LISTADO DE FIGURAS

Figura 1. Localización del proyecto en el municipio. 24
Figura 2. Localización del proyecto en el barrio. 25
Figura 3. Área destinada para el proyecto. 25
Figura 4. Lote del proyecto. 26
Figura 5. Localización del municipio de Montería en el departamento de Córdoba. 27
Figura 6. Mapa subregiones del departamento de Córdoba. 28
Figura 7. Mapa de regiones geotectónicas del departamento de Córdoba. 29
Figura 8. Mapa geológico del municipio de Montería. 30
Figura 9. Perfil tipo de depósitos aluviales. 31
Figura 10. Unidades de paisaje del departamento de Córdoba. 32
Figura 11. Mapa de Geoestructura del departamento de Córdoba. 33
Figura 12. Mapa de Precipitación del departamento de Córdoba. 34
Figura 13. Mapa de Temperatura del departamento de Córdoba. 35
Figura 14. Mapa de Evapotranspiración del departamento de Córdoba. 36
Figura 15. Mapa de Cobertura Vegetal del departamento de Córdoba. 37
Figura 16. Zona de amenaza sísmica del municipio de Montería. 38
Figura 17. Localización de los sondeos. 42
Figura 18. Vista en plana y perfil de la zona de acumulación de agua. 68
Figura 19. Esquema de relleno propuesto para la zona de agua estancada. 70
Figura 20. Localización del SUDS a construir. 70
Figura 21. SUDS a construir. 71
Figura 22. Planta graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas. 73
Figura 23. Esquema de cimiento corrido. Graderías cubiertas. 74

90/2

Figura 24. Método 2:1 para el cálculo de incremento de esfuerzos. 75
Figura 25. Esquema de cimentación. Graderías cubiertas. 82
Figura 26. Vista en planta ubicación de columnas. 85
Figura 27. Ubicación de la zapata equivalente (Duncan y Buchignani 1976). 93
Figura 28. Vista en planta locales comerciales y baños. 99
Figura 29. Esquema de cimentación. 100
Figura 30. Esquema de cimentación. Cerramiento de la pista de patinaje. 103
Figura 31. Esquema de cerramiento perimetral. 106
Figura 32. Esquema de cimentación. Cerramiento del circuito canino. 106
Figura 33. Esquema de cimentación. Cerramiento perimetral. 108
Figura 34. Vista en planta de cerramiento en bloque estructural. 111
Figura 35. Esquema de cimentación. Cerramiento en bloque estructural. 112
Figura 36. Esquema de cimentación. Cerramiento en bloque estructural. 113
Figura 37. Planta juegos infantiles. 120
Figura 38. Esquema de la cimentación propuesta. 121
Figura 39. Vista en planta de área de calentamiento. 124
Figura 40. Esquema de la cimentación propuesta. 125
Figura 41. Esquema de las juntas de contracción del pavimento del área de calentamiento. 126
Figura 42. Vista en planta de área de sendero de trote. 129
Figura 43. Esquema de la cimentación propuesta. 130
Figura 44. Esquema de poste de iluminación. Poste H=6.00 m. 133
Figura 45. Esquema de restriccion del pilote. 136
Figura 47. Esquema de mastil de iluminación. H=16.00 y 20.00 m. 145
Figura 48. Esquema de cimentación. Tanque. 157

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Figura 49. Vista en planta tanque enterrado..... 161
Figura 50. Sección tanque enterrado. 161
Figura 51. Localización del tanque enterrado en el proyecto..... 162
Figura 52. Vista en planta tanque enterrado..... 167
Figura 53. Sección tanque enterrado. 168
Figura 54. Localización del tanque enterrado en el proyecto..... 168
Figura 55. Esquema de la estación elevadora. 173
Figura 56. Esquema de caja de interconexión y de válvulas 177
Figura 57. Planta zona de parqueadero..... 182
Figura 58. Esquema de cimentación. 183
Figura 59. Esquema de cimentación. 184
Figura 60. Vista en planta placas de concreto..... 185
Figura 61. Cunetas proyectadas. 186
Figura 62. Cunetas proyectadas. 186
Figura 63. Esquema de cimentación. 187
Figura 64. Zona acceso de ambulancias. 191
Figura 65. Mejoramiento a realizar. 194
Figura 66. Estructura de pavimento con dimensiones tolerables y acero de refuerzo... 199
Figura 67. Vista en planta pista de patinaje..... 200
Figura 68. Estructura de pavimento propuesta. 211
Figura 69. Sistema de entibado con tableros vertical. 214
Figura 70. Esquema de implementación del método constructivo húmedo. 218
Figura 71. Esquema de implementación del método constructivo con ándeme. 219
Figura 72. Detalle de las losas reforzadas. 220

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

LISTADO DE TABLAS

Tabla 1. Datos climáticos de la Estación Meteorológica Montería. 36

Tabla 2. Resumen de los ensayos de línea sísmica..... 39

Tabla 3. Cálculo de la velocidad de onda..... 40

Tabla 4. Valores del coeficiente de importancia, I. 41

Tabla 5. Resumen de la exploración realizada (sondeos)..... 41

Tabla 6. Resumen de la exploración realizada (apiques y CBR). Fuente: Elaborado por la presente consultoría. 42

Tabla 7. Normatividad. equipos y registros de calibración. 44

Tabla 8. Intervalo de β para arcilla. 57

Tabla 9. Relación o módulo de Poisson aproximado. para diferentes materiales. 58

Tabla 10. Características generales del suelo..... 58

Tabla 11. Características generales del suelo..... 59

Tabla 12. Características generales del suelo..... 59

Tabla 13. Parámetros de resistencia al corte de los suelos. 59

Tabla 14. Parámetros de compresibilidad del suelo. 60

Tabla 15. Clasificación de suelos expansivos. 60

Tabla 16. Factores de ajuste según la magnitud del sismo. 63

Tabla 17. Factores de seguridad del depósito arenoso contra la falla potencial por licuación para diferentes magnitudes de sismo. 63

Tabla 18. Resultados ensayos de CBR inalterado. 65

Tabla 19. CBR de diseño. 65

Tabla 20. Granulometría recomendada para el material de filtro alternativa 1. 66

Tabla 21. Granulometría recomendada para el material de filtro alternativa 2. 67

Tabla 22. Cota proyectada de los elementos y predio. 67

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 23. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 73
Tabla 24. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. . 74
Tabla 25. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 76
Tabla 26. Asentamientos elásticos. 77
Tabla 27. Asentamientos por consolidación. 79
Tabla 28. Asentamiento total. 79
Tabla 29. Módulo de reacción del suelo. 81
Tabla 30. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. . 82
Tabla 31. Capacidad de carga profunda y revisión del factor de seguridad. 83
Tabla 32. Asentamiento total. 83
Tabla 33. Módulo de reacción del suelo. 85
Tabla 34. Cargas totales del coliseo cubierto. 87
Tabla 35. Parámetros del modelo. 89
Tabla 36. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría y factor de seguridad del cimiento. 90
Tabla 37. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga. 92
Tabla 38. Esfuerzo de trabajo. Coliseo cubierto. 93
Tabla 39. Asentamientos elásticos. 94
Tabla 40. Asentamientos por consolidación. 95
Tabla 41. Asentamiento total. 96
Tabla 42. Módulos de reacción de la losa de cimentación. 96
Tabla 43. Valores representativos de n_h. 97
Tabla 44. Módulos de reacción vertical y horizontal del suelo en los pilotes. 97
Tabla 45. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 100
Tabla 46. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 100

Tabla 47. Capacidad de carga profunda y revisión del factor de seguridad. 101
Tabla 48. Asentamiento total. 101
Tabla 49. Módulo de reacción del suelo. 102
Tabla 50. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 103
Tabla 51. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 104
Tabla 52. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 104
Tabla 53. Asentamiento total. 105
Tabla 54. Módulo de reacción del suelo. 105
Tabla 55. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 107
Tabla 56. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 108
Tabla 57. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 109
Tabla 58. Asentamiento total. 109
Tabla 59. Módulo de reacción del suelo. 110
Tabla 60. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 112
Tabla 61. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 113
Tabla 62. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 114
Tabla 63. Asentamiento total. 114
Tabla 64. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción. 116
Tabla 65. Capacidad de carga por fricción. 117
Tabla 66. Asentamientos individuales. 118
Tabla 67. Resultados presión pasiva de tierra. 119
Tabla 68. Módulo de reacción del suelo en función de la longitud del pilote. 119
Tabla 69. Dimensiones de los cimientos. 120
Tabla 70. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 120

Tabla 71. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 121

Tabla 72. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 122

Tabla 73. Asentamiento total. 122

Tabla 74. Módulo de reacción del suelo. 123

Tabla 75. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 124

Tabla 76. Longitud tentativa de las juntas de contracción. 125

Tabla 77. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 127

Tabla 78. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 127

Tabla 79. Asentamiento total. 127

Tabla 80. Módulo de reacción del suelo. 128

Tabla 81. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 129

Tabla 82. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 131

Tabla 83. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 131

Tabla 84. Asentamiento total. 131

Tabla 85. Módulo de reacción del suelo. 132

Tabla 86. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para los pilotes de 0.30 m de diámetro. 134

Tabla 87. Capacidad de carga por fricción. 134

Tabla 88. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga total individual de los pilotes. 134

Tabla 89. Cohesión y peso específico promedio del corte de suelo estratificado. 136

Tabla 90. Intervalo general de valores de K para suelos finos. 138

Tabla 91. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de los pilotes preexcavados. 139

Tabla 92. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de los pilotes preexcavados. 140

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 93. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de los pilotes preexcavados. 141

Tabla 94. Distribución de los pilotes..... 141

Tabla 95. Capacidad de carga del grupo de pilotes de 2.00 m de longitud..... 142

Tabla 96. Capacidad de carga del grupo de pilotes de 3.00 m de longitud..... 142

Tabla 97. Asentamientos individuales. 143

Tabla 98. Asentamientos del grupo de pilotes. 143

Tabla 99. Asentamientos del grupo de pilotes. 144

Tabla 100. Módulos de reacción vertical y horizontal del suelo en los pilotes. 144

Tabla 101. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para las pilas de 0.80 m de diámetro. 146

Tabla 102. Capacidad de carga por fricción. 146

Tabla 103. Capacidad de carga por fricción. 146

Tabla 104. Capacidad de carga por fricción. 147

Tabla 105. Capacidad de carga por fricción. 147

Tabla 106. Capacidad de carga total. 147

Tabla 107. Capacidad de carga total. 147

Tabla 108. Capacidad de carga total. 148

Tabla 109. Capacidad de carga total. 148

Tabla 110. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas. 148

Tabla 111. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas. 149

Tabla 112. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas. 149

Tabla 113. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas. 149

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 114. Asentamientos individuales..... 150
Tabla 115. Asentamientos individuales..... 150
Tabla 116. Asentamientos individuales..... 150
Tabla 117. Asentamientos individuales..... 150
Tabla 118. Distribución de las pilas..... 151
Tabla 119. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro. 151
Tabla 120. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro. 151
Tabla 121. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro. 152
Tabla 122. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro. 152
Tabla 123. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro. 152
Tabla 124. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro. 152
Tabla 125. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro. 152
Tabla 126. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro. 153
Tabla 127. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro. 153
Tabla 128. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro. 153
Tabla 129. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro. 153
Tabla 130. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro. 153
Tabla 131. Asentamientos del grupo de pilas. 154
Tabla 132. Asentamientos del grupo de pilas. 154
Tabla 133. Asentamientos del grupo de pilas. 154
Tabla 134. Asentamientos del grupo de pilas. 154
Tabla 135. Asentamientos del grupo de pilas. 155
Tabla 136. Asentamientos del grupo de pilas. 155
Tabla 137. Asentamientos del grupo de pilas. 155

Tabla 138. Asentamientos del grupo de pilas. 155

Tabla 139. Asentamientos del grupo de pilas. 156

Tabla 140. Asentamientos del grupo de pilas. 156

Tabla 141. Asentamientos del grupo de pilas. 156

Tabla 142. Asentamientos del grupo de pilas. 156

Tabla 143. Módulos de reacción vertical y horizontal del suelo en las pilas. 157

Tabla 144. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 157

Tabla 145. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 158

Tabla 146. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 158

Tabla 147. Esfuerzo de trabajo. 159

Tabla 148. Asentamiento total. 159

Tabla 149. Módulo de reacción del suelo. 160

Tabla 150. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 162

Tabla 151. Factores de seguridad por capacidad de carga. 163

Tabla 152. Asentamiento total. 163

Tabla 153. Cálculo de los empujes. 164

Tabla 154. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para diferentes longitudes de pilotes. 165

Tabla 155. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes. 166

Tabla 156. Numero de pilotes para el tanque enterrado. 166

Tabla 157. Módulos de reacción de la losa de cimentación. 166

Tabla 158. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 169

Tabla 159. Factores de seguridad por capacidad de carga. 169

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 160. Asentamiento total. 170

Tabla 161. Cálculo de los empujes. 170

Tabla 162. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para diferentes longitudes de pilotes. 171

Tabla 163. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes. 172

Tabla 164. Numero de pilotes para el tanque enterrado. 172

Tabla 165. Módulos de reacción de la losa de cimentación. 172

Tabla 166. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 174

Tabla 167. Factores de seguridad por capacidad de carga. 175

Tabla 168. Asentamiento total. 175

Tabla 169. Cálculo de los empujes. 176

Tabla 170. Módulos de reacción de la losa de cimentación. 176

Tabla 171. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 177

Tabla 172. Factores de seguridad por capacidad de carga de la caja de válvulas. 178

Tabla 173. Factores de seguridad por capacidad de carga de la caja de interconexión pequeña. 178

Tabla 174. Asentamiento total. 178

Tabla 175. Cálculo de los empujes. 179

Tabla 176. Cálculo de los empujes. 179

Tabla 177. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para diferentes longitudes de pilotes. 180

Tabla 178. Capacidad de carga por resistencia al levantamiento de los pilotes. 180

Tabla 179. Numero de pilotes para la caja de válvulas. 181

Tabla 180. Módulos de reacción de la losa de cimentación. 181

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 181. Módulos de reacción de la losa de cimentación. 181

Tabla 182. Granulometría para la cámara de arena. 184

Tabla 183. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. 188

Tabla 184. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. 188

Tabla 185. Asentamiento total. 189

Tabla 186. Cálculo de los empujes. 189

Tabla 187. Cálculo de los empujes. 190

Tabla 188. Cálculo de los empujes. 190

Tabla 189. Cálculo de los empujes. 190

Tabla 190. Cálculo de los empujes. 191

Tabla 191. Categoría de carga por eje. 192

Tabla 192. Cálculos para el mejoramiento de la subrasante. 194

Tabla 193. Efecto de la subbase granular sobre los valores de K. 196

Tabla 194. Valor obtenido de K combinado. 196

Tabla 195. Tipos de suelos de subrasante y valores aproximados de k. 197

Tabla 196. TPD-C Admisible- Categoría 1. 198

Tabla 197. Resumen características de los pasadores de carga. 199

Tabla 198. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. 201

Tabla 199. Resumen de los módulos de las capas granulares. 202

Tabla 200. Determinación del SN del tránsito. 205

Tabla 201. Valores de coeficientes estructurales (a/pulg). 206

Tabla 202. Determinación del SN de la estructura del pavimento. 206

Tabla 203. Resumen de la estructura del pavimento a analizar. 207

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 204. Resultados máxima deformación de tracción en la fibra inferior de la carpeta asfáltica. 207

Tabla 205. Resultados máxima deformación de compresión en la fibra superior de la subrasante. 208

Tabla 206. Cálculo del número de repeticiones de carga admisibles. 209

Tabla 207. Cálculo de los consumos debido a la fisuración y el ahuellamiento. 210

Tabla 208. Resumen de la estructura del pavimento flexible. 210

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

ESTUDIO GEOTÉCNICO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LA UNIDAD DEPORTIVA DEL SURORIENTE EN EL MUNICIPIO DE MONTERÍA- ETAPA 2.

INTRODUCCIÓN.

De acuerdo con la solicitud presentada por el MUNICIPIO DE MONTERÍA, se realizó el estudio geotécnico para la construcción de la unidad deportiva del suroriente – etapa 2, en el barrio La Pradera del municipio de Montería, departamento de Córdoba.

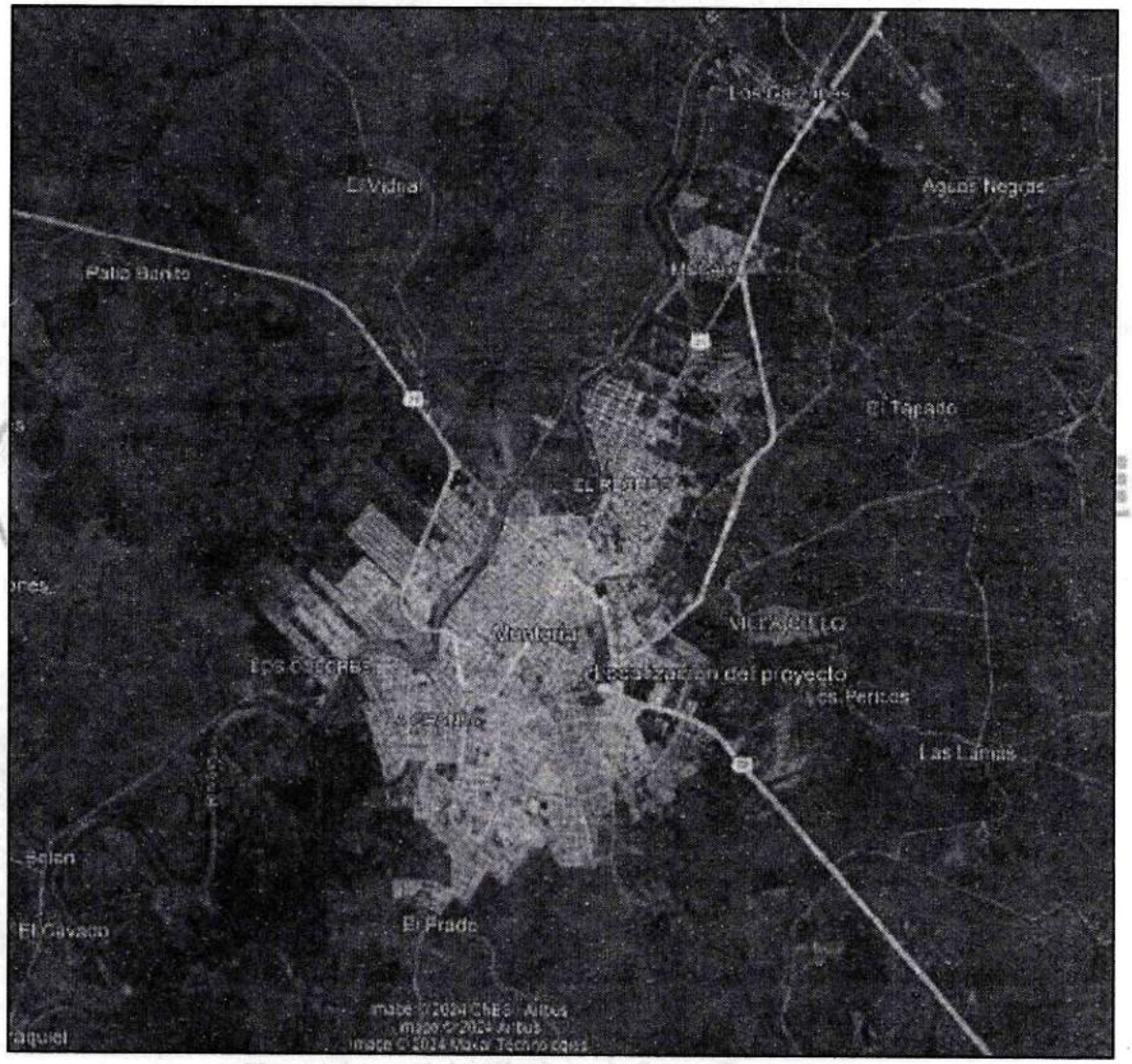


Figura 1. Localización del proyecto en el municipio.
Fuente: Google Earth.



Figura 2. Localización del proyecto en el barrio.
Fuente: Google Earth.

El proyecto consiste en la construcción de la unidad deportiva, la cual incluye un edificio del coliseo cubierto, bloque de graderías cubiertas, pista de patinaje, locales comerciales, baños, circuito canino, área de calentamiento, juegos infantiles, anden y zonas de parqueadero.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

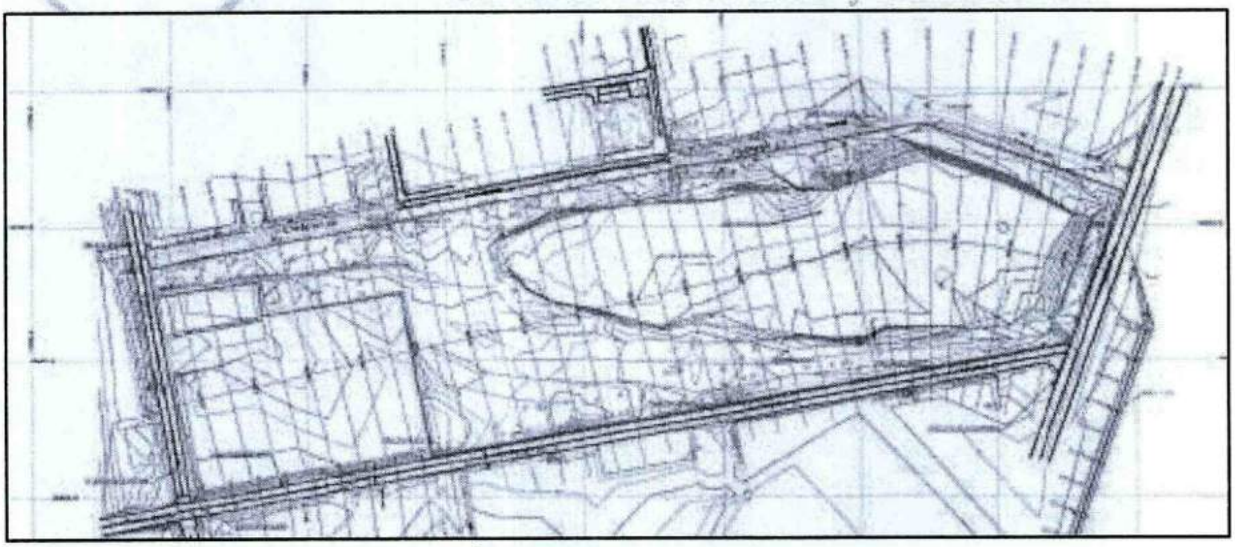


Figura 3. Área destinada para el proyecto.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

El lote actualmente se encuentra sin construcciones, con abundante vegetación y una acumulación de agua:

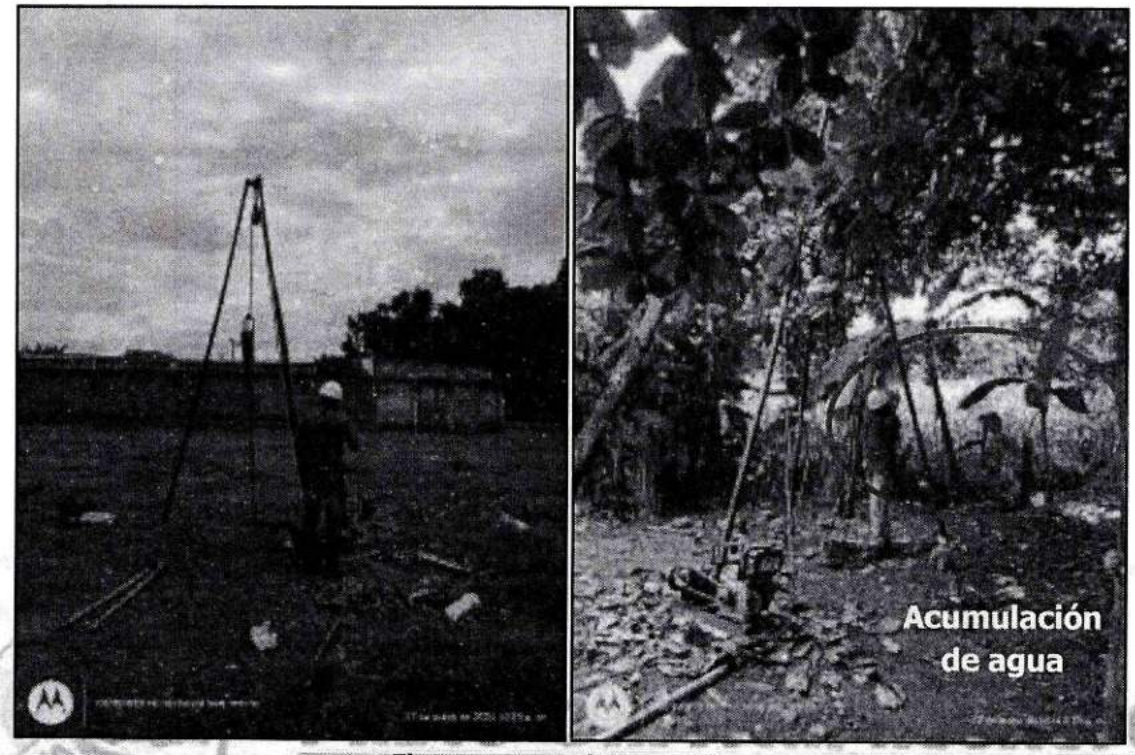


Figura 4. Lote del proyecto.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

En este informe se presentan los resultados de la exploración de campo y los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas, se presentan las condiciones geotécnicas del sitio explicando la metodología utilizada para el estudio. Además, se encuentran las conclusiones y recomendaciones derivadas de los estudios descritos.

