

**EVALUACIÓN FÍSICA Y NUMÉRICA DE SISTEMAS DE INCLUSIONES RÍGIDAS PARA  
CIMENTACIONES SUPERFICIALES SOBRE SUELOS BLANDOS.**

**OSCAR ARNULFO QUIROGA DIAZ**

**ESCUELA COLOMBIANA DE INGENIERÍA**

**MAESTRÍA EN INGENIERÍA CIVIL**

**ÉNFASIS GEOTECNIA**

**BOGOTÁ D. C.**

**2023**

**DIRECTOR DEL TRABAJO DIRIGIDO:**

**IC, ME, PhD. EDGARD ROBERT BARBOSA CRUZ**

## **Agradecimientos a:**

A Dios y a la vida, por permitirme haber cursado esta etapa profesional con retos que se superaron. En este momento de la vida me encuentro lleno de satisfacción por haber cumplido esta meta y así obtener el título de Magister en Ingeniería civil con énfasis en geotecnia.

A mi señora madre (QEPD), que en el proceso de la elaboración del documento final la perdí y fue un gran golpe, pero gracias a Dios está mi Papi con su apoyo incondicional, a mi familia, mi Hermosa esposa *Mi Yu* y mi hija Camila con sus abrazos que siempre están a mi lado.

Al ingeniero Edgard Robert Barbosa Cruz, mi director de la investigación por su guía, por expresar su conocimiento y por todos los aportes que me brindo para desarrollar el trabajo de grado.

Al Ingeniero Ricardo González Olaya, egresado de la Universidad Militar Nueva Granada, por su asesoría y enseñanzas durante el modelamiento en el programa Midas GTS NX.

Al ingeniero Fernando Castelblanco Avellaneda, egresado de la Fundación Universitaria Agraria de Colombia, por sus aportes en la construcción de los modelos físicos.

## TABLA DE CONTENIDO

<b>1</b>	<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>15</b>
<b>2</b>	<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....</b>	<b>18</b>
<b>3</b>	<b>OBJETIVOS.....</b>	<b>22</b>
3.1	OBJETIVO GENERAL.....	22
3.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	22
<b>4</b>	<b>MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>23</b>
4.1	COMPARACIÓN ENTRE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN CON PILOTES Y CON INCLUSIONES RÍGIDAS .....	23
4.2	COLOMBIA (BARBOSA CRUZ, 2019).....	25
4.2.1	<i>Principios básicos.....</i>	<i>25</i>
4.2.2	<i>Metodología Simplificada de Diseño de Inclusiones Rígidas Flotantes.....</i>	<i>28</i>
4.2.3	<i>Análisis Paramétrico de Asentamientos por Consolidación .....</i>	<i>31</i>
4.3	ESPAÑA (CORONILLA, 2015).....	37
4.4	FRANCIA (SIMON, 2011).....	40
4.5	MÉXICO (RODRÍGUEZ, 2010).....	43
<b>5</b>	<b>METODOLOGÍA DE ESTUDIO .....</b>	<b>48</b>
5.1	LOCALIZACIÓN DEL PREDIO DE ESTUDIO .....	48
5.2	POSICIONAMIENTO DE PUNTOS GPS .....	49
<b>6</b>	<b>EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO PARA EL ESTUDIO.....</b>	<b>52</b>
6.1	CAMPAÑA DE EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	52
6.2	EQUIPO DE EXPLORACIÓN.....	56
6.3	ENSAYOS DE CAMPO .....	57
6.3.1	<i>Ensayo de penetración estándar (SPT).....</i>	<i>57</i>
6.3.2	<i>Ensayo de veleta de campo .....</i>	<i>61</i>
6.4	NÚMERO Y TIPO DE MUESTRAS OBTENIDAS EN CAMPO.....	64
6.5	TOMA DE MUESTRAS ENSAYOS TRIAXIALES (CU).....	66
6.6	PERFIL ESTRATIGRÁFICO .....	67
6.7	POSICIÓN DEL NIVEL FREÁTICO .....	69
<b>7</b>	<b>ENSAYOS DE LABORATORIO.....</b>	<b>70</b>
7.1	CONTENIDO DE HUMEDAD Y LÍMITES DE ATTERBERG .....	72
7.2	PESO UNITARIO .....	74
7.3	PESO ESPECÍFICO DE SÓLIDOS Gs .....	74
7.4	HIDROMETRÍA.....	75
7.5	GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL DE LA INCLUSIÓN RÍGIDA .....	76
7.6	COMPRESIÓN INCONFINADA .....	76
7.7	CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL .....	77
7.8	CORTE DIRECTO.....	78
7.9	COMPRESIÓN TRIAXIAL ESTÁTICO CONSOLIDADO NO DRENADO "CU" .....	80
7.10	CONTENIDO DE SUELOS FINOS.....	85
7.11	DISEÑO DE MEZCLA PARA LAS INCLUSIONES RÍGIDAS .....	86

7.12	RESISTENCIA DEL CONCRETO .....	87
7.13	RESUMEN DE RESULTADOS .....	88
7.14	COSTOS DEL PROGRAMA DE ENSAYOS DE LABORATORIO. ....	91
7.15	PROPIEDADES DE SUELOS PARA LOS ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS .....	92
<b>8</b>	<b>PROCESO DE CONSTRUCCIÓN Y MONITOREO DE ASENTAMIENTOS DE LOS MODELOS FÍSICOS .....</b>	<b>93</b>
8.1	1 MODELO FÍSICO 1 SIN INCLUSIÓN RÍGIDA .....	94
8.1.1	<i>Monitoreo de los asentamientos del Modelo Físico 1.....</i>	<i>97</i>
8.2	MODELO FÍSICO 2 CON UNA INCLUSIÓN RÍGIDA.....	99
8.2.1	<i>Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida .....</i>	<i>102</i>
8.3	MODELO FÍSICO 3, CON GRUPO DE 9 INCLUSIONES RÍGIDAS.....	104
8.3.1	<i>Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.....</i>	<i>107</i>
8.4	COSTOS DE MATERIALES Y PERSONAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS FÍSICOS.....	109
<b>9</b>	<b>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA Y TIEMPO DE CARGA .....</b>	<b>110</b>
9.1	MATERIALES.....	110
9.1.1	<i>Suelo “Arcilla de color gris” .....</i>	<i>110</i>
9.1.2	<i>Inclusión “material granular tipo subbase con cemento” .....</i>	<i>112</i>
9.1.3	<i>Plataforma de transferencia “Arena de Peña” .....</i>	<i>112</i>
9.1.4	<i>Placa “concreto con Resistencia de 3000 psi” .....</i>	<i>113</i>
9.2	TIEMPO DE CARGA .....	114
<b>10</b>	<b>ESTIMACIÓN ANALÍTICA DE LOS ASENTAMIENTOS .....</b>	<b>116</b>
<b>11</b>	<b>ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS .....</b>	<b>117</b>
11.1	DISEÑO DE LOS MODELOS .....	117
11.2	INGRESO DE DATOS .....	117
11.3	MODELO 1 SIN INCLUSIÓN RÍGIDA .....	118
11.3.1	<i>Geometría modelo sin inclusión rígida .....</i>	<i>118</i>
11.3.2	<i>Malla del modelo sin inclusión rígida .....</i>	<i>118</i>
11.3.3	<i>Condiciones de frontera del modelo sin inclusión rígida .....</i>	<i>119</i>
11.3.4	<i>Aplicación de carga en el modelo sin inclusión rígida .....</i>	<i>120</i>
11.3.5	<i>Etapas de análisis del modelo sin inclusión rígida. ....</i>	<i>121</i>
11.3.6	<i>Deformaciones verticales del Modelo 1 sin inclusión rígida .....</i>	<i>123</i>
11.3.7	<i>Esfuerzos verticales del Modelo 1 sin inclusión rígida.....</i>	<i>125</i>
11.4	MODELO 2 CON UNA INCLUSIÓN RÍGIDA .....	127
11.4.1	<i>Dimensiones de la inclusión rígida .....</i>	<i>128</i>
11.4.2	<i>Malla de elementos finitos del Modelo 2 con una inclusión .....</i>	<i>128</i>



11.4.3	<i>Restricción de giro de la inclusión rígida</i> .....	130
11.4.4	<i>Interfaz entre la inclusión rígida y el suelo</i> .....	130
11.4.5	<i>Interfaz en la punta de la inclusión rígida</i> .....	131
11.4.6	<i>Condiciones de frontera del Modelo 2 con una inclusión rígida</i> .....	132
11.4.7	<i>Aplicación de carga del modelo con una inclusión rígida</i> .....	133
11.4.8	<i>Análisis del Modelo 2 con una inclusión rígida</i> .....	134
11.4.9	<i>Deformaciones verticales del Modelo 2 con una inclusión rígida</i> .....	136
11.4.10	<i>Esfuerzos verticales del Modelo 2 con una inclusión rígida</i> .....	138
11.5	MODELO 3 CON NUEVE INCLUSIONES RÍGIDAS.....	140
11.5.1	<i>Geometría modelo con grupo inclusiones rígidas</i> .....	140
11.5.2	<i>Malla de elementos finitos del Modelo 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas</i> .....	142
11.5.3	<i>Restricción de giro axial de las inclusiones rígidas</i> .....	144
11.5.4	<i>Interfaces entre las nueve inclusiones rígidas y el suelo</i> .....	145
11.5.5	<i>Interfaz en la punta de las inclusiones rígidas</i> .....	146
11.5.6	<i>Condiciones de frontera modelo con grupo de inclusiones rígidas</i> .....	147
11.5.7	<i>Aplicación de carga del Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas</i> .....	148
11.5.8	<i>Análisis del Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas</i> .....	149
11.5.9	<i>Análisis de la etapa inicial modelo con nueve inclusiones rígidas</i> .....	151
11.5.10	<i>Deformaciones verticales para el Modelo 3 con grupo inclusiones rígidas</i> .....	152
11.5.11	<i>Esfuerzos verticales para el Modelo 3 con grupo de inclusiones rígidas</i> .....	153
11.6	MODELO 4 SIN GRUPO DE INCLUSIONES RÍGIDAS .....	155
11.6.1	<i>Geometría del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	155
11.6.2	<i>Malla de elementos finitos del modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	156
11.6.3	<i>Condiciones de frontera del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	157
11.6.4	<i>Aplicación de Carga del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	158
11.6.5	<i>Análisis del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	159
11.6.6	<i>Deformaciones verticales del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	160
11.6.7	<i>Esfuerzos verticales del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas</i> .....	162

<b>12 RESUMEN Y CONCLUSIONES .....</b>	<b>163</b>
12.1 RESUMEN .....	163
12.2 CONCLUSIONES.....	165
<b>13 RECOMENDACIONES.....</b>	<b>167</b>
13.1 RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN CON INCLUSIONES RÍGIDAS .....	167
13.2 RECOMENDACIONES DE INVESTIGACIÓN DE SISTEMAS DE CIMENTACIÓN CON INCLUSIONES RÍGIDAS .....	168
<b>14 BIBLIOGRAFÍA.....</b>	<b>169</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Constituyentes del mejoramiento del suelo con inclusiones rígidas (Simon, 2012). .....	18
Figura 2. Sistema de fundación con pilotes comparada con sistemas de inclusiones rígidas (Goldberg, 2014). .....	24
Figura 3. Definiciones de $\alpha$ y $\beta$ para inclusiones rígidas (Chai y Carter, 2011). .....	27
Figura 4. Mejoramiento del terreno Adaptado de inclusiones rígidas, plataforma de transferencia de carga (LTP) y carga uniforme (Varaksin et al., 2014). .....	27
Figura 5. Mecanismo de falla para losas sobre el terreno con plataformas de transferencia de carga gruesas (Varaksin et al., 2014). .....	29
Figura 6. Espiral de Prandtl totalmente desarrollada (Varaksin et al., 2014). .....	29
Figura 7. Efecto del módulo de Young (para el mejor estimado BE de E) sobre el asentamiento. (Barbosa Cruz, 2019). .....	34
Figura 8. Efecto de la longitud de las inclusiones sobre el asentamiento. (Barbosa Cruz, 2019). .....	35
Figura 9. Resultados obtenidos por Efecto del diámetro de las inclusiones (para el mejor estimado BE de E) sobre el asentamiento (Barbosa Cruz, 2019). .....	36
Figura 10. Efecto la relación de remplazo de las inclusiones (para el mejor estimado BE de E) sobre el asentamiento (Barbosa Cruz, 2019). .....	37
Figura 11. Filosofía geomecánica de diseño para DSM “Mezcla de suelo profundo”. Fuente: (Coronilla, 2015). .....	38
Figura 12. Columnas Mixpile bajo freático. Fuente Coronilla (2015). .....	39
Figura 13. Componentes de una cimentación superficial sobre inclusiones rígidas. Fuente ASIRI 2011. ....	40
Figura 14. Losas y cimientos de naves industriales. Fuente (Simon, 2011). .....	41
Figura 15. Terraplén utilizado para acceder a un puente. Fuente (Simon, 2011). .....	42
Figura 16. Tanques. Fuente (Simon, 2011). .....	42
Figura 17. Esquema general de un grupo de inclusiones que recarga su punta superior en un estrato duro. (Rodríguez, 2010). .....	44
Figura 18. Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la primera etapa de consolidación. (Rodríguez, 2010). .....	45
Figura 19. Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la segunda etapa de consolidación. (Rodríguez, 2010). .....	46
Figura 20. Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la tercera etapa de consolidación. ....	46

Figura 21. Localización del predio en el cual se construyeron los modelos físicos (Google Earth, 2021), .....	48
Figura 22. Estado del predio de estudio antes desarrollo de trabajo de grado. ....	49
Figura 23. Uso agrícola del predio de estudio. ....	49
Figura 24. GPS-1 y GPS-2 Centro Poblado Rural Hato grande. ....	50
Figura 25. Localización de los cuatro sondeos ejecutados. ....	52
Figura 26. Ejecución del Sondeo 1, profundidad de 20.0 m. ....	54
Figura 27. Ejecución del Sondeo 2, profundidad de 20.0 m. ....	54
Figura 28. Ejecución del Sondeo 3, profundidad de 20.0 m. ....	55
Figura 29. Ejecución del Sondeo 4, profundidad de 16.50 m. ....	55
Figura 30. Ensayo de penetración estándar (SPT). ....	57
Figura 31. Resultados del ensayo de penetración estándar. ....	58
Figura 32. Valores de N60 corregido Vs. Profundidad .....	60
Figura 33. Geometría de la veleta cónica de campo utilizada. ....	61
Figura 34. Ejecución del ensayo de veleta de campo. ....	63
Figura 35. Resultado ensayo de veleta de campo sondeo 1. ....	63
Figura 36. Resultado ensayo de veleta de campo sondeo 2. ....	64
Figura 37. Muestras de tubo Shelby obtenidas en los sondeos 1 y 2. ....	65
Figura 38. Extracción de muestras de los tubos Shelby realizada en la Escuela de Ingeniería Julio Garavito. ....	66
Figura 39. Humedad y Límites de Atterberg vs profundidad. ....	72
Figura 40. Método grafico número de golpes vs humedad. ....	73
Figura 41. Carta de Plasticidad. ....	73
Figura 42. Peso Unitario Vs. Profundidad. ....	74
Figura 43. Peso específico de sólidos. Vs. Profundidad. ....	75
Figura 44. Curva Granulométrica determinada a partir de la hidrometría. ....	75
Figura 45. Curva Granulométrica material granular subbase. ....	76
Figura 46. Resistencia al corte no drenada ( $C_u = S_u$ ) Vs Profundidad. ....	77
Figura 47. Esfuerzo de Preconsolidación Vs. Profundidad. ....	78
Figura 48. Esfuerzo Cortante Vs. Deformación Unitaria cortante. ....	79
Figura 49. Esfuerzo cortante Vs. Esfuerzo normal. ....	79
Figura 50. Trayectorias de esfuerzos $s' - t$ . Profundidad 5.8 m. ....	81
Figura 51. Esfuerzo desviador $q$ en función de la deformación axial $\epsilon$ . Profundidad 5.8 m. ....	81
Figura 52. Curva exceso en la presión de poros contra deformación unitaria axial. Profundidad 5.8 m. ....	82
Figura 53. Circulo de Mohr y envolvente de falla Mohr-Coulomb. Profundidad 5.8 m. ....	83
Figura 54. Linealización de curva esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial. Profundidad 5.8 m. ....	84
Figura 55. Determinación de los parámetros de rigidez del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Profundidad 5.8 m. ....	85
Figura 56. Contenido de suelos finos (pasa Tamiz 200). ....	86
Figura 57. Probetas de material granular con cemento. ....	87
Figura 58. Resistencia del concreto de las placas de cimentación. ....	87
Figura 59. Modelo Físico 1 sin inclusión rígida. ....	95
Figura 60. Construcción del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida. ....	96
Figura 61. Monitoreo topográfico del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida. ....	97
Figura 62. Grafica asentamiento, modelo físico 1 sin inclusión rígida. ....	99
Figura 63. Modelo Físico 2 con una inclusión rígida. ....	100
Figura 64. Construcción del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida. ....	101

Figura 65. Toma de datos de asentamientos del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.	102
Figura 66. Grafica asentamiento del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.	104
Figura 67. Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.	105
Figura 68. Construcción del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.	106
Figura 69. Toma de datos de asentamientos del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.	107
Figura 70. Asentamiento del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.	108
Figura 71. Arena limo-arcillosa muestreada a 17.5 m de profundidad.	112
Figura 72. Tiempo de análisis de carga, modelo sin inclusión rígida.	115
Figura 73. Geometría general del Modelo 1 sin inclusión empleando Midas GTS.	118
Figura 74. Malla de elementos finitos, modelo sin inclusión rígida.	119
Figura 75. Restricciones, peso propio y carga del modelo sin inclusión rígida.	120
Figura 76. Carga vertical, modelo sin inclusión rígida.	121
Figura 77. Etapa 1. Modelo sin inclusión rígida. Construcción del cimiento y aplicación del peso propio.	122
Figura 78. Etapa 2. Modelo sin inclusión rígida Aplicación de la carga externa.	123
Figura 79. Modelo 1 sin inclusión rígida. Deformación vertical por aplicación del peso propio.	124
Figura 80. Modelo 1 sin inclusión rígida. Deformación vertical por aplicación de la carga externa.	125
Figura 81. Modelo 1 sin inclusión rígida. Esfuerzos verticales por aplicación de la carga externa.	126
Figura 82. Geometría general del Modelo 2 con inclusión.	127
Figura 83. Malla de elementos finitos, Modelo 2 con inclusión rígida.	129
Figura 84. Conexión de los elementos de la inclusión rígida y la plataforma de transferencia.	129
Figura 85. Restricciones de rotación de la inclusión rígida.	130
Figura 86. Interfaz de la inclusión rígida.	131
Figura 87. Restricciones de punta en la inclusión rígida.	132
Figura 88. Restricciones del modelo con una inclusión rígida.	133
Figura 89. Carga vertical, Modelo 2 con una inclusión rígida.	134
Figura 90. Caso de análisis inicial, modelo con una inclusión rígida.	135
Figura 91. Caso de análisis de carga, modelo con una inclusión rígida.	136
Figura 92. Resultado de la etapa inicial con respecto al asentamiento.	137
Figura 93. Desplazamiento vertical o asentamiento del Modelo 2 con una inclusión rígida.	138
Figura 94. Esfuerzos verticales del Modelo 2 con una inclusión rígida.	139
Figura 95. Geometría del Modelo 3 con nueve inclusiones rígidas.	141
Figura 96. Separación entre las inclusiones rígidas.	142
Figura 97. Malla de elementos finitos del Modelo 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.	143
Figura 98. Conexiones entre las inclusiones rígidas y la plataforma de transferencia.	144
Figura 99. Restricciones de giro de las 9 inclusiones rígidas.	145
Figura 100. Restricciones en el grupo de inclusiones rígidas.	146
Figura 101. Restricciones de punta del grupo de inclusiones rígidas.	147
Figura 102. Restricciones del modelo 3 del grupo de 9 inclusiones rígidas.	148
Figura 103. Aplicación de carga sobre la placa de cimentación del Modelo 3 de 9 inclusiones rígidas.	149
Figura 104. Caso de análisis inicial, modelos de nueve inclusiones regidas.	150
Figura 105. Caso de análisis de carga, modelo con nueve inclusiones rígidas.	151

Figura 106. Resultado de la etapa inicial con respecto a la deformación vertical o asentamiento. ....	152
Figura 107. Resultado de asentamiento debido a la aplicación de la carga para el Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas. ....	153
Figura 108. Esfuerzos verticales debido a la aplicación de la carga para el Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas ....	154
Figura 109. Redistribución de esfuerzos debido al efecto de arco en la cabeza de inclusiones rígidas (Lodder et al., 2012). ....	155
Figura 110. Geometría del modelo 36m <sup>2</sup> sin inclusiones.....	156
Figura 111. Modelo 4 de placa de cimentación de 36m <sup>2</sup> sin inclusiones rígidas ....	157
Figura 112. Restricciones del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas .....	158
Figura 113. Aplicación de carga sobre el modelo de 36 m <sup>2</sup> sin inclusiones rígidas. ....	158
Figura 114. Modelo 4 sin inclusiones rígidas. Entrada de datos de la etapa inicial. ....	159
Figura 115. Modelo 4 sin inclusiones rígidas. Entrada de datos de la etapa de aplicación de la carga vertical.....	160
Figura 116. Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas. Deformaciones verticales para la etapa inicial de aplicación del peso propio.....	161
Figura 117. Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas Deformaciones verticales para la etapa de aplicación de la carga vertical externa. ....	161
Figura 118. Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas Esfuerzos verticales para la etapa de aplicación de la carga vertical externa. ....	162

## LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Comparación del comportamiento mecánico de pilotes e inclusiones rígidas (modificado de Polańska y Rainer, 2020). ....	25
Tabla 2. Datos generales de entrada. (Barbosa Cruz, 2019) .....	32
Tabla 3. Efecto del módulo de Young. Datos (Barbosa Cruz, 2019) .....	34
Tabla 4. Efecto de la longitud de las inclusiones. Datos (Barbosa Cruz, 2019).....	35
Tabla 5. Efecto del diámetro de las inclusiones. Datos (Barbosa Cruz, 2019) .....	36
Tabla 6. Consumo de cemento y resistencia a compresión simple según terreno ....	38
Tabla 7. Coordenadas Magna Sirgas de los mojones GPS-01 y GPS-02.....	51
Tabla 8. Coordenadas Origen Único Nacional de los mojones GPS-01 y GPS-02 ...	51
Tabla 9. Profundidades de los sondeos realizados .....	53
Tabla 10. Dimensiones de la veleta de campo.....	62
Tabla 11. Profundidades de toma de muestras tipo Shelby Sondeos 1 y 2 .....	65
Tabla 12. Sondeo 4. Profundidad toma de muestras tipo Shelby.....	66
Tabla 13. Perfil del suelo Sondeos 1 y 2.....	68
Tabla 14. Datos de nivel freático con piezómetro de campo.....	69
Tabla 15. Normas de los ensayos de laboratorio .....	71
Tabla 16. Resumen de resultados de los ensayos de campo y laboratorio.....	89
Tabla 17. Costos de los ensayos de laboratorio.....	91
Tabla 18. Propiedades de suelos e inclusiones rígidas para los análisis con Midas GTS .....	92
Tabla 19. Geometría del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida .....	95
Tabla 20. Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida .....	98
Tabla 21. Geometría del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida .....	100
Tabla 22. Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.....	103

Tabla 23. Geometría del Modelo Físico 3 con grupo de nueve inclusiones rígidas .	105
Tabla 24. Monitoreo de asentamiento Modelo Físico 3 con nueve inclusiones rígidas	108
Tabla 25. Costos de material y personal para la construcción de los modelos físicos.	109
Tabla 26. Propiedades del material arcilla empleado en el modelo Midas GTS. ....	111
Tabla 27. Propiedades del material de la inclusión rígida, Midas GTS.....	112
Tabla 28. Propiedades de la arena de peña, Midas GTS.....	113
Tabla 29. Propiedades del concreto, Midas GTS. ....	114
Tabla 30. Asentamientos calculados según la metodología analítica convencional	116
Tabla 31. Dimensiones y propiedades de las inclusiones rígidas. ....	128
Tabla 32. Dimensiones de las inclusiones rígidas.....	141
Tabla 33. Asentamientos medidos y calculados.....	164

## LISTA DE ECUACIONES

Ecuación 1 Relación de áreas de mejoramiento .....	28
Ecuación 2 Relación de profundidad de mejoramiento .....	28
Ecuación 3. Espesor de la inclusión.....	30
Ecuación 4. K30: módulo de balasto para una placa de ancho 30 cm. ....	39

## LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Registros de perforación.	
Anexo 2. Registro fotográfico.	
Anexo 2.1. Registro fotográfico exploración del subsuelo	
Anexo 2.2. Registro fotográfico ensayos de laboratorio	
Anexo 2.3. Registro fotográfico modelación física	
Anexo 3. Resultados Ensayos de laboratorio.	
Anexo 3.1. Ensayo determinación del límite líquido de los suelos.	
Anexo 3.2. Gravedad específica.	
Anexo 3.3. Peso unitario.	
Anexo 3.4. Granulométrico por medio de hidrometría	
Anexo 3.5. Granulometría	
Anexo 3.6. Compresión inconfiada	
Anexo 3.7. Consolidación unidimensional.	
Anexo 3.8. Triaxial (CU).	
Anexo 3.9. Corte directo.	
Anexo 3.10 Veleta de campo.	
Anexo 4. Registro monitoreo topográfico.	

Anexo 5. Cálculos método analítico.

Anexo 6. Tabla resumen de laboratorios.

### LISTA DE SÍMBOLOS Y ABREVIATURAS

$\omega$	Contenido de Humedad Natural
LL	Contenido de agua en el límite líquido.
LP	Contenido de agua en el límite plástico
IP	Índice de plasticidad
IL	Índice de liquidez
IC	Índice de consistencia.
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
$\gamma_t$	Peso unitario total.
$\gamma'$	Peso unitario efectivo.
G <sub>s</sub>	Gravedad específica del suelo
S	Grado de saturación del suelo
$\varepsilon$	Deformación unitaria en ensayo triaxial.
Ac	Área corregida en ensayo triaxial
$\sigma_1$	Esfuerzo principal menor en ensayo triaxial.
$\sigma_2$	Esfuerzo principal mayor en ensayo triaxial.
$\sigma_d$	Esfuerzo desviador en ensayo triaxial.
$\sigma'_p$	Esfuerzo de preconsolidación.
$\sigma'_{v0}$	Esfuerzo efectivo vertical.
C <sub>c</sub>	Índice de compresión.
C <sub>r</sub>	Índice de recompresión
e <sub>0</sub>	Relación de vacíos inicial
C <sub>s</sub>	Índice de expansión
RSC (OCR)	Relación de sobreconsolidación (overconsolidation ratio)
p	Trayectoria de esfuerzo P
q	Trayectoria de esfuerzo Q

## RESUMEN

El objetivo principal del presente trabajo de grado fue estudiar el efecto de inclusiones rígidas, preparadas con una mezcla de material granular y cemento, como mejoramiento del suelo de fundación de cimentaciones superficiales. Se evaluaron las magnitudes de los asentamientos mediante modelación física y numérica. Se construyeron tres modelos físicos de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos de la Sabana de Bogotá, y se realizaron mediciones de asentamientos en la punta de las inclusiones y en la placa de concreto sobre la cual se colocó la carga externa.

Se fabricaron los tres modelos físicos que se describen a continuación:

**Modelo 1:** Placa de concreto de 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m, plataforma de transferencia en arena de peña de espesor 1.0 m, sin inclusión rígida y con placa de medición de asentamientos a 12.0 m de profundidad.

**Modelo 2.** Placa de concreto de 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m, plataforma de transferencia en arena de peña de espesor 1.0 m, una inclusión rígida, y con placa de medición de asentamientos a 12.0 m de profundidad.

**Modelo 3.** Placa de concreto de 6.0 m x 6.0 m x 0.20 m, plataforma de transferencia en arena de peña de espesor 1.0 m, un grupo rectangular de nueve inclusiones rígidas, separadas 1.20 m entre ejes de inclusiones, y con placa de medición de asentamientos a 12.0 m.

Las inclusiones rígidas se construyeron de 12.0 m longitud y 0.60 m diámetro, formadas por una mezcla de subbase granular y 5% de cemento en relación de peso.

Los modelos mencionados anteriormente se sometieron a cargas externas verticales de 79 kN/m<sup>2</sup>, durante un periodo de 180 días, y se midieron los asentamientos en superficie y a 12 m de profundidad mediante las placas de medición.



Por otra parte, se efectuaron análisis numéricos tridimensionales (3D) de los modelos físicos utilizando el programa de computador de elementos finitos Midas GTX NS.

El empleo de inclusiones rígidas en sistemas de cimentación superficial en suelos blandos resulta en un impacto notable en la reducción de los asentamientos. Los resultados obtenidos en el trabajo de grado presente, a partir de modelos físicos y numéricos, muestran una disminución en las magnitudes de los asentamientos del orden del 20% al 40%.

Los análisis realizados mediante el método de elementos finitos sugieren que aumentar el diámetro y/o la longitud de las inclusiones rígidas puede resultar en una reducción mayor de los asentamientos.

Los resultados obtenidos de las modelaciones numéricas efectuadas en este trabajo de grado han demostrado que pueden reproducir las mediciones de asentamientos realizadas de los modelos físicos. En consecuencia, la modelación numérica es una herramienta valiosa para evaluar el comportamiento de las cimentaciones superficiales mejoradas con inclusiones rígidas bajo carga vertical. Es decir, que esta clase de análisis es esencial para tomar decisiones durante el proceso de diseño y construcción de este tipo de mejoramiento de suelos de cimentación.

## ABSTRACT

This thesis was focused in studying the effect of rigid inclusions, composed by a mixture of granular soil and cement, as an improvement of the foundation soil for shallow foundations. The magnitudes of the settlements were assessed by means of physical and numerical modelling. Three physical models of shallow foundations were built on soft soils of the Bogotá Savannah, and the settlements were measured at the toe of the inclusions and on the concrete plate on which the external load was applied.

The following three physical models were built:

**Model 1:** Concrete plate measuring 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m, sandy load transfer platform (LTP) with a thickness of 1.0 m, without rigid inclusion and with a settlement measurement plate located at 12.0 m depth.

**Model 2.** Concrete plate measuring 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m, sandy load transfer platform (LTP) with a thickness of 1.0 m, one rigid inclusion, and with a settlement measurement plate located at 12.0 m depth.

**Model 3.** Concrete plate measuring 6.0 m x 6.0 m x 0.20 m, sandy load transfer platform (LTP) with a thickness of 1.0 m, a rectangular group of nine rigid inclusions, separated 1.20 m between inclusion centres, and with a settlement measurement plate located at 12.0 m depth.

The rigid inclusions were built 12.0 m long and 0.60 m in diameter, formed by a mixture of granular subbase and 5% cement by weight ratio.

Those models were subjected to vertical external loads of 79 kN/m<sup>2</sup>, for a period of 180 days, and settlements were measured on the surface and at 12 m depth using measuring plates.

Additionally, three-dimensional (3D) numerical analyses of the physical models were performed using the Midas GTX NS finite element computer program.

The use of rigid inclusions in shallow foundation systems in soft soils results in a notable impact on the reduction of settlements. The results obtained in the present thesis, from physical and numerical models, show a decrease in the magnitudes of the settlements of about 20% to 40%.

Analyses performed using the finite element method suggest that increasing the diameter and/or length of rigid inclusions can result in a larger reduction in settlement.

The results obtained from the numerical modelling conducted in this thesis have shown that they can reproduce the magnitudes of settlements measured in the physical models. Consequently, numerical modelling is a valuable tool to evaluate the behaviour of shallow foundations improved with rigid inclusions under vertical loading. That is, this type of analysis is essential for making decisions during the design and construction process of this kind of soil improvement technique.

# 1 INTRODUCCIÓN

La técnica de las inclusiones rígidas corresponde a la mejora de suelos blandos o inestables bajo cimentaciones superficiales con el objeto de aumentar la capacidad portante del suelo blando y/o inestable, y reducir la magnitud de los asentamientos producidos por las cargas que soporte la cimentación.

En la ingeniería geotécnica a nivel mundial, se ha producido un creciente desarrollo en la técnica e implementación de inclusiones rígidas. Esto se debe a la escasez de suelos de buena calidad en el desarrollo de ciudades grandes, lo que ha llevado a la necesidad de construir sobre suelos poco competentes que no cumplen con los estándares de resistencia y compresibilidad requeridos. Como consecuencia, esto puede resultar en daños, fallas, inestabilidad y asentamientos significativos, lo que presenta desafíos importantes para los ingenieros geotecnistas.

La implementación de inclusiones rígidas en cimentaciones superficiales ha surgido como una solución efectiva para mitigar las condiciones adversas de los suelos blandos. Esta técnica permite reducir los asentamientos y mejora la capacidad portante del suelo blando o inestable. La utilización de inclusiones rígidas en cimentaciones superficiales brinda una solución confiable para lograr la estabilidad y seguridad necesarias en la construcción sobre suelos blandos muy deformables.

Al emplear inclusiones rígidas en cimentaciones superficiales sobre suelos blandos, el comportamiento del suelo en cuanto a resistencia al corte y deformaciones se modifica, así como la distribución de cargas. El sistema puede mejorar significativamente la capacidad del suelo en condiciones poco adecuadas.

En el ámbito de la investigación, se han realizado estudios significativos relacionados con la mejora de suelos mediante el uso de diferentes tipos de inclusiones rígidas para diversas estructuras. Autores como Rodríguez (2010), Simon (2011) y Barbosa Cruz (2019), entre otros, han abordado este tema y han proporcionado información valiosa sobre cómo lograr mejores condiciones para la cimentación en diferentes contextos. Sus investigaciones han contribuido al avance y la comprensión de la técnica de inclusiones rígidas como una solución efectiva para mejorar la estabilidad y rendimiento de las cimentaciones en suelos blandos.

En la literatura técnica se han analizado los mecanismos de interacción suelo-cimentación mediante diversas técnicas de análisis, que incluyen análisis convencionales, análisis numéricos, diferencias finitas, elementos finitos, y otros métodos. Estos análisis han sido utilizados para realizar predicciones cuantitativas y cualitativas con el objetivo de mejorar las condiciones de diseño de cimentaciones superficiales mediante la técnica de inclusiones rígidas.

Los análisis de esta investigación se enfocan específicamente en suelos blandos de baja resistencia al corte. Estos suelos presentan desafíos significativos para la cimentación, ya que su capacidad de carga es limitada y son propensos a experimentar asentamientos excesivos bajo cargas aplicadas. La implementación de inclusiones rígidas ha sido ampliamente estudiada como una solución efectiva para mejorar la estabilidad y el rendimiento de las cimentaciones en este tipo de suelos.

El presente trabajo de grado se enfoca en el estudio de las condiciones de un suelo blando arcilloso localizado en el municipio de Tocancipá de la Sabana de Bogotá. Se realizó una caracterización física del suelo de cimentación mediante una serie de ensayos de campo y laboratorio. Además, se llevó a cabo una investigación utilizando tres (3) modelos físicos para evaluar el comportamiento de inclusiones rígidas en el suelo y su efecto en la reducción de asentamientos.

Por otra parte, se efectuaron análisis numéricos mediante el método de elementos finitos con el programa Midas GTX, utilizando el modelo constitutivo hiperbólico de Duncan y Chang. Estos análisis se realizaron con el objetivo de verificar la eficacia de la inclusión rígida en la reducción de asentamientos en el suelo blando estudiado. Mediante este enfoque integral de modelos físicos y numéricos, se buscó evaluar la viabilidad y beneficios de la implementación de inclusiones rígidas como mejoramiento en este tipo de suelos.

## 2 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Las inclusiones rígidas son elementos delgados, a menudo de forma cilíndrica, mecánicamente continuos y típicamente verticales (ver la Figura 1). Generalmente se utilizan para reforzar y reducir asentamientos de cimentaciones superficiales sobre suelos blandos. El sistema de inclusiones rígidas se puede aplicar a todo tipo de suelos; sin embargo, en la práctica se limita a los suelos blandos o de resistencia al corte mediana, que casi siempre son compresibles, es decir, arcilla, limo o turba. (Simon, 2011).

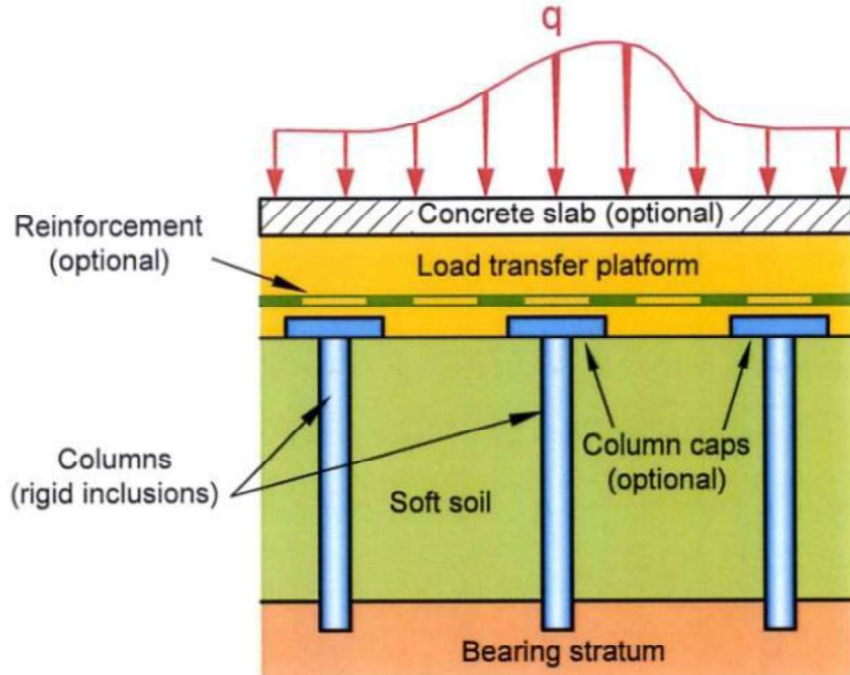


Figura 1. Constituyentes del mejoramiento del suelo con inclusiones rígidas (Simon, 2012).

En los proyectos de Ingeniería Geotécnica, donde se utilizan las inclusiones rígidas como un método de mejoramiento del terreno, es esencial el conocimiento de las características mecánicas y físicas de los suelos en cada caso particular, lo cual en ocasiones no se realiza por inexperiencia en esta técnica. La mejora de terreno es un factor importante en Ingeniería Geotécnica. Se busca seleccionar la solución más relevante que satisfaga los objetivos de

estabilidad y deformación mientras se busca un buen resultado del comportamiento mecánico del suelo.

Con el crecimiento de la población y su concentración en centros urbanos, el mejoramiento de suelos se ha convertido en una disciplina de rápido desarrollo en la Ingeniería Geotécnica, incluyendo la alternativa de poder construir obras civiles sobre terrenos blandos o compresibles. (Osorio, 2015).

En Europa, este método de diseño está descrito en el Eurocódigo, el cual proporciona las normas técnicas para el diseño geotécnico de las obras de construcción que se implementan en 28 países europeos mediante la aplicación del Eurocódigo 7-1 (ENV 1997-1, 1994). En Francia se desarrolló el Proyecto Nacional ASIRI, cuyas actividades de investigación y estudios se realizaron entre 2005 y 2011 (Simon, 2011). Dentro del proyecto ASIRI se evaluaron las inclusiones rígidas para la mejora de los suelos de cimentación mediante la modificación de características físicas y las propiedades mecánicas de suelos débiles y, a menudo, muy compresibles (Simon, 2011).

Coronilla (2015), en su tesis de doctorado, estudió la mezcla del terreno natural con lechada de cemento para crear unas “columnas” dentro del suelo con resistencia al corte elevada y rigidez mejorada, sobre las cuales se apoyan cimentaciones superficiales. Coronilla (2015) evaluó la interacción de la estructura con el tipo de terreno, estudiando de esta manera la resistencia al corte y la deformación.

Diferentes autores plantean que las inclusiones rígidas brindan resultados adecuados en Ingeniería por ser fáciles de construir y ser ecológicas. Además, estos autores indican los beneficios de implementar este tipo de mejoramiento en suelos blandos (Brauns, 1978; Deb y



Dhar, 2011; Alamgir et al. 1996; Adalier y Elgama, 2004; Black et al., 2011, y Sivakumer et al., 2011).

Los tipos de mejoramiento del suelo mediante inclusiones rígidas en la actualidad se basan en metodologías de diseño evaluadas para diferentes tipos de instalación de “columnas” dentro del suelo, fundamentadas en pruebas in situ (Bergado y Lam, 1987) o en pruebas de laboratorio y resultados con modelos a escala (Bouassida, 1996; Boussida y Porbaha, 2004).

Con respecto a la magnitud observada de los asentamientos de estructuras sobre suelos sin mejoramiento de las propiedades mecánicas, se han medido magnitudes mayores a los admisibles en el caso de las cimentaciones superficiales (Chai et al., 2009), mientras que las cimentaciones profundas pueden ser sobredimensionadas e incluso algunas veces se miden asentamientos mínimos o nulos.

Las inclusiones rígidas se pueden describir como métodos para mejorar el comportamiento mecánico del suelo y construir cimentaciones sobre suelos en condición natural de baja resistencia al corte. De esta manera se logra mejorar las características físicas y mecánicas de los suelos débiles, de cimentaciones superficiales de los proyectos de ingeniería.

En este trabajo de tesis de maestría se evaluó el aporte de las inclusiones rígidas en la reducción de los asentamientos de cimentaciones superficiales construidas sobre suelos blandos de la Sabana de Bogotá.

Específicamente en la zona de la Sabana de Bogotá, Ordóñez (2010) realizó un estudio acerca de las inclusiones rígidas y su comportamiento en los suelos débiles de la región, enfocado a la reducción de los asentamientos. Ordoñez (2010) indica con respecto a la interacción suelo-estructura que las inclusiones rígidas permiten diseñar sistemas de refuerzo para suelos fisurados. El análisis de Ordoñez (2010) explica el funcionamiento del sistema de

inclusiones rígidas y su efecto sobre el comportamiento de los suelos blandos estudiados. Ordoñez (2010) expone sobre la transferencia de carga por fricción entre las “columnas” de las inclusiones rígidas y el suelo adyacente, lo cual genera un efecto estabilizador en forma de redistribución de los esfuerzos, con lo cual se alcanza el equilibrio y la compatibilidad de deformaciones del sistema de suelo reforzado.

Con base en los principios publicados en la literatura técnica sobre las inclusiones rígidas, en el trabajo de tesis presente se realizó la construcción y monitoreo de modelos físicos del mejoramiento del suelo para cimentaciones superficiales mediante la técnica de inclusiones rígidas en el municipio de Tocancipá de la Sabana de Bogotá, en el predio Las Flores, en inmediaciones del casco urbano. Por otra parte, se realizó la comparación entre los asentamientos medidos en el prototipo físico y los resultados obtenidos de modelos numéricos (empleando el método de los elementos finitos) y a partir de ecuaciones de metodologías simples aproximadas reportadas en la literatura.

La pregunta de investigación que se buscó responder en la tesis presente es la siguiente:

¿Cuáles son los efectos de las inclusiones rígidas, como técnica de mejoramiento del suelo de las propiedades de resistencia al corte y de deformación, en la magnitud de los asentamientos que ocurren en cimentaciones superficiales construidas sobre los suelos blandos de la Sabana de Bogotá?

## **3 OBJETIVOS**

### **3.1 Objetivo general**

Estudiar la reducción de los asentamientos de cimentaciones superficiales sobre perfiles de suelos blandos por medio de la instalación de inclusiones rígidas.

### **3.2 Objetivos específicos**

- Verificar el comportamiento de modelos físicos contruidos e instrumentados en campo de un sistema de cimentación superficial e inclusiones rígidas instaladas en suelos blandos.

- Analizar mediante estudios paramétricos de cálculo de asentamientos, efectuados con base en la técnica numérica de los elementos finitos, el papel de las diferentes variables de las cuales depende el comportamiento mecánico de las inclusiones rígidas.

- Examinar los resultados de las magnitudes de los asentamientos obtenidos a partir de las modelaciones físicas, numéricas, y ecuaciones simples aproximadas publicadas en la literatura técnica.

- Desarrollar recomendaciones de diseño para las inclusiones rígidas en suelos blandos.

## 4 MARCO TEÓRICO

Las inclusiones rígidas se han venido utilizando como técnica para el mejoramiento de suelos blandos desde finales de la década de los setenta del siglo XX. Este sistema se ha implementado también en terraplenes de carreteras y estructuras en hormigón en los países del norte de Europa (Rathmeyer, 1975). También se han obtenido resultados exitosos en países como Francia, Dinamarca, China y EEUU.

A continuación, se hace un resumen de los principios en los cuales se basa la técnica de las inclusiones rígidas, se hace una comparación entre sistemas de cimentación con pilotes y con inclusiones rígidas, y se mencionan algunos casos históricos reportados en la literatura técnica de varios países del mundo.

### 4.1 Comparación entre sistemas de cimentación con pilotes y con inclusiones rígidas

Si bien las inclusiones rígidas y los pilotes pueden parecer muy similares en apariencia, sus conceptos de diseño son muy diferentes. En cimentaciones sobre pilotes, normalmente se supone que las cargas se transfieren casi por completo a las capas de terreno competentes a través de los pilotes. Sin embargo, en cimentaciones con inclusiones rígidas las cargas se distribuyen debido al efecto de arco entre el suelo blando in situ y las inclusiones rígidas a través de una capa de transición granular bien compactada, que también se denomina plataforma de transferencia de carga, LTP (Varaksin, 2020).

Los pilotes y las inclusiones rígidas se pueden definir de la siguiente manera (Goldberg, 2014):

**Pilotes:** Extensiones de la estructura hacia el terreno subyacente con el fin de transferir cargas desde la superestructura a estratos de soporte más profundos.

**Mejoramiento del suelo mediante inclusiones rígidas:** Instalación de inclusiones de mayor resistencia/rigidez en el suelo para modificar el comportamiento físico de los suelos subyacentes, del comportamiento del suelo original al comportamiento compuesto del suelo con las inclusiones. Las inclusiones rígidas pueden terminar en terreno blando o apoyarse en terreno duro.

En la Figura 2 y la Tabla 1 se resumen las principales diferencias entre los sistemas de fundación con pilotes y los sistemas de fundación con inclusiones rígidas (Goldberg, 2014; Polańska y Rainer, 2020).

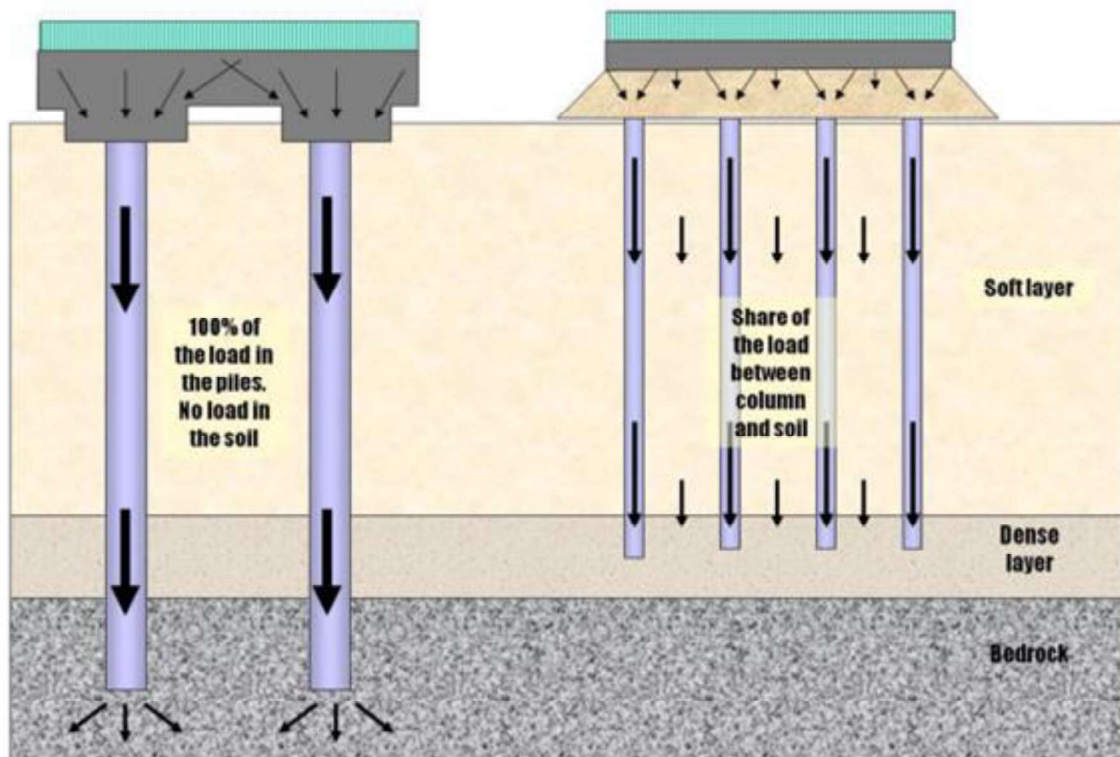


Figura 2. Sistema de fundación con pilotes comparada con sistemas de inclusiones rígidas (Goldberg, 2014).

Tabla 1. Comparación del comportamiento mecánico de pilotes e inclusiones rígidas (modificado de Polańska y Rainer, 2020).

Característica	Pilotes	Inclusiones rígidas
Elemento portante	Pilotes.	Inclusiones rígidas + suelo circundante.
Rigidez	La rigidez del pilote limita el asentamiento. La deformación vertical de los pilotes se considera un efecto desfavorable.	La rigidez de las inclusiones se diseña para que la resistencia del suelo aporte. La deformación vertical de las inclusiones activa al suelo para que tome parte de la carga.
Necesidad de refuerzo	Refuerzo mínimo requerido de acuerdo con normas.	Algunas veces si se requiere, se incluye refuerzo para resistir cargas de tracción o cortante. Se pueden emplear inclusiones no reforzadas.
Conexión con la estructura de la edificación	Requerida.	No requerida.
Longitud embebida en la capa de suelo portante	Longitud embebida mínima en la capa de suelo portante de acuerdo con normas.	Longitud embebida mínima en la capa de suelo portante determinada de acuerdo con la capacidad portante y/o asentamientos.

