalación de la Pantalla

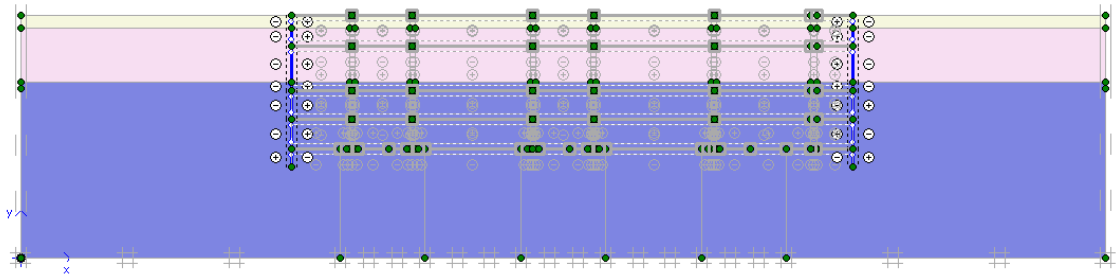
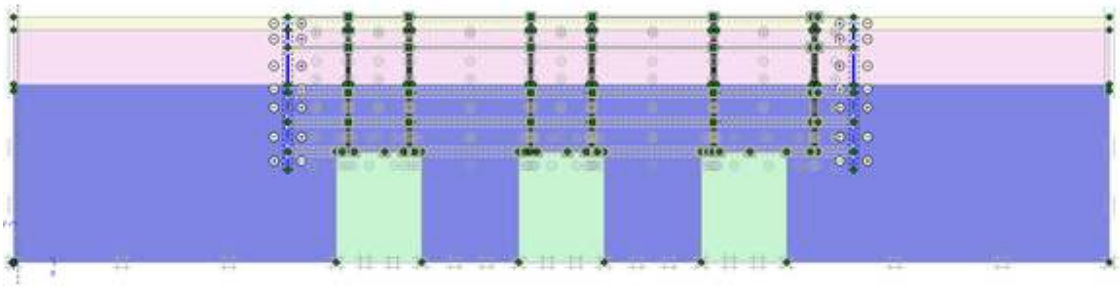
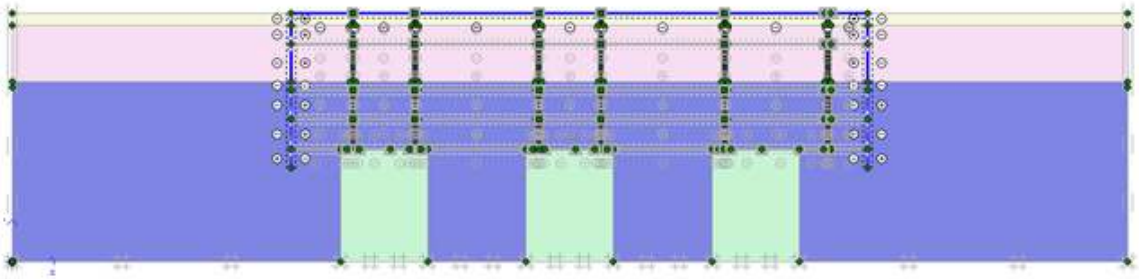


Figura No 42 Instalación de Caisson y Barretes



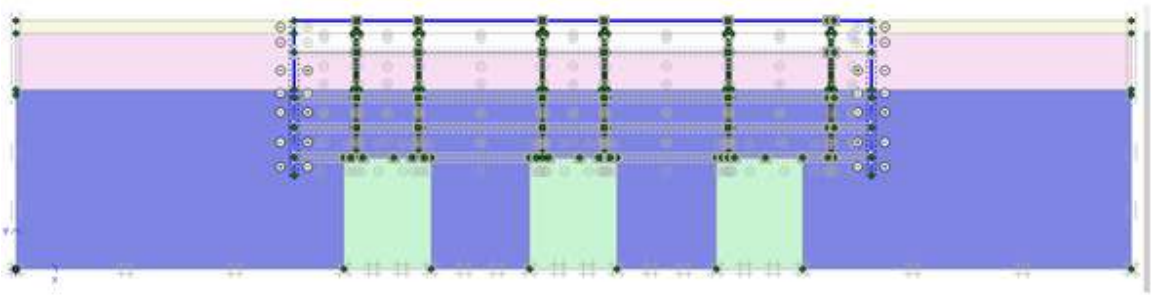
Etapa No. 3 Instalación de Viga primer Piso. Se instala la viga de apuntalamiento a cota 0 del terreno. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de un (01) día y no existe un cambio en el nivel freático. Figura 42

Figura No 43 Instalación Viga de Apuntalamiento



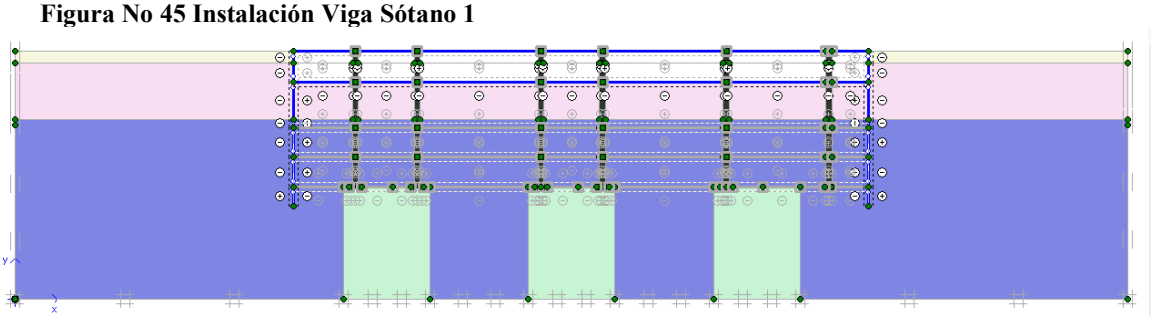
Etapa No. 4 Excavación Cota -7.55 m. Se ejecuta el primer tramo de excavación. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de siete (07) días y no existe un cambio en el nivel freático. Figura 43

Figura No 44 Excavación Cota -7.55 m



Etapa No. 5 Instalación Viga de sótano 1. Se instala la viga de apuntalamiento a cota (-7.55m) del terreno. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de un (01) día y no existe un cambio en el nivel freático. Figura 44

Figura No 45 Instalación Viga Sótano 1



Etapa No. 6 Excavación Cota -12.35 m. Se ejecuta el segundo tramo de excavación. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de siete (07) días, Figura 45 y se asume que la pantalla corta el nivel freático y este se abate hasta el nivel de la excavación. Figura 46

Figura No 46 Excavación Cota -12.35 m

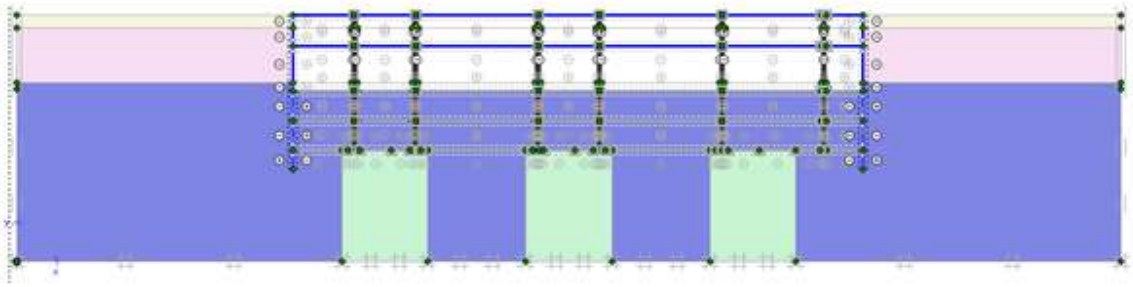
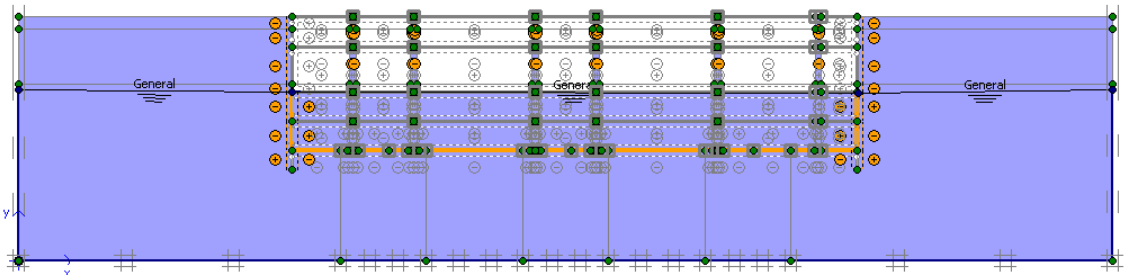
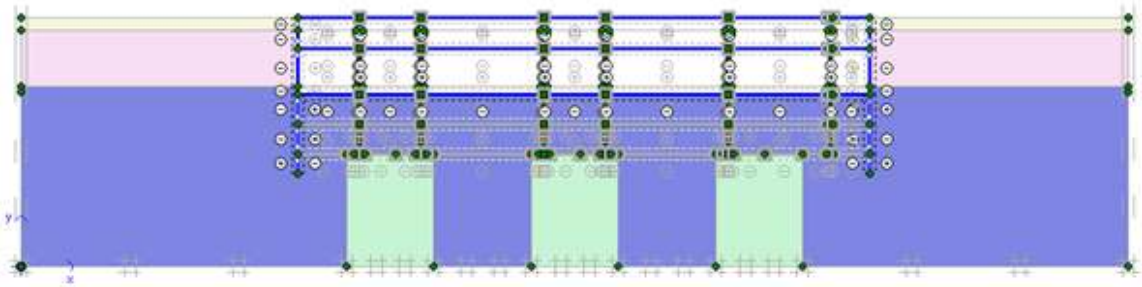


Figura No 47 Abatimiento Nivel Freático Cota -12.35 m



Etapa No. 7 Instalación Viga de sótano 2. Se instala la viga de apuntalamiento a cota (-12.35m) del terreno. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de un (01) día y se asume la misma condición del nivel freático de la Etapa No 6. Figura 47

Figura No 48 Instalación Viga Sótano 2



Etapa No. 8 Excavación Cota -17.35 m. Se ejecuta el tercer tramo de excavación. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de siete (07) días, Figura 48 y se asume que la pantalla corta el nivel freático y este se abate hasta el nivel de la excavación. Figura 49

Figura No 49 Excavación Cota -17.35 m

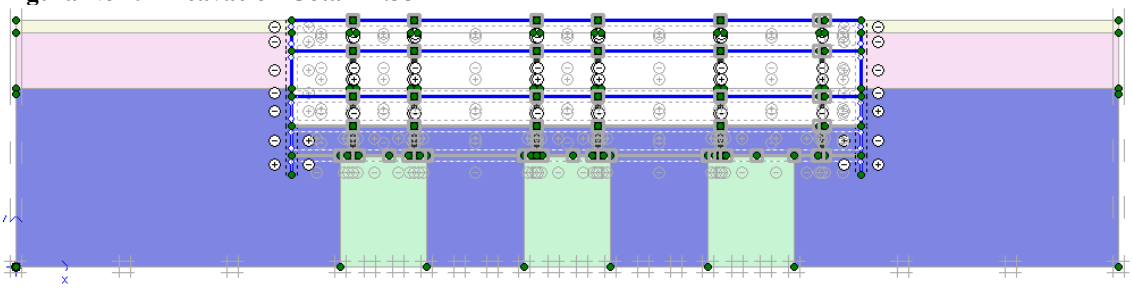
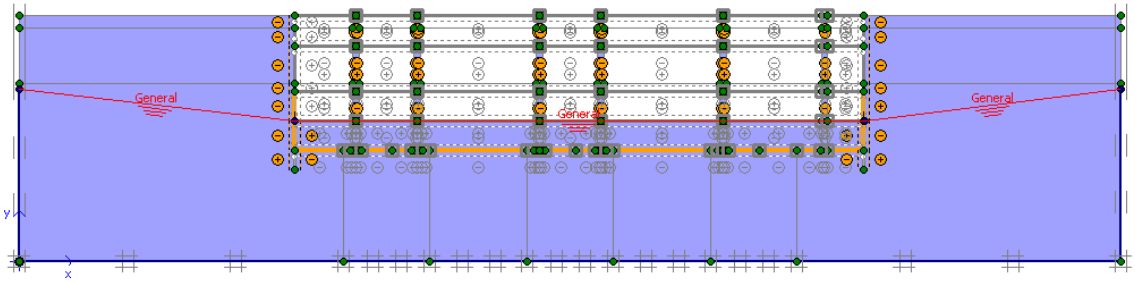
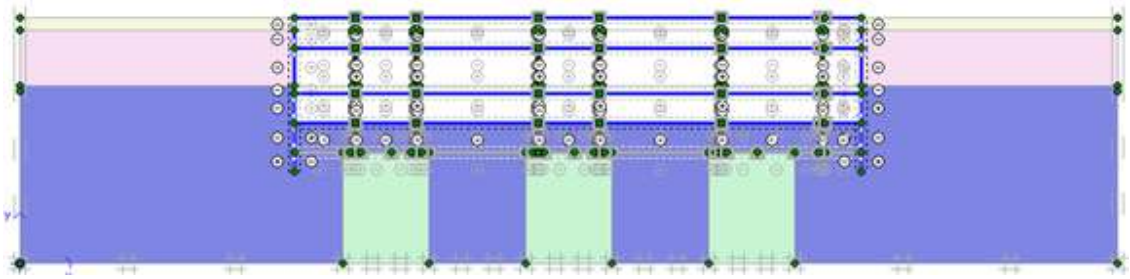


Figura No 50 Abatimiento Nivel Freático Cota -17.35 m



Etapa No. 9 Instalación Viga de sótano 3. Se instala la viga de apuntalamiento a cota (-17.35m) del terreno. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de un (01) día y se asume la misma condición del nivel freático de la Etapa No 8. Figura 50

Figura No 51 Instalación Viga Sótano 3



Etapa No. 10 Excavación Cota -22.95 m. Se ejecuta el cuarto tramo de excavación. Para esta etapa se asume un tiempo constructivo de siete (07) días, Figura 51 y se asume que la pantalla corta el nivel freático y este se abate hasta el nivel de la excavación. Figura 52

Figura No 52 Excavación Cota -22.95 m

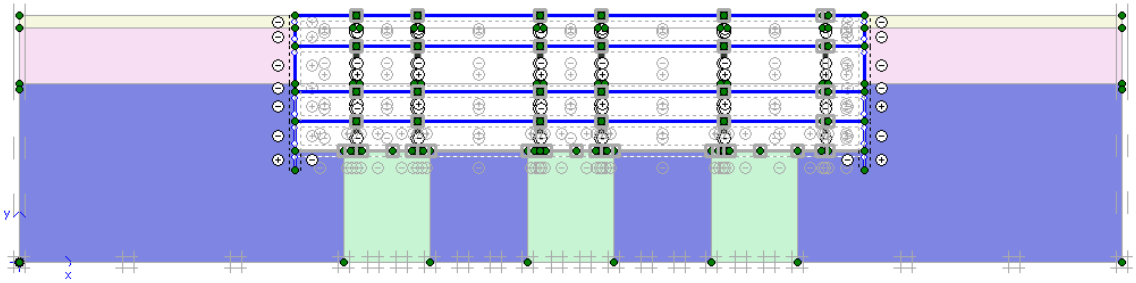
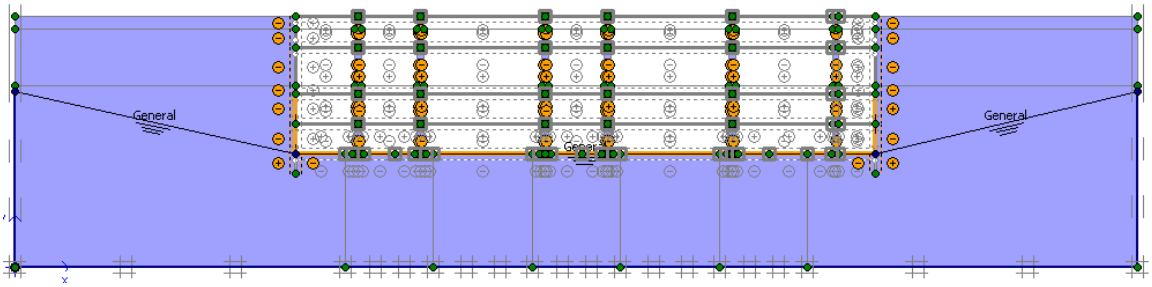


Figura No 53Abatimiento Nivel Freático -22.95 m



Etapa No. 11 Instalación Placa de Cimentación. Se instala la viga de apuntalamiento a cota (-17.15m) del terreno Figura No 53. Se asume un tiempo de 1 día. Se asume la misma condición anterior del nivel freático Figura No. 54

Figura No 54 Instalación Placa de Cimentación

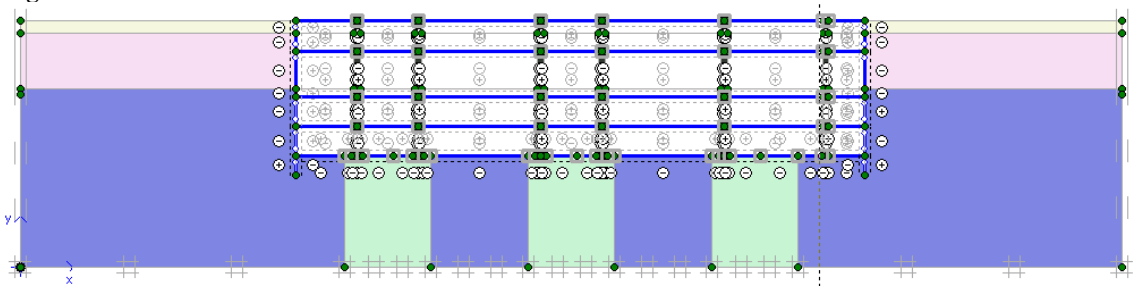
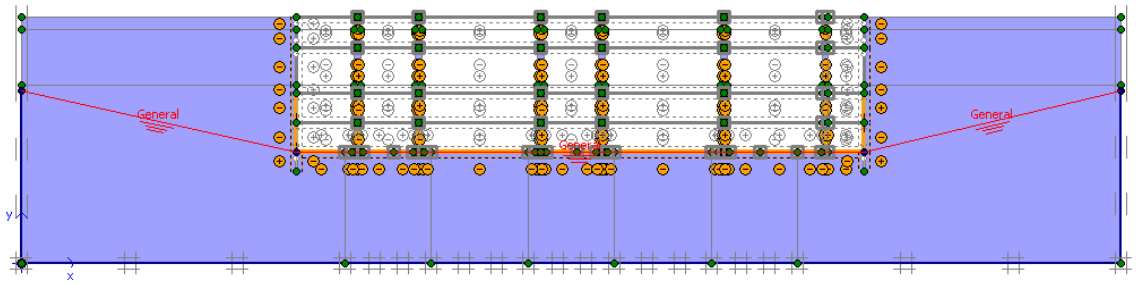


Figura No 55 Nivel Freático Placa de Cimentación.

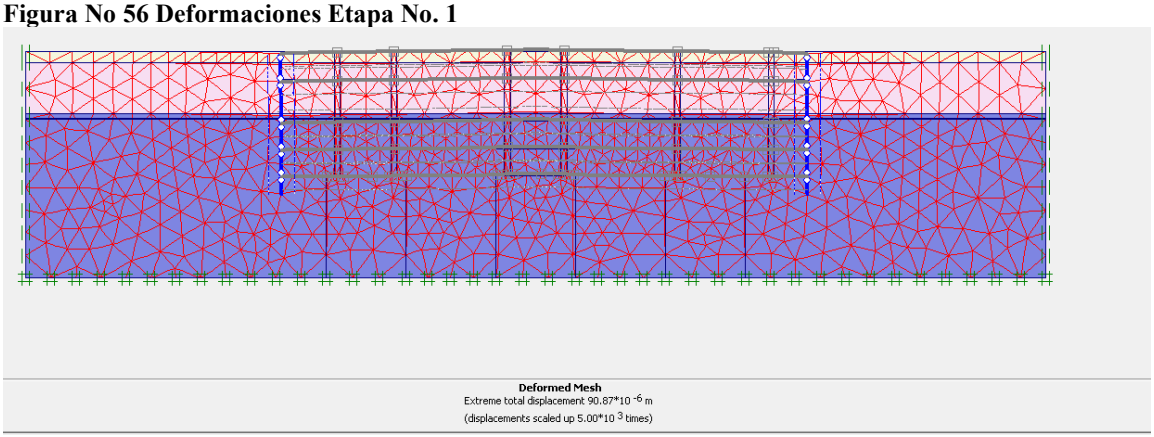


6.4. Resumen de Resultados

6.4.1. Etapa No. 1.

En la instalación de las pantallas, no se observan grandes deformaciones. Figura No 55. Aunque el modelo asume un proceso de hincado, dado que la pantalla se instala instantáneamente, esto genera sólo unas pequeñas deformaciones verticales del orden de 0.09 mm.

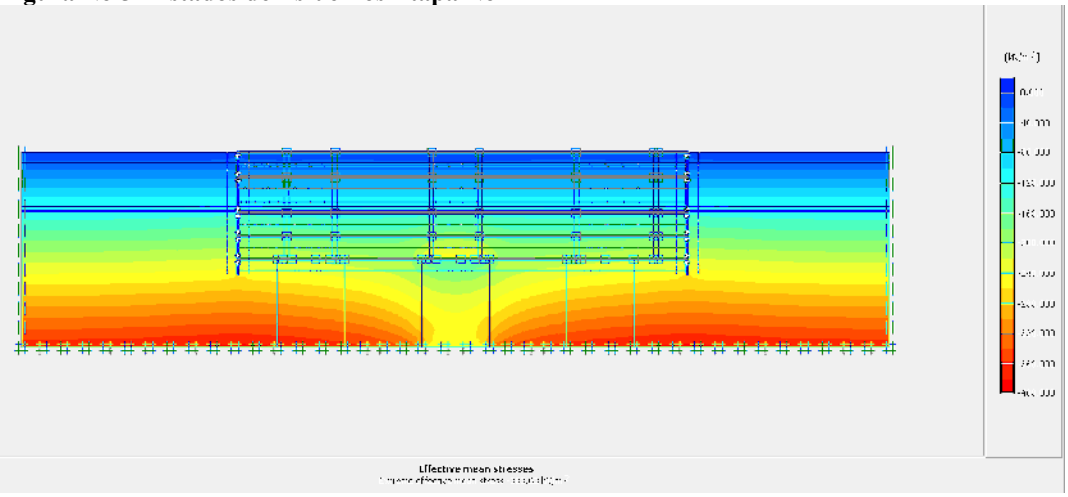
Figura No 56 Deformaciones Etapa No. 1



En el estado de esfuerzos efectivo no se evidencia que exista un cambio, tampoco se observan efectos que distorsionen la condición geoestática de presiones. Con respecto a la

sección del Caisson intermedia, se hace menos evidente la discontinuidad presentada en el diagrama de presiones. Figura No 56

Figura No 57 Estados de Esfuerzos Etapa No 1



Con respecto a los desplazamientos, se observa desplazamientos totales de componente principalmente vertical. Estos desplazamientos se pueden catalogar como pequeños (0,09 mm) y se observan un mayor desplazamiento en la pantalla izquierda que en la derecha. Esto puede ser debido a que la luz de la viga del puntal es menor en el caso de la pantalla derecha. Sin embargo, son tan pequeñas las diferencias entre los desplazamientos y los desplazamientos en sí, que no se puede dar esta como una causa.