2. INFORMACIÓN GENERAL

2.1. Generalidades del proyecto.

El municipio de Montería está situado en la zona centro del departamento de Córdoba, correspondiente a las tierras planas y ligeramente onduladas, de los Valles de los ríos San Jorge y Sinú, entre las coordenadas 08° 45´27" de latitud Norte y 75° 53´24" de longitud Oeste, cubre un área total de 3141 Km^2.

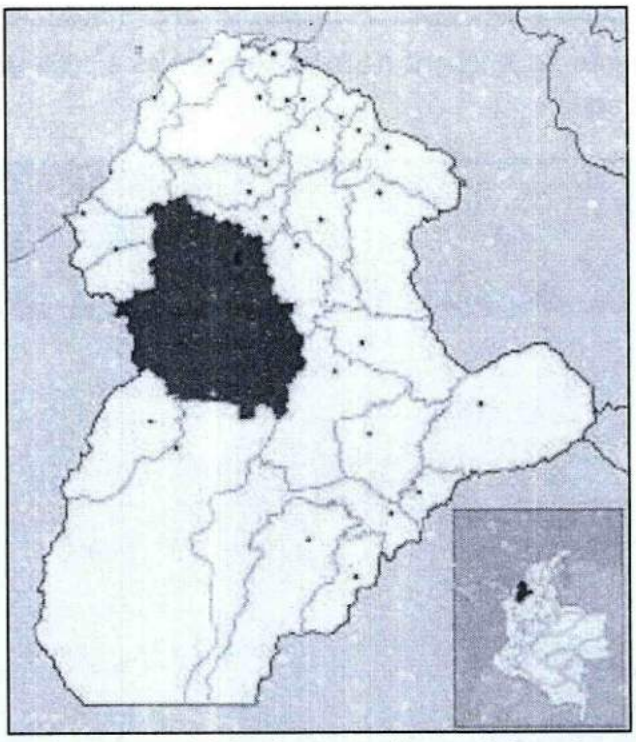


Figura 5. Localización del municipio de Montería en el departamento de Córdoba. Fuente: Wikipedia. La enciclopedia libre. "Montería". [En línea].

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Limita al Norte con el municipio de Cereté, Puerto Escondido y San Pelayo; al este con San Carlos y Planeta Rica; al sur con Tierralta y Valencia; al oeste con el departamento de Antioquia y los municipios de Canalete y San Carlos, Ver Figura 6. La topografía de Montería es básicamente plana, con algunas elevaciones de menor importancia. La parte occidental de la ciudad está surcada por la serranía de Las Palomas.



Figura 6. Mapa subregiones del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

2.2. Geología.

El municipio de Montería hace parte de la unidad estratigráfica del Cinturón de San Jacinto y las unidades litoestratigráficas del anticlinorio de San Jerónimo conformado por rocas ígneas y rocas sedimentarias. (Ver Figura 7).

La zona está constituida por materiales sueltos formados por depósitos aluviales compuestos por aluviones y sedimentos del rio Sinú.

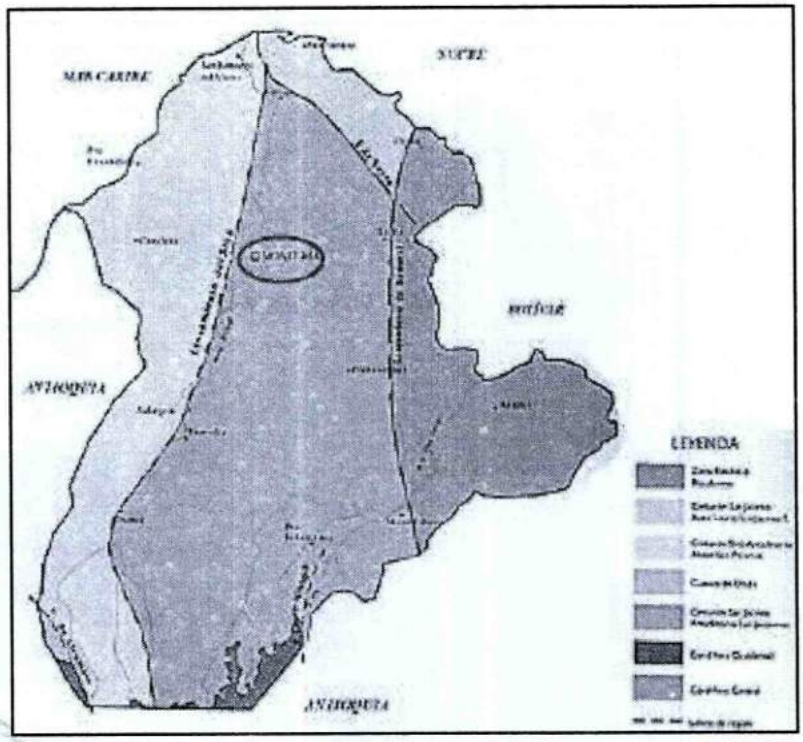


Figura 7. Mapa de regiones geotectónicas del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

PABLO CASTILLA NEGRETE

Se encuentran terrazas aluviales al sur del municipio, constituido por depósitos aluviales antiguos del rio Sinú y algunos de sus afluentes.

El depósito encontrado en la zona del proyecto es:

Q-al

Depósitos aluviales y llanuras aluviales.

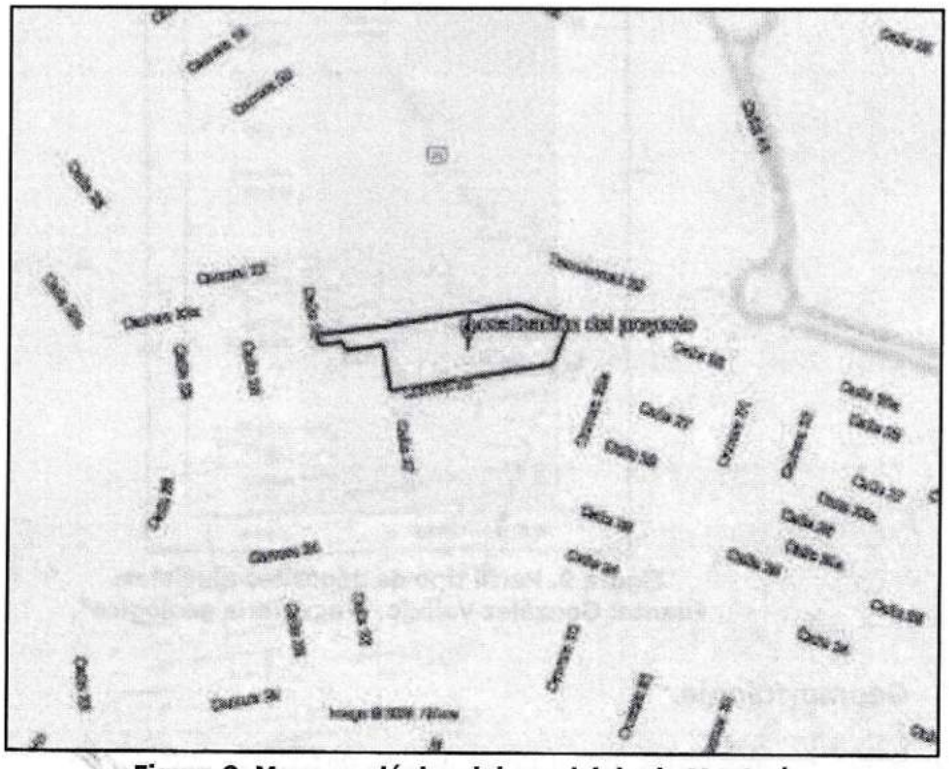


Figura 8. Mapa geológico del municipio de Montería.
Fuente: Instituto Geográfico Agustín Codazzi.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Los depósitos aluviales son suelos anisotrópicos en su distribución, con propiedades geotécnicas altamente variables, estrechamente relacionadas con la granulometría. Su continuidad es irregular, pudiendo tener altos contenidos en materia orgánica en determinados medios. La permeabilidad depende de la granulometría. Generalmente presentan un nivel freático alto.

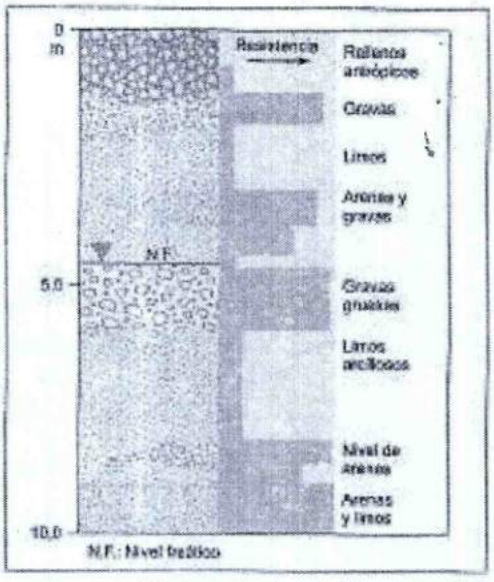


Figura 9. Perfil tipo de depósitos aluviales.
Fuente: González Vallejo. "Ingeniería geológica".

2.3. Geomorfología.

El río Sinú se caracteriza por formar valles aluviales amplios, el depósito aluvial del municipio de Montería aflora desde el corregimiento de Santa Isabel, hasta la población de El Vidrial al norte de Montería, donde se forman las zonas planas de gran extensión que incluye las ciudades de Montería y Cerete.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

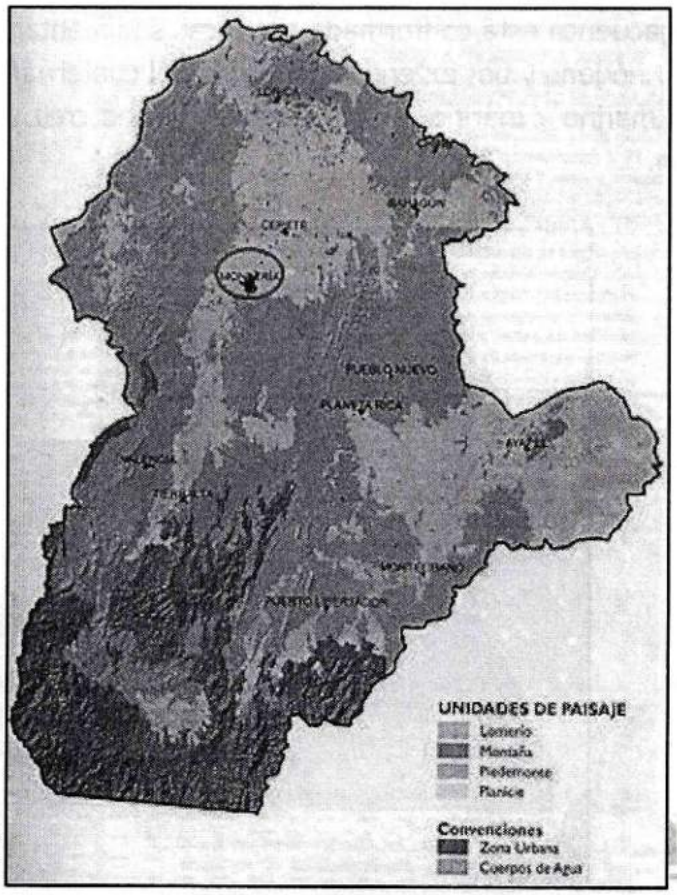


Figura 10. Unidades de paisaje del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

El municipio de Montería pertenece a las unidades de paisaje de planicie y piedemonte. El paisaje de planicie es una geoforma caracterizada por ser una zona amplia y plana a ligeramente plana, cuyas pendientes son menores a 3.00%. Corresponde a los diferentes aportes de origen aluvial, marino o eólico.

Por otra parte, se define como paisaje de piedemonte a planicies inclinadas, que se extienden al pie de sistemas montañosos, serranías, y lomeríos, que han sido formadas por la sedimentación de materiales transportados por las corrientes de agua que emergen de los terrenos más elevados hacia las zonas más bajas y abiertas.

2.4. Geoestructura y ambiente Morfométrico.

El municipio de Montería se localiza en la Geoestructura correspondiente a la megacuenca de sedimentación ubicada al norte y occidente de la cordillera y se extiende hasta el mar caribe. Cubriendo 23.788.87 Km^2, lo que equivale al 95.4% del territorio del departamento

de Córdoba. Geográficamente a esta pertenecen las serranías de Abibe, San Jerónimo, y Ayapel. La megacuenca está conformada por rocas sedimentarias continentales y marinas del Cretáceo – Neógeno y por extensos depósitos del cuaternario, de origen aluvial, fluvio-lacustre, fluvio marino y marino, principalmente, lo que crea un ambiente morfogenético de depositación.

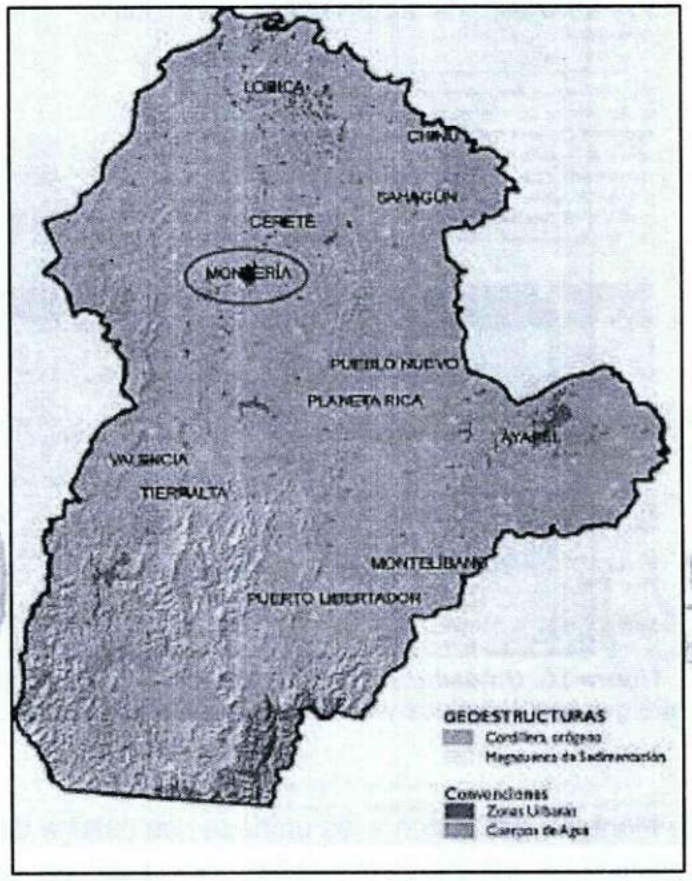


Figura 11. Mapa de Geoestructura del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

2.5. Clima.

El clima es uno de los factores formadores de suelos, debido en gran medida a que define las cantidades y distribuciones de los diversos organismos, animales y vegetales, así como sus relaciones.

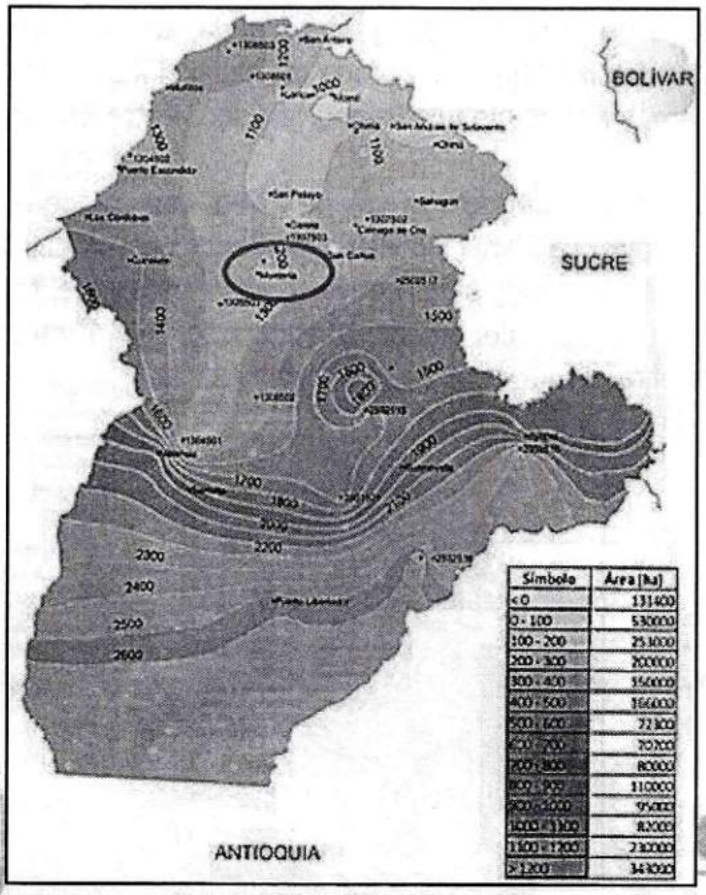


Figura 12. Mapa de Precipitación del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

El municipio de Montería dada su fisiografía y su posición en la llanura del Caribe colombiano, se localiza con respecto a los vientos provenientes del Mar en una posición de sotavento ocasionando climas predominantemente secos la mayor parte del año, con una alta humedad relativa por la presencia del río Sinú y sus sistemas de ciénagas y humedales, presenta lluvias con vientos (vendavales) en épocas húmedas y unos microrrelieves en las serranías de las Palomas y de San Carlos que se comportan como barloventos aumentando la nubosidad y la generación de lluvias.

El municipio de Montería posee una altura promedio de 18 msnm, con una precipitación media anual de 1200 mm. La distribución de las lluvias de la zona se encuentra supeditada al paso anual del CIT (Centro de Convergencia Intertropical), el paso de este centro neurálgico ocasiona un tiempo ciclónico, es decir, nubado, lluvioso y fresco; antes de este paso existe el tiempo anticiclónico, es decir soleado, seco y con variación de las temperaturas diurnas.

Por lo anterior el municipio de Montería presenta dos temporadas de lluvia: La primera es lluviosa en parte de abril y mayo, y la segunda, también lluviosa entre los meses de septiembre y noviembre; una temporada de menor intensidad de lluvias entre los meses de junio y agosto, y por último una temporada seca entre los meses de diciembre a marzo.

El promedio anual de la temperatura es de 27 °C, con un ligero aumento en los meses de marzo, abril y mayo. La Variación diaria presenta una amplitud de 10 °C, en cuanto la variación espacial no es muy significativa, pues el 98.2% del territorio se encuentra en el piso térmico cálido. Por ello, puede considerarse que el promedio anual de 27 °C es representativo para el municipio de Montería.

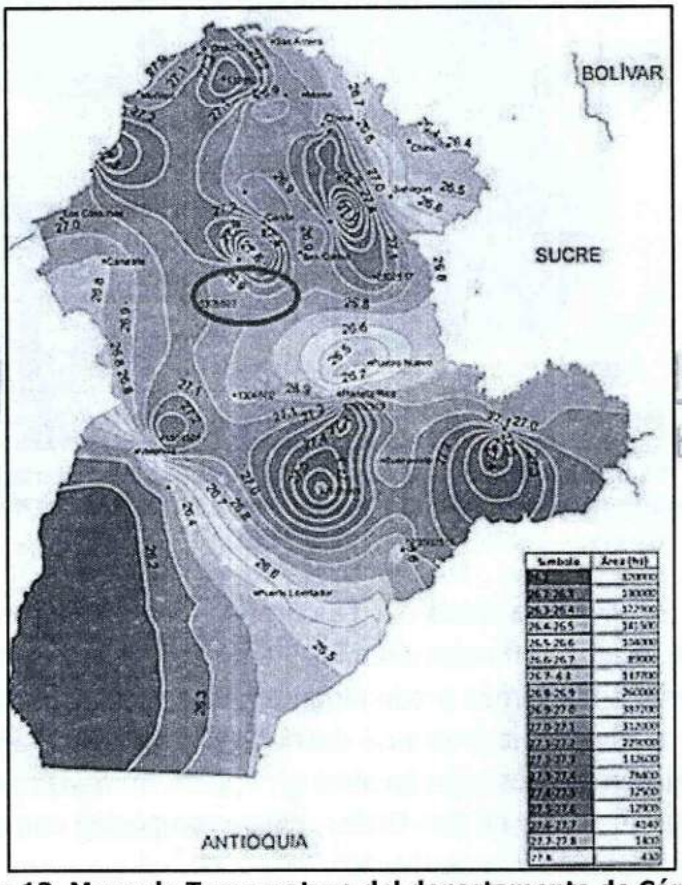


Figura 13. Mapa de Temperatura del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

El brillo solar anual varía entre 1.400 y 1.800 horas de luz. La humedad ambiente (84%). Se relaciona con el brillo solar y con los intensos procesos de evapotranspiración.