## 4.2 Colombia (Barbosa Cruz, 2019)

Barbosa Cruz (2019) describe el análisis simplificado de una cimentación superficial sobre suelo mejorado con inclusiones rígidas. Los pasos de análisis basados en la literatura técnica sobre este sistema de mejoramiento del suelo descritos por Barbosa Cruz (2019) se explican a continuación.

### 4.2.1 Principios básicos

Barbosa Cruz (2019), basado en una revisión bibliográfica, presentó una metodología simple de análisis de una cimentación superficial sobre suelo mejorado con inclusiones rígidas. La alternativa examinada corresponde a la técnica de “inclusiones rígidas”. Esta técnica tiene diferentes denominaciones en la literatura especializada tales como columnas, inclusiones tipo-pilote o pilotes reductores de asentamiento sin contacto; con referencia a las técnicas más comunes de instalación se denominan columnas mezcladas profundas, columnas de cal o

columnas de inyección de lechada; otros nombres corresponden a nombres registrados como Columnas de Modulo Controlado (CMCs) o Columnas de Concreto Vibrado (VCCs)” (Simon, 2012).

En forma general la técnica de inclusiones rígidas consiste en una combinación de un arreglo de columnas rígidas y una plataforma de transferencia de carga (load transfer platform, LTP) constituida por material granular, de tal manera que la carga de un terraplén o una losa de cimentación se transfiere a una capa de suelo portante profunda como se ilustra en la Figura 1.

Con el propósito de reducir costos algunas veces las columnas no se penetran hasta el estrato de suelo portante (lo que se llama penetración parcial) sino que quedan “flotando” en el suelo blando (Chai y Carter, 2011). Este tipo de fundación se denomina “inclusiones rígidas flotantes”, la cual se muestra en la Figura 3.

En la Figura 3 y la Figura 4 se muestran las dimensiones siguientes de las inclusiones rígidas:

- Diámetro de la inclusión,  $D$
- Distancia entre centros de inclusiones,  $s$
- Espesor del estrato arcilloso,  $H$
- Longitud de la inclusión,  $H_L$
- Espesor de la plataforma de transferencia de carga (LTP),  $H_M$
- Ancho de la fundación,  $B$
- Espesor de la inclusión para ser tratada como suelo in-situ,  $H_c$
- Espesor de suelo in-situ no tratado,  $H_u$

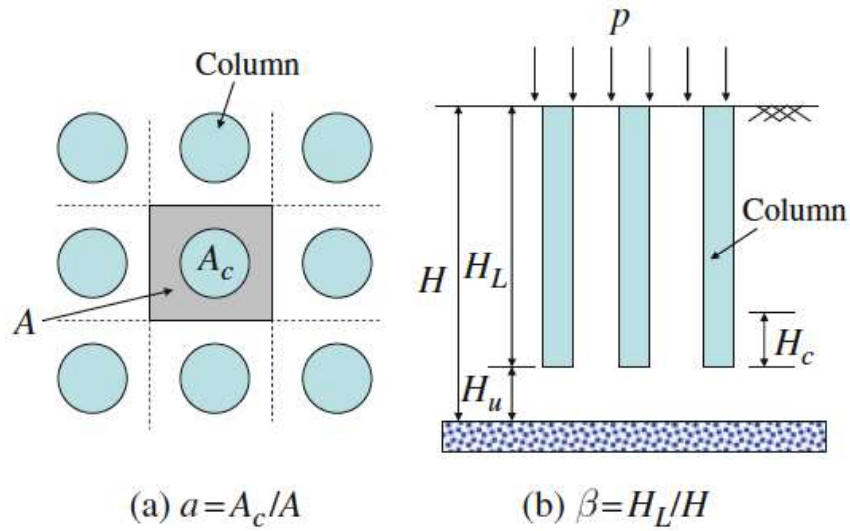


Figura 3. Definiciones de  $\alpha$  y  $\beta$  para inclusiones rígidas (Chai y Carter, 2011).

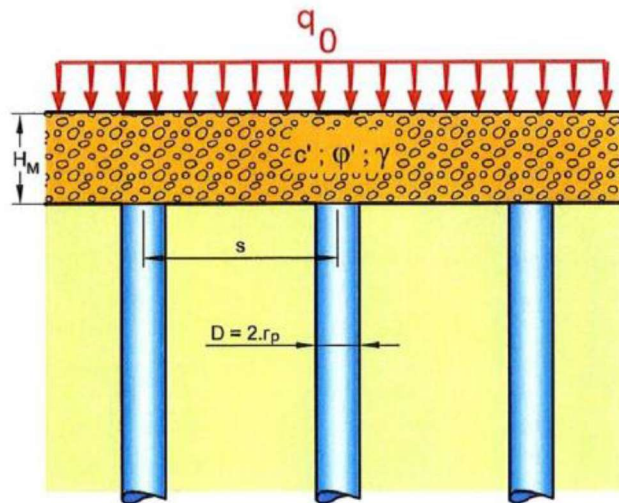


Figura 4. Mejoramiento del terreno Adaptado de inclusiones rígidas, plataforma de transferencia de carga (LTP) y carga uniforme (Varaksin et al., 2014).

Para perfiles de suelo blando mejorado por inclusiones rígidas se definen la relación de áreas de mejoramiento ( $\alpha$ ) y la relación de profundidad de mejoramiento ( $\beta$ ) como se muestra en la Ecuación 1 y la Ecuación 2.



$$\beta = \frac{H_L}{H}$$

*Ecuación 1 Relación de áreas de mejoramiento*

$$\alpha = \frac{A_c}{A}$$

*Ecuación 2 Relación de profundidad de mejoramiento*

#### **4.2.2 Metodología Simplificada de Diseño de Inclusiones Rígidas Flotantes**

El diseño simplificado de las inclusiones rígidas flotantes presentada aquí incluye el cálculo de la capacidad portante y los análisis de asentamientos por consolidación.

El cálculo de capacidad portante sigue el método propuesto por Varaksin et al. (2014) el cual se asume el mecanismo de Falla tipo Prandtl por debajo de la placa de cimentación como se muestra en la Figura 5 y la Figura 6.

Del análisis del mecanismo de falla de Prandtl se calculan los siguientes dos esfuerzos:

- Esfuerzo en la cabeza de la inclusión,  $q_p$  +
- Esfuerzo en el suelo in-situ,  $q_s$  +

Estos esfuerzos aplicados se comparan con los esfuerzos permisibles por el material de la inclusión ( $q_{pmax}$ ) y los esfuerzos drenados y no drenados permisibles del suelo in-situ ( $q_{all} = \sigma_{vd}$ ) para verificar que ninguno de ellos se sobrepasa.

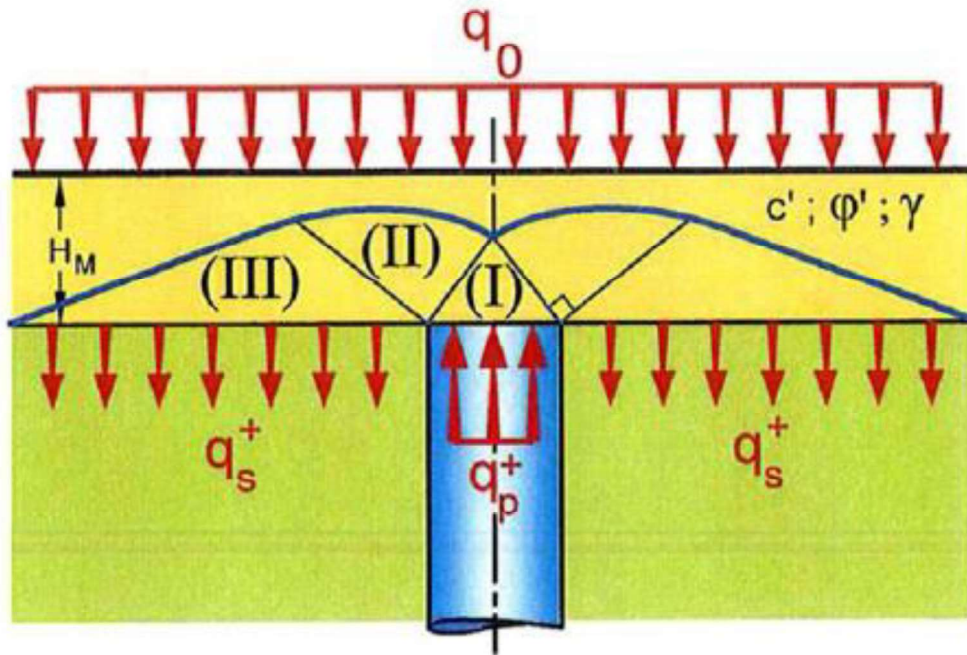


Figura 5. Mecanismo de falla para losas sobre el terreno con plataformas de transferencia de carga gruesas (Varaksin et al., 2014).

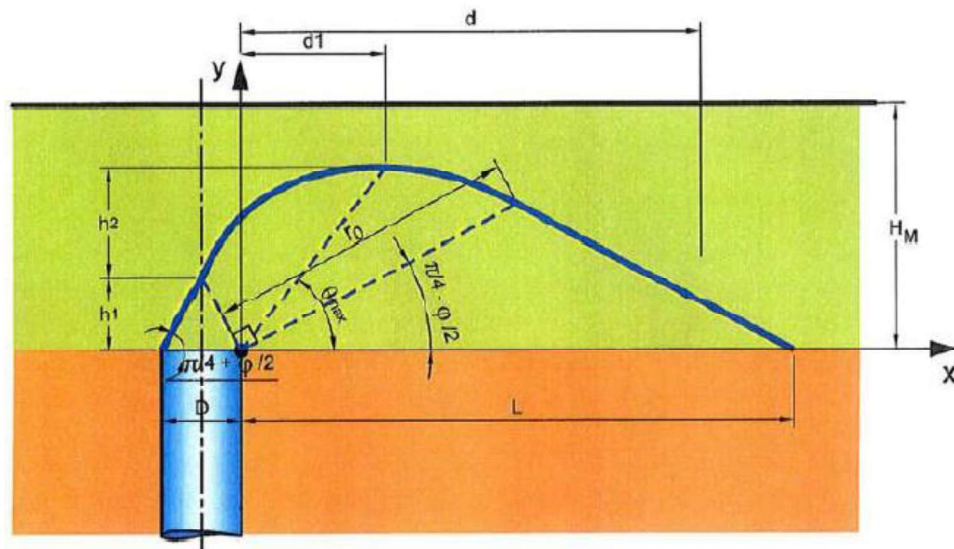


Figura 6. Espiral de Prandtl totalmente desarrollada (Varaksin et al., 2014).

Por otra parte, se calcula el asentamiento por consolidación de acuerdo con el método  $\alpha - b$  sugerido por Chai et al. (2010) y Chai y Carter (2011).

El asentamiento se calcula tomando en cuenta el espesor de las tres capas siguientes principales por debajo de las placas de cimentación rígidas:

- Espesor de la plataforma de transferencia de carga,  $H_M$
- Espesor asumido de la inclusión para el cálculo de asentamiento,  $H_L - H_c$
- Espesor asumido de suelo más inclusión para el cálculo de asentamiento,  $H_u + H_c$

El espesor de la inclusión que se trata como suelo ( $H_c$ ), el cual se muestra en la Ecuación 2, es función de  $\alpha$  y  $\beta$  como se muestra en la Ecuación 3:

$$H_c = H_L f(\alpha) g(\beta)$$

*Ecuación 3. Espesor de la inclusión*

donde  $f(\alpha)$  y  $g(\beta)$  son funciones bilineales como se define a continuación:

$f(\alpha)$

$8/15 - \alpha/75$  si  $10\% \leq \alpha \leq 40\%$

0 si  $\alpha > 40\%$

$g(\beta)$

$1.62 - 0.016\beta$  si  $20\% \leq \beta \leq 70\%$

0.5 si  $70\% \leq \beta \leq 90\%$

El asentamiento por consolidación por debajo del centro de la fundación circular se calcula siguiendo el método del coeficiente de compresibilidad volumétrico (1D),  $m_v$ , (ver por ejemplo Craig, 1997).

El coeficiente de compresibilidad volumétrica se estima del módulo confinado (1D),  $M$ , el cual es función del módulo de Young,  $E$ , y de la relación de Poisson,  $\nu$ .

La compresión de la capa mejorada por encima de la capa  $H_c$  (de espesor  $H_L - H_c$ ) se calcula empleando un promedio ponderado del módulo confinado (1D)  $M$  del material de la inclusión y del suelo in-situ blando circundante.

#### **4.2.3 Análisis Paramétrico de Asentamientos por Consolidación**

Por otra parte, Barbosa Cruz (2019) presentó los resultados obtenidos en un ejercicio académico del análisis simplificado explicado antes de un sistema de fundación superficial soportado por inclusiones rígidas para obtener un suelo mejorado. Barbosa Cruz (2019) estudió la dependencia de la magnitud del asentamiento con respecto a la variación de los tres siguientes datos de entrada:

- Módulo de Young de la Inclusión,  $E_{incl}$
- Longitud de la inclusión,  $H_L$
- Diámetro de la inclusión,  $D$

En la Tabla 2 se listan los datos de entrada del problema analizado por Barbosa Cruz (2019).

Tabla 2. Datos generales de entrada. (Barbosa Cruz, 2019)

<b>GEOMETRÍA DE ENTRADA</b>			
Diámetro de la inclusión	D	m	variable
Distancia entre centros de inclusiones	s	m	2.5
Espesor del depósito arcilloso	H	m	30.0
Longitud de la inclusión	H <sub>L</sub>	m	variable
Espesor de la plataforma de transferencia de carga, LTP	H <sub>M</sub>	m	1.2
Ancho del cimientto	B	m	50.0
Longitud del cimientto	L	m	50.0
<b>PROPIEDADES DE LA PLATAFORMA DE TRANSFERENCIA DE CARGA (LTP) Y DEL SUELO IN-SITU</b>			
Angulo de fricción de LTP	φ <sub>LTP</sub>	degree	30.0
Peso unitario total de LTP	γ <sub>LTP</sub>	kN/m <sup>3</sup>	18.0
Angulo de fricción del suelo in-situ	φ'	degree	21.0
Cohesión del suelo in-situ	c'	kN/m <sup>2</sup>	35.0
Resistencia al corte no drenada del suelo in-situ	S <sub>u</sub>	kN/m <sup>2</sup>	69.0
Peso unitario total del suelo in-situ	γ	kN/m <sup>3</sup>	16.0
<b>ESFUERZO A LA COMPRESIÓN PERMISIBLE SOBRE LA INCLUSIÓN</b>			
Esfuerzo permisible del material de concreto de la inclusión	q <sub>pmax</sub>	kN/m <sup>2</sup>	21000

Para la interpretación de los resultados de los análisis se listan a continuación los tres módulos de Young de las inclusiones,  $E_{incl}$ , empleados en los análisis:

$$E_{incl} = 1.7 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 = \text{Modulo promedio del suelo in-situ.}$$

$$E_{incl} = 9.0 \times 10^4 \text{ kN/m}^2 = \text{Modulo de Young de inclusiones de suelo-cal.}$$

$$E_{incl} = 1.7 \times 10^7 \text{ kN/m}^2 = \text{Modulo de Young promedio del concreto simple.}$$

Barbosa Cruz (2019) señala lo siguiente:

- La cimentación superficial analizada es compensada, pues el peso de la estructura (29000 t) es cercano al peso de suelo removido hasta la base de la fundación (27000 t); por lo tanto, la presión neta sobre el suelo es pequeña.
- Sin embargo, debido a la variabilidad alta de las propiedades de resistencia y compresibilidad del suelo por debajo de la fundación, se espera que se producirán asentamientos diferenciales significativos para cada estructura.
- Conceptualmente, se ha estimado que es necesario controlar los asentamientos diferenciales para evitar daño estructural a la superestructura.
- El control de asentamientos total y diferenciales se puede lograr por medio de inclusiones rígidas dentro del suelo de cimentación.

Barbosa Cruz (2019) estudió el efecto del módulo de Young de las Inclusiones (para el mejor estimado del módulo de Young  $E$  del suelo). Con base en este análisis se determina que, al emplear inclusiones rígidas de concreto, se obtiene una reducción hasta del 25 % en el asentamiento de la consolidación y al emplear inclusiones de suelo-cal se reduce en un 10% con respecto al suelo sin inclusiones. En la Tabla 3 y la Figura 7 se muestran los resultados del análisis de sensibilidad, variando el módulo de Young de las inclusiones ( $E_{incl}$ ), con respecto al asentamiento de las cimentaciones, Barbosa Cruz (2019).

Tabla 3. Efecto del módulo de Young. Datos (Barbosa Cruz, 2019)

Diámetro de la inclusión	D m	0.9
Distancia entre centros de inclusiones	s m	2.5
Espesor del depósito arcilloso	H m	30
Longitud de la inclusión	$H_L$ m	10

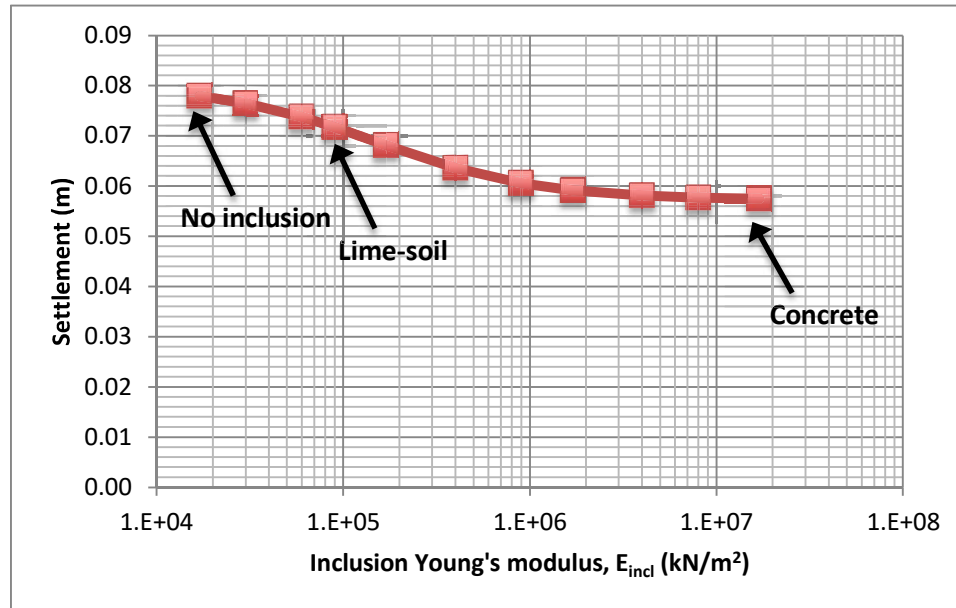


Figura 7. Efecto del módulo de Young (para el mejor estimado BE de E) sobre el asentamiento. (Barbosa Cruz, 2019).

Barbosa Cruz (2019) hace notar que para el diámetro asumido de las inclusiones (0.9 m) y una distancia entre centros de inclusiones (2.5 m) la relación de áreas de mejoramiento o relación de reemplazo ( $a$ ) es de cerca del 10%.

Como se aprecia en la Tabla 4 y la Figura 8, al aumentar la longitud de la inclusión de 7 a 20 metros, la magnitud del asentamiento por consolidación se reduce aproximadamente en un 54% del valor obtenido inicialmente. Como dato adicional, hay que considerar el aumento del volumen de la inclusión, en función del aumento de la longitud. Este varía de 18 m<sup>3</sup> para la inclusión de 7 m de longitud, hasta 51 m<sup>3</sup> para la inclusión de 20 m de longitud.

Tabla 4. Efecto de la longitud de las inclusiones. Datos (Barbosa Cruz, 2019)

Diámetro de la inclusión	D m	0.9
Distancia entre centros inclusión	s m	2.5
Espesor del depósito arcilloso	H m	30
Módulo de Young de la inclusión	$E_{inc}$ kN/m <sup>2</sup>	1.70E+07

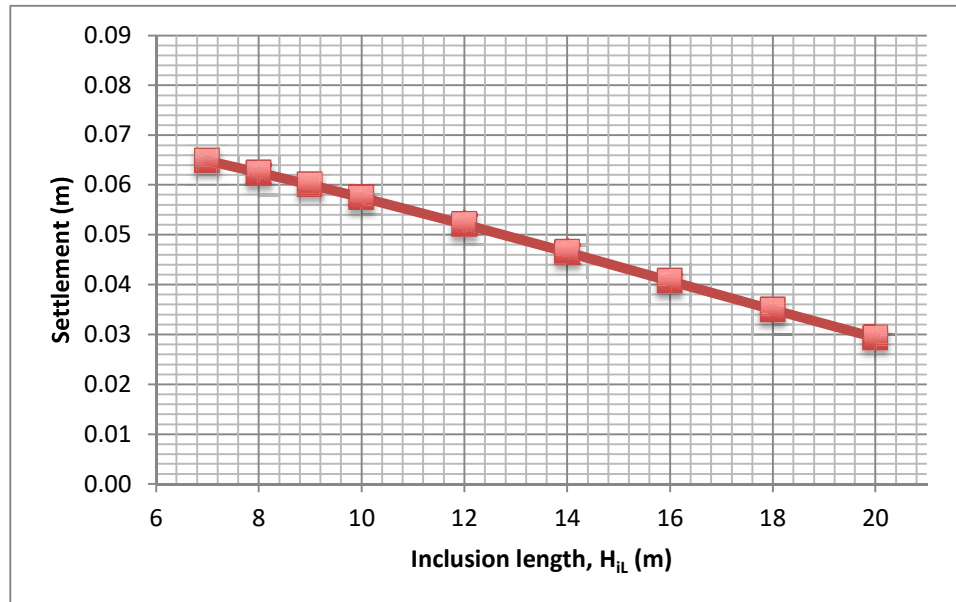


Figura 8. Efecto de la longitud de las inclusiones sobre el asentamiento. (Barbosa Cruz, 2019).

Además de analizar la longitud de cada inclusión, Barbosa Cruz (2019) realizó el análisis de sensibilidad del diámetro de la inclusión en la reducción del asentamiento por consolidación.

En este ejercicio se emplearon inclusiones rígidas de concreto simple, de sección circular, separadas 2.5 m entre centros. En este caso, para el módulo de Young en el suelo in-situ Barbosa Cruz (2019) consideró una variación lineal con la profundidad de la inclusión.

De esta manera Barbosa Cruz (2019) varió el diámetro, entre 0.92 m y 1.80 m. Duplicando el diámetro se obtuvo solamente una reducción del asentamiento cercana al 25% sobre el valor inicial. Como dato adicional, hay que considerar el aumento del volumen de la inclusión, en función del aumento del diámetro. Este varía de 25 m<sup>3</sup> para la inclusión de 0.90 m de diámetro, a 102 m<sup>3</sup> para la inclusión de 1.80 m de diámetro.



En la Tabla 5, la Figura 9 y la Figura 10 se ilustran los resultados obtenidos por Barbosa Cruz (2019) para el efecto del diámetro de las inclusiones

Tabla 5. Efecto del diámetro de las inclusiones. Datos (Barbosa Cruz, 2019)

Distancia entre centros de inclusiones	s	m	2.50
Espesor del depósito arcilloso	H	m	30.0
Longitud de a inclusión	HL	m	10.0
Módulo de Young de la inclusión	$E_{incl}$	$kN/m^2$	$1.70E+07$

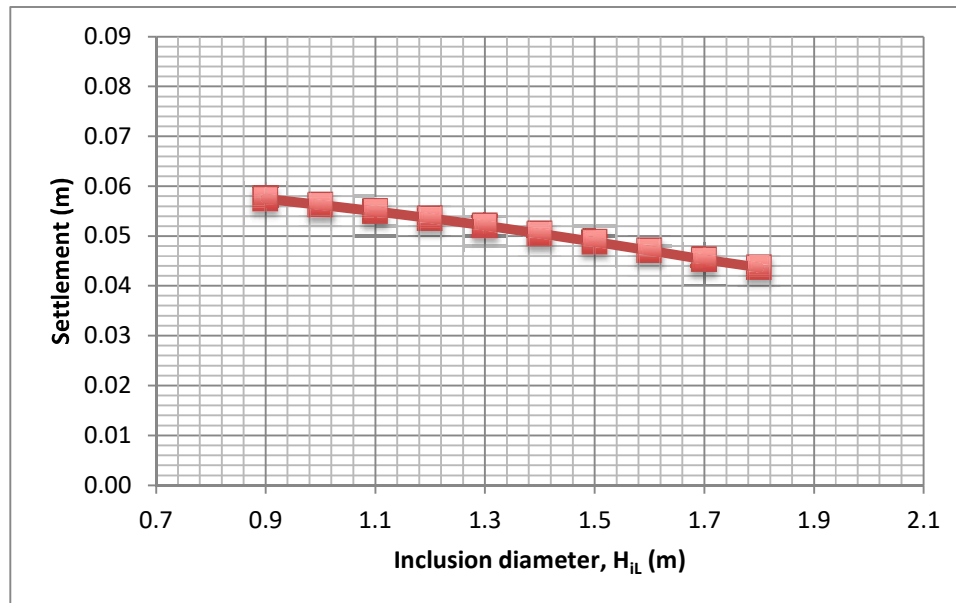


Figura 9. Resultados obtenidos por Efecto del diámetro de las inclusiones (para el mejor estimado BE de E) sobre el asentamiento (Barbosa Cruz, 2019).

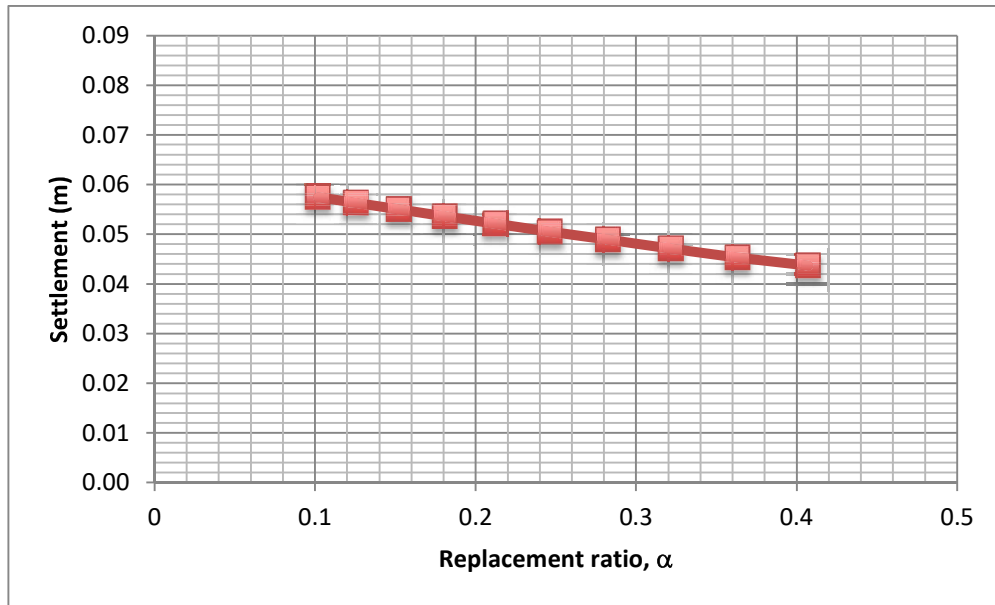


Figura 10. Efecto la relación de remplazo de las inclusiones (para el mejor estimado BE de E) sobre el asentamiento (Barbosa Cruz, 2019).

En resumen, de los análisis realizados por Barbosa Cruz (2019), se determina que la rigidez de la inclusión influye fuertemente en el asentamiento por consolidación, ya sea empleando inclusiones de cemento o con cal. Adicionalmente, el asentamiento por consolidación se reduce más por el incremento en la longitud de la inclusión rígida comparado con la que se obtiene incrementando el diámetro de la inclusión rígida.

#### 4.3 España (Coronilla, 2015)

En su Tesis Doctoral “Estudio de la Mejora de terreno mediante Columnas Suelo Cemento tipo Mixpile”, Coronilla Osorio (2015) presenta un sistema de mejoramiento del terreno basado en una mezcla que emplea el suelo existente de la excavación con un material cementante, obteniendo así un material con resistencia al corte alta (ver la Tabla 6). La metodología implementada se basa en la interacción del suelo natural no mejorado y el sistema Mixpile, generando un suelo homogéneo representado en la Figura 11.

Tabla 6. Consumo de cemento y resistencia a compresión simple según terreno

Tipo de terreno	Consumo Cemento (kg/m <sup>3</sup> )	Resistencias a Compresión simple (MPa)
Granular	500-650	8-15
Coherente	350-500	5-10

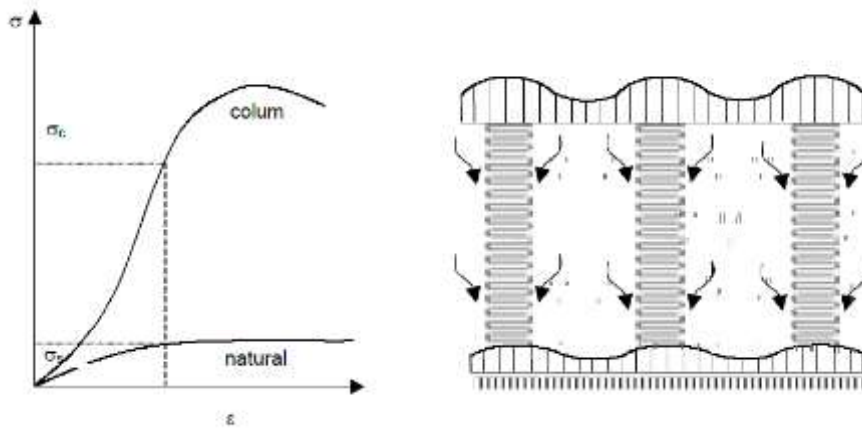


Figura 11. Filosofía geomecánica de diseño para DSM "Mezcla de suelo profundo". Fuente: (Coronilla, 2015).

Para la mezcla anteriormente descrita, Coronilla (2015) fabricó seis 6 probetas cilíndricas con unas dimensiones de 0.15 m diámetro x 0.30 m altura. La rotura a compresión de las probetas debía ser superior a 5 MPa (ver la Tabla 6). Las probetas se fallaron en la siguientes: dos (2) probetas de rotura a siete (7) días, dos (2) probetas de rotura a veinte ocho (28) días; y adicionalmente dos (2) probetas de reserva, con el fin de verificar la resistencia de las lechadas.

Los ensayos a compresión simple dieron como resultado una tensión mínima de rotura a 7 días igual a  $65.6 \text{ kg/cm}^2 = 6.4 \text{ MPa}$ .

Por otra parte, se ejecutaron varios ensayos de placa en un lote de columnas reforzadas con el método Mixpile® (ver la Figura 12) a un esfuerzo de 4.50 kg/cm<sup>2</sup>. Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo de 0.19 mm. Con el ensayo de placa de carga se realizó la comprobación del módulo de reacción (módulo de balasto) K30 del Mixpile®, el cual se expresa como el esfuerzo dividido entre el asentamiento máximo, como se muestra en la Ecuación 4.

$$K_{30MIX} = \frac{\sigma}{s}$$

*Ecuación 4. K30: módulo de balasto para una placa de ancho 30 cm.*

Coronilla (2015) señala que es necesario determinar las características del terreno blando en la totalidad de la longitud de la inclusión proyectada, controlar la respuesta de los materiales empleados en la construcción de la inclusión rígida, y verificar las características como la homogeneidad de la mezcla resultante.



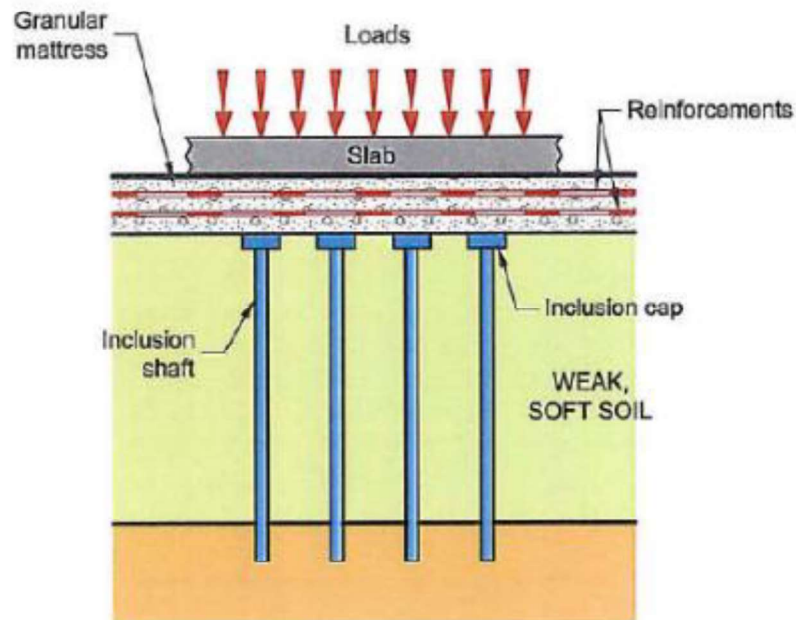
*Figura 12. Columnas Mixpile bajo freático. Fuente Coronilla (2015).*

La conclusión principal de Coronilla (2015) es que el procedimiento de ejecución y el material resultante en las columnas suelo-cemento tipo Mixpile®, se asemeja a los sistemas de DSM “Mezcla de suelo profundo” (Coronilla, 2015). Sin embargo, tiene características particulares debido a las elevadas cantidades de cemento empleado, lo que hace que el material resultante tenga una rigidez grande.

#### 4.4 Francia (Simon, 2011)

El Proyecto Nacional ASIRI fue un proyecto de investigación realizado en Francia sobre el uso de inclusiones rígidas en suelos blandos (Simon, 2011). En el proyecto se realizaron experimentos físicos y numéricos acerca del mejoramiento de los terrenos. La inclusión rígida se aplica a todo tipo de condiciones del suelo. Sin embargo, ASIRI destacó la importancia de implementar este sistema en suelos blandos o medianos que a menudo son comprimibles como arcillas, limos, turbas, y materiales que contienen materia orgánica.

En la Figura 13 se muestran los componentes de una cimentación superficial sobre inclusiones rígidas (Simon, 2011).



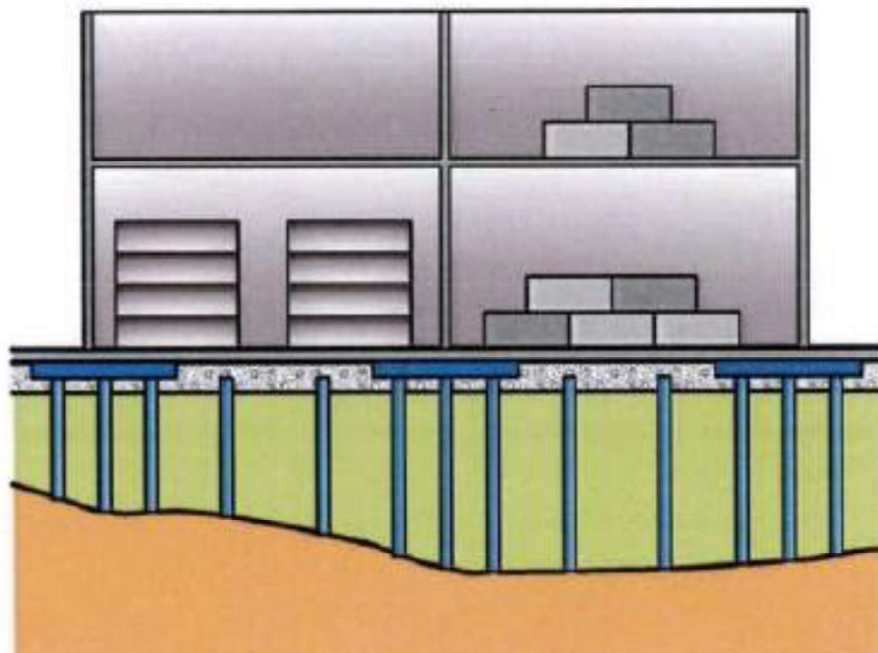
*Figura 13.* Componentes de una cimentación superficial sobre inclusiones rígidas. Fuente ASIRI 2011.

Las componentes son las siguientes:

- 1) Las inclusiones rígidas, cada una posiblemente coronada por un dado.
- 2) La plataforma de transferencia de carga, la cual soporta directamente el cimiento y
- 3) El suelo de cimentación entre las inclusiones rígidas.

La sección transversal puede variar considerablemente ya que las técnicas actuales, y las practicadas en Francia en particular, consideran la instalación de diámetros que varían rutinariamente de 250 mm a 800 mm para inclusiones instaladas en perforaciones. Estas últimas aplicaciones implican una tecnología similar a la derivada de la construcción de los pilotes.

Las estructuras de Ingeniería Civil, independientemente de su forma, tipo y/o funcionamiento, requieren de un diseño para lograr su integridad durante el período de construcción y su vida útil. En el caso de las inclusiones rígidas el diseño depende de factores como las deformaciones, asentamientos y desplazamientos horizontales del suelo a mejorar. En la Figura 14, la Figura 15 y la Figura 16 se presentan algunos ejemplos de estructuras reforzadas por inclusiones rígidas construidas por el proyecto ASIRI.



*Figura 14.* Losas y cimientos de naves industriales. Fuente (Simon, 2011).

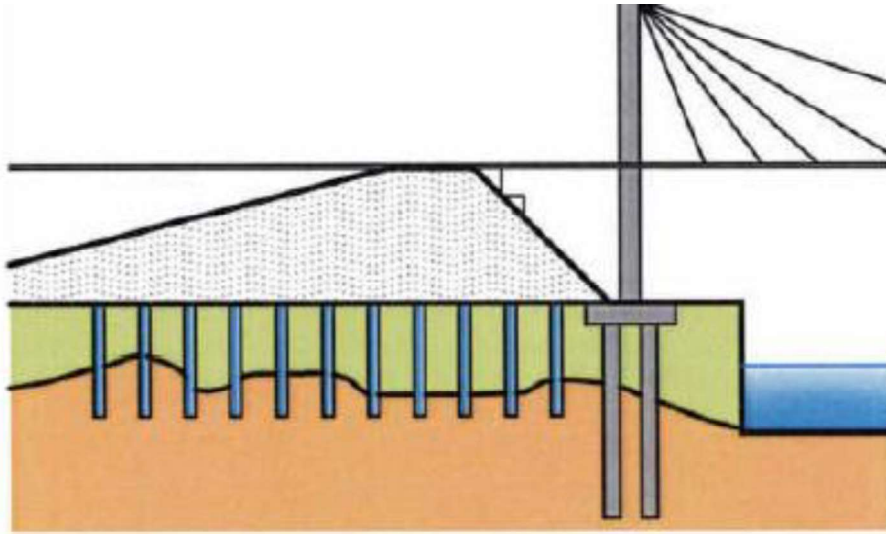


Figura 15. Terraplén utilizado para acceder a un puente. Fuente (Simon, 2011).

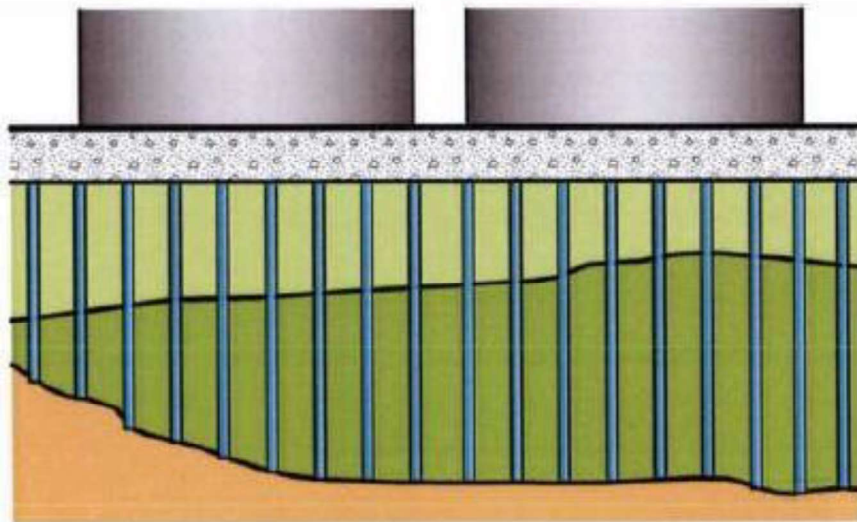


Figura 16. Tanques. Fuente (Simon, 2011)

En el proyecto ASIRI se analizaron inclusiones rígidas mediante métodos numéricos. Esta herramienta de análisis permite al Ingeniero Geotecnista simular estructuras complejas (en términos de geometría y comportamiento). En comparación con los métodos simplificados, el modelado numérico aplicado para un medio continuo tiene en cuenta la configuración de la masa

del suelo y su interacción con las inclusiones rígidas. Este tipo de modelación permite al cálculo de esfuerzos y deformaciones para cada elemento.

Las fases de construcción de sistemas de cimentación superficiales con inclusiones rígidas incluyen (Simon, 2011):

- a) Condiciones de construcción.
- b) Movimiento de tierras (corte y relleno).
- c) Instalación de las inclusiones rígidas.
- d) Instalación de la plataforma de transferencia de carga de transferencia y geosintéticos según sea necesario.
- e) Construcción del terraplén o estructura.

#### **4.5 México (Rodríguez, 2010)**

Rodríguez (2010) en su tesis de Maestría muestra el análisis del comportamiento de inclusiones rígidas sometidas a consolidación. Rodríguez (2010) efectuó un análisis paramétrico exhaustivo del comportamiento de diferentes tipos de inclusiones rígidas, en el cual verificó la consolidación por cargas externas y el abatimiento de las presiones intersticiales. El estudio de Rodríguez (2010) se enfocó en la influencia de las propiedades de compresibilidad de un mismo estrato y el comportamiento general de un grupo infinito de inclusiones. El sistema de inclusiones rígidas analizado por Rodríguez (2010) se muestra en la Figura 17.



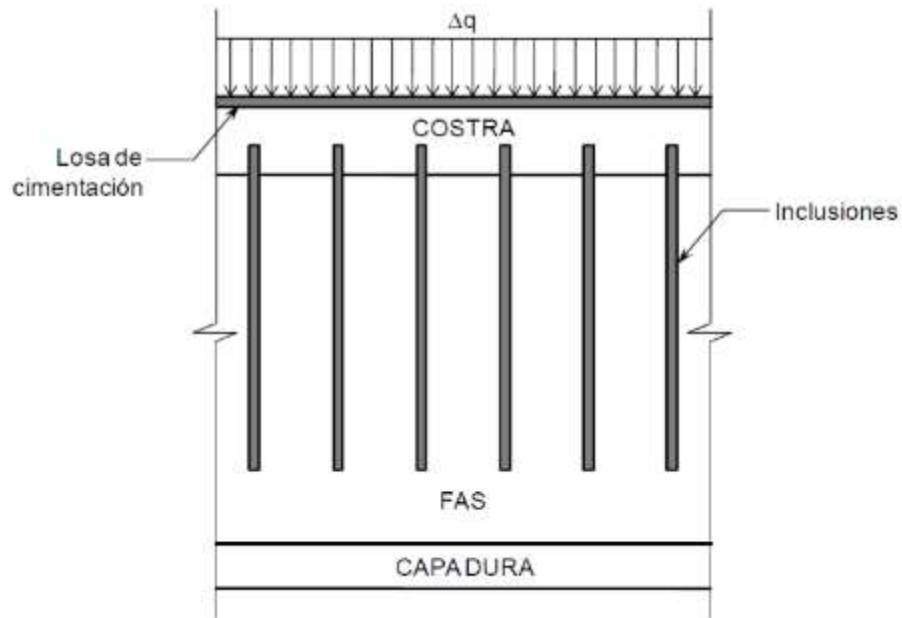


Figura 17. Esquema general de un grupo de inclusiones que recarga su punta superior en un estrato duro. (Rodríguez, 2010).

La geometría de la inclusión que se emplea es similar a la geometría típica de un pilote, cuya sección circular es de 0.5 m de diámetro y sus puntas superiores (cabeza) e inferior se localizan a profundidades de 2 m y 25 m, respectivamente (Rodríguez, 2010). El suelo excavado sobre la cabeza de la inclusión se sustituye por uno con propiedades similares a la de la costra de suelo seca.

(Rodríguez, 2010) muestra la variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la primera etapa de consolidación (ver la Figura 18). Los módulos de compresibilidad de la capa de repartición se consideraron igual a  $E'$ ,  $E' / 2$  y  $E' / 4$ , donde lamagnitud de  $E' = 3.444$  kPa.

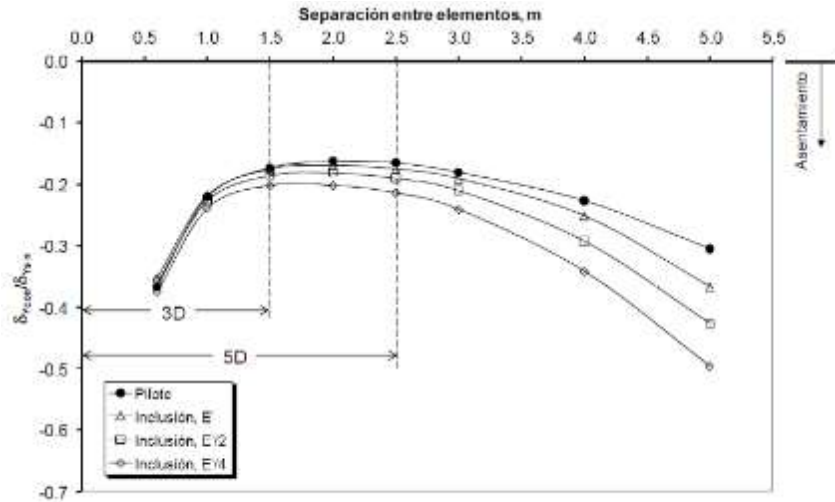


Figura 18. Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la primera etapa de consolidación. (Rodríguez, 2010).

Cuantitativamente, las inclusiones tienen mayores asentamientos que los pilotes al incrementar su separación, e inclusive, los desplazamientos verticales aumentan de manera importante al incrementarse la compresibilidad de la capa de repartición. El mismo comportamiento se observó para las etapas 2 y 3 de consolidación (Rodríguez, 2010), como se ilustra en la Figura 19 y la Figura 20.

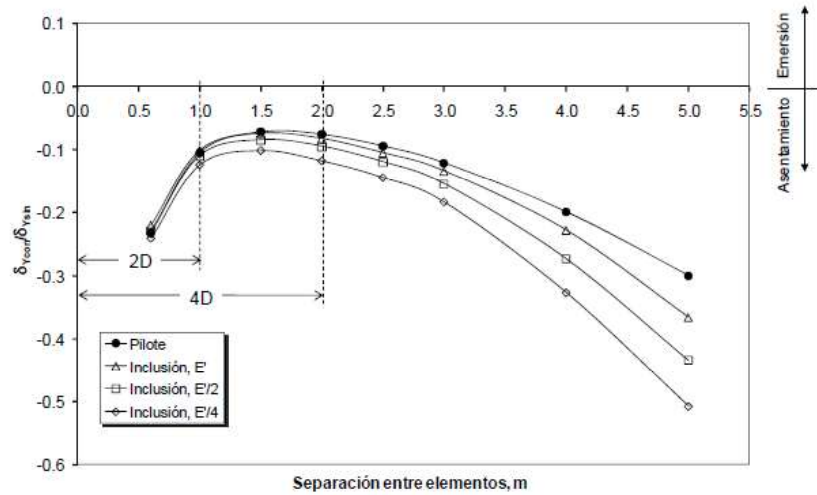


Figura 19. Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la segunda etapa de consolidación. (Rodríguez, 2010).

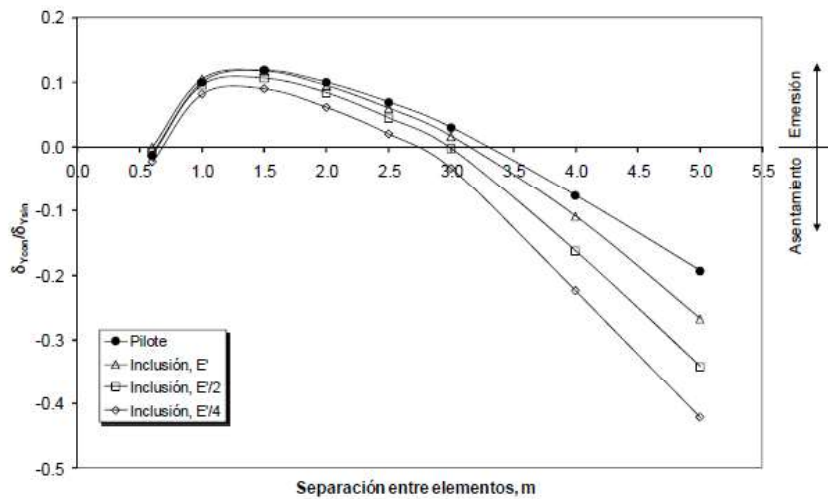


Figura 20. Variación de la relación de asentamientos con la separación entre elementos, para la tercera etapa de consolidación.

Rodríguez (2010) presenta un análisis paramétrico de un grupo infinito de inclusiones estudiando el comportamiento de consolidación de una cimentación en un suelo lacustre de la Ciudad de México. Rodríguez (2010) estudió variaciones de la separación entre elementos, la

magnitud del abatimiento piezométrico, el modelo constitutivo para el suelo arcilloso superior y la anisotropía inicial del material.

En el modelo numérico empleado Rodríguez (2010) tuvo en cuenta el carácter axisimétrico del problema y utilizó el concepto de celda de influencia, estableciendo una metodología para determinar de manera aproximada hasta cuando el problema puede considerarse como axisimétrico, sin que las condiciones de frontera influyan significativamente en los resultados. Para las condiciones estratigráficas estudiadas Rodríguez (2010) obtuvo que los resultados son aplicables a cimentaciones con largo y anchos superiores a los 40 m.

## 5 METODOLOGÍA DE ESTUDIO

### 5.1 Localización del predio de Estudio

Los modelos físicos del presente trabajo de grado se construyeron en el Municipio de Sopó, localizado en el departamento de Cundinamarca, específicamente en el predio Hato Grande, el cual es propiedad del Municipio. El área de estudio está limitada así: al oriente con la vía que conduce a la Ciudad de Tunja (AcceNorte), al sur con la vía departamental Sopó - Cajicá, al oriente con el Río Bogotá y el municipio de Cajicá, y al norte con el predio del conjunto de los Country Club, como se muestra en Figura 21.