Con respecto a los desplazamientos, se observa desplazamientos totales de componente principalmente vertical. Estos desplazamientos son también pequeños (0,09 mm) y se observan un mayor desplazamiento en la pantalla izquierda que en la derecha. Esto puede ser debido a que la luz de la viga del puntal es menor en el caso de la pantalla derecha. Sin

La U acreditada para todos

embargo, son tan pequeñas las diferencias entre los desplazamientos y los desplazamientos en sí, que no se puede dar esta como una causa. Figura No 57

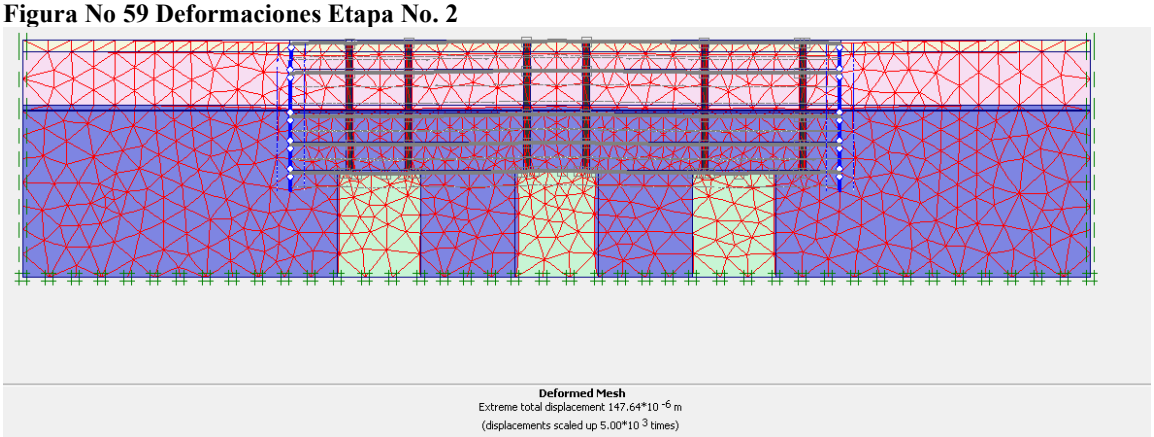
Figura No 58 Desplazamientos Etapa No. 1



6.4.2. Etapa No. 2

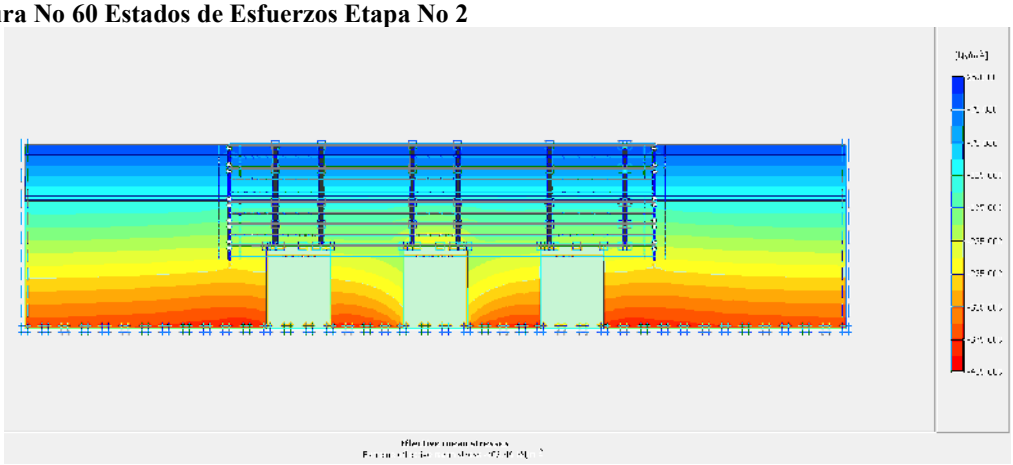
En esta etapa se cambiaron las secciones de los caisson y los barretes a materiales de características de concreto. Aunque en esta etapa no se esperaban inducir cambio en las deformaciones Figura No 58, si se nota un aumento de 0.09 mm a 0.14 mm. Este desplazamiento se debe en la capa de material cercano a la pantalla, en inmediaciones a la superficie, donde se masifican los efectos de la inca de las pantallas.

Figura No 59 Deformaciones Etapa No. 2



Analizando los esfuerzos, se observa un aumento de los esfuerzos efectivos de 380 Kn/m2 a 400 Kn/m2. Esto se debe a que componente de concreto utilizado en los caisson y barretes interrumpe la condición geoestática y se presentan una sobrecarga en el fondo del modelo. También se observa una distribución cercanamente radial de esfuerzos en la parte superior del elemento caisson ubicado en la mitad de la excavación. Figura No 59

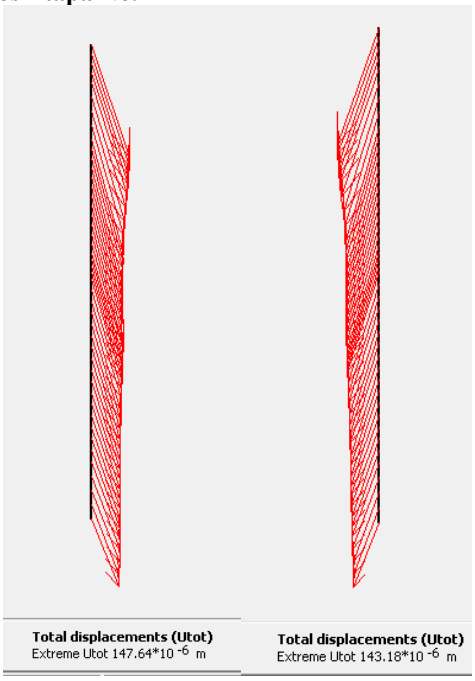
Figura No 60 Estados de Esfuerzos Etapa No 2



En cuanto a los de desplazamientos, se nota un aumento de 0,09 mm a 0,14 mm. En este caso sigue existiendo un alto componente vertical en los desplazamientos totales, pero ahora

se muy aumentado la componente horizontal. Esto debido, puede ser, a los efectos de aumento de presión en la instalación de los elementos tipo Caisson y barrete. Figura 60

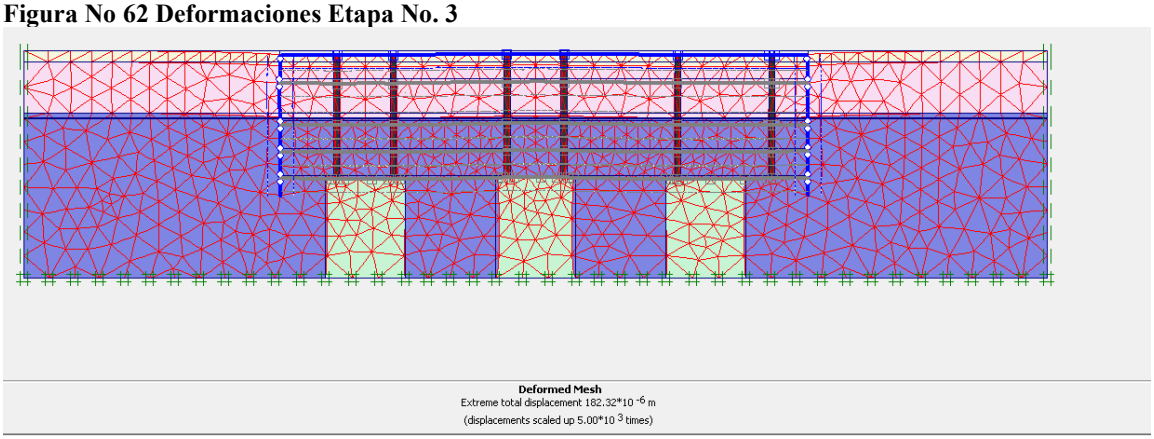
Figura No 61 Desplazamientos Etapa No. 2



6.4.3. Etapa No. 3

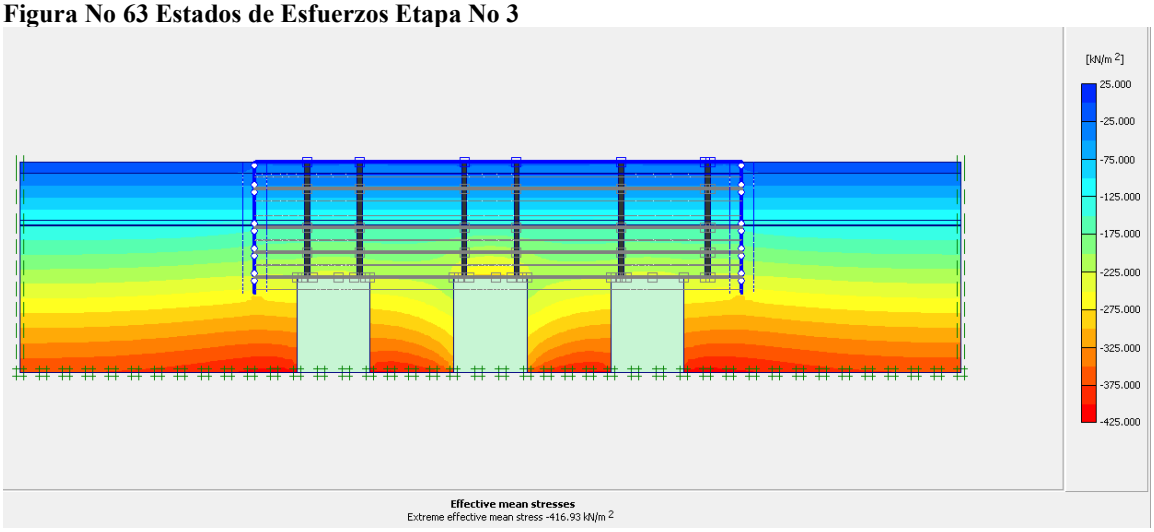
En esta etapa, se condisera los efectos de la instalación de la placa de piso 0. En este caso, se observa nuevamente un aunmento en las deformaciones. En este caso el modelo sobrecarga el sitio de la excavación homogenizando las deformaciones en el lugar de excavación con la deformación inducida por la inca de las pantallas. Siguen siendo deformaciones admisibles . Figura No. 61

Figura No 62 Deformaciones Etapa No. 3



En el caso del estado de esfuerzo, aunque en general no se observan cambios en magnitud de los esfuerzos efectivos, si existe un aumento de los esfuerzos en las zonas inmediatamente superiores de los materiales tipo caisson. Este es el efecto más notable de la instalación de la placa. Figura No 62.

Figura No 63 Estados de Esfuerzos Etapa No 3



En el tema de las deformaciones de las pantallas, se observa un pequeño aumento de la deformación general pero un notable aumento de la componente vertical en los

desplazamientos. Esto se debe a que el elemento viga restringe el movimiento de la placa en movimiento horizontal, comportándose, como idealmente se diseñó. Figura No 63.

Figura No 64 Desplazamientos Etapa No. 3



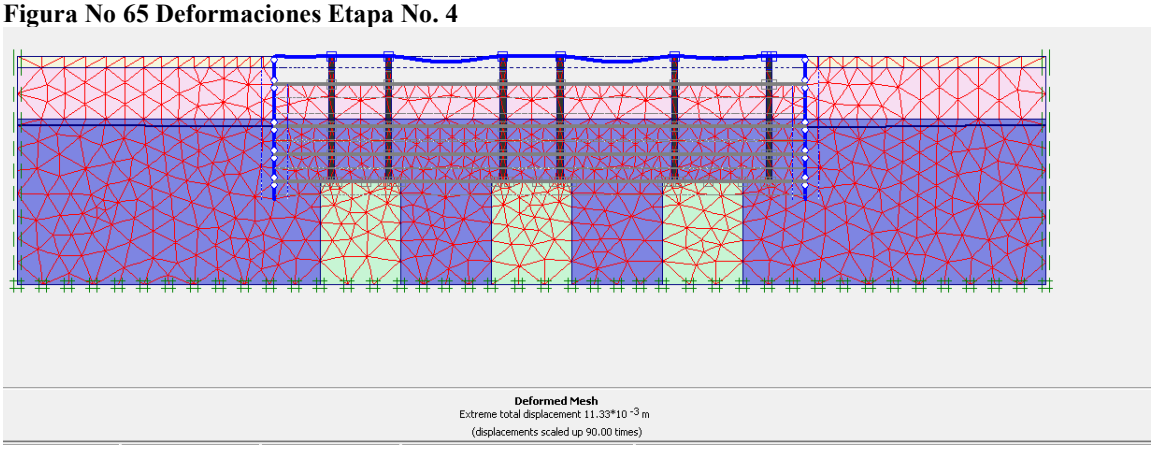
6.4.4. Etapa No. 4

En esta etapa se genera el primer y el más largo tramo de excavación del modelo. En este caso se esperan ya deformaciones de gran magnitud, y crear una línea base de lo que se espera en la construcción real. En este caso se observan deformaciones del orden de 11 mm pero ocasionadas en el centro luz de la viga de apuntalamiento. Eso se debe a las grandes luces (20m) con las cuales se realizó el modelo. Figura No. 64

Con respecto a la condición de esfuerzos, es notable que los esfuerzos bajo el área de excavación y por debajo de la cota final de la pantalla, permanecen constantes ante la excavación. En general se puede decir que en esta zona no existe cambio en la dirección de

los esfuerzos principales y las condiciones de confinamiento no varían. Sin embargo, debajo de la línea eje de la pantalla, se observa una discontinuidad en la magnitud de los esfuerzos, consecuente con el hincamiento y consolidación de las pantallas. A partir de esta frontera se pude ver una nueva distribución de esfuerzos consecuente con el desconfinamiento generado al efectuar el primer tramo de excavación, cambiando de régimen geoestático a un régimen de presiones activas. Figura No 65

Figura No 65 Deformaciones Etapa No. 4



Con respecto a la condición de esfuerzos, es notable que los esfuerzos bajo el área de excavación y por debajo de la cota final de la pantalla, permanecen constantes ante la excavación. En general se puede decir que en esta zona no existe cambio en la dirección de los esfuerzos principales y las condiciones de confinamiento no varían. Sin embargo, debajo de la línea eje de la pantalla, se observa una discontinuidad en la magnitud de los esfuerzos, consecuente con el hincamiento y consolidación de las pantallas. A partir de esta frontera se pude ver una nueva distribución de esfuerzos consecuente con el desconfinamiento generado

La U acreditada para todos

al efectuar el primer tramo de excavación, cambiando de régimen geoestático a un régimen de presiones activas. Figura No 65

Figura No 665 Estados de Esfuerzos Etapa No 4

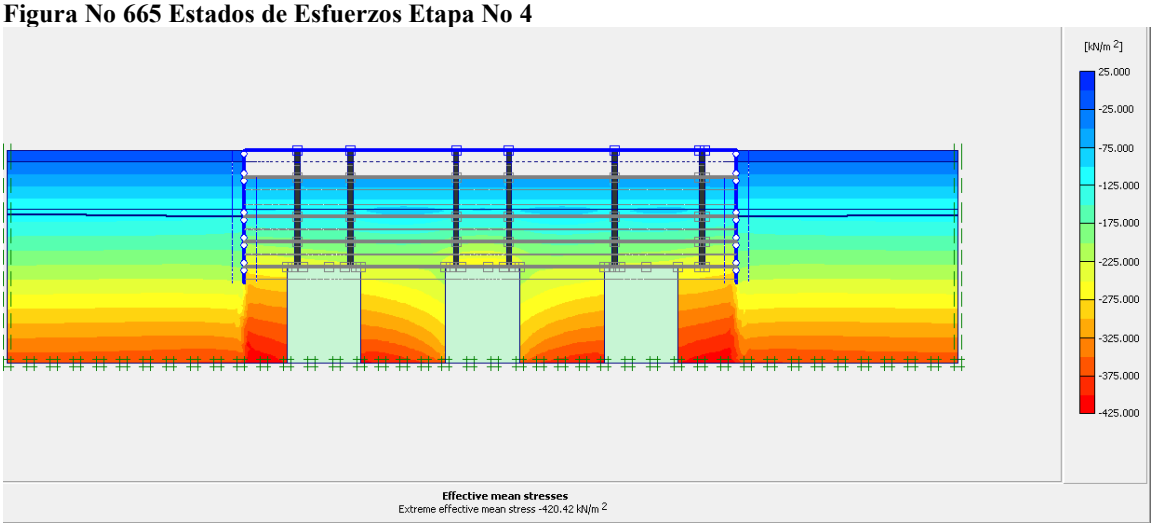
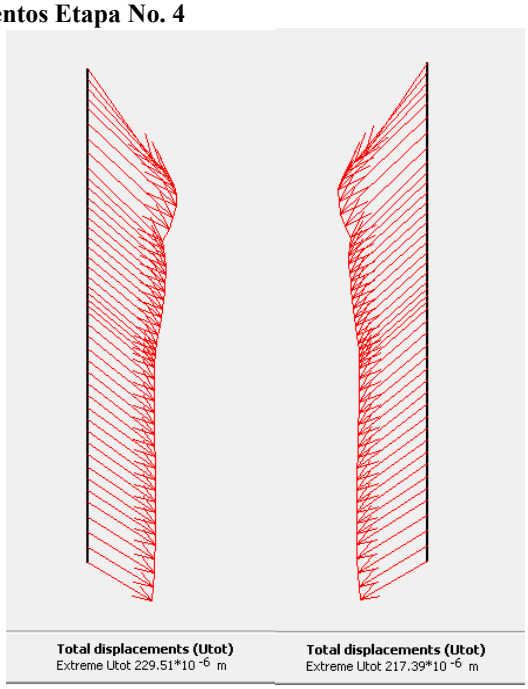


Figura No 67 Desplazamientos Etapa No. 4



Con respecto a los desplazamientos se ve un aumento de la componente horizontal de desplazamiento, producido lógicamente por los empujes activos producidos por el desconfinamiento del terreno. Sin embargo, la magnitud total varia solamente de 0.17 mm a 0.23 mm, siendo restringida totalmente por el apuntalamiento en la parte superior. También se observa que la pantalla izquierda tiene un total de desplazamientos menor que la placa derecha, esto se debe nuevamente que la luz que conecta la viga de apuntalamiento de la pantalla con la columna es menor en el caso derecho. Figura No 66

6.4.5. Etapa No. 5

En esta etapa se instala la viga de piso de sótano 1. En este caso no se esperaban cambios en el mapa de deformaciones, considerando que los efectos más adversos se esperan en cada secuencia de excavación. Concordado con lo planteado, la deformación critica sigue dándose por la Viga del piso 0 y las deformaciones a nivel de la viga de sótano 1 son de 2 órdenes de magnitud menos (0.18mm), por lo cual sigue siendo una construcción segura. Figura No. 67

En esta etapa se evidencia que se elimina el efecto de borde que generaba la pantalla sobre el estado de esfuerzos. También se observa que disminuye ligeramente la magnitud de los esfuerzos de 420 Kn/m2 a 392 Kn/m2, acentuando un proceso de consolidación primaria sobre las arcillas medias. Figura No 68

En el orden de los desplazamientos no se notan efectos notables sobre la orientación o magnitud de estos.

Figura No 68 Deformaciones Etapa No. 5

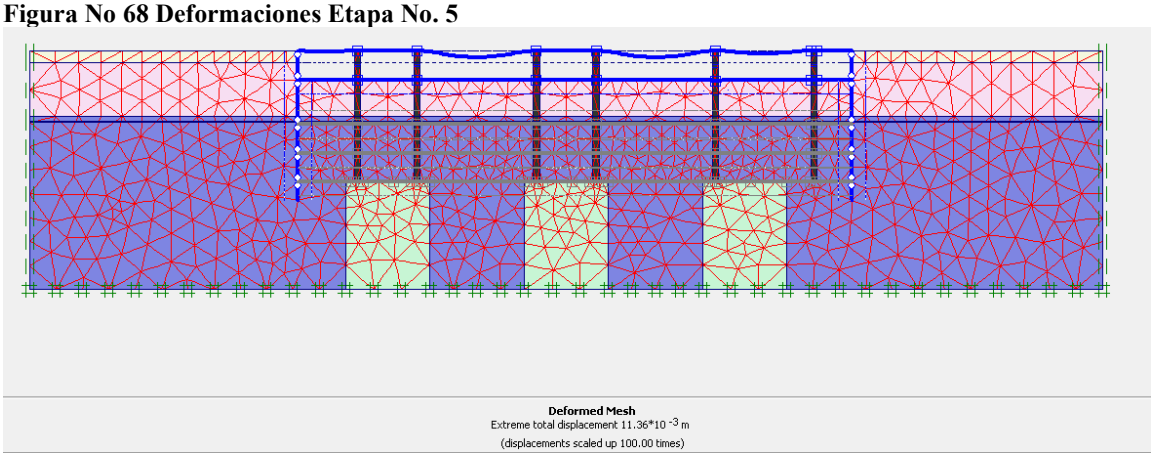
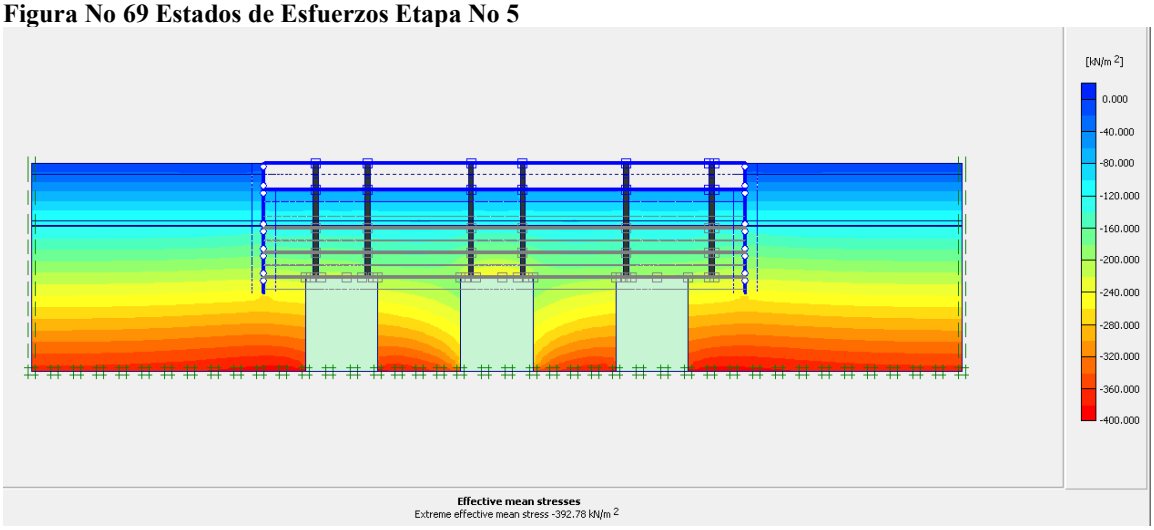
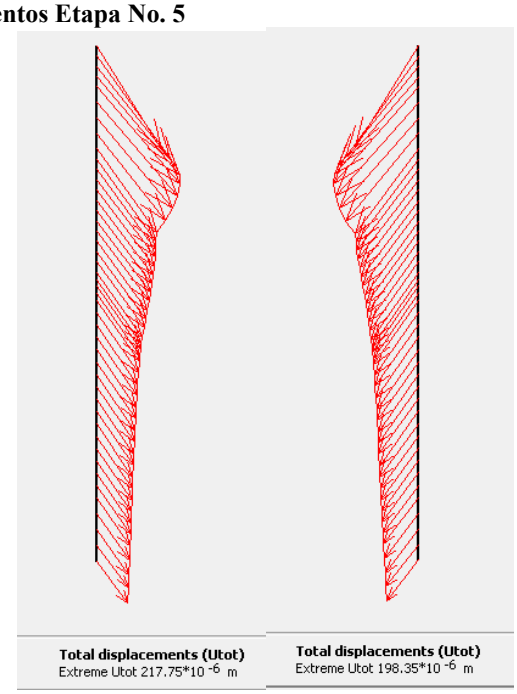