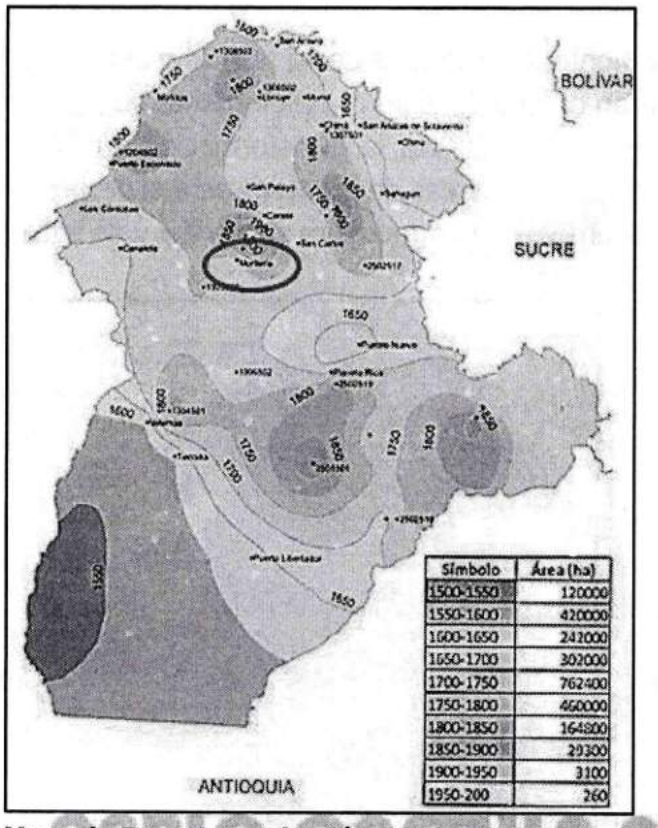


Figura 14. Mapa de Evapotranspiración del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

La evapotranspiración potencial (E.T.P.), presenta un área definida como de núcleo central regional del valle del Sinú que va desde Montería hasta el norte con un valor ubicado en el rango de 1700 – 1750 mm anuales decreciendo hacia las zonas extremas de la cuenca hasta los 1.650 mm/año.

De acuerdo a la clasificación climática de Thornthwaite. El municipio presenta una franja alineada a lado y lado del plano de inundación del río en el clima cálido semi-seco; en el resto del área de Montería sigue siendo cálido, pero con un régimen de humedad semi-húmedo.

Estación	msnm	Precipitación (mm)	Temperatura (°C)	ETP (mm)	Déficit (mm)	Exceso (mm)	Piso Térmico	Clase Clima	Símbolo
Montería	18	1200	26,9	1711,4	558,0	46,6	Cálido	Seco	c-S

Tabla 1. Datos climáticos de la Estación Meteorológica Montería.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

2.6. Vegetación.

El municipio de Montería tiene área de su territorio dentro de la parte media y baja del río Sinú, la vegetación original ha sido completamente degradada sólo a pequeños bosques o zonas de bosque de galería, por la transformación y/o adecuación de las tierras de los ecosistemas para extensas áreas de praderas para el desarrollo de sistemas pecuarios semi – intensivos y extensivos y la agricultura comercial y de subsistencia.

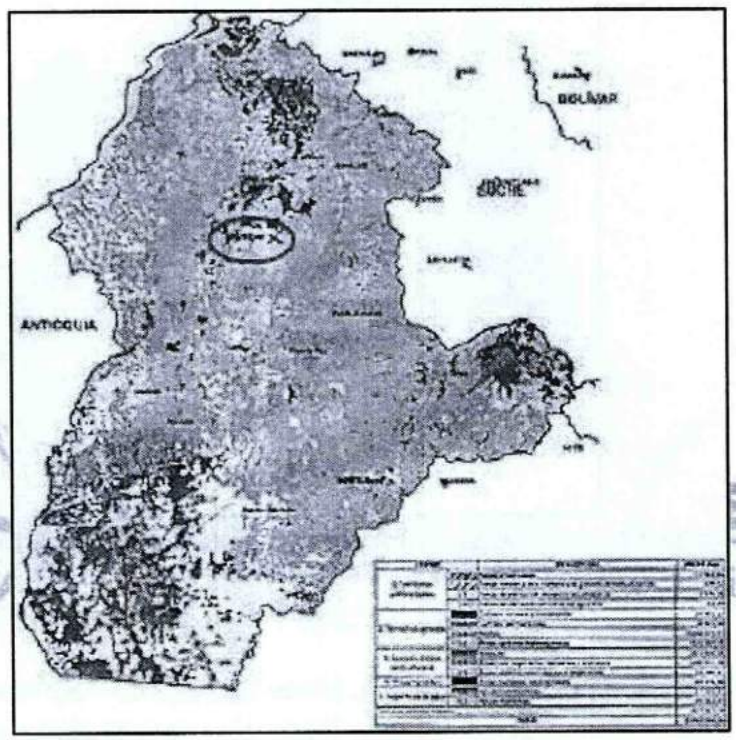


Figura 15. Mapa de Cobertura Vegetal del departamento de Córdoba.
Fuente: Estudio general de suelos y zonificación de tierras del Departamento de Córdoba. IGAC.

A los alrededores del municipio se encuentra áreas agrícolas heterogéneas, áreas que presentan heterogeneidad en la cobertura, ya sea por el tamaño reducido por condiciones locales de clima o de suelos que hacen difícil la separación de unidades cartográficas homogéneas, y pastos de territorios agrícolas que son tierras ocupadas principalmente para la producción de alimentos, fibras y otras materias primas industriales, ya sea que se encuentren con cultivos, con pastos, en rotación y en descanso o barbecho.

2.7. Sismicidad.

La Norma Colombiana de construcciones sismo resistentes ubica a Montería en una zona de amenaza sísmica Intermedia, los coeficientes sísmicos tienen las siguientes magnitudes:

Aa = 0.10 (Coeficiente de aceleración pico efectiva).
Av = 0.15 (Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico de diseño).
Ad = 0.04 (Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño).
Ae = 0.07 (Coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño con seguridad limitada).
Fa = 2.50 (Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos).
Fv = 3.50 (Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios).

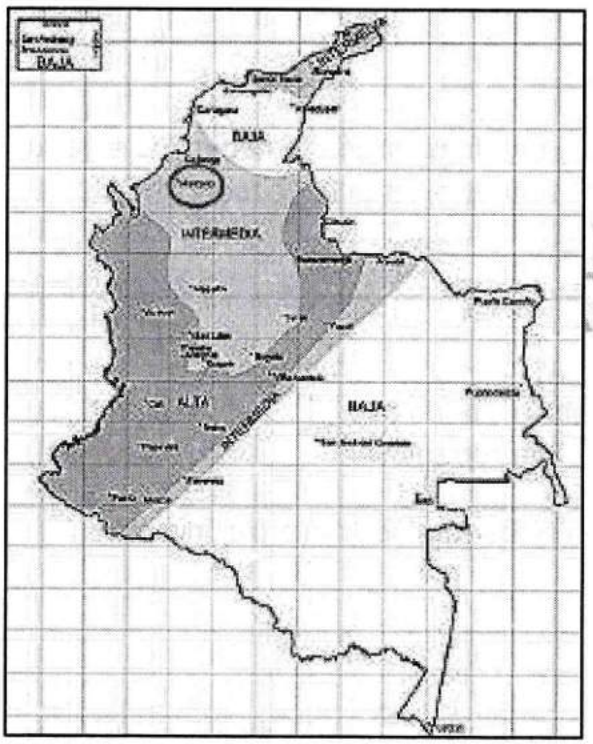


Figura 16. Zona de amenaza sísmica del municipio de Montería.
Fuente: Titulo A. Norma Sismo Resistente NSR 10.

De acuerdo con los ensayos de línea de refracción sísmica se tienen los resultados que se muestran a continuación:

Línea	Profundidad (m)	Vs (m/s)
1	10.00	180
	15.00	190
	20.00	240
	30.00	300
2	9.00	200
	20.00	245
	30.00	320

Tabla 2. Resumen de los ensayos de línea sísmica.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

La formulación utilizada para el cálculo de la Vs es la siguiente:

$$V_s = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}}$$

Teniendo en cuenta esta información se determina el periodo fundamental del depósito de suelo, el cual se obtiene con la siguiente formulación:

$$T0 = 4 * \sum_{i=1}^{n} \frac{h_i}{Vs_i}$$

Dónde:
hi: Espesor de suelo analizado.
Vsi: Velocidad de onda cortante.

Los resultados obtenidos se muestran a continuación:

Linea 1			
Espesor (m)	Profundidad (m)	Vs (m/s)	di/Vs
10.00	10.00	180	0.0556
5.00	15.00	190	0.0263
5.00	20.00	240	0.0208
10.00	30.00	300	0.0333

Σdi	30.00
Σdi/Vs	0.14
Vs	220.53
To (seg)	**0.54**

Linea 2			
Espesor (m)	Profundidad (m)	Vs (m/s)	di/Vs
9.00	9.00	200	0.0450
11.00	20.00	245	0.0449
10.00	30.00	320	0.0313

Σdi	30.00
Σdi/Vs	0.12
Vs	247.63
To (seg)	**0.48**

Tabla 3. Cálculo de la velocidad de onda.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

De acuerdo con lo anterior se obtiene una velocidad de onda (Vs) entre 220 y 248 m/s, lo que según la NSR-10 clasifica el perfil de suelo como tipo D y se obtiene un periodo fundamental entre 0.48 y 0.54 seg.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

2.7.1. Perfil de suelo.

Paso 1: Se verificó inicialmente que el suelo no es susceptible a fenómenos de licuación o colapso. Su contenido orgánico no es apreciable y no presentaron índices plásticos mayores al 75%, con lo cual se descarta que sean tipo F.

Paso 2: Posteriormente se analizó la existencia de estratos limosos de más de 3.00 m de espesor cuyas resistencias al corte no drenado sean inferiores a 50 Kpa (50Kpa>$\overline{Su}$), que tengan un contenido de agua mayor o igual al 40% y que los índices de plasticidad sean superiores al 20%.

Paso 3: El perfil se debe clasificar usando uno de los siguientes criterios: Vs, N o Su, en este caso se realizará con la resistencia al corte no drenado (Su) y el número de golpes N, debido a que no se cuenta con un ensayo que indique el valor de la velocidad de onda (Vs).

Teniendo en cuenta los valores de Su y N mostrados en los perfiles de los sondeos, el perfil del suelo es tipo **E.**

2.7.2. Coeficiente de importancia.

Dado que el proyecto pertenece al Grupo III, al tratarse de una edificación indispensable tras un sismo para atender emergencias y garantizar la salud y seguridad de las personas, se le asigna un coeficiente de importancia de **1.25**.

Grupo de Uso	Coeficiente de Importancia, I
IV	1.50
III	1.25
II	1.10
I	1.00

Tabla 4. Valores del coeficiente de importancia, I.
Fuente: Titulo A. Norma Sismo Resistente NSR 10.

3. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO.

3.1. Exploración de campo.

Para evaluar el subsuelo del proyecto se realizaron siete (7) perforaciones de 6.00 m de profundidad, dos (2) perforaciones de 20.00 m de profundidad, siete (7) apiques de 1.50 m de profundidad y siete (7) CBR inalterados. A continuación, se resume el programa exploratorio:

N sondeo	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Latitud (WGS84)	Longitud (WGS84)
1	6.00	0.80	8°44'29.77" N	75°52'17.58" W
2	6.00	0.70	8°44'29.23" N	75°52'16.40" W
3	6.00	0.75	8°44'30.81" N	75°52'16.80" W
4	6.00	0.80	8°44'31.23" N	75°52'15.59" W
5	6.00	0.70	8°44'30.41" N	75°52'14.94" W
6	6.00	0.80	8°44'31.28" N	75°52'12.83" W
7	6.00	0.70	8°44'31.85" N	75°52'12.21" W
8	20.00	0.80	8°44'29.51" N	75°52'16.30" O
9	20.00	1.00	8°44'29.35" N	75°52'16.71" O

Tabla 5. Resumen de la exploración realizada (sondeos).
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Apique y CBR	Profundidad (m)	Nivel freático (m)	Latitud (WGS84)	Longitud (WGS84)
1	1.50	0.80	8°44'31.57"N	75°52'14.73"W
2	1.50	0.80	8°44'32.10"N	75°52'13.72"W
3	1.50	0.80	8°44'30.76"N	75°52'10.13"W
4	1.50	0.80	8°44'30.12"N	75°52'11.15"W
5	1.50	0.75	8°44'29.50"N	75°52'14.35"W
6	1.50	0.80	8°44'30.87"N	75°52'18.68"W
7	1.50	0.75	8°44'30.43"N	75°52'19.58"W

Tabla 6. Resumen de la exploración realizada (apiques y CBR).
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

3.1.1. Localización de los sondeos.

Se presenta a continuación la localización de los sondeos realizados utilizando la herramienta Google Earth Pro.

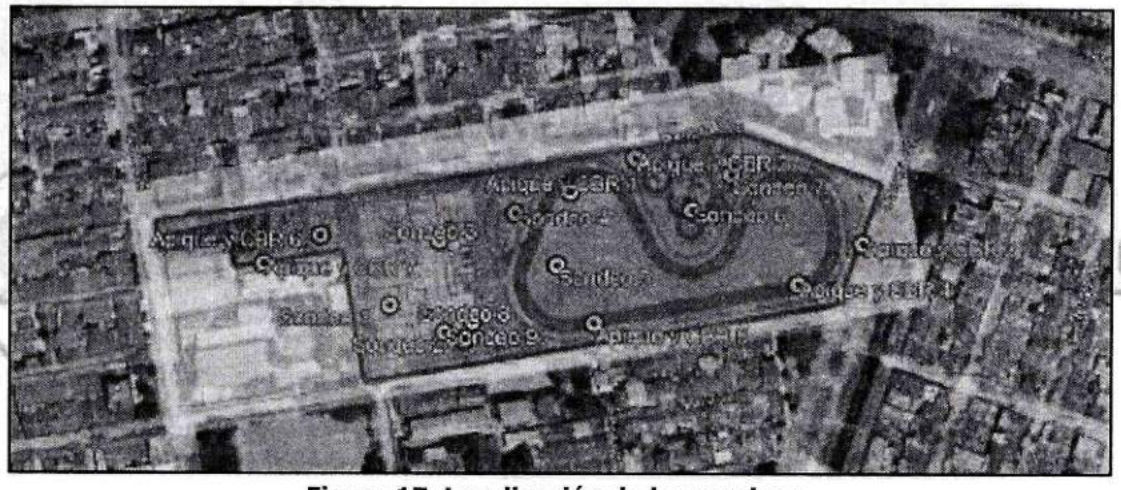


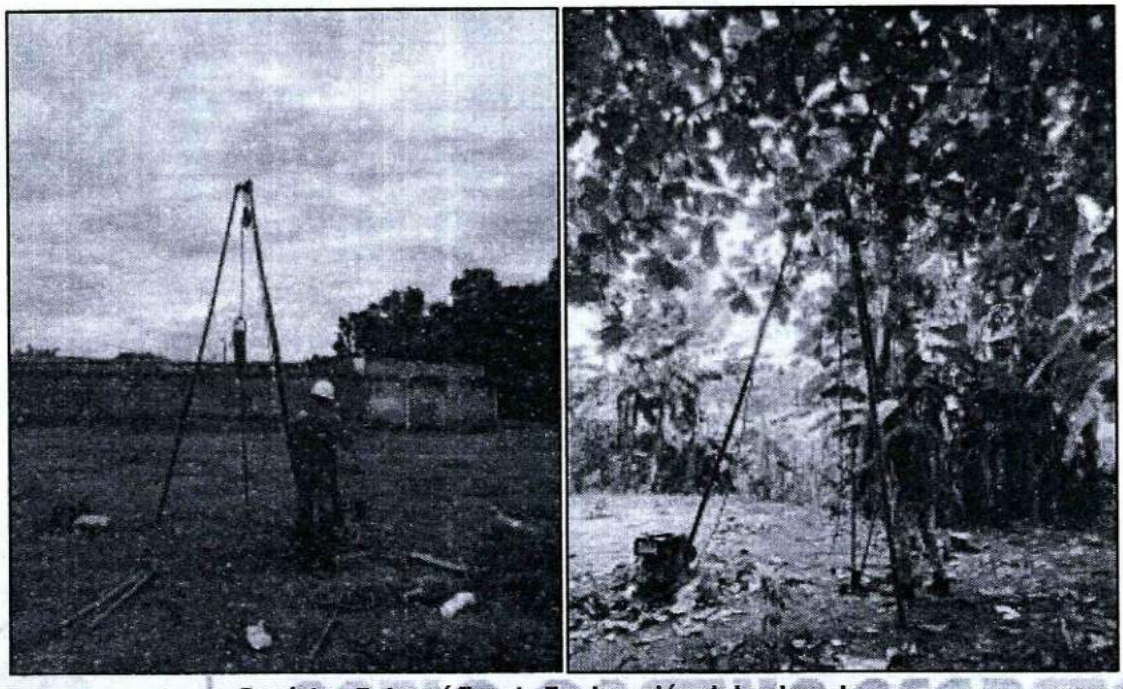
Figura 17. Localización de los sondeos.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

3.1.2. Metodología de exploración.

Para el avance de las perforaciones se utilizaron barrenos manuales tipo helicoidal, además se hicieron pruebas de penetración estándar (SPT).

Cuando se alcanzó el nivel adecuado a cada metro y medio, se tomó una muestra inalterada. para lo cual se acopló el tubo estándar o Shelby, según fuere granular o cohesivo el suelo, en la varilla de extensión y se procedió a tomar una muestra inalterada. El tubo se introdujo a golpes (o presión), con una almádana que pesa 63.50 Kg desplazándose en caída libre desde 0.762 m, hasta lograr una penetración aproximada de

0.45 m, espaciados cada 0.15 m y contabilizando el número de golpes en cada segmento de suelo penetrado, luego se procedió a sacar la muestra.



Registro Fotográfico 1. Exploración del subsuelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

3.1.3. Ensayos de laboratorio.

Sobre las muestras se tomaron las más representativas para la clasificación por el Sistema Unificado (USCS) y con ellas se determinaron las características de resistencia mecánica del suelo. mediante la ejecución de los siguientes ensayos de laboratorio:

- Tamizado mecánico.
- Límites líquido y plástico.
- Determinación de humedad.
- Compresión inconfinada.
- Resistencia (CBR).

3.1.4. Normatividad de ensayos, equipos y registros de calibración.

Los ensayos realizados a las muestras obtenidas en campo se hicieron bajo el procedimiento de las siguientes normas:

106/12

Ensayo	Norma	Equipos	Registros de calibración
Tamizado mecánico	I.N.V. E-123-13	Tamices de malla cuadrada, horno, recipientes, balanzas con sensibilidad de 0.01gr y 0.10%.	Ver anexo 3
Límite líquido	I.N.V. E-125-13	Cazuela de Casagrande, vidrio. espátula, ranurador, recipientes. balanza y horno.	Ver anexo 3
Límite plástico	I.N.V. E-126-13	Balanza, recipientes, horno, agua destilada, vidrio o superficie plana para enrollamiento.	Ver anexo 3
Determinación de humedad	I.N.V. E-122-13	Horno, balanza, recipientes.	Ver anexo 3
Compresión inconfinada	I.N.V. E-152-13	Aparato de compresión, balanza, horno	Ver anexo 3
Resistencia (CBR)	I.N.V. E-148-13	Moldes de CBR. máquina de ensayo a compresión CBR	Ver anexo 3

Tabla 7. Normatividad. equipos y registros de calibración.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

3.2. Caracterización del subsuelo.

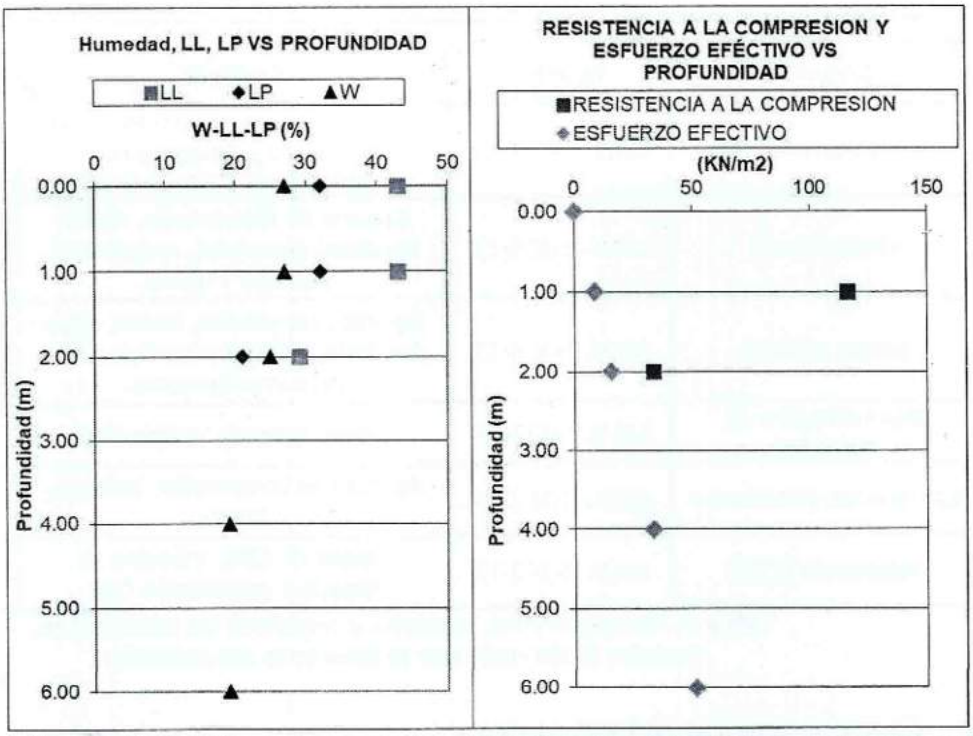
3.2.1. Descripción de sondeos.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

A continuación, se realiza la descripción de los sondeos realizados:

Sondeo 1.

0.00 – 0.40 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.40 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
1.00 – 2.60 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris de consistencia blanda.
2.60 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo y gris en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 19 y 27%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.



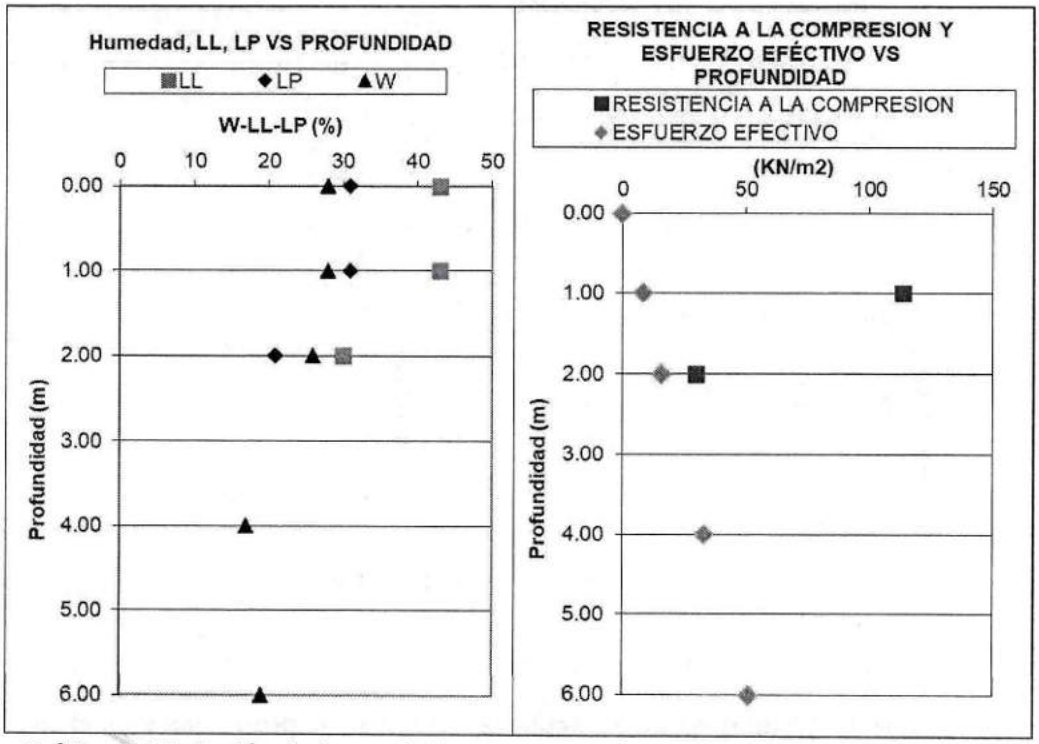
Gráfica 1. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 1.
Gráfica 2. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 1.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 2.