El predio en condiciones normales tiene uso agrícola como se ilustra en la Figura 22 y la Figura 23.



*Figura 21. Localización del predio en el cual se construyeron los modelos físicos (Google Earth, 2021),*



*Figura 22. Estado del predio de estudio antes desarrollo de trabajo de grado.*



*Figura 23. Uso agrícola del predio de estudio.*

## **5.2 Posicionamiento de puntos GPS**

Con el propósito de obtener una base de puntos georreferenciados con coordenadas reales para los trabajos de topografía en el predio de estudio, como replanteos y diversas



actividades topográficas, se instalaron dos mojones de concreto (ver la Figura 24). Estos mojones tienen un área aproximada de 40 cm x 40 cm y una profundidad de 60 cm. En el centro de cada mojón, se colocó una placa de 10 cm de diámetro, marcada con coordenadas específicas para su adecuada identificación y referencia.



*Figura 24. GPS-1 y GPS-2 Centro Poblado Rural Hato grande.*

Para el amarre de los mojones GPS-1 y GPS-2 a coordenadas de la red Geodésica Nacional en datum Magna Sirgas Gauss Kruger, se realizó un posicionamiento mediante el sistema GPS, empleando dos antenas receptoras de marca TRIMBLE GNSS R8.

En cuanto a las coordenadas del vértice de apoyo BOGT y BOGA se realizaro cálculos para las coordenadas de Origen Único Nacional y las coordenadas Magna Sirgas.

Las coordenadas se listan en la Tabla 7 y la Tabla 8.

*Tabla 7. Coordenadas Magna Sirgas de los mojones GPS-01 y GPS-02*

<b>MAGNA SIRGAS GAUSS KRUGER ÉPOCA 2018.0 VEMOS 2017</b>			
<b>PUNTO</b>	<b>NORTE</b>	<b>ESTE</b>	<b>COTA GPS</b>
GPS-01	1036615.766	1007796.293	2545.422
GPS-02	1036483.668	1007652.604	2544.198

*Tabla 8. Coordenadas Origen Único Nacional de los mojones GPS-01 y GPS-02*

<b>ORIGEN ÚNICO NACIONAL</b>			
<b>PUNTO</b>	<b>NORTE</b>	<b>ESTE</b>	<b>COTA GPS</b>
GPS-01	2102545.754	4888372.645	2545.422
GPS-02	2102413.974	4888228.836	2544.198



## 6 EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO PARA EL ESTUDIO.

### 6.1 Campaña de exploración geotécnica

En la campaña de exploración geotécnica se llevaron a cabo tres (3) sondeos utilizando técnicas de percusión y lavado, con un diámetro de encamisado de 3", alcanzando una profundidad de 20.0 m. y se obtuvieron muestras alteradas del ensayo SPTe inalteradas, mediante muestreadores Shelby. Las muestras recolectadas fueron llevadas al laboratorio de la Escuela de Ingeniería Julio Garavito para su posterior análisis. Adicionalmente, se realizó un cuarto sondeo para obtener muestras para realizar ensayos de compresión triaxial estático consolidado no drenado "CU", con medición de la presión de poros. Estos ensayos se llevaron a cabo en el laboratorio de Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda.

La localización de los sondeos se ilustra en la Figura 25



Figura 25. Localización de los cuatro sondeos ejecutados.

La campaña de exploración se llevó a cabo con el objetivo de obtener muestras inalteradas en campo para determinar las propiedades geomecánicas del suelo en el área destinada para la construcción de los tres modelos físicos. Este predio fue asignado para el estudio y desarrollo del trabajo de grado con el apoyo de la Secretaría de Infraestructura del Municipio de Sopó, a cargo de la Ingeniera Patricia Prieto. La actividad de exploración contó con la colaboración de la empresa Latinoamericana de Geotecnia (ver Anexo 1).

En la Tabla 9 se listan las profundidades alcanzadas en cada sondeo y en la Figura 26 , la Figura 27, la Figura 28 y la Figura 29 se ilustra la localización de los cuatro sondeos ejecutados.

*Tabla 9. Profundidades de los sondeos realizados*

<b>Numero de Sondeo</b>	<b>Profundidad (m)</b>
1	20.0
2	20.0
3	20.0
4	16.50



*Figura 26.* Ejecución del Sondeo 1, profundidad de 20.0 m.



*Figura 27.* Ejecución del Sondeo 2, profundidad de 20.0 m.



*Figura 28. Ejecución del Sondeo 3, profundidad de 20.0 m.*



*Figura 29. Ejecución del Sondeo 4, profundidad de 16.50 m*

## 6.2 Equipo de exploración

En el sitio del proyecto se empleó el equipo de perforación de percusión y lavado núcleo NQ, con tubería AW y un sistema de funcionamiento que combina percusión y lavado. El diámetro utilizado fue de 3 pulgadas.

- Profundidad de exploración en promedio de 20.0 m.
- Angulo de perforación 90°.
- Rotor de Máquina Perforadora hidráulico Tipo: Percusión y Lavado.
- Velocidad de rotación del husillo (rpm): Positivo: Baja Velocidad 95, Embrague de Máquina Perforadora Hidráulica. Tipo: Reductor de velocidad con winche.
- Peso de la máquina perforadora (sin unidad de potencia): 120 kg. con el hincado a golpes con un revestimiento que permite que la perforación este abierta mientras la duración de la perforación y realizar una toma de muestras y ensayos en el sitio del trabajo.

Las actividades de exploración se ejecutaron de acuerdo con las normas vigentes describen a continuación:

- Obtención de muestras para probetas de ensayo mediante tubos de pared delgada (INV E-105 07, ASTM D-1587, AASHTO T-207, ICONTEC 2121).
- Suelos y Rocas con propósitos de ingeniería (INV E-101, ASTM D-420).
- Ensayo de Corte sobre suelos cohesivos en el terreno usando la Veleta (INV E 170, ASTM D-2573, AASHTO T-223).



## 6.3 Ensayos de campo

### 6.3.1 Ensayo de penetración estándar (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar (SPT), denominado "standard penetration test" en inglés, se realiza con un equipo que tiene un martillo de 140 libras de peso que cae desde una altura de 0.76 m (ver la Figura 30). Este martillo golpea una cabeza de penetración y se cuentan los golpes necesarios para penetrar tramos de 0.15 m hasta alcanzar una profundidad de 0.45 m. La suma de los valores de golpes de los segundos y terceros tramos se denomina N30 SPT o NSPT, el cual representa la resistencia del suelo a la energía de penetración estándar. Estos datos obtenidos en el ensayo se correlacionan empíricamente con las propiedades in situ del suelo.



Figura 30. Ensayo de penetración estándar (SPT).

La Figura 31 muestra los resultados del ensayo de penetración estándar, mostrando magnitudes de golpes obtenidos en los sondeos 1 a 3. En los dos primeros sondeos se obtuvieron datos en diferentes profundidades y en el Sondeo 3, se realizó particularmente para medir el NSPT cada metro. En el cuarto sondeo se obtuvieron muestras inalteradas tipo *Shelby* para realizar el ensayo especializado (ver Anexo 1).

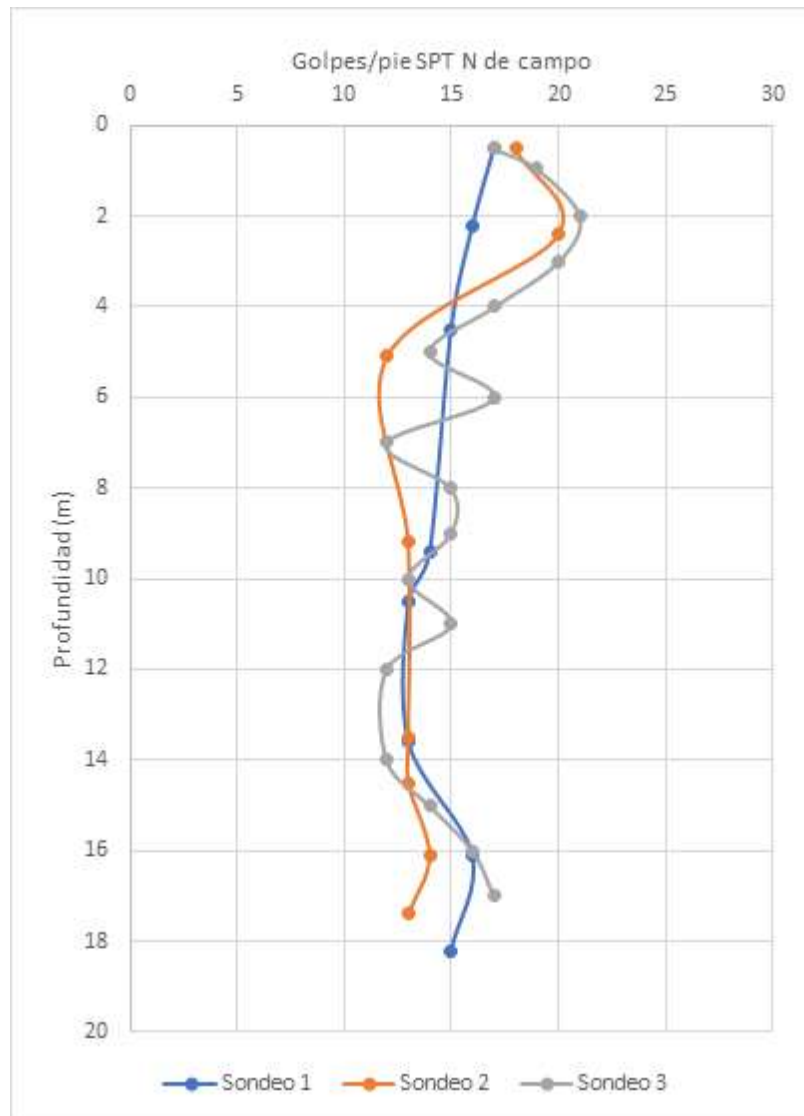


Figura 31. Resultados del ensayo de penetración estándar.

En los tres sondeos ejecutados con SPT, desde la superficie del terreno hasta una profundidad de alrededor de 2.8 m, se midieron magnitudes de N cercanos a 20. Por lo tanto, se asume un mismo material hasta dicha profundidad. En los tres sondeos por debajo de los 2.8 m de profundidad, la magnitud de N permanece constante entre 12 y 17 golpes/pies, hasta una profundidad de 17.5 m, donde cambia a un estrato de arena de color gris hasta la profundidad explorada de 20.0 m. Dado lo anterior, se asume, que existe el mismo material desde los 0.50 m hasta los 17.50 m de profundidad.

Para tener en cuenta el confinamiento del material y la relación de energía promedio aplicada, los resultados de campo del ensayo de penetración estándar se corrigieron de acuerdo con la siguiente expresión:

$$N'_i = C_N * N * \eta_1 * \eta_2 * \eta_3 * \eta_4$$

En donde:

N'i: Número de golpes corregido para un determinado nivel de transmisión de energía i.

C<sub>N</sub>: Factor de ajuste de acuerdo con el esfuerzo geostático,  $\sigma'_v$ . Se evaluó con base en las propuestas de Peck, Seed, Meyerhoff-Ishihara, Liao-Whitman, Skempton, Seed-Isdriss, Schmertmann y A. González, teniendo en cuenta que este factor debe ser menor que 2. Estos valores posteriormente se promediaron.

$\eta_1$ : Factor de corrección por eficiencia de energía transmitida del martillo al varillaje y al tomar muestras. Se obtiene como la relación entre las eficiencias medias de cada país así, Japón la eficiencia es del 72%, USA del 60% y para Colombia del orden de 45%, En consecuencia, se empleó un factor de corrección igual a 45% / 60%.

$\eta_2$ : Factor de corrección por longitud del varillaje.



$\eta_3$ : Factor de corrección por presencia de retenedor. Debido a que no se utilizó, el factor de corrección es 1.0.

$\eta_4$ : Factor de corrección por diámetro de la perforación. Los diámetros de las perforaciones fueron inferiores a 0.12 m, por lo cual el factor de corrección es 1.0.

Los magnitudes corregidas N60 se ilustran en la Figura 32.

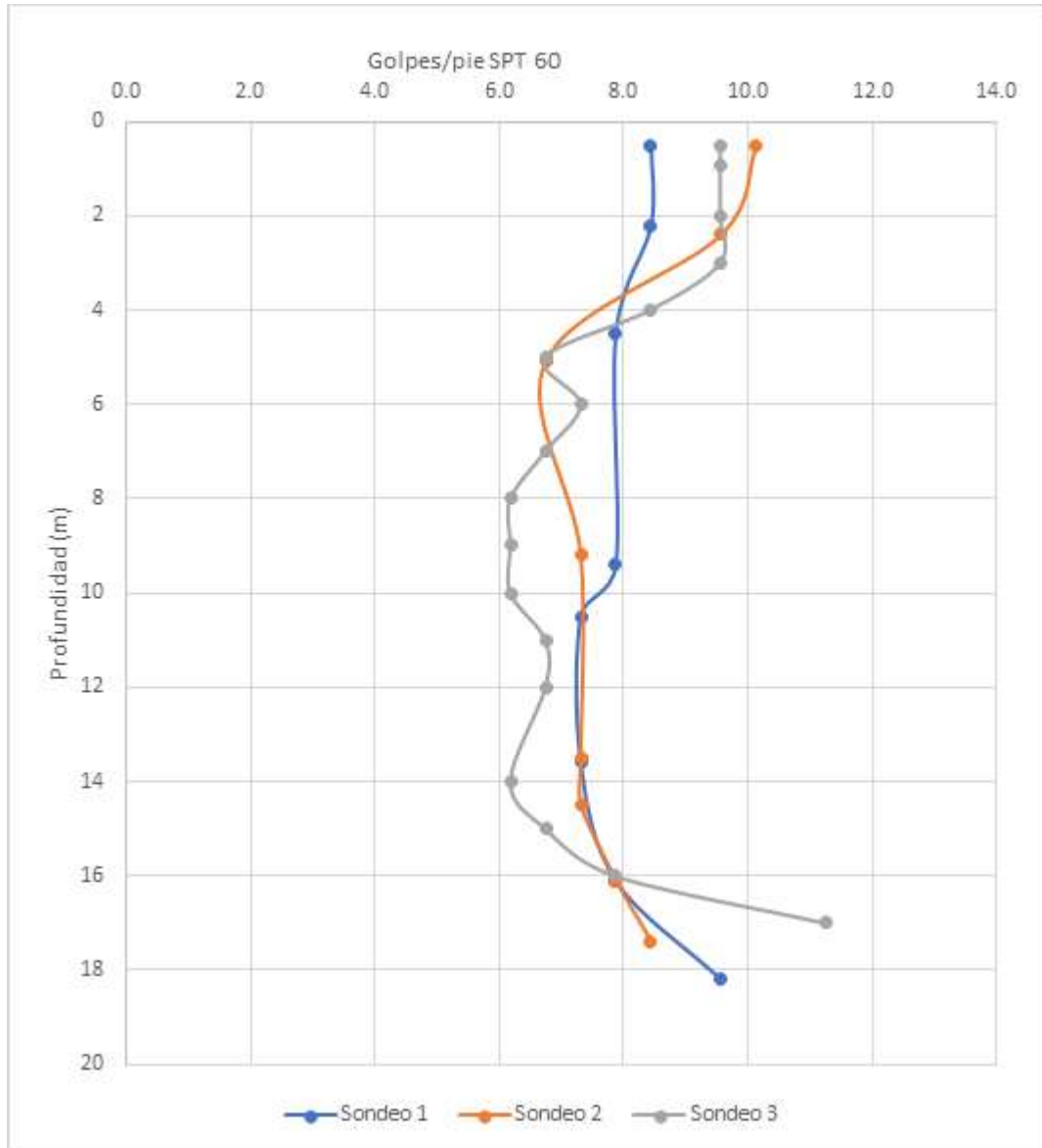


Figura 32. Valores de N60 corregido Vs. Profundidad

El cambio de resistencia a la penetración del ensayo de SPT, como se muestra en la Figura 32, coincide con la profundidad medida del nivel freático, por lo cual, el depósito de suelo puede corresponder a un mismo material que antes de los 2.80 m. exhibe un comportamiento parcialmente saturado y después de este nivel a un comportamiento saturado. Lo anterior dado que en condiciones de saturación parciales se observan resistencias sustancialmente mayores que en condiciones de saturación total.

Finalmente, con los valores de  $N_{60}$  obtenidos, se estimaron de manera indirecta los parámetros de resistencia al corte  $c'$  y  $\phi'$  (cohesión y ángulo de fricción) para cada material de acuerdo con correlaciones publicadas en la literatura para materiales similares a los de la Sabana de Bogotá.

### 6.3.2 Ensayo de veleta de campo

Las dimensiones de la veleta de campo utilizada en suelos cohesivos, para determinar la resistencia al corte en condiciones no drenadas, son las indicadas en la Figura 33 y la Tabla 10.

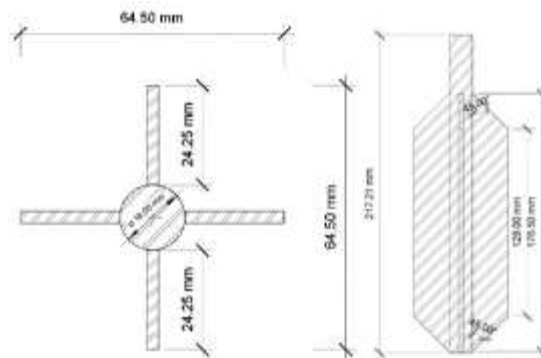


Figura 33. Geometría de la veleta cónica de campo utilizada.

Tabla 10. Dimensiones de la veleta de campo

VELETA		
Elemento	Dimensiones	Unidad
Diámetro varilla (d)	12.5	mm
	0.0125	m
Diámetro paletas (D)	63.3	mm
	0.0633	m
Altura paleta (H)	125.5	mm
	0.1255	m

La Figura 34 muestra la ejecución del ensayo de veleta de campo, el cual se efectuó en los sondeos 1 y 2. . En ambos sondeos, se hincó la veleta en el suelo hasta una profundidad de 20 centímetros, y luego, la veleta se giró un ángulo de 12 grados a una velocidad constante, registrando la lectura del momento de torque T en unidades lb-ft para el estado inalterado del suelo. Este procedimiento permitió determinar el parámetro de resistencia al corte del suelo sin perturbación. La Figura 35 y la Figura 36 ilustran los resultados de la resistencia al corte no drenada en profundidad.



Figura 34. Ejecución del ensayo de veleta de campo.

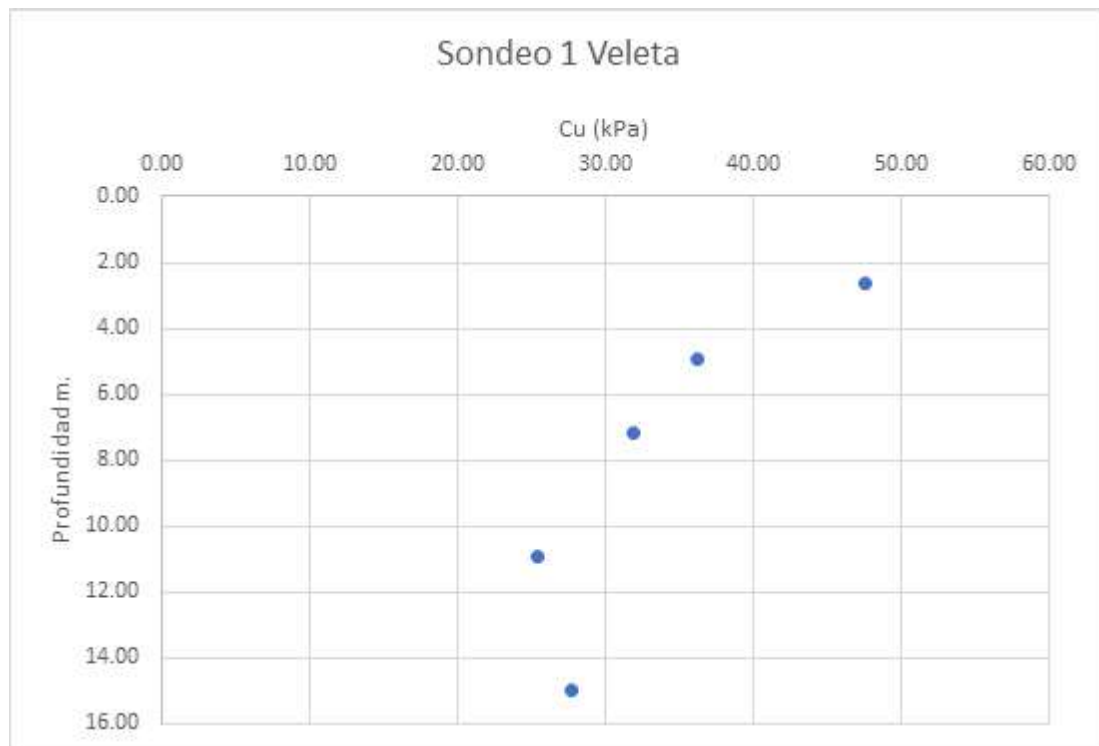
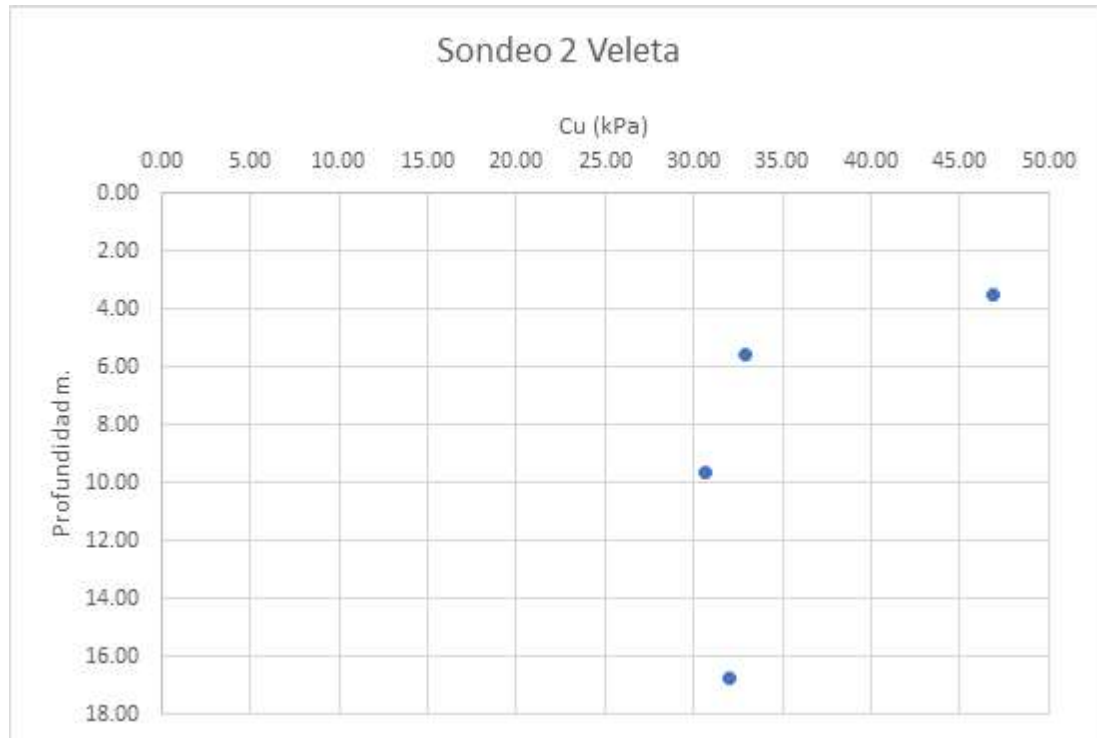


Figura 35. Resultado ensayo de veleta de campo sondeo 1.



*Figura 36. Resultado ensayo de veleta de campo sondeo 2.*

#### **6.4 Número y tipo de muestras obtenidas en campo.**

En el campo se obtuvieron dos tipos de muestras:

1. Muestras de cuchara partida del ensayo SPT (Standard Penetration Test): Estas muestras se conservaron se envolvieron en papel vinilpel y aluminio. Estas muestras alteradas se utilizaron para realizar ensayos de clasificación del suelo.
2. Muestras en tubo de pared delgada tipo Shelby: Estas muestras inalteradas proporcionaron material para llevar a cabo ensayos de compresibilidad y resistencia al corte del suelo (ver la Figura 37 y la Figura 38). En la Tabla 11 se lista el tipo y la profundidad de cada muestra recolectada.

Tabla 11. Profundidades de toma de muestras tipo Shelby Sondeos 1 y 2

Numero de sondeo	Numero de muestra	Profundidad en (m)	Tipo de muestra
1	1	1.50	Inalterada
2	1	1.80	Inalterada
1	2	3.30	Inalterada
2	2	3.10	Inalterada
1	3	5.50	Inalterada
1	4	7.00	Inalterada
2	3	7.80	Inalterada
1	5	9.30	Inalterada
2	4	10.20	Inalterada
2	5	13.30	Inalterada
1	6	11.30	Inalterada
2	6	15.50	Inalterada



Figura 37. Muestras de tubo Shelby obtenidas en los sondeos 1 y 2.



*Figura 38. Extracción de muestras de los tubos Shelby realizada en la Escuela de Ingeniería Julio Garavito.*

## **6.5 Toma de muestras ensayos triaxiales (CU)**

Para la toma de muestras para los ensayos triaxiales (CU), se llevó a cabo un cuarto sondeo en el área de estudio. En este sondeo se obtuvo un total de seis muestras tipo Shelby a diferentes profundidades, como se detalla en la Tabla 12. Los ensayos triaxiales (CU) se efectuaron de las muestras 1, 4 y 6 en el Laboratorio Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda.

Los ensayos triaxiales (CU) proporcionan los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo, para el análisis y diseño de las cimentaciones superficiales en el área de estudio.

*Tabla 12. Sondeo 4. Profundidad toma de muestras tipo Shelby*

<b>Número de sondeo</b>	<b>Número de muestra</b>	<b>Profundidad en (m)</b>	<b>Tipo de muestra</b>
4	1	2.10	Inalterada
4	2	3.70	Inalterada
4	3	6.10	Inalterada
4	4	8.30	Inalterada
4	5	10.50	Inalterada
4	6	14.30	Inalterada











## **6.6 Perfil estratigráfico.**

El perfil estratigráfico del área de estudio se muestra en la Tabla 13 y comprende los siguientes tipos de suelo:

- Estrato 1: Desde la superficie hasta una profundidad de 0.50 m, existe una capa de material orgánico de color negro y consistencia media.
- Estrato 2: Desde una profundidad de 0.50 m hasta 2.80 m, se muestrearon arcillas de color gris con presencia de raíces, las cuales tiene una consistencia media y plasticidad alta.
- Estrato 3: A partir de una profundidad de 2.80 m hasta 17.50 m, existe una capa de arcilla de color gris con oxidaciones, la cual tiene una consistencia media y plasticidad alta.
- Estrato 4: Desde una profundidad de 17.50 m hasta la profundidad explorada de 20.0 m, se obtuvo una capa de arena de color gris.



Tabla 13. Perfil del suelo Sondeos 1 y 2


SONDEO 1			SONDEO 2		
Prof (m)	Descripción del suelo	Esquema	Prof (m)	Descripción del suelo	Esquema
0.00	Suelo orgánico		0.00	Suelo orgánico	
0.50	Arcilla color gris y habano con raíces		0.50	Arcilla color gris y habano con raíces	
2.80	Nivel freático		2.80	Nivel freático	
17.50	Arcilla color gris claro muy oxidada		17.45	Arcilla color gris claro muy oxidada	
20.00	Arena de color gris		20.00	Arena de color gris	

## 6.7 Posición del nivel freático

La posición del nivel freático se determinó mediante la instalación de un piezómetro artesanal. Para ello, se utilizó un tubo PVC de 2" perforado y envuelto en un geotextil no tejido. A través de mediciones periódicas, se pudo determinar que el nivel freático se estabilizó a una profundidad de 2.8 m. Las lecturas de medición de profundidad de agua se listan en la Tabla 14.

El piezómetro artesanal es una herramienta sencilla pero efectiva para monitorear el nivel freático en el subsuelo. El geotextil no tejido permite el ingreso del agua al tubo perforado mientras evita que partículas sólidas y otros materiales obstruyan el ingreso de agua al tubo perforado.

Tabla 14. Datos de nivel freático con piezómetro de campo

Nivel freático en campo		
Fecha	Posición nivel freático en (m)	Registro fotográfico
8/10/2021	3.00	
1/11/2021	2.80	
6/11/2021	2.80	
10/11/2021	2.80	
13/11/2021	2.80	
17/11/2021	2.60	
24/11/2021	2.60	
4/12/2021	2.80	
14/12/2021	2.80	
22/12/2021	2.80	
29/12/2021	2.80	
14/01/2022	2.80	
29/01/2022	2.80	
5/02/2022	2.80	
19/02/2022	2.80	
5/03/2022	2.70	
19/03/2022	2.80	
9/04/2022	2.80	
23/04/2022	2.80	
7/05/2022	2.80	

Es importante notar que en los cálculos realizados en el presente trabajo se adoptó la profundidad de nivel freático más crítico medido con piezómetro artesanal igual a 2.80 m. Por otra parte, la variación observada del nivel freático en los sondeos realizados puede ser causada por el uso agrícola del predio, en cual se realizan actividades de riego, y/o la variación debida a las lluvias fuertes. Además, los cuatro sondeos se ejecutaron en épocas diferentes del año.

## **7 ENSAYOS DE LABORATORIO**

En este capítulo se describen los ensayos de laboratorio llevados a cabo como parte de este trabajo de grado. Un grupo de ensayos se llevó a cabo en el laboratorio de suelos y pavimentos de la Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito, con el acompañamiento y asistencia de los técnicos del laboratorio. El autor del presente trabajo de grado, Oscar Arnulfo Quiroga Diaz, estuvo a cargo de la ejecución de estos ensayos. Los ensayos realizados incluyen pruebas de clasificación (peso unitario, gravedad específica, hidrometría y granulometría), así como ensayos de compresibilidad (consolidación unidimensional con incrementos de carga cada 24 horas) y resistencia al corte (corte directo y compresiones inconfiadas).

Por otra parte, las pruebas de compresión triaxial consolidada no drenada (CU) se realizaron en el laboratorio Suelos y Pavimentos Gregorio Rojas & Cía. Ltda.

La ejecución de los ensayos se realizó de acuerdo con los estándares y procedimientos establecidos para cada tipo de ensayo que se listan en la Tabla 15. Los reportes de los ensayos de laboratorio ejecutados se incluyen en el Anexo 3. A continuación se resumen los resultados de los ensayos de laboratorio.

Tabla 15. Normas de los ensayos de laboratorio

Descripción Ensayo	Norma
Determinación en el laboratorio del contenido de humedad.	(INV E 122-07, ASTM D2216, NTC 1495).
Determinación de los tamaños de las partículas de los suelos.	(INV E-123 – 13, ASTM D 422-63)
Determinación del límite líquido, plástico e índice de plasticidad de los suelos.	(INV E-125, 126, ASTM D-4318, AASHTO T-89).
Determinación de la gravedad específica de los suelos y de la llenante mineral, empleando picnómetro de agua.	(INV E128-13, ASTM D-854, AASHTO T-100).
Consolidación unidimensional de los suelos.	(INV E-151, ASTM D-2435, AASHTO T2160).
Compresión inconfiada en muestras de suelos.	(INV E-152-13, ASTM D-2166-06).
Parámetros de resistencia del suelo mediante compresión triaxial.	(INV E-153, ASTM D-2850 - 4767, AASHTO T-234 - 297).

## 7.1 Contenido de humedad y límites de Atterberg

En la Figura 39 se ilustra la variación de la humedad natural y los límites de Atterberg con la profundidad del suelo. Se determinaron dos zonas de humedad bien definidas, delimitadas por la posición del nivel freático. Desde el nivel del terreno hasta una profundidad de 2.8 m, la humedad natural ( $w_n$ ) del suelo es cercana a 19% y está por debajo del Límite Plástico (LP). Sin embargo, por debajo de una profundidad 2.8 m, es decir, bajo el nivel freático, la humedad natural ( $w_n$ ) del suelo aumenta significativamente con magnitudes entre 40% y 50% y está entre el Límite Plástico (LP) y el Límite Líquido (LL).

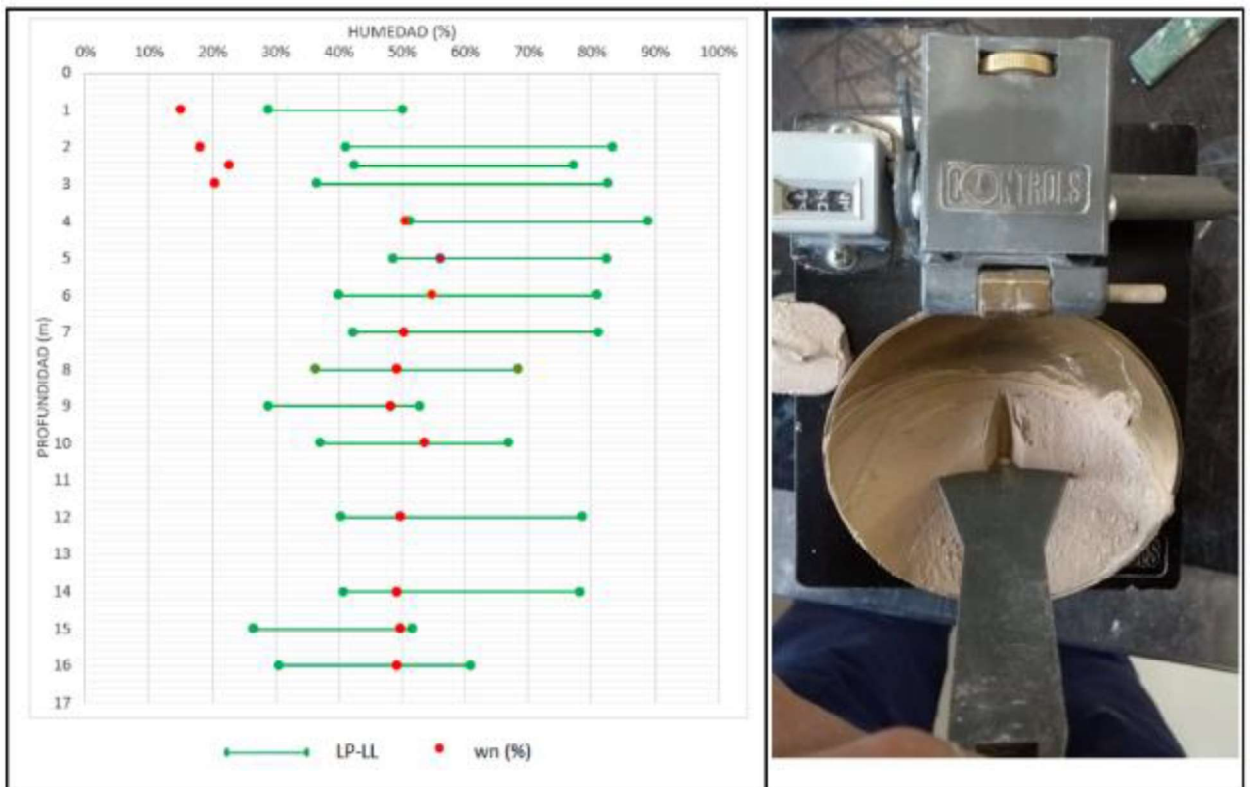


Figura 39. Humedad y Límites de Atterberg vs profundidad.

Los Límites de Atterberg indican las características de plasticidad y liquidez del suelo estudiado. La Figura 39 muestra los Límites Plástico y Líquido junto con el contenido de humedad en profundidad, y la Figura 40 ilustra el método gráfico de determinación del Límite Líquido.

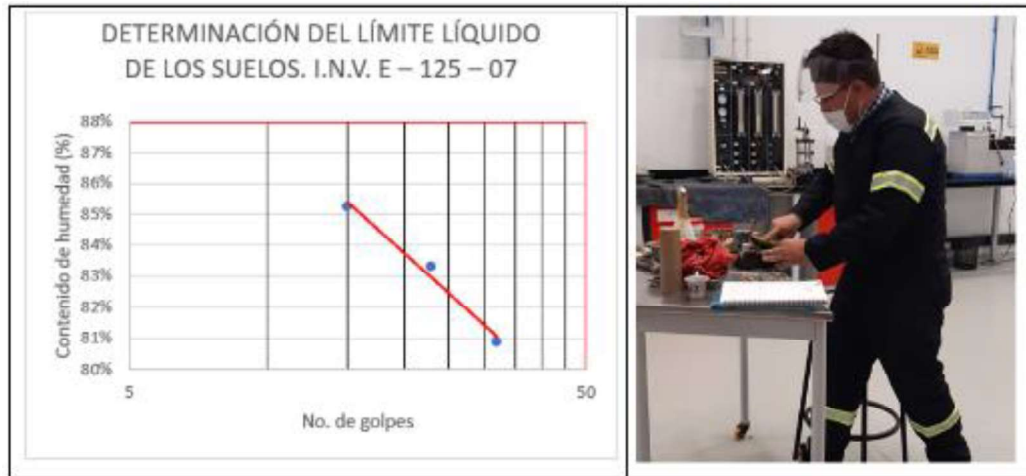


Figura 40. Método gráfico número de golpes vs humedad.

la Figura 41 ilustra la localización de los suelos ensayados en la Carta de Plasticidad de Casagrande. Se determinó que los materiales existentes son de tipo arcillas y limos de plasticidad alta, los cuales tienen una capacidad significativa de deformación y son muy susceptibles a cambios del contenido de humedad.

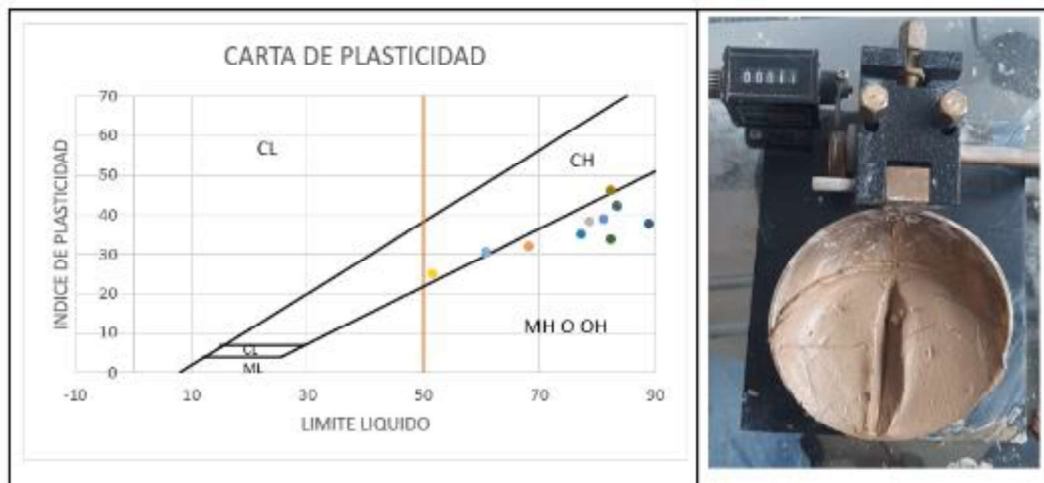


Figura 41. Carta de Plasticidad.

## 7.2 Peso unitario

Los valores del peso unitario para el perfil de suelo varían entre  $16.50 \text{ kN/m}^3$  y  $16.90 \text{ kN/m}^3$ . Se presenta la gráfica de peso unitario Vs. profundidad en la Figura 42.

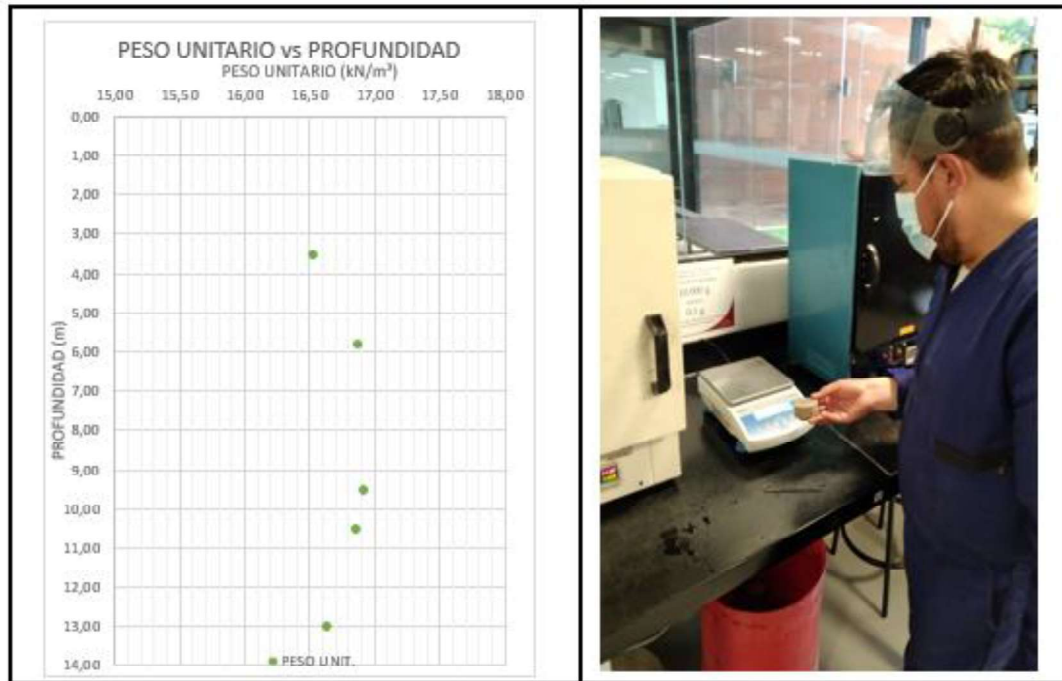


Figura 42. Peso Unitario Vs. Profundidad.

## 7.3 Peso específico de sólidos $G_s$

Se determinó que el peso específico de sólidos ( $G_s$ ) en función de la profundidad para el perfil del suelo tiene una magnitud promedio igual a 2.71 como se ilustra en la Figura 43. Esta magnitud es característica de las arcillas existentes en la Sabana de Bogotá, de acuerdo con la información publicada en la literatura consultada.

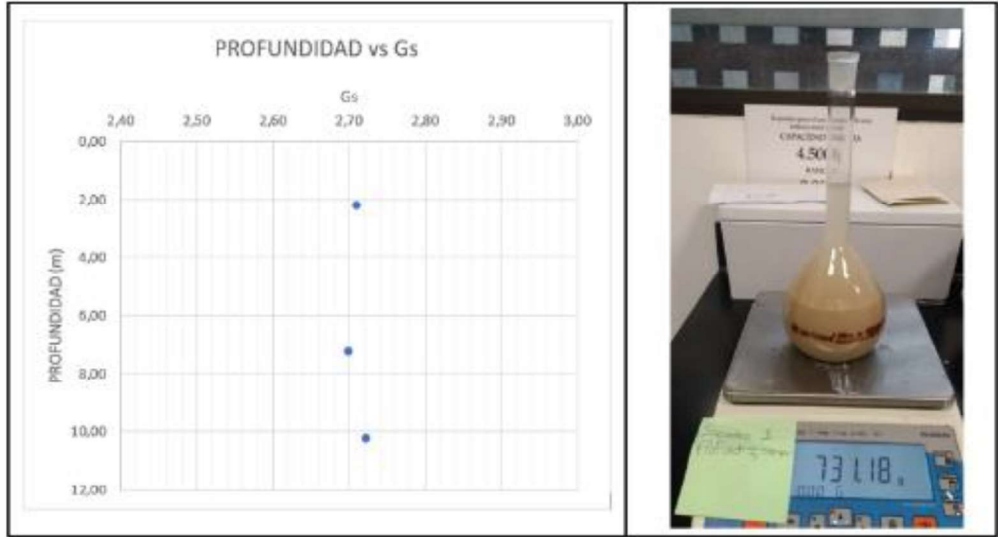


Figura 43. Peso específico de sólidos. Vs. Profundidad.

#### 7.4 Hidrometría

Este ensayo proporciona datos sobre la distribución de tamaños de partículas finas existentes en el suelo, abarcando desde el tamaño del tamiz #200 (0.075 mm) hasta partículas tan pequeñas como 0.001 mm. La Figura 44 ilustra una curva granulométrica determinada a partir de una hidrometría realizada.

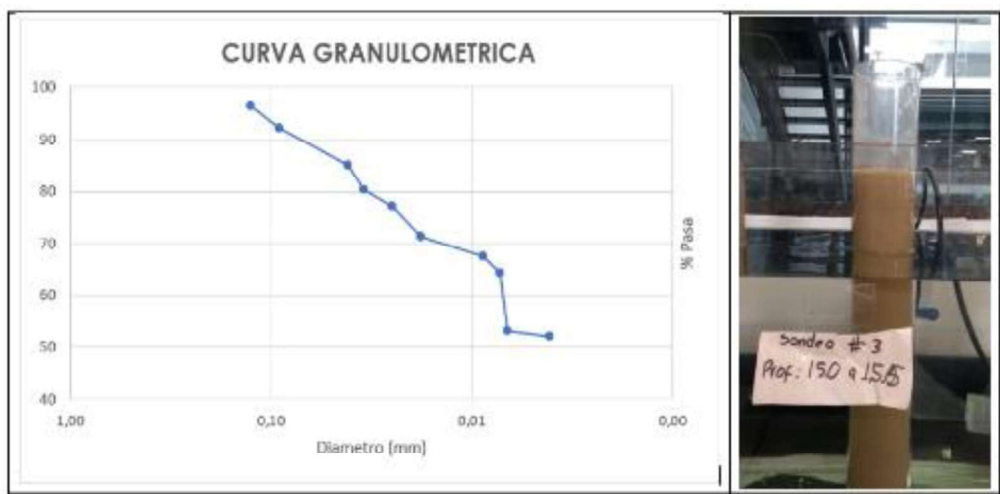


Figura 44. Curva Granulométrica determinada a partir de la hidrometría.



## 7.5 Granulometría del material de la inclusión rígida

En la Figura 45 se observa que la curva granulométrica obtenida del material granular utilizado para construir las inclusiones rígidas cumple con los requisitos de diseño de subbase de acuerdo con las especificaciones técnicas del INVÍAS.

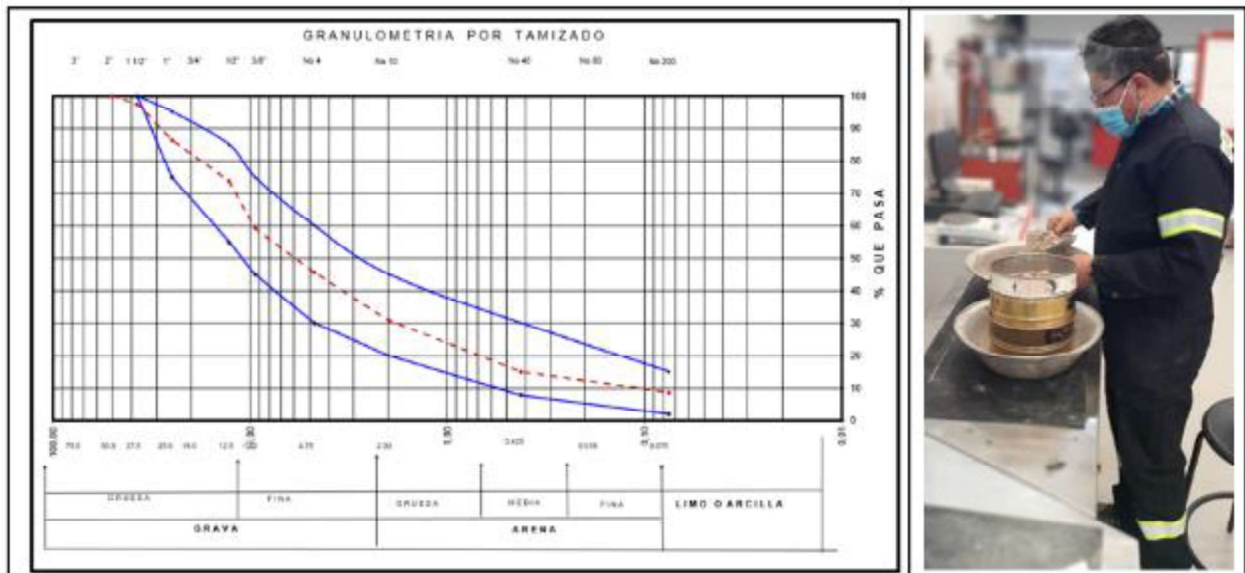


Figura 45. Curva Granulométrica material granular subbase.

## 7.6 Compresión inconfiada

El ensayo de compresión inconfiada se realizó para ocho (8) muestras. Este ensayo proporciona una magnitud aproximada de la resistencia al corte no drenado de los suelos cohesivos (de grano fino) de manera rápida. La Figura 46 ilustra la variación de la resistencia al corte no drenada ( $C_u = S_u$ ) en profundidad.

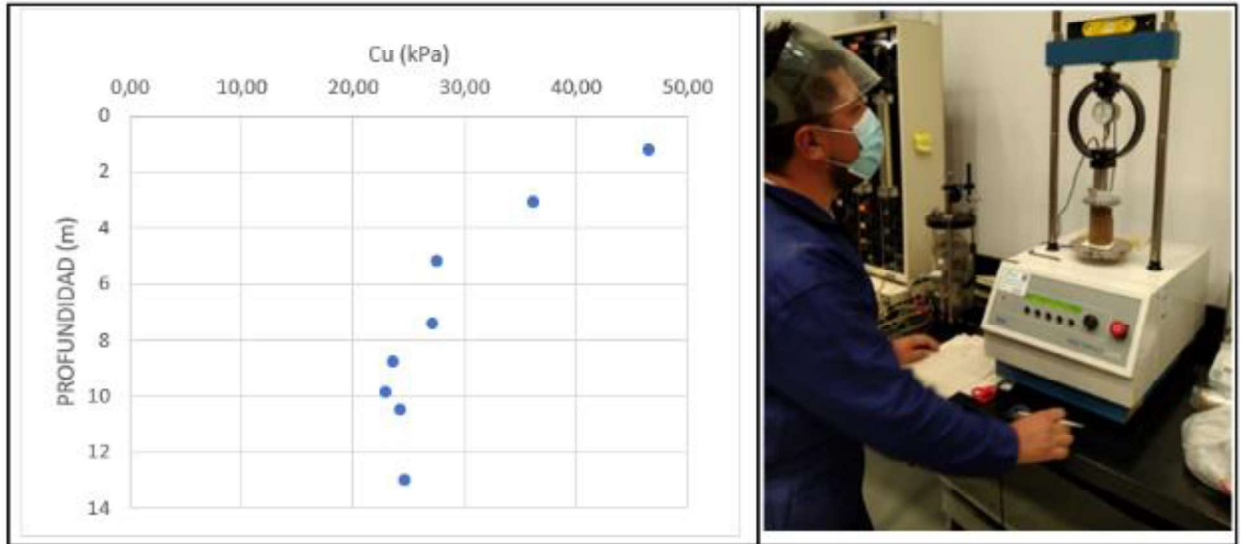


Figura 46. Resistencia al corte no drenada ( $C_u = S_u$ ) Vs Profundidad.