Figura No 69 Estados de Esfuerzos Etapa No 5



Con respecto a los desplazamientos no se notan fluctuaciones de orientación y/o magnitud con respecto a la etapa No 4. Figura 69

Figura No 70 Desplazamientos Etapa No. 5



6.4.6. Etapa No. 6.

Se produce la segunda etapa de excavación. En este caso dado que es de menor tamaño se esperan efectos menos adversos. Nuevamente se observan efectos de deflexión sobre las vigas que se encuentra en el primer sótano, dando un orden de deformaciones de 47 mm en algunos centroluces de la viga, debido nuevamente a la gran longitud de luz entre ellas. No se observan efectos de rebote en el suelo de la excavación. Figura No 70

En el orden de esfuerzos, se sobrepresiones importantes en los puntos de conexión de los barretes y el suelo de excavación, producido probablemente por la interacción del nivel freático con los elementos barretes. Se observan magnitudes generales del mismo orden y no se evidencian superficies de falla en zonas inmediatas a las pantallas. Figura No 71

Figura No 71 Deformaciones Etapa No. 6

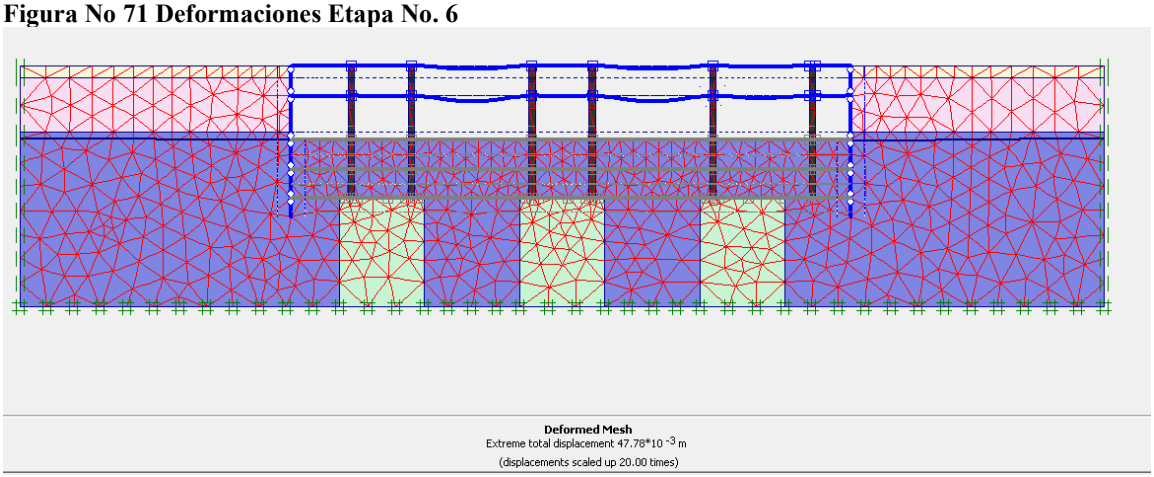
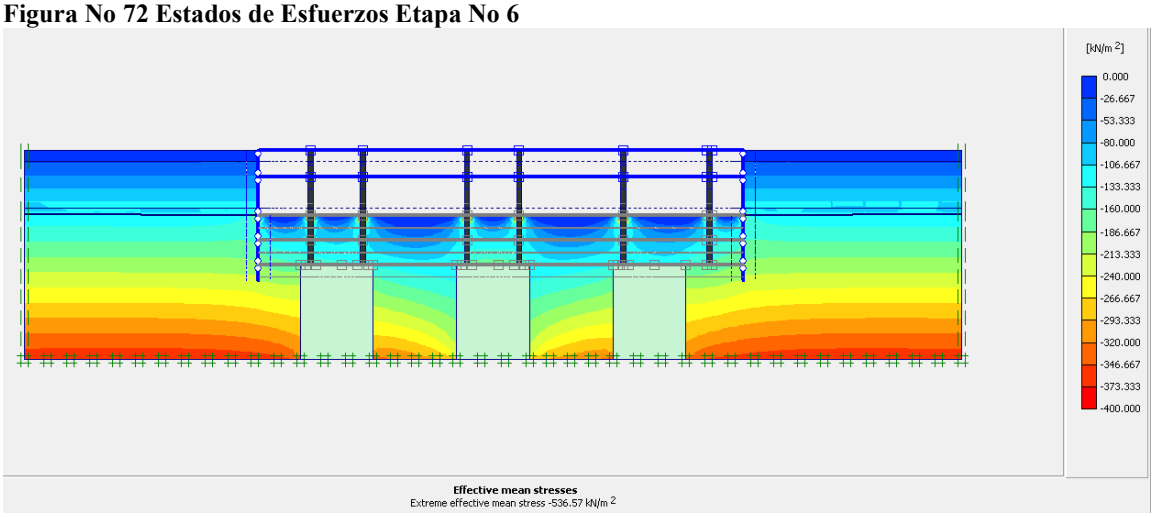
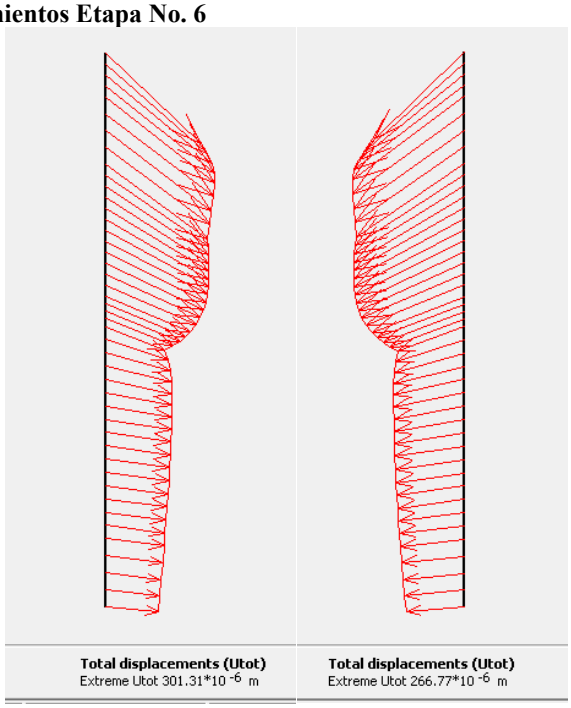


Figura No 72 Estados de Esfuerzos Etapa No 6



En la segunda excavación se observan que aumentan los desplazamientos en magnitud horizontal hasta el nivel de la excavación, haciendo que pasen de un orden de 0,21mm a 0,30 mm. A partir del nivel de excavación se mantiene relativamente constante con el valor de desplazamiento de la instalación de la placa. Siguen siendo ordenes de desplazamiento demasiado pequeños para considerarlos inseguros para la construcción. Figura No 72

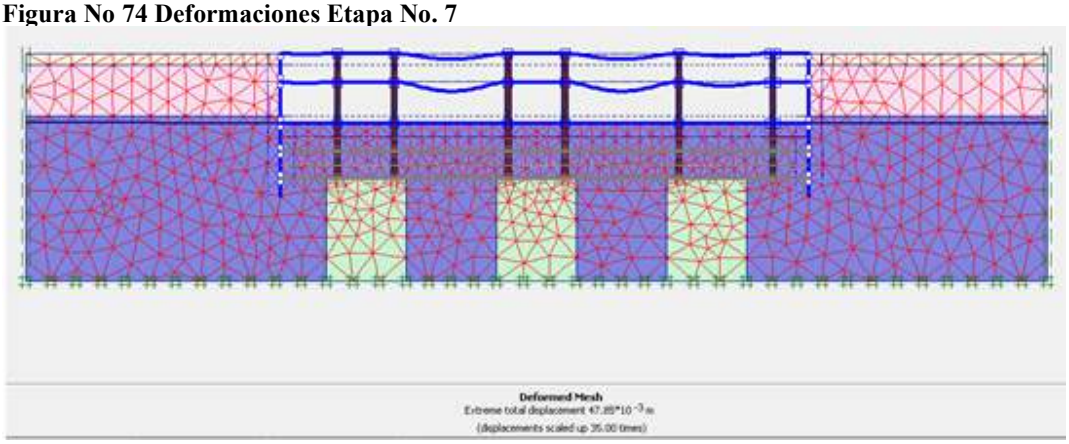
Figura No 73 Desplazamientos Etapa No. 6



6.4.7. Etapa No. 7.

No se observan cambios o deformaciones considerables durante la etapa de instalación de la viga de piso Sotano 2. Figura No 73

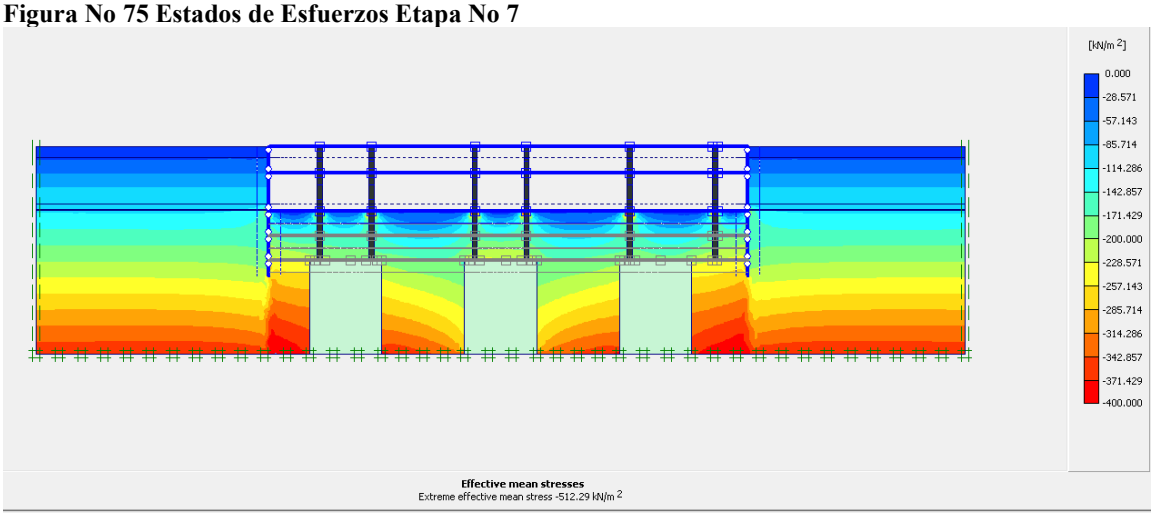
Figura No 74 Deformaciones Etapa No. 7



La U acreditada para todos

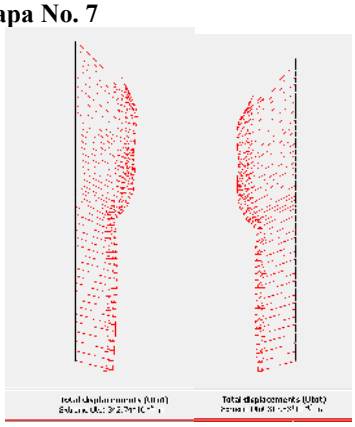
En términos de esfuerzos se observa que vuelve esa discontinuidad en los estados de esfuerzos en la línea debajo de la placa. Sin embargo, no se observan otros cambios en las distribuciones o magnitudes de estos. Figura 74.

Figura No 75 Estados de Esfuerzos Etapa No 7



Se observa un pequeño aumento en la magnitud total de los desplazamientos, no se esperaba que la instalación de la placa aumentara de alguna medida estos valores. No se observa cambios en la distribución de estos.

Figura No 76 Desplazamientos Etapa No. 7

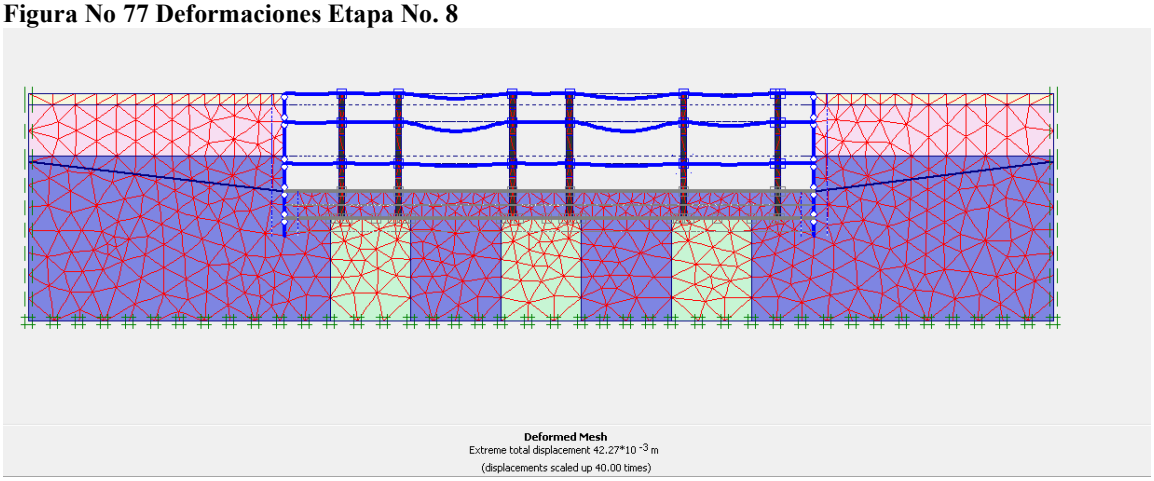


6.4.8. Etapa No. 8

Tercer tramo de excavación, del mismo orden que el anterior. En este caso para que se pueda efectuar la excavación en obra es necesario abatir el nivel freático hasta el nivel de excavación, dado que, si este se encuentra

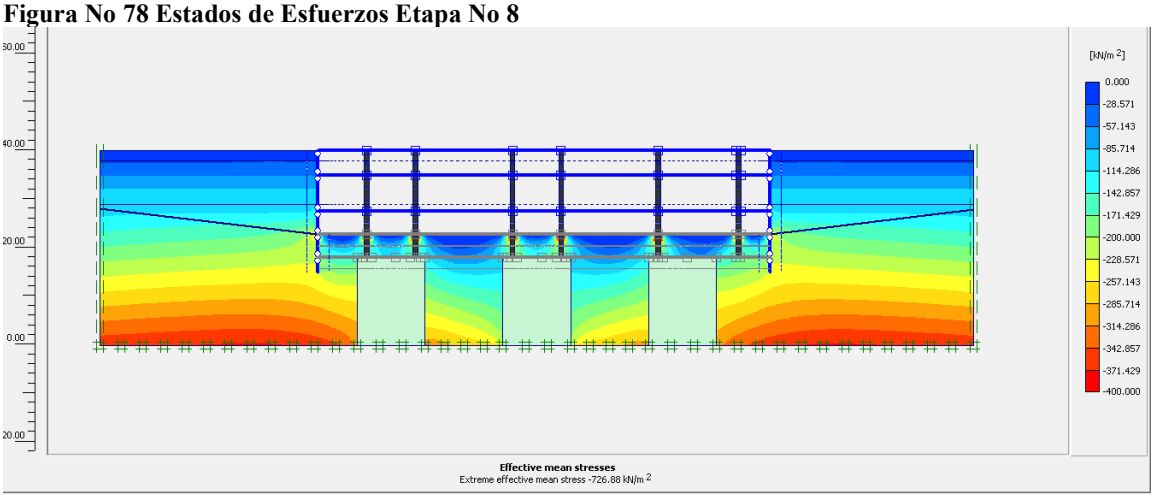
por encima, generará flujo o mayores presiones sobre las pantallas. En el orden de las deformaciones siguen siendo critica la viga de sótano 2, y las pantallas siguen sin mostrar deformaciones inseguras. Figura No 76.

Figura No 77 Deformaciones Etapa No. 8



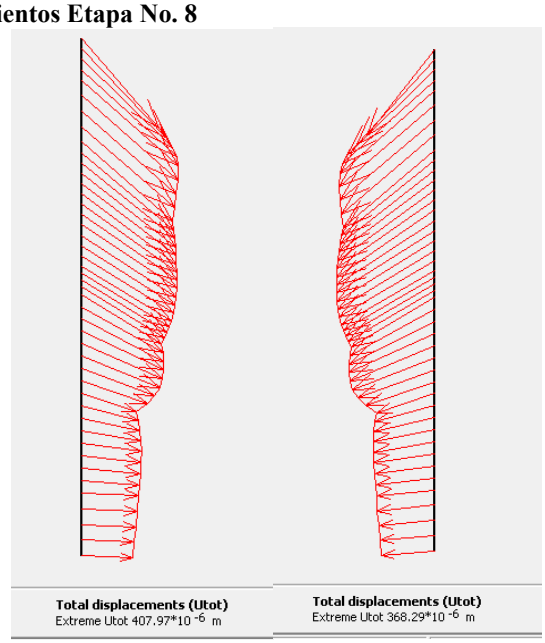
Con el abatimiento del nivel freático se observan unas sobrepresiones en las intersecciones de caisson-nivel de excavación del orden de 500 Kn/M2 que rápidamente decaen a un esfuerzo 0. Se observan unas distribuciones de presiones en la línea de intersección entre la placa y el nivel freático correspondientes a líneas de corrientes típicos de flujo, y un contorno de igual presión en el caisson intermedio. Figura No 77

Figura No 78 Estados de Esfuerzos Etapa No 8



Como era de esperarse, se observa un aumento de la magnitud horizontal de desplazamientos hasta la profundidad de excavación. En este caso pasa de 0.34 mm a 0.41 mm. Estas deformaciones siguen estando en un rango admisible. Figura No 78

Figura No 79 Desplazamientos Etapa No. 8



6.4.9. Etapa No. 9.

Instalación de la viga de piso sótano 3. Para el caso de instalación de vigas habiendo observado que no existen cambios significativos en la distribución de esfuerzos Figura No 79, ni en las deformaciones Figura No 80, sólo se mostrarán los resultados. En el orden de desplazamientos, se observa un pequeño aumento en estos.

Figura No 80 Deformaciones Etapa No. 9

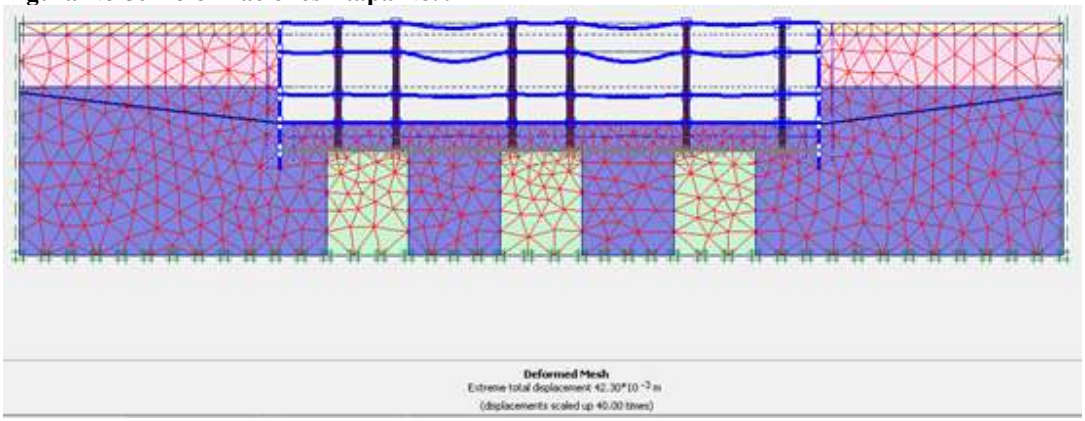
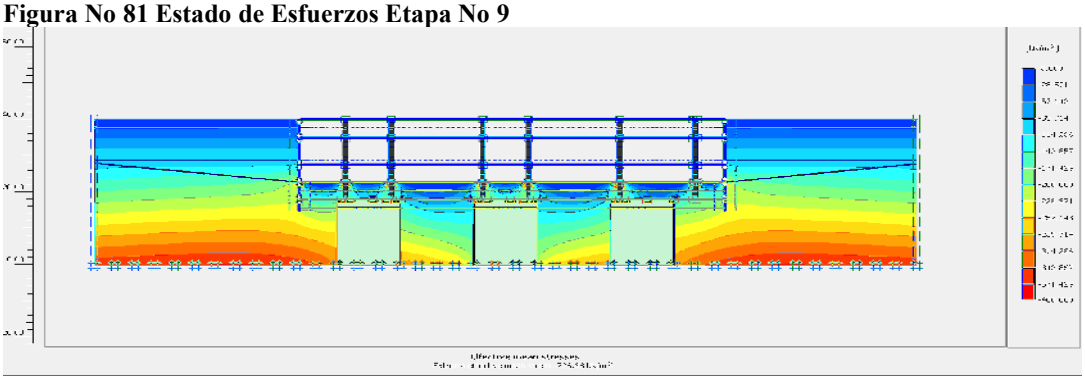
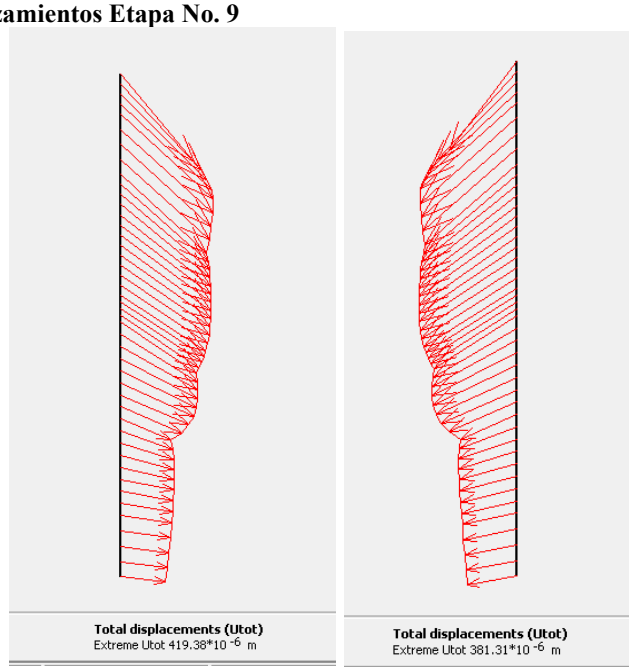


Figura No 81 Estado de Esfuerzos Etapa No 9



En el orden de desplazamientos, se observa un muy leve aumento en estos. Figura No 81

Figura No 82 Desplazamientos Etapa No. 9



6.4.10. Etapa No. 10.

Último tramo de excavación. Se esperan observan los efectos máximos de deformación y de presión, al ser la condición más crítica. En este caso, sigue gobernando la deformación en los centroluces de las vigas y las deformaciones en los estratos de suelo siguen siendo mínimas. Nuevamente se abate el nivel freático, simulando la condición de trabajo real. Figura No 82

Se observa que los esfuerzos efectivos se mantienen constantes en los estratos por fuera del suelo excavación Figura No 83. Se evidencia que ya no genera una distribución radial de los esfuerzos alrededor del caisson intermedio y que estas van disminuyendo a medida que se avanza con la excavación. También se observa una sobrepresión en la única intersección

del barrete y de suelo de excavación. Se observa también una pequeña discontinuidad en el perfil de presiones en la línea de eje de las pantallas, ocasionada tal vez por el abatimiento del nivel freático.