0.00 – 0.30 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.30 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
1.00 – 2.70 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris de consistencia blanda.
2.70 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo y gris en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 17 y 28%.
Se registró nivel freático a 0.70 m de profundidad.

107/12

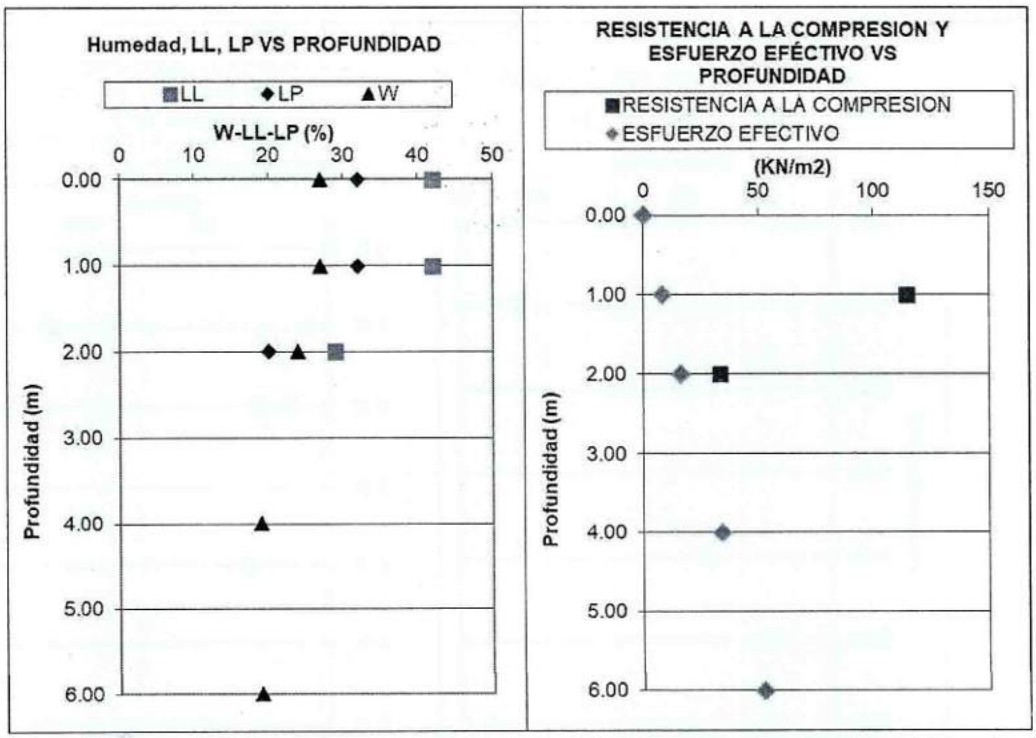


Gráfica 3. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 2.
Gráfica 4. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 2.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 3.

0.00 – 0.40 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.40 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
1.00 – 2.50 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris de consistencia blanda.
2.50 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo y gris en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 19 y 27%.
Se registró nivel freático a 0.75 m de profundidad.



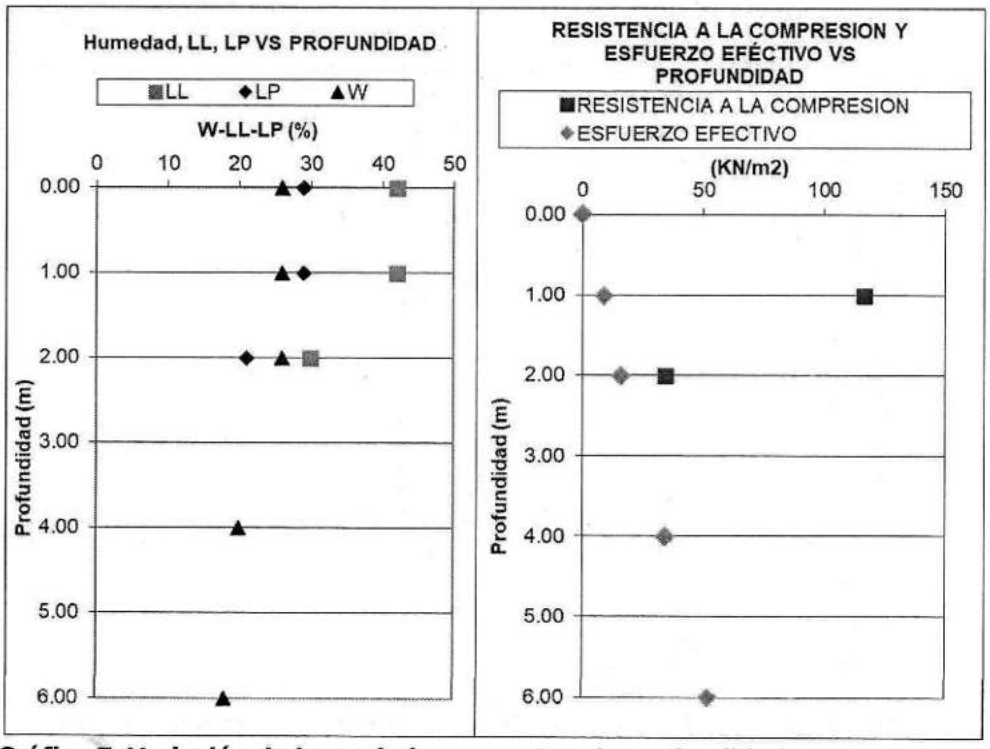
Gráfica 5. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 3.
Gráfica 6. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 3.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 4.

0.00 – 0.25 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.25 – 1.15 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
1.15 – 2.50 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris de consistencia blanda.
2.50 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo y gris en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 18 y 26%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

108/2

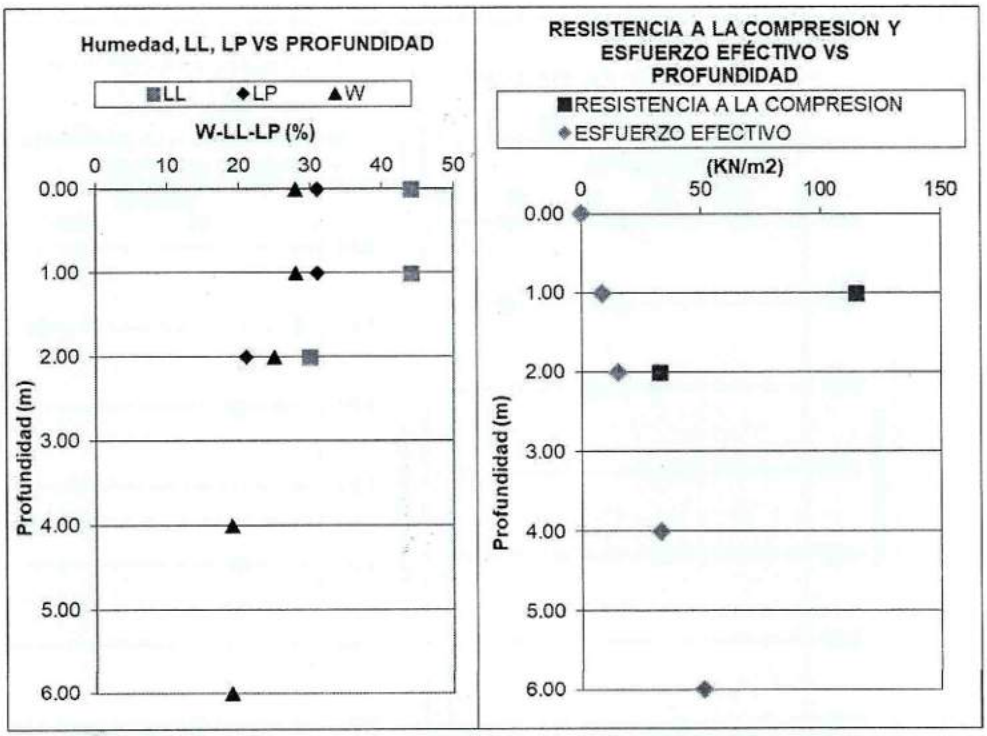


Gráfica 7. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 4.
Gráfica 8. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 4.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 5.

0.00 – 0.30 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.30 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
1.00 – 2.50 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris de consistencia blanda.
2.50 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo y gris en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 19 y 28%.
Se registró nivel freático a 0.70 m de profundidad.

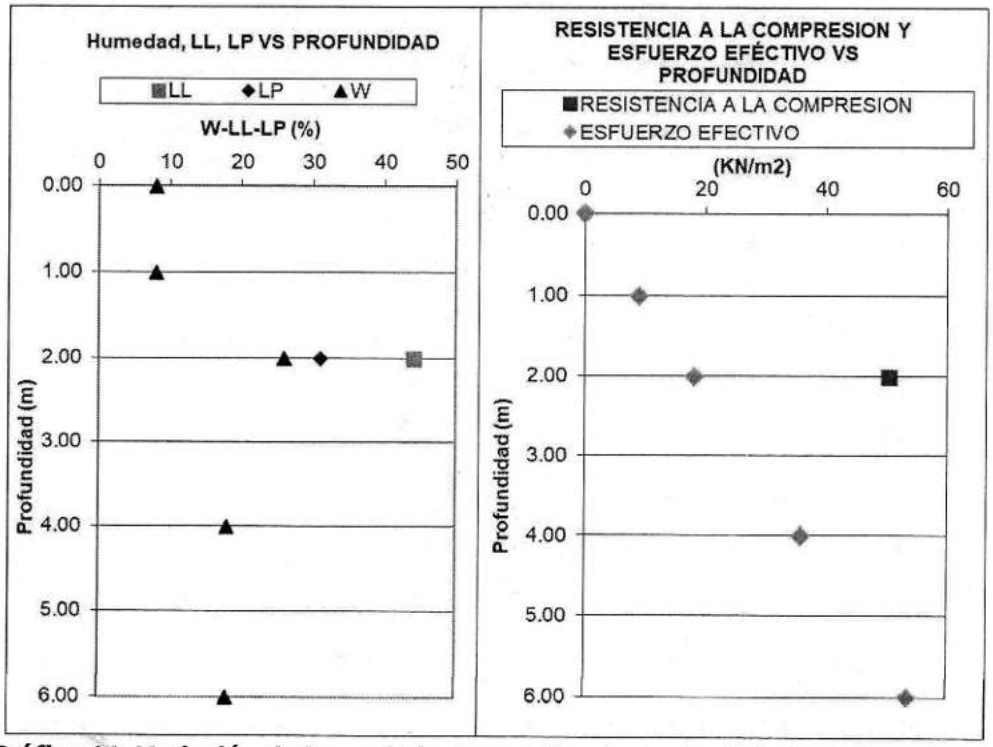


Gráfica 9. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 5.
Gráfica 10. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 5.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 6.

0.00 – 1.30 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.
1.30 – 3.40 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia media.
3.40 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 8 y 26%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

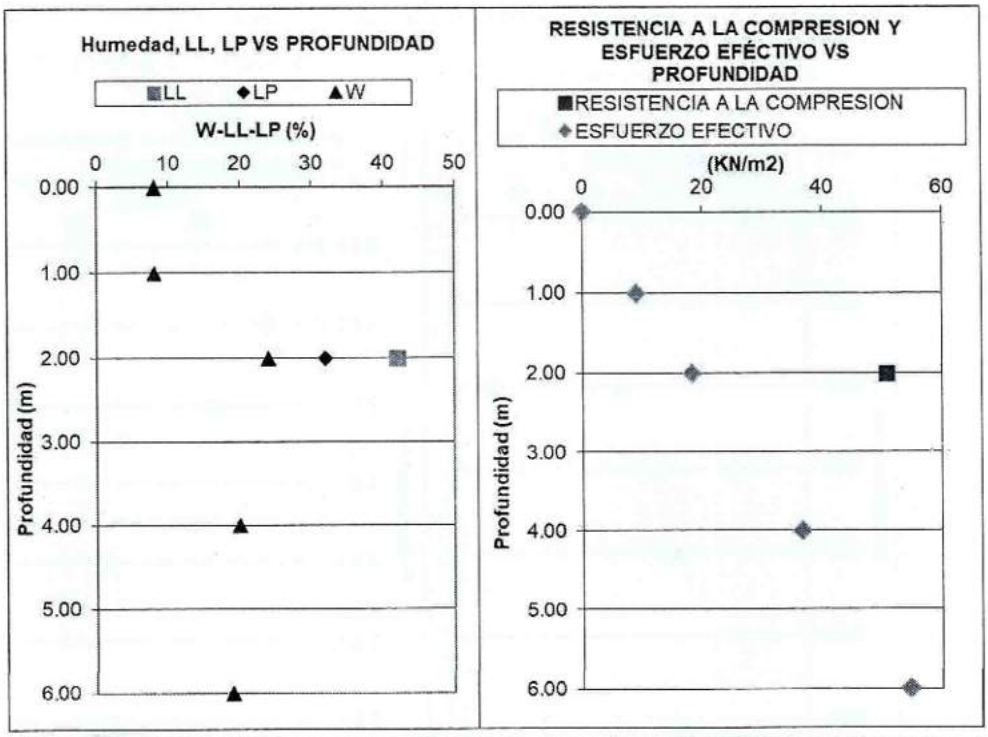


Gráfica 11. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 6.
Gráfica 12. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 6.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 7.

0.00 – 1.20 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.
1.20 – 3.50 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo de consistencia media.
3.50 - 6.00 m: Arena limosa de color pardo en estado de densidad suelto.
Las humedades de los materiales varían entre 8 y 24%.
Se registró nivel freático a 0.70 m de profundidad.

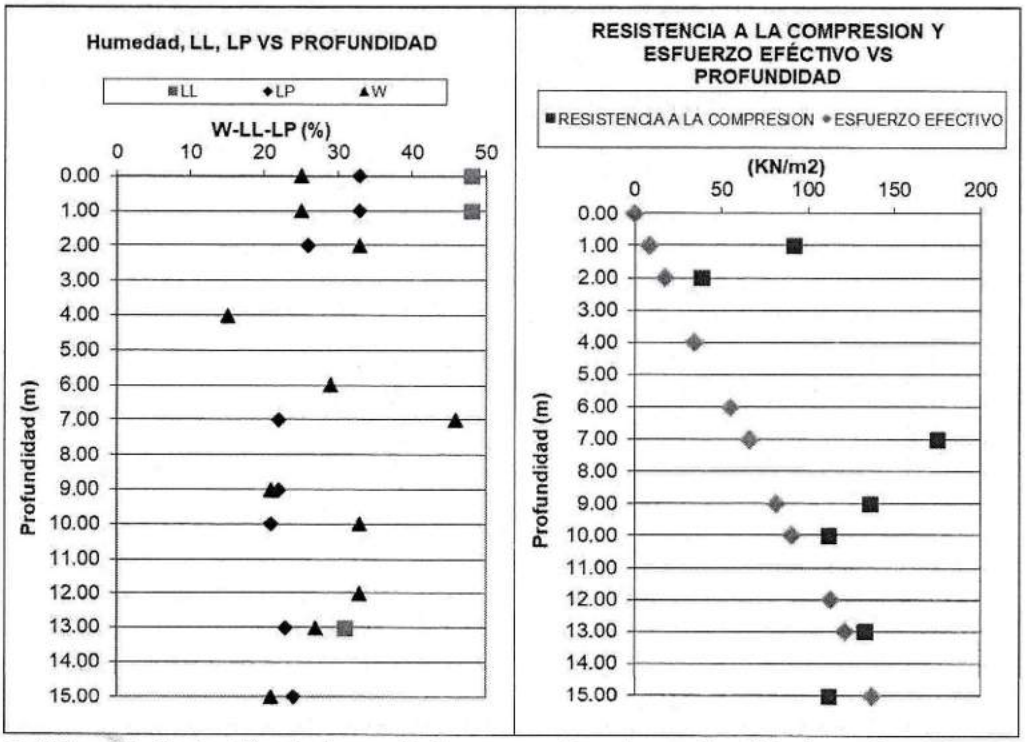


Gráfica 13. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 7.
Gráfica 14. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 7.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 8.

0.00 – 0.40 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.40 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo y gris de consistencia dura.
1.00 – 3.40 m: Arcilla de alta plasticidad de color gris de consistencia blanda.
3.40 - 6.50 m: Arena limosa de color pardo claro en estado de densidad suelto.
6.50 - 10.50 m: Arcilla de alta plasticidad de color gris de consistencia blanda.
10.50 - 12.00 m: Arena limosa de color gris en estado de densidad medio.
12.00 – 13.20 m: Limo de mediana plasticidad de color gris de consistencia firme.
13.20 – 17.00: Arcilla de alta plasticidad de color gris de consistencia firme.
17.00 – 20.00: Arcilla de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
Las humedades de los materiales varían entre 15 y 48%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

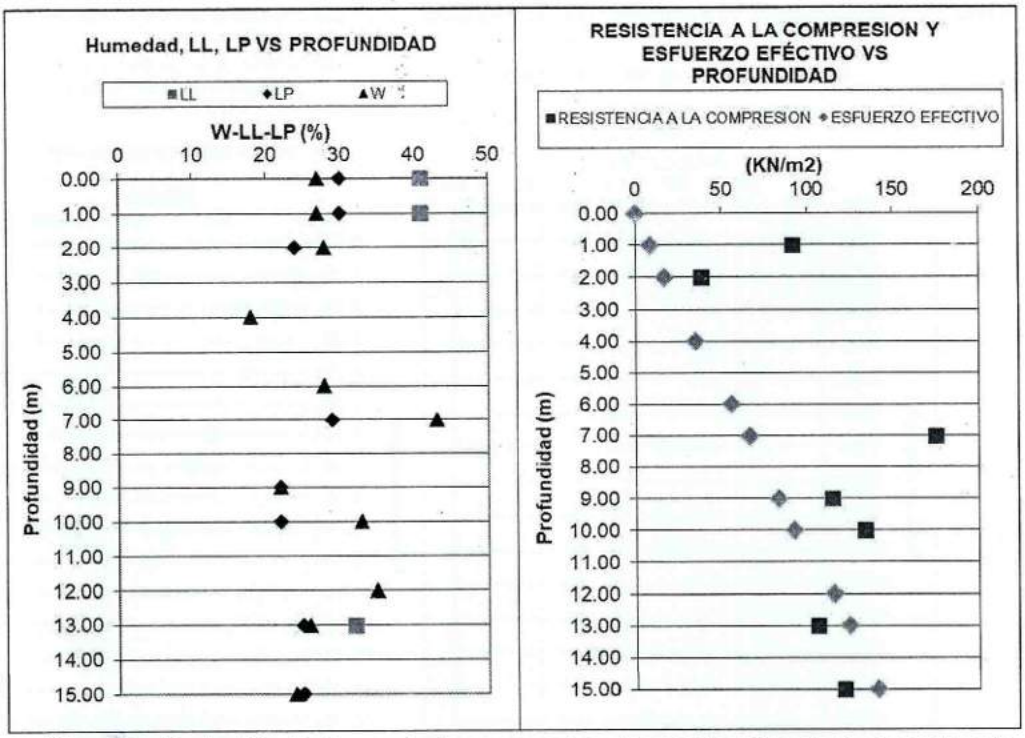


Gráfica 15. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 8.
Gráfica 16. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 8.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Sondeo 9.

0.00 – 0.40 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.40 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo y gris de consistencia dura.
1.00 – 3.40 m: Arcilla de alta plasticidad de color gris de consistencia blanda.
3.40 - 6.50 m: Arena limosa de color pardo claro en estado de densidad suelto.
6.50 - 10.50 m: Arcilla de alta plasticidad de color gris de consistencia blanda.
10.50 - 12.00 m: Arena limosa de color gris en estado de densidad medio.
12.00 – 13.20 m: Limo de mediana plasticidad de color gris de consistencia firme.
13.20 – 17.00: Arcilla de alta plasticidad de color gris de consistencia firme.
17.00 – 20.00: Arcilla de mediana plasticidad de color pardo de consistencia firme.
Las humedades de los materiales varían entre 18 y 43%.
Se registró nivel freático a 1.00 m de profundidad.



Gráfica 17. Variación de humedades respecto a la profundidad en el sondeo 9.
Gráfica 18. Variación de los esfuerzos respecto a la profundidad en el sondeo 9.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Apique 1.

0.00 – 0.40 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.40 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo.
1.00 – 1.50 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris.
Las humedades de los materiales varían entre 24 y 27%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

Apique 2.

0.00 – 1.30 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.
1.30 – 1.50 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo.
Las humedades de los materiales varían entre 9 y 25%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

Apique 3.

0.00 – 1.30 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.

1.30 – 1.50 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo.
Las humedades de los materiales varían entre 8 y 23%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

Apique 4.
0.00 – 1.30 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.
1.30 – 1.50 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo.
Las humedades de los materiales varían entre 8 y 26%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

Apique 5.
0.00 – 0.35 m: Material de relleno contaminado con escombros.
0.35 – 1.00 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo.
1.00 – 1.50 m: Arcilla de baja plasticidad de color pardo y gris.
Las humedades de los materiales varían entre 27 y 28%.
Se registró nivel freático a 0.75 m de profundidad.

Apique 6.
0.00 – 1.40 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.
1.40 – 1.50 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo con vetas grises.
Las humedades de los materiales varían entre 10 y 26%.
Se registró nivel freático a 0.80 m de profundidad.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Apique 7.
0.00 – 1.20 m: Material de relleno correspondiente a grava areno limosa contaminado con residuos sólidos.
1.20 – 1.50 m: Limo de mediana plasticidad de color pardo.
Las humedades de los materiales varían entre 7 y 24%.
Se registró nivel freático a 0.75 m de profundidad

4. DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS DE DISEÑO Y GEOTÉCNICOS.

Con el fin de establecer el tipo de suelo y sus condiciones mecánicas, se realizaron las siguientes actividades:

4.1. Determinación del peso unitario (γ) de suelos de grano fino y densidad relativa (Dr) de suelos de grano grueso.

El peso unitario en estado húmedo o saturado, para suelos finos, se obtiene mediante mediciones directas sobre las muestras inalteradas. Se obtiene el peso y sus dimensiones (diámetro y altura), determinando así cada peso y volumen en particular, y la relación peso / volumen, determina el peso unitario o volumétrico del espécimen.

La densidad relativa de suelos de grano grueso está en función del número de golpes corregido, el esfuerzo efectivo y la presión atmosférica, así como se muestra a continuación:

$$Dr = [\frac{(N_1)_{60}}{(17 + 24(\frac{\sigma_o'}{Pa})}]^{0.5}$$

Donde:
Dr: Densidad relativa del suelo.
$(N_1)_{60}$: Número de golpes corregido por confinamiento.
σ'o: Esfuerzo efectivo del suelo.
Pa: Presión atmosférica (≅100 kN/m²).