Desde la superficie hasta una profundidad de 2.8 m, la resistencia al corte no drenado varía entre 35 kPa y 46 kPa. A partir de 2.8 m de profundidad hasta 17.50 m, se tiene una magnitud promedio de  $C_u$  ( $S_u$ ) igual a 25 kPa.

Es importante destacar que la resistencia al corte del material bajo el nivel freático, en condición de saturación parcial, es casi igual a la mitad del material sobre el nivel freático.

## 7.7 Consolidación unidimensional

Se realizaron ocho ensayos de consolidación. En la Figura 47 se muestra la variación del esfuerzo de preconsolidación en función de la profundidad. Se puede observar que el esfuerzo de preconsolidación disminuye a medida que aumenta la profundidad hasta una magnitud de 270 kPa a 13 m de profundidad.

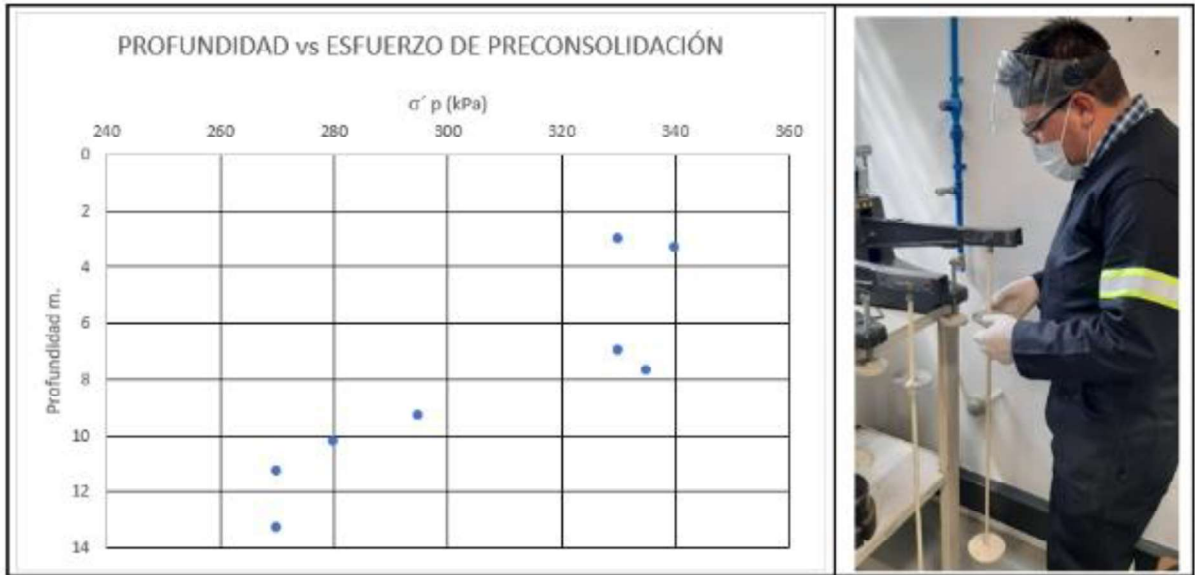


Figura 47. Esfuerzo de Preconsolidación Vs. Profundidad.

Es importante notar que el perfil de suelos blandos es ligeramente consolidado a sobre consolidado, por consiguiente los asentamientos que producen las carga externas están básicamente en la zona de recompresión, y por lo tanto los asentamientos son función del índice de Recompresión Cr.

## 7.8 Corte directo

Se efectuaron ensayos de corte directo del material de Arena de Peña que forma parte la plataforma de transferencia de carga del sistema cimentación superficial – inclusiones rígidas.

En la Figura 48 y la Figura 49 se ilustran los resultados del ensayo de corte directo realizado.

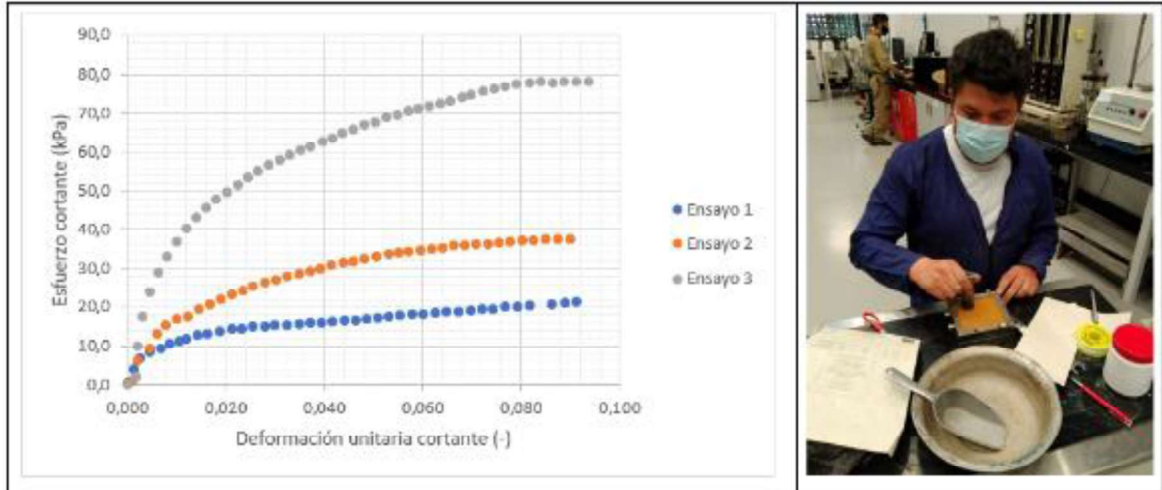
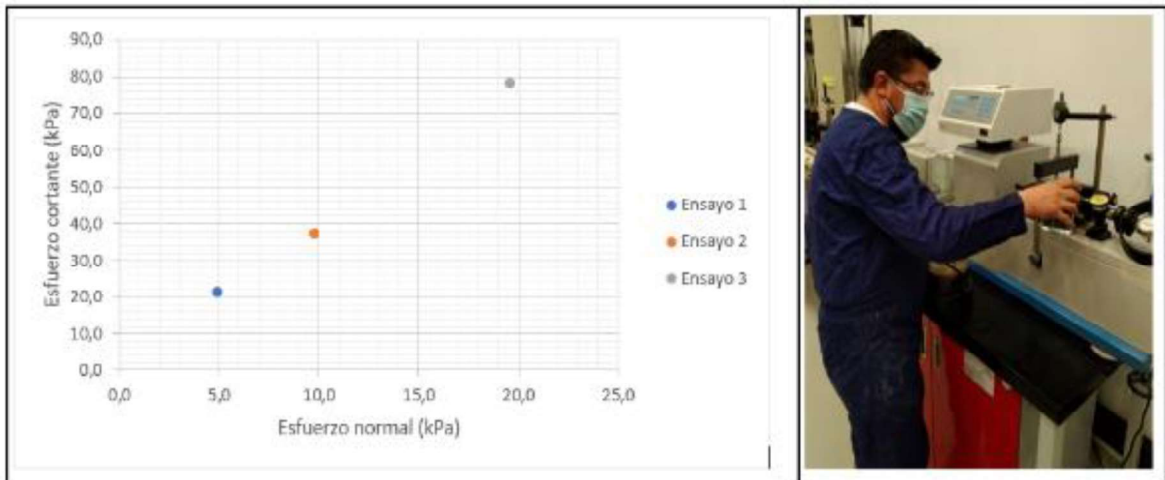


Figura 48. Esfuerzo Cortante Vs. Deformación Unitaria cortante.



Esfuerzo cortante, $\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	Esfuerzo normal nominal, $\sigma_n$ (kN/m <sup>2</sup> )
3,2	4,9
5,6	9,8
11,7	19,6
m (-)	0,6
$\phi$ (°)	30,4
c (kPa)	0,12
R <sup>2</sup> (-)	0,998

Figura 49. Esfuerzo cortante Vs. Esfuerzo normal.

## 7.9 Compresión triaxial estático consolidado no drenado "CU"

Se realizaron ensayos de compresión triaxial estático consolidado no drenado (CU) con medición de presión de poros de las muestras 1, 4 y 6 del Sondeo 4, las cuales se listan en la Tabla 12.

La Figura 50, la Figura 51 y la Figura 52 muestran, a manera de ejemplo, el comportamiento exhibido por la muestra de profundidad 5.8 m sometida a compresión triaxial. Los resultados se presentan en términos de esfuerzo desviador ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) en función de la deformación axial ( $\epsilon$ ), y la presión de poros en función de la deformación axial. El esfuerzo desviador en la falla ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) se produjo a deformaciones inferiores al 15%.

Se observa que el material presenta un pico de resistencia al corte alrededor del 4% de deformación unitaria axial, seguido de una rápida pérdida de resistencia. En el plano de invariantes de esfuerzos  $p'$ - $q$ , las trayectorias de esfuerzo de cada punto de ensayo convergen claramente hacia una línea de estado crítico bien definida.

El desarrollo de los excesos en las presiones de poros en función de la deformación unitaria axial varió para cada ensayo. En la presión de confinamiento más baja, que corresponde a un mayor Índice de Compresión de la Relación de Vacíos (OCR), se presenta un comportamiento dilatante con disminución de la presión de poros. Para la presión de confinamiento intermedia, se observa que el exceso de presión de poros se mantiene constante después de alcanzar un 2.0 % de deformación unitaria axial. Finalmente, para el ensayo de mayor presión de confinamiento, que corresponde a un menor OCR cercano a 1, se evidencia un aumento gradual del exceso de presión de poros, asociado a un comportamiento contráctil.

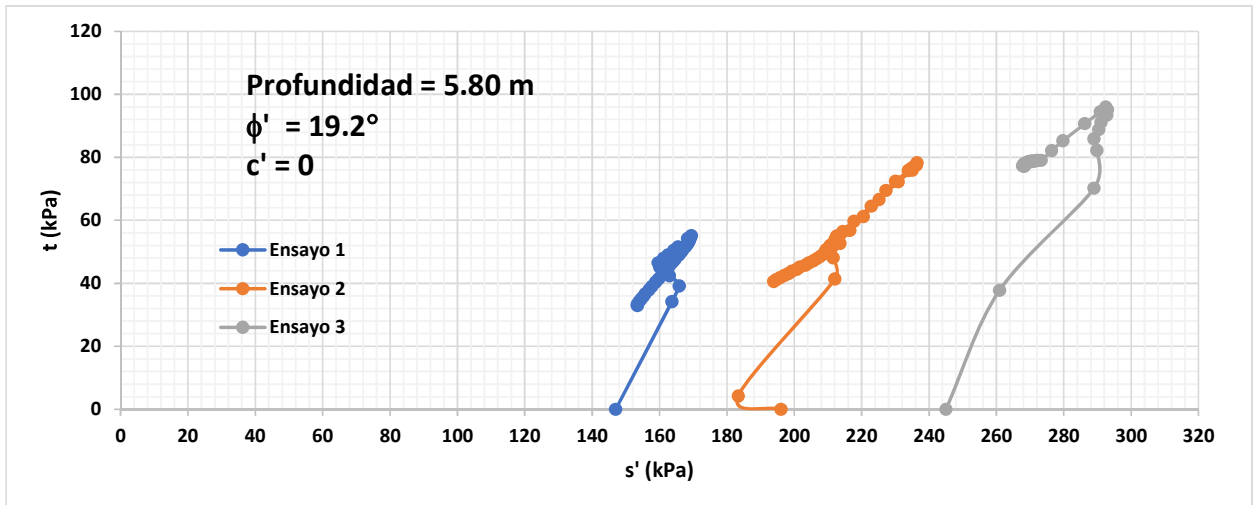


Figura 50. Trayectorias de esfuerzos  $s'$  -  $t$ . Profundidad 5.8 m.

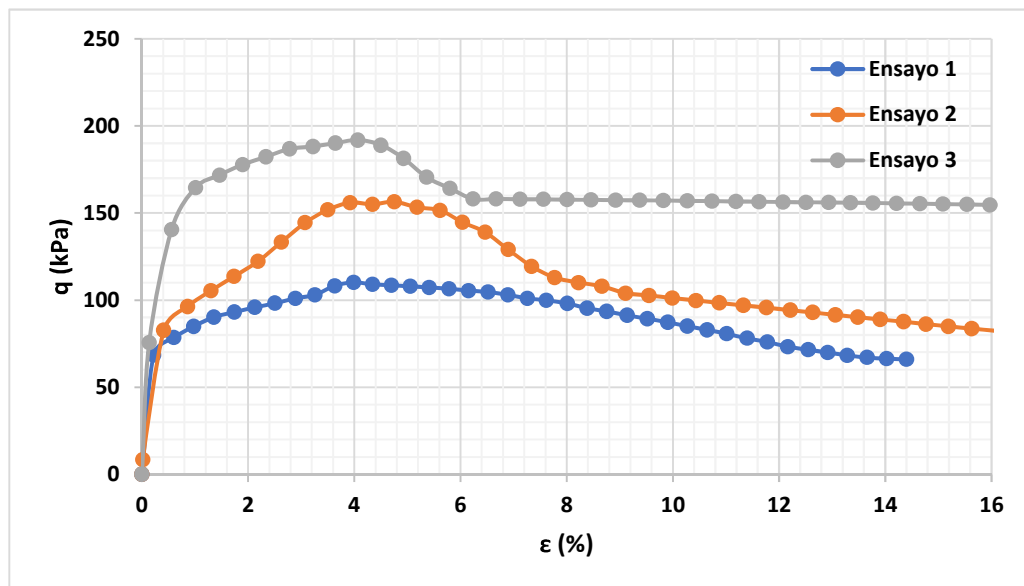


Figura 51. Esfuerzo desviador  $q$  en función de la deformación axial  $\epsilon$ . Profundidad 5.8 m.

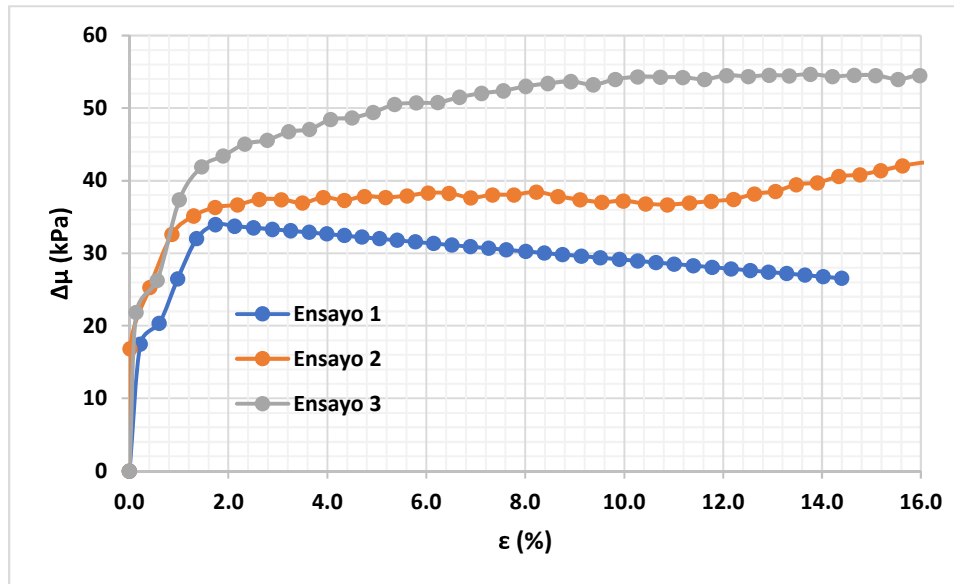


Figura 52. Curva exceso en la presión de poros contra deformación unitaria axial. Profundidad 5.8 m.

Tomando como criterio de falla el pico de resistencia anteriormente descrito, se determinaron los parámetros de resistencia efectivos de Mohr-Coulomb. En la Figura 53, se ilustran los círculos de Mohr para el estado de falla del ensayo triaxial para la muestra a 5.8 m de profundidad. Al estimar la mejor recta tangente a los círculos de Mohr en el punto de falla (envolvente de falla), se obtuvo un ángulo efectivo de fricción interna  $\phi' = 19.2^\circ$  y una cohesión efectiva  $c' = 0$  kPa.

Estos parámetros de resistencia son fundamentales para comprender el comportamiento del suelo y evaluar su capacidad de soporte y estabilidad ante cargas y solicitaciones específicas. La cohesión efectiva  $c'$  de 0 kPa indica que no hay cohesión en el suelo en el estado de falla, lo cual es característico de un suelo sin cohesión o con cohesión insignificante.

El ángulo efectivo de fricción interna  $\phi'$  de  $19.2^\circ$  representa la resistencia del suelo debido a la fricción interna entre las partículas.

Los datos y resultados completos de los tres ensayos de compresión triaxial realizados se incluyen en el Anexo 3.

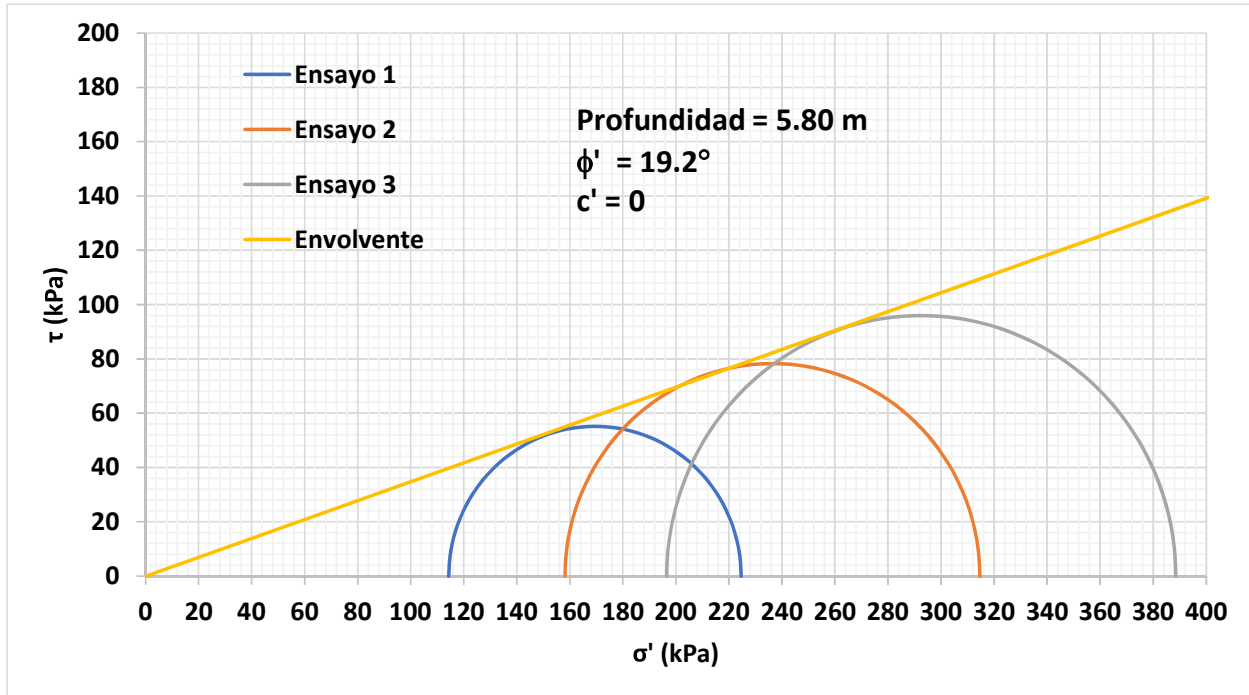


Figura 53. Circulo de Mohr y envolvente de falla Mohr-Coulomb. Profundidad 5.8 m.

Además de los parámetros de resistencia al corte de Mohr-Coulomb, también se determinaron los parámetros del modelo Hiperbólico de Duncan y Chang (1970) para describir el comportamiento del suelo. El módulo de Young es una medida importante de la rigidez del suelo. Para cada muestra ensayada, se calculó el módulo de Young tangente a través de la linealización y ajuste de la curva esfuerzo-deformación ( $q-\epsilon_1$ ). En la Figura 54, a manera de ejemplo, se presenta el ajuste de las curvas para determinar el módulo de Young ( $E_i$ ) de la muestra de suelo a una profundidad de 1.8 m.

Se puede observar que el ajuste tiene una buena concordancia hasta una deformación unitaria axial cercana al 4.0%, lo cual coincide precisamente con el pico de resistencia mostrado por el suelo. Después de este nivel de deformación, el ajuste comienza a perder precisión paulatinamente.



La información detallada sobre los parámetros del modelo Hiperbólico de Duncan y Chang y los resultados de la linealización y ajuste de las curvas se incluyen en el Anexo 3.

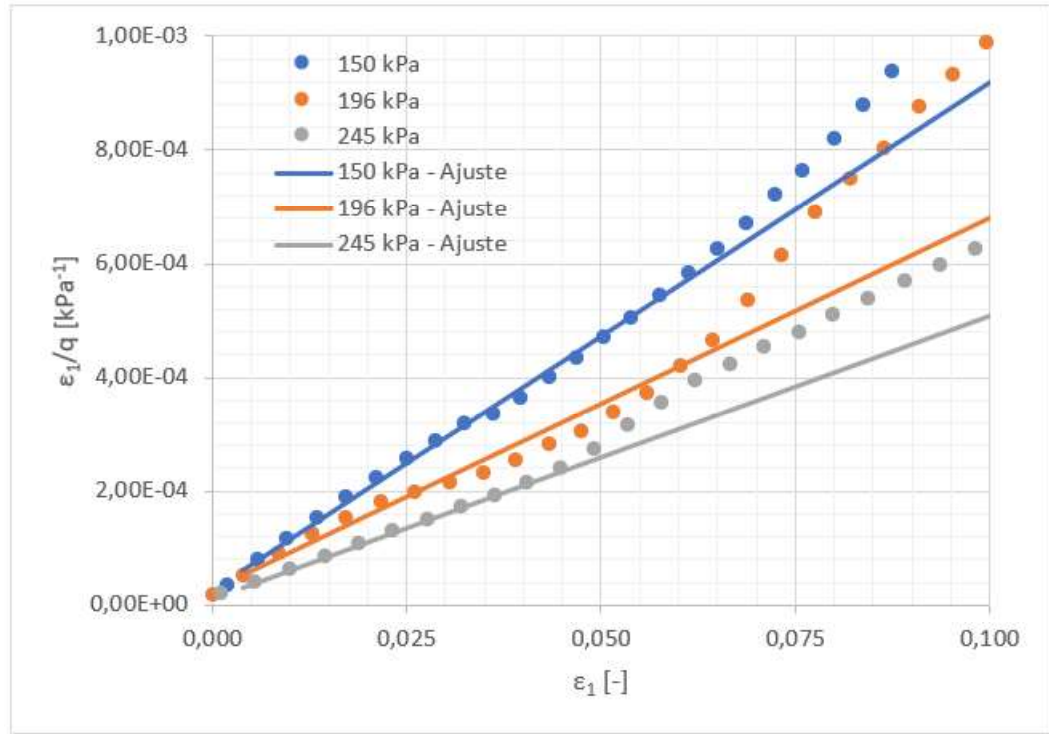


Figura 54. Linealización de curva esfuerzo desviador vs deformación unitaria axial. Profundidad 5.8 m.

Se obtiene la magnitud de  $Ei$  como el inverso de la intersección de cada ajuste con el eje. Dado que el modelo hiperbólico establece una relación entre  $Ei$  y el esfuerzo de confinamiento, se determinan las constantes  $K$  y  $n$ . En la Figura 55, mediante un ajuste lineal entre  $\text{Log}_{10}(\epsilon_i/\text{Pa})$  y  $\text{Log}_{10}(\sigma'_3/\text{Pa})$ , se obtienen los valores de  $K$  y  $n$ . El  $\text{Log}_{10}(K)$  corresponde a la intersección con el eje del ajuste lineal, mientras que la constante  $n$  corresponde a la pendiente del ajuste. Para el conjunto de ensayos triaxiales realizados, se encontró que  $K = 211$  y  $n = 1.3$ , con un  $R^2 = 0.55$ . La calidad del ajuste se puede evaluar mediante el coeficiente  $R^2$ , el cual indica la adecuación del modelo a los datos experimentales. Es importante tener en cuenta que el  $R^2$  de 0.55 indica que el modelo explica aproximadamente el 55% de la variabilidad de los datos, lo que sugiere que podría haber otros factores que también influyan en el comportamiento del suelo.

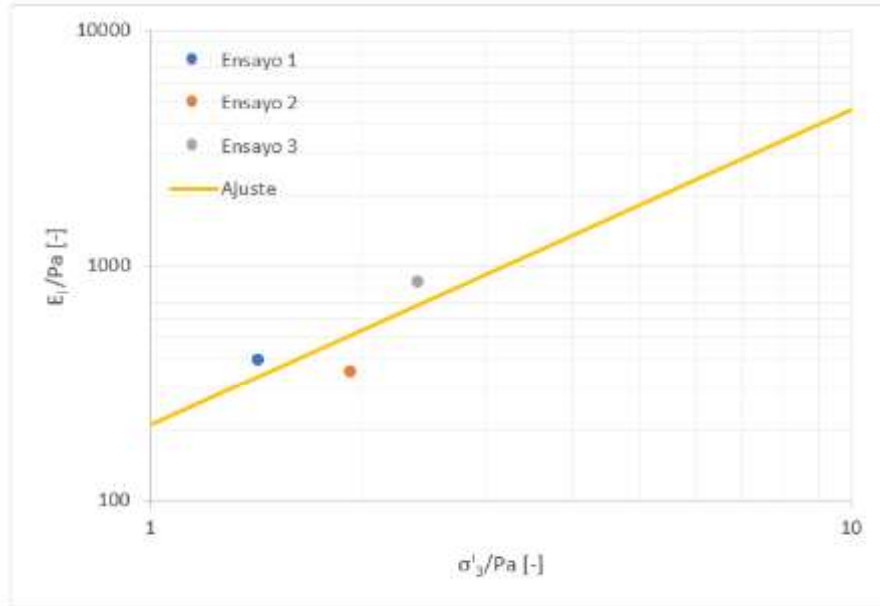


Figura 55. Determinación de los parámetros de rigidez del modelo hiperbólico de Duncan y Chang (1970). Profundidad 5.8 m.

### 7.10 Contenido de suelos finos

El ensayo permite la determinación por medio de lavado de la cantidad más fina que el Tamiz No. 200. Los resultados de los ensayos en profundidad se muestran en la Figura 56.

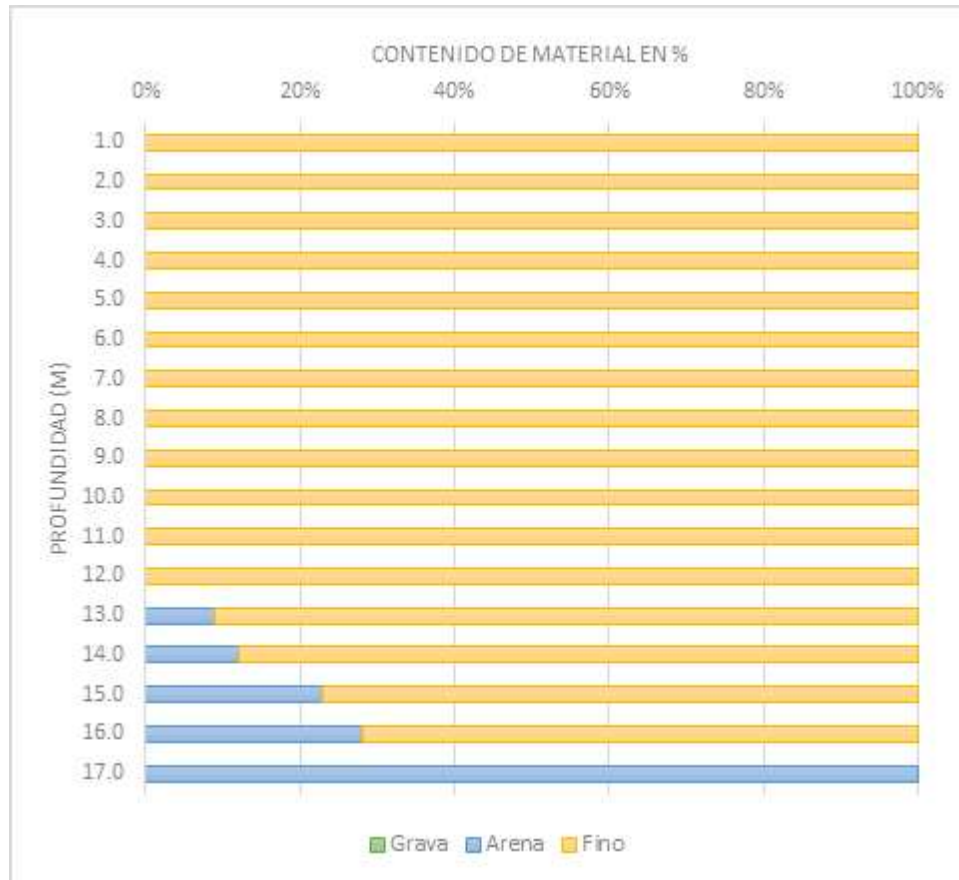


Figura 56. Contenido de suelos finos (pasa Tamiz 200).

### 7.11 Diseño de mezcla para las inclusiones rígidas

Se utilizó materiales granulares de subbase (que cumple con las especificaciones Invias 2013) y se adicionó cemento en proporciones de 3% y 5% con relación al peso. Se fabricaron doce (12) probetas siguiendo las recomendaciones para mezclas del US Army Corps of Engineers (1984). Se construyeron seis (6) probetas con un 3% de cemento y otras seis (6) probetas con un 5% de cemento.

Las doce (12) probetas de suelo con cemento se sometieron a ensayos de compresión inconfiada a los 7 y 28 días después de su fabricación (ver la Figura 57). Se determinaron los módulos de Young axiales de las muestras de mezcla a partir de las mediciones de carga-deformación axial.



Figura 57. Probetas de material granular con cemento.

## 7.12 Resistencia del concreto

El objeto del ensayo trata sobre la determinación de la resistencia a compresión de especímenes cilíndricos de concreto, tales como cilindros moldeados y núcleos perforados. En la Figura 58 se listan los resultados obtenidos para la resistencia del concreto de las placas de cimentación.

Tipo de modelo físico	Resistencia $f'c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia $f'c$ (psi)	Registro fotográfico
Placa de 36 m <sup>2</sup>	215	3078	
Placa de 1.80 m <sup>2</sup> (Sin inclusión)	217	3102	
Placa de 1.80 m <sup>2</sup> (Con inclusión)	205	2903	

Figura 58. Resistencia del concreto de las placas de cimentación.

### **7.13 Resumen de resultados**

La Tabla 16 resume los resultados obtenidos de cada uno de los ensayos ejecutados en campo y en laboratorio.

Tabla 16. Resumen de resultados de los ensayos de campo y laboratorio.

Sondeo	Muestra No.	Profundidad		Wn (%)	Límites			Lavado tamiz #200			USCS	Peso Unitario (kNm <sup>3</sup> )	Compresión inconfinda Cu (kPa)	Veleta Cu (kPa)	Gs (-)	Consolidación		Corte directo		Triaxial CU				Concreto 28 días f'c (psi)
		de (m)	a (m)		LL	LP	IP	G	A	F						Cc	σ' <sub>p</sub> (kPa)	τ (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>n</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	φ' (°)	c' (kPa)	K <sub>0</sub>	Relación Poisson	
SO-1	1	1.20	1.80	---	--	---	--	0	0	100	---	46.62	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-1	2	3.00	3.60	---	--	---	--	0	0	100	---	16.51	47.67	---	0.5	340	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-1	3	5.20	5.80	---	--	---	--	0	0	100	---	16.80	27.58	36.19	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-1	4	6.70	7.30	---	--	---	--	0	0	100	---	---	31.98	2.70	0.53	330	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-1	5	9.00	9.60	---	--	---	--	0	0	100	---	16.80	23.65	---	---	0.18	295	---	---	---	---	---	---	---
SO-1	6	11.00	11.60	---	--	---	--	0	0	100	---	---	24.3	25.39	---	0.19	270	---	---	---	---	---	---	---
SO-2	1	1.80	2.40	---	--	---	--	0	0	100	---	---	---	2.71	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-2	2	2.85	3.45	---	--	---	--	0	0	100	---	---	46.93	---	---	330	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-2	3	7.40	8.20	---	--	---	--	0	0	100	---	---	27.16	32.9	---	0.50	335	---	---	---	---	---	---	---
SO-2	4	9.90	10.50	---	--	---	--	0	0	100	---	16.70	23.03	30.72	2.70	---	280	---	---	---	---	---	---	---
SO-2	5	13.00	13.60	---	--	---	--	0	9	91	---	16.65	24.68	---	---	0.17	270	---	---	---	---	---	---	---
SO-2	6	15.50	16.10	---	--	---	--	0	23	77	---	---	32.02	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	1	0.50	0.95	---	--	---	--	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	3	2.00	2.45	15	50	29	21	---	---	---	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	4	3.00	3.45	18	83	41	42	---	---	---	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	5	4.00	4.45	23	77	42	35	---	---	---	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	6	5.00	5.45	20	83	37	46	---	---	---	CH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	7	6.00	6.45	51	89	51	37	---	---	---	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	8	7.00	7.45	56	82	49	34	---	---	---	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	9	8.00	8.45	55	81	40	41	---	---	---	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
SO-3	10	9.00	9.45	50	81	42	39	---	---	---	CH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

Sondeo	Muestra No.	Profundidad		Wn (%)	Límites			Lavado tamiz #200			USCS	Peso Unitario (kNm <sup>3</sup> )	Compresión inconfiada Cu (kPa)	Veleta Cu (kPa)	Gs (-)	Consolidación		Corte directo		Triaxial CU					Concreto 28 días f'c (psi)
		de (m)	a (m)		LL	LP	IP	G	A	F						Cc	$\sigma'_p$ (kPa)	$\tau$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_n$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	K <sub>0</sub>	Relación Poisson	E <sub>i</sub> (kPa)	
SO-3	11	10.00	10.45	49	68	36	32	-	-	-	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-3	12	11.00	11.45	48	53	29	24	-	-	-	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-3	13	12.00	12.45	54	67	37	30	-	-	-	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-3	14	14.00	14.45	50	79	40	38	-	-	-	MH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-3	15	15.00	15.45	49	78	41	37	-	-	-	CH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-3	16	16.00	16.45	50	52	27	25	-	-	-	CH	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-3	17	17.00	20.00	---	---	---	---	-	-	-	S	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
SO-4	1	1.80	2.40	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	2.71	---	---	---	---	21.56	-7.92	0.63	0.39	59173	---	
SO-4	2	3.40	4.00	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	---	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	---	
SO-4	3	5.80	6.40	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	---	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	---	
SO-4	4	8.00	8.60	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	---	19.40	-0.94	0.67	0.40	54128	---	
SO-4	5	10.20	10.80	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	2.71	---	---	---	---	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	---	
SO-4	6	14.00	14.60	65.3	70	30	45	-	-	-	---	---	27.34	---	2.71	---	---	---	18.79	16.14	0.68	0.40	30021	---	
INCLUSIÓN	3% cemento	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	61.87	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
INCLUSIÓN	5% cemento	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	87.71	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	
ARENA	1	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	3.18	4.90	---	---	---	---	---	
ARENA	2	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	5.58	9.81	---	---	---	---	---	
ARENA	3	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	11.70	19.61	---	---	---	---	---	
PLACA 1	---	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	3078	
PLACA 2	---	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	3102	
PLACA 3	---	---	---	---	---	---	---	-	-	-	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	2903	

#### 7.14 Costos del programa de ensayos de laboratorio.

La Tabla 17 lista los costos de los ensayos ejecutados en laboratorio para la presente tesis.

Tabla 17. Costos de los ensayos de laboratorio.

Ítem	Unidad	Cantidad	Valor unitario	Valor total
<b>Programación de exploración del subsuelo</b>				
Transporte Equipos y personal	Glb	2	\$ 750,000	<b>\$ 1,500,000</b>
Exploraciones en suelo blando con equipo mecánico.	ml	76.5	\$ 76,000	<b>\$ 5,814,000</b>
<b>Programa de ensayos de laboratorio.</b>				
Humedad natural	Unidad	24	\$ 10,000	<b>\$ 240,000</b>
Límites de Atterberg (Líquido y plástico).	Unidad	24	\$ 60,000	<b>\$ 1,440,000</b>
Lavado sobre el tamiz de 0.075mm.	Unidad	16	\$ 38,000	<b>\$ 608,000</b>
Determinación de la gravedad específica de las partículas sólidas empleando un picnómetro.	Unidad	5	\$ 38,000	<b>\$ 190,000</b>
Determinación de la densidad (peso unitario) de muestra de suelo.	Unidad	5	\$ 38,000	<b>\$ 190,000</b>
Análisis granulométrico por medio del hidrómetro.	Unidad	5	\$ 70,000	<b>\$ 350,000</b>
Granulometría por tamizado lavado sobre el tamiz de 0.075mm.	Unidad	6	\$ 70,000	<b>\$ 420,000</b>
Materia orgánica por colimetría.	Unidad	6	\$ 15,000	<b>\$ 90,000</b>
Compresión inconfínada; En suelos.	Unidad	8	\$ 60,000	<b>\$ 480,000</b>
Corte directo	Unidad	1	\$ 250,000	<b>\$ 250,000</b>
Consolidación unidimensional.	Unidad	8	\$ 250,000	<b>\$ 2,000,000</b>
Ensayo de compresión triaxial sobre suelos cohesivos - Prueba CU (3 Puntos).	Unidad	3	\$1,416,000	<b>\$ 4,248,000</b>
<b>Valor total</b>				<b>\$ 17,820,000</b>



## 7.15 Propiedades de suelos para los análisis de elementos finitos

Los parámetros necesarios para los análisis de elementos finitos con el programa Midas GTS NX se obtuvieron de los ensayos de campo y laboratorio. Los parámetros se listan en la Tabla 18. En el Anexo 3 se incluyen los resultados de los ensayos realizados.

Tabla 18. Propiedades de suelos e inclusiones rígidas para los análisis con Midas GTS

Elemento	Modelo constitutivo	Espesor (m)	E (kN/m <sup>2</sup> )	$\nu$ (-)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi'$ (°)	$c'$	$\gamma^{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$e_0$ (-)
Placa	Elástico estructural	0.20	20683000	0.20	24.00				
Arena	Mohr Coulomb	1.00	75000	0.35	18.40	0.0079	0	20.50	0.70
Arcilla	Hyperbolic (Duncan-Chang)	17.50	45000	0.40	16.90	0.0111	3	17.60	1.43
Inclusión	Elástico Estructural	12.00	1500000	0.25	22.00				

E : Módulo de Young;  $\nu$  = Relación de Poisson;  $\gamma$  = Peso unitario;  $\phi'$  = Ángulo de fricción;  $c'$  = Intercepto de cohesión;  $\gamma^{sat}$  = Peso unitario saturado;  $e_0$  = Relación de vacíos inicial.

## **8 PROCESO DE CONSTRUCCIÓN Y MONITOREO DE ASENTAMIENTOS DE LOS MODELOS FÍSICOS**

Los modelos físicos de cimentación superficial – inclusiones rígidas se construyeron en depósitos de suelos blandos. El objetivo de las inclusiones es reducir la magnitud de asentamiento que experimenta el suelo y la cimentación superficial cuando se aplican cargas externas. Se construyeron tres modelos de cimentación superficial, cuyos asentamientos se monitorearon topográficamente durante 6 meses. Además, se efectuaron análisis numéricos de elementos finitos de los tres tipos de cimentación.

El perfil estratigráfico general del sitio comprende una capa de limo y arcillas con presencia de raíces y materia orgánica (CH-MH) desde la superficie del terreno hasta una profundidad de 17.50 m, donde existe un estrato de arena limo-arcillosa.

A continuación, se describe el proceso de construcción de los modelos físicos. Primero se construyeron las inclusiones rígidas, para las cuales se efectuaron excavaciones manuales con equipo conocido como malacate o equipo de trípode que tiene un diámetro en el barreno de 0.60 m., las excavaciones se rellenaron con material granular mezclado con cemento hasta una profundidad de 13.0 m. En el proceso de realizar las perforaciones, utilizando barrenos manuales de 0.30 m. y 0.60 m de diámetro, no se observó cierre o estrangulamiento de las perforaciones. Durante la fundición y fraguado de cada inclusión rígida se instaló en la punta de las inclusiones una placa para el monitoreo de asentamientos. La longitud final de cada inclusión fue de 12.0 m. Sobre la cabeza de las inclusiones se colocó una “plataforma de transferencia” en arena de peña de 1.0 m de espesor, compactando la arena en capas de 0.20 m. Finalmente, sobre la plataforma de transferencia se construyó una placa de concreto de 0.20 m de espesor. Los niveles de las superficies de las placas de concreto se levantaron topográficamente. Una vez fraguada la placa

de cimentación se colocó carga externa constituida por arena de peña con una altura mayor a 4.0 m.

### **8.1 1Modelo Físico 1 sin inclusión rígida**

La construcción del modelo sin inclusión rígida se inició el día 16 de agosto del 2021. Se ejecutó una perforación de 3" de diámetro y 13 m de profundidad con la finalidad de instalar una placa de medición asentamientos a este nivel. A continuación, se removió 1.0 m de profundidad de material del sitio del proyecto y se reemplazó por arena de peña, y después se fundió la placa de concreto. La Tabla 19 y la Figura 59 muestran la geometría del Modelo Físico 1.

La carga se completó el día 29 de octubre del 2021. En la Figura 60 y el Anexo 2.3 se incluye un registro fotográfico de la construcción del Modelo Físico 1.

La construcción del modelo físico se realizó controlando en forma detallada la calidad de cada etapa, desde la preparación del suelo y la instalación de la instrumentación hasta la construcción de las inclusiones rígidas y la aplicación de la carga externa.

Tabla 19. Geometría del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida

Geometría modelo de sin inclusión rígida	
Dimensiones	Unidad
Diámetro de la inclusión d, (m)	N/A
Espesor de la capa de arena ea (m)	1.00
Espesor de placa h-p (m)	0.20
Área de la placa a-p (m <sup>2</sup> )	3.24

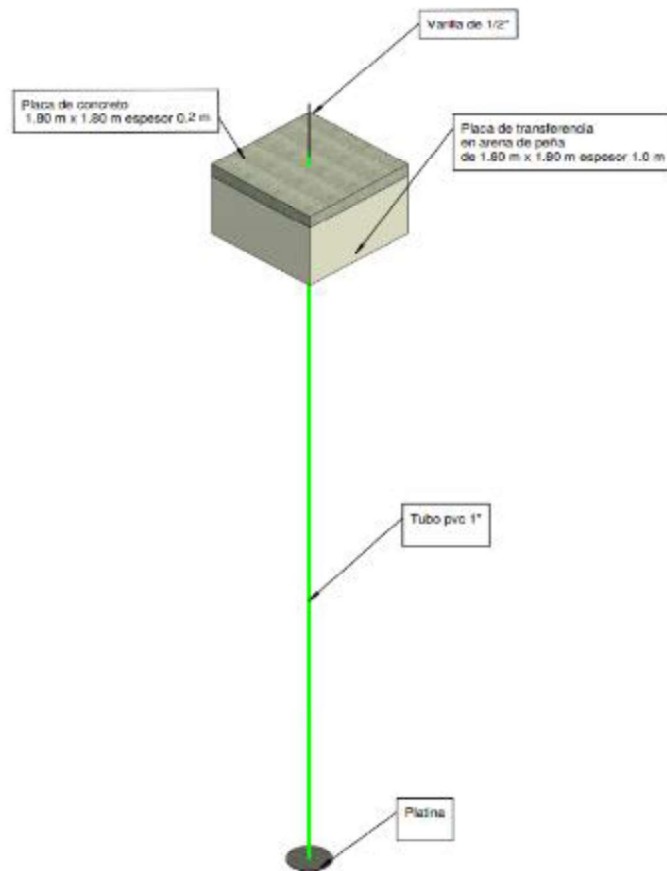


Figura 59. Modelo Físico 1 sin inclusión rígida.



*Figura 60. Construcción del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida.*

### 8.1.1 Monitoreo de los asentamientos del Modelo Físico 1

Se realizó la toma de datos de asentamientos en un punto A de la placa, localizado como se ilustra en la Figura 61. Además, se registraron datos en la varilla de medición la cual mide los asentamientos de una placa localizada a una profundidad de 13.0 m.

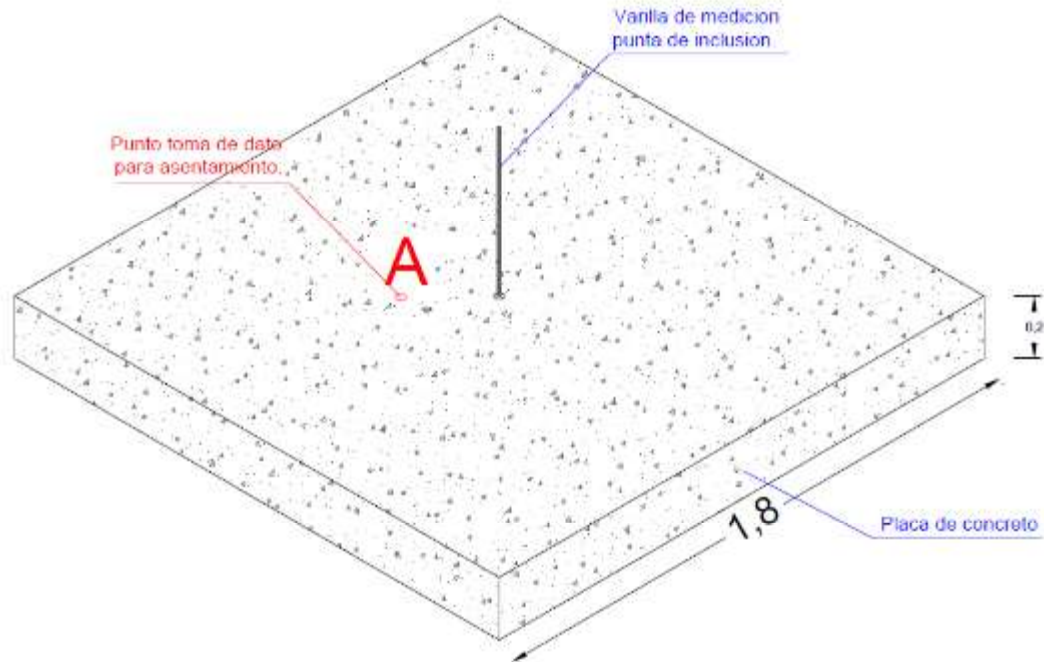


Figura 61. Monitoreo topográfico del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida.

El monitoreo topográfico para registrar los asentamientos y movimientos a los 13.0 m de profundidad se llevó a cabo desde el día 8 de agosto del 2021, una vez finalizada la instalación de la carga. Se utilizó equipo de topografía, nivel de precisión y mira para la toma de datos, para registrar los asentamientos durante un periodo de 180 días, como se muestra en la Tabla 20.

Tabla 20. Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 1 sin inclusión rígida

<b>Registro de datos de asentamiento</b>		
<b>Modelo sin inclusión rígida</b>		
Fecha toma de lectura	Puntos sobre la placa	Varilla de medición
	Punto A	Punto 1
8/10/2021	2553.597	2541.306
1/11/2021	2553.59	2541.306
6/11/2021	2553.588	2541.306
10/11/2021	2553.584	2541.306
13/11/2021	2553.58	2541.306
17/11/2021	2553.576	2541.306
24/11/2021	2553.573	2541.306
4/12/2021	2553.571	2541.306
14/12/2021	2553.57	2541.306
22/12/2021	2553.568	2541.306
29/12/2021	2553.566	2541.306
14/01/2022	2553.565	2541.306
29/01/2022	2553.564	2541.306
5/02/2022	2553.564	2541.306
19/02/2022	2553.564	2541.306
5/03/2022	2553.562	2541.306
19/03/2022	2553.562	2541.306
9/04/2022	2553.56	2541.306
23/04/2022	2553.558	2541.306
7/05/2022	2553.558	2541.306
<b>Diferencia (m)</b>	<b>-0.039</b>	<b>0</b>

Los asentamientos medidos se muestran en la Figura 62. A los 180 días el asentamiento fue de 39 mm. En la Figura 61, por parte de tesista se observó un fenómeno de incremento brusco de los asentamientos entre 160 a 180 días, en la evaluación de los datos obtenidos en el monitoreo topográfico, se determina que puede ser un movimiento externo, pudo ser en consecuencia por el paso de maquinaria y/o camiones en consecuencia del proceso de cosecha del predio agrícola. Ya que los otros dos modelos no se comportaron de tal forma. Donde se atribuye a efectos externos.