Figura No 83 Deformaciones Etapa No. 10

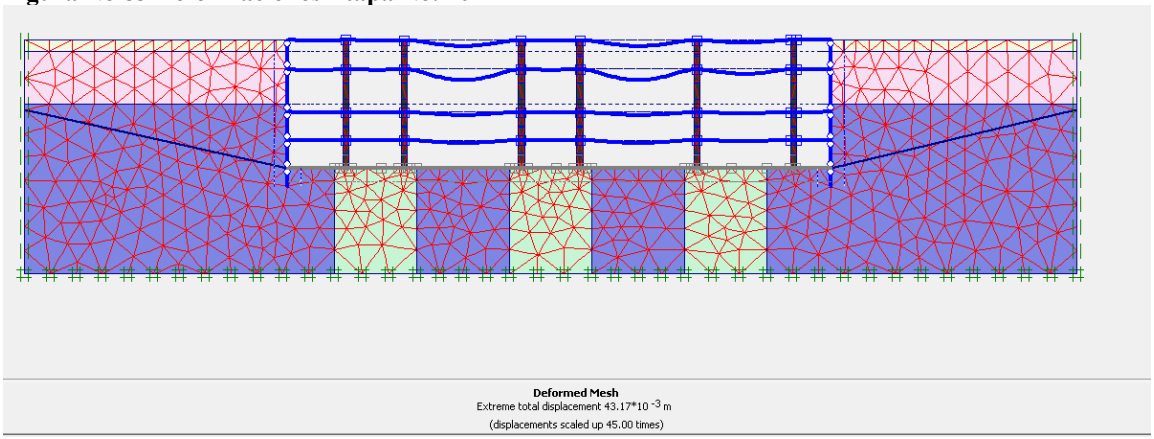
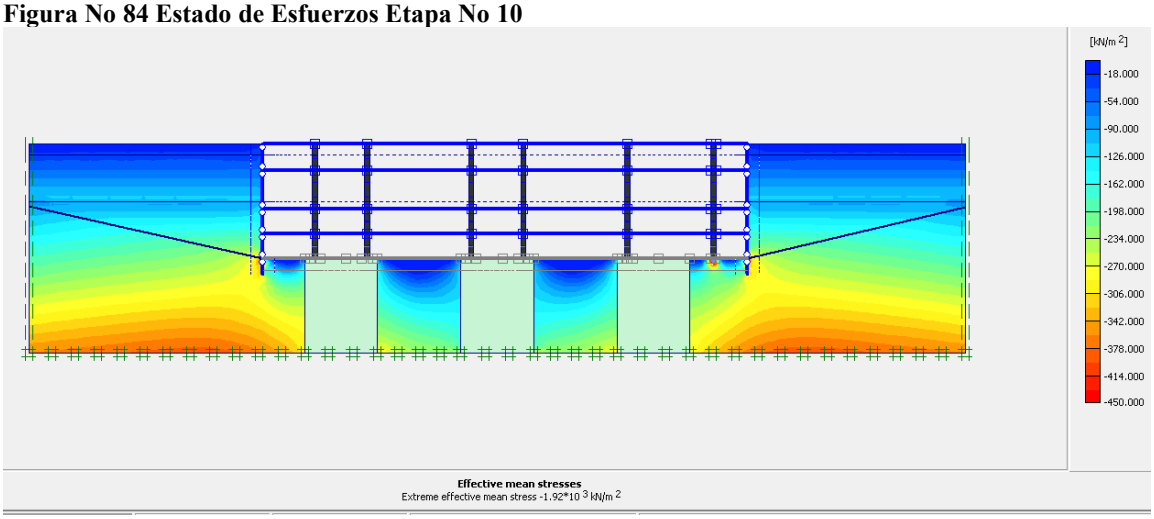


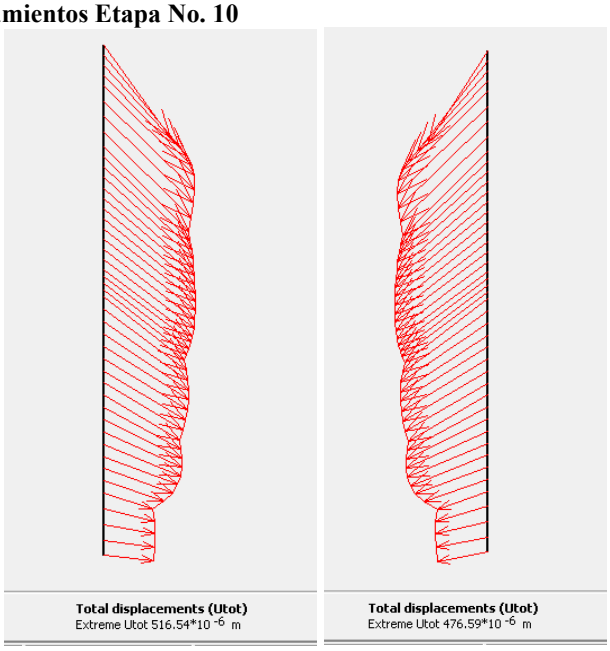
Figura No 84 Estado de Esfuerzos Etapa No 10



Se observan deformaciones de magnitud horizontal homogeneas a lo largo de toda la secuencia de excavación.El último tramo, correpondiente al tramo de empotramiento en el

estrato de grava, se mantiene constante a lo largo de toda la secuencia, evitando así analisis de falla de fondo. En este caso se obtienen deformaciones totale de 0.5 mm.Figura No 84

Figura No 85 Desplazamientos Etapa No. 10



6.4.11. Etapa No. 11.

Etapa final de construcción. Se mantienen constante las deformaciones a lo largo de la placa de sotano 4 y en los centroluces de las vigas. En ningún momento de la excavación se observaron colapsos o puntos fuera del modelo de Mohr Coulomb o puntos de plastificación. Figura No 85.

La modelación de elementos de concreto como elementos rígidos no produjo tampoco efectos de interacción sobre el suelo o sobre las vigas de piso, denotados por producción de esfuerzos.

Se denota la interacción del nivel freático con la longitud de empotramiento con superficies de presión. No se perciben efectos de sobrecarga de la placa sobre el estrato de suelo. Figura No 86

Figura No 86 Deformaciones Etapa No. 11

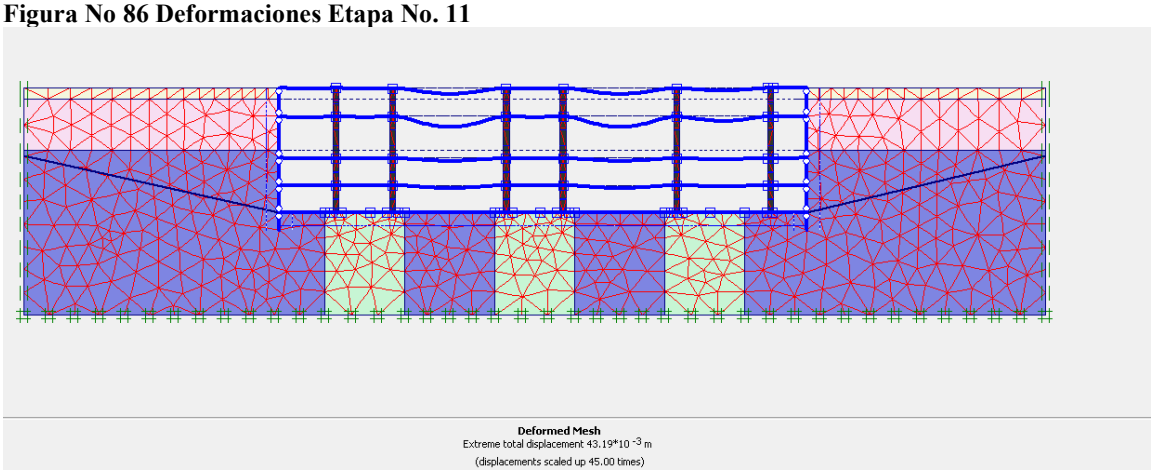
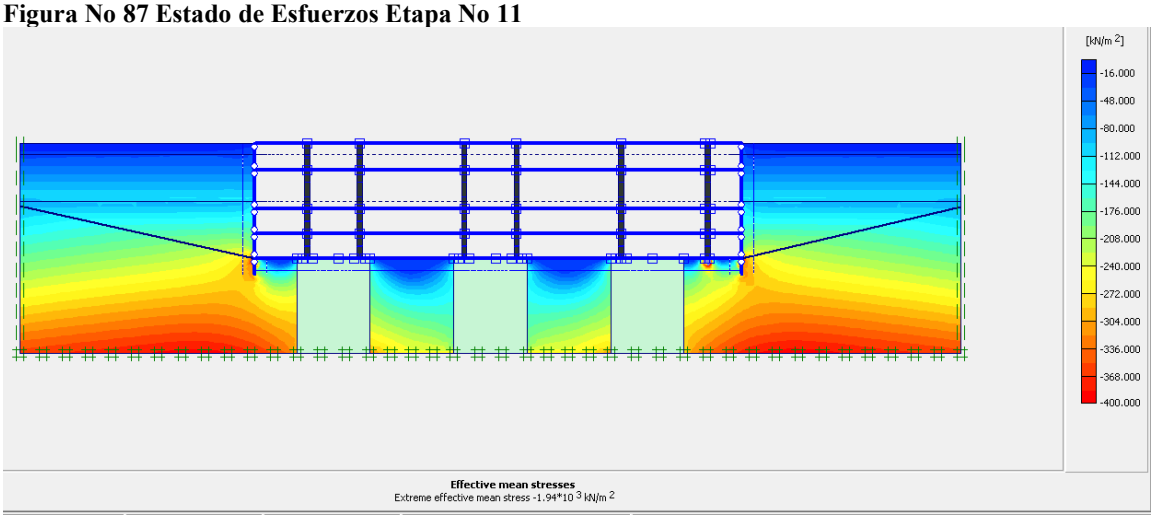


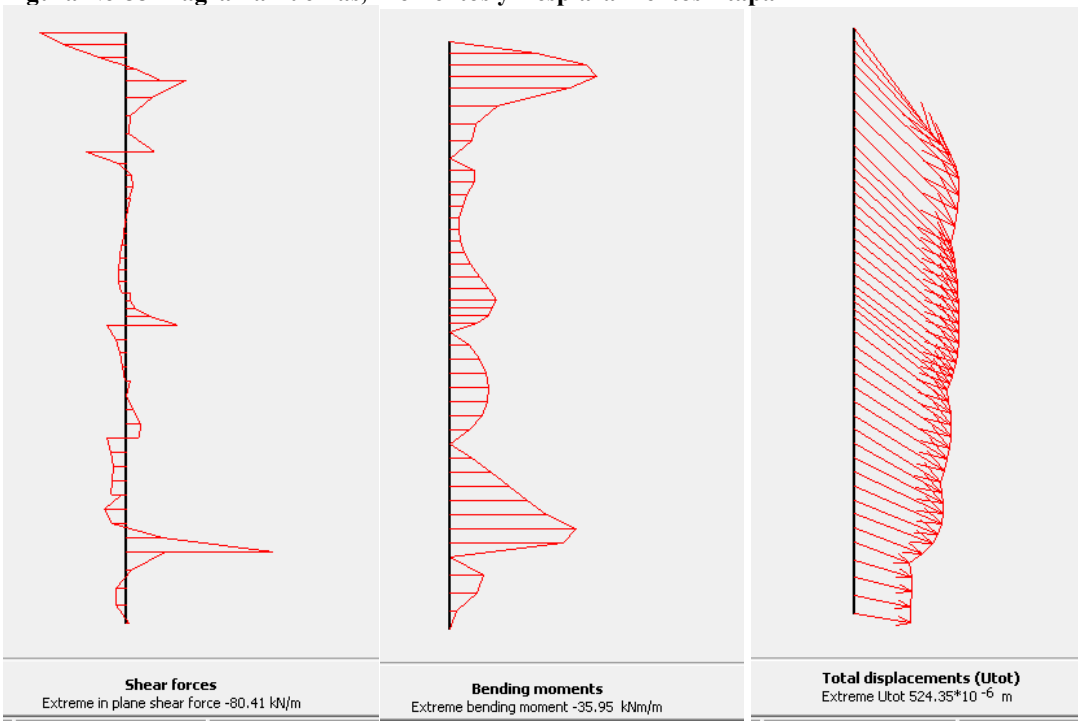
Figura No 87 Estado de Esfuerzos Etapa No 11



Se presenta un diagrama de presiones bastante irregular, de magnitud baja y donde no diferencias sustanciales entre estratos de diferente material. El diagrama de momentos permanece siempre positivo, con punto momento ubicado en la interseccion de la placa de

sotano 4 con la pantalla. Sin embargo ninguna solicitación produce deformaciones de orden considerable o que generen condiciones inseguras mientras se contruya. Figura No 87

Figura No 88 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos Etapa 11



6.5. Desplazamientos del Sistema con sobre Carga

Para efectuar un análisis general se debe analizar la concentración de las diferentes zonas del modelo, en ese orden de ideas en donde se encuentra mayor concentración se presentan mayores deformaciones lo que a su vez implica cambios en el movimiento.

Figura No 89 Geometría de Cargas

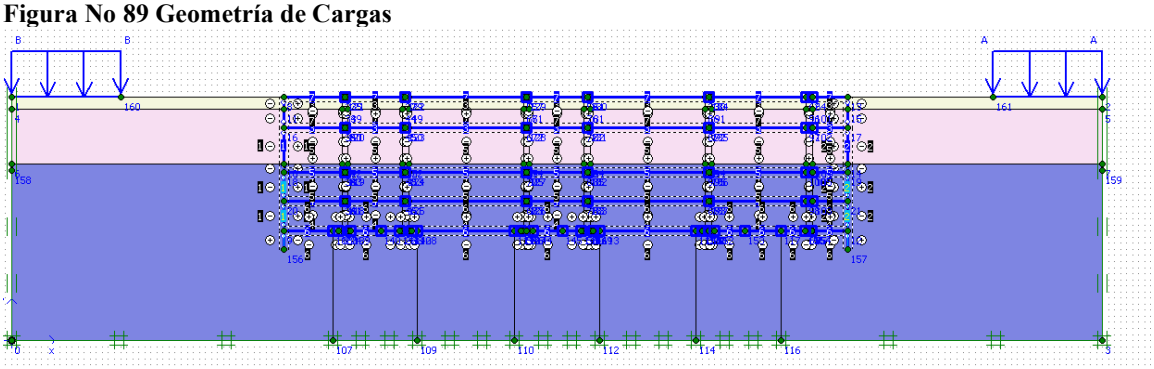


Figura No 90 Malla del Elemento en Condiciones Iniciales

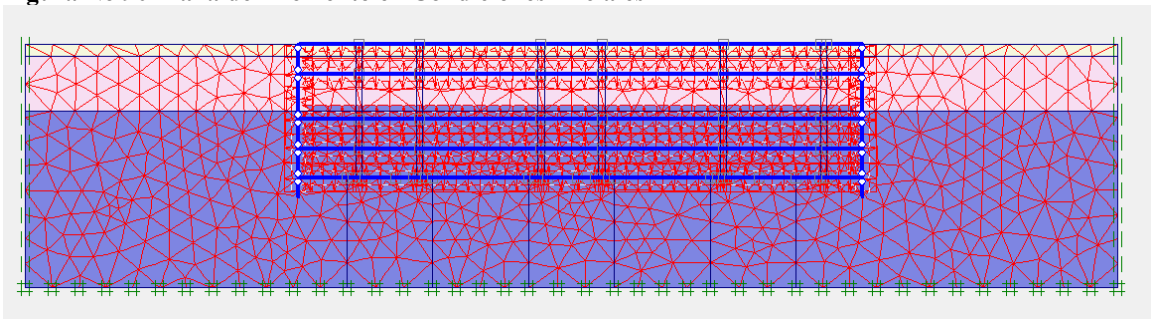


Figura No 91 Condición Hidrostática Inicial

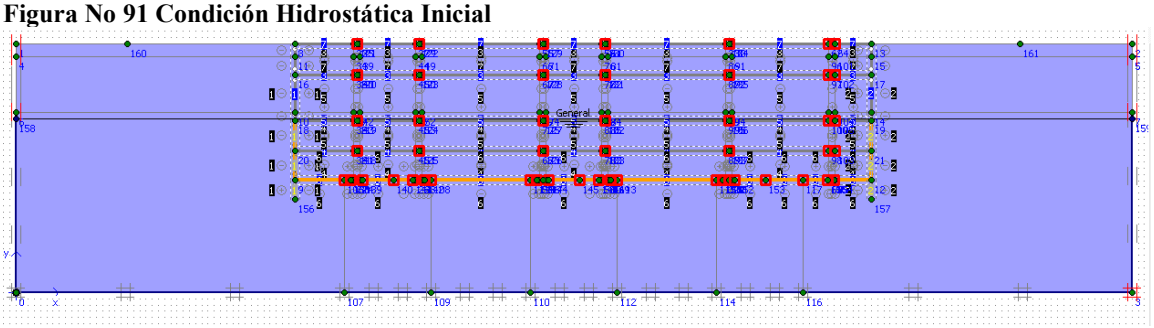
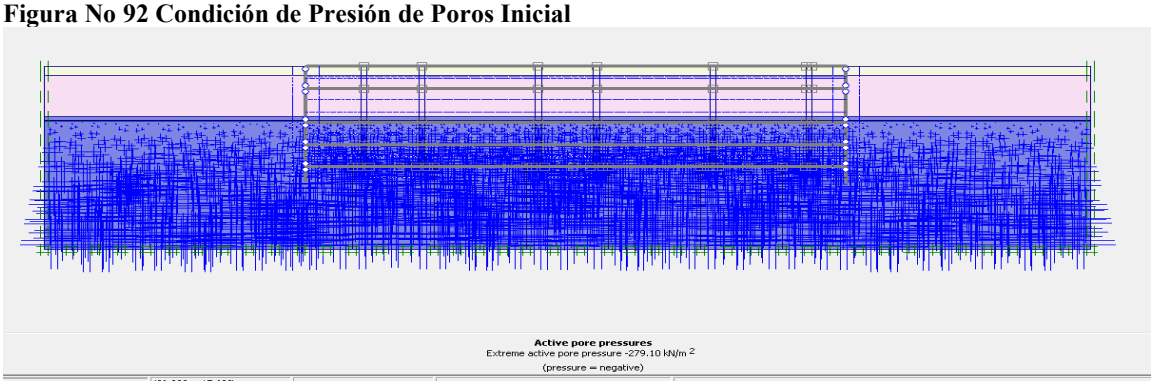
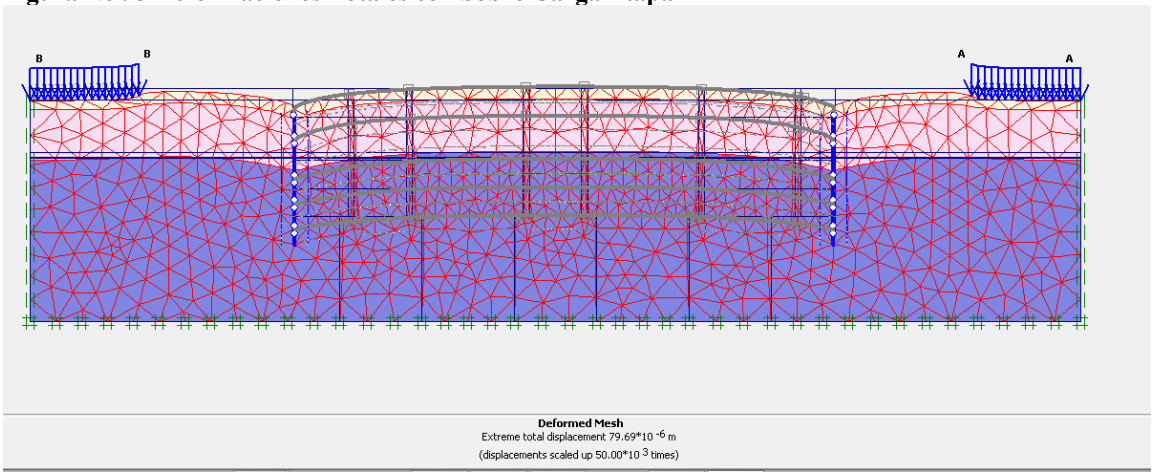


Figura No 92 Condición de Presión de Poros Inicial



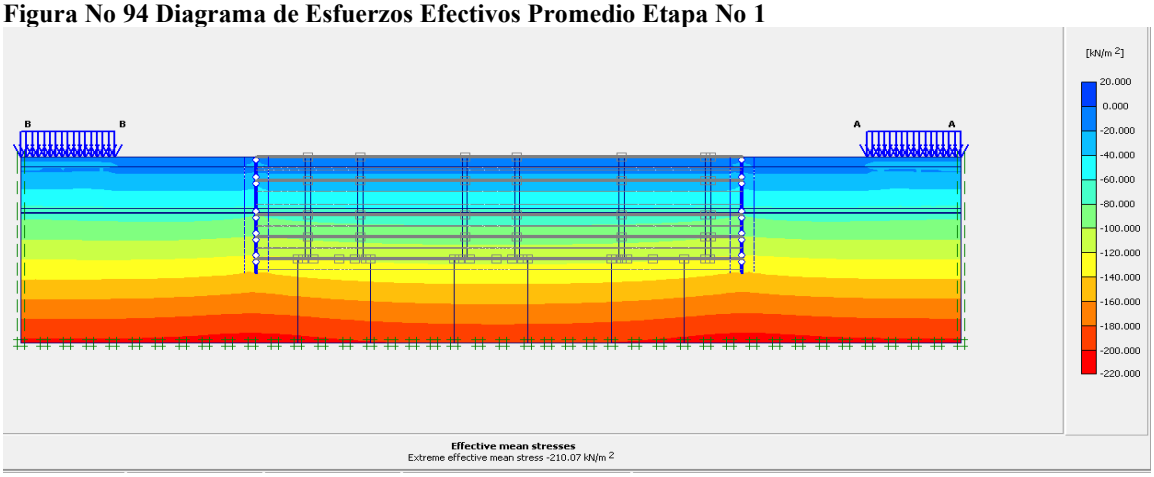
6.5.1. Etapa No 1 Con Sobrecarga

Figura No 93 Deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 1



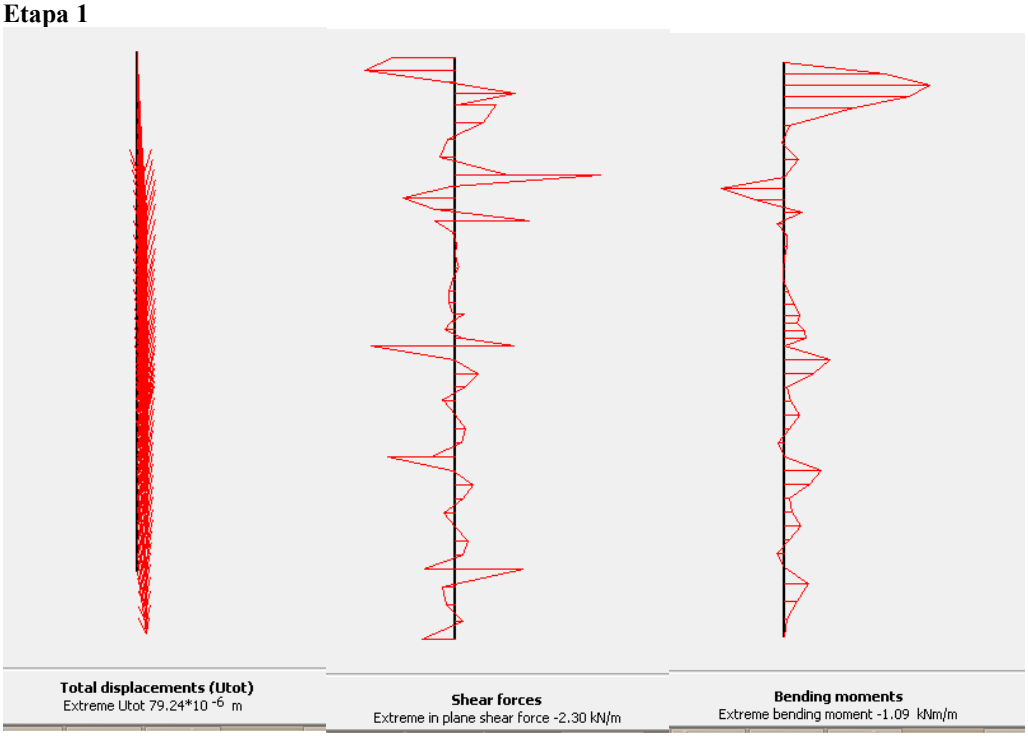
Se evidencia en el anterior campo de deformaciones, que la deformación máxima del suelo correspondiente a esta etapa es de $79.69 * 10^{-6}$ metros en la base del mismo, es necesario resaltar que en la zona en la cual se presenta una concentración de vectores es una zona en la cual se presenta una transición en la dirección de las deformaciones desde el sentido vertical hacia el horizontal.