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

4.2. Estandarización del número de penetración estándar.

Se estandarizó el número de penetración estándar de campo asumiendo que la energía aplicada corresponde a:

$$N60 = \frac{N * \eta H * \eta B * \eta S * \eta R}{60}$$

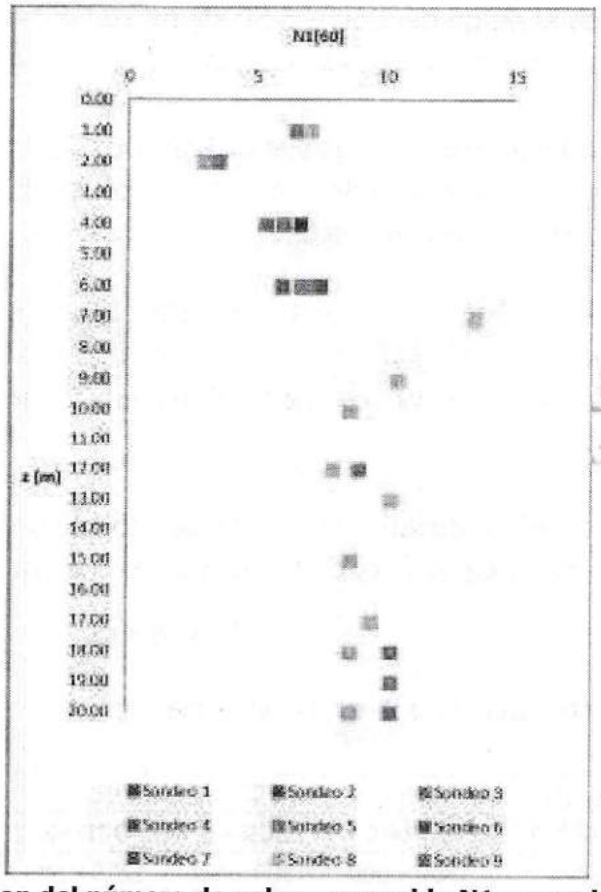
Dónde:
N: Número de golpes tomados en campo.
ηH: Factor dependiente del tipo de martillo y la liberación del mismo.
ηB: Factor dependiente del diámetro de la tubería de revestimiento.
ηS: Factor dependiente del tipo de muestreador.
ηR: Factor dependiente de la longitud de la barra.

Utilizando un factor de corrección en función del esfuerzo efectivo del suelo se obtiene $(N_1)_{60}$ (Número de golpes corregido por confinamiento, esta última corrección se hace cuando se está en presencia de materiales friccionantes, utilizando la siguiente fórmula:

$$CN = \sqrt{\frac{1}{\frac{\sigma'o}{Pa}}}$$

Dónde:
σ'o: Esfuerzo efectivo del suelo.
Pa: Presión atmosférica (≅100 kN/m^2).

La siguiente gráfica muestran la variación del número de golpes corregido en función de la profundidad para los suelos encontrados en el sitio de construcción:



Gráfica 19. Variacion del número de golpes corregido $N1_{(60)}$ con la profundidad (z). Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

La grafica relaciona la resistencia del suelo en funcion del número de golpes a medida que se profundiza en la exploración, materiales de grano fino de consistencia firme y materiales de grano grueso en estado de densidad variable entre suelta y media.

4.3. Obtención de los parámetros de resistencia al corte de los estratos.

La obtención de los parámetros de resistencia al corte de cada estrato de suelo (Cu y ϕ). se logró de la siguiente forma:

- **Cohesion no drenada:** Para los suelos cohesivos. los valores de cohesión inconfinada, fueron tomados directamente de los ensayos de compresión simple en muestras inalteradas. En el caso de las muestras alteradas se calculó mediante la correlación de Stroud, dada por la siguiente formulación:

$$Cc = KN_{60}$$

Dónde:
K: Se encuentra en el rango de 3.50 – 6.50 kN/m^2 (0.507 – 0.942 lbs/pulg^2).
N_{60}: Número de penetración estándar obtenido en campo, corregido por energía.

- **Ángulo de fricción:** Para los suelos arenosos. el ángulo de fricción se determinó a través de la metodología de Japan Road Boreau, cuyo valor promedio se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\phi = 15° + \sqrt{15(N1)_{60}}$$

Dónde:
$(N1)_{60}$: Número de penetración estándar obtenido en campo, corregido por energía y confinamiento.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- **Módulos de elasticidad:** Los valores de módulo de elasticidad para las arcillas se obtienen a partir de valores de Cu, como se muestra a continuación:

$$Es = \beta * Cu$$

Donde β se obtiene a partir de la siguiente tabla:

Índice de plasticidad	β				
	OCR=1	OCR=2	OCR=3	OCR=4	OCR=5
<30	1500 - 600	1380 - 500	1200 - 580	950 - 380	730 - 300
30 a 50	600 - 300	550 - 270	580 - 220	380 - 180	300 - 150
>50	300 - 150	270 - 120	220 - 100	180 -90	150 - 75

Tabla 8. Intervalo de β para arcilla.
Fuente: Braja M. Das. "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones".

y para arenas es calculado de acuerdo con la siguiente formulación:

$$Es = 0.5(N_{60} + 15)$$

Dónde:
Es: Modulo de elasticidad (Mpa).
N_{60}: Número de golpes corregido por energia.

- **Relación de Poisson μ:** Los valores de relación de Poisson se obtienen a partir de la siguiente tabla:

Material	Relación de Poisson μ
Arcilla húmeda	0.10 a 0.30
Arcilla arenosa	0.20 a 0.35
Arcilla saturada	0.45 a 0.50
Limo	0.30 a 0.35
Limo saturado	0.45 a 0.50
Arena suelta	0.20 a 0.35
Arena densa	0.30 a 0.40
Arena fina	0.25
Arena gruesa	0.15
Rocas	0.15 a 0.25
Loess	0.10 a 0.30
Concreto	0.15 a 0.25
Acero	0.28 a 0.31

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Tabla 9. Relación o módulo de Poisson aproximado. para diferentes materiales.
Fuente: Tabla 13.1. Crespo Villalaz. Mecánica de suelos y cimentaciones.

A continuación se muestran los perfiles de diseño del suelo, los cuales son realizados con los párametros obtenidos de los ensayos de laboratorio y utilizando las metodologías descritas en párrafos anteriores:

PERFIL DEL SUELO (SONDEOS 1, 2, 3, 4 Y 5)					
Profundidad (m)	Peso específico γ (kN/m³)	Cohesión no drenada Cu (kN/m²)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Módulo de elasticidad E (kN/m²)	Relación de Poisson μ
1.00	18.50	57.52		17256	0.50
2.00	17.04	16.28		9440	0.50
4.00	19.01		25	10500	0.35
6.00	19.01			10900	0.35

Tabla 10. Características generales del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PERFIL DEL SUELO (SONDEOS 6 Y 7)					
Profundidad (m)	**Peso específico γ (kN/m³)**	**Cohesión no drenada Cu (kN/m²)**	**Ángulo de fricción ϕ (°)**	**Módulo de elasticidad E (kN/m²)**	**Relación de Poisson μ**
1.20 - 1.30	MATERIAL DE RELLENO CORRESPONDIENTE A GRAVA ARENO LIMOSA CONTAMINADA CON RESIDUOS SÓLIDOS				
2.00	19.12	25.28		7585	0.50
4.00	19.04		25	10500	0.35
6.00	18.96			10750	0.35

Tabla 11. Características generales del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PERFIL DEL SUELO (SONDEO 8 y 9)					
Profundidad (m)	**Peso específico γ (kN/m³)**	**Cohesión no drenada Cu (kN/m²)**	**Angulo de fricción ϕ (°)**	**Módulo de elasticidad E (kN/m²)**	**Relación de Poisson μ**
1.00	18.27	44.15		13245	0.50
2.00	18.92	21.11		6356	0.50
4.00	18.64		25	10500	0.35
6.00	20.56			11000	0.35
7.00	19.36	76.01		23106	0.50
9.00	18.10	62.70		19122	0.50
10.00	19.15	61.68		18873	0.50
12.00	21.44		26	11500	0.35
13.00	18.52	59.84		18430	0.50
15.00	17.85	58.48		17544	0.50
17.00	18.00	58.47		17541	0.50
18.00	20.95	61.43		18428	0.50
19.00	21.10	63.98		19195	0.50
20.00	20.88	58.87		17719	0.50

Tabla 12. Características generales del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

4.4. Determinación de los parámetros de resistencia al corte del suelo.

Los parámetros de resistencia la corte medida a través de ensayos de corte directo se resume a continuación:

Sondeo	Profundidad	Peso Unitario (kN/m3)	Cohesión (kN/m2)	Angulo (°)
1	3.50 – 4.00	18.41	0.00	24
5	5.50 – 6.00	19.08	0.00	26
5	11.50 – 12.50	19.45	0.00	27

Tabla 13. Parámetros de resistencia al corte de los suelos.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

4.5. Determinación de los parámetros de compresibilidad del suelo.

De acuerdo con los ensayos realizados de consolidación se tienen los siguientes resultados:

Sondeo	Profundidad (m)	Esfuerzo de preconsolidación σ'p (kN/m²)	Cc	Cr	av (m²/kN)	Mv (m²/kN)
1	1.50 – 2.00	21.00	-0.114	-0.02	-6.95E-04	-5.56E-04
8	9.50 – 10.00	25.00	-0.162	-0.03	-7.62E-04	-5.73E-04

Tabla 14. Parámetros de compresibilidad del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

4.6. Evaluación de las características especiales de los suelos.

4.6.1. Potencial de expansión.

El material fino que conforma el subsuelo del proyecto tiene valores de límite líquido contenidos en el rango del 29 al 64% y un índice plástico del 8 al 40%, lo cual de acuerdo con lo establecido en el titulo H de la norma NSR-10, cualifica los suelos con potencial expansivo variable de bajo a alto.

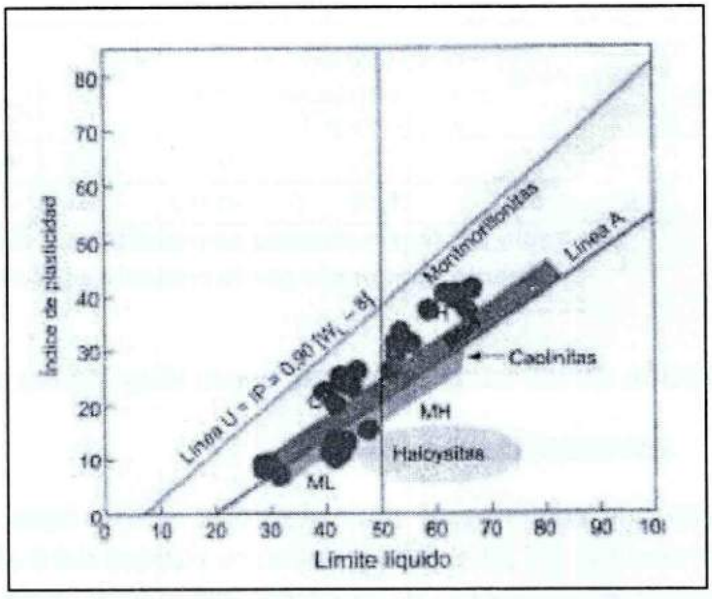
Potencial de expansión	Límite líquido LL. en (%)	Índice de plasticidad. IP. en (%)
Muy alto	> 63	> 32
Alto	50 – 63	23 – 45
Medio	39 – 50	12 –34
Bajo	< 39	< 20

Tabla 15. Clasificación de suelos expansivos.
Fuente: Título H de la norma NSR-10.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

No obstante, el potencial expansivo alto de algunas de las muestras, una condición saturada bien sea por la posición del nivel freático (0.70 - 0.80 m) o por capilaridad evita que se presenten cambios bruscos o drásticos en la humedad natural de las muestras, por tanto, no existe en la masa estudiada una zona activa (franja de subsuelo medida desde la superficie en la cual se producen cambios volumétricos debido a cambios en la humedad natural de las muestras de suelo).

La siguiente gráfica permite estimar la mineralogía del material fino conformante del subsuelo.



Gráfica 20. Carta de Plasticidad del proyecto.
Fuente: González Vallejo. "Ingeniería geológica".

Se observa que la tendencia de las muestras es hacía la familia mineralógica de las Illitas, Caolinitas y Montmorillonitas. Las Illitas son materiales con estructura mineralógica 2:1, 2 capas de tetraedros de sílice por un octaedro de alúmina, en estos materiales los átomos de silicio han sido reemplazados por aluminio y, además están presentes iones de potasio entre las hojas tetraédricas de los materiales adyacentes. Las caolinitas son materiales con estructura mineralógica 2:1, 2 capas de tetraedros de sílice por un octaedro de alúmina, en estos materiales las láminas empaquetan de forma seguida, no dejando muchos espacios para adsorber agua. Por su parte las montmorillonitas estructuralmente se componen por una capa central que contiene aluminio y magnesio coordinados octaédricamente en forma de óxidos e hidróxidos. La unión entre minerales individuales es débil, por lo cual el agua se inserta con facilidad, pudiendo generar hinchamiento del suelo. Además de ser expansiva, la montmorillonita es muy plástica y se contrae al secarse.

4.6.2. Potencial de licuación.

Durante la exploración del subsuelo, se encontraron arenas limosas bajo la influencia del nivel freático y con estado de densidad suelto. Por lo que se hace necesario evaluar el potencial de licuación.

A continuación, se evalúa el potencial de licuación, empleando el método empírico simplificado, a partir de los resultados obtenidos de ensayos de penetración estándar.

Las dos variables sísmicas primarias utilizadas en el análisis se describen a continuación:

a) La excitación sísmica de la capa de suelo. expresada en términos de la relación de esfuerzos cíclicos promedios (CSR = τpro / σ'vo).

b) La capacidad de la capa de suelo para resistir la licuación, en términos de la relación de resistencia cíclica (CRR).

En la mayoría de los procedimientos empíricos, el valor promedio de la relación de esfuerzos cortantes cíclicos (CSR) inducidos por el sismo se estima de los análisis de la respuesta dinámica del subsuelo, o mediante la siguiente ecuación recomendada por Seed e Idriss (1971) y adoptada por las NSR Colombiana.

$$CSR = \left(\frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}}\right) = 0.65 \cdot \left(\frac{a_{\max}}{g}\right) \cdot \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\right) \cdot r_d$$

Dónde:

a_{max}: Máxima aceleración que se espera en el lugar según las leyes de atenuación, amplificada por el efecto de sitio, considerando que los suelos no se licúan y que las presiones de poros no se incrementan en el proceso.

σvo y σ'vo: Esfuerzos verticales total y efectivo.

rd: Factor de reducción de esfuerzos, el cual varía ampliamente con la profundidad dependiendo del perfil de suelos.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Youd e Idriss (1997) recomiendan las siguientes ecuaciones para calcular los valores promedio de rd.

$$rd = \begin{cases} 1 - 0.00765z & z < 9.2\ m \\ 1.174 - 0.0267z & z\ 9.2 < z < 23\ m \\ 0.744 - 0.008 & 23 < z < 30m \\ 0.50 & z > 30.0\ m \end{cases}$$

Para determinar la resistencia a la licuación de los suelos arenosos, la relación CSR se compara con la relación CRR. Esta última se obtiene de correlaciones empíricas entre la relación de esfuerzos cíclicos requeridos para causar licuación y los valores de N (SPT) normalizados por profundidad y energía de los golpes del martillo (valores de (N1)60). Para este caso en particular se empleó la fórmula de Rauch, mostrada a continuación.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 - (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Adicionalmente, para aplicar el *procedimiento simplificado* se requieren factores de escala por la magnitud del sismo (MSF). Factores determinados por diferentes autores son presentados en la siguiente tabla:

MSF (según)		MAGNITUD DEL SISMO						
		5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5
Seed e Idris (1982)		1.43	1.32	1.19	1.08	1.00	0.94	0.89
Idriss (1995)		2.20	1.76	1.44	1.19	1.00	0.84	0.72
Ambrasey (1988)		2.86	2.20	1.69	1.30	1.00	0.67	0.44
Arango (1996)	S. Distancia	3.00	2.00	1.60	1.25	1.00	0.75	-
	S. Energia	2.20	1.65	1.40	1.10	1.00	0.85	-
Andrus y Stokoe (1997)		2.80	2.10	1.60	1.25	1.00	0.80	0.65
Youd y Noble (1997)	PI<20%	2.86	1.93	1.34	1.00	-	-	-
	PI<32%	3.42	2.35	1.66	1.20	-	-	-
	PI<50%	4.44	2.92	1.99	1.39	1.00	0.73	0.56

Tabla 16. Factores de ajuste según la magnitud del sismo.
Fuente: Youd y Noble 1997.

Para el análisis se toman los factores de ajuste dados por Andrus y Stokoe (1997).

Sondeo	Profundidad (m)	CSR Andrus y Stokoe	CRR7.5	$CRR_{7.5}/CSR$	$FS_{5.5}$
1	4.00	0.14	0.10	0.69	1.94
6	4.00	0.13	0.10	0.72	2.01

Tabla 17. Factores de seguridad del depósito arenoso contra la falla potencial por licuación para diferentes magnitudes de sismo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

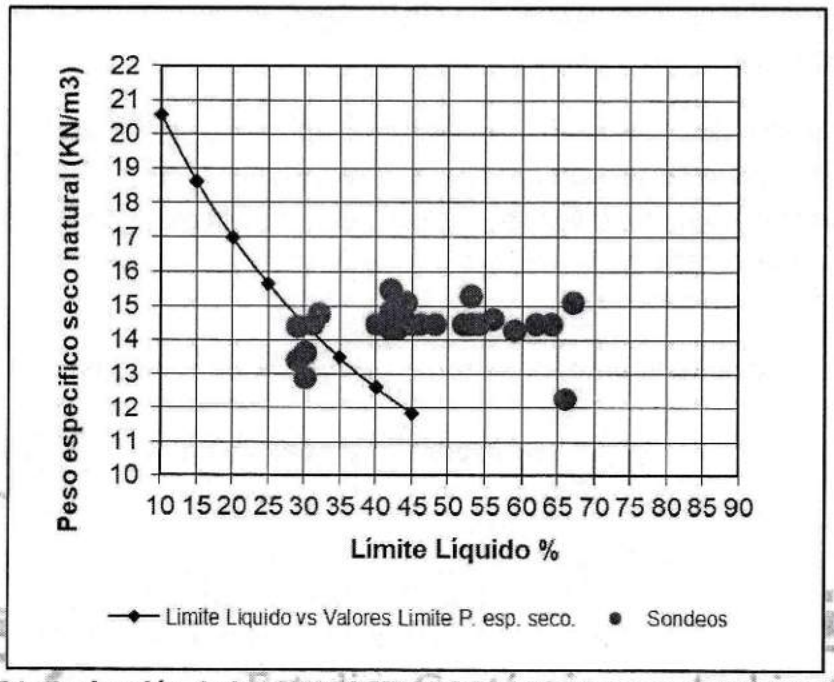
De acuerdo con el factor de seguridad básico mínimo directo recomendado en el titulo H de la NSR-10, igual a 1.05, el suelo se encuentra seguro ante sismos hasta de magnitud 5.5 en la escala de Richter.

Nota: *El Caribe Colombiano, es considerado como de sismicidad baja de acuerdo con la información histórica existente, como fuentes sismográficas en el área se destacan las fallas Oca. Cuiza. Santa Marta, Urumita, Punta Canoa y Rosario, estas donde ultimas postuladas por Vernette u otros (1993), con dirección E-W. Del mismo modo se consideran como fuentes sismogénicas de primer orden la falla de Romeral, Mamonal de dirección NNE y el cinturón deformado del caribe meridional.*

La región se caracteriza por el registro histórico de sismos en la mayoría de magnitud MS entre 4.1 – 5.5 y menores, debido a esto el anterior análisis se realiza hasta sismos de 5.5 en la escala de Richter.

4.6.3. Potencial de colapso.

La siguiente gráfica evalúa el potencial de colapso de las muestras de suelo del proyecto, al definir qué suelos tienen una relación de vacíos que permitiría que su contenido de agua excediera al valor del límite líquido al estar saturado.



Gráfica 21. Evaluación de la potencialidad de colapso de los suelos del proyecto. Fuente: Braja M. Das. "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones".

La mayoría de los puntos se encuentran localizados por encima de la línea de colapso. lo cual indica que son materiales densos no potencialmente colapsables (no sufren cambios volumétricos sustanciales al saturarse). Los puntos encontrados por debajo de la línea se encuentran bajo influencia del nivel freático, lo que inhibe el riesgo de colapso.

4.7. Capacidad de soporte de diseño.

Con el fin de determinar la capacidad portante del suelo de subrasante o competencia mecánica de los materiales de fundación del pavimento, se tomaron siete (7) ensayos de CBR inalterado en el terreno natural. A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

Estructura	N Prueba	Tipo	CBR humedad natural (%)	CBR sumergido (%)
Pista de patinaje	1	Inalterado	3.57	2.07
Bahía	2	Inalterado	3.92	2.28
Pista de patinaje	3	Inalterado	3.69	2.16
Bahía	4	Inalterado	3.73	2.10
Pista de patinaje	5	Inalterado	3.08	2.13

Estructura	N Prueba	Tipo	CBR humedad natural (%)	CBR sumergido (%)
Acceso vehicular	6	Inalterado	4.00	2.33
Acceso vehicular	7	Inalterado	3.74	2.19

Tabla 18. Resultados ensayos de CBR inalterado.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Se utiliza el CBR sumergido con el objetivo de contemplar el escenario más desfavorable al cual puede llegar a ser sometida la estructura, es decir, un nivel de saturación del suelo de subrasante.

El análisis del CBR de diseño se realizará aplicando la siguiente metodología para su selección: cuando se tengan menos de 5 resultado, se recomienda tomar el menor valor de resistencia. cuando se tengan 5 resultados o más, se pueden usar otros métodos por ejemplo por el criterio de la media o del Instituto de Asfalto. (Sánchez Sabogal Fernando. Modulo 6: Evaluación de la subrasante).

Teniendo en cuenta lo anterior se toma como CBR de diseño para cada estructura:

Estructura	CBR de diseño (%)
Pista de patinaje	2.07
Bahía	2.10
Acceso vehicular	2.19

Tabla 19. CBR de diseño.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

5. ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

5.1. Condición del subsuelo.

El subsuelo del proyecto se compone inicialmente por material de relleno correspondiente a residuos sólidos y gravas areno limosas con espesor variable entre 0.25 y 1.30 m, seguido de materiales finos correspondientes a limos de mediana plasticidad de consistencia variable entre media y firme, y arcillas de baja plasticidad de consistencia blanda, y finalizando con material granular correspondiente a arena limosa en estado de densidad suelto. Se registra la presencia del nivel freático entre 0.70 y 0.80 m de profundidad.

5.2. Rellenos y mejoramientos.

5.2.1. Terraplén tipo INVIAS.

El material recomendado para los rellenos necesarios corresponde a material de terraplén tipo INVIAS y debe cumplir con lo especificado en el artículo 220-22.

5.2.2. Piedra rajón.

Este material será utilizado como relleno del fondo de las excavaciones debido a que el flujo ascendente puede producir inestabilidad en el fondo de la excavación; tendrá diametros variables entre 0.15 y 0.30 m, y debe cumplir ademas con los siguiente requerimientos:

- Debe tener un peso unitario individual de 21.00 kN/m^3.
- El desgaste en la maquina de los angeles debe ser menor al 50%.
- Las perdidas en el ensayo de solidez en sulfatos debe ser maximo 12% en sulfato de sodio y de 18% en sulfatos de magnesio.

El mejoramiento debe ser envuelto en geotextil no tejido.