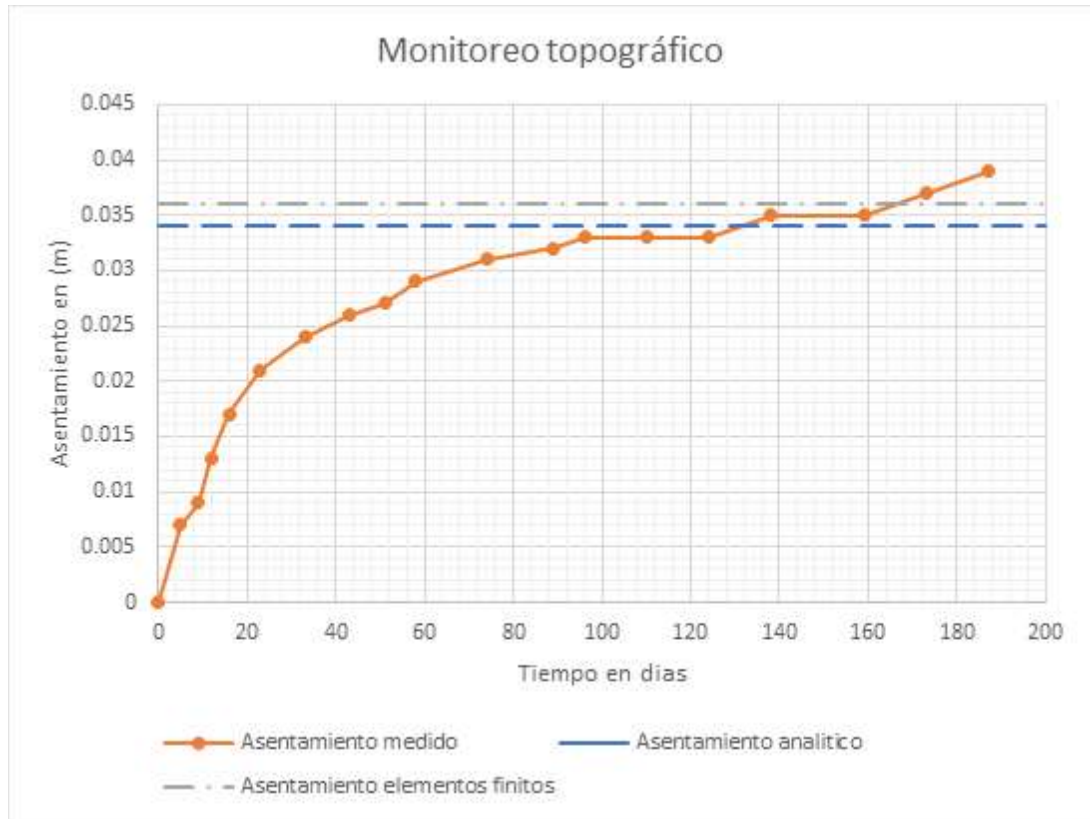


Figura 62. Grafica asentamiento, modelo físico 1 sin inclusión rígida

## 8.2 Modelo Físico 2 con una inclusión rígida

La construcción del Modelo Físico 2, se inició el 16 de agosto del 2021. Se llevó a cabo la perforación de la inclusión rígida con malacate, alcanzando una profundidad de 13.0 m desde el nivel del terreno natural. Se procedió con la instalación de la placa de medición de asentamientos en la punta de la inclusión rígida. Posteriormente se colocó en la perforación el material granular con cemento para formar la inclusión rígida. Después se realizó una excavación del terreno natural de 1.0 m de profundidad y se reemplazó con arena de peña para conformar la plataforma de transferencia. Sobre esta se fundió la placa de concreto del cimiento



superficial. Las dimensiones y detalles de la construcción del Modelo Físico 2 se presentan en la Tabla 21 y la Figura 63.

Tabla 21. Geometría del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida

Geometría modelo de con inclusión rígida	
Dimensiones	Unidad
Diámetro de la inclusión $d$ , (m)	0.60
Longitud de la inclusión $l$ , (m)	12.0
Espesor de la capa de arena $e_a$ (m)	1.00
Espesor de placa $h-p$ (m)	0.20
Área de la placa $a-p$ (m <sup>2</sup> )	3.24

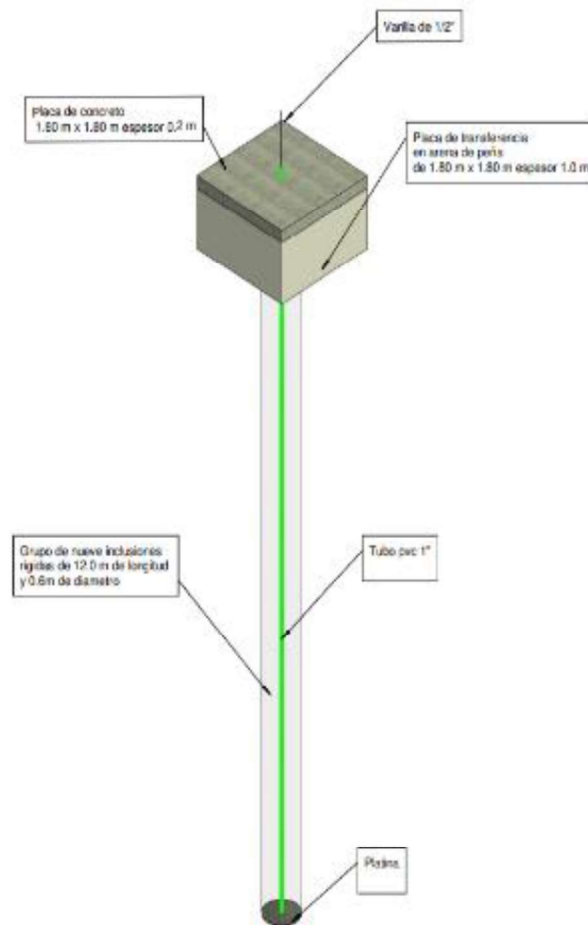


Figura 63. Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.



*Figura 64.* Construcción del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.

### 8.2.1 Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida

Se realizaron mediciones de asentamientos del punto A del cemento superficial y de la varilla de medición conectada a la punta de la inclusión rígida como se muestra en la Figura 65.

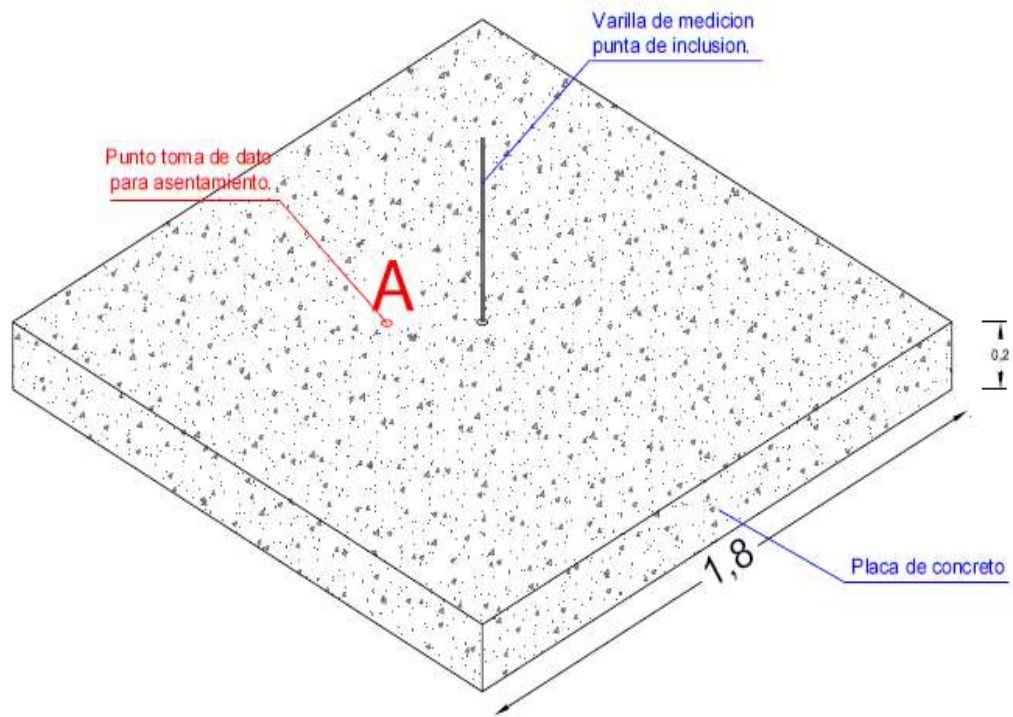


Figura 65. Toma de datos de asentamientos del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.

Los datos del monitoreo de asentamientos de la placa de cimentación y de la punta de la inclusión rígida se muestra en la Tabla 22 y la Figura 66. Se tomaron datos topográficos entre el 8 de octubre de 2021 y el 7 de mayo de 2022.

Tabla 22. Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida

<b>Registro de datos de asentamiento</b>		
<b>Modelo con una inclusión rígida</b>		
Fecha toma de lectura	Puntos sobre la placa	Varilla de medición
	Punto A	Punto 1
8/10/2021	2553.8	2541.465
1/11/2021	2553.794	2541.465
6/11/2021	2553.791	2541.465
10/11/2021	2553.789	2541.465
13/11/2021	2553.788	2541.465
17/11/2021	2553.786	2541.465
24/11/2021	2553.784	2541.465
4/12/2021	2553.783	2541.465
14/12/2021	2553.783	2541.465
22/12/2021	2553.781	2541.465
29/12/2021	2553.78	2541.465
14/01/2022	2553.778	2541.465
29/01/2022	2553.777	2541.465
5/02/2022	2553.777	2541.465
19/02/2022	2553.776	2541.465
5/03/2022	2553.775	2541.465
19/03/2022	2553.775	2541.465
9/04/2022	2553.774	2541.465
23/04/2022	2553.773	2541.465
7/05/2022	2553.772	2541.465
<b>Diferencia (m)</b>	<b>0.028</b>	<b>0</b>

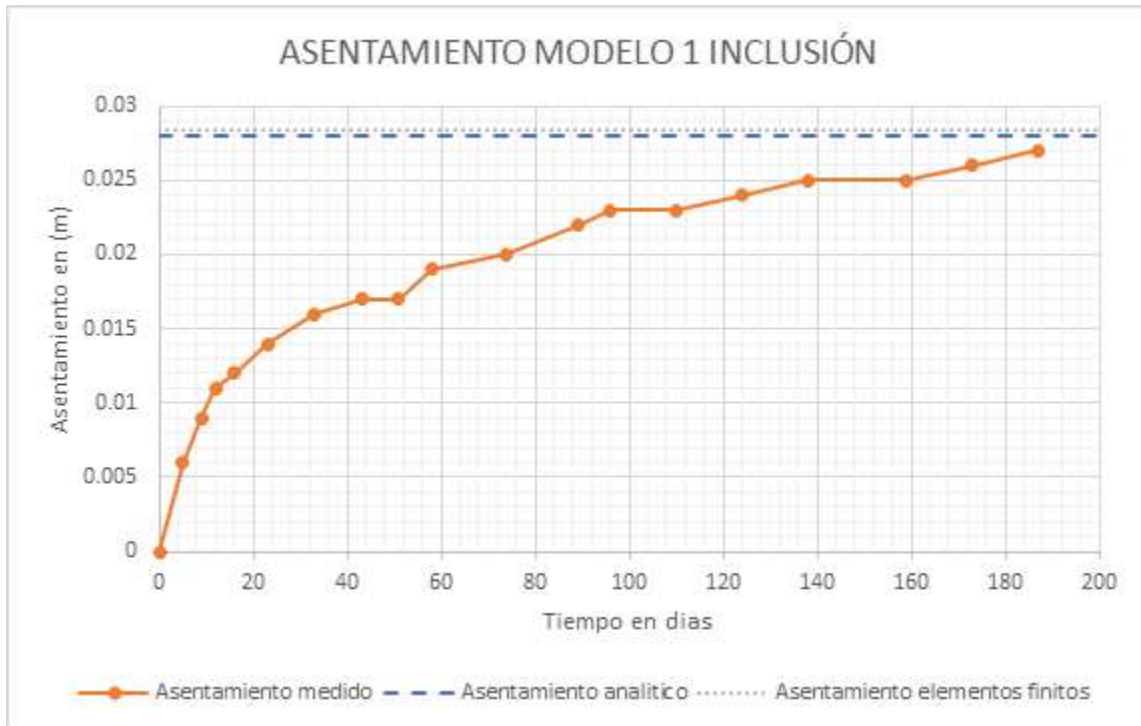


Figura 66. Gráfica asentamiento del Modelo Físico 2 con una inclusión rígida.

### 8.3 Modelo Físico 3, con grupo de 9 inclusiones rígidas

El modelo Físico 3, se comenzó a construir el 19 de agosto del 2021. Se ejecutaron nueve perforaciones hasta una profundidad de 13.0 m bajo el nivel del terreno natural para construir nueve inclusiones rígidas. La geometría del modelo se muestra en la Tabla 23 y la Figura 67. En la punta de cada una de las inclusiones rígidas se instalaron placas de medición de asentamientos. Las nueve perforaciones se rellenaron con una mezcla de suelo—cemento. Después se reemplazó 1.0 m de profundidad de terreno natural con arena de peña para formar la 'plataforma de transferencia'. Sobre la arena de peña fundió la placa de concreto de la cimentación superficial como se muestra en la Figura 68. Una vez fraguado el cemento de concreto se llevó a cabo la instalación de la carga externa, la cual se completó el 29 de octubre del 2021.

Tabla 23. Geometría del Modelo Físico 3 con grupo de nueve inclusiones rígidas

Geometría modelo de grupo de inclusiones rígidas.	
Dimensiones	Unidad
Diámetro de la inclusión $d$ , (m)	0.60
Longitud de la inclusión $l$ , (m)	12.0
Espesor de la capa de arena $e_a$ (m)	1.00
Separación entre elementos $s$	2D
Espesor de placa $h-p$ (m)	0.20
Área de la placa $a-p$ (m <sup>2</sup> )	36.0

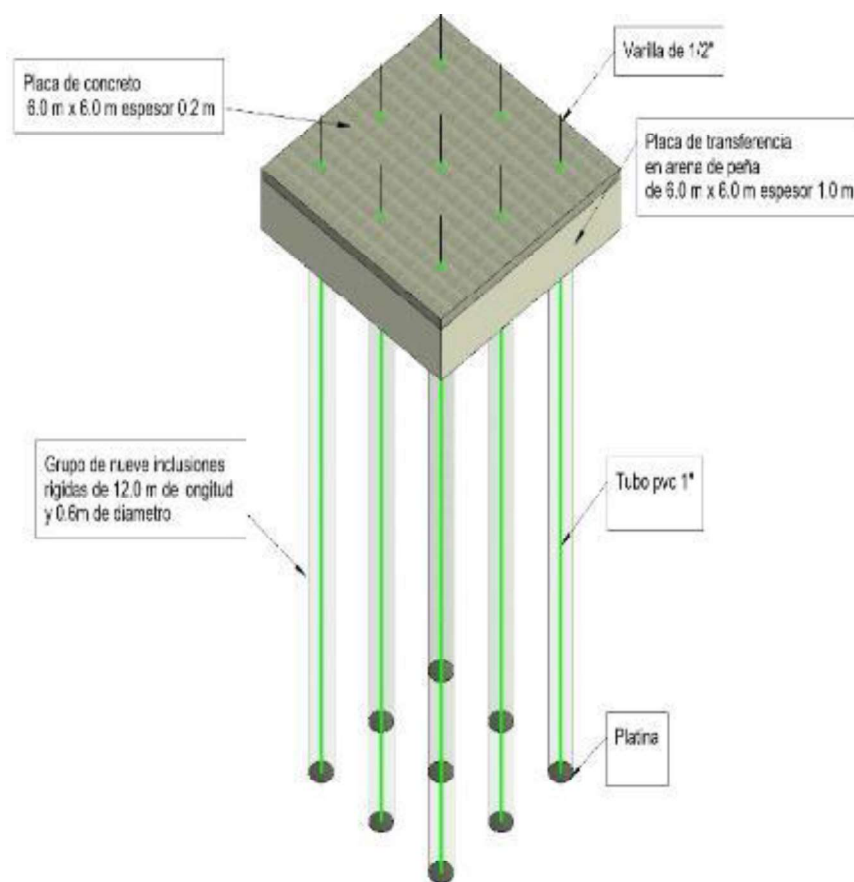


Figura 67. Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.





*Figura 68. Construcción del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.*

### 8.3.1 Monitoreo de asentamientos del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas

Se tomaron datos de asentamientos en los tres puntos del cimienta superficial identificado como A, B y C, y de las nueve varillas de medición conectadas con las puntas de las nueve inclusiones rígidas ilustradas en la Figura 69.

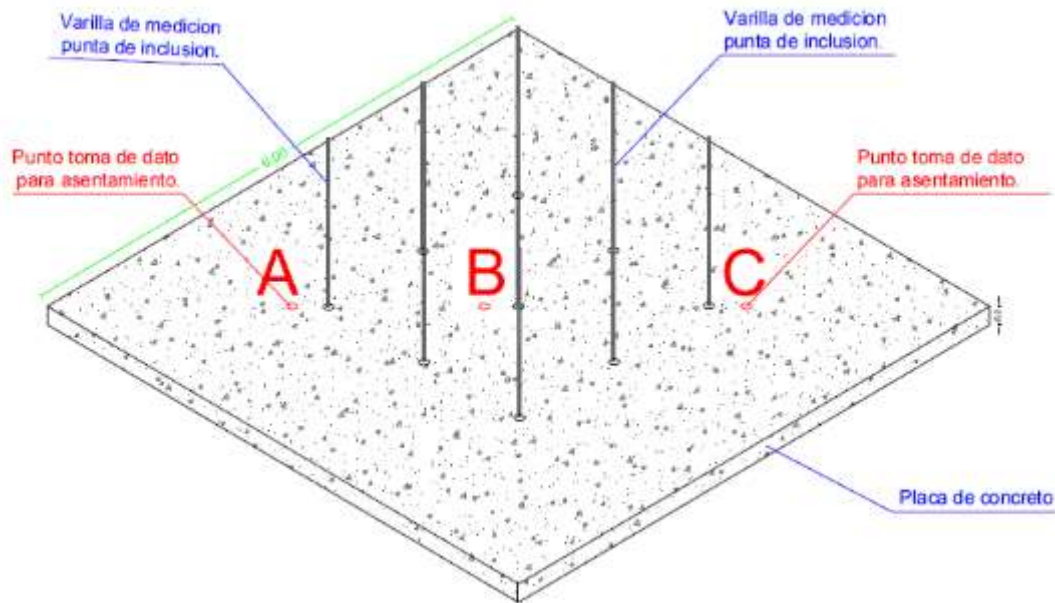


Figura 69. Toma de datos de asentamientos del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.

Una vez instalada la carga externa se realizó la toma de datos de asentamientos entre el 8 de octubre de 2021 y el 7 de mayo de 2022. Los asentamientos medidos en la placa y en la punta de las 9 inclusiones rígidas se muestran en la Tabla 243 y la Figura 70.



Tabla 24. Monitoreo de asentamiento Modelo Físico 3 con nueve inclusiones rígidas

Registro de datos de asentamiento												
Modelo grupo de inclusiones rígidas												
Fecha lectura	Puntos sobre la placa			Varilla de medición								
	A	B	C	1	2	3	4	5	6	7	8	9
8/10/2021	2553.888	2553.866	2553.857									
1/11/2021	2553.88	2553.859	2553.851	2541.671	2541.644	2541.595	2541.619	2541.673	2541.595	2541.602	2541.584	2541.655
6/11/2021	2553.877	2553.857	2553.847	2541.671	2541.642	2541.595	2541.619	2541.672	2541.595	2541.602	2541.584	2541.655
10/11/2021	2553.875	2553.855	2553.844	2541.671	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.595	2541.602	2541.584	2541.655
13/11/2021	2553.874	2553.854	2553.843	2541.671	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.595	2541.602	2541.584	2541.655
17/11/2021	2553.873	2553.853	2553.841	2541.671	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.593	2541.602	2541.58	2541.655
24/11/2021	2553.872	2553.851	2553.839	2541.671	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.593	2541.602	2541.58	2541.655
4/12/2021	2553.871	2553.849	2553.837	2541.67	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.593	2541.598	2541.58	2541.651
14/12/2021	2553.87	2553.848	2553.836	2541.67	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.593	2541.598	2541.58	2541.651
22/12/2021	2553.869	2553.847	2553.835	2541.67	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.593	2541.598	2541.58	2541.651
29/12/2021	2553.867	2553.846	2553.834	2541.67	2541.642	2541.592	2541.619	2541.672	2541.593	2541.598	2541.58	2541.651
14/01/2022	2553.867	2553.844	2553.833	2541.67	2541.642	2541.592	2541.617	2541.672	2541.591	2541.598	2541.58	2541.651
29/01/2022	2553.866	2553.843	2553.832	2541.67	2541.642	2541.592	2541.617	2541.672	2541.591	2541.598	2541.58	2541.651
5/02/2022	2553.865	2553.841	2553.832	2541.67	2541.64	2541.592	2541.617	2541.672	2541.591	2541.598	2541.58	2541.651
19/02/2022	2553.864	2553.841	2553.831	2541.67	2541.64	2541.592	2541.617	2541.672	2541.591	2541.598	2541.578	2541.651
5/03/2022	2553.864	2553.84	2553.83	2541.67	2541.64	2541.59	2541.617	2541.67	2541.591	2541.598	2541.578	2541.651
19/03/2022	2553.863	2553.84	2553.829	2541.668	2541.639	2541.59	2541.617	2541.67	2541.591	2541.598	2541.578	2541.651
9/04/2022	2553.861	2553.839	2553.828	2541.668	2541.639	2541.59	2541.617	2541.67	2541.591	2541.598	2541.578	2541.651
23/04/2022	2553.861	2553.838	2553.828	2541.666	2541.637	2541.59	2541.617	2541.668	2541.591	2541.598	2541.578	2541.651
7/05/2022	2553.861	2553.838	2553.828	2541.666	2541.637	2541.59	2541.617	2541.668	2541.591	2541.598	2541.578	2541.651
Diferencia (m)	0.027	0.028	0.029	0.005	0.007	0.005	0.002	0.005	0.004	0.004	0.006	0.004

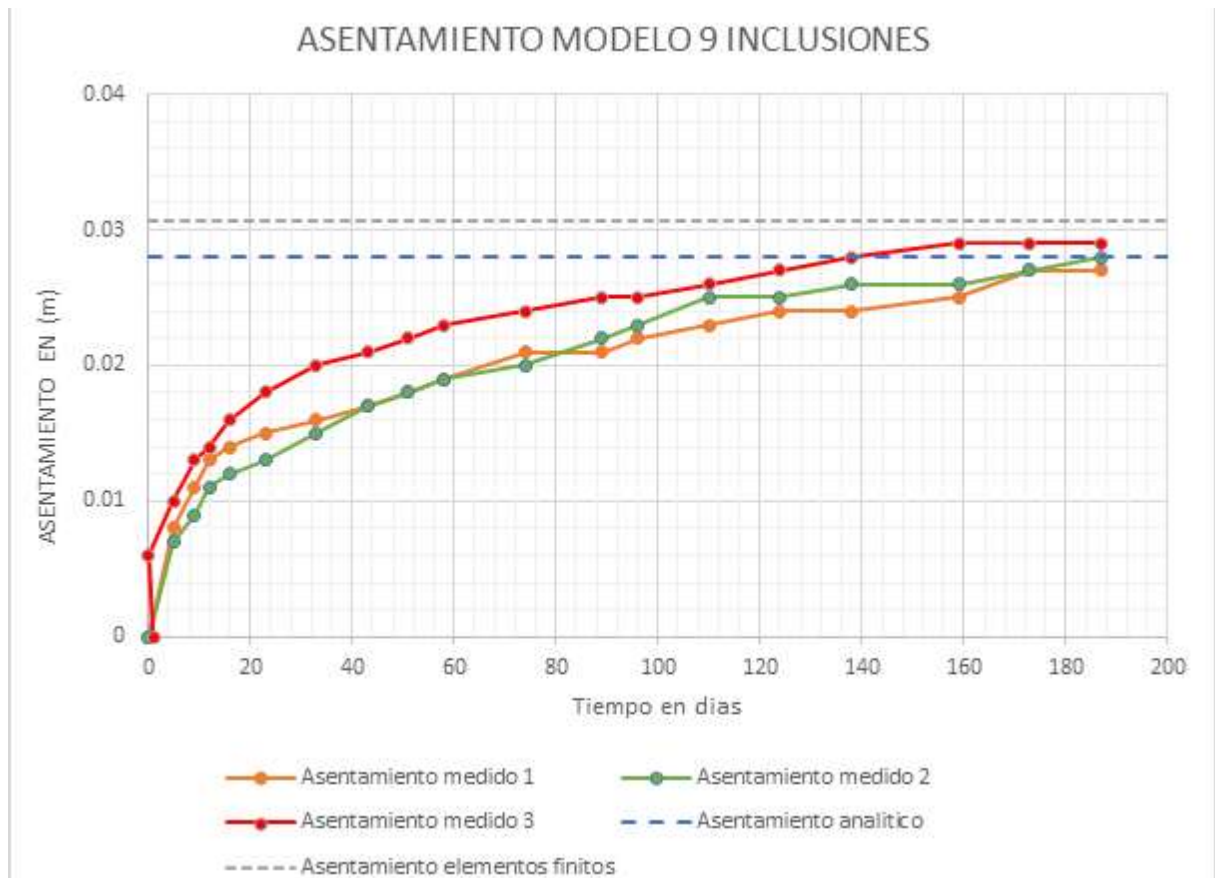


Figura 70. Asentamiento del Modelo Físico 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.

#### 8.4 Costos de materiales y personal para la construcción de los modelos físicos

La Tabla 25 lista los costos de material y personal relacionados con la construcción de los tres modelos físicos.

Tabla 25. Costos de material y personal para la construcción de los modelos físicos.

<b>MATERIALES Y PERSONAL CONSTRUCCIÓN DE LOS MODELOS FISICOS</b>				
<b>Ítem</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Valor unitario</b>	<b>Valor total</b>
Perforación con barreno manual	ml	130	\$ 58,000	\$ 7,540,000
Perforación tipo sondeo modelo sin inclusión	ml	13	\$ 76,000	\$ 988,000
Platina, Varilla y tubos PVC "Barra"	ml	198	\$ 7,700	\$ 1,524,600
Subbase granular	m <sup>3</sup>	37	\$ 180,000	\$ 6,660,000
Cemento	bulto	18	\$ 29,000	\$ 522,000
Arena de peña PTC	m <sup>3</sup>	58	\$ 95,000	\$ 5,510,000
Concreto 3000 psi	m <sup>3</sup>	8.5	\$ 620,000	\$ 5,270,000
Lonas de confinamiento	unidad	620	\$ 500	\$ 310,000
Material de carga arena de peña	m <sup>3</sup>	204	\$ 75,000	\$ 15,300,000
Cuadrilla personal	UNIDAD /día	45	\$ 245,000	\$ 11,025,000
Cuadrilla topografía	UNIDAD /mes	7	\$ 700,000	\$ 4,900,000
Maquinaria retro excavadora tipo Pajarita	hora	36	\$ 90,000	\$ 3,240,000
Elementos varios	Global	1	\$3,000,000	\$ 3,000,000
<b>Valor total</b>				<b>\$ 65,789,600</b>

## 9 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES DE LA MODELACIÓN NUMÉRICA Y TIEMPO DE CARGA

La modelación numérica en tres dimensiones (3D) de los sistemas de cimentación superficial sin y con inclusiones rígidas se llevó a cabo utilizando el programa de computador de elementos finitos Midas GTS NX, el cual permite simular el procedimiento de construcción y estimar los asentamientos de cada uno de los modelos físicos. Los datos básicos de entrada son: la geometría de los modelos, las propiedades físicas de los materiales, y los parámetros mecánicos de acuerdo con los modelos constitutivos empleados.

Los parámetros mecánicos de los materiales se estimaron con base en los de ensayos de campo y laboratorio realizados, así como en información recopilada de la literatura técnica consultada.

El programa Midas GTS NX permite estudiar la interacción del sistema suelo de cimentación, cimiento de concreto, 'plataforma de transferencia' e inclusiones rígidas y aplicar la carga externa al cimiento superficial.

### 9.1 Materiales

Los materiales considerados en el modelo tridimensional de elementos finitos se presentan a continuación.

#### 9.1.1 Suelo "Arcilla de color gris"

Con base en los resultados de los ensayos de clasificación del suelo, cortes directos y ensayos triaxiales (CU), se determinaron las propiedades de la arcilla de color gris. Los datos empleados en los análisis de elementos finitos se listan en la Tabla 26. Para simular la resistencia al corte se empleó el modelo hiperbólico de Duncan-Chang.

Tabla 26. Propiedades del material arcilla empleado en el modelo Midas GTS.

<b>Propiedades del material MIDAS GTS NX</b>			
Nombre	<b>Arcilla</b>		
Tipo de modelo constitutivo	Hiperbólico (Duncan-Chang)		
<b>Propiedad</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Módulo elástico	E	47291	kN/m <sup>2</sup>
Relación de Poisson	$\nu$	0.41	(-)
Peso unitario húmedo	$\gamma_t$	16.9	kN/m <sup>3</sup>
Relación de amortiguación	(-)	0.05	(-)
Peso unitario saturado	$\gamma_{sat}$	17.6	kN/m <sup>3</sup>
Relación de vacíos inicial	$e_0$	1.43	(-)
Relación de Poisson no drenada	$\nu_u$	0.495	
Coeficiente de permeabilidad	$k_x$	0.864	m/día
	$k_y$	0.864	m/día
	$k_z$	0.864	m/día
Cohesión	$C'$	3	kN/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción	$\phi'$	18.44	°
exponente	n	211	(-)
Relación de falla	$R_f$	0.55	(-)
Modulo tangencial		100	kN/m <sup>2</sup>
Confinamiento		10	kN/m <sup>2</sup>
Presión atmosférica	$P_a$	101.312501	kN/m <sup>2</sup>

Es importante notar que el contenido de arcilla y limo de la arena que se muestreó a 17.5 m de profundidad es muy alto (ver la Figura 71). Es decir que no es una arena de drenaje libre, específicamente es una arena limo-arcillosa. Por consiguiente, en los análisis realizados, tanto de elementos finitos como basados en metodologías convencionales, no se consideró este estrato de arena limo-arcillosa como estrato permeable. Es decir, se analizó el perfil de suelo solo con drenaje hacia la superficie del terreno.



Figura 71. Arena limo-arcillosa muestreada a 17.5 m de profundidad.

### 9.1.2 Inclusión “material granular tipo subbase con cemento”

Las inclusiones rígidas tienen una geometría circular con un diámetro de 0.60 m y una longitud de 12.00 m. Para modelar estas inclusiones, se empleó un modelo constitutivo elástico (estructural). Las propiedades físicas asignadas fueron: peso unitario  $21 \text{ kN/m}^3$ , relación de Poisson 0.25 y módulo de Young  $279017 \text{ kN/m}^2$  como se muestra en la Tabla 27.

Tabla 27. Propiedades del material de la inclusión rígida, Midas GTS.

Propiedades del material MIDAS GTS NX			
Nombre	Inclusión rígida		
Tipo de modelo constitutivo	Elástico – estructural		
Propiedad	Símbolo	Valor	Unidad
Módulo elástico	E	279017	$\text{kN/m}^2$
Relación de Poisson	$\nu$	0.25	(-)
Peso unitario	$\gamma$	21	$\text{kN/m}^3$
Relación de amortiguación	(-)	0.05	(-)

### 9.1.3 Plataforma de transferencia “Arena de Peña”

El material utilizado para la ‘plataforma de transferencia’ es una arena de peña obtenida de las canteras localizadas en el municipio de Tocancipá. En los Modelos Físicos la plataforma

de transferencia tiene un área de 3.24 m<sup>2</sup> para los modelos pequeños, mientras que en el tercer modelo físico ocupa un área de 36.00 m<sup>2</sup>. En todos los modelos la 'plataforma de transferencia' tiene un espesor de 1.0 m. Para modelar el comportamiento de la plataforma de transferencia, se empleó el modelo constitutivo Mohr-Coulomb, con módulo de Young 75000 kN/m<sup>2</sup>, relación de Poisson 0.35 y peso unitario 18.4 kN/m<sup>3</sup>. Estas propiedades físicas y otras se muestran en la Tabla 28.

Tabla 28. Propiedades de la arena de peña, Midas GTS.

<b>Propiedades del material MIDAS GTS NX</b>			
Nombre	<b>Arena de peña</b>		
Tipo de modelo constitutivo	Mohr-Coulomb		
<b>Propiedad</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Módulo elástico	E	75000	kN/m <sup>2</sup>
Relación de Poisson	$\nu$	0.35	(-)
Peso unitario húmedo	$\gamma_t$	18.4	kN/m <sup>3</sup>
Relación de amortiguación	(-)	0.05	(-)
Peso unitario saturado	$\gamma_{sat}$	20.5	kN/m <sup>3</sup>
Relación de vacíos inicial	$e_0$	0.7	(-)
Relación de Poisson no drenada		0.495	
Coeficiente de permeabilidad	$k_x$	0.864	m/día
	$k_y$	0.864	m/día
	$k_z$	0.864	m/día
Cohesión	$c'$	0	kN/m <sup>2</sup>
Angulo de fricción	$\phi'$	30.4	°

#### 9.1.4 Placa "concreto con Resistencia de 3000 psi"

Los cimientos superficiales están constituidos por una placa de concreto de espesor 0.2 m. El área de la placa de los Modelos Físicos 1 y 2 es de 3.24 m<sup>2</sup>, y el tercer modelo tiene un área de 36.0 m<sup>2</sup>. Para modelar el comportamiento de estas placas se empleó el modelo constitutivo elástico estructural. con peso unitario de 24 kN/m<sup>2</sup>, relación de Poisson 0.20 y módulo de Young 21600000 kN/m<sup>2</sup>. Estos datos se basan en los resultados de las compresiones de

cilindros de concreto en el laboratorio. En la Tabla 29 se presentan los dato de entrada del programa Midas GTS NX.

*Tabla 29. Propiedades del concreto, Midas GTS.*

<b>Propiedades del material MIDAS GTS NX</b>			
Nombre	<b>Placa Concreto</b>		
Tipo de modelo constitutivo	Elástico – estructural		
<b>Propiedad</b>	<b>Símbolo</b>	<b>Valor</b>	<b>Unidad</b>
Módulo elástico	E	21600000	kN/m <sup>2</sup>
Relación de Poisson	$\nu$	0.2	(-)
Peso unitario	$\gamma$	24	kN/m <sup>3</sup>
Relación de amortiguación	(-)	0.05	(-)

## 9.2 Tiempo de carga

Se utilizó una carga vertical externa de 79 kN/m<sup>2</sup> sobre la placa de concreto de los modelos físicos. Esta carga se aplicó apilando bolsas rellenas con arena de peña sobre la placa de concreto, y se colocó por capas de 0.40 m de espesor compactando con una vibrocompactadora tipo rana (ver Anexo 2). Durante este proceso, se tuvo especial cuidado para no afectar los sistemas de medición de asentamientos de la punta de la inclusión rígida. Para todos los modelos físicos la carga se mantuvo durante un periodo de 180 días, como por ejemplo se muestra en la Figura 72 para el modelo sin inclusión rígida.

Time Step ×

Duration  day

User Defined Step

Step Number

Save Result  Log Scale

	Time	Load Factor	Save Step
	1.0000	1.0000	<input checked="" type="checkbox"/>
	45.0000	0.0000	<input checked="" type="checkbox"/>
	101.0000	0.0000	<input checked="" type="checkbox"/>
	180.0000	0.0000	<input checked="" type="checkbox"/>
*			<input type="checkbox"/>

Auto Time Step

Initial Time Step  
 Auto  day

Max. Pore Pressure Changes per Step  
 kN/cm<sup>2</sup>

Ratio of Max Time Step to Initial

Save Step

Figura 72. Tiempo de análisis de carga, modelo sin inclusión rígida.



## 10 ESTIMACIÓN ANALÍTICA DE LOS ASENTAMIENTOS

Se realizaron análisis convencionales, mediante la metodología convencional según la teoría de consolidación de Terzaghi, para estimar los asentamientos de la cimentación superficial sin inclusiones rígidas debido al esfuerzo aplicado, utilizando el módulo elástico no drenado. Se modelaron cimentaciones cuadradas de placa de concreto con dimensiones de 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m y 6.0 m x 6.0 m x 0.20 m, ambas apoyadas por debajo de la capa de suelos orgánica de 0.5 m y sin inclusiones rígidas. Es importante notar que en la estimación analítica de asentamientos no se tuvo en cuenta ninguna corrección 3D para los casos sin inclusiones rígidas.

Según los cálculos de asentamientos, se determinó un asentamiento de 4.86 cm para la cimentación de 6.0 m x 6.0 m x 0.20 m, y un asentamiento de 3.39 cm para la cimentación de 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m. Es importante mencionar que se consideraron cargas de 79 kPa/m<sup>2</sup>.

En la Tabla 30 se muestran los resultados de los asentamientos estimados. Los cálculos se incluyen en el Anexo 5.

*Tabla 30. Asentamientos calculados según la metodología analítica convencional*

<b>Modelo</b>	<b>Asentamiento metodología convencional (cm)</b>
<i>Placa de concreto 1.8 m x 1.8 m sin inclusión rígida</i>	<i>3.39 cm</i>
<i>Placa de concreto 6.0 m x 6.0 m sin grupo de inclusiones rígidas</i>	<i>5.04</i>

## **11 ANÁLISIS MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS**

Los análisis de elementos finitos en tres dimensiones (3D) se efectuaron con el programa de computador MIDAS GTS NX. Los resultados obtenidos de los análisis numéricos se compararon con las mediciones topográficas de asentamientos de los modelos físicos.

### **11.1 Diseño de los modelos**

Las modelaciones numéricas se realizaron para los datos de entrada descritos en el Capítulo 8. Las propiedades empleadas se basan en los diferentes ensayos de campo y laboratorio ejecutados.

Cabe resaltar que teniendo en cuenta la simetría en plantado cada uno de los modelos se puede haber analizado solo la cuarta parte de cada modelo. No obstante, esto no se realizó. Se efectuaron los análisis mediante elementos finitos de los modelos completos, lo cual resulta en un incremento en los tiempos de cálculo. Sin embargo, debido a la simplicidad geométrica de los modelos, se estima que el tiempo adicional para correr los modelos completos no es apreciable.

### **11.2 Ingreso de Datos**

Para cada uno de los tres modelos físicos construidos se realizó la modelación numérica respectiva empleando las mismas dimensiones de los modelos físicos, simulando las etapas de construcción que incluyen la aplicación del peso propio (estado inicial) y de las cargas externas aplicadas. Como resultado se obtuvieron los asentamientos del suelo y de la placa de cimentación de cada modelo numérico. Además, se examinaron los esfuerzos verticales dentro de la masa de suelo.

### 11.3 Modelo 1 sin inclusión rígida

#### 11.3.1 Geometría modelo sin inclusión rígida

El modelo físico representado con elementos finitos tiene las características siguientes: una plataforma de transferencia en arena de peña con dimensiones de 1.80 m x 1.80 m x 1.0 m, una placa de concreto con dimensiones de 1.80 m x 1.80 m x 0.20 m, una carga superficial de 79 kN/m<sup>2</sup>, y monitoreo de asentamientos a 12.0 m de profundidad.

El modelo numérico se elaboró con las mismas condiciones del modelo físico, cumpliendo las exigencias del programa de computador Midas GTS como se ilustra en la Figura 73.

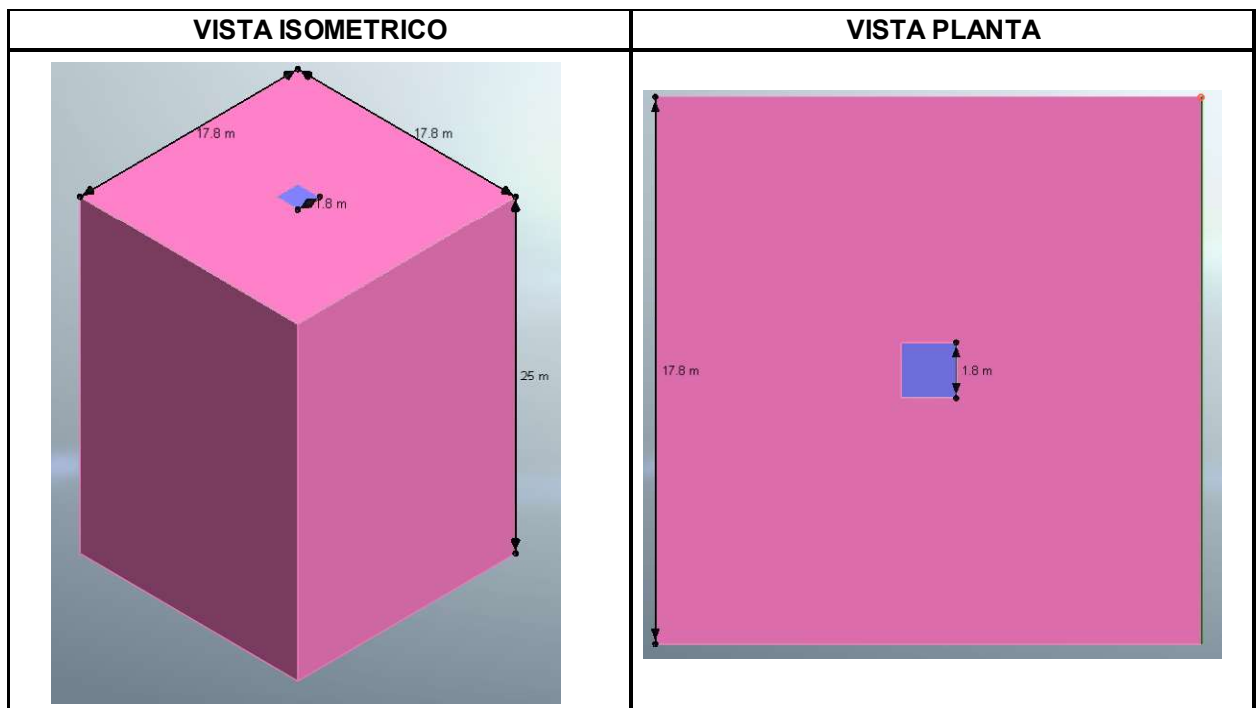


Figura 73. Geometría general del Modelo 1 sin inclusión empleando Midas GTS.

#### 11.3.2 Malla del modelo sin inclusión rígida

La malla de elementos finitos generada utilizando el programa de computador Midas GTS NX se muestra en la Figura 74. Se realizó un refinamiento de la malla de elementos finitos en las

áreas críticas de concentración de esfuerzos y deformaciones con el objetivo de incrementar la precisión de los cálculos en esas regiones específicas del modelo numérico.

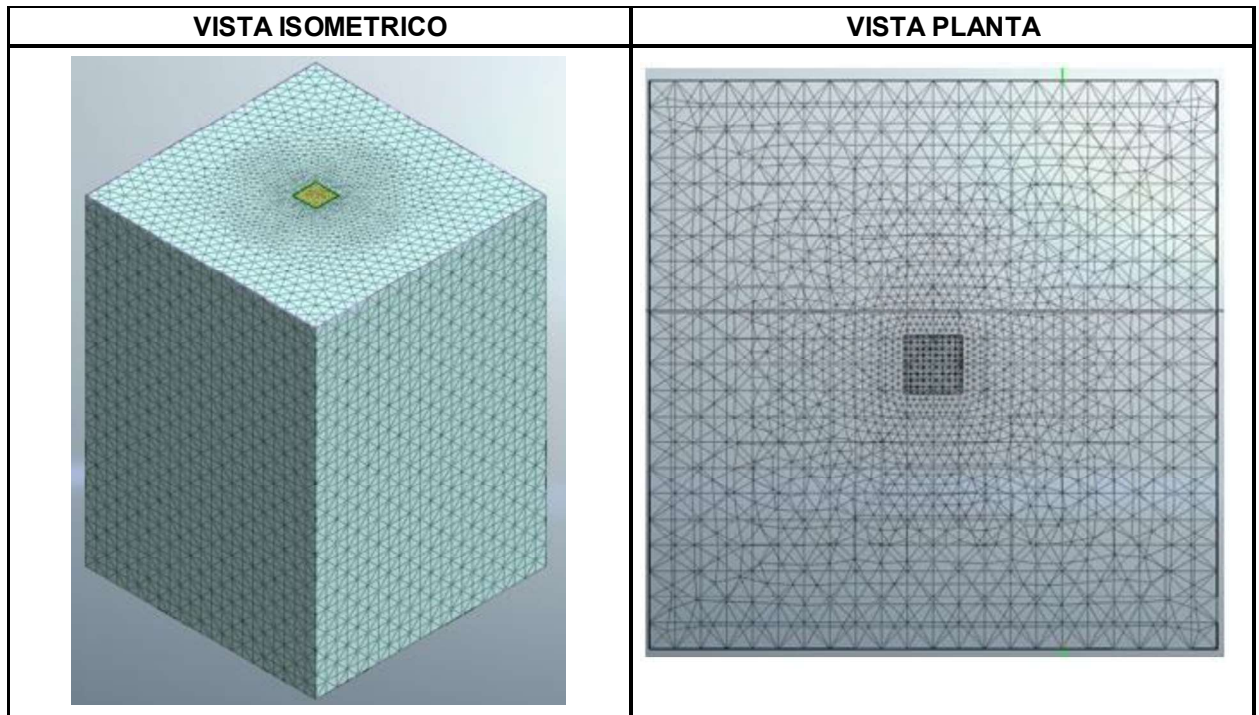


Figura 74. Malla de elementos finitos, modelo sin inclusión rígida.

### 11.3.3 Condiciones de frontera del modelo sin inclusión rígida

En este modelo, se aplicaron restricciones totales en la parte inferior y alrededor de la masa de material, utilizando la herramienta *Constraint*, lo que permitió implementar estas restricciones de manera automática, tal como se muestra en la Figura 75. Además, una condición fundamental del modelo fue considerar el peso propio o la fuerza de gravedad de esta cimentación superficial para obtener resultados representativos.

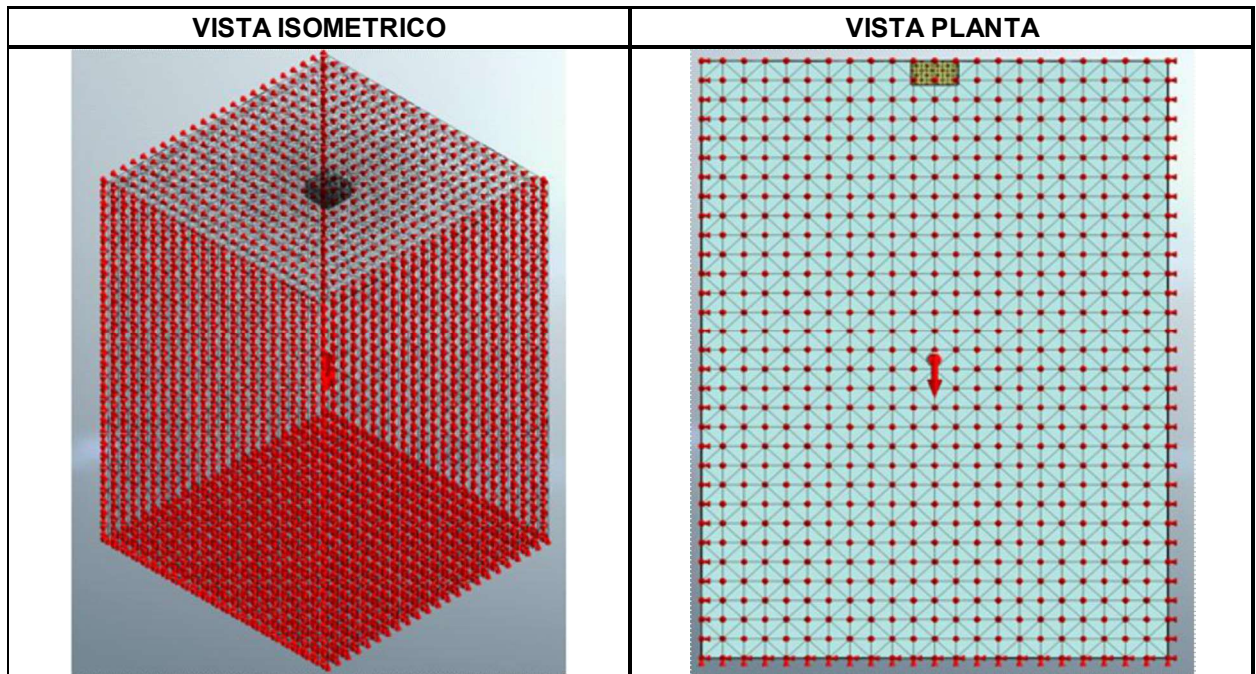
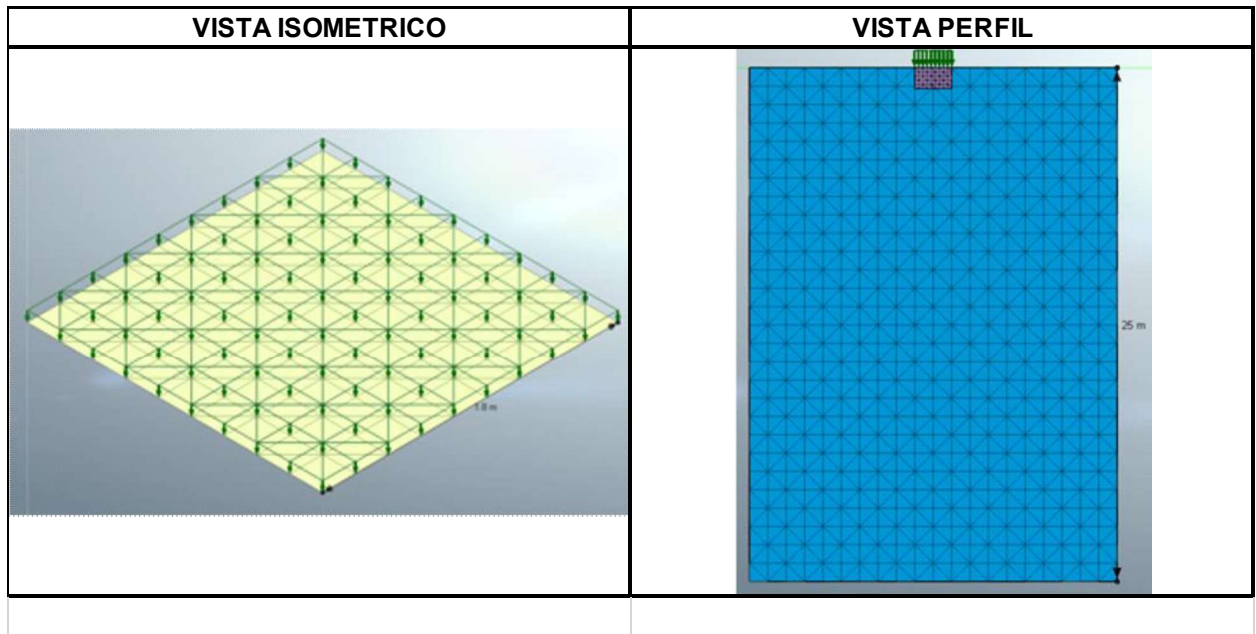


Figura 75. Restricciones, peso propio y carga del modelo sin inclusión rígida.