Figura No 94 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 1



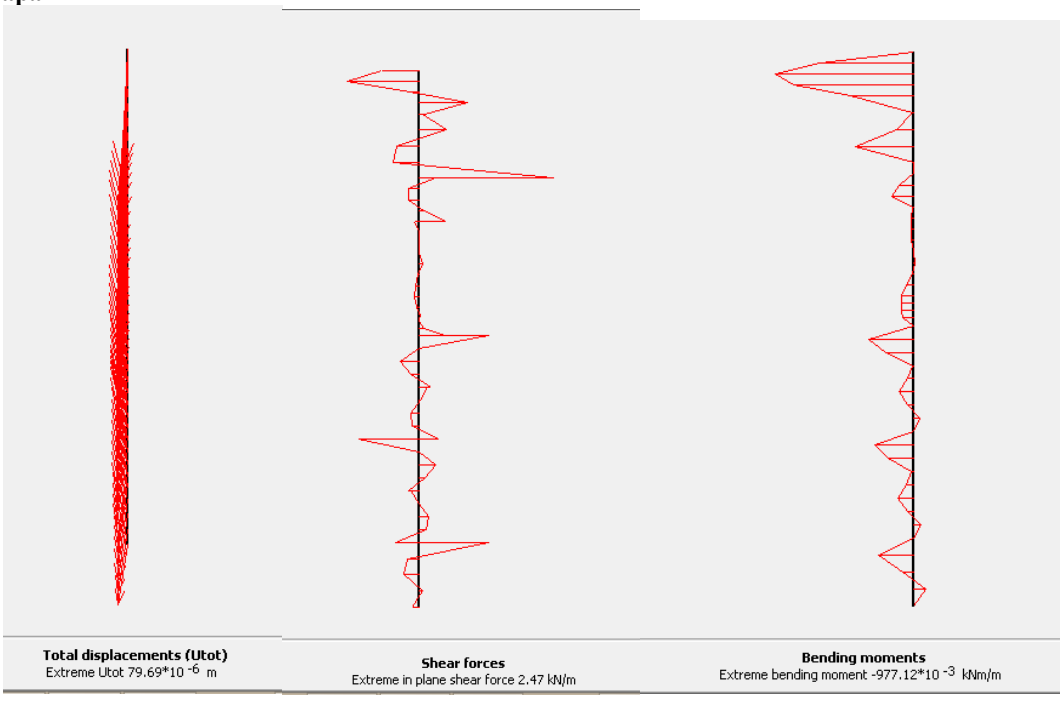
En la Figura No 93 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 210.07 kPa en la base del mismo

Figura No 95 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 1



En esta etapa del comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 1.09 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 2.30 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $79.24*10^{-6} metros$

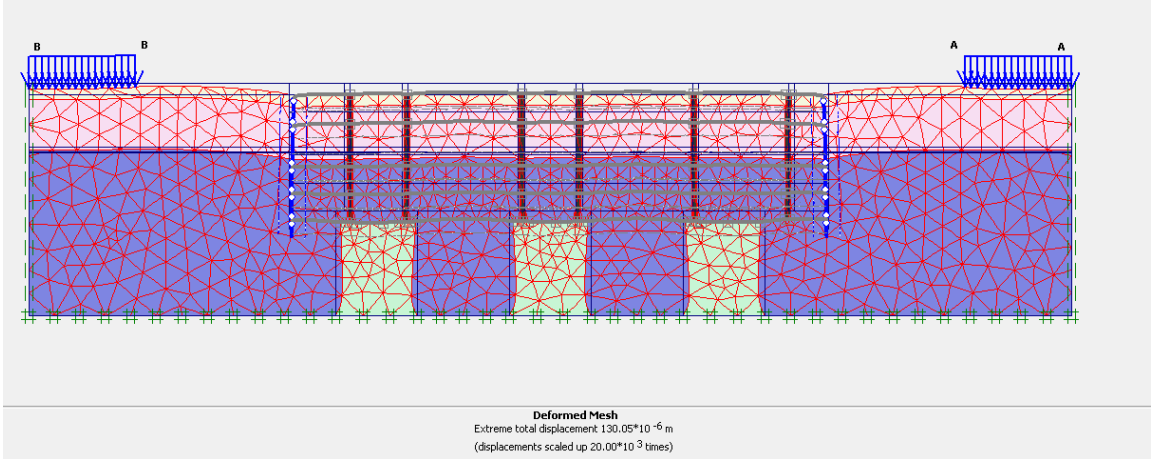
Figura No 96 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 1



En esta etapa del comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 977 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 2.47 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $79.69*10^{-6} metros$

6.5.2. Etapa No 2 Con Sobrecarga

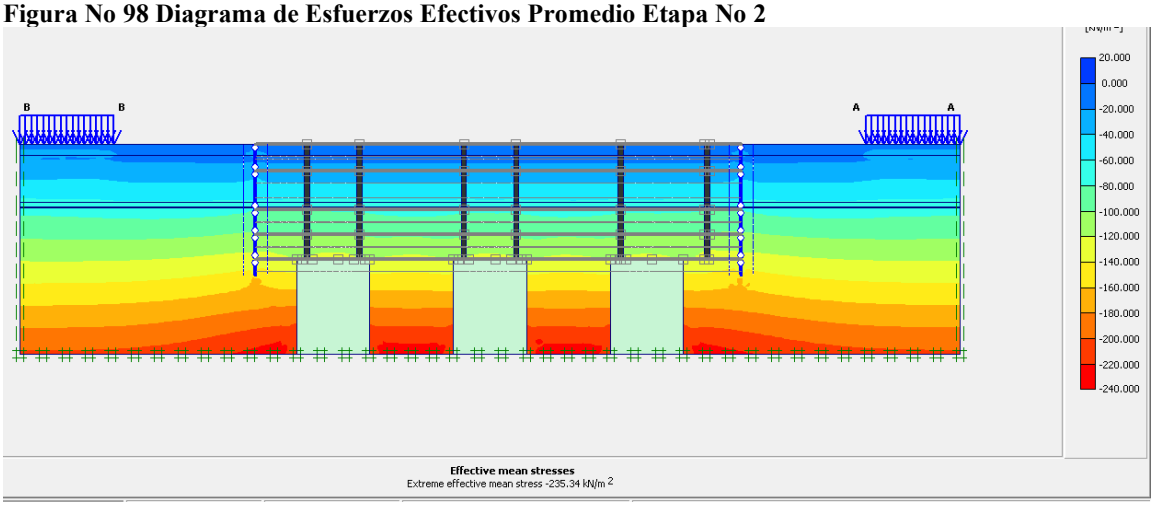
Figura No 97 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 2



Se evidencia en el anterior campo de deformaciones, que la deformación máxima del suelo correspondiente a esta etapa es de 130.05 * 10^{-6} metros en la base del mismo, es necesario resaltar que en la zona en la cual se presenta una concentración de vectores es una zona en la cual se presenta una transición en la dirección de las deformaciones desde el sentido vertical hacia el horizontal.

En la Figura No 97 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 235.34 kPa en la base del mismo

Figura No 98 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 2



En la siguiente figura el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 1.13 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 2.48 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $130.05*10^{-6} metros$

Figura No 99 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 2

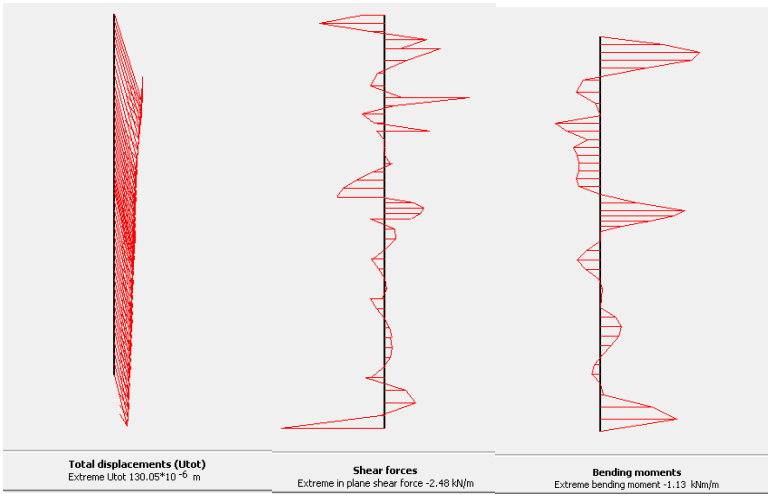
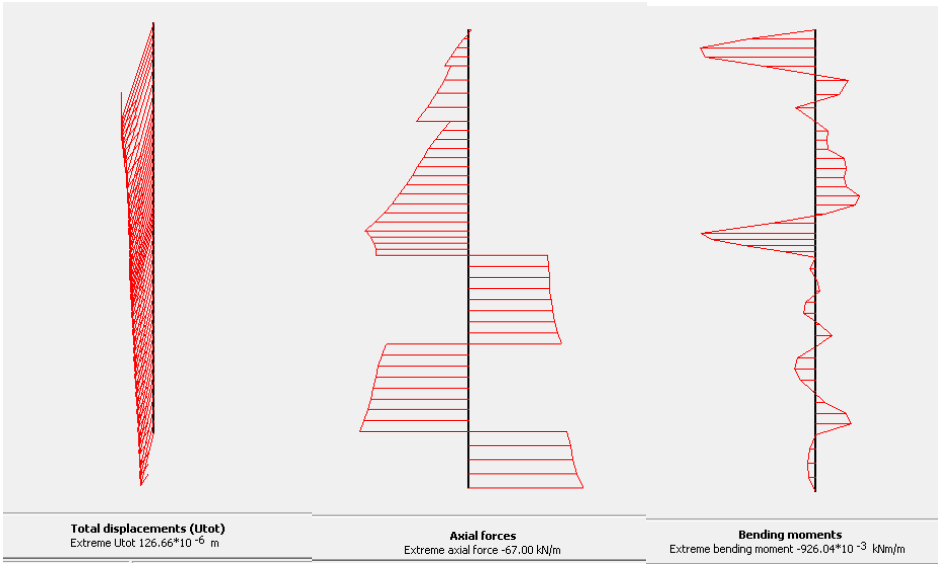


Figura No 100 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 2



En esta etapa del comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 926 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 67.00 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de 126.66*$10^{-6} metros$.

6.5.3. Etapa No 3 Con Sobrecarga

En la figura No 100 se evidencia que la deformación máxima del suelo correspondiente a esta etapa es de 159.05 * 10^{-6} metros en la base del mismo,

En la Figura No 101 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 246.99 kPa en la base del mismo.

Figura No 101 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 3

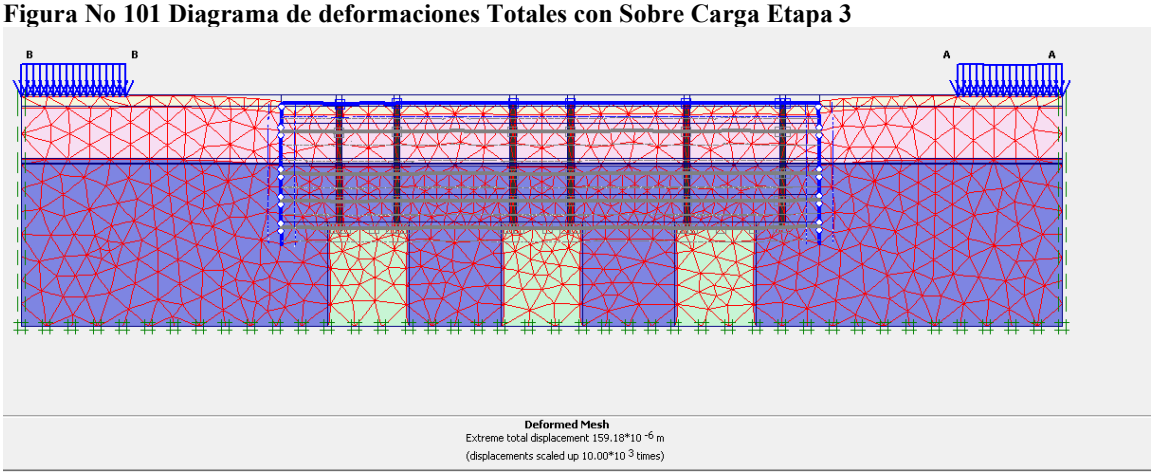
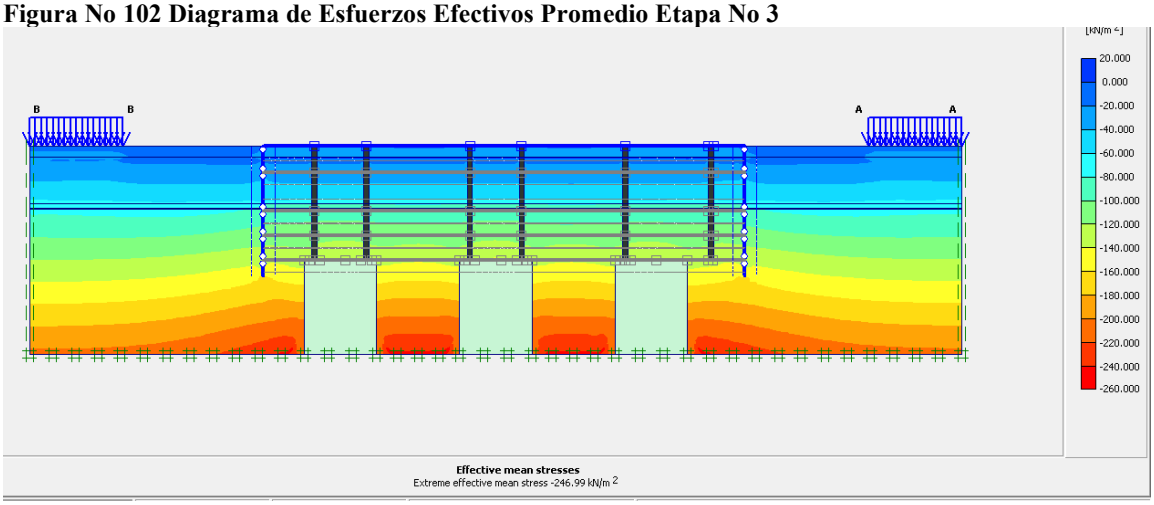
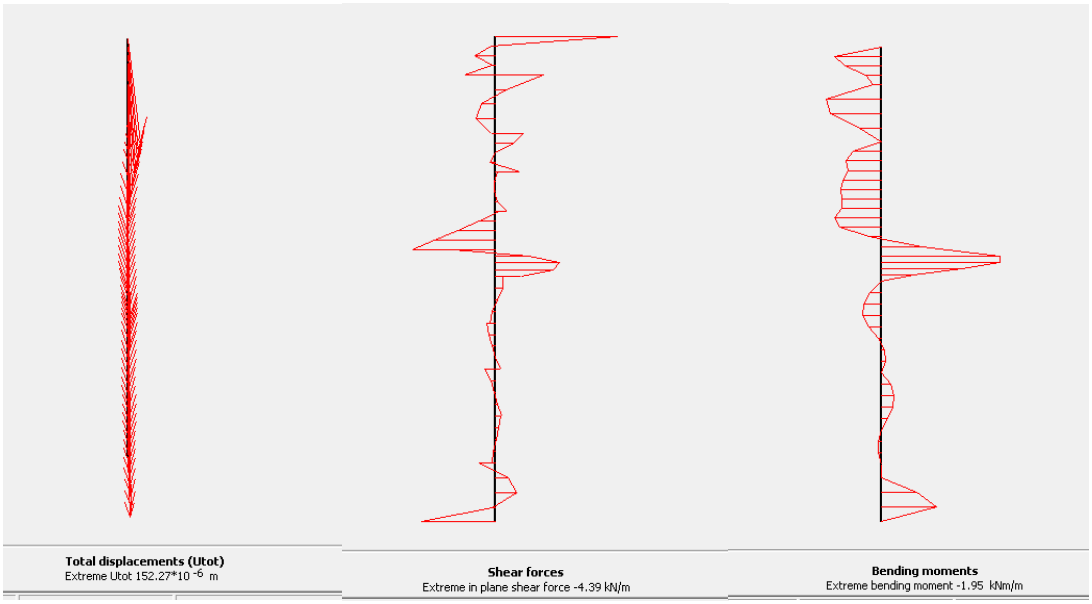


Figura No 102 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 3



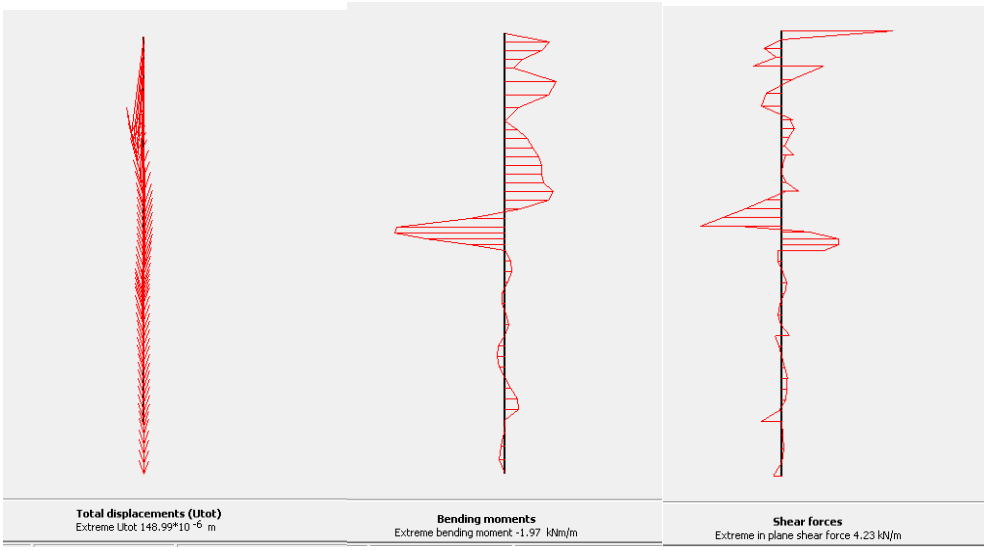
En la figura 102 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 1.95 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 4.39 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $153.27*10^{-6} metros$

Figura No 103 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 3



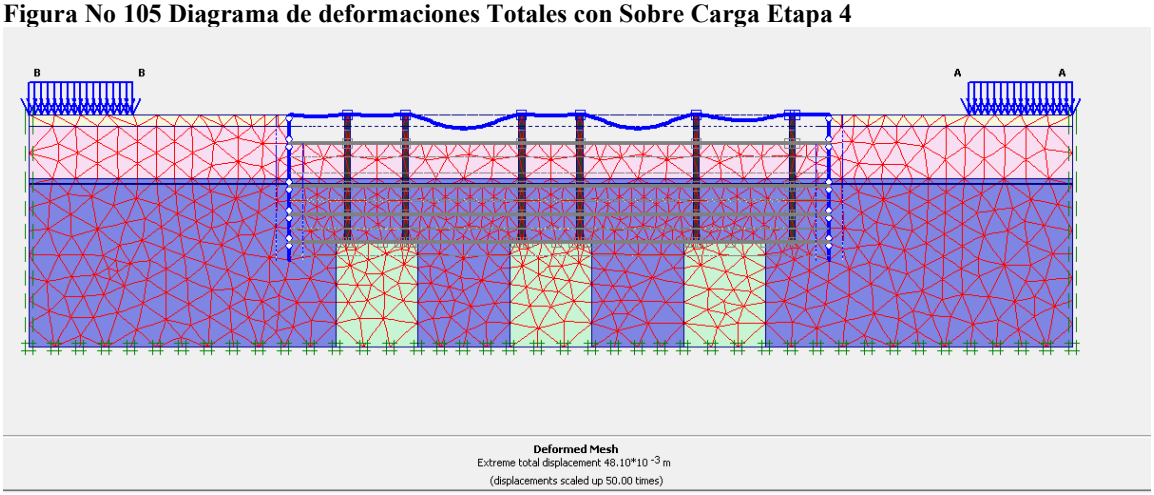
En la Figura No 103 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 1,97 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 4.23 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $148.99*10^{-6} metros$.

Figura No 104 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 3



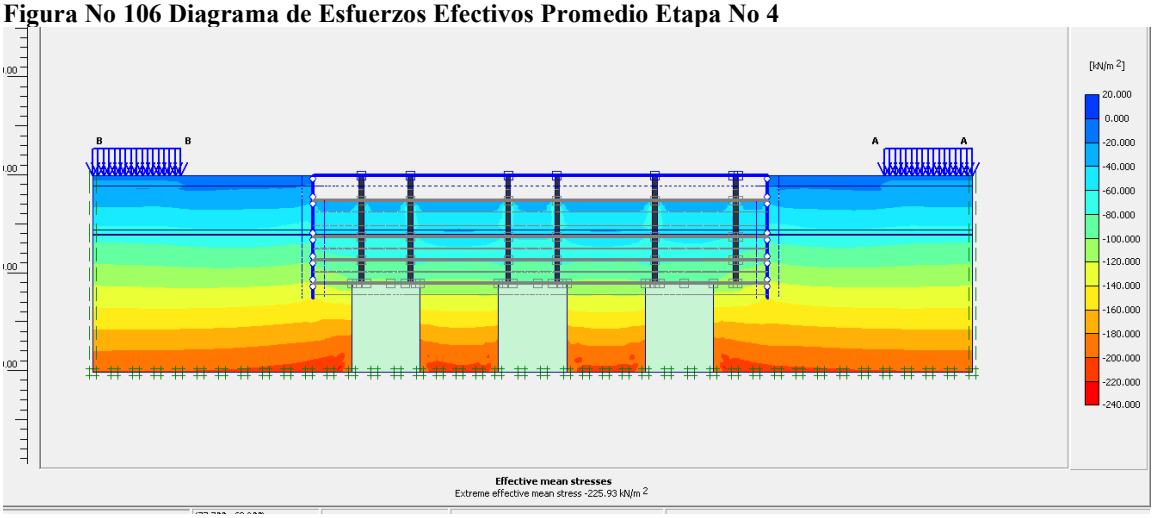
6.5.4. Etapa No 4 Con Sobrecarga

Figura No 105 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 4



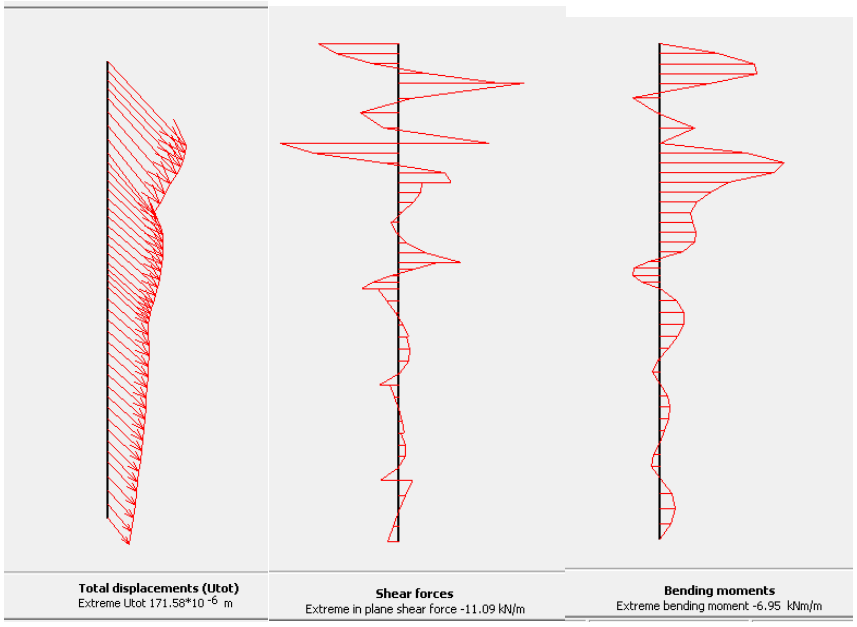
En la Figura No 104 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de $48.10* 10^{-3}$ kPa en la base del mismo.