5.2.3. Material de filtro.

El material de filtro no debe contener material vegetal u orgánico, materiales tóxicos, susceptibles de combustión, caucho, metales, plásticos o sintéticos, lodos, arcillas expansivas, ni suelos colapsables o solubles. De igual forma no debe poseer sulfatos que deterioren prematuramente el concreto y el acero.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

En la literatura técnica se ha presentado varias relaciones entre los diversos parámetros granulométricos del suelo y del filtro, que se deben cumplir para garantizar su funcionamiento óptimo, a partir de esta teoría el material recomendado para utilizar como material de filtro corresponde a material granular, el cual debe cumplir con las siguientes especificaciones:

Tamiz	Abertura (mm)	Porcentaje que pasa en peso
1"	25.4	100
(3/4)"	19.1	90 - 100
(3/8)"	9.52	40-100
N°4	4.76	25 - 40
N°8	2.38	18 - 33
N°30	0.59	5 - 15
N°50	0.297	0 - 7
N°200	0.074	0 - 3

Tabla 20. Granulometría recomendada para el material de filtro alternativa 1. Fuente: La Ingeniería de suelos en las vías terrestres, Alfonso Rico R&. Hermilo Del Castillo, 2005.

Tamiz	Abertura (mm)	Porcentaje que pasa en peso
1-1/2"	38.1	100
1"	25.4	80 - 100
(3/4)"	19.1	65 - 100
(3/8)"	9.52	40 – 80
Nº4	4.76	20 - 55
Nº10	2.00	0 – 35
Nº20	0.840	0 - 20
Nº40	0.420	0 – 12
Nº100	0.149	0 - 7
N°200	0.074	0 - 5

Tabla 21. Granulometría recomendada para el material de filtro alternativa 2. Fuente: La Ingeniería de suelos en las vías terrestres, Alfonso Rico R&. Hermilo Del Castillo, 2005.

6. NIVEL DE PISO ACABADO.

De acuerdo con los niveles establecidos en el proyecto arquitectónico suministrado y con el fin de garantizar la correcta evacuación de las aguas de escorrentía, se ha determinado que la cota del nivel de piso terminado del proyecto será de **14.00 m.s.n.m.** A partir de esta cota, se proyectarán las distintas estructuras, asegurando que se ajusten a dicho valor para prevenir posibles inundaciones.

Adicionalmente, en cada numeral de diseño de cimentación se realizará un análisis comparativo entre la cota de la estructura y las cotas del terreno natural, a fin de asegurar que todas las diferencias de nivel sean consideradas adecuadamente en el desarrollo del proyecto.
A continuación, se muestran las cotas empleadas para la determinación del nivel de piso:

ELEMENTO	COTA (m.s.n.m.)
Cota de inundación Tr 100 años	13.68
Cota de inundación más borde libre	13.98
Cota vía pavimentada Carrera 29	13.40
Cota vía pavimentada Carrera 23	13.20
Predio 1 (mayor área) en condición actual. Cota promedio	12.90
Predio 2 (menor área) en condición actual. Cota promedio	13.58
Nivel de piso respecto al nivel de vía	+0.80
NPT propuesto para edificio de coliseo cubierto.	14.00

Tabla 22. Cota proyectada de los elementos y predio. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Para el predio, se requiere una altura de relleno que oscila entre 0.15 y 2.50 m, considerando la cota máxima y mínima del terreno actual.

Para la construcción del relleno se recomienda el uso de material de terraplén tipo INVIAS.

7. ZONA DE ACUMULACIÓN DE AGUA.

En el lote del proyecto se encuentra una zona de acumulación de agua la cual tiene un profundad de 1.60 m aproximadamente y ocupa un área de 9532.4 m^2. A continuación se muestra su localización y estado actual:

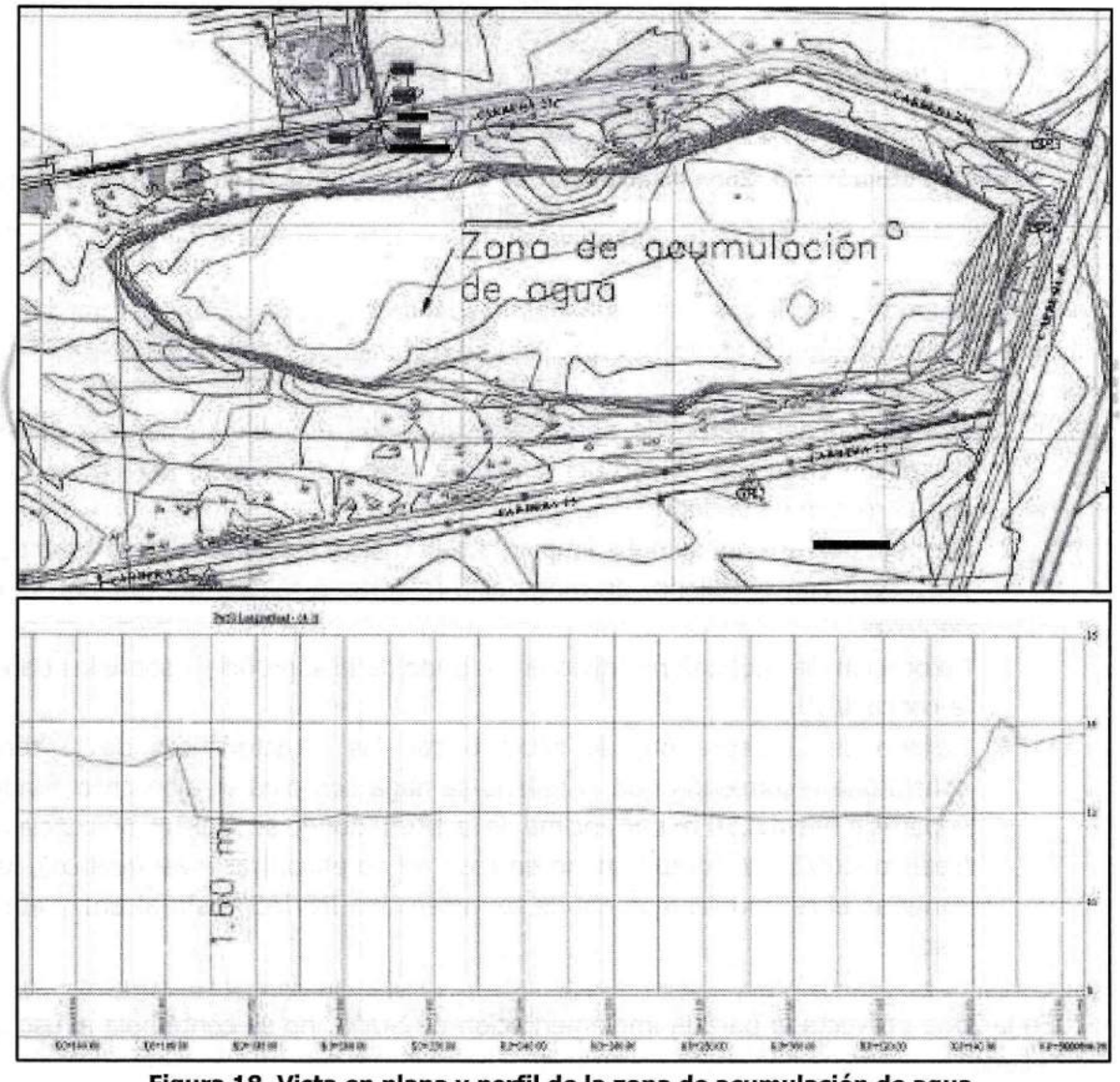


Figura 18. Vista en plana y perfil de la zona de acumulación de agua. Fuente: Topografía suministrada.



Registro Fotográfico 2. Zona de acumulación de agua encontrada en el lote de construcción del proyecto.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Se recomienda sellar la zona de agua acumulada, con el fin de utilizar la totalidad del lote para la construcción del proyecto, para esto se recomienda lo siguiente:

1. Evacuación del cuerpo de agua, se estima que el volumen de agua existente y represado en la concavidad del suelo sea evacuado de esta, para poder proceder con el relleno de la depresión.
2. Despeje del terreno, se debe limpiar la superficie y las paredes de la zona donde se procedera con el relleno, de materiales (piedras o raíces) que puedan romper el geotextil.
3. Colocación de geotextil no tejido en el fondo de la superficie y sobre las paredes de la concavidad.
4. Relleno de la depresión, de acuerdo con las caracteristicas de la zona esta consultoría recomienda que el relleno se haga con piedra rajon en el fondo de la superficie hasta 0.10 m por encima de la altura donde se registre presencia de nivel freatico (o 0.50 m como minimo en caso de no encontrar nivel freatico), luego se continua el relleno en material de terraplen tipo INVIAS hasta alcanzar el nivel de piso.

En la zona proyectada para la implementación de SUDS, no se contempla el uso de este relleno.

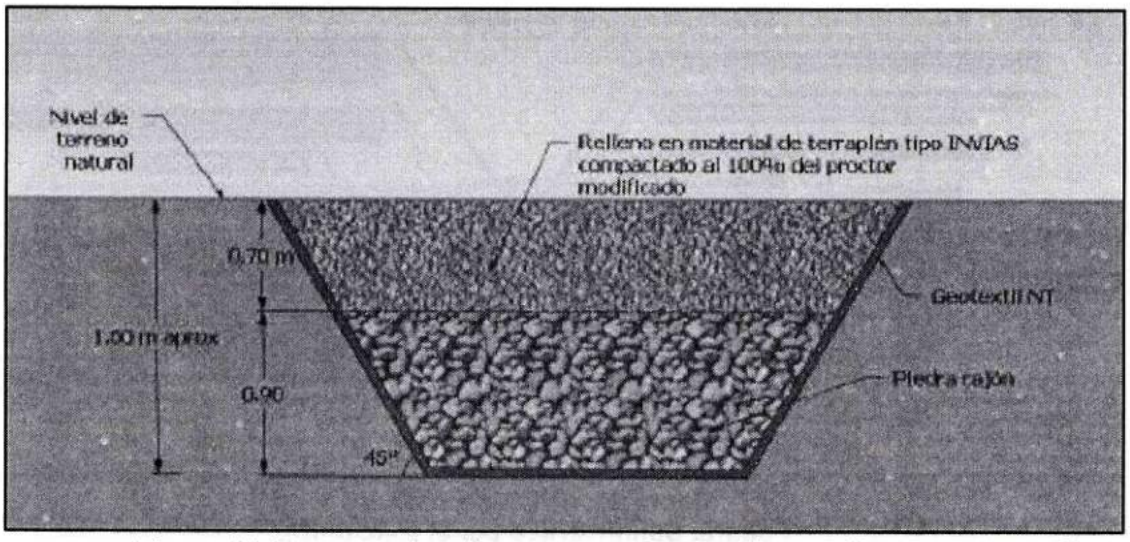


Figura 19. Esquema de relleno propuesto para la zona de agua estancada.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: Lo anterior se recomienda para las zonas que se encuentran si construcción de estructuras en esa zona de acumulación de aguas.

7.1. Construcción SUDS.

De acuerdo con el requerimiento dado por la entidad contratante, en el centro de la zona de acumulación de agua se construirá un SUDS, como el mostrado en las siguientes figuras:

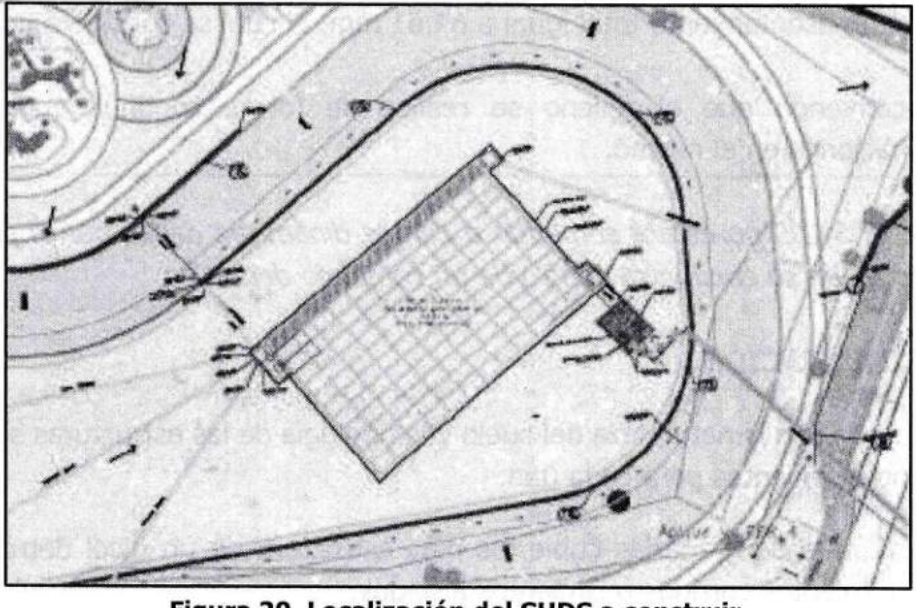


Figura 20. Localización del SUDS a construir.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

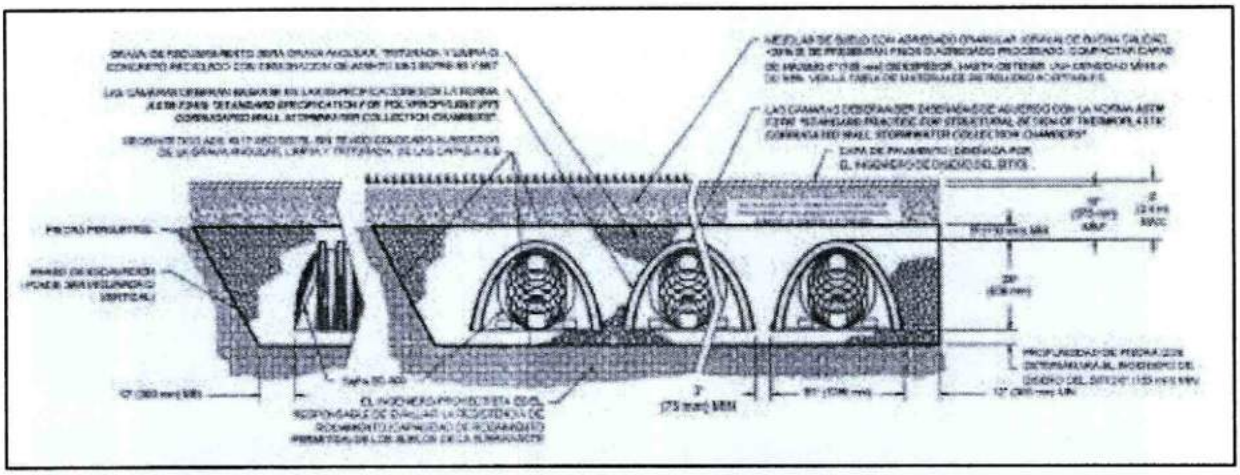


Figura 21. SUDS a construir.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

Debido a las pobres condiciones del suelo de soporte se hace necesario utilizar un mejoramiento en piedra rajón envuelto en geotextil no tejido de 0.70 m de espesor, sobre el cual se apoyarán las tuberías.

Se analiza la capacidad de carga del suelo y se obtiene un valor de capacidad de carga última de 147.55 kN/m^2. Al comparar la capacidad de carga con el esfuerzo de trabajo generado por el SUDS igual a 30.53 kN/m^2 (valor estimado por esta consultoría, en caso de presentar variaciones se debe informar con el fin de realizar el recalculo pertinente), se obtiene un factor de seguridad satisfactorio igual a 5.44. Para el esfuerzo de trabajo se obtiene un asentamiento total igual a 64.61 mm, el cual se considera aceptable.

Se recomienda que el relleno se realice de forma continua con el fin de evitar deformaciones en el mismo.

Nota: *El SUDS no estará sometido a cargas dinámicas dadas por el paso de vehículos, debido a que se encuentra dentro de un complejo deportivo.*

8. CIMENTACIÓN.

De acuerdo con la naturaleza del suelo y la tipología de las estructuras se recomiendan los siguientes cimientos para cada una:

a) Bloque de graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas: Cimientos corridos o cimientos aislados.

b) Edificio de coliseo cubierto: Sistema losa- pilotes hincados.
c) Locales comerciales y baños: Vigas de cimentación.
d) Cerramiento de la pista de patinaje: Vigas de cimentación.
e) Cerramiento perimetral y cerramiento del circuito canino: Vigas de cimentación.
f) Cerramiento en muro de bloque estructural: Cimientos corridos con pilotes de anclaje.
g) Zona de juegos infantiles: Losa de cimentación.
h) Área de calentamiento: Losas de cimentación.
i) Sendero de trote: Losas de cimentación.
j) Postes de iluminación: pilotes prexcavados.
k) Mástiles: Pilas preexcavadas.
l) Tanque red contra incendios enterrado: Losa de cimentación.
m) Tanque de almacenamiento enterrado, zona de parqueaderos: Losa de cimentación y pilotes preexcavados.
n) Tanque de almacenamiento enterrado, detrás de graderías: Losa de cimentación y pilotes preexcavados.
o) Estación elevadora: Losa de cimentación.
p) Cajas de interconexión pequeña: Losa de cimentación. Y caja de válvulas: Losa de cimentación y pilotes preexcavados.
q) Zonas de parqueo: Geoceldas.
r) Andenes y zonas peatonales: Adoquín.
s) Cunetas proyectadas: Losas de cimentación.
t) Zona de acceso a ambulancias: Pavimento rígido.
u) Pista de patinaje: Pavimento asfáltico.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

A continuación, se desarrolla cada cimentación recomendada, definiendo en cada una cuanto es el relleno necesario para alcanzar el nivel de piso.

8.1. Cimentación para bloque de graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas. Alternativa 1: Cimientos corridos.

Las estructuras por construir para el bloque de graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas se muestra en las siguientes figuras:

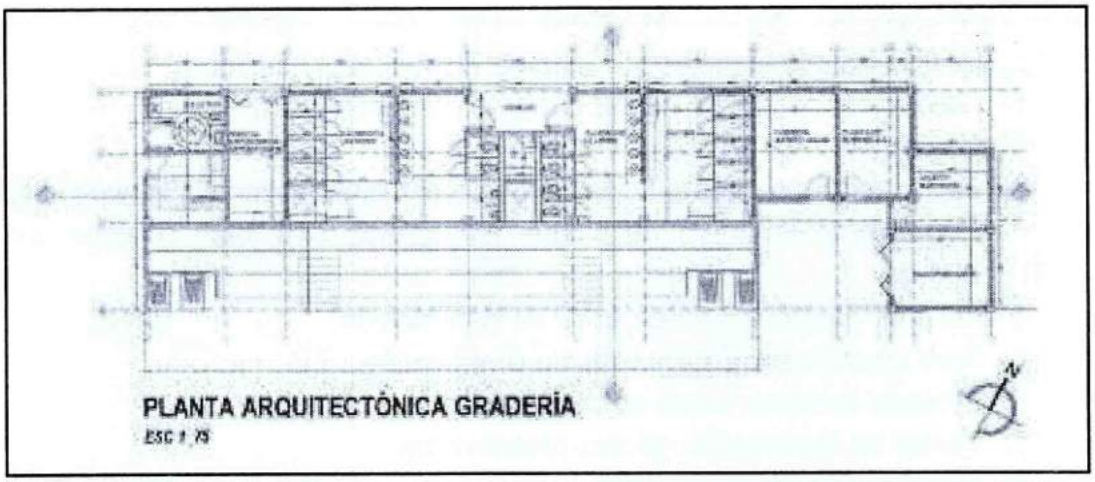


Figura 22. Planta graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas. Fuente: Suministrado por el solicitante.

Se recomienda transmitir las cargas a través de cimientos corridos.

8.1.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán los cálculos para anchos de 0.50 a 2.50 m, con variaciones cada 0.50 m y longitud de 6.00 m.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.1.2. Profundidad de apoyo.

La cimentación para las graderías se ubicará a una profundidad 1.00 m medida desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto de 14.00 m.s.n.m.

En la siguiente tabla se resumen los espesores de relleno mínimos y máximos encontrados en cada estructura:

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Bloque de graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas	11.80		2.20	

Tabla 23. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Como se observa en la tabla anterior en el bloque de graderías más estructura de un nivel detrás de las mismas, el relleno tiene un valor de 2.20 m, por lo cual no se requiere de la realización de mejoramiento.

121/12

Nota: *Todos los cálculos se realizarán en función del espesor mínimo de relleno en cada estructura. Este enfoque se adopta para garantizar que los asentamientos calculados sean conservadores, permitiendo un diseño más seguro al considerar espesores de relleno más pequeños.*

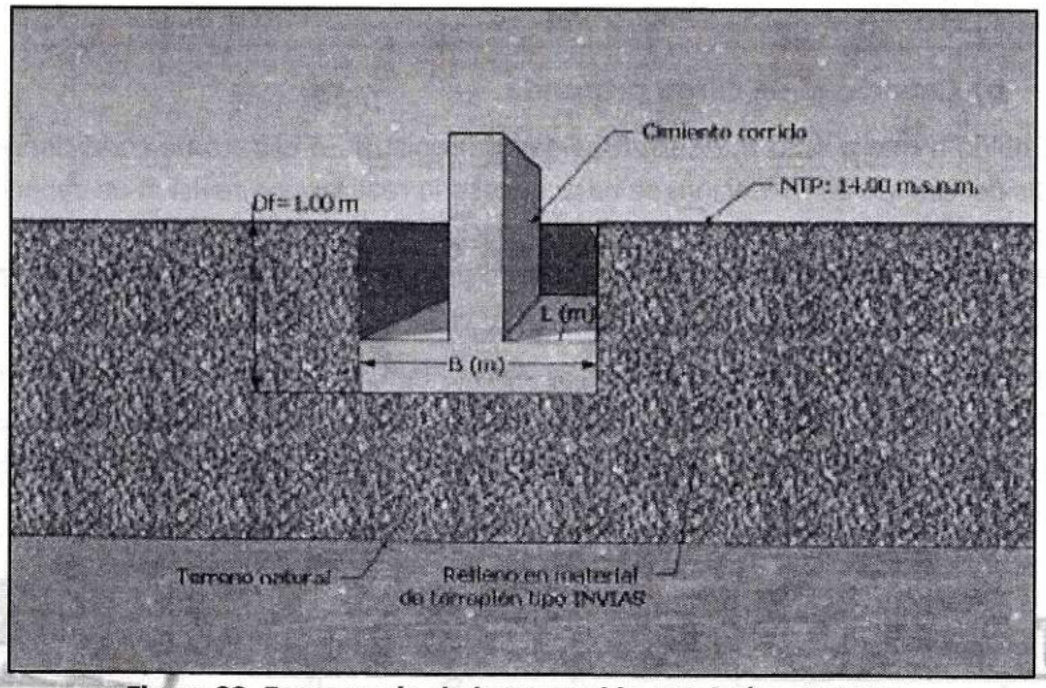


Figura 23. Esquema de cimiento corrido. Graderías cubiertas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.1.3. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante.

La capacidad de carga última ha sido obtenida mediante la fórmula general de Meyerhof y empleando los factores de capacidad de carga de Hansen. Para obtener la magnitud de la capacidad de carga admisible (qa) se han utilizado factores de seguridad mayores a 3.00 con el fin de mantener los asentamientos. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
1.00	0.50	6.00	**159.69**	479.08
1.00	1.00	6.00	**125.38**	752.26
1.00	1.50	6.00	**100.58**	905.21
1.00	2.00	6.00	**86.69**	1040.30
1.00	2.50	6.00	**77.62**	1164.33

Tabla 24. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda.

Debido a que a 4.20 m de profundidad se registra un estrato de condiciones inferiores a las del estrato de fundación, se hace necesario realizar una revision de capacidad de carga profunda. en la cual se compara la capacidad de carga del estrato analizado contra los esfuerzos transimitidos a ese mismo nivel por la construccion de la estructura.

Para realizar este calculo se utilizó el metodo 2:1, que permite hallar el incremento de esfuerzo vertical a cierta profundidad situada debajo del centro de un área uniformemente cargada. El método consiste en dibujar superficies inclinadas descendentes a partir del borde del área cargada, como se muestra en la Figura 24, estas superficies tienen una pendiente de 2V:1H.