#### 11.3.4 Aplicación de carga en el modelo sin inclusión rígida

En este modelo, se aplicó una carga vertical de  $79 \text{ kN/m}^2$  sobre la placa de concreto, como se muestra en la Figura 76. Para ingresar esta carga en el modelo de elementos finitos, se utilizó la herramienta *Force*.



*Figura 76. Carga vertical, modelo sin inclusión rígida.*

### **11.3.5 Etapas de análisis del modelo sin inclusión rígida.**

Se analizaron dos etapas constructivas para simular el comportamiento del modelo en condiciones estáticas:

Etapa 1: Se identificó una etapa inicial que representa únicamente la construcción de la estructura de la cimentación superficial y aplicación del peso propio del suelo y la estructura, tal como se muestra en la Figura 77.

Etapa 2: Aplicación de carga durante un período de 180 días para evaluar la magnitud del desplazamiento vertical o asentamiento (ver la Figura 78).

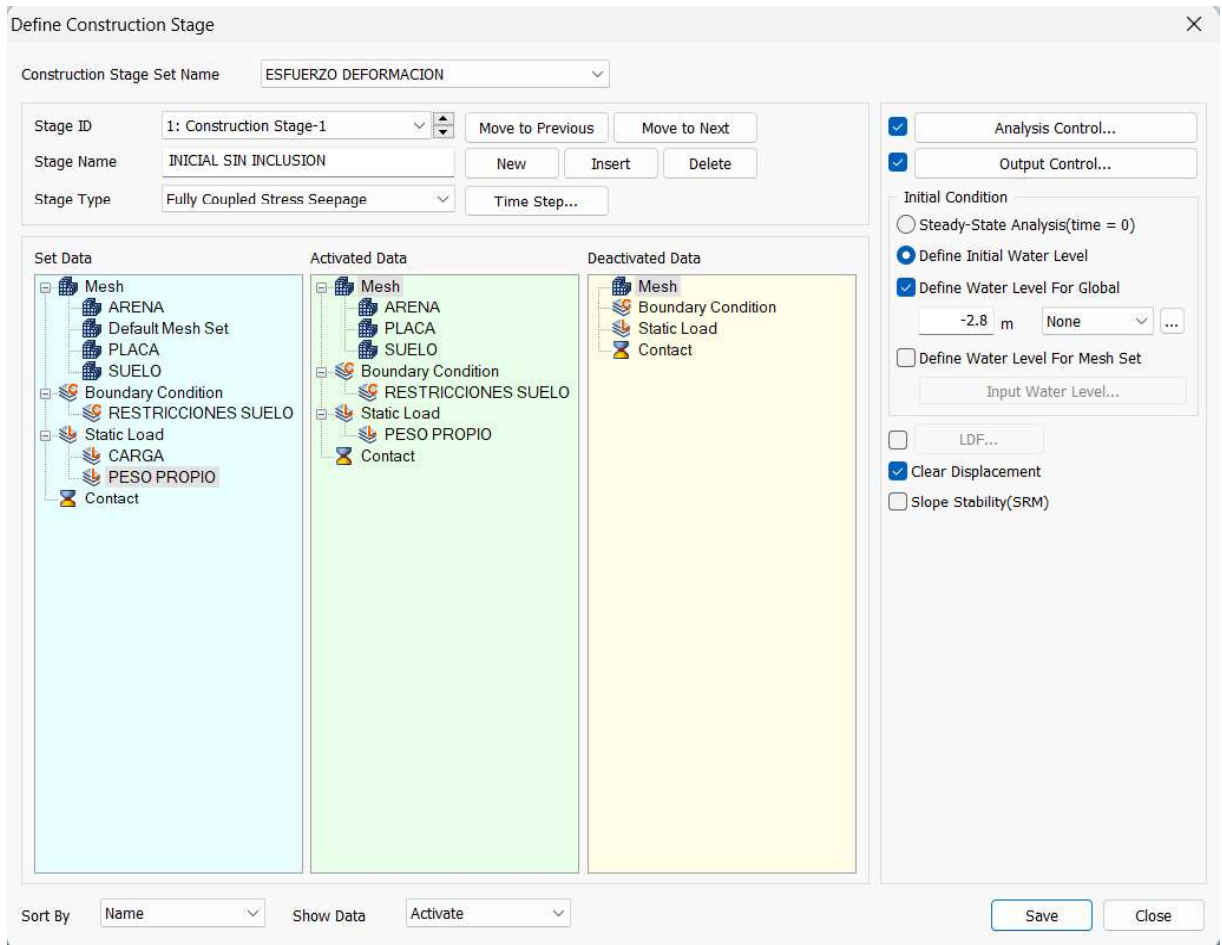


Figura 77. Etapa 1. Modelo sin inclusión rígida. Construcción del cimienta y aplicación del peso propio.



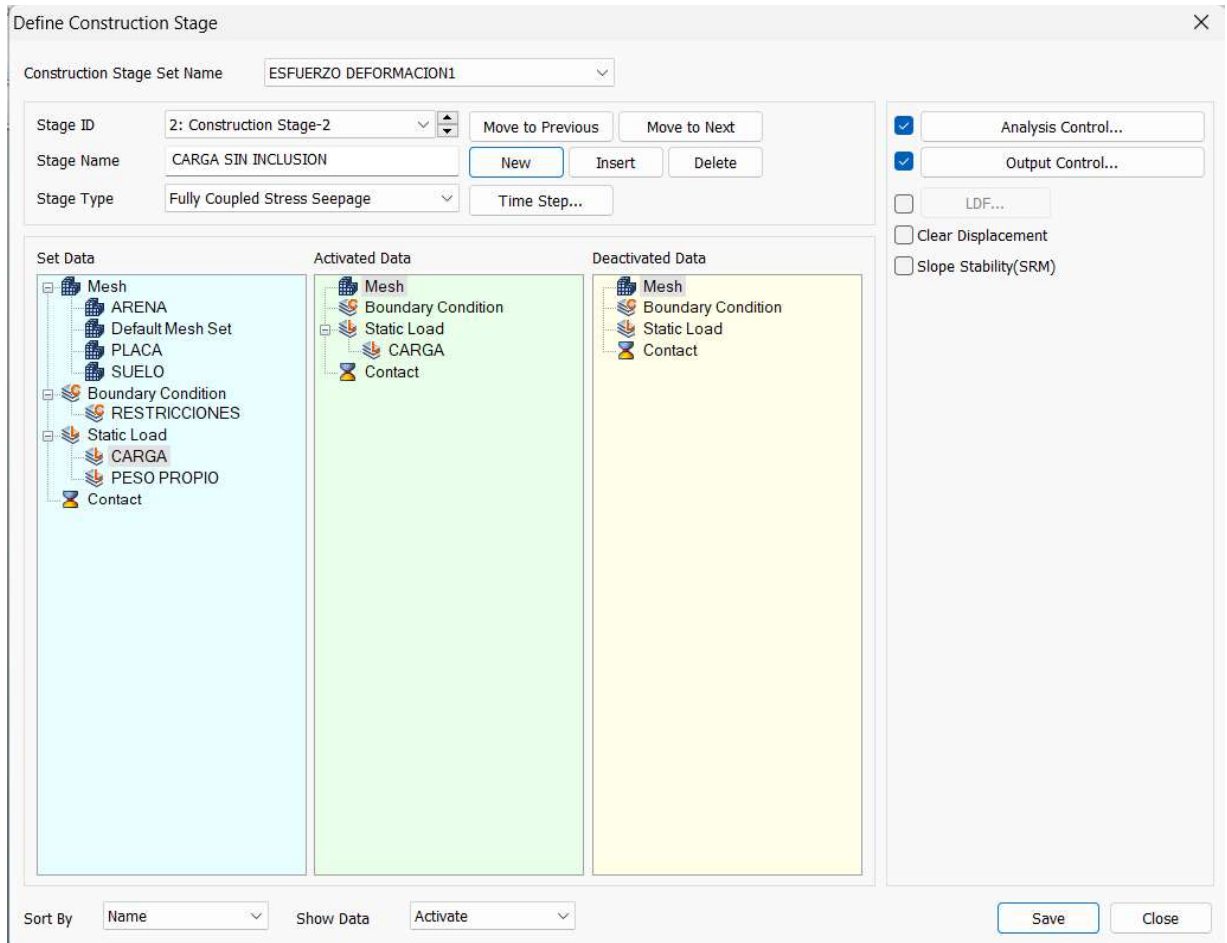


Figura 78. Etapa 2. Modelo sin inclusión rígida Aplicación de la carga externa.

### 11.3.6 Deformaciones verticales del Modelo 1 sin inclusión rígida

En la etapa inicial de análisis con el peso propio no se obtuvieron desplazamientos verticales (ver la Figura 79), al igual que lo medido durante la construcción del modelo físico.



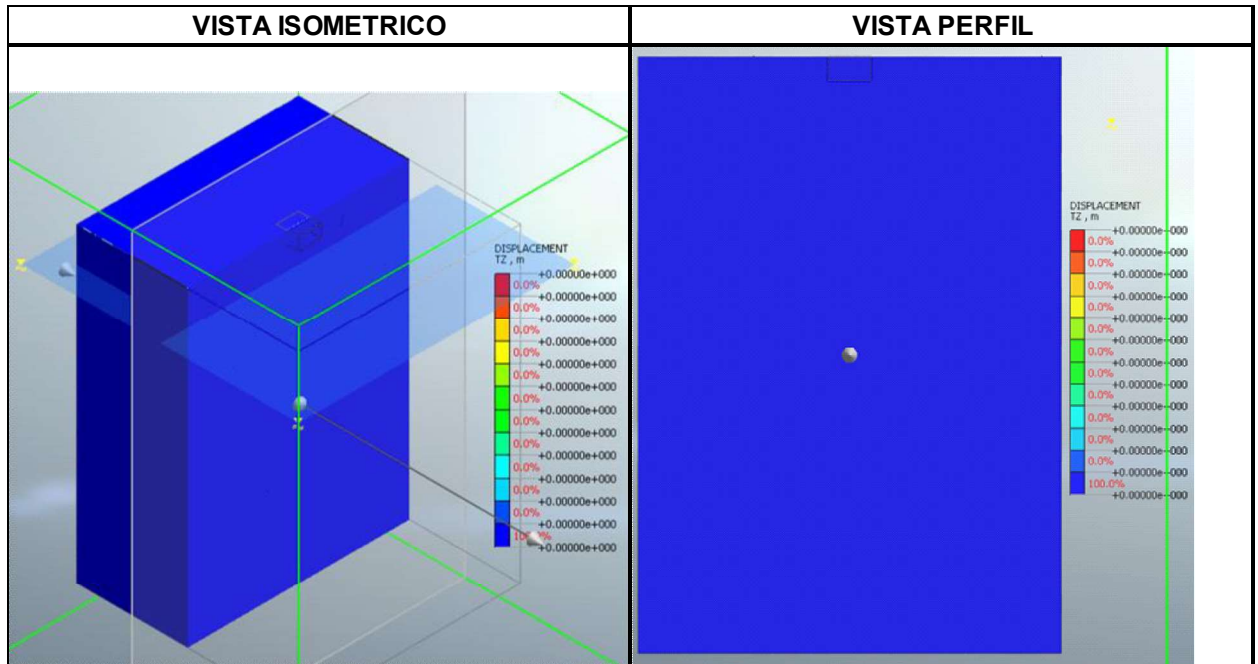


Figura 79. Modelo 1 sin inclusión rígida. Deformación vertical por aplicación del peso propio.

Para la etapa de aplicación de la carga externa del modelo sin inclusión rígida se obtuvo mediante el análisis de elementos finitos una deformación vertical (asentamiento) de la placa de cimentación superficial igual a 3.66 cm. Se observa también que el suelo en la frontera del modelo análisis a el nivel de la superficie del terreno tiene un desplazamiento vertical de magnitud despreciable de 0.00872 cm como se muestra en la Figura 80.

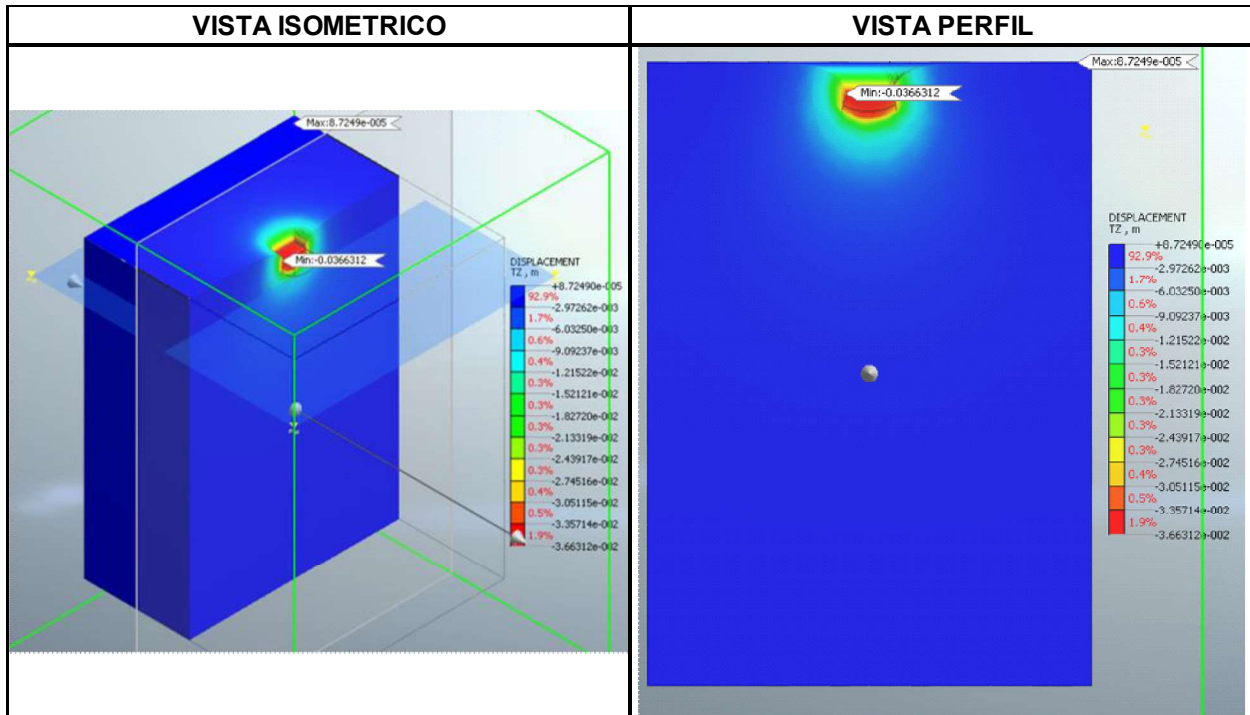


Figura 80. Modelo 1 sin inclusión rígida. Deformación vertical por aplicación de la carga externa.

### 11.3.7 Esfuerzos verticales del Modelo 1 sin inclusión rígida

La Figura 81 ilustra los esfuerzos verticales totales y efectivos debido a la aplicación de la carga cuando no existe inclusión rígida. Se pueden observar los incrementos de esfuerzos bajo la placa de concreto.

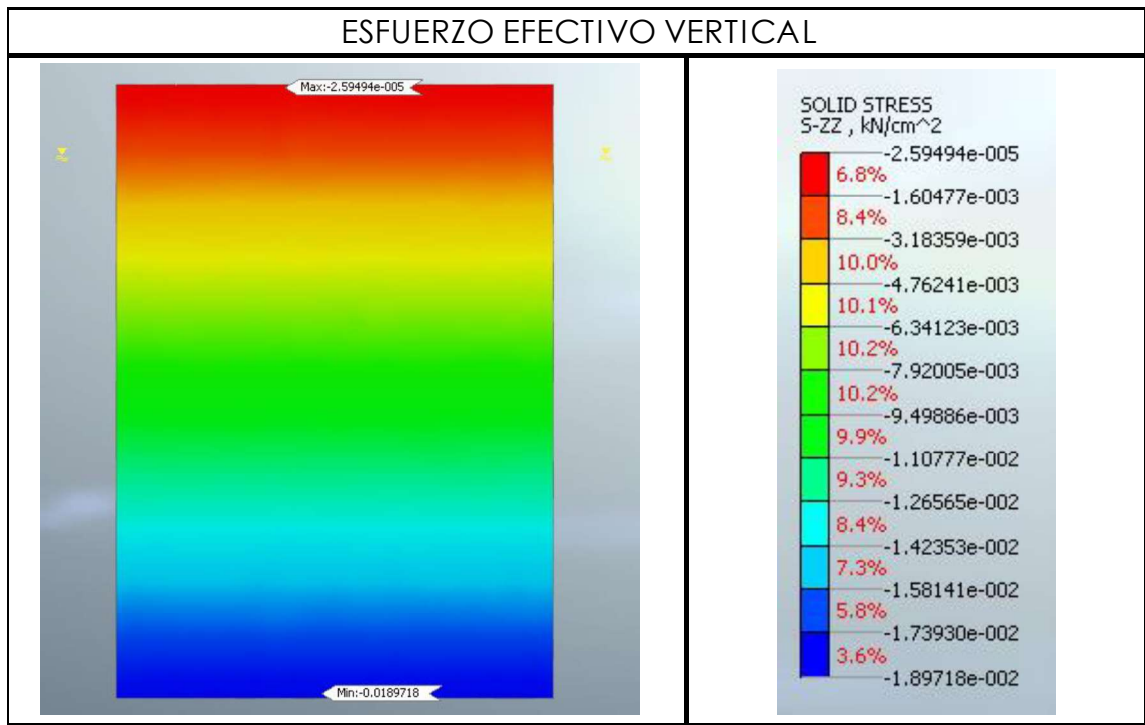
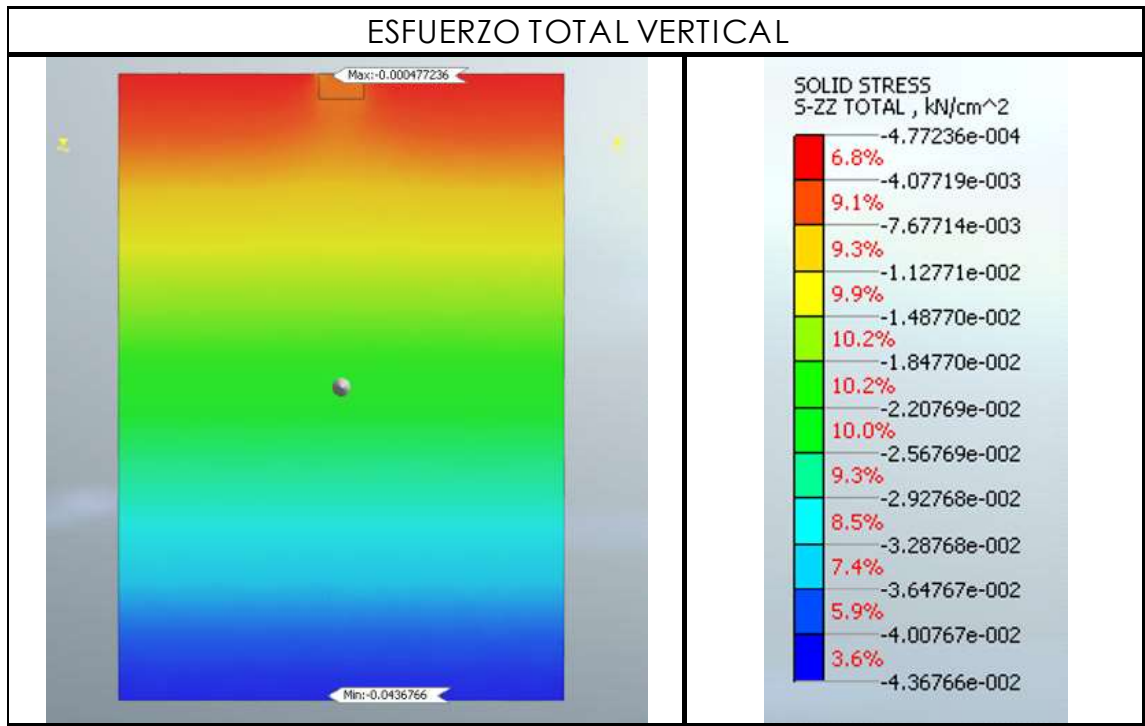


Figura 81. Modelo 1 sin inclusión rígida. Esfuerzos verticales por aplicación de la carga externa.

#### 11.4 Modelo 2 con una inclusión rígida

El modelo físico modelado con elementos finitos corresponde a un perfil de suelo arcilloso mejorado con una inclusión rígida de forma cilíndrica, compuesta por material granular tipo subbase mezclado con un 5% de cemento, con dimensiones de 12.0 m de largo y 0.6 m de diámetro. Sobre la inclusión existe una plataforma de transferencia en arena de peña con dimensiones de 1.8 m x 1.8 m x 1.0 m, y un cimientó superficial de concreto con dimensiones de 1.8 m x 1.8 m x 0.2 m. Sobre la placa se aplica una carga externa igual de 79 kN/m<sup>2</sup> (ver la Figura 82).

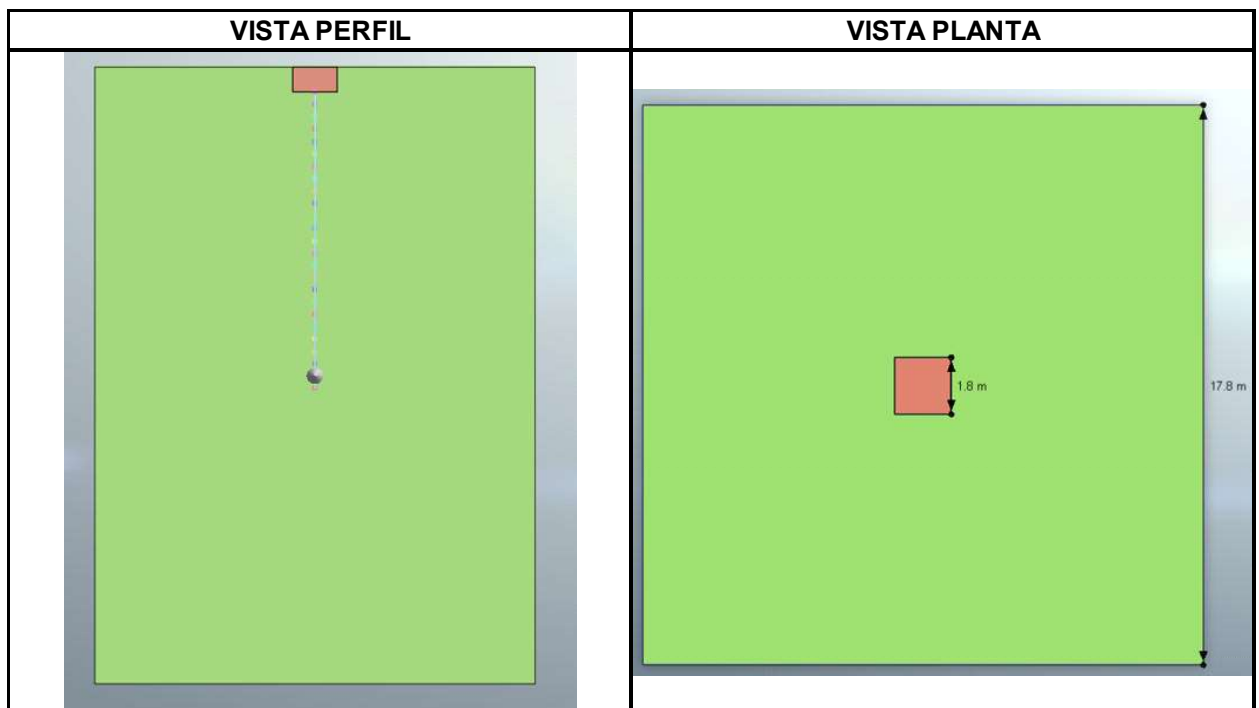
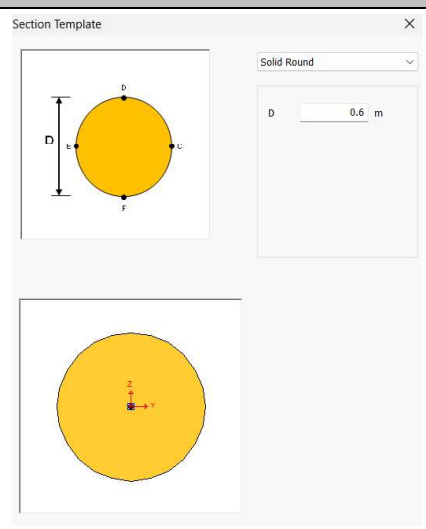


Figura 82. Geometría general del Modelo 2 con inclusión.

### 11.4.1 Dimensiones de la inclusión rígida

La inclusión rígida tiene las dimensiones siguientes: 12.0 m de longitud y 0.6 m de diámetro. En el programa de elementos finitos Midas GTX, se emplearon vigas embebidas para representar las inclusiones rígidas. con las dimensiones y propiedades que se muestran en la Tabla 31.

Tabla 31. Dimensiones y propiedades de las inclusiones rígidas.

Dimensiones de la inclusión rígida MIDAS GTS NX				
Propiedad	Símbolo	Sección	Unidad	Sección grafica
Área de sección transversal	(A)	0.28274333	m <sup>2</sup>	
Constante de torsión	(Ix)	0.012723450	m <sup>4</sup>	
Coefficiente de tensión torsional	(-)	0.3	m	
Área momento de inercia	(Iy)	0.00636172	m <sup>4</sup>	
Área momento de inercia	(Iz)	0.00636172	m <sup>4</sup>	
Área de corte efectiva	(Ay)	0.254469	m <sup>2</sup>	
Área de corte efectiva	(Az)	0.254469	m <sup>2</sup>	
Coefficiente de tensión cortante	(Gy)	4.71570202	m <sup>2</sup>	
Coefficiente de tensión cortante	(Gz)	4.71570202	m <sup>2</sup>	

### 11.4.2 Malla de elementos finitos del Modelo 2 con una inclusión

La malla de elementos finitos 3D generada en el programa de computador Midas GTS NX para el modelo 2 con una inclusión se muestra en la Figura 83. Se llevó a cabo un refinamiento de la malla en la zona de la cimentación superficial y la 'plataforma de transferencia', empleando el tamaño de malla sugerido por el programa de computador. Se determinaron puntos de referencia de la inclusión (ver la Figura 84) que coinciden con puntos de la malla del suelo, asegurando conexión entre la inclusión y la masa de suelo que la rodea.

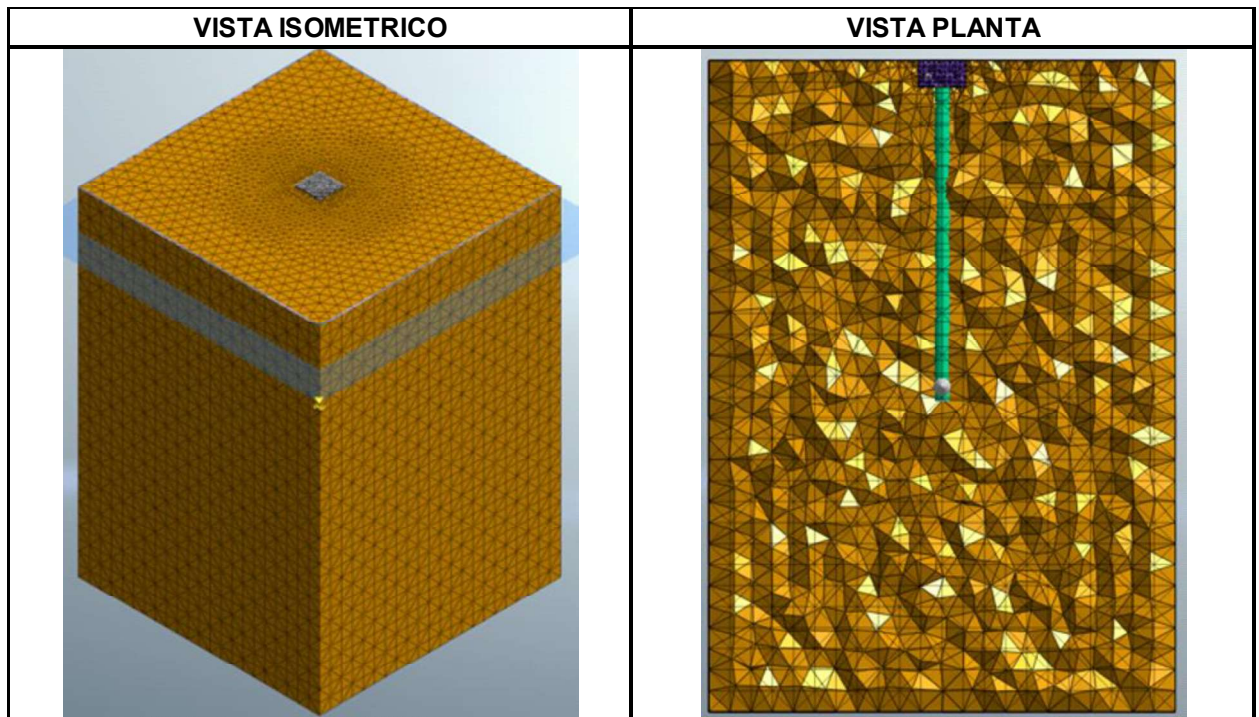


Figura 83. Malla de elementos finitos, Modelo 2 con inclusión rígida.

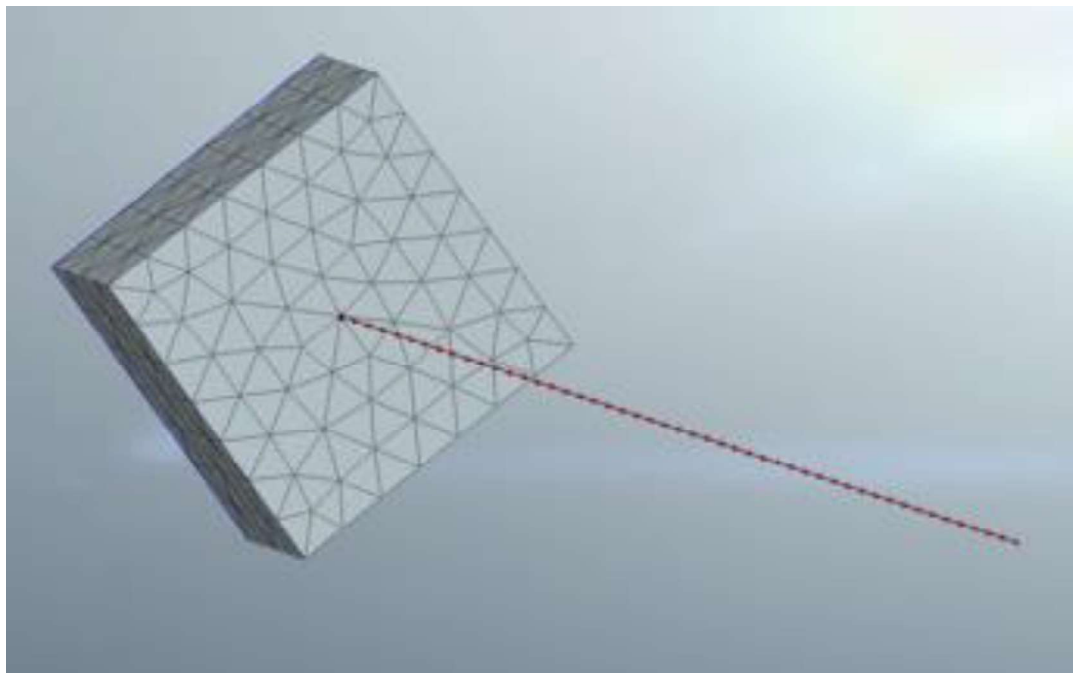


Figura 84. Conexión de los elementos de la inclusión rígida y la plataforma de transferencia.



### 11.4.3 Restricción de giro de la inclusión rígida

La función de restricción de giro (ver la Figura 85) se implementa para elementos alargados, como es el caso de la inclusión rígida. Se debe notar que, el eliminar ciertos grados de libertad del elemento resulta en una reducción del número de nodos y ecuaciones en el modelo y, muy importante, evita obtener resultados erróneos durante la etapa de solución del problema.

Con esta restricción se obtiene un comportamiento realista del modelo con la inclusión rígida.

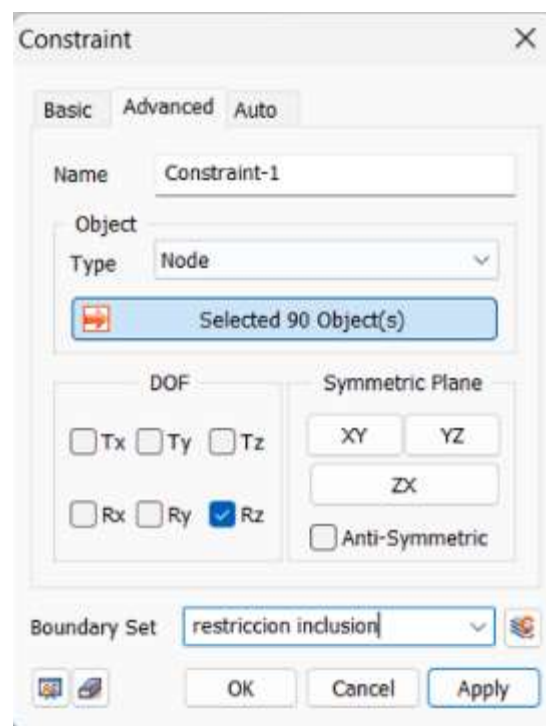


Figura 85. Restricciones de rotación de la inclusión rígida.

### 11.4.4 Interfaz entre la inclusión rígida y el suelo

Se crea una interfaz de la viga incrustada que representa la inclusión rígida, la cual no está conectada directamente a los nodos del suelo (ver la Figura 86). El papel de la interfaz es permitir el desplazamiento relativo y el comportamiento de fricción entre la inclusión rígida y el suelo.

La interfaz define el comportamiento normal y tangencial de la viga que modela la inclusión rígida. Las propiedades de la interfaz se determinaron de acuerdo con la literatura técnica y con base en los ensayos de compresión inconfiada realizados en materiales granulares con adición de cemento.

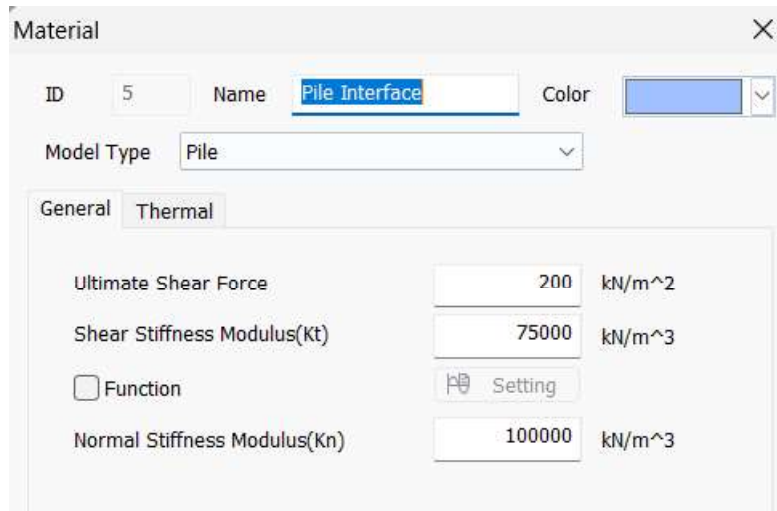


Figura 86. Interfaz de la inclusión rígida.

#### 11.4.5 Interfaz en la punta de la inclusión rígida

Se agrega un elemento de punta el cual determina el comportamiento de interacción entre el suelo y el nodo de la parte inferior de la inclusión rígida (ver la Figura 87). La rigidez en la punta de la inclusión está controlada por la capacidad de carga y la constante de resorte del suelo.



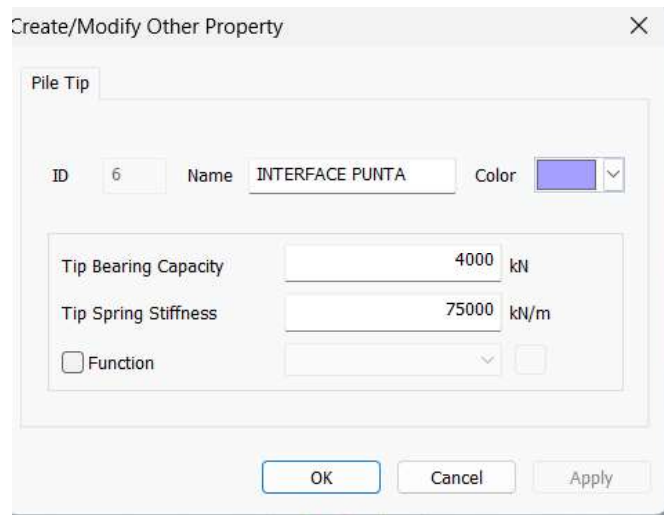
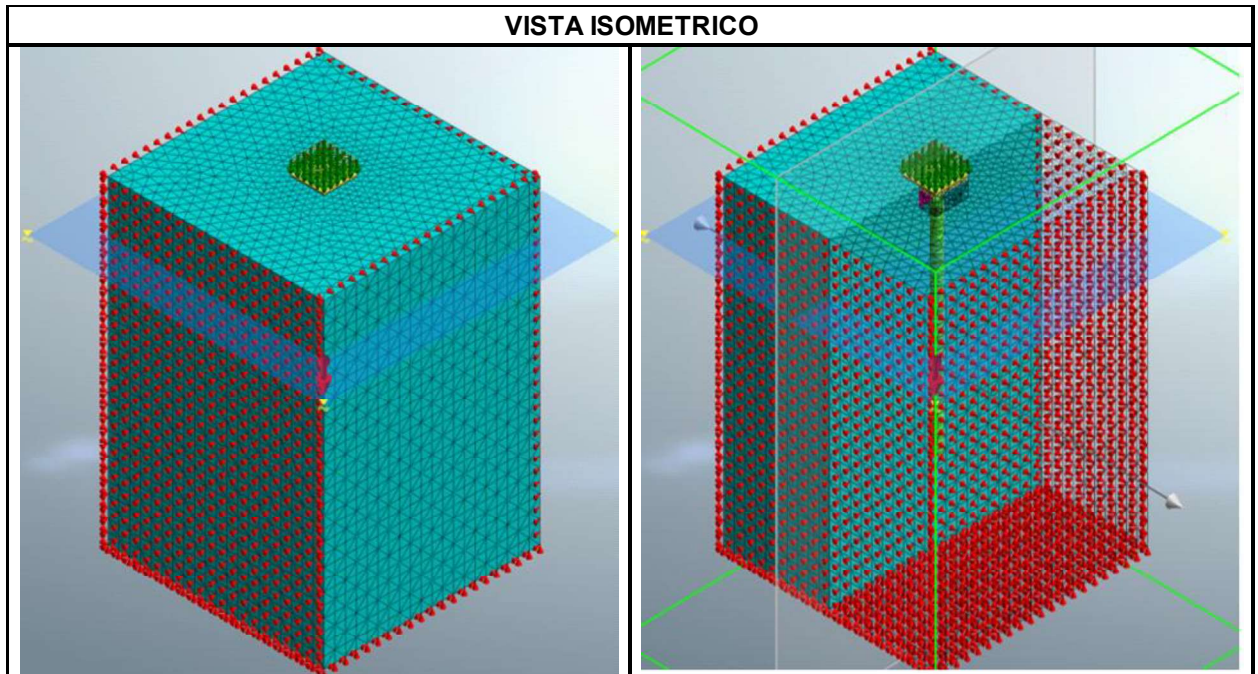


Figura 87. Restricciones de punta en la inclusión rígida.

#### 11.4.6 Condiciones de frontera del Modelo 2 con una inclusión rígida

Las condiciones de frontera del modelo restringen los desplazamientos totales en la parte inferior y los laterales de la masa de suelo. Estas condiciones se implementan en Midas GTS NX utilizando la herramienta *Constraint*, como se indica en la Figura 88.

Así mismo, se considera la fuerza de gravedad del modelo para tener en cuenta su efecto en el análisis.



*Figura 88. Restricciones del modelo con una inclusión rígida.*

#### **11.4.7 Aplicación de carga del modelo con una inclusión rígida**

Se simuló la aplicación de la carga vertical sobre la placa de concreto, como se muestra en la Figura 89. La magnitud de la fuerza aplicada es de  $79 \text{ kN/m}^2$ . Para ingresar esta carga en el modelo de elementos finitos, se utilizó la herramienta *Force* de Midas GTS.

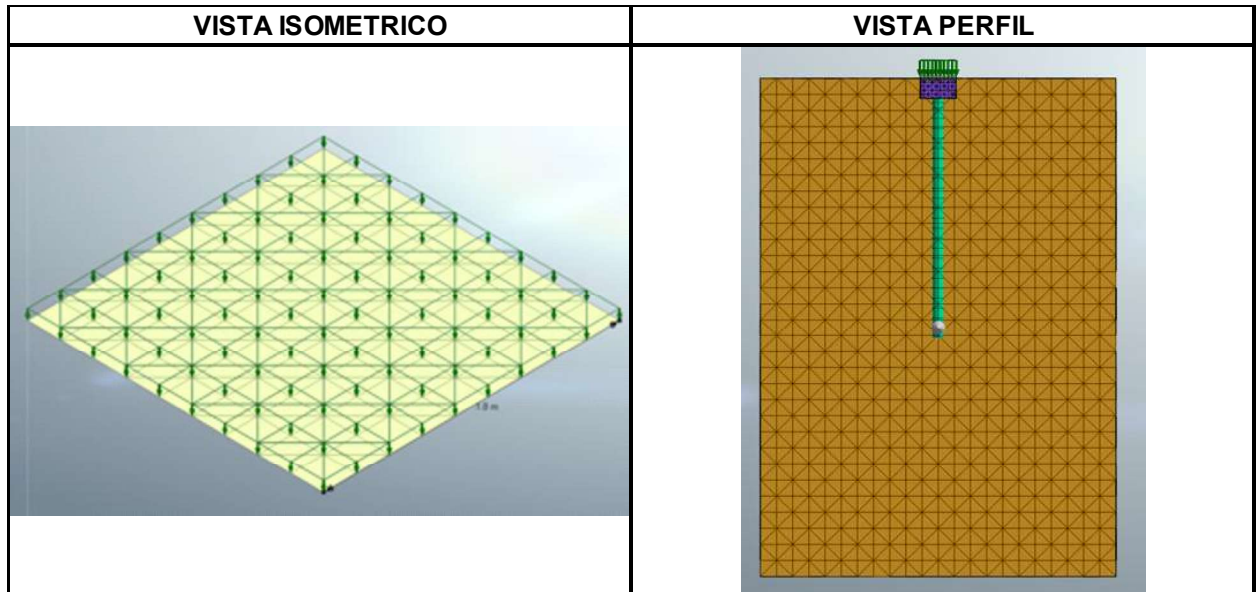


Figura 89. Carga vertical, Modelo 2 con una inclusión rígida.

#### 11.4.8 Análisis del Modelo 2 con una inclusión rígida

Se realizaron dos etapas de análisis: la inicial y la de carga, las cuales se describen a continuación.

En la etapa inicial, se construye la cimentación considerando el tipo de etapa Midas GTS *Fully coupled stress seepage* (ver la Figura 90). En esta etapa, se activan las condiciones de peso propio, las restricciones y la estructura. Esto permite generar el estado de esfuerzo inicial del suelo.

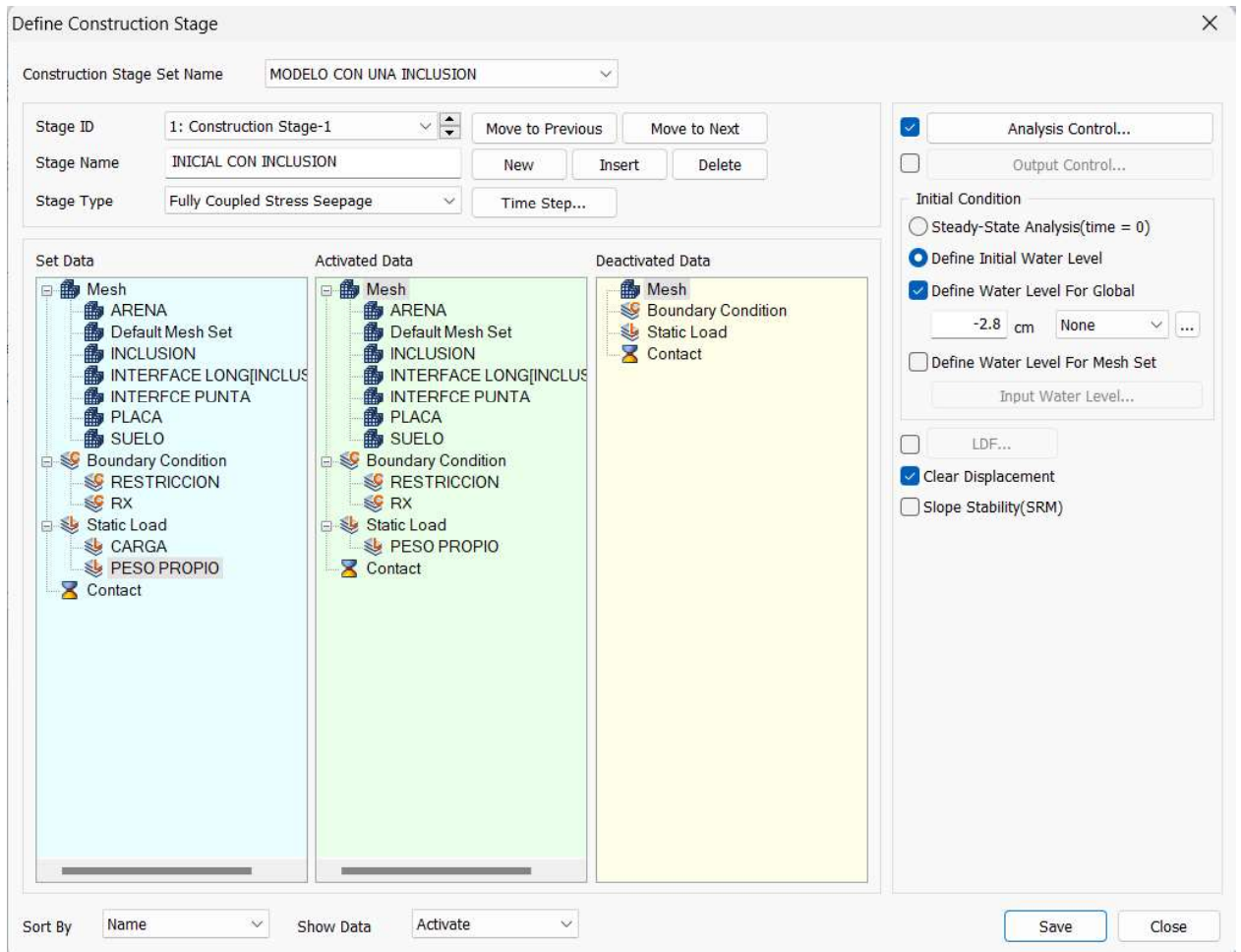


Figura 90. Caso de análisis inicial, modelo con una inclusión rígida.

En la etapa de carga se aplica la carga vertical de  $79 \text{ kN/m}^2$  sobre la placa de concreto, como se indica en la Figura 91. Durante esta etapa, se evaluó la interacción entre la inclusión rígida y el suelo.

Este enfoque de análisis por etapas de construcción permite una representación más realista y detallada del comportamiento del modelo con la inclusión rígida, considerando las condiciones de carga y las interacciones entre los diferentes elementos de la cimentación.

El programa de elementos finitos Midas GTS NX permite simular los esfuerzos y deformaciones generadas por la aplicación de la carga vertical externa.

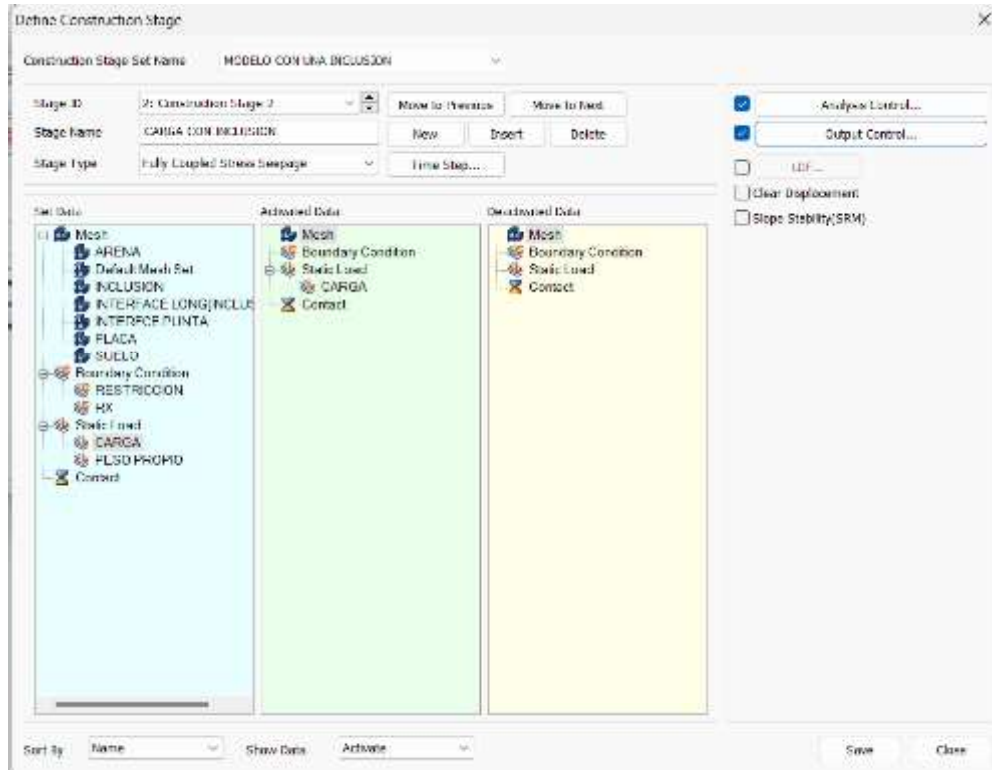


Figura 91. Caso de análisis de carga, modelo con una inclusión rígida.