Figura No 106 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 4



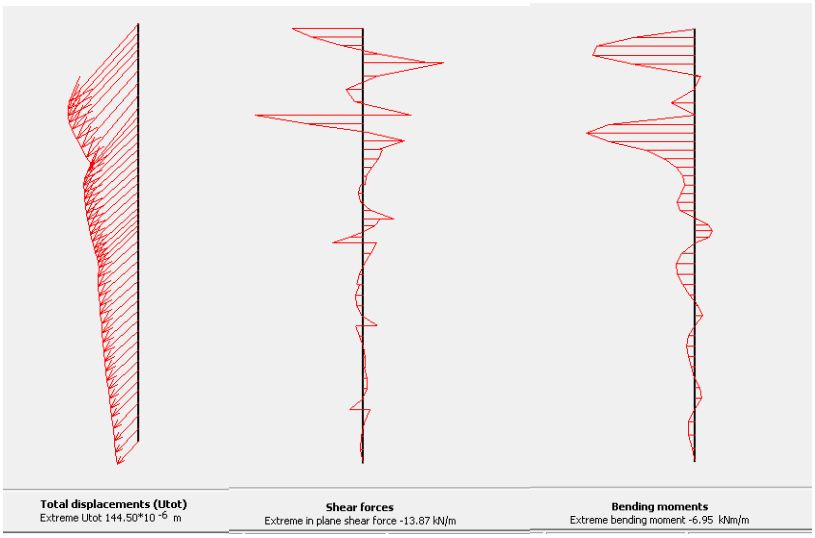
En la Figura No 105 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 225.93 kPa en la base del mismo.

Figura No 107 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 4



El comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 6,09 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 11.9 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $171.58*10^{-6} metros$.

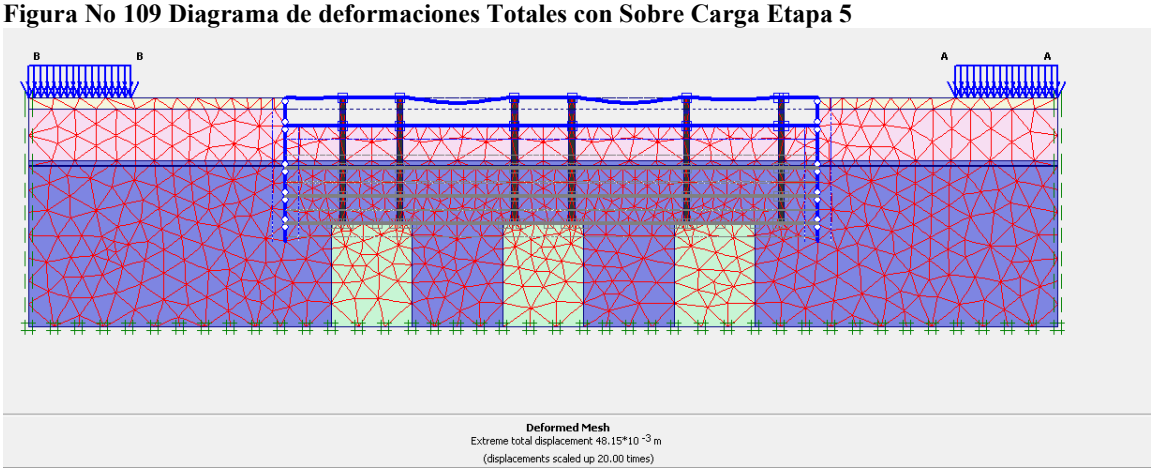
Figura No 108 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa



El comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 6,95 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 11.30 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $162.9*10^{-6} metros$.

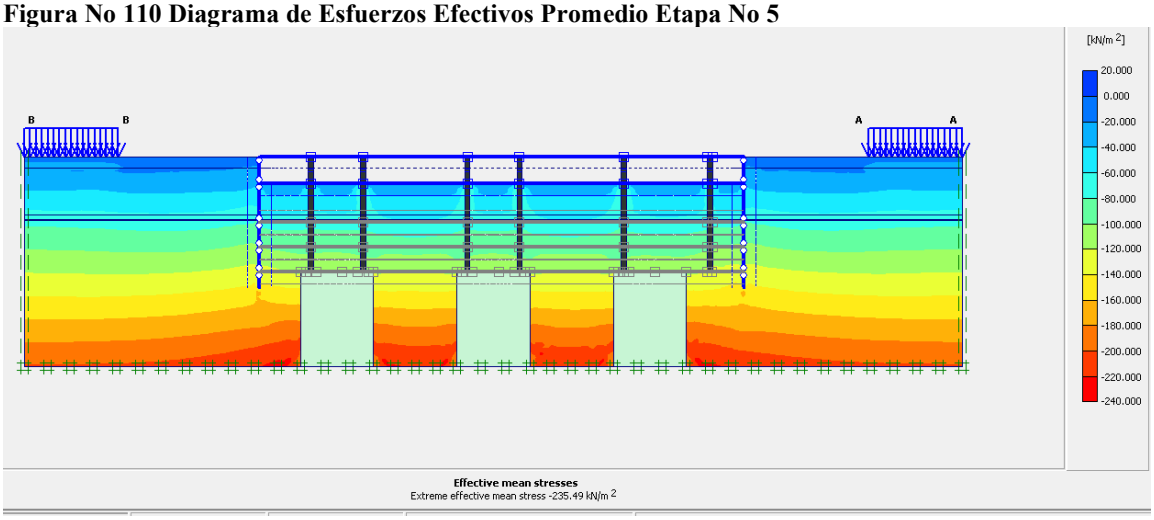
6.5.5. Etapa No 5 Con Sobrecarga

Figura No 109 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 5



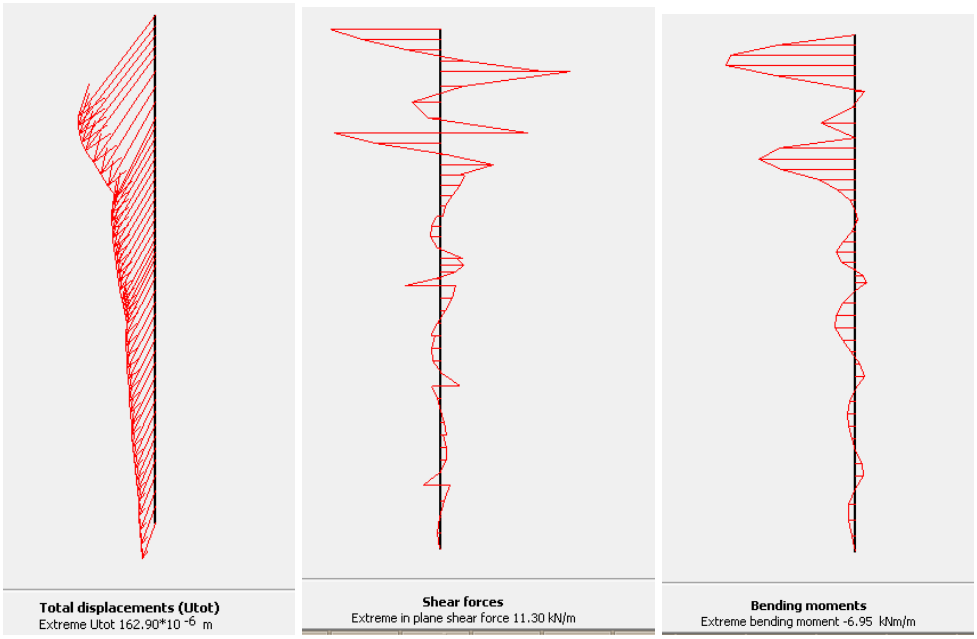
En la Figura No 108 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 48.15* 10^{-3} kPa en la base del mismo.

Figura No 110 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 5



En la Figura No 109 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 235.49 kPa en la base del mismo.

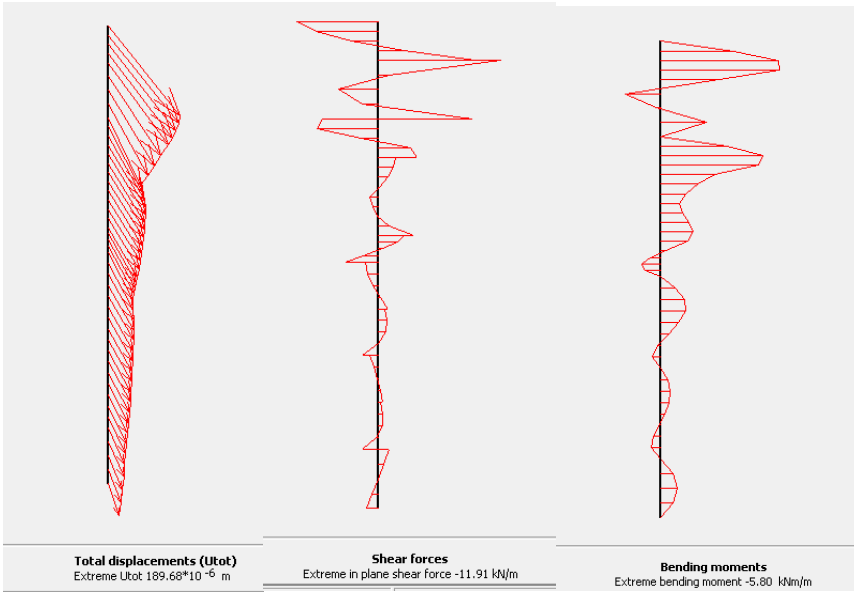
Figura No 111 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 5



El comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 6,95 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 11.30 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $162.9*10^{-6} metros$.

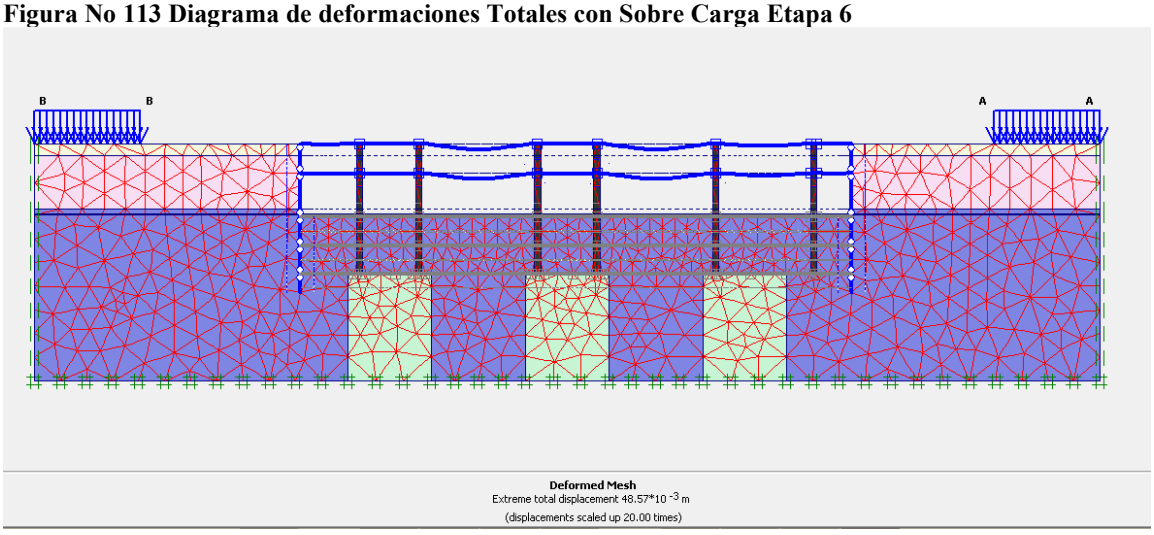
En la Figura No 111 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 5,80 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 11.91 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $189.68*10^{-6} metros$.

Figura No 112 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 5



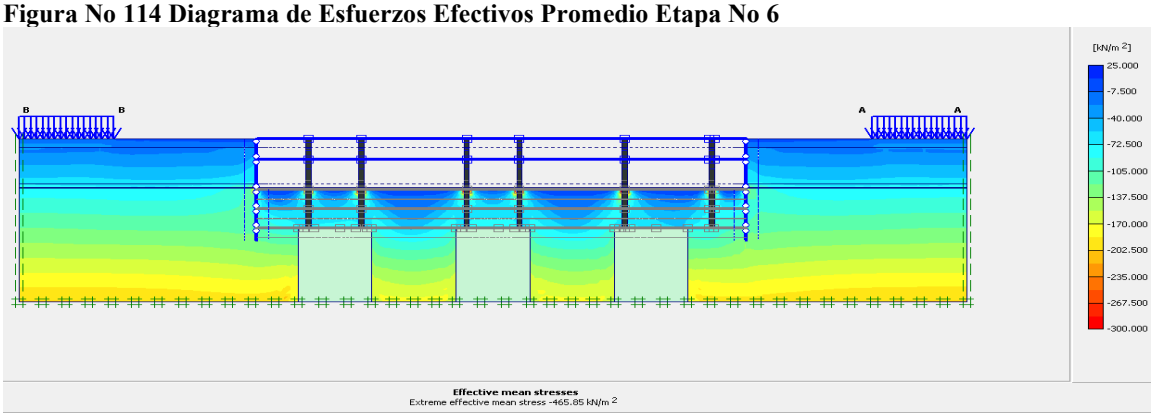
6.5.6. Etapa No 6 Con Sobrecarga

Figura No 113 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 6



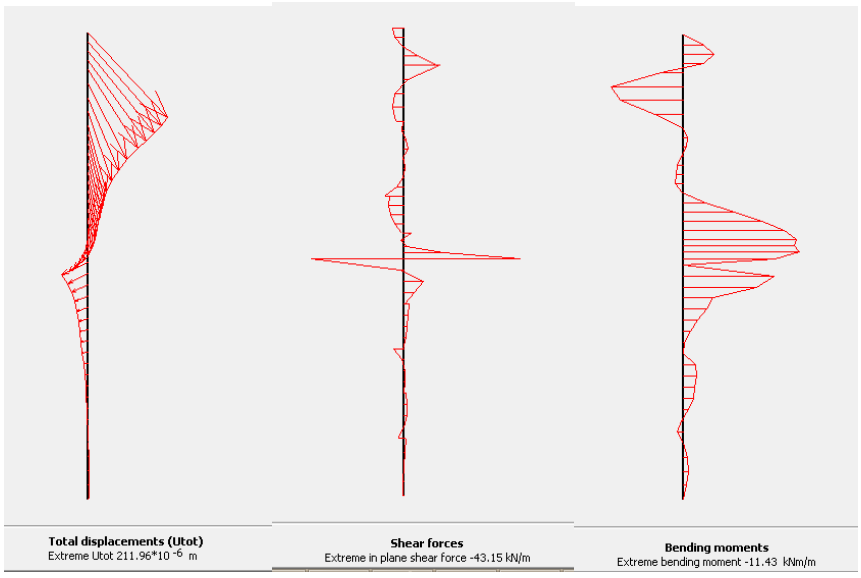
En la Figura No 112 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 48.57* 10^{-3} kPa en la base del mismo.

Figura No 114 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 6



En la Figura No 113 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 235.49 kPa en la base del mismo.

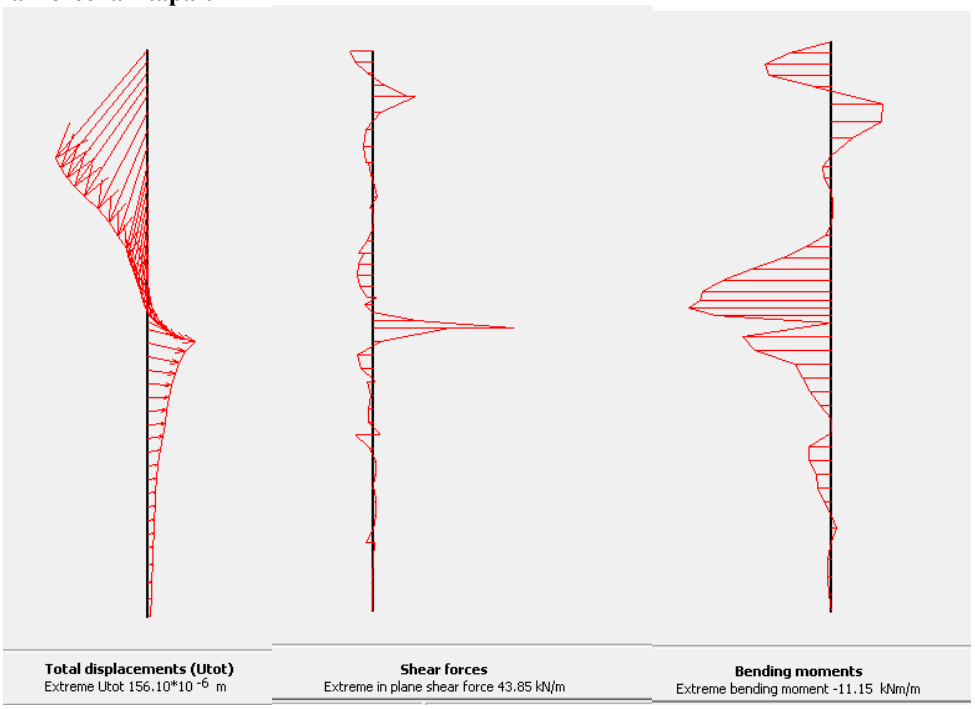
Figura No 115 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 6



El comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 11,42 kNm, se presenta una fuerza

cortante negativa máxima de 43.89 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $195.82*10^{-6} metros$

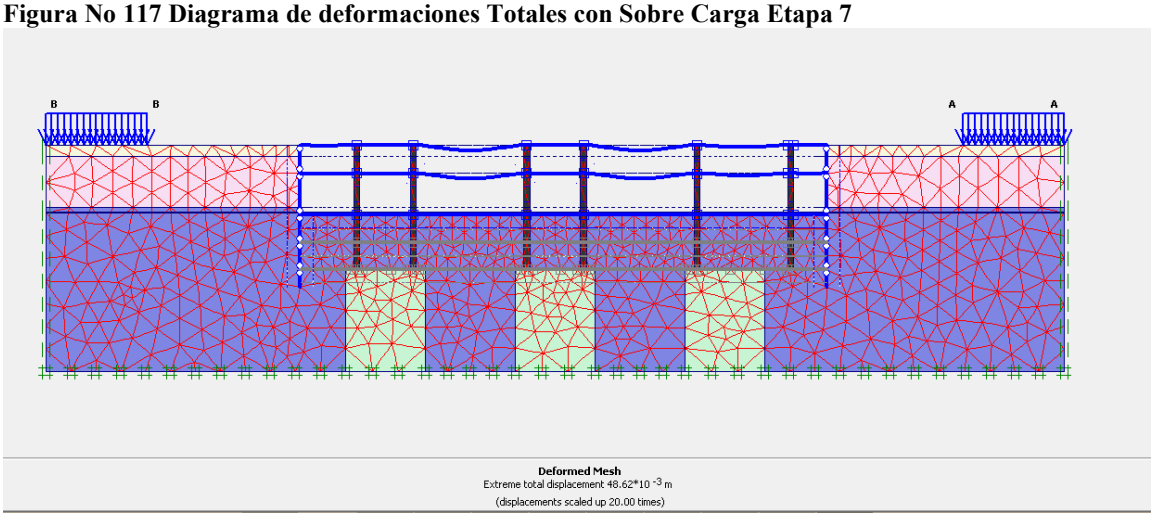
Figura No 116 Figura No 102 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 6



El comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 11,14 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 44.58 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $139.02*10^{-6} metros$

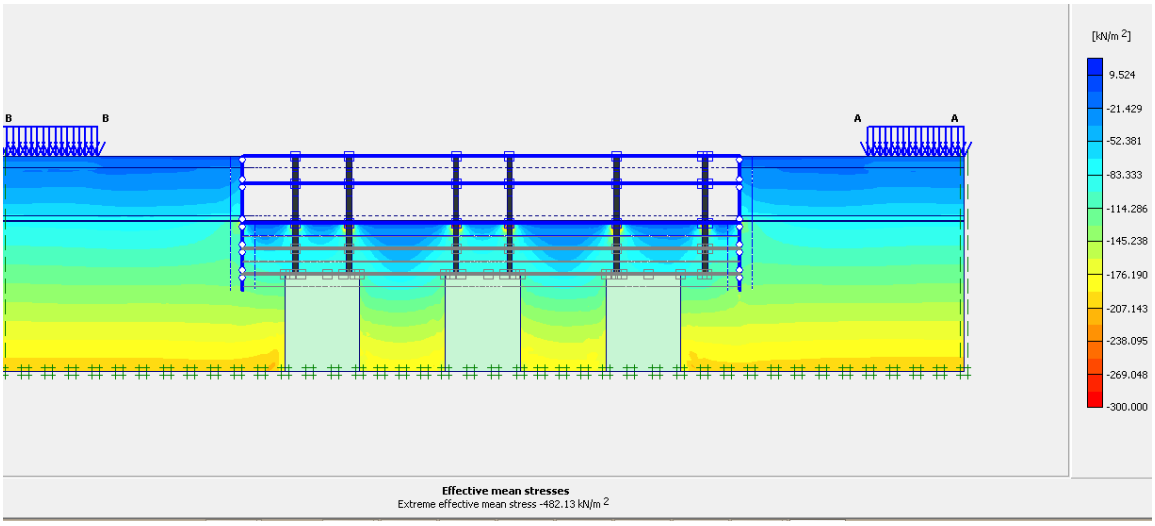
6.5.7. Etapa No 7 Con Sobrecarga

Figura No 117 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 7



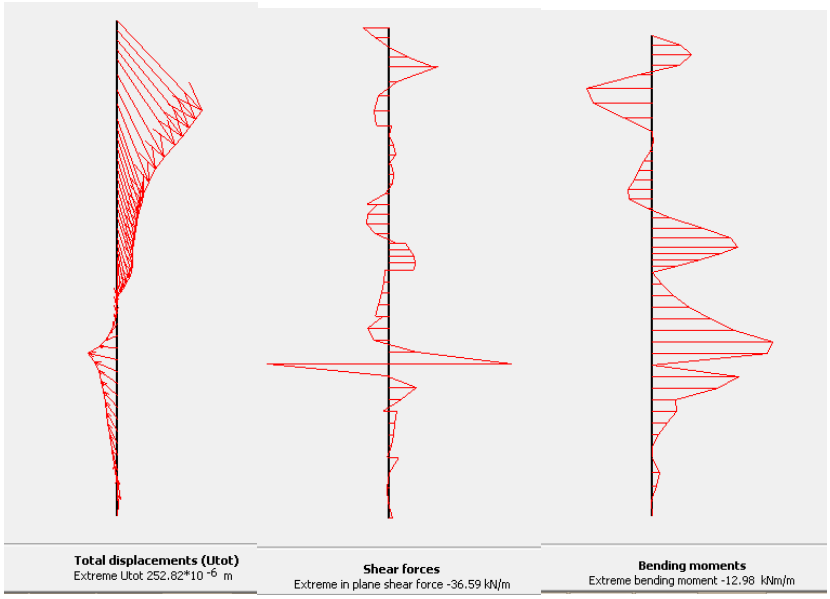
En la Figura No 116 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 48.62* 10^{-3} kPa en la base del mismo.