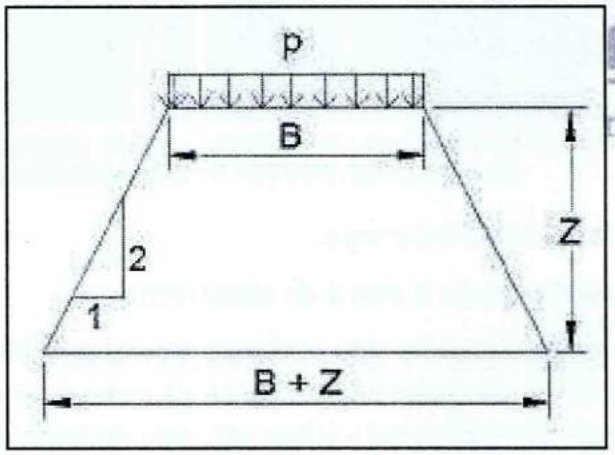


Figura 24. Método 2:1 para el cálculo de incremento de esfuerzos.
Fuente: Braja M. Das. "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones".

Cuando el área uniformemente cargada es un área rectangular de dimensiones B x L como en la figura anterior, el método 2:1 presenta la siguiente ecuación para el cálculo del incremento de esfuerzo vertical a una profundidad z.

$$\Delta\sigma = \frac{P}{(B+Z)*(L+Z)}$$

Dónde:

Δσ: Incremento de esfuerzo vertical.
P: Carga aplicada.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.

El factor de seguridad se calcula como sigue:

$$\mathbf{FS} = \frac{\mathbf{qu\ 2}}{\mathbf{\Delta q}}$$

Dónde:
qu2: Capacidad de carga ultima al nivel de análisis.
Δσ: Incremento de esfuerzo vertical.

El incremento se toma como el máximo valor estimado para cada cimiento para realizar la revision por capacidad de carga profunda. Los valores obtenidos se muestran a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
3.20	4.20	3.70	9.20	**50.14**	**14.07**	**10.69**
3.20	4.20	4.20	9.20	**49.77**	**19.47**	**7.67**
3.20	4.20	4.70	9.20	**51.48**	**20.93**	**7.38**
3.20	4.20	5.20	9.20	**50.82**	**21.75**	**7.01**
3.20	4.20	5.70	9.20	**50.32**	**22.20**	**6.80**

Tabla 25. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
qa2: Capacidad de carga admisible en el estrato de condiciones inferiores.
Δq: Incremento de esfuerzo vertical.
FS: Factor de seguridad por capacidad de carga profunda.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.1.4. Asentamientos.

El asentamiento total del suelo es calculado como la suma de los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación, para la capacidad de carga de los cimientos:

a) Asentamientos elásticos.

Los asentamientos han sido calculados basándose en la teoría de Bjerrum, la cual permite obtener los asientos elásticos de la masa de suelo:

$$\mathbf{Se} = \Delta\sigma \mathbf{B} \frac{\mathbf{1} - \boldsymbol{\mu}^2}{\mathbf{Es}} I_W \mu_1 \mu_2$$

Dónde:
B: Ancho de la cimentación.
$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo.
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
μ: Módulo de poisson.
μ_1: Coeficiente en función de la relación H/B y L/B.
μ_2: Coeficiente en función de la relación Df/B.
I_W: Factor de influencia.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

A continuación. se presentan los asentamientos elásticos:

Df (m)	B (m)	L (m)	Es (kN/m2)	μ	qa (kN/m2)	μ1	μ2	Se (mm)
1.00	0.50	6.00	11583	0.40	159.69	0.55	1.48	**3.87**
1.00	1.00	6.00	11583	0.40	125.38	0.61	1.29	**5.87**
1.00	1.50	6.00	11583	0.40	100.58	0.65	1.10	**6.41**
1.00	2.00	6.00	11583	0.40	86.69	0.70	0.99	**7.15**
1.00	2.50	6.00	11583	0.40	77.62	0.72	0.88	**7.31**

Tabla 26. Asentamientos elásticos.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
M: Módulo de poisson.
Qa: Capacidad de carga admisible.

M_1: Coeficiente en función de la relación H/B y L/B.
μ_2: Coeficiente en función de la relación Df/B.
Se: Asentamientos elásticos.

b) Asentamientos por consolidación.

El asentamiento por consolidación ha sido calculado con la siguiente metodología:

$$\mathbf{Sc} = \frac{\mathbf{\Delta e}}{\mathbf{1 + e_0}}\mathbf{H}$$

Dónde:
Sc: Asentamiento por consolidación.
Δe: Cambio total de la relación de vacíos.
E_o: Relación de vacíos inicial.
H: Altura del estrato.

El cambio total de la relación de vacíos (Δe) es calculada con las siguientes ecuaciones:

$$\Delta e = Cc * \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \ (\textit{para arcillas normalmente consolidadas})$$

$$\Delta e = Cr * \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \ (\textit{para arcillas sobreconsolidadas con } \sigma'_o + \Delta\sigma' < \sigma'_C)$$

$$\Delta e = Cr * \log\frac{\sigma'_C}{\sigma'_o} + Cc * \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \ (\textit{para arcillas sobreconsolidadas con } \sigma'_o + \Delta\sigma' < \sigma'_C)$$

PABLO CASTILLA NEGRETE Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
σ'_o: Esfuerzo efectivo del suelo.
Δσ: Incremento de esfuerzo por la construcción de la edificación.
σ'c: Esfuerzo de preconsolidación.
Cc: Índice de compresión.
Cr: Índice de recompresión, se puede asumir entre ¼ y 1/10 del valor del Índice de compresión.

El valor de Cc se estima con la formulación propuesta por Helenelund (Finlandia, para arcillas in situ:

$$Cc = 0.85 * W^{3/2}$$

Dónde:
W: Humedad natural.
A continuación. se presentan los resultados de los asentamientos por consolidación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Sc (mm)
1.00	0.50	6.00	**2.72**
1.00	1.00	6.00	**24.29**
1.00	1.50	6.00	**24.72**
1.00	2.00	6.00	**24.75**
1.00	2.50	6.00	**24.62**

Tabla 27. Asentamientos por consolidación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Sc: Asentamiento por consolidación.

c) Asentamiento total.

Es calculado como la suma de los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación, los valores obtenidos se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
1.00	0.50	6.00	3.87	2.72	**6.58**
1.00	1.00	6.00	5.87	24.29	**30.16**
1.00	1.50	6.00	6.41	24.72	**31.13**
1.00	2.00	6.00	7.15	24.75	**31.89**
1.00	2.50	6.00	7.31	24.62	**31.93**

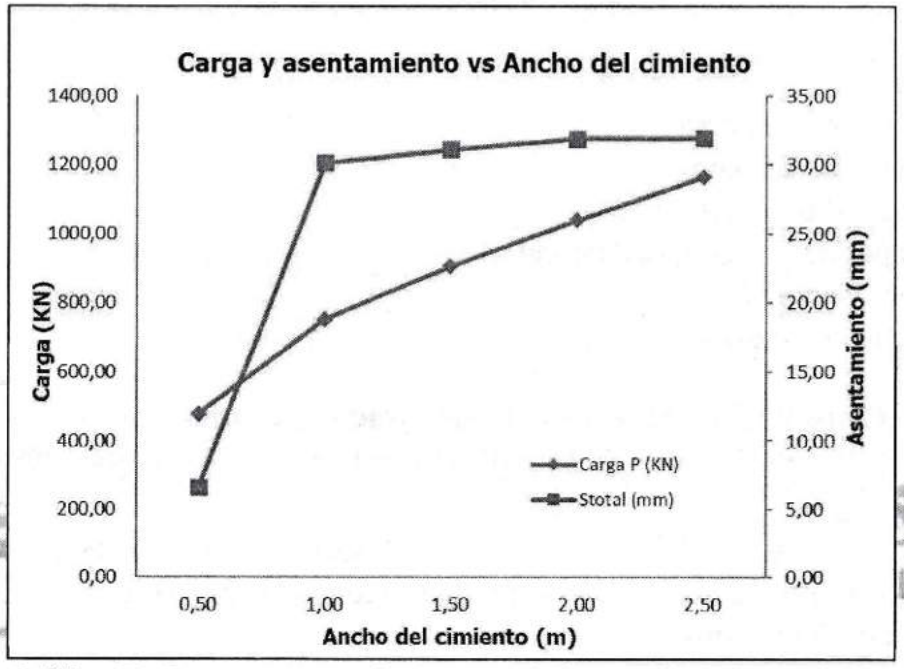
Tabla 28. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10, es decir, 150 mm para construcciones entre medianeros siempre y cuando no se afecten las construcciones vecinas.

8.1.5. Comportamiento P (carga) vs St (Asentamiento).

En la siguiente gráfica se representa el comportamiento de las cargas y los asentamientos para los cimientos, según su geometría.



Gráfica 22. Carga y asentamiento para cimientos de ancho variable. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.1.6. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la siguiente ecuación:

$$K = \frac{qa}{Stotal}$$

Dónde:
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
1.00	0.50	6.00	6.58	159.69	**24257**
1.00	1.00	6.00	30.16	125.38	**4157**
1.00	1.50	6.00	31.13	100.58	**3231**
1.00	2.00	6.00	31.89	86.69	**2718**
1.00	2.50	6.00	31.93	77.62	**2431**

Tabla 29. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.2. Cimentación para bloque de graderías cubiertas más estructura de un nivel detrás de las mismas. Alternativa 2: Cimientos aislados.

Otra alternativa de cimentación para esta estructura es trasmitir las cargas a través de cimientos aislados de sección cuadrada fuertemente rigidizados por vigas de cimentación en ambas direcciones.

8.2.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán los cálculos para anchos de 1.00 a 3.00 m, con variaciones cada 0.50 m.

8.2.2. Profundidad de apoyo.

La cimentación será desplantada a 1.00 m de profundidad medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto. Para las graderías cubiertas, al tener un espesor de relleno significativo, este mismo servirá como mejoramiento.

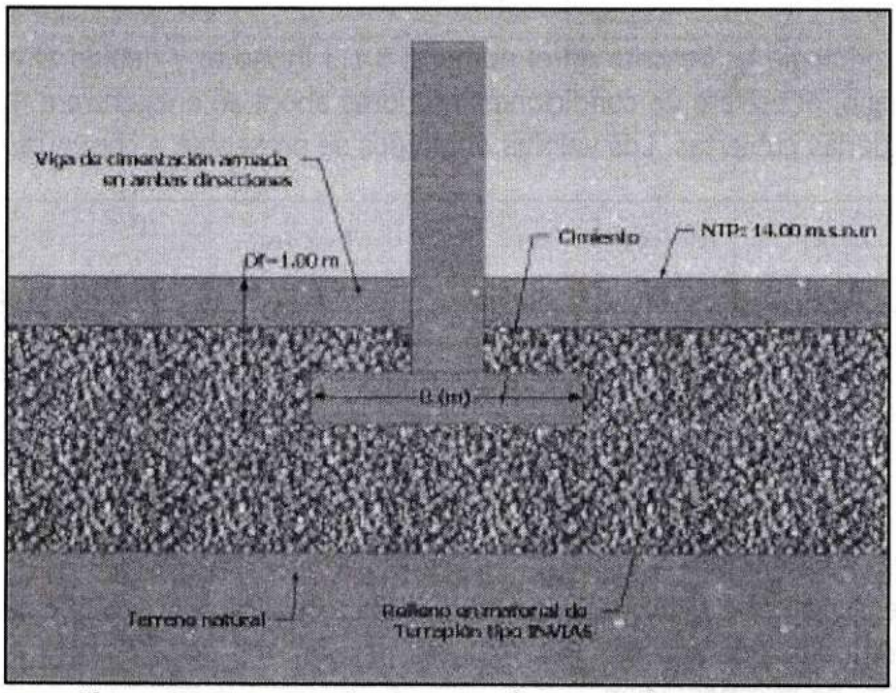


Figura 25. Esquema de cimentación. Graderías cubiertas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
1.00	1.00	1.00	**108.84**	108.84
1.00	1.50	1.50	**103.14**	232.06
1.00	2.00	2.00	**101.18**	404.73
1.00	2.50	2.50	**99.46**	621.64
1.00	3.00	3.00	**97.46**	877.18

Tabla 30. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3 inciso b, y debido al espesor de material de relleno, el estrato de condiciones inferiores ahora se encuentra a 4.20 m para la zona de graderías cubiertas. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
3.20	4.20	4.20	4.20	**53.64**	**6.17**	**26.08**
3.20	4.20	4.70	4.70	**55.09**	**10.51**	**15.73**
3.20	4.20	5.20	5.20	**53.94**	**14.97**	**10.81**
3.20	4.20	5.70	5.70	**53.00**	**19.13**	**8.31**
3.20	4.20	6.20	6.20	**52.20**	**22.82**	**6.86**

Tabla 31. Capacidad de carga profunda y revisión del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
qa2: Capacidad de carga admisible en el estrato de condiciones inferiores.
Δq: Incremento de esfuerzo vertical.
FS: Factor de seguridad por capacidad de carga profunda.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.2.3. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Y se estiman para la capacidad de carga de cada cimiento. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
1.00	1.00	1.00	2.94	13.60	**16.55**
1.00	1.50	1.50	3.31	18.98	**22.29**
1.00	2.00	2.00	3.77	23.17	**26.94**
1.00	2.50	2.50	5.91	26.27	**32.19**
1.00	3.00	3.00	6.65	28.56	**35.21**

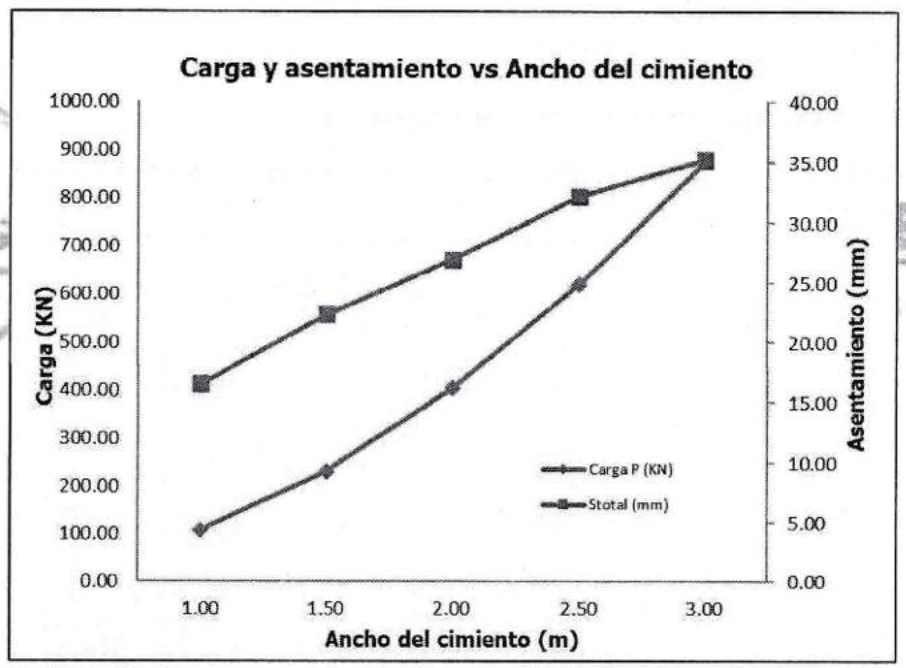
Tabla 32. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10.

8.2.4. Comportamiento P (carga) vs St (Asentamiento).

En la siguiente gráfica se representa el comportamiento de las cargas y los asentamientos para los cimientos, según su geometría.



Gráfica 23. Carga y asentamiento para cimientos de ancho variable.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.2.5. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
1.00	1.00	1.00	16.55	108.84	**6577**
1.00	1.50	1.50	22.29	103.14	**4626**
1.00	2.00	2.00	26.94	101.18	**3756**
1.00	2.50	2.50	32.19	99.46	**3090**
1.00	3.00	3.00	35.21	97.46	**2768**

Tabla 33. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.3. Cimentación para coliseo cubierto.

A continuación, se presentan las cargas suministradas por el solicitante para el coliseo cubierto:

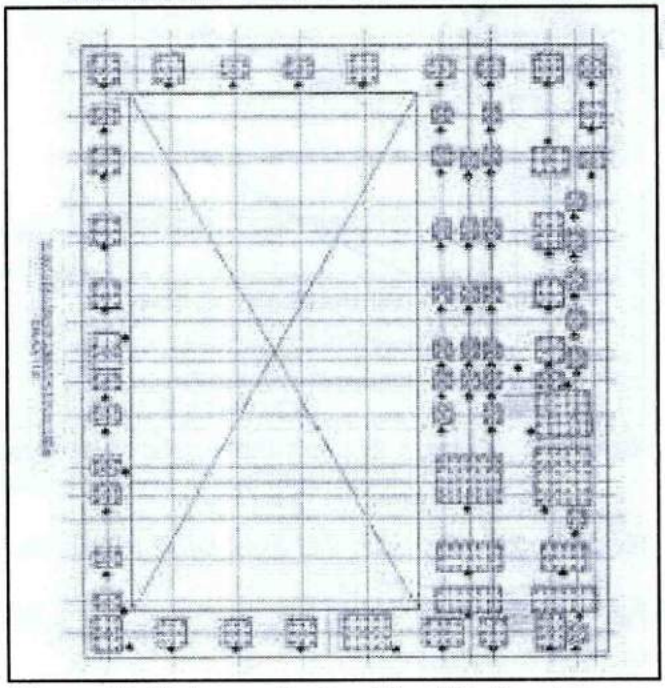


Figura 26. Vista en planta ubicación de columnas.
Fuente: Suministrada por el solicitante.

Carga	Axial mayorada con sismo	Cantidad de pilotes	Reacción por pilotes
C1	260.76	12	21.73
C2	205.47	9	22.83
C3	203.58	9	22.62
C4	197.1	9	21.9
C5	403.2	20	20.16
C6	266.04	12	22.17
C7	208.53	9	23.17
C8	245.04	12	20.42
C9-C10-C11	268.17	21	12.77
C12-C77	318.57	21	15.17
C13-C14-C15	423.36	21	20.16
C16-C76	416.55	15	27.77
C17-C18-C19-C21-C22-C23	453.25	35	12.95
C20-C24-C74-C84	630.36	36	17.51
C25	55.04	4	13.76
C26-C83	604.8	30	20.16
C27	76.2	4	19.05
C28	64.56	4	16.14
C29	65.36	4	16.34
C30	54.28	4	13.57
C31	155.64	6	25.94
C32	65.44	4	16.36
C33	66	4	16.5
C34	63.48	4	15.87
C35	240.39	9	26.71
C36	74.88	4	18.72
C37	71.24	4	17.81
C38	270.18	9	30.02
C39	70.44	4	17.61
C40	80	4	20
C41	70.12	4	17.53
C42	74.56	4	18.64
C43	339.36	12	28.28
C44	82.96	4	20.74
C45-C49	76.56	4	19.14
C46-C50	80.96	4	20.24
C47	348.72	12	29.06

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Carga	Axial mayorada con sismo	Cantidad de pilotes	Reacción por pilotes
C48	174.66	6	29.11
C51	92.28	4	23.07
C52	67.68	4	16.92
C53	240.48	9	26.72
C54	157.74	6	26.29
C55	176.52	6	29.42
C56	181.44	9	20.16
C57	156.3	6	26.05
C58	243.63	9	27.07
C59	171.84	6	28.64
C60	166.26	6	27.71
C61	224.01	9	24.89
C62	154.38	6	25.73
C63	120.96	6	20.16
C64	178.56	6	29.76
C65	174.3	6	29.05
C66	170.82	6	28.47
C67	120.96	6	20.16
C68	176.4	6	29.4
C69	181.44	9	20.16
C70	247.05	9	27.45
C71	248.94	9	27.66
C72	169.26	6	28.21
C73	229.86	9	25.54
C75	42.72	4	10.68
C78	48	4	12
C79	42.32	4	10.58
C80	52.36	4	13.09
C81	52.04	4	13.01
C82	50.64	4	12.66
C86	36.76	4	9.19

Tabla 34. Cargas totales del coliseo cubierto.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

Con la sumatoria de las cargas se obtiene un valor total igual a 12201.76 tn.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Se revisan las cargas generadas por la edificación a través del sistema de cimentación losa-pilotes, previamente recomendado, el cual está conformado por una losa de cimentación y pilotes hincados.

Para garantizar un asentamiento homogéneo entre los sistemas losa-suelo y pilotes-suelo, se considera que los pilotes soportarán el 70% de la carga total, mientras que la losa absorberá el 30%.

8.3.1. Profundidad de apoyo y dimensión de los cimientos.

Se realiza la revisión para una losa de cimentación de cajón rígido con dimensiones iguales a 65.00 m de ancho por 77.70 m de largo, desplantada a 2.00 m de profundidad medidos respecto la cota del nivel arquitectónica propuesta. Apoyada sobre pilotes hincados de 0.40 m de diámetro y 14.00 m de longitud, instalados entre 2.00 m y 16.00 m dentro del terreno natural.

8.3.2. Capacidad de carga losa de cimentación.

La capacidad de carga neta última de cimentación para la losa ha sido obtenida mediante la siguiente fórmula:

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

$$\mathbf{q_{neta(u)} = q_u - q}$$

Para materiales finos (arcillas o limos) saturados con ∅=0 y condición de carga vertical, la ecuación de carga última es:

$$\mathbf{q_u = (C_u * N_c * F_{cs} * F_{cd}) + q}$$

Dónde:
Cu: Cohesión sin drenaje.
Nc (Factor de capacidad de carga): 5.14.

$$\mathbf{Fcs = 1 + \frac{B}{L}\left(\frac{Nq}{Nc}\right) = 1 + \frac{B}{L}\left(\frac{1}{5.14}\right) = 1 + \frac{0.195 * B}{L}}$$

$$\mathbf{Fcd = 1 + 0.40\left(\frac{Df}{B}\right)}$$

Nq (Factor de capacidad de carga): 1.00.
Nγ (Factor de capacidad de carga): 0.00.
B: Ancho de la losa.
L: Largo de la losa.

Df: Profundidad de desplante.

Sustituyendo en las ecuaciones y empleando un factor de seguridad de 3.00, la capacidad de carga neta admisible del suelo se calculará como se muestra a continuación:

$$q_{neta\ (adm)} = \frac{q_{neta\ (u)}}{FS} = 1.713Cu\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + 0.4\frac{Df}{B}\right)$$

Dónde:
Cu: Cohesión sin drenaje.
B: Ancho de la losa.
L: Largo de la losa.
Df: Profundidad de desplante.

Empleando la formulación anterior y los siguientes parámetros, se obtiene la capacidad de carga neta admisible:

γ (kN/m³)	18.27
Cu (kN/m²)	44.15
Df (m)	2.00
B (m)	65.00
L (m)	77.70
q neta (kN/m²)	**89.05**

Tabla 35. Parámetros del modelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
γ: Peso específico del suelo al nivel de desplante.
Cu: Cohesión del suelo al nivel de desplante.
Df: Profundidad de desplante de la cimentación.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.