#### 11.4.9 Deformaciones verticales del Modelo 2 con una inclusión rígida

En la Figura 92 se ilustra la condición de las deformaciones después de la etapa inicial de aplicación del peso propio. Las deformaciones de la masa de suelo se reinician en ceros al final de esta etapa.

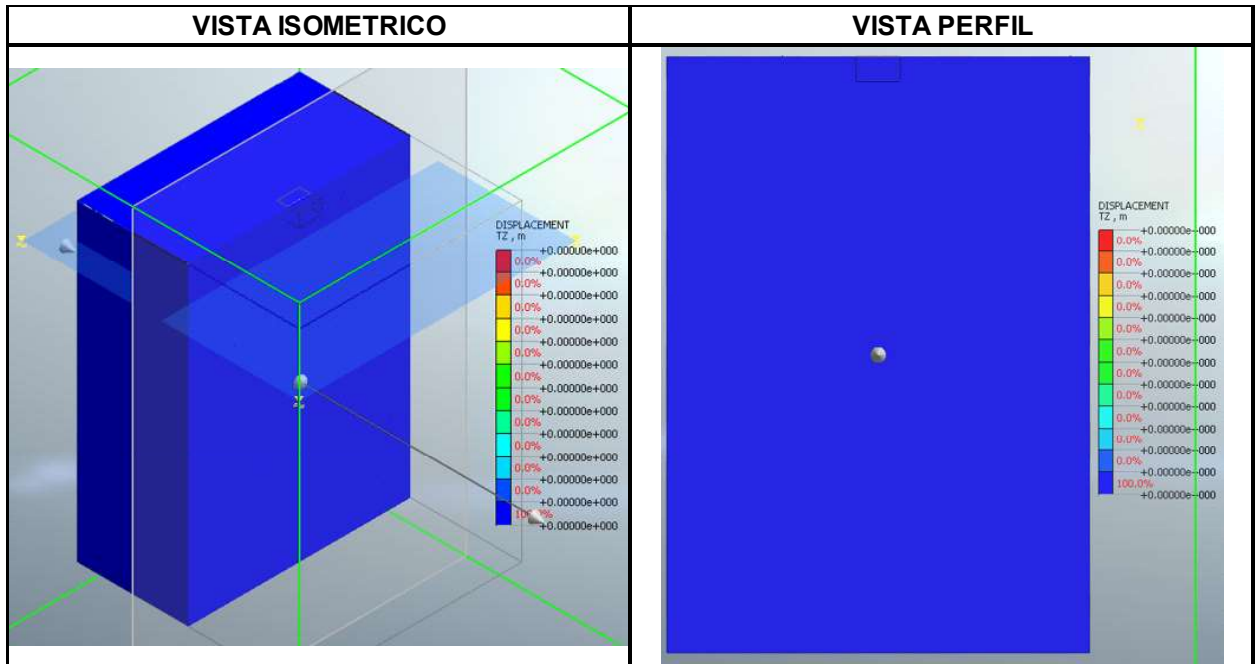


Figura 92. Resultado de la etapa inicial con respecto al asentamiento.

Los resultados obtenidos de asentamientos debido a la aplicación de la carga vertical externa de  $79 \text{ kN/m}^2$  se muestran en la Figura 93. El asentamiento de la placa de cimentación es de 2.84 cm, menor al determinado para el caso sin inclusión (3.66 cm). Por otra parte, en la Figura 93 se puede observar el patrón de deformación vertical de la inclusión rígida, la plataforma de transferencia compuesta por arena de peña y la placa de concreto, mostrando interacción de las diferentes partes del sistema de cimentación.

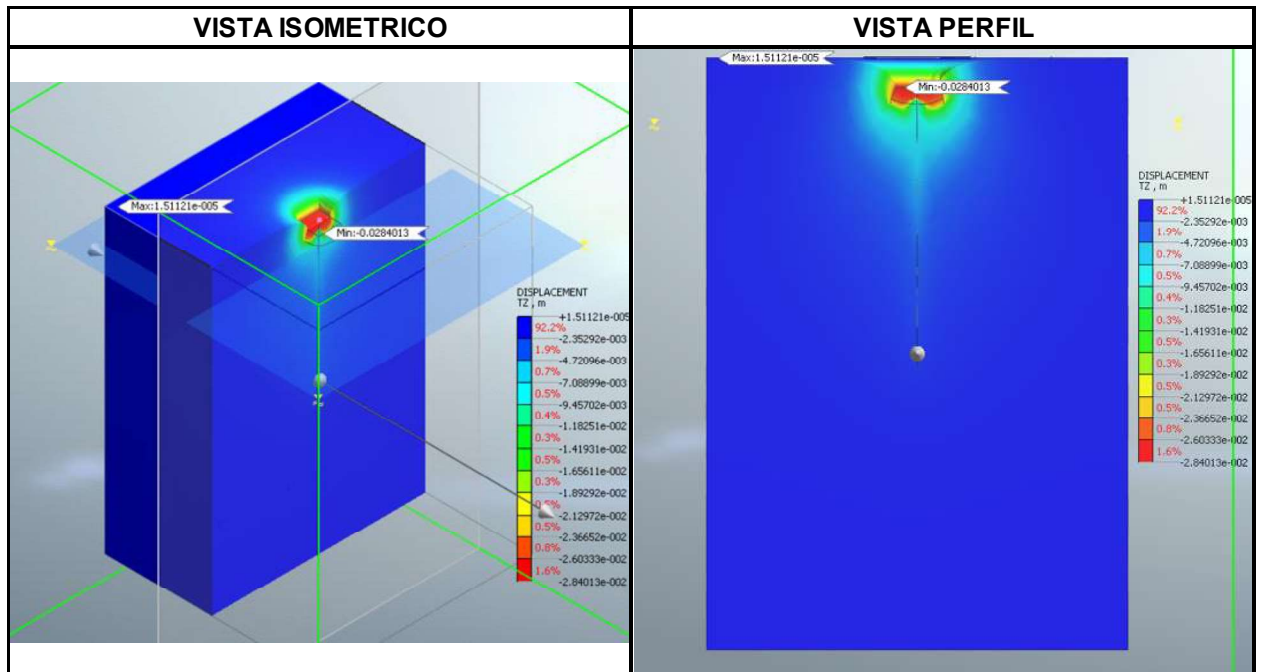


Figura 93. Desplazamiento vertical o asentamiento del Modelo 2 con una inclusión rígida.

#### 11.4.10 Esfuerzos verticales del Modelo 2 con una inclusión rígida

La concentración de esfuerzos verticales bajo la placa de carga y a lo largo de la inclusión rígida se puede observar en la Figura 94.



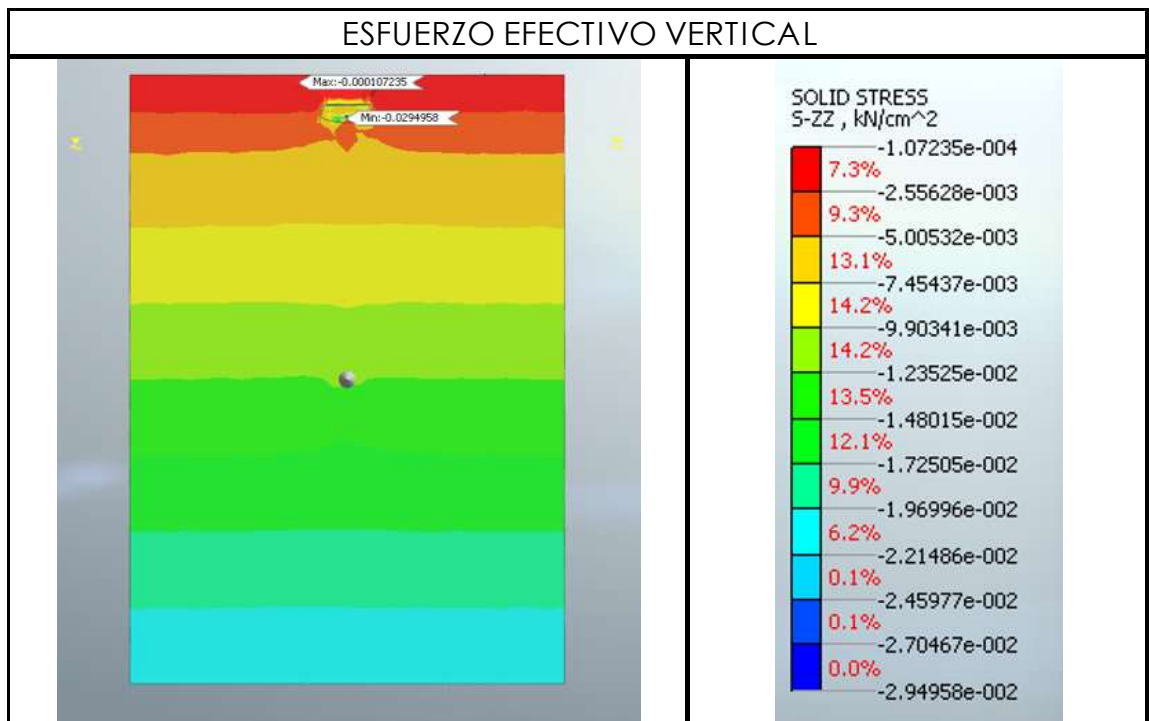
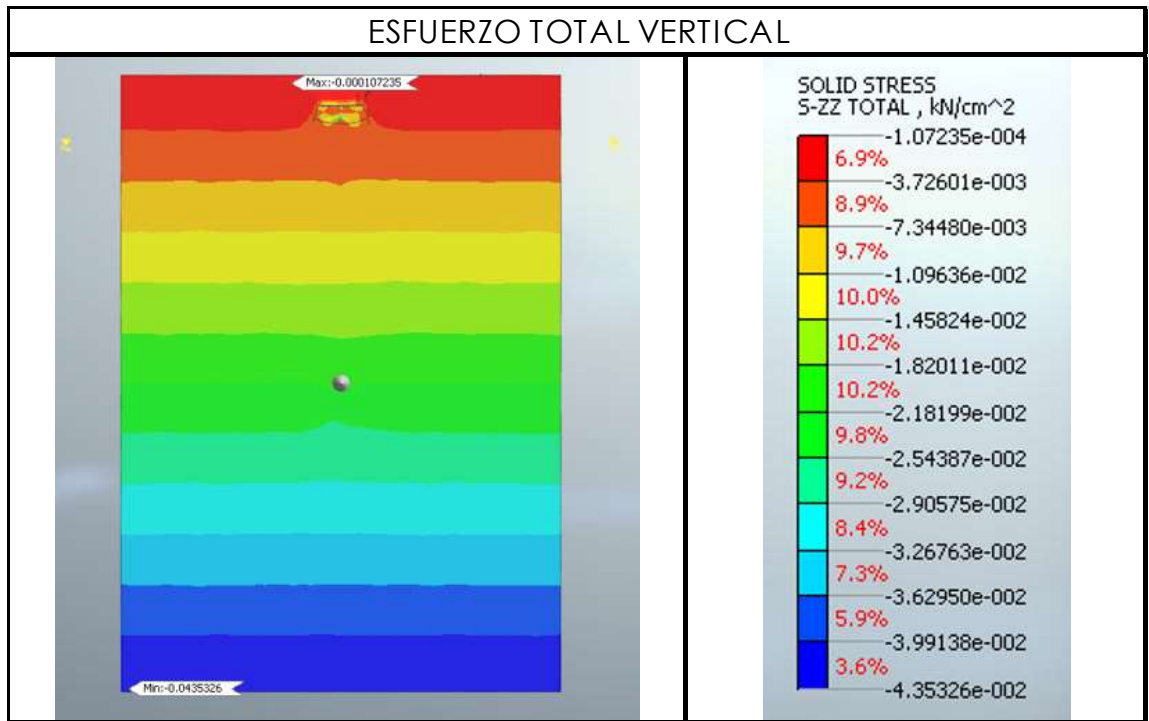


Figura 94. Esfuerzos verticales del Modelo 2 con una inclusión rígida.



## **11.5 Modelo 3 con nueve inclusiones rígidas**

Las características del Modelo 3 son las siguientes: el suelo es un material cohesivo, las nueve inclusiones rígidas están compuestas por una mezcla de material granular tipo subbase con un 5% de cemento, cada una con. Las inclusiones están organizadas en un patrón cuadrado de 3 x 3 y tienen una longitud de 12.00 m, un diámetro de 0.60 m, y están separadas entre sí dos veces el diámetro. Además, se tiene una plataforma de transferencia en arena de peña con un volumen de 36.00 m<sup>3</sup>. y una placa de concreto con dimensiones de 6.0 m. x 6.0 m. x 0.20 m. La carga aplicada es de 79 kN/m<sup>2</sup>.

### **11.5.1 Geometría *modelo con grupo inclusiones rígidas***

La Figura 95 muestra las dimensiones del modelo efectuado con el programa Midas GTS. Se establecieron puntos de referencia específicos para el grupo de inclusiones rígidas durante la creación de la geometría del modelo.

El grupo de inclusiones rígidas está compuesto por nueve (9) elementos, y cada uno de ellos tiene las dimensiones siguientes: longitud de 12.00 m. y diámetro de 0.60 m (ver la Tabla 32). Las inclusiones se disponen con una separación centro a centro entre ellas equivalente a dos veces el diámetro de las inclusiones (1.20 m) como muestra la Figura 96.

Además, en los extremos del modelo, se dejó una distancia de 3.00 m desde el borde de cada inclusión rígida hasta el borde de la placa.

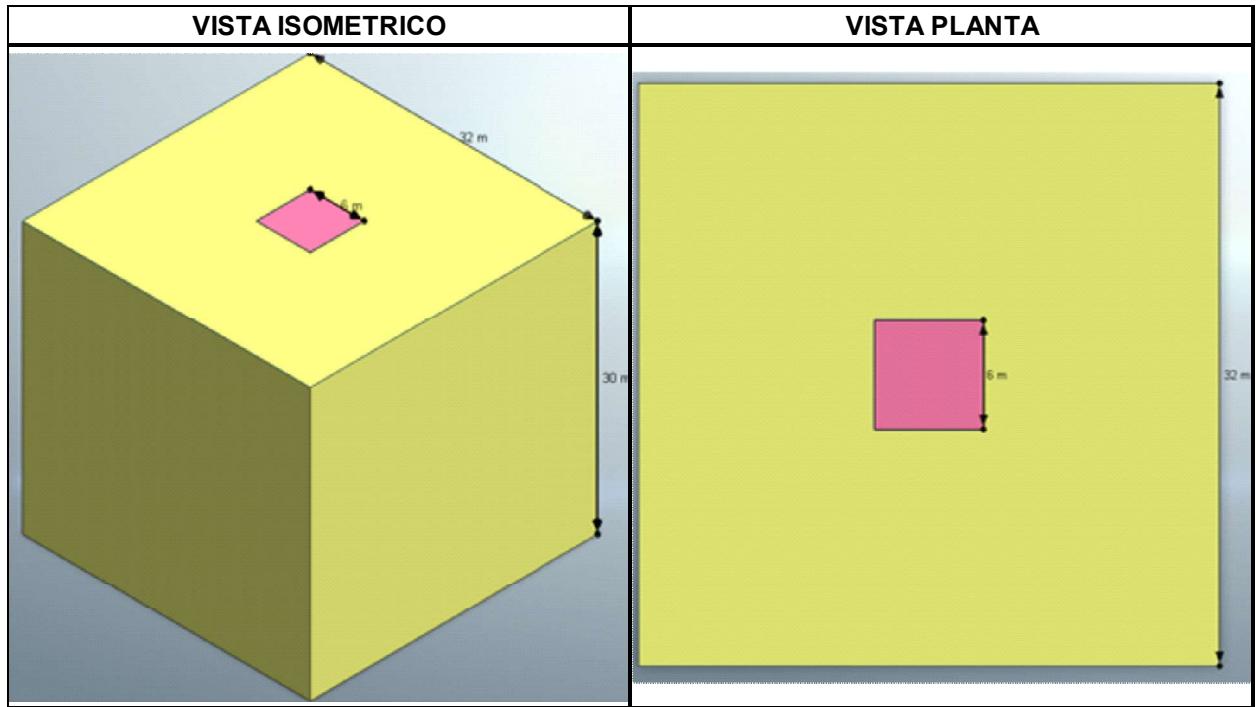


Figura 95. Geometría del Modelo 3 con nueve inclusiones rígidas.

Tabla 32. Dimensiones de las inclusiones rígidas.

Dimensiones de las inclusiones rígidas MIDAS GTS NX				
Propiedad	Símbolo	Sección	Unidad	Sección grafica
Área de sección transversal	(A)	0.28274333	m <sup>2</sup>	
Constante de torsión	(I <sub>x</sub> )	0.012723450	m <sup>4</sup>	
Coefficiente de tensión torsional	(-)	0.3	m	
Área momento de inercia	(I <sub>y</sub> )	0.00636172	m <sup>4</sup>	
Área momento de inercia	(I <sub>z</sub> )	0.00636172	m <sup>4</sup>	
Área de corte efectiva	(A <sub>y</sub> )	0.254469	m <sup>2</sup>	
Área de corte efectiva	(A <sub>z</sub> )	0.254469	m <sup>2</sup>	
Coefficiente de tensión cortante	(G <sub>y</sub> )	4.71570202	m <sup>2</sup>	
Coefficiente de tensión cortante	(G <sub>z</sub> )	4.71570202	m <sup>2</sup>	

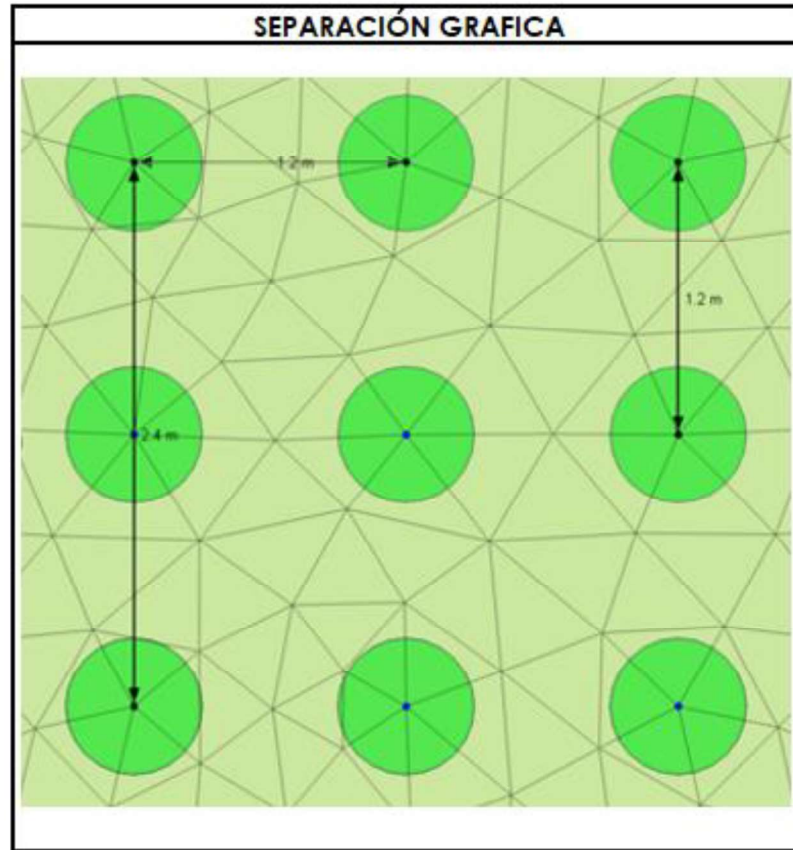
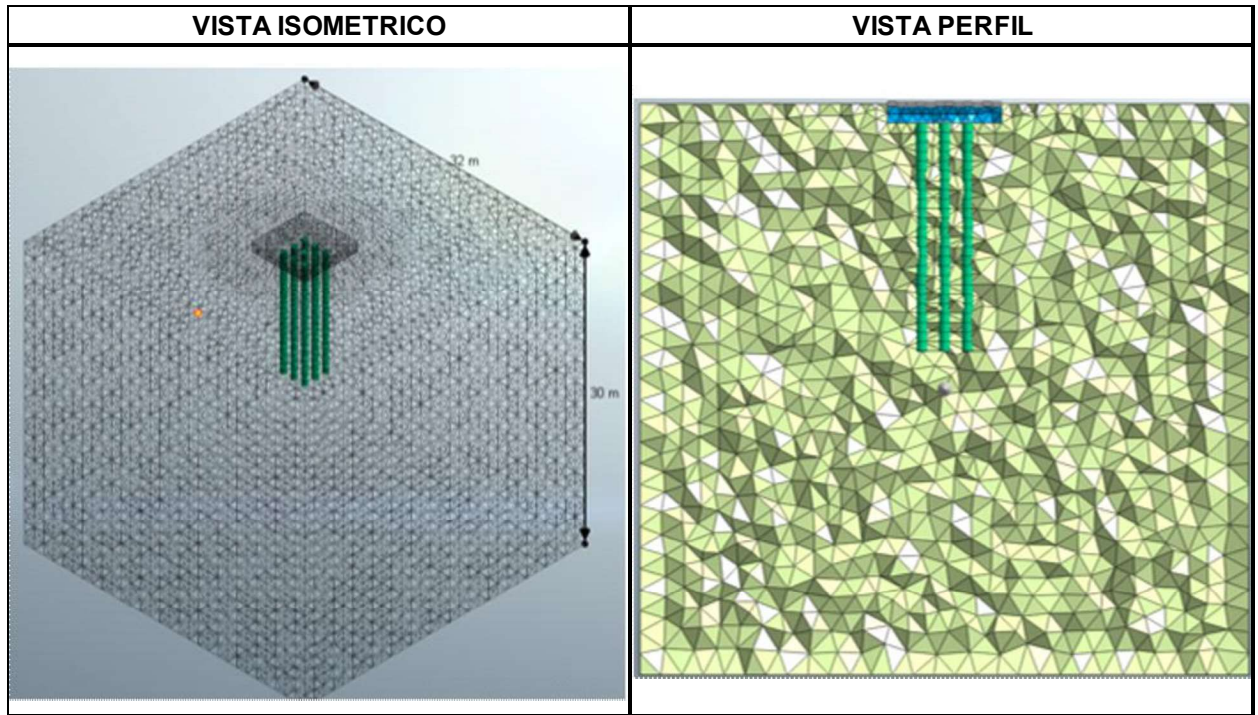


Figura 96. Separación entre las inclusiones rígidas.

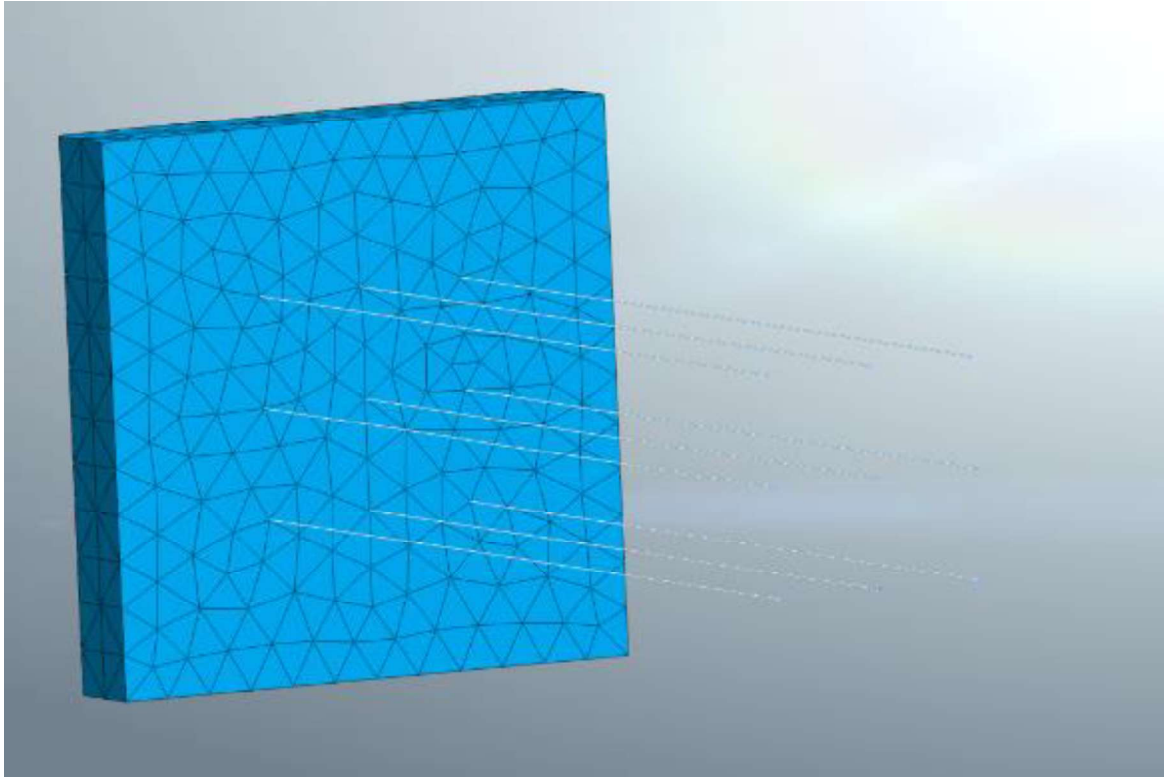
### 11.5.2 Malla de elementos finitos del Modelo 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas

La malla refinada en partes específica del modelo se muestra en la Figura 97. En este proceso, se escogió el tamaño de mallado sugerido por el programa de computador. La malla se refina en las zonas en donde existen elementos estructurales, lo cual es esencial para obtener un comportamiento mecánico representativo de esfuerzos y deformaciones del sistema de cimentación superficial con las nueve inclusiones rígidas.



*Figura 97. Malla de elementos finitos del Modelo 3 con grupo de 9 inclusiones rígidas.*

Se establecieron conexiones entre el mallado de la plataforma de transferencia y las inclusiones rígidas, como se ilustra en la Figura 98, con el fin de representar en el programa Midas GTS la interacción entre la plataforma de transferencia y las inclusiones rígidas.



*Figura 98. Conexiones entre las inclusiones rígidas y la plataforma de transferencia.*

### **11.5.3 Restricción de giro axial de las inclusiones rígidas**

La función de restricción de giro (ver la Figura 99) se implementa para elementos alargados, como es el caso de las 9 inclusiones rígidas. Por otra parte, como se mencionó antes, el eliminar ciertos grados de libertad de los elementos alargados resulta en una reducción del número de nodos y ecuaciones en el modelo, y además evita obtener resultados erróneos durante la etapa de solución del problema.

Con esta restricción de giro de las inclusiones se obtiene un comportamiento realista del modelo con 9 inclusiones rígidas.

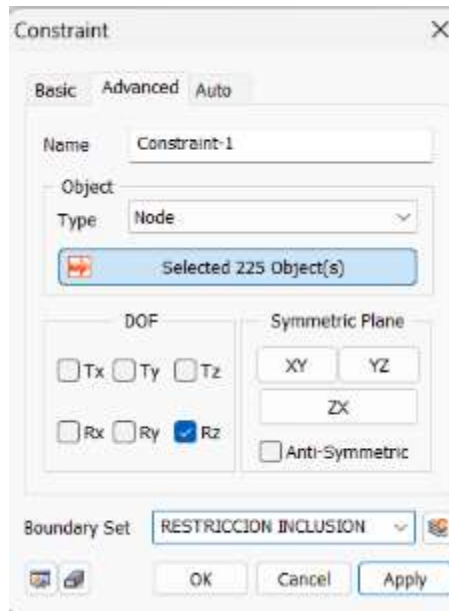


Figura 99. Restricciones de giro de las 9 inclusiones rígidas.

#### 11.5.4 Interfaces entre las nueve inclusiones rígidas y el suelo

Se crean interfaces de las vigas incrustadas que representan las 9 inclusiones rígidas, las cuales no están conectadas directamente a los nodos del suelo (ver la Figura 100). El papel de este tipo de interfaz es permitir el desplazamiento relativo y el comportamiento de fricción entre cada inclusión rígida y el suelo

La interfaz define el comportamiento normal y tangencial de la viga que modela la inclusión rígida. Las propiedades de la interfaz se determinaron de acuerdo con la literatura técnica y con base en los ensayos de compresión inconfiada realizados en materiales granulares con adición de cemento.

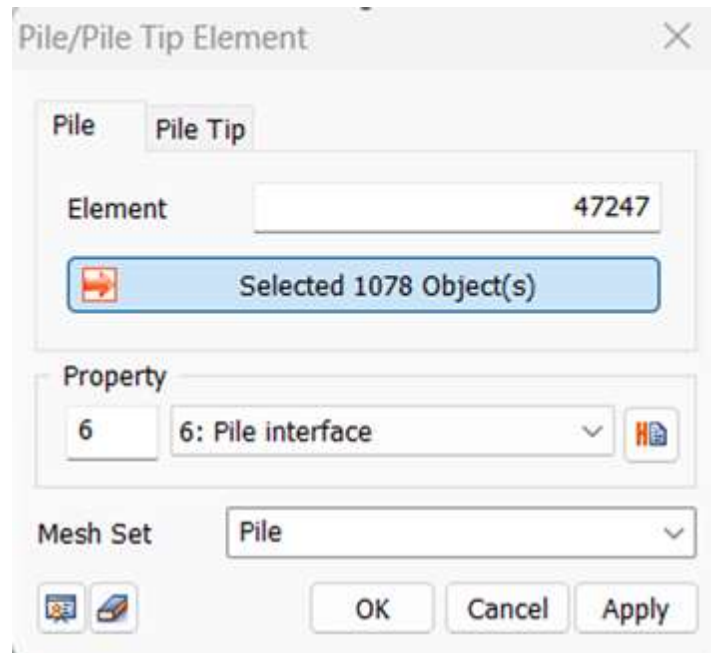


Figura 100. Restricciones en el grupo de inclusiones rígidas.

#### **11.5.5 Interfaz en la punta de las inclusiones rígidas**

Se agregan elementos de punta a cada inclusión rígida, los cuales determinan el comportamiento de interacción entre el suelo y el nodo de la parte inferior de cada inclusión rígida (ver la Figura 101). La rigidez en la punta de cada inclusión está controlada por la capacidad de carga y la constante del resorte.



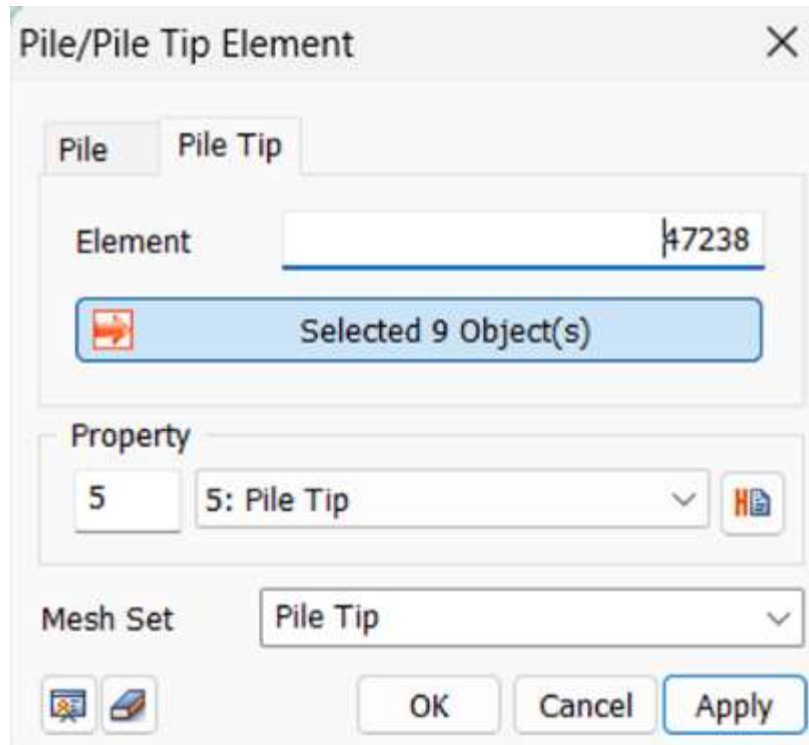


Figura 101. Restricciones de punta del grupo de inclusiones rígidas.

#### 11.5.6 Condiciones de frontera modelo con grupo de inclusiones rígidas

En el modelo de elementos finitos es necesario crear restricciones alrededor de la masa de suelo. Estas restricciones se implementan en el programa Midas GTS NX utilizando la herramienta *Constraint*, tal como se muestra en la Figura 102.

Las condiciones de frontera del modelo restringen los desplazamientos totales en la parte inferior y los laterales de la masa de suelo.

Por otra parte, se considera la fuerza de peso propio del suelo para tener en cuenta su efecto en el análisis.



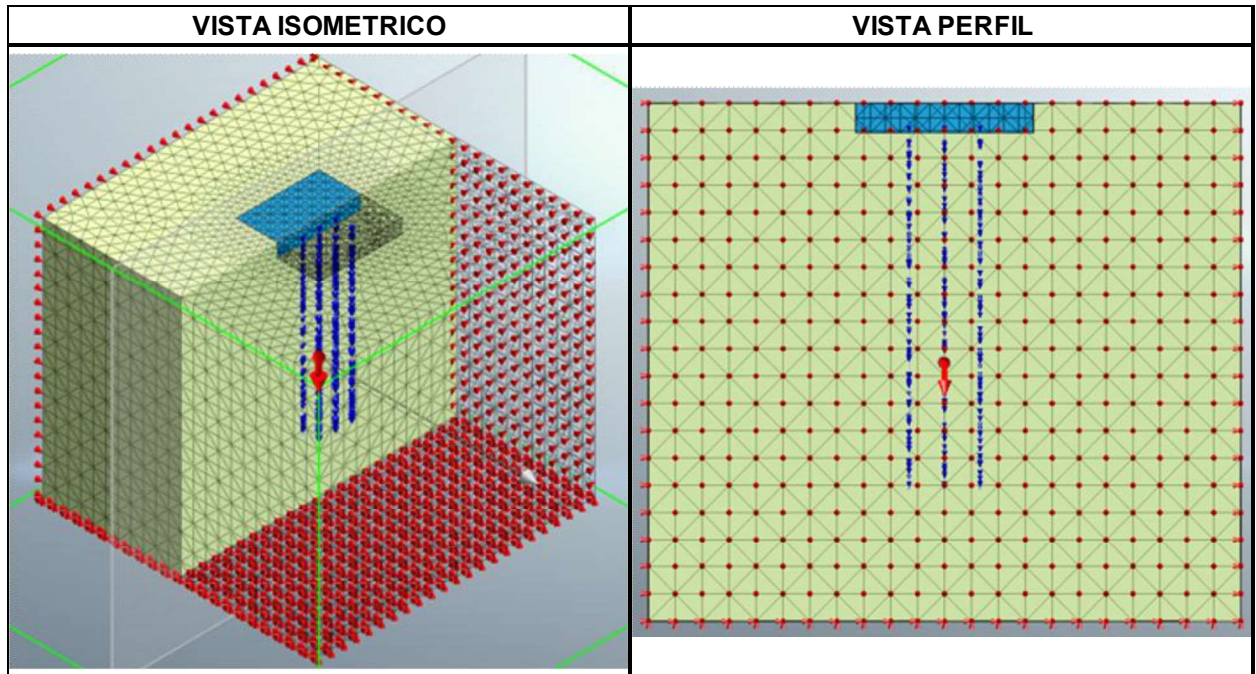
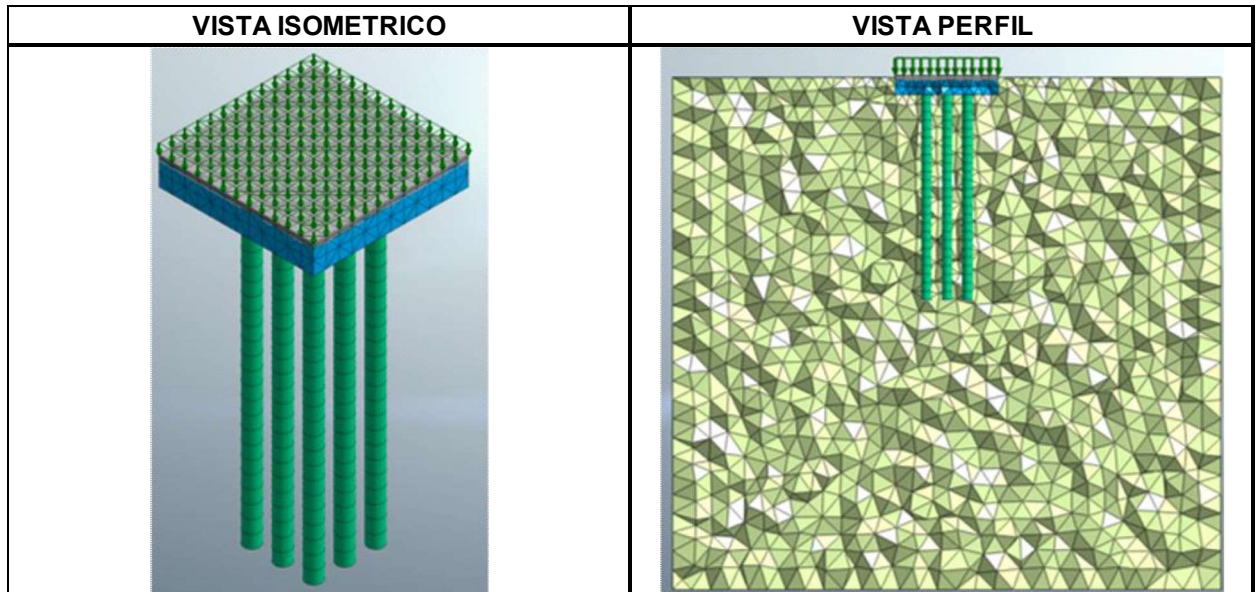


Figura 102. Restricciones del modelo 3 del grupo de 9 inclusiones rígidas.

### 11.5.7 Aplicación de carga del Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas

Se simuló la aplicación de la carga vertical sobre la placa de concreto del Modelo 3 como se muestra en la Figura 103. La magnitud de la fuerza aplicada es de  $79 \text{ kN/m}^2$ . Para ingresar esta carga en el modelo de elementos finitos, se utilizó la herramienta *Force* de Midas GTS NX.



*Figura 103. Aplicación de carga sobre la placa de cimentación del Modelo 3 de 9 inclusiones rígidas.*

### **11.5.8 Análisis del Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas**

El análisis del Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas se realizó en dos etapas: la etapa Inicial y la etapa de carga, las cuales se describen a continuación.

En la etapa inicial, se construye la cimentación superficial y se establecen las condiciones iniciales de peso propio antes de aplicación cualquier carga externa (ver la Figura 104).

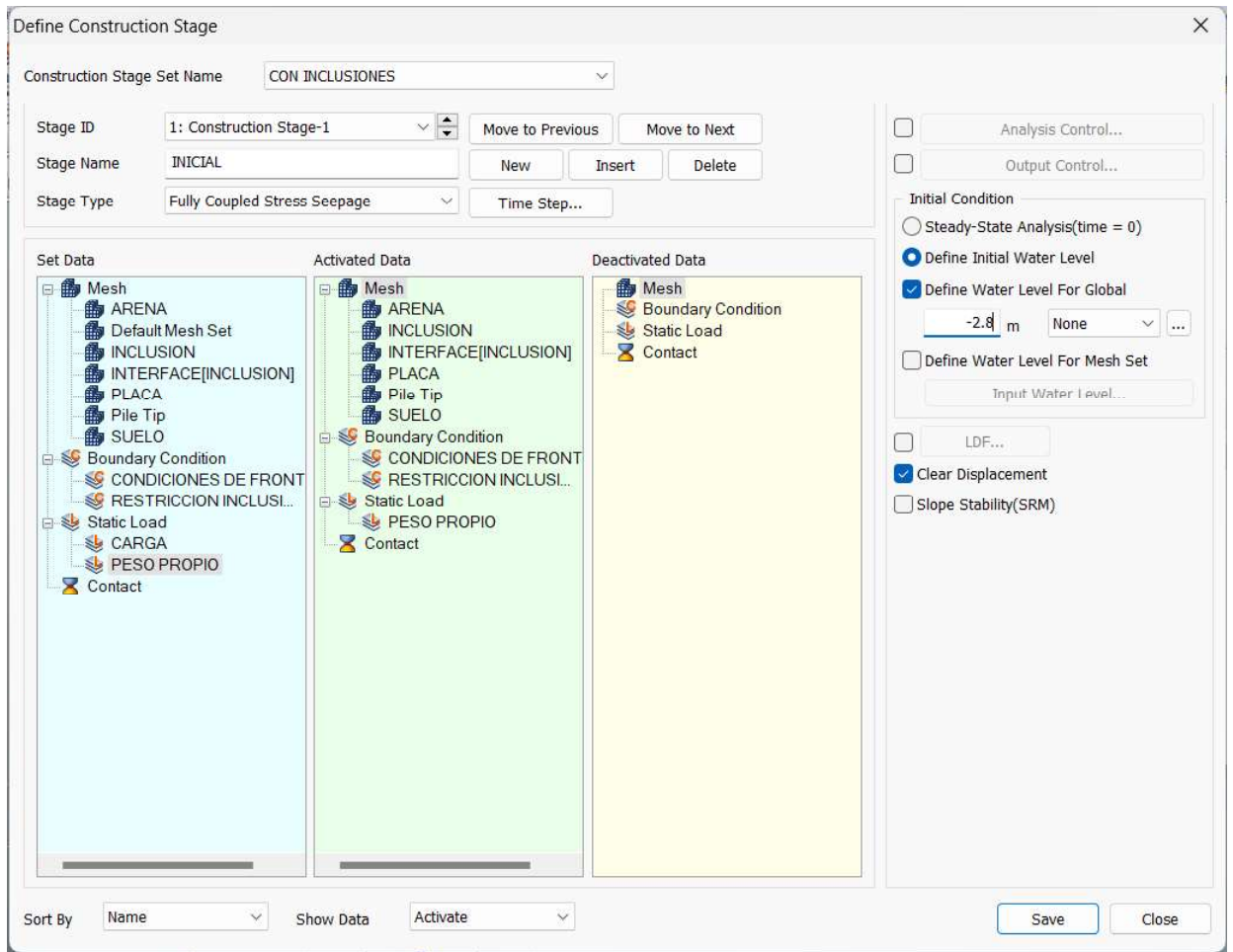


Figura 104. Caso de análisis inicial, modelos de nueve inclusiones regidas.

En la segunda etapa, que corresponde a la etapa de carga, se activa la carga vertical de 79 kN/m<sup>2</sup> sobre la cimentación superficial, como se muestra en la Figura 105. Durante esta etapa, se evaluó la interacción entre las inclusiones rígidas y el suelo.

Este enfoque de análisis por etapas de construcción permite simular en forma realista y detallada la historia de esfuerzos y deformaciones del comportamiento del modelo con las 9 inclusiones rígidas, considerando las condiciones de carga y las interacciones entre los diferentes elementos del sistema de cimentación.

El programa de elementos finitos Midas GTS permite simular los esfuerzos y deformaciones generadas por la aplicación de la carga vertical externa.

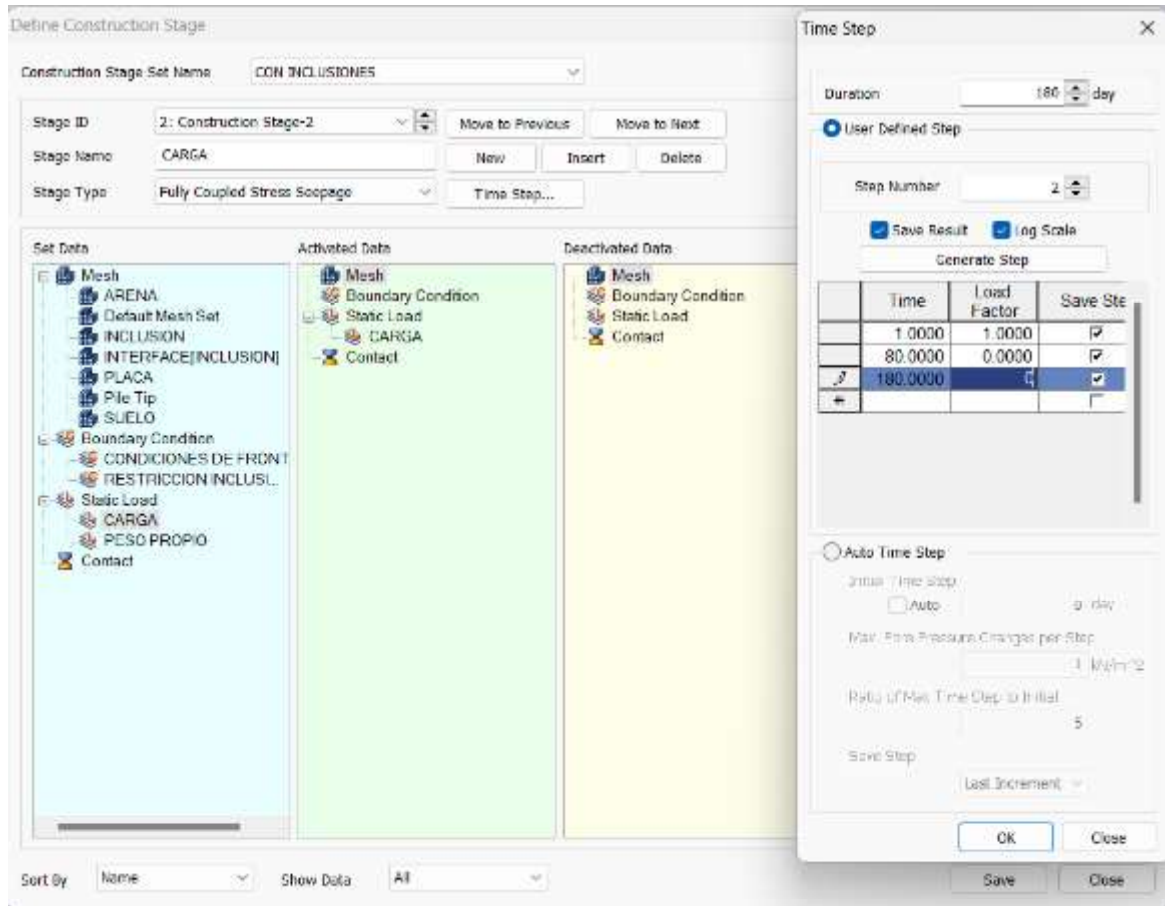


Figura 105. Caso de análisis de carga, modelo con nueve inclusiones rígidas.

### 11.5.9 Análisis de la etapa inicial modelo con nueve inclusiones rígidas

El análisis de la etapa inicial del modelo con nueve inclusiones rígidas se enfoca en estudiar el comportamiento del sistema de cimentación durante la construcción, antes del inicio de la aplicación de las cargas. Durante esta etapa, se evalúa la respuesta del suelo (esfuerzos y deformaciones) y de las inclusiones rígidas ante la construcción de la cimentación superficial (ver la Figura 106).

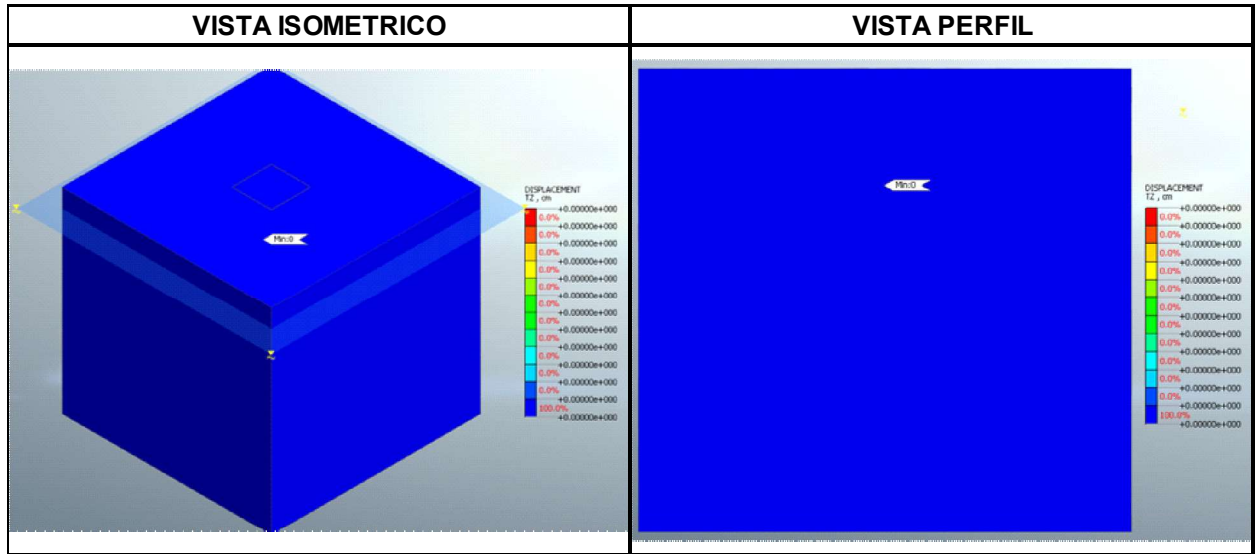


Figura 106. Resultado de la etapa inicial con respecto a la deformación vertical o asentamiento.

#### 11.5.10 Deformaciones verticales para el Modelo 3 con grupo inclusiones rígidas

Los desplazamientos verticales del sistema de cimentación con el grupo de 9 inclusiones rígidas se muestran en la Figura 107. El asentamiento de la placa de cimentación es 3.06 cm.