Figura No 118 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 7



En la Figura No 117 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 482.13 kPa en la base del mismo.

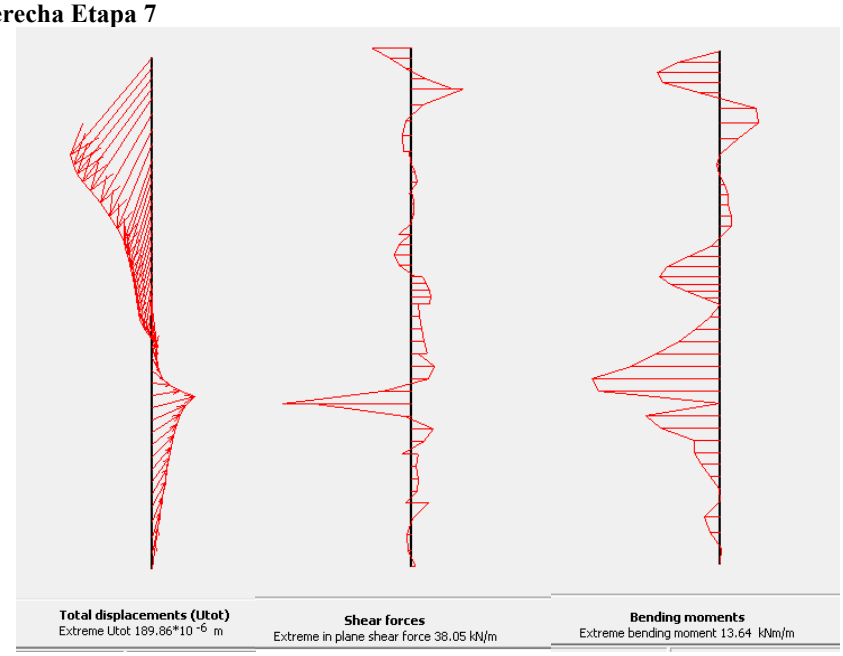
Figura No 119 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 7



El comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 11,43 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 43.15 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $211.96*10^{-6} metros$

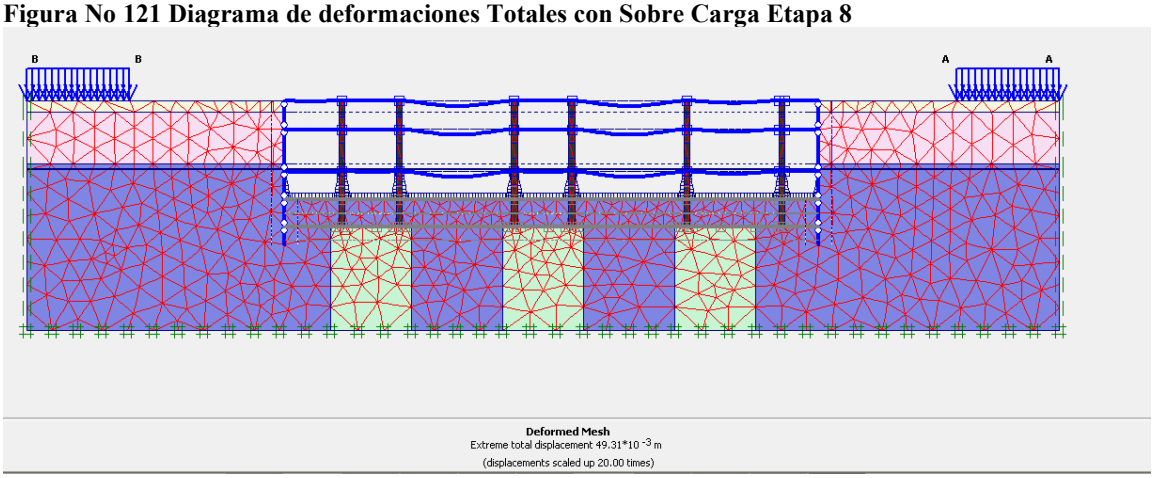
En la Figura No 116 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 11,15 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 43.85 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $156.10*10^{-6} metros$

Figura No 120 Figura No 105 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 7



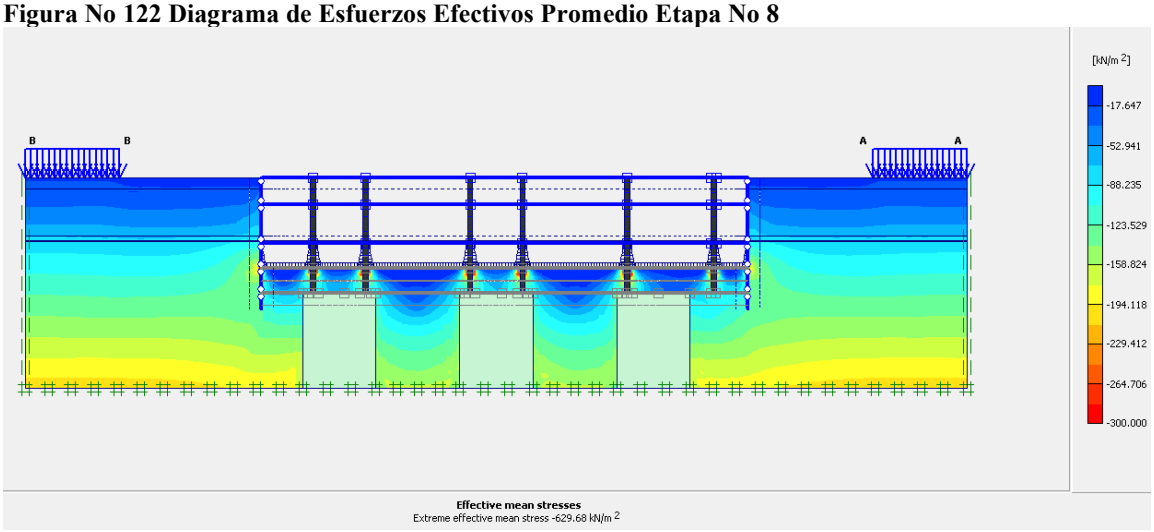
6.5.8. Etapa No 8 Con Sobrecarga

Figura No 121 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 8



En la Figura No 120 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 49.31* 10^{-3} kPa en la base del mismo.

Figura No 122 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 8



En la Figura No 121 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 629.68 kPa en la base del mismo.

En la Figura No 122 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 12,98 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 36.58 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de 252.82*$10^{-6} metros$

En la Figura No 123 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 13,64 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 38.05 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de 189.86*$10^{-6} metros$

Figura No 123 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 8

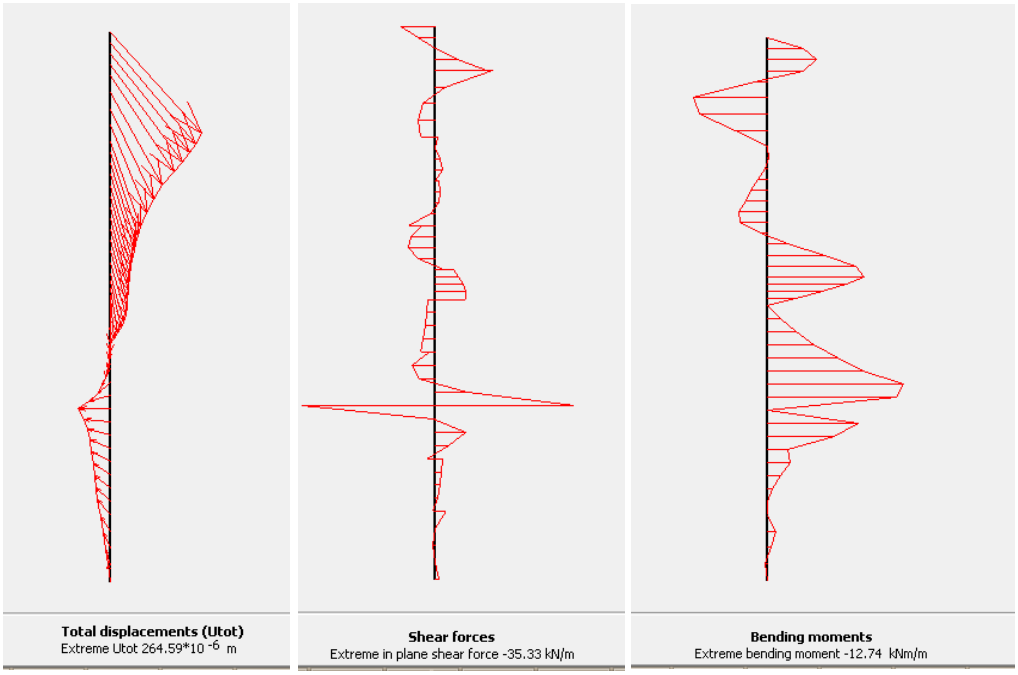
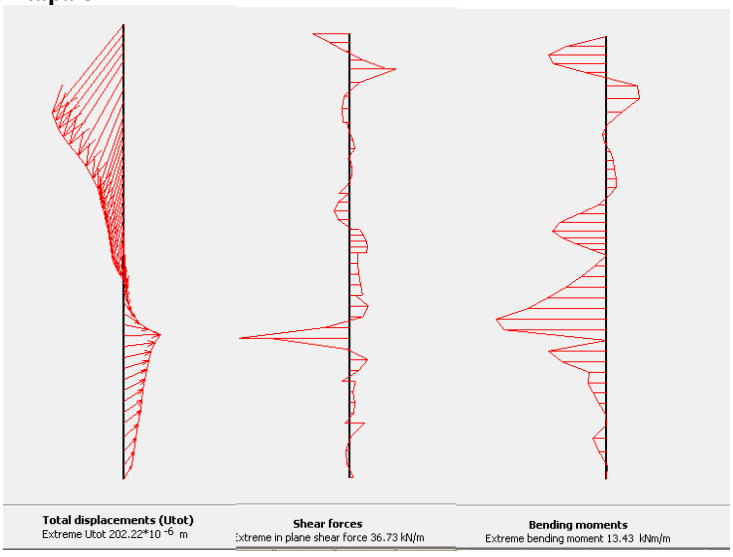
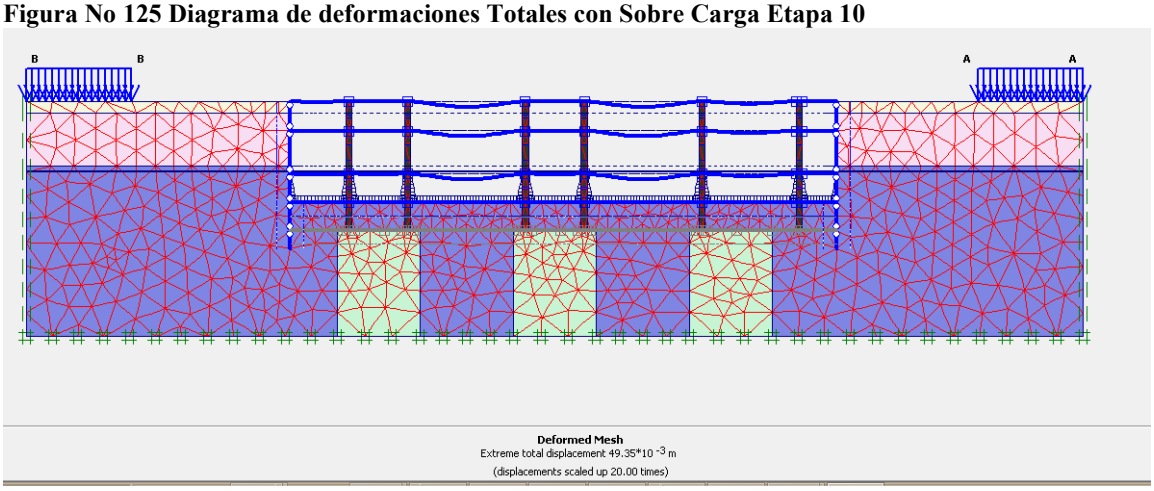


Figura No 124 Figura No 108 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 8



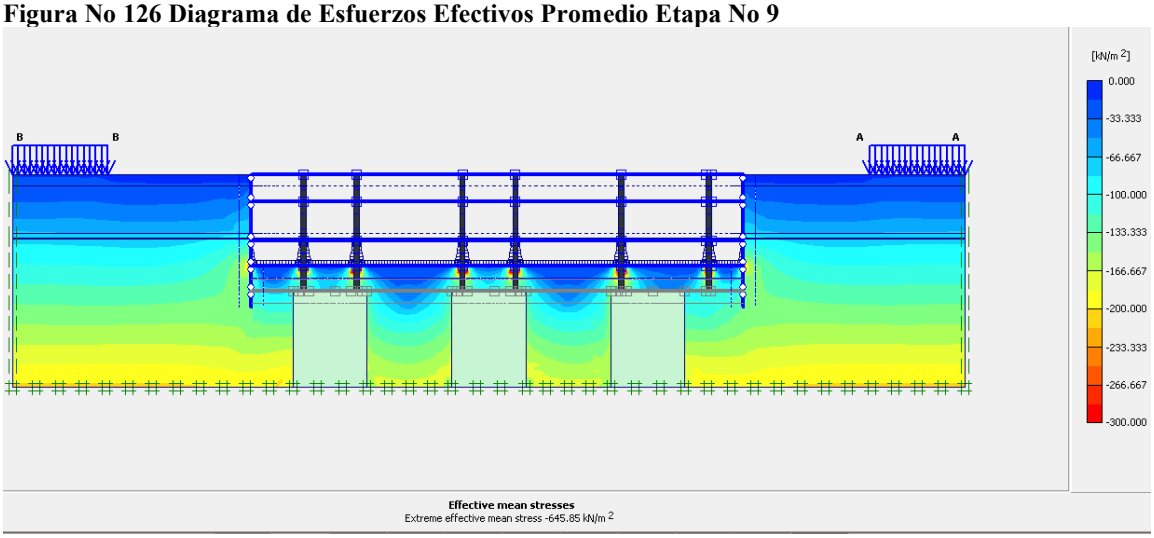
6.5.9. Etapa No 9 Con Sobrecarga

Figura No 125 Diagrama de deformaciones Totales con Sobre Carga Etapa 10



En la Figura No 124 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 49.35* 10^{-3} kPa en la base del mismo.

Figura No 126 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 9



En la Figura No 125 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 645.85.49 kPa en la base del mismo.

Figura No 127 Figura No 108 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 9

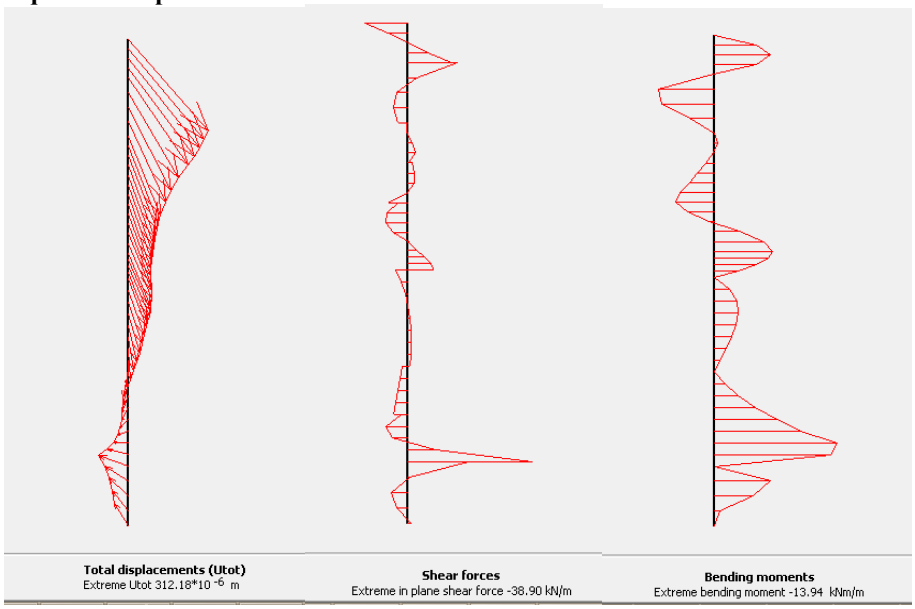
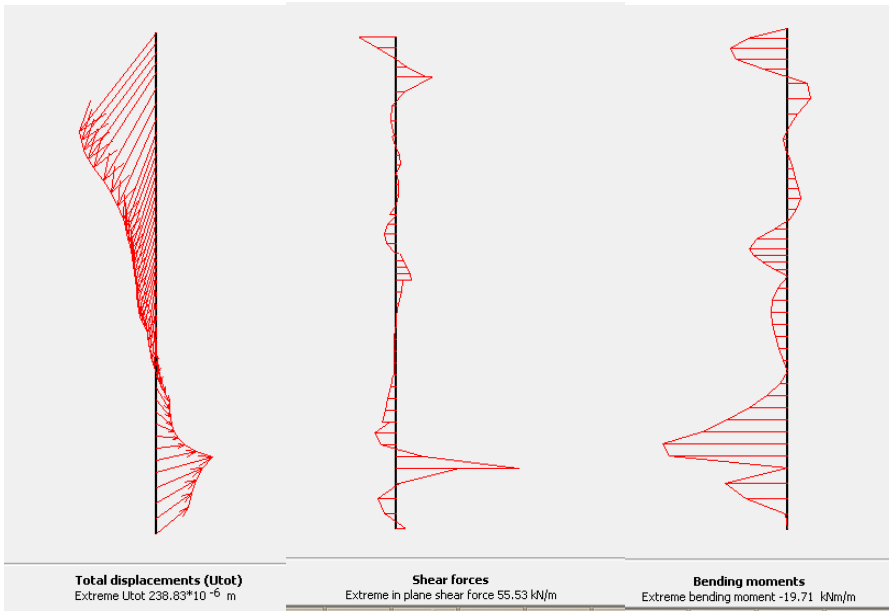


Figura No 128 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 9

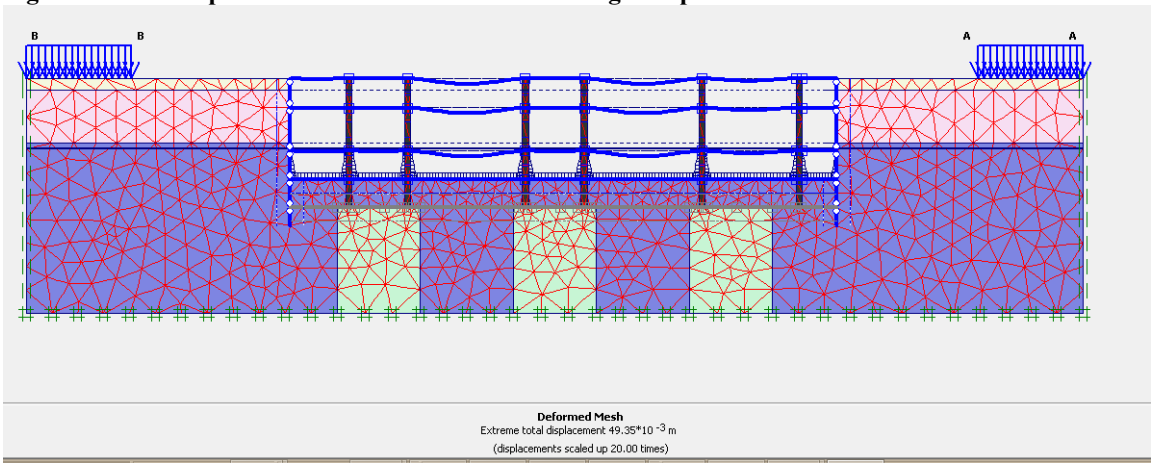


En la Figura No 126 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 12,74 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 35.33 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $264.59*10^{-6} metros$

En la Figura No 127 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 13,43 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 36.73 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $202.22*10^{-6} metros$

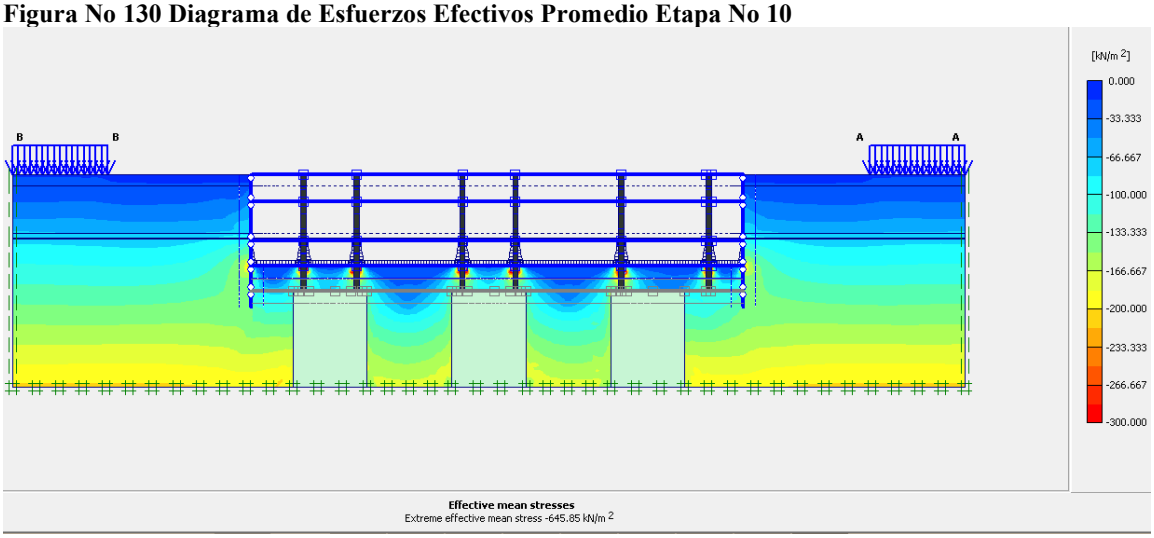
6.5.10. Etapa No 10 Con Sobrecarga

Figura No 129 Desplazamientos Totales con Sobre Carga Etapa 10



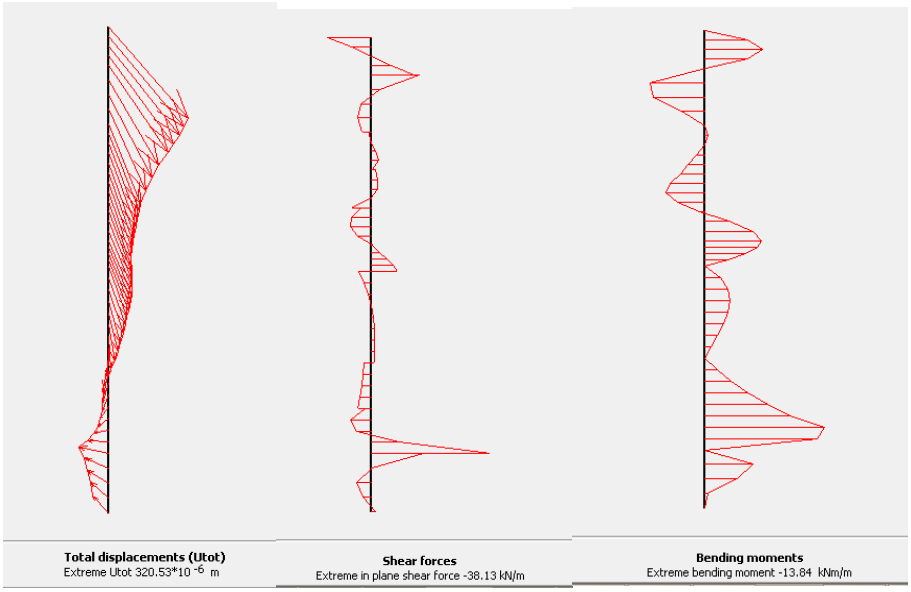
En la Figura No 128 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de $49.35* 10^{-3}$ kPa en la base del mismo.

Figura No 130 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 10



En la Figura No 129 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 1410.10 kPa en la base del mismo.

Figura No 131 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 10



En la Figura No 130 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 13,49 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 38.90 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $312.18*10^{-6} metros$.

En la Figura No 132 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 19,71 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 55.53 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $238.83*10^{-6} metros$.

Figura No 132 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 10

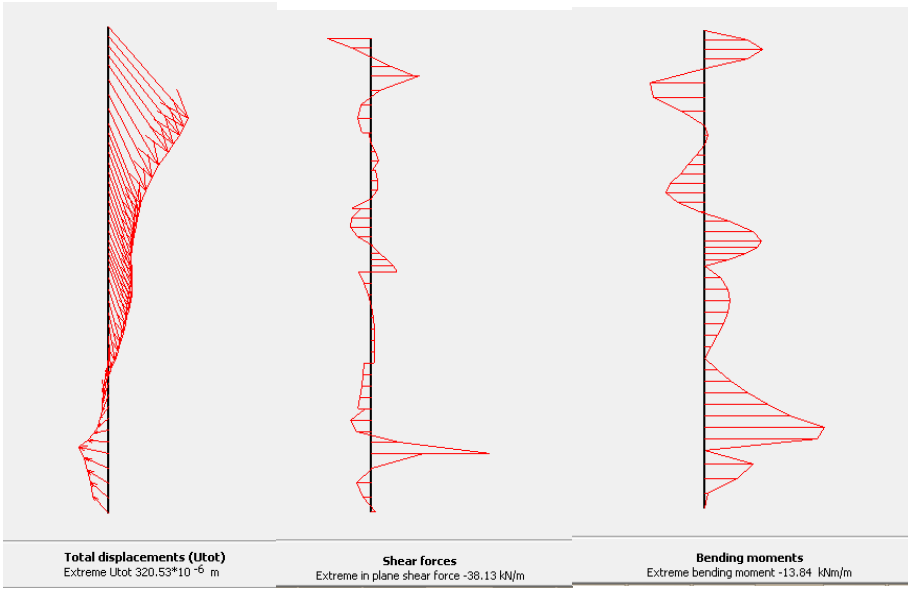
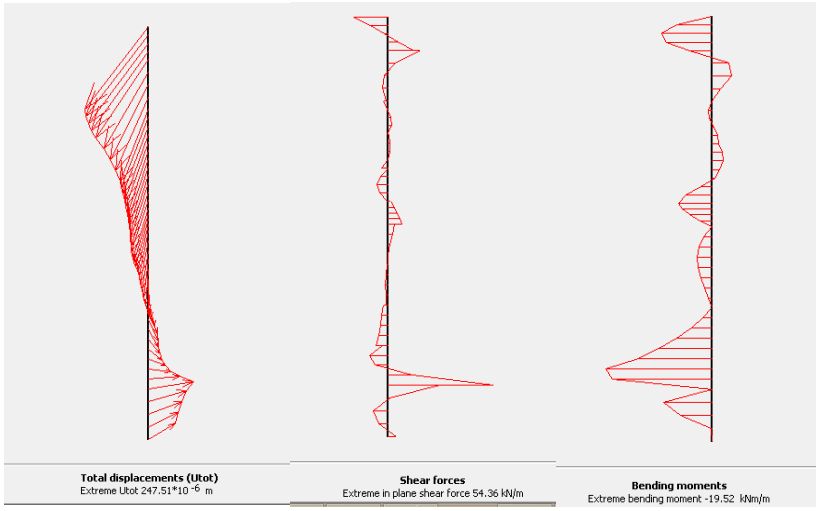
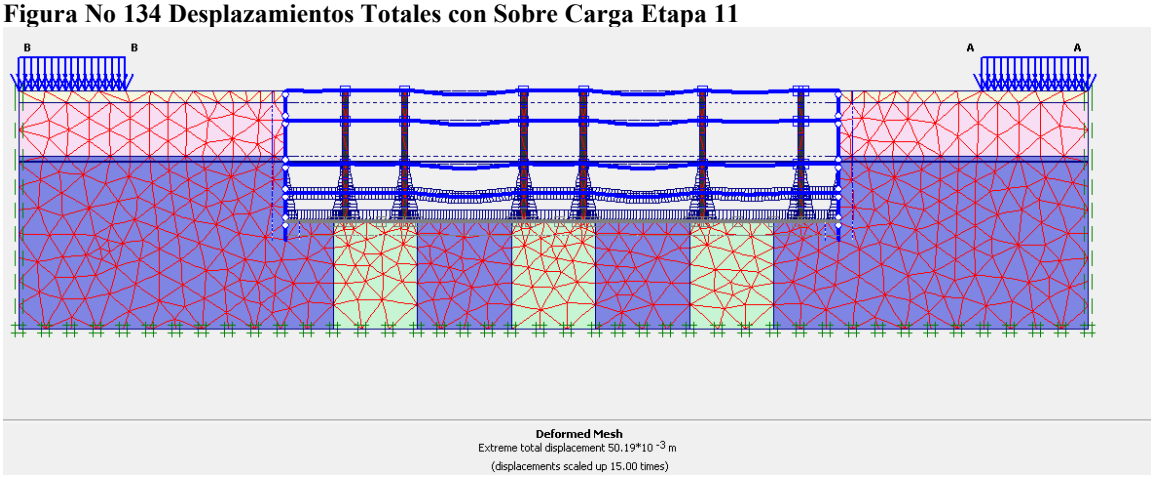


Figura No 133 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 10



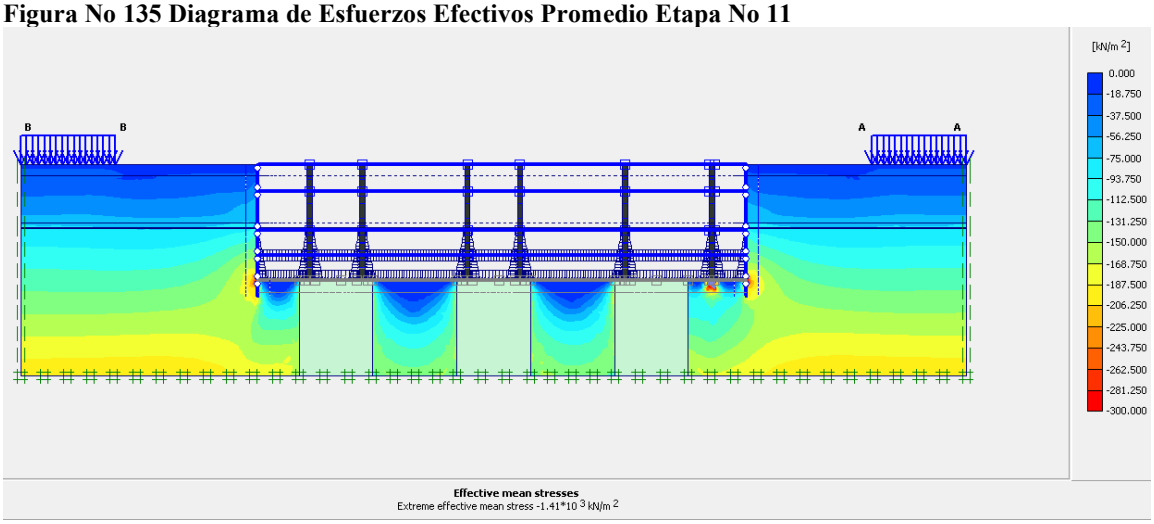
6.5.11. Etapa No 11 Con Sobrecarga

Figura No 134 Desplazamientos Totales con Sobre Carga Etapa 11



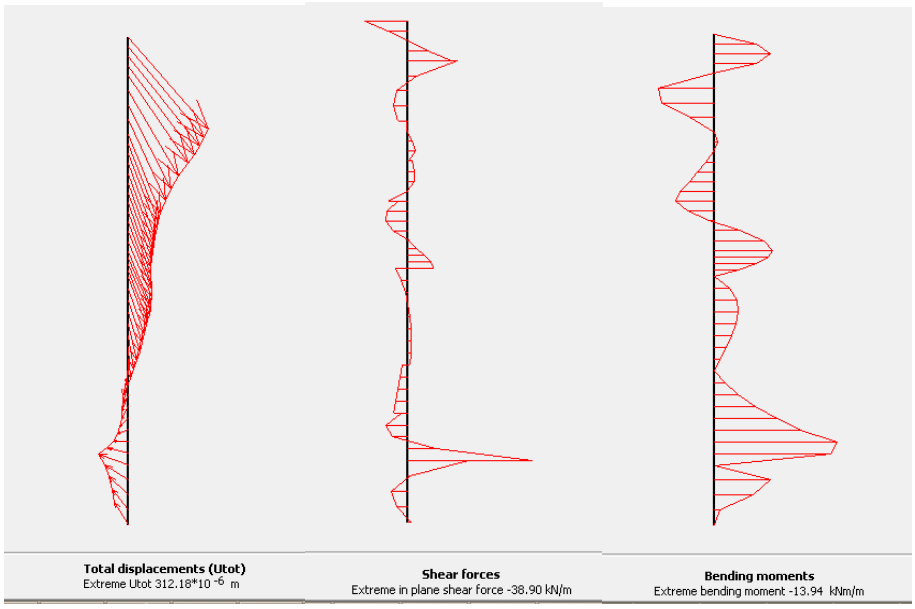
En la Figura No 133 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 50.19* 10^{-3} kPa en la base del mismo.

Figura No 135 Diagrama de Esfuerzos Efectivos Promedio Etapa No 11



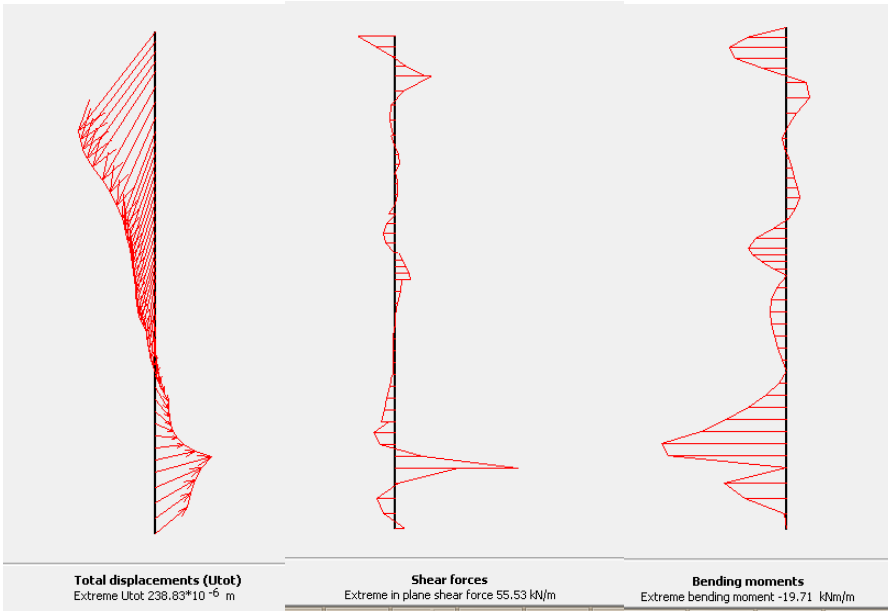
En la Figura No 134 se evidencia que el esfuerzo máximo del suelo correspondiente a esta etapa es de 235.49 kPa en la base del mismo.

Figura No 136 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Izquierda Etapa 11



En la Figura No 135 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 13,94 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 38.90 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $312.18*10^{-6} metros$

Figura No 137 Diagrama Fuerzas, Momentos y Desplazamientos con Sobre Carga Pantalla Derecha Etapa 11



En la Figura No 136 el comportamiento de fuerzas internas y de deformaciones a lo largo de la pantalla, se puede concluir que el máximo momento negativo es de 19,52 kNm, se presenta una fuerza cortante negativa máxima de 54.36 kN y se presenta un desplazamiento total en dirección vertical de $247.51*10^{-6} metros$

7. COMPARACION DISEÑO DESARROLLADO

Para el presente estudio de caso solo se puede efectuar comparación de datos entre la capacidad de soporte y el asentamiento, debido a que los demás parámetros de diseño son realizados por el autor.

7.1. Comparación Capacidad Soporte

El estudio entregado por la Firma **LFO INGENIEROS DE SUELOS SAS,** se definió como estrato de cimentación el estrato de roca arcollolita que se encuentra a una profundidad de 60 m bajo la superficie, en donde analizan su capacidad de soporte utilizando la formula,

$$q_{admisible} = \frac{qNq}{F.S}$$

dando como resultado,

$$q_u = 250\ {}^{Ton}/_{m^2}$$

Para el caso evaluado por el autor se utilizó la formula:

$$q_u = \frac{\pi.d.L.f_s}{A(F.S)}$$

Dando como resultado,

$$q_u = 260\ {}^{Ton}/_{m^2}$$

Para el estudio del caso cohesivo la fórmula utilizada por el autor y por la firma, **LFO INGENIEROS DE SUELOS SAS :**

$$q_{admisible} = \frac{cNc}{F.S}$$

La U acreditada para todos

Como respuesta lógica el resultado encontrado por las dos partes fue la misma.

$$q_{admisible} = 300\ {}^{T}/_{m^2}$$

7.2. Comparación del Asentamiento

El estudio entregado por la Firma **LFO INGENIEROS DE SUELOS SAS,** analiza su asentamiento mediante la siguiente formula, (Vesic, 1977)

$$\rho_c = \frac{q_a d}{Es}[1 - \mu_s^2] * Iwp$$

Dando como resultado,

$$s = 4.08\ cm$$

Para el caso evaluado por el autor se utilizó la formula:

$$\rho_{e(1)} = \frac{Q_{WP}\ Q_p}{L\ q_P}\left[0.93 + 0.16\sqrt{\frac{L}{d}}\right]$$

De igual forma se efectuó una variación en os parámetros $\varepsilon\ y\ \Phi$ y de las diferentes configuraciones de carga, para obtener el asentamiento total máximo

$$s = 4.08\ cm$$

8. CONCLUSIONES

De acuerdo a los objetivos planteados:

1. Se desarrolló el análisis geotécnico de las etapas de un edificio de gran altura con las condiciones tipo de la Ciudad de Bogotá.
2. Se recolecto, compilo y selecciono información geotécnica relevante para el estudio de caso del presente documento, de la tabulación de la información recolectada se emitió informe, que se aprovechó como herramienta primordial para efectuar el análisis geotécnico.
3. Se realizó el cálculo de la cimentación del edificio de gran altura propuesto para el estudio de caso y se estableció la alternativa más eficiente.
4. Se llevó a cabo la modelación de las diferentes etapas constructivas de la excavación y la construcción de Sótanos.

Otros aspectos a considerar:

1. Se profundizo en el estado del arte en el diseño de cimentaciones para edificios de gran altura, efectuando el aporte esperado por parte del autor del presente estudio de caso.
2. Se calculó la envolvente de presiones, se verifico la condición de los apuntalamientos, y cada momento flector actuante sobre cada puntal.
3. Para el diseño de la cimentación de un edifico de gran altura es necesario efectuar a profundidad los estudios de exploración del sub-suelo, utilizar tecnología de

La U acreditada para todos

punta para el estudio del mismo, lo anterior con el fin minimizar la incertidumbre sobre la clasificación del suelo y sus propiedades índice.

4. Para el caso puntual de la ciudad de Bogotá, solo es posible cimentar edificios de gran altura en la zona de piedemonte ubicado en la zona central, ya que es acá donde se encuentra un estrato con la capacidad portante necesaria para transmitir las cargas al suelo y no sufrir deformaciones y/o alteraciones.
5. Para el análisis de la modelación se hace necesario llevar a cabo el análisis de los esfuerzos efectivos, las deformaciones y presiones de las diferentes etapas de la misma.
6. Para el control del nivel freático se diseñara un sistema de pozos de recarga con el fin de recircular el caudal extruido, se colocara una distancia según diseño hidráulico.
7. En el análisis realizado las deformaciones pequeñas que arroja la modelación son el resultado de la escogencia de un modelo en el cual se está apuntalando el suelo, a la vez que se va llevando a cabo la excavación de cada etapa planteada, de igual forma no se esta considerando el tiempo de construcción de cada puntual.
8. Para definir el sistema constructivo, se hace necesario definir los tiempos de construcción de los diferentes elementos en cada una de las etapas para modelar deformaciones del suelo producto de la no existencia del puntal en el momento de quitar el suelo.

9. Los resultados de esfuerzos, momentos y deformaciones se requieren para el diseño estructural de los elementos pero se hace necesario que en la ejecución del proyecto se debe contar con una magnitud de deformación esperada durante el proceso de construcción de los elementos para restringir la magnitud de las deformaciones de los muros de contención; de igual forma para medir estos parámetros se hace necesario elaborar un programa de monitoreo mediante instrumentos colocados en los muros, en las vigas y exteriores con topografía.
10. Para el presente trabajo en el estudio geotécnico se efectuaron sondeos a diferentes profundidades llegando a 96 m, de igual forma se incluyó un estudio de respuesta sísmica local el cual se constituye en una herramienta básica para este tipo de proyectos, situación que no se encuentra reglamentadas en el código NSR 10, y la cual debería exigirse para este tipo de edificaciones.
11. En cuanto a los cuadros de profundidad mínima de exploración la categoría de un edificio como el EDIFICIO ENTRE CALLES, se considera como especial, no obstante supera considerablemente el límite establecido en el codigo, así las cosas, es recomendable que en un nuevo código se considere una nueva categoría por niveles y cargas para este tipo de edificaciones.

9. REFERENCIAS.

[1] Andrade, J.E. (2009) A predictive framework for liquefaction instability. Geotechnique. Vol 59, p. 673 – 682.

[2] Ananadarajah, A., Kuganenthira N., y Zhao D.(1996). "Variation of fabric anisotropy of kaolinite in triaxial loading". Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 122(8), 633-640.

[3] Arias P. A., (2006). . Modelo de comportamiento de suelos granulares: estudio y determinación de sus parámetros. Tesis de maestría. Universidad de los Andes. Bogota, Colombia.

[4] Asenjo, R. H. (2010). Resistencia cíclica en una arena de relaves. Tesis de Ingeniería, Santiago de Chile, Chile.

[5] Asociación Colombiana De Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de construcción sismoresistente. Bogotá: AIS, 2010.

[6] Atkinson, J.H. and Brandsby, P.L. (1978). "The mechanics of soils, an introduction to critical state soils mechanics. London: McGraw Hill, 1993. 415p.

[7] Biarez J. y Hicher, P. (1993). "Elementary mechanics of soil behaviour". Balkema, Rotterdam.

[8] Bueno P. y Cruz O. (2003). ”Utilización del modelo Cam-Clay sobre muestras inalteradas de arcillas de la Sabana de Bogotá”. Proyecto de Grado Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá.

[9] Braja M. DAS, (2014). “Fundamentos de Ingenieria Geotécnica”. Cuarta Edición

[10] Braja M. DAS, (2014). “Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones Séptima Edición

[11] Cardenas R, (2002) “Experiencias con el ensayo de penetración semi –estatica”

[12] Chu, J y Leong, W.K. (2002). Effect of fines on instability behaviour of loose sand Geotechnique. Vol 52. p. 751-755

[13] Chu, J. y Leong, W.K. (2001). Pre-failure strain softening and pre-failure instability of sand: a comparative study. Geothecnique. Vol 51. p. 311-321.

[14] De La Rosa, R. L. (2001). Determination of hypoplastic parameter in the sand of "Guamo". Tesis de maestría. Universidad de los Andes. Bogota, Colombia.

[15] Delgado, J. (2010). Efectos geotécnicos de los terremotos. Enseñanza de las ciencias de la tierra. 19.3. p. 276-288.

[16] Diaz, A. (2005). Dinámica de suelos. Mexico: Limusa.

[17] Fonseca O. y Guerra S. (2003) “Utilización del modelo Cam-Clay sobre muestras remoldeadas de arcillas de la Sabana de Bogotá”. Proyecto de Grado Universidad Militar Nueva Granada, Bogotá.

[18] Georgiannou V. N.; Tsomokos A. y Stavrou K. (2008). Monotonic and cyclic behaviour of sand under torsional loading. Geotechnique. Vol. 58. p. 113-124.

[19] Gomez, E. J. (2010). Cambios de transformación de fase y atractores en materiales granulares. Tesis de maestría. Universidad de los Andes. Bogota, Colombia.

[20] Hoeg K. et al. (2000). "Strength of undisturbed versus reconstituted silt and silty sand specimens". En: Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 126. No. 7. American Society of Civil Engineers.

[21] Idriss, I.M; Boulanger, R. W. (2008). Soil liquefaction during earthquakes. California: Earthquake Engineering Research Institute.

[22] Jiménez, O. J. (2011). Análisis del comportamiento de licuación por flujo en la arena del Guamo. Tesis de maestría. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia.

[23] Krammer, S (1996). Geothecnical earthquake engineering. USA: Editorial Prentice Hall.

[24] National Research Council. (1985). Licuefaction of soils during Earthquakes.

[25] Washington, National Academy Press.

[26] Murthy, T.G., et al. (2007). Undrained monotonic response of clean and silty sands. Geotechnique. Vol.57. p. 273 – 288.

[27] Patiño, J. C. (2006) Parámetros hipoplasticos de la arena del Guamo. Tesis de maestría. Universidad de los Andes. Bogotá, Colombia

[28] Schofield A., Wroth P. (1968) "Critical state soil mechanics" McGraw-Hill, England.

[29] Solaque, D. P. y Lizcano, A. (2008). Angulo de fricción crítico y ángulo de reposo en la arena del Guamo. Revista Èpsilon. No. 11. p 7 - 20.

[30] Verdugo, R e Ishihara, K. (1996) The steady state of sandy soils. Soils and foundations. Vol 36. p 81-91.

[31] Yang. S.L; Sandven, R. y Grande, L. (2006). Instability of sand-silt mixtures. Soil dynamics and earthquake engineering. Vol 26. p. 183 - 190

[32] Wood, D. (1990). “Soil behaviour and critical state soil mechanics”. Cambridge University Press. 462 p.

[33] Zeng X. y Ni B. (1999) “Stress-induced anisotropic Gmax of sands and its measurem