No obstante, el valor de capacidad de carga admisible neta calculada para el caso de losas planas de sección uniforme se debe aumentar por efecto de compensación del material excavado, este efecto se logra en función del cálculo de un FS corregido por compensación, el cual se obtiene con la siguiente formulación:

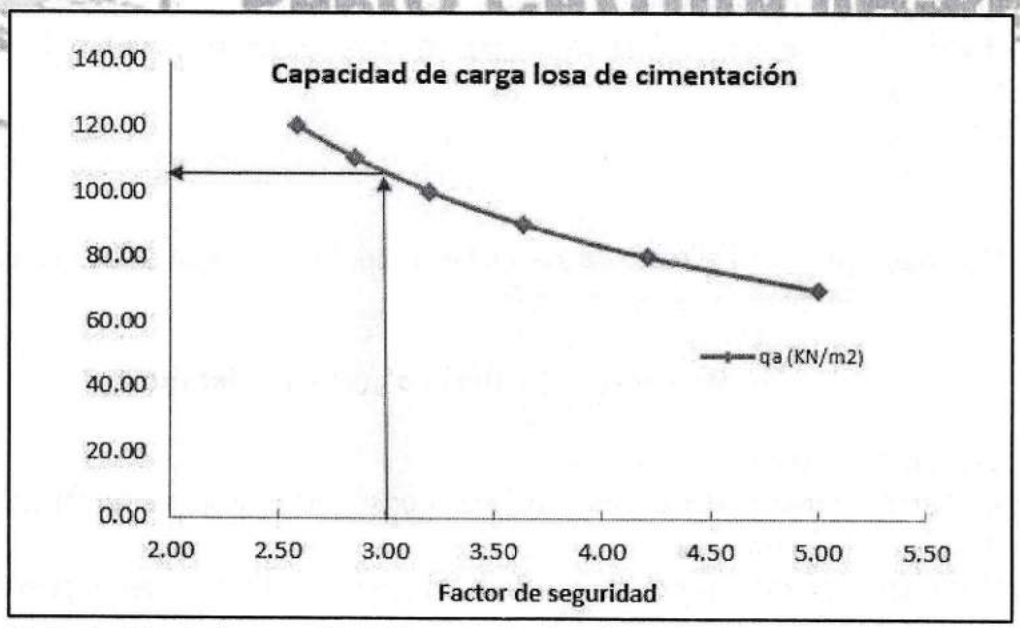
$$\mathbf{FS_{compensación}} = \frac{\mathbf{5.14C_u\left(1 + \frac{0.195B}{L}\right)\left(1 + \frac{0.4D_f}{B}\right)}}{\mathbf{\frac{Q}{A} - \gamma D_f}}$$

La capacidad de carga admisible neta en función del factor de seguridad corregido por efecto de la compensación se muestra a continuación:

FS	Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m²)	Carga P (kN)
2.00	2.00	65.00	77.70	**138.79**	700941
2.50				**118.76**	599801
3.00				**102.03**	515292
3.50				**88.59**	447415
4.00				**78.44**	396169

Tabla 36. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría y factor de seguridad del cimiento.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
FS: Factor de seguridad.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.



Gráfica 24. Variación de la capacidad de carga (qa) en función del factor de seguridad para las losas analizadas.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

La carga total que está distribuida en la losa de cimentación es de 12201.76 Tn.

8.3.3. Diseño de pilotes.

a) Capacidad de carga vertical de los pilotes.

Para este análisis se considera que los pilotes transfieren la carga mediante el mecanismo de fricción lateral.

- **Capacidad de carga por fricción:**

La capacidad de carga admisible es calculada para pilotes actuando por fricción, por el método alfa (α) para suelos de grano fino saturados y por el método beta (β) para el resto de los suelos, empleando un factor de seguridad de 2.00.

Método α, aplica para suelos arcillosos blandos y saturados, es decir, normalmente consolidados. La formulación del método se resume así:

$$\mathbf{Qs = \pi d\left(\frac{K}{ko}\right)\int_0^L \alpha(z) * Su(z) * dz \ \ Metodo\ \alpha}$$

Dónde:
d: Diámetro del pilote.
K/ko: Factor de tierra, depende del método constructivo, y se considera una magnitud de 1.40 para pilotes hincados.
α: Factor de cohesión, el cual se calcula como el cociente entre Ca (adherencia) y Su (Cohesión).
Su: Cohesión.
Z: Profundidad.

Método β, aplica para el resto de los suelos, excepto los contemplados en el método α. La formulación del método se resume así:

$$\mathbf{Qs = \pi d\left(\frac{K}{ko}\right)\int_0^L \beta(z) * \sigma'_v(z) * dz \ \ Metodo\ \beta}$$

d: Diámetro del pilote.
K/ko: Factor de tierra, depende del método constructivo, y se considera una magnitud de 1.40 para pilotes hincados.
β: Coeficiente de rozamiento suelo-pilote, obtenido en función del ángulo de fricción del suelo.
σ': Esfuerzo efectivo.
Z: Profundidad.

130/12

La capacidad de carga por fricción se calcula considerando la profundidad de desplante de la losa, a continuación, se muestra el valor obtenido para los pilotes de 0.40 m de diámetro:

Pilote de diámetro igual a 0.40 m				
Cota	**α/β**	**Qsi (kN)**	**Qsu (kN)**	**Qsa (kN)**
4.00	0.30	36.04	36.04	18.02
6.00	0.30	58.34	94.38	47.19
7.00	0.48	64.20	158.58	79.29
9.00	0.57	125.24	283.83	141.91
10.00	0.60	65.53	349.36	174.68
12.00	0.30	119.14	468.50	234.25
13.00	0.71	74.97	543.48	271.74
16.00	0.79	242.96	786.44	393.22
TOTAL				**393.22**

Tabla 37. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Cota: Nivel de análisis.
α/β: Coeficientes que varía según la cohesión y la fricción.
Qsi (kN): Capacidad de carga última.
Qsu (kN): Capacidad de carga última acumulada del pilote.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

La capacidad de carga por fricción admisible de los pilotes de 0.40 m de diámetro y 14.00 m de longitud instalados entre 2.00 y 16.00 m es de 393.22 Kn.

8.3.4. Asentamientos del sistema.

Para el cálculo de asentamiento del sistema se asume que las cargas actúan sobre una zapata equivalente, ubicada a dos tercios de la longitud de los pilotes, en este caso a **10.83 m** de profundidad.

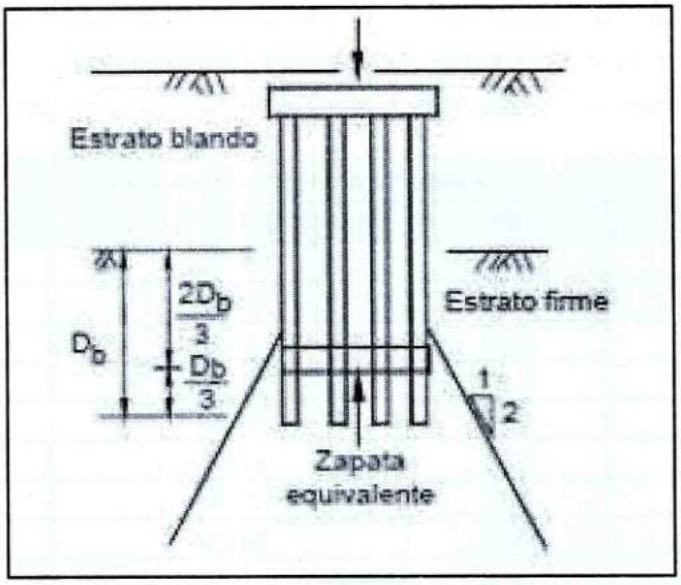


Figura 27. Ubicación de la zapata equivalente (Duncan y Buchignani 1976).
Fuente: INVIAS. "Manual de diseño de cimentaciones superficiales y profundas para carreteras 2012".

La carga se reparte con una pendiente 2 vertical 1 horizontal a partir de 2/3Db. Se calcula el asentamiento para cada estrato obteniéndose ΔSi (Asentamiento del estrato i), para luego determinar el asentamiento total del grupo de pilotes Sg=∑ΔSi.

El asentamiento total del suelo es calculado como la suma de los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación, para el esfuerzo de trabajo de la edificación estimado suministrado a esta consultoría, el cual es 24.16 kN/m^2.

B (m)	65.00
L (m)	77.70
Área (m^2)	5050.50
Sumatoria de cargas (t)	12201.76
Esfuerzo de trabajo (kN/m^2)	24.16

Tabla 38. Esfuerzo de trabajo. Coliseo cubierto.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

- **Asentamientos elásticos.**

Los asentamientos han sido calculados basándose en la teoría de Bjerrum, la cual permite obtener los asientos elásticos de la masa de suelo:

$$\mathbf{Se} = \Delta\sigma \mathbf{B} \frac{\mathbf{1} - \boldsymbol{\mu}^{\mathbf{2}}}{\mathbf{Es}} \boldsymbol{I_W \mu_1 \mu_2}$$

Dónde:
B: Ancho de la cimentación.
Δσ: Incremento de esfuerzo.
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
M: Módulo de poisson.
μ_1: Coeficiente en función de la relación H/B y L/B.
μ_2: Coeficiente en función de la relación Df/B.
I_W: Factor de influencia.

A continuación, se presentan los asentamientos elásticos:

Profundidad		Δσ´	Es	μ	Iw	μ1	μ2	Se
Desde	Hasta	(kN/m²)	(kN/m²)					(mm)
10.83	99.00	24.16	14623	0.44	0.82	0.90	0.10	**6.39**

Tabla 39. Asentamientos elásticos.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Δσ´: Incremento de esfuerzo.
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
μ: Módulo de poisson.
Iw: Factor de influencia.
Se: Asentamientos elásticos.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- **Asentamientos por consolidación.**

El asentamiento por consolidación ha sido calculado con la siguiente metodología:

$$\mathbf{Sc} = \frac{\mathbf{\Delta e}}{\mathbf{1 + e_0}}\mathbf{H}$$

Dónde:
Sc: Asentamiento por consolidación.
Δe: Cambio total de la relación de vacíos.
e_o: Relación de vacíos inicial.
H: Altura del estrato.
El cambio total de la relación de vacíos (Δe) es calculada con las siguientes ecuaciones:

$$\Delta e = Cc * \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \ (\textit{para arcillas normalmente consolidadas})$$

$$\Delta e = Cr * \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_o} \ (\textit{para arcillas sobreconsolidadas con } \sigma'_o + \Delta\sigma' < \sigma'_c)$$

$$\Delta e = Cr * \log\frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} + Cc * \log\frac{\sigma'_o + \Delta\sigma'}{\sigma'_c} \ (para\ arcillas\ sobreconsolidadas\ con\ \sigma'_o + \Delta\sigma' < \sigma'_c)$$

Dónde:

σ'_o: Esfuerzo efectivo del suelo.

$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo por la construcción de la edificación.

$\sigma'c$: Esfuerzo de preconsolidación.

Cc: Índice de compresión.

Cr: Índice de recompresión, se puede asumir entre 1/4 y 1/10 del valor del Índice de compresión.

A continuación, se presentan los resultados de los asentamientos por consolidación:

Profundidad		Nivel (m)	z (m)	H (m)	σ´o (kN/m²)	Δσ´ (kN/m²)	σf (kN/m²)
Desde	Hasta						
11.33	12.00	11.67	0.33	0.67	105.25	23.93	129.18
12.00	99.50	55.75	44.42	87.50	574.84	9.13	583.98

Profundidad		eo	Cc	Cr	Sc (mm)
Desde	Hasta				
11.33	12.00	0.891	0.16	0.03	5.06
12.00	99.50	0.918	0.17	0.03	52.62
					57.68

Tabla 40. Asentamientos por consolidación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:

H: Altura del estrato.

σ'_o: Esfuerzo efectivo del suelo.

$\Delta\sigma$: Incremento de esfuerzo por la construcción de la edificación.

σf: Esfuerzo final.

e_o: Relación de vacíos inicial.

Cc: Índice de compresión.

Cr: Índice de recompresión.

Sc: Asentamiento por consolidación.

- **Asentamiento total.**

Es calculado como la suma de los asentamientos elásticos y los asentamientos por consolidación, los valores obtenidos se muestran a continuación:

Se (mm)	6.39
Sc (mm)	57.68
S Totales (mm)	**64.07**

Tabla 41. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento total estimado es 64.07 mm se considera satisfactorio, de acuerdo con el valor máximo dado en el título H de la NSR-10, el cual corresponde a 150 mm para construcciones entre medianeros siempre y cuando no se afecten las construcciones vecinas.

8.3.5. Módulo de reacción horizontal y vertical.

- **Módulo de reacción de la subrasante para la losa.**

Vesic (1961) propuso la siguiente ecuación para estimar la reacción de la subrasante:

$$k = \frac{Es}{B(1 - us^2)}$$

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Donde:
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
B: Ancho de la cimentación.
υ: Relación de Poisson para el suelo.

El valor obtenido se resume a continuación:

Df (m)	1.50
Es (kN/m²)	13245
B (m)	65.00
u	0.50
K (kN/m³)	**272**

Tabla 42. Módulos de reacción de la losa de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Módulo de reacción de la subrasante del pilote.**

El módulo del subsuelo para suelos granulares a una profundidad z se define como:

$$k_z = n_h z$$

Donde:

n_h=constante del módulo de reacción horizontal del subsuelo, y varia como se muestra en la siguiente tabla:

Suelo	nh (kN/m3)
Arena seca o húmeda	
Suelta	1800-2200
Media	5500-7000
Densa	15000-18000
Arena sumergida	
Suelta	1000-1400
Media	3500-4500
Densa	9000-12000

Tabla 43. Valores representativos de n_h.
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Thomson Learning.

Para suelos cohesivos, la reacción del subsuelo se puede suponer que es aproximadamente constante con la profundidad. Vesic (1961) propuso la siguiente ecuación para estimar el valor de k:

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s D^4}{E_p I_p}} \frac{E_s}{1-\mu_s^2}$$

Donde:

Es: Módulo de elasticidad del suelo.

D: Ancho (o diámetro) del pilote.

μs: Relación de Poisson para el suelo.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

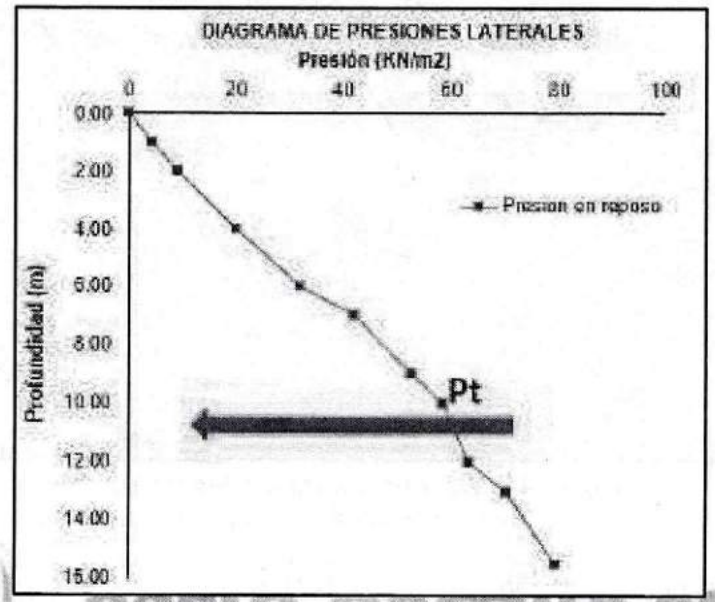
Los módulos de reacción vertical y horizontal del subsuelo en los pilotes se presentan a continuación:

Profundidad (m)	Kv (kN/m³)	Kh (kN/m³)
1.50	8094	5396
2.00	3653	2435
4.00	4800	3200
6.00	7200	4800
7.00	14790	9860
9.00	12048	8032
10.00	11878	7919
12.00	14400	9600
13.00	11577	7718
15.50	10974	7316

Tabla 44. Módulos de reacción vertical y horizontal del suelo en los pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.3.6. Presiones horizontales.

Se recomienda diseñar las cimentaciones con presiones laterales semejantes a las que se producen en estado de reposo, el coeficiente Ko para las muestras finas encontradas varía entre 0.54 y 0.65 y para el suelo granular es de 0.56 y 0.58.



Gráfica 25. Ubicación de lo resultante del diagrama de presiones.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

La resultante de presiones laterales (Pt) corresponde al valor del área del diagrama y su localización al centroide geométrico. El valor total obtenido de la presión lateral (Pt) es de 617.77 kN y está localizada a 10.33 m desde el origen del gráfico.

8.4. Cimentación para locales comerciales y baños.

La estructura del bloque de locales comerciales y baños se muestran en la siguiente figura:

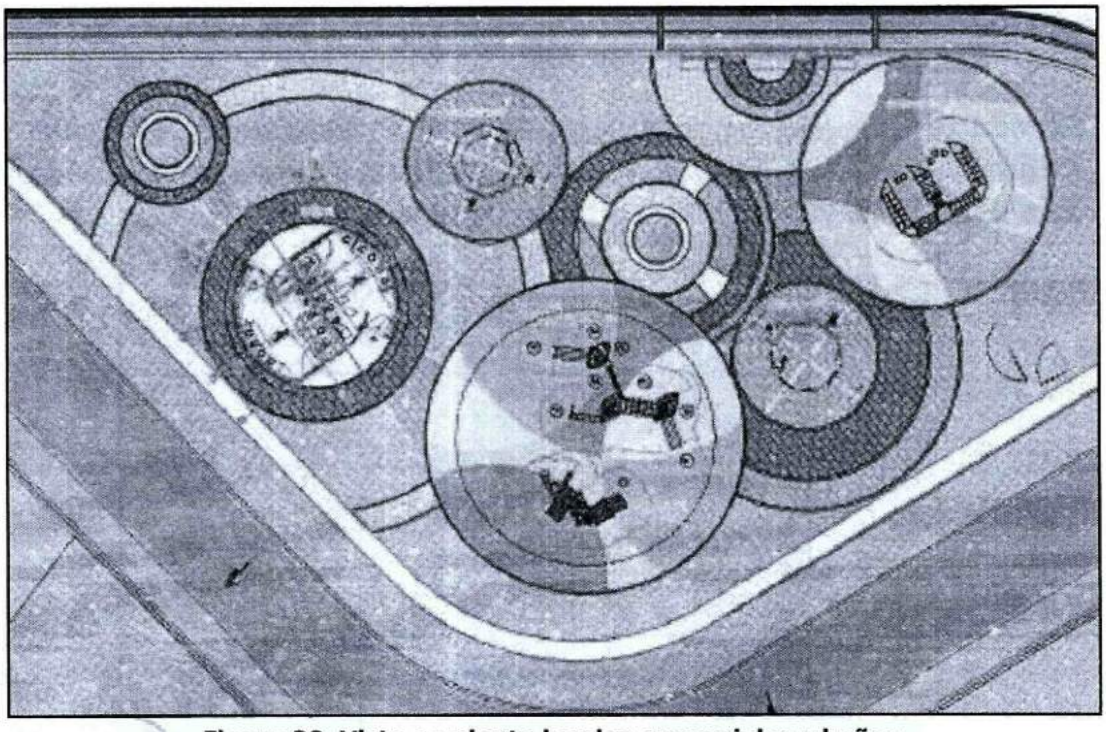


Figura 28. Vista en planta locales comerciales y baños.
Fuente: Suministrada por el solicitante.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Se recomienda el uso de vigas de cimentación.

8.4.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán cálculos para anchos de cimientos de 0.30 y 0.40 m. y para 6.00 m de longitud.

8.4.2. Profundidad de apoyo.

Se analiza una profundidad de desplante entre 0.30 y 0.40 m de profundidad medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto, el cual varía entre 13.73 y 13.85 m.s.n.m.

Este relleno tendrá un espesor variable de acuerdo con la topografía de la zona. Los cimientos estarán apoyados sobre 0.50 m de mejoramiento correspondiente a piedra rajón sobre geotextil y entre el cimiento y el mejoramiento 0.05 m de solado. En los casos donde el espesor del relleno supere los 0.90 m, no será necesario aplicar este mejoramiento.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Locales y baños	11.80	13.60	0.25	2.05

Tabla 45. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

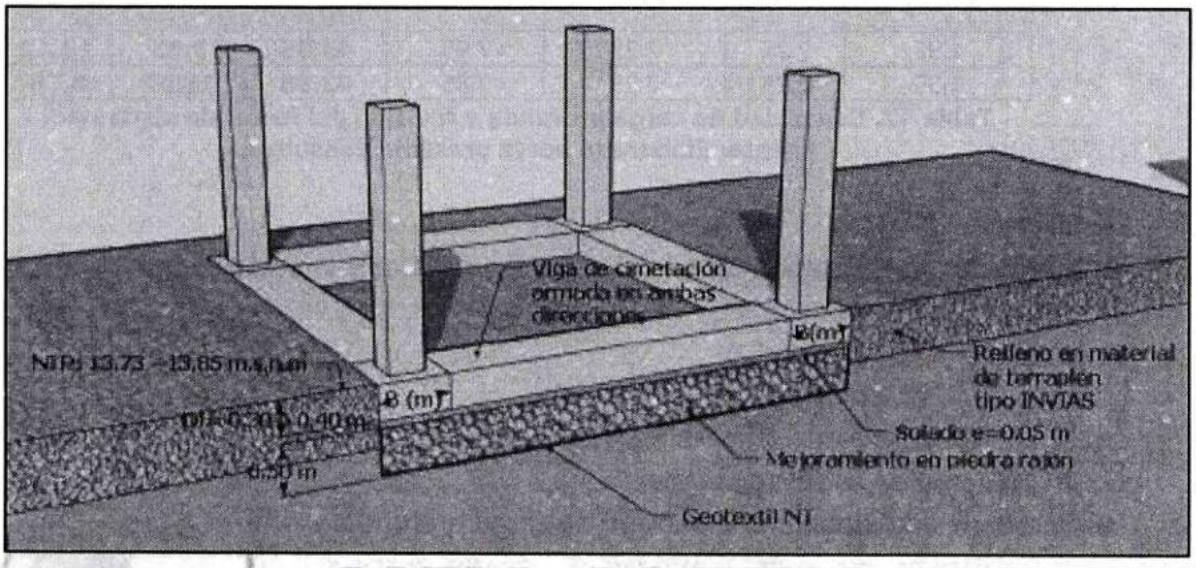


Figura 29. Esquema de cimentación.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.4.3. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Mejoramiento (m)	Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.50	0.30	0.30	6.00	**97.65**	175.76
0.50	0.40	0.40	6.00	**110.54**	265.31

Tabla 46. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3 inciso b, y debido al espesor de material de relleno, el estrato de condiciones inferiores ahora se encuentra a 2.25 m de profundidad. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
1.95	2.25	2.25	7.95	**43.95**	**9.83**	**13.42**
1.85	2.25	2.25	7.85	**43.98**	**15.02**	**8.78**

Tabla 47. Capacidad de carga profunda y revisión del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
qa2: Capacidad de carga admisible en el estrato de condiciones inferiores.
Δq: Incremento de esfuerzo vertical.
FS: Factor de seguridad por capacidad de carga profunda.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.4.4. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Y se estiman para la capacidad de carga de cada cimiento. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.30	0.30	6.00	1.81	17.56	**19.37**
0.40	0.40	6.00	2.56	30.06	**32.62**

Tabla 48. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.

Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10.

8.4.5. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
0.30	0.30	6.00	19.37	97.65	**5040**
0.40	0.40	6.00	32.62	110.54	**3389**

Tabla 49. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.5. Cimentación para cerramiento de pista de patinaje.

Se recomienda el uso de vigas de cimentación.

8.5.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán cálculos para anchos de cimientos de 0.30 y 0.40 m. y para 6.00 m de longitud.

8.5.2. Profundidad de apoyo.

Se analiza una profundidad de desplante de 0.50 m, medida desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto. En este caso, debido a que se

requiere una pendiente del 1% para el drenaje, las cotas varían a