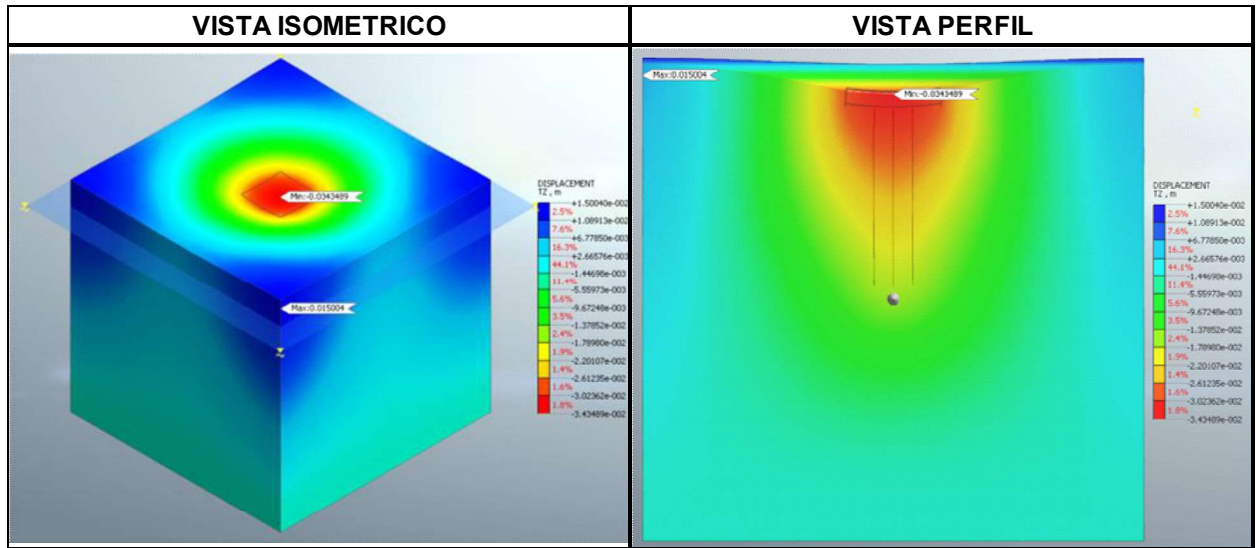


Figura 107. Resultado de asentamiento debido a la aplicación de la carga para el Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas.

#### 11.5.11 Esfuerzos verticales para el Modelo 3 con grupo de inclusiones rígidas

Los esfuerzos verticales totales y efectivos para el Modelo 3 con grupo de nueve inclusiones rígidas se ilustra en la Figura 108. Se puede observar la redistribución de esfuerzos en la cabeza de las inclusiones rígidas formándose arcos de esfuerzos, lo cual se conoce en Ingeniería Geotécnica como efecto de arco (soil arching). Esto contribuye a la transmisión de esfuerzos en profundidad y a la disminución de los asentamientos bajo la placa de carga como se ilustra en la Figura 109.

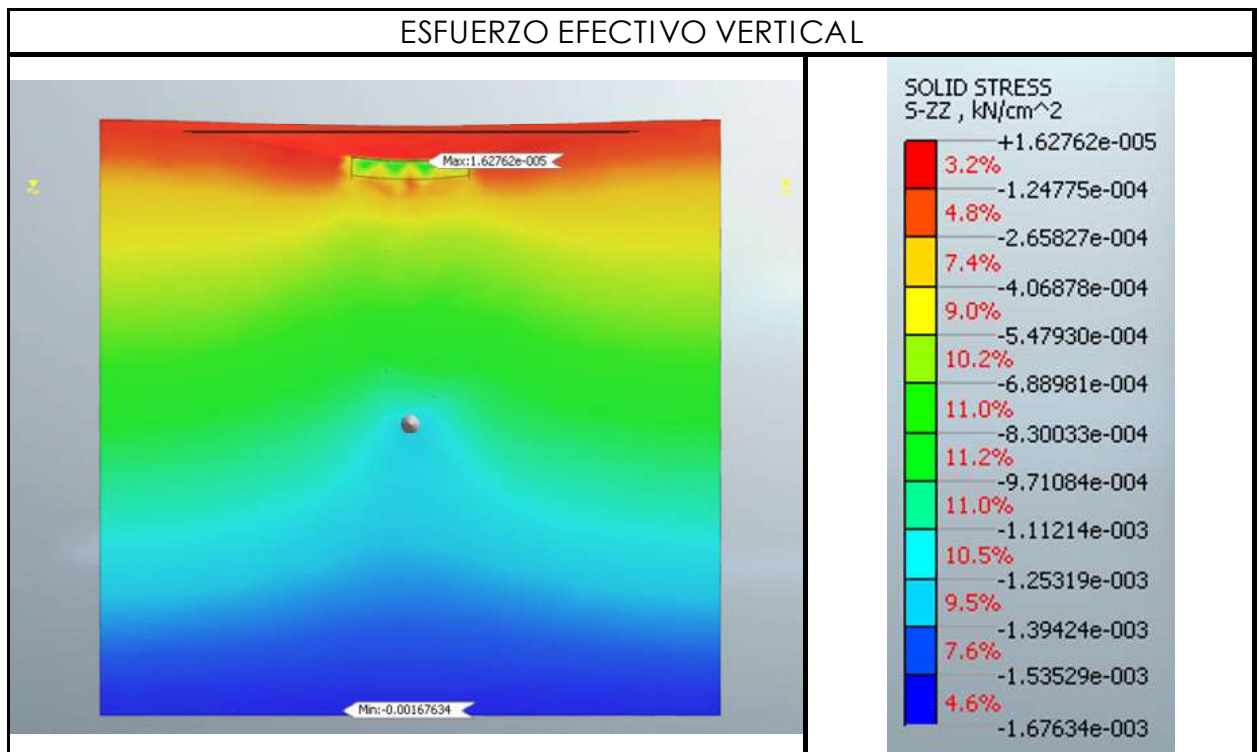
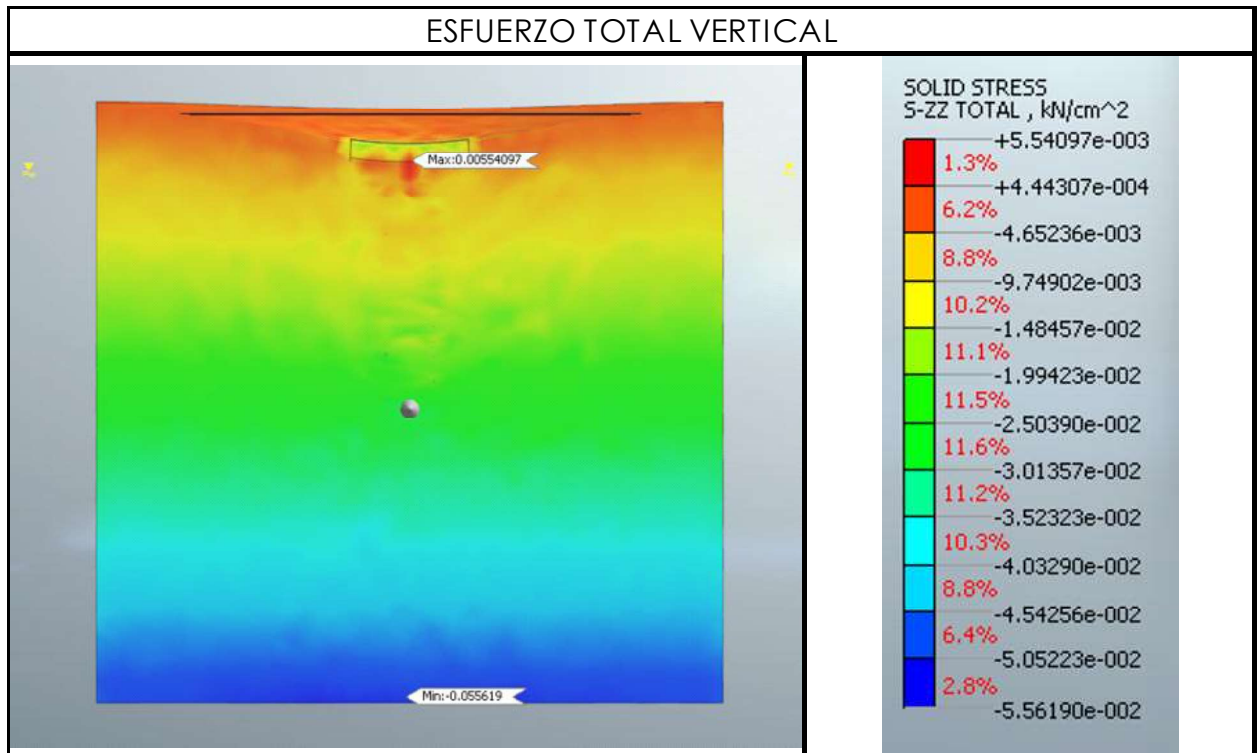


Figura 108. Esfuerzos verticales debido a la aplicación de la carga para el Modelo 3 con 9 inclusiones rígidas

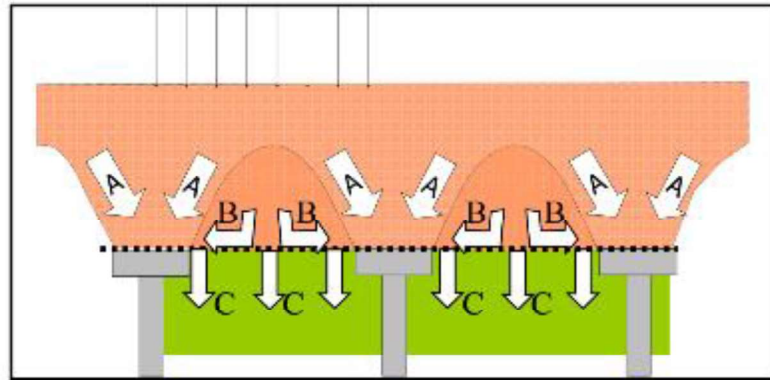


Figura 109. Redistribución de esfuerzos debido al efecto de arco en la cabeza de inclusiones rígidas (Lodder et al., 2012).

## 11.6 Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

Se analizó un modelo de elementos finitos de una placa de área 6 m x 6 m sin inclusiones rígidas, considerando el sistema suelo, plataforma de transferencia, placa de concreto y carga externa vertical de 79 kN/m<sup>2</sup>. El objetivo principal fue evaluar los asentamientos que se producirían sin inclusiones, y comparando este resultado con el obtenido para el Modelo 3 con inclusiones determinar el efecto del mejoramiento del suelo utilizando la tecnología de inclusiones rígidas.

### 11.6.1 Geometría del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

Se analizó un modelo de elementos finitos con la geometría mostrada en la Figura 110, considerando las dimensiones del suelo, la plataforma de transferencia, la placa de concreto y la carga externa aplicada.



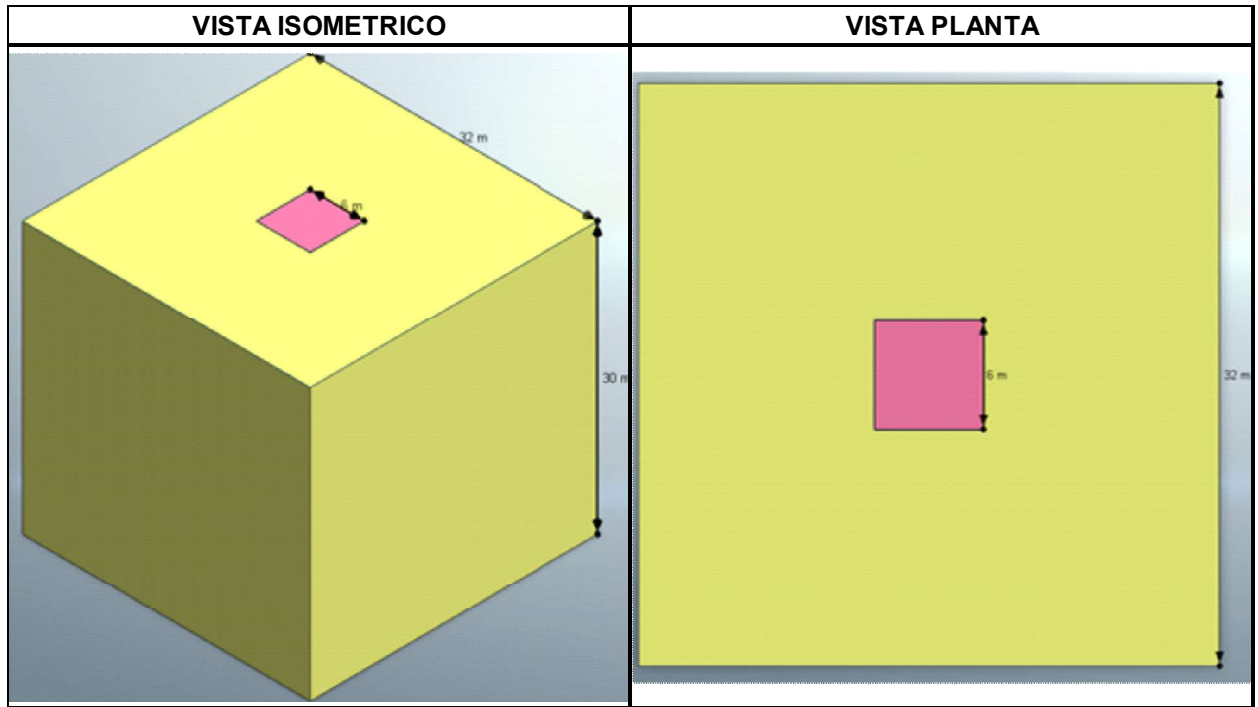


Figura 110. Geometría del modelo 36m<sup>2</sup> sin inclusiones

### 11.6.2 Malla de elementos finitos del modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

La malla de elementos finitos 3D generada para el Modelo 4 mediante el programa Midas GTS NX se muestra en la Figura 111. El refinamiento de la malla de los elementos del sistema de cimentación, en donde se concentran los esfuerzos y deformaciones, la realiza el Programa Midas en forma automática.

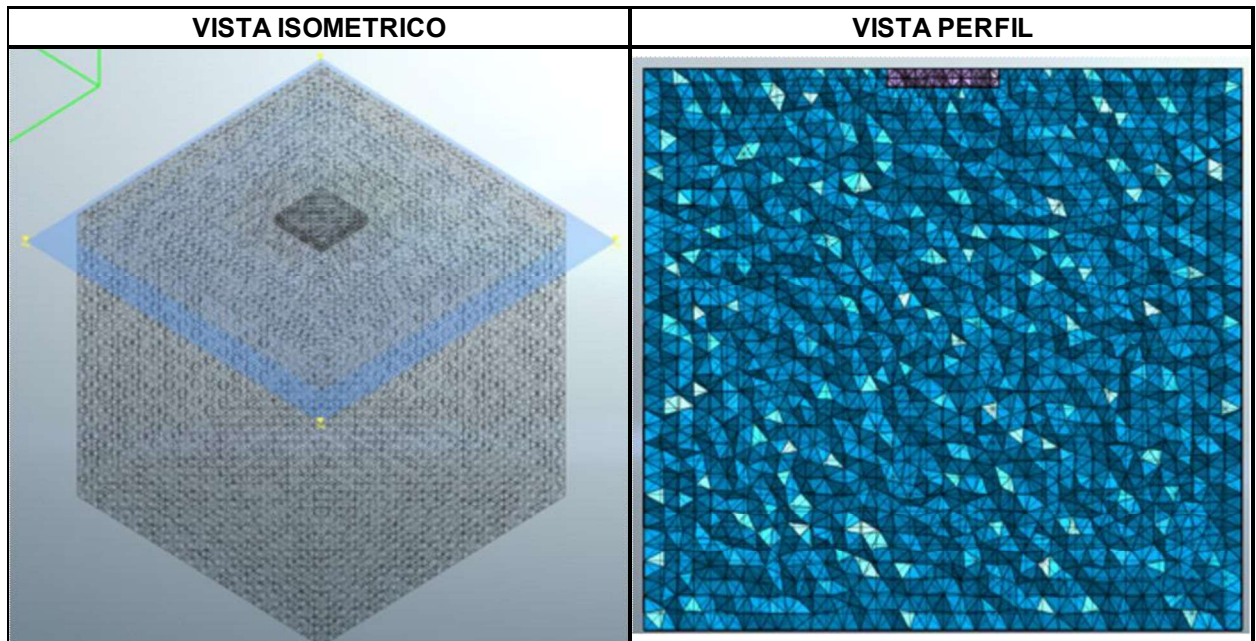


Figura 111. Modelo 4 de placa de cimentación de 36m<sup>2</sup> sin inclusiones rígidas

### 11.6.3 Condiciones de frontera del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

En el modelo de elementos finitos es necesario crear restricciones en las fronteras de la masa de suelo. Estas restricciones se implementan en el programa Midas GTS utilizando la herramienta *Constraint*, tal como se ilustra en la Figura 112.

Las condiciones de frontera del Modelo 4 de cimentación superficial sin grupo de inclusiones rígidas restringen los desplazamientos totales en la parte inferior y los laterales de la masa de suelo.

Por otra parte, se considera la fuerza de gravedad del modelo para tener en cuenta su efecto en el análisis.

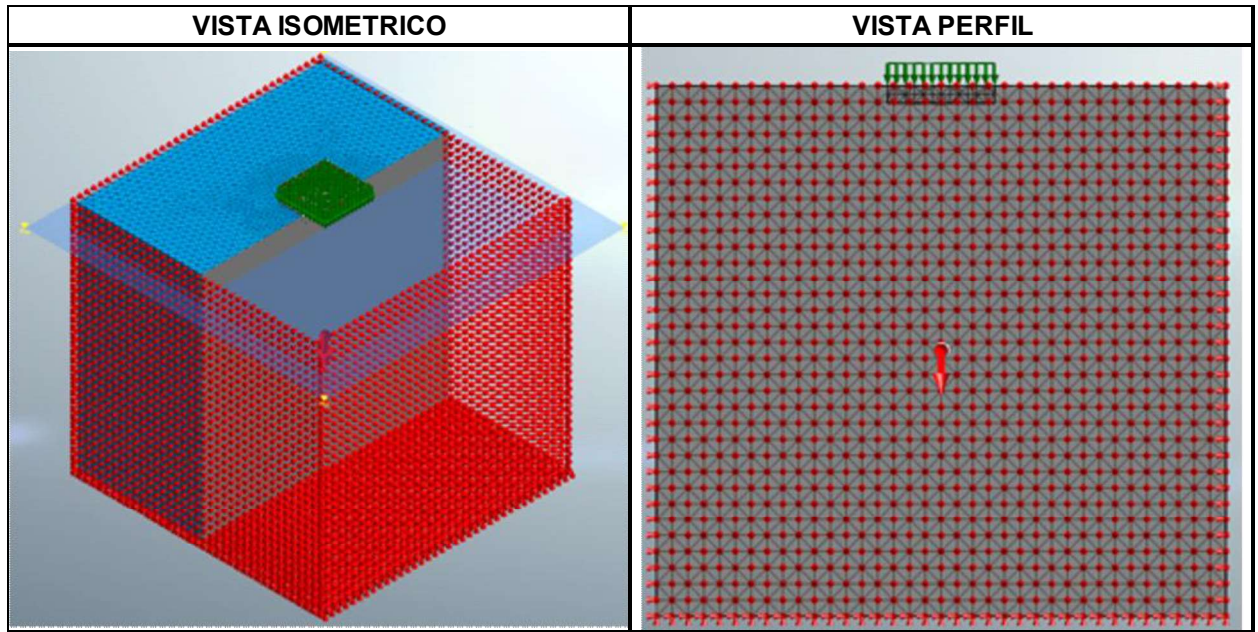


Figura 112. Restricciones del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

#### 11.6.4 Aplicación de Carga del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas.

Se simuló la aplicación de la carga vertical sobre la placa de cimentación de concreto, como se ilustra en la Figura 113. La magnitud de la fuerza aplicada es de 79 kN/m<sup>2</sup>. Para ingresar esta carga en el modelo de elementos finitos, se utilizó la herramienta *Force* de Midas GTS NX.

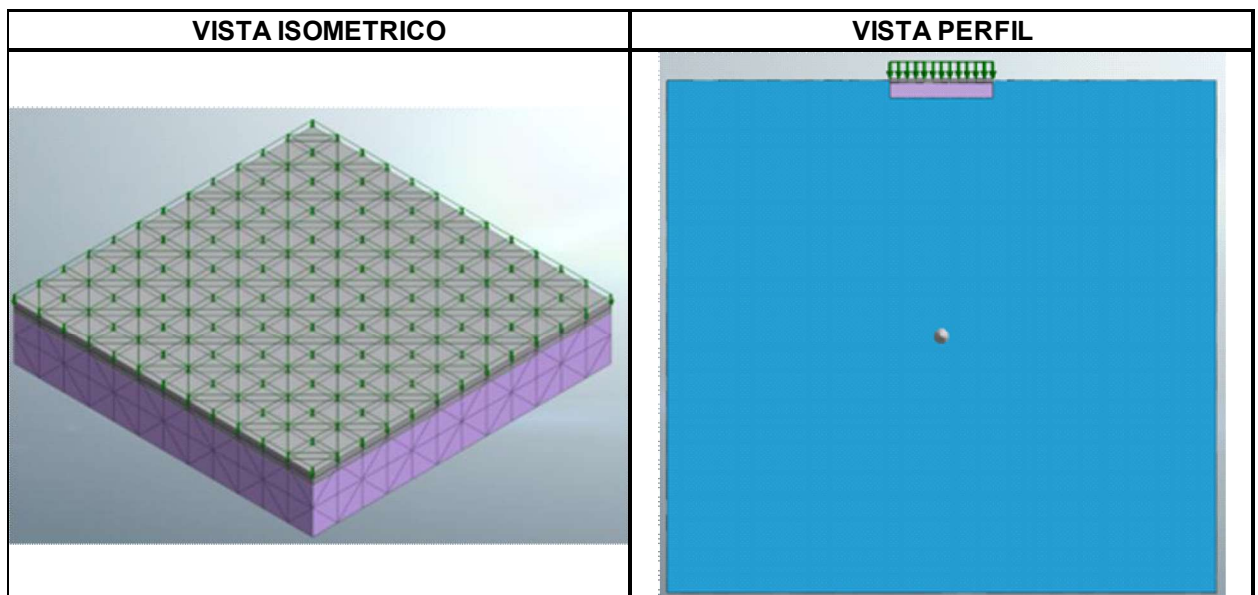


Figura 113. Aplicación de carga sobre el modelo de 36 m<sup>2</sup> sin inclusiones rígidas

### 11.6.5 Análisis del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

El análisis del Modelo 4 sin inclusiones rígidas, se llevó a cabo en dos etapas: la etapa inicial y la etapa de carga. En la etapa inicial se aplicó el peso propio y se construyó la cimentación (ver la Figura 114). Luego, en la etapa de carga, se aplicó la carga vertical de  $79 \text{ kN/m}^2$  sobre la cimentación superficial (ver la Figura 115).

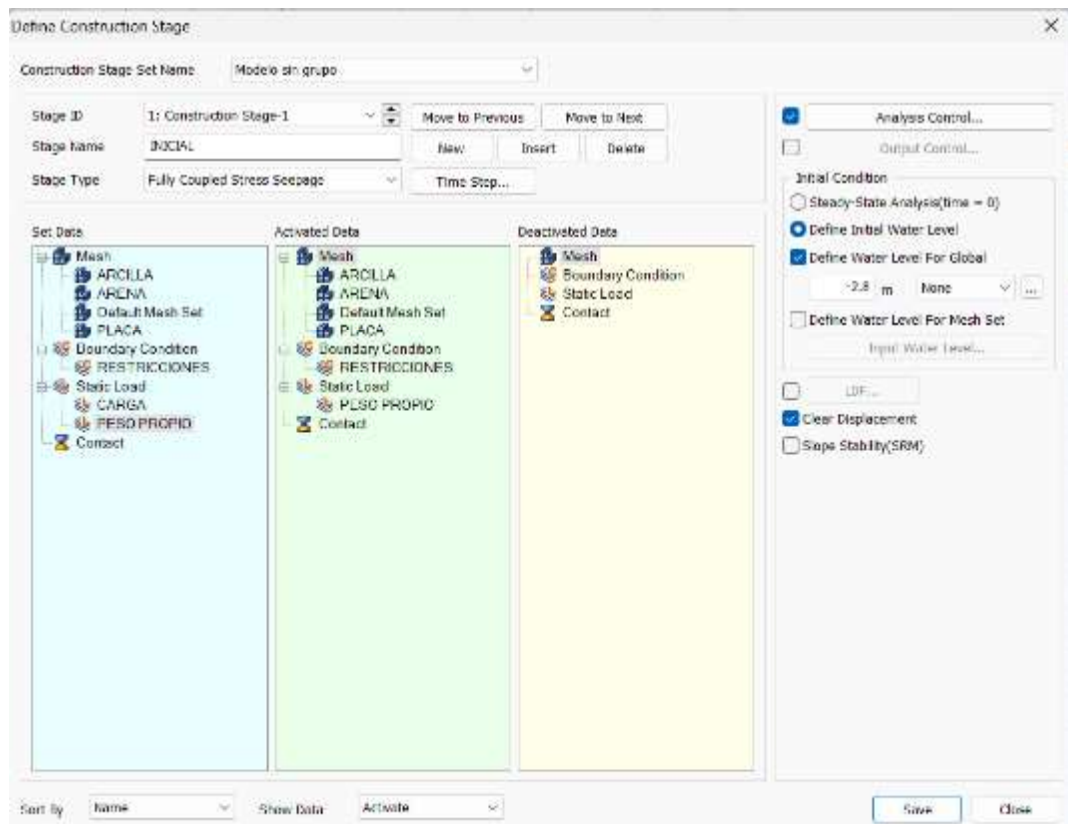
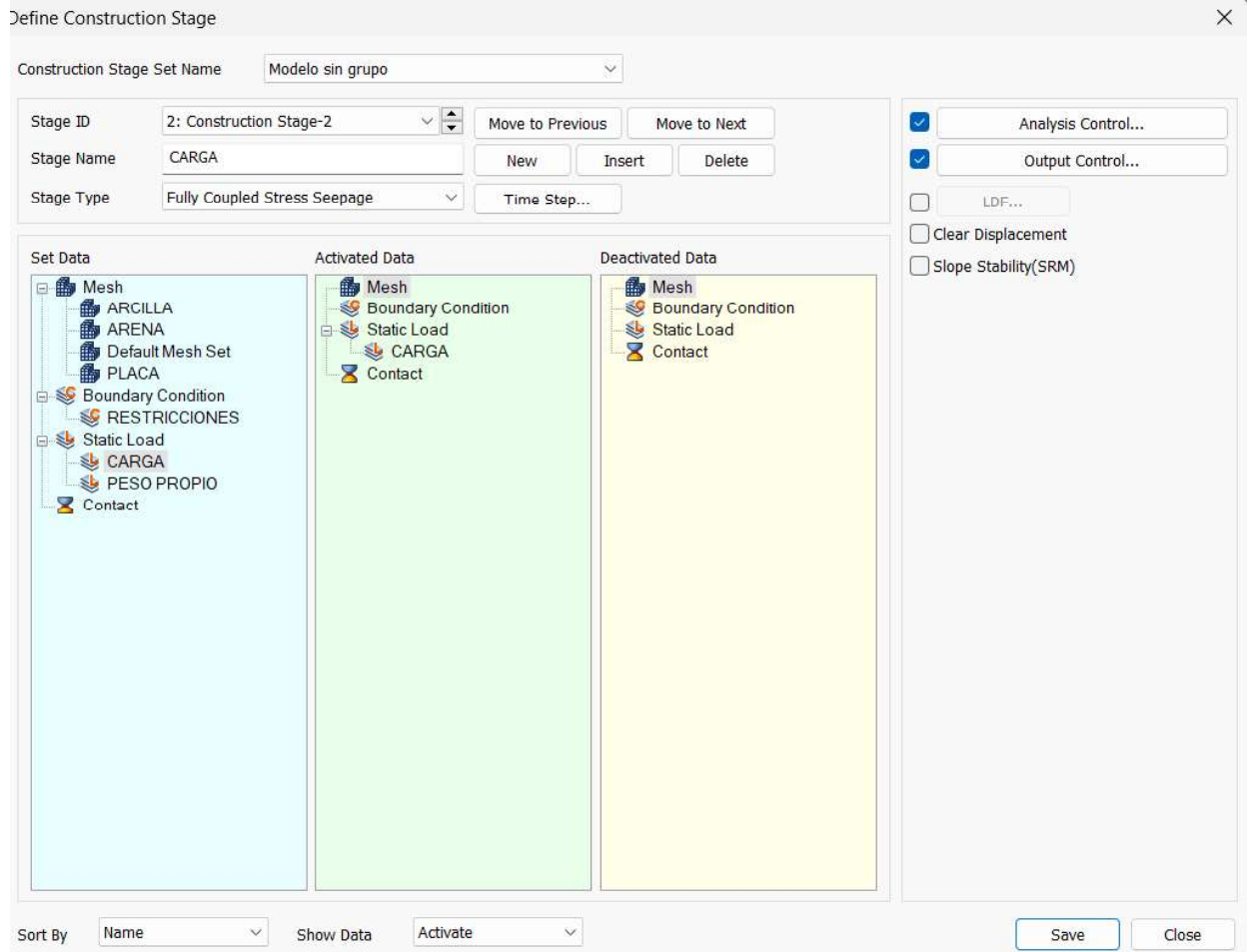


Figura 114. Modelo 4 sin inclusiones rígidas. Entrada de datos de la etapa inicial.





*Figura 115. Modelo 4 sin inclusiones rígidas. Entrada de datos de la etapa de aplicación de la carga vertical.*

### **11.6.6 Deformaciones verticales del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas**

En la etapa inicial de aplicación del peso propio del Modelo 4 sin inclusiones rígidas, se reinician en cero las deformaciones verticales como se ilustra en la Figura 116.

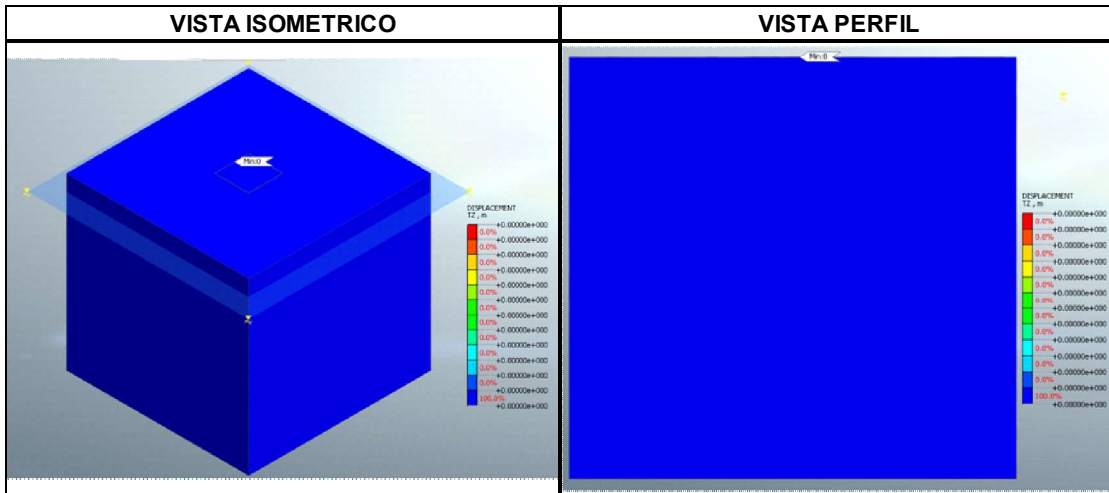


Figura 116. Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas. Deformaciones verticales para la etapa inicial de aplicación del peso propio.

Para la etapa de aplicación de la carga vertical de  $79 \text{ kN/m}^2$  los resultados del análisis muestran un asentamiento de 5.45 cm en la base del cemento superficial, en la parte superior de la plataforma de transferencia compuesta por arena de peña y la placa de concreto (ver la Figura 117).

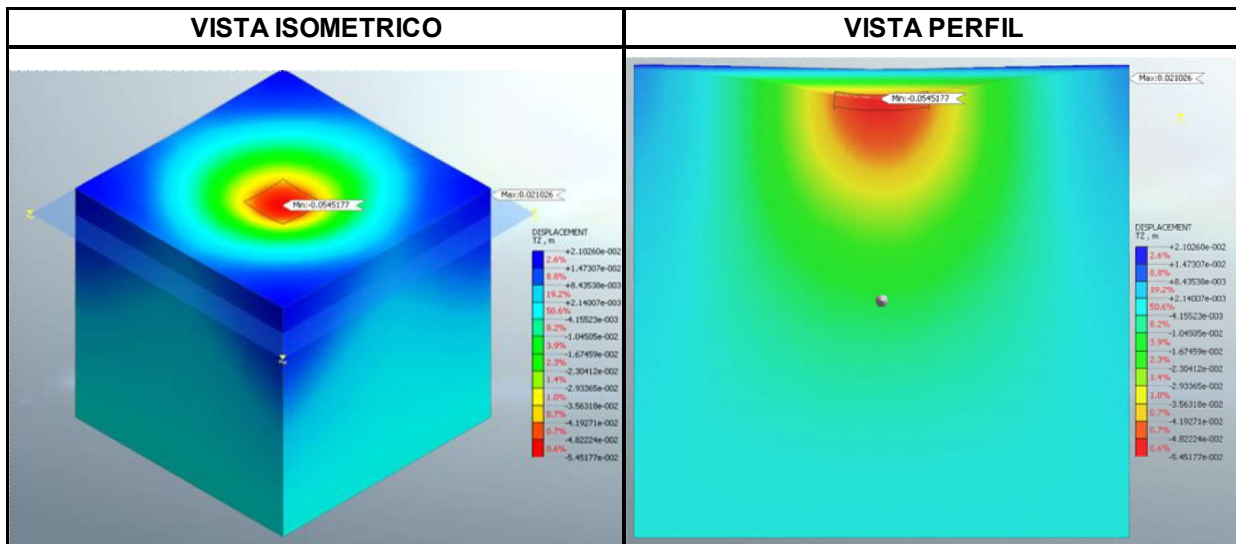


Figura 117. Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas Deformaciones verticales para la etapa de aplicación de la carga vertical externa.

### 11.6.7 Esfuerzos verticales del Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas

Los esfuerzos verticales bajo la placa de carga sin inclusiones rígidas se ilustran en la Figura 118. Se puede observar concentración de esfuerzos bajo la placa de carga.

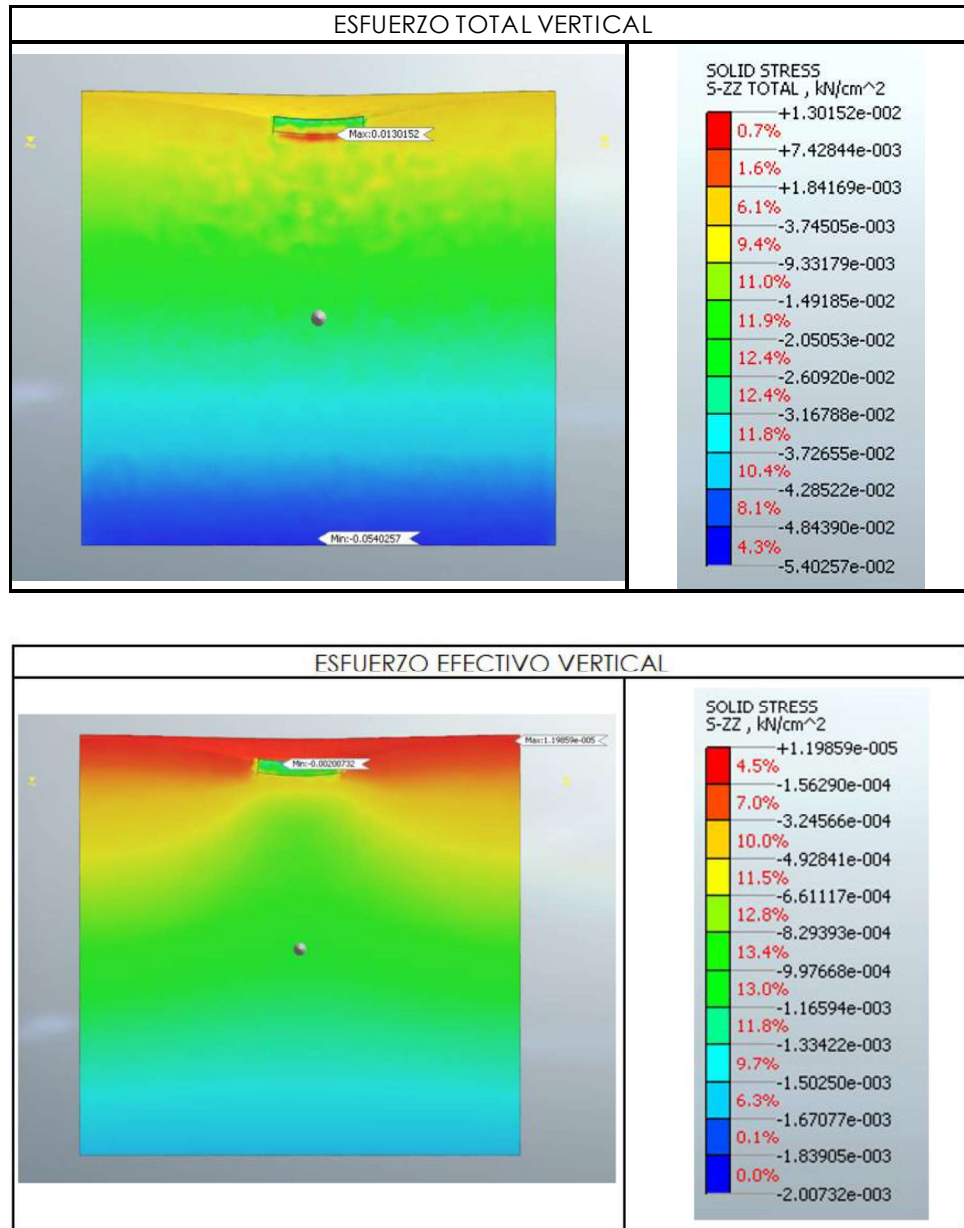


Figura 118. Modelo 4 sin grupo de inclusiones rígidas Esfuerzos verticales para la etapa de aplicación de la carga vertical externa.

## 12 RESUMEN Y CONCLUSIONES

### 12.1 Resumen

Durante el desarrollo de la investigación presente, se evaluaron cimentaciones superficiales en suelo blando mejoradas con inclusiones rígidas mediante modelos físicos y modelaciones numéricas con el método de elementos finitos. Se evaluaron los efectos de las inclusiones rígidas en los asentamientos para unas dimensiones dadas de las inclusiones: longitud, diámetro y separación entre ellas.

En las modelaciones numéricas, con una y nueve inclusiones rígidas, se empleó un modelo constitutivo hiperbólico (Duncan-Chang) para el suelo blando y elástico estructural para las inclusiones rígidas. Se implementaron condiciones de drenaje en la capa de suelo para generar consolidación.

Las cargas verticales aplicadas fueron uniformemente distribuidas, sin cargas horizontales ni puntuales. El nivel freático está a una profundidad de 2.8 metros por debajo del nivel del terreno.

En la etapa de asentamientos en la modelación física, la cual duro 180 días, se observó una reducción significativa de los asentamientos para los modelos físicos con inclusiones rígidas, entre el 29% para el cimiento con una sola inclusión y el 40% para el cimiento con un grupo de nueve inclusiones rígidas, como se muestra en la Tabla 24. Cabe resaltar que el modelo con solo la placa de 36 m<sup>2</sup> sin inclusiones fue solo modelado mediante elementos finitos ya que no se construyó un modelo físico.

Los resultados obtenidos en los análisis numéricos reprodujeron el comportamiento de los modelos físicos con las inclusiones rígidas bajo diferentes niveles de cargas.



El modelo con una sola inclusión rígida en suelo blando de la Sabana de Bogotá, con una carga de 79 kN/m<sup>2</sup>, es similar a las edificaciones de 3 a 4 pisos. Además, las placas de transferencia en arena de peña compactada de 1.0 m de espesor colaboran en la reducción de los asentamientos.

Los resultados obtenidos de asentamientos son consistentes entre los diferentes métodos empleados (modelación física y modelación numérica) y son del mismo orden de los calculados mediante las metodologías analíticas clásicas como se resume en la Tabla 33.

En consecuencia, se determinó a partir de los modelos físicos y numéricos que la implementación de estas inclusiones en suelos blandos reduce los asentamientos de manera efectiva.

En resumen, los modelos con inclusiones rígidas presentaron una reducción significativa de los asentamientos en suelos blandos bajo diferentes condiciones de carga, lo que sugiere que esta técnica es efectiva para mejorar la estabilidad y disminuir los asentamientos de cimentaciones superficiales en este tipo de suelos.

*Tabla 33. Asentamientos medidos y calculados*

Cimentación superficial	Asentamiento del cimiento superficial (cm)		
	Modelo físico	Modelo Midas GTX	Metodología Analítica
Modelo 1. Placa de concreto de 1.8 m x 1.8 m sin inclusión rígida	3.90	3.66	3.39
Modelo 2. Placa de concreto de 1.8 m x 1.8 m con una inclusión rígida	2.80	2.84	--
Modelo 3. Placa de concreto de 6.0 m x 6.0 m con grupo de 9 inclusiones rígidas	2.80	3.43	--
Modelo 4. Placa de concreto de 6.0 m x 6.0 m sin grupo de inclusiones rígidas	--	5.45	4.86

## 12.2 Conclusiones

- El empleo de inclusiones rígidas en sistemas de cimentación superficial en suelos blandos resulta en un impacto significativo en la reducción de los asentamientos. Los resultados obtenidos en el trabajo de grado mediante modelos físicos y numéricos muestran una disminución en los asentamientos del orden del 20% al 40%, siendo mayor para el grupo de nueve inclusiones con respecto a la inclusión individual.
- A partir de los análisis de elementos finitos se concluye que la reducción en los asentamientos se debe al reemplazo de un volumen del suelo blando por un material más rígido, las inclusiones. Además, las inclusiones transmiten las cargas superficiales a los niveles más profundos del suelo.
- En los análisis numéricos se puede observar para el grupo de nueve inclusiones rígidas la redistribución de esfuerzos en la cabeza de las inclusiones formándose arcos de esfuerzos, lo cual se conoce en Ingeniería Geotécnica como efecto de arco (soil arching). Esto contribuye a la transmisión de esfuerzos en profundidad y a la disminución de los asentamientos bajo la placa de carga.
- Cuando se tiene más de una inclusión rígida (grupo de inclusiones) se crea un bloque de material con una rigidez promedio mayor a la del suelo, incrementando el efecto de reducción de asentamientos con respecto a la que produce una inclusión individual.
- Los análisis realizados mediante el método de elementos finitos sugieren que aumentar el diámetro y/o la longitud de las inclusiones rígidas puede resultar en una reducción mayor de los asentamientos. Esto indica que el diseño óptimo de las inclusiones (tipo de material, longitud y diámetro) es un factor clave para obtener un desempeño adecuado del sistema mejorado de cimentación superficial.
- La modelación numérica utilizada en este estudio ha demostrado ser una herramienta valiosa para evaluar el comportamiento de las cimentaciones superficiales mejoradas con inclusiones

rígidas bajo cargas vertical. Es decir, que este tipo de análisis es esencial para tomar decisiones durante el proceso de diseño y construcción de este tipo de mejoramiento de suelos de cimentación.

En forma general se concluye que, el uso de inclusiones rígidas en cimentaciones superficiales es una estrategia efectiva para reducir los asentamientos en suelos blandos. Sin embargo, se destaca la importancia de un diseño adecuado de las inclusiones para optimizar los diseños y los resultados. La modelación numérica proporciona una manera eficiente de evaluar el comportamiento de este sistema de cimentación y, por lo tanto, es una herramienta valiosa para los ingenieros y diseñadores en la toma de decisiones.

## 13 RECOMENDACIONES

### 13.1 Recomendaciones para el diseño de sistemas de cimentación con inclusiones rígidas

Al desarrollar un diseño de inclusiones rígidas en suelos blandos, es crucial tener en cuenta los aspectos siguientes:

- a) Ejecución adecuada de perforaciones: Es fundamental realizar perforaciones con la profundidad apropiada utilizando equipos y personal calificado. Esto permitirá obtener muestras de alta calidad que proporcionen resultados confiables y precisos.
- b) Ensayos de laboratorio de calidad: Contar con un laboratorio de suelos que cumpla con altos estándares de calidad y disponer de equipos de ensayo adecuados es esencial. Además, se requiere personal capacitado para llevar a cabo los ensayos con la excelencia requerida y reducir la incertidumbre en las magnitudes de las propiedades determinadas del suelo.
- c) Determinación de la geometría de las inclusiones rígidas: Durante el proceso de diseño, se debe determinar, de acuerdo con el área de la estructura, el diámetro, longitud y separación entre las inclusiones. Teniendo en cuenta que el sistema de cimentación con inclusiones rígidas tiene un comportamiento complejo se requiere realizar análisis numéricos para dimensionar el sistema de inclusiones rígidas. Esto resulta en un diseño óptimo y un comportamiento mecánico adecuado y eficiente de la obra cuando se construya.
- d) Ajuste de la geometría de acuerdo con la magnitud de la carga aplicada: La geometría de las inclusiones rígidas depende de la magnitud de la carga aplicada, es necesario en diseño realizar un proceso iterativo de análisis. Esto implica realizar un análisis de sensibilidad variando la longitud, el diámetro y la separación de las inclusiones, y las dimensiones de las placas de transferencia y de concreto.

## **13.2 Recomendaciones de investigación de sistemas de cimentación con inclusiones rígidas**

En investigaciones futuras se sugiere realizar análisis paramétricos con el método de los elementos finitos para determinar la importancia relativa de las principales variables de las inclusiones rígidas, diámetro, longitud, separación y tipo de material; y además de las dimensiones de la plataforma de transferencia (espesor y extensión en planta).

## 14 BIBLIOGRAFÍA

Adalier, K. and Elgamal, A. (2004). "Mitigation of liquefaction and associated ground deformations by stone columns", *Engineering Geology* No. 72, pp. 275-291.

Alamgir M., Miura N., Poorooshabh H.B., and Madhav M.R. (1996). Deformation analysis of soft ground columnar inclusions *Comput. Geotech.*, 18 (4), pp. 261-290.

Barbosa Cruz, E. R. (2019). Estimación de asentamientos de cimentaciones superficiales con inclusiones rígidas en el suelo de cimentación. Bogotá: Comunicación Personal.

Bergado, D.T. and Lam, F.L. (1987). Full scale load test of granular piles with different densities and different proportions of gravel and sand in the soft Bangkok clay. *Soils and Foundations Journal* 27 (1) 86-93.

Black, J.A., Sivakumar, V., Bell, A. (2011). The settlement performance of stone column foundations. *Géotechnique* 61, No. 11, 909-922.

Bouassida, M. (1996). Determination of bearing capacity of rigid foundations resting on reinforced soil by columns (In French). Doctorate ès-Sci Nat Eng Sch Tunis, p 246.

Bouassida M., and Porbaha A. (2004). Ultimate bearing capacity of soft clays reinforced by a group of columns-application to a deep mixing technique. *Soils Found* 44(3):91–101.

Bouassida, M., and Hazzar, L. (2011). Novel tool for optimised design of reinforced soils by columns. Paris, Francia.

Boussetta, S., Bouassida, M., and Zouab, M. (2016). Assessment of observed behavior of soil reinforced by rigid. Suiza: Springer International Publishing Switzerland.

Brauns J (1978) Initial bearing capacity of stone column and sand piles. Proceedings of the Symposium on Soil Reinforcing and Stabilizing Techniques in Engineering Practice, Sydney, Australia, vol. I, pp. 497–512.

Coronilla, N. (2015). Estudio de la mejora de terreno mediante columnas suelo-cemento tipo mixpile. Málaga España: Universidad de Málaga.

Chai J. C., Miura N., Kirekawa T., and Hino T. (2010). Settlement prediction for soft ground improved by columns. Ground Improvement. In: Proceedings of Institute of Civil Engineers, UK, 163.

Chai, J.C. and Carter, J.P. (2011). Deformation analysis in soft ground improvement. Springer, 247 pages.

Craig RF (1997). *Soil Mechanics*. Sixth Edition E & FN Spon.

Deb K. and Dhar, A. (2011). "Optimum design of stone column improved soft soil using multiobjective optimization technique," *Computers and Geotechnics*, vol.38, No.1, pp.50–57.

ENV 1997-1 (1994). Eurocode 7: Geotechnical Design. Part 1: General Rules. CEN, European Committee for Standardization, Brussels.

Goldberg A. D. (2014). Rigid Inclusions for Support of Embankments and MSE Walls in Soft Ground. 45th Annual Southeastern Transportation Geotechnical Engineering Conference - (STGEC) STGEC 2014 Mobile, Alabama. [https://stgtec.org/presentations/STGEC\\_2014/2014-17-Goldberg\\_Accelerated%20Roadway%20Construction.pdf](https://stgtec.org/presentations/STGEC_2014/2014-17-Goldberg_Accelerated%20Roadway%20Construction.pdf).

Lodder, H.J., Van Eekelen, S.J.M. and Bezuijen, A. (2012). The influence of subsoil reaction on the geosynthetic reinforcement in piled embankments. Proceedings of EuroGeo 2012, Valencia, Spain.

Menard USA (2023). Comparison of Controlled Modulus Columns (CMC)® Rigid Inclusions and Deep Foundations. White Paper. <https://www.menardusa.com/comparison-of-controlled-modulus-columns-cmc-rigid-inclusions-and-deep-foundations/>

MIDASoft, 450 7TH AVE, Suite 2505, New York, NY 10123, United States.

Polańska B. and Rainer J. (2020). Rigid inclusion ground improvements as an alternative to pile foundation. IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering 869 (2020) 052080 IOP Publishing doi:10.1088/1757-899X/869/5/052080

Rathmayer, H. (1975). Piled embankment supported by single pile caps. Proc. Istanbul Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.

Rodríguez, J. (2010). Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.

Simon, B. (2011). Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements. Paris, France: IREX.

Simon, B. (2012). "General report—session 5—rigid inclusions and stone columns", in ISSMGE—TC 211 International Symposium on Ground Improvement. Brussels.

Sivakumar V., Jeludine M. and Mackinnon P. (2011). The pressure distribution along columns in soft clay under consolidation and foundation loading. *Geotechnique* 61(7): 613–620.

Tan, X., Zhao, M., and Chen, W. (2018). Numerical Simulation of a Single Stone Column in Soft Clay. China: American Society of Civil Engineers.

Terrasol, S. (2012). Rigid inclusions and stone columns. Paris, Francia. Terrasol.

US Army Corps of Engineers. (1984). Soil Stabilization for Pavements Mobilization. Construction Engineering and Design Manual. s.d. EM.

Varaksin, S. (2020). The penetration of ground improvement into the realms of deep foundations. *Construction and Geotechnics*. Vol. 11. No. 4. Pp. 106-125. DOI: 10.15593/2224-9826/2020.4.09

Varaksin, S., Hamidi, B. and Racinais, J. (2014). The Thin Line between Deep Foundations and Soil Improvement, Proceedings of the International Conference on Integrated Use and Protection of underground spaces, Kungur Ice Cave, Perm Region, Russia, May 26-31, 2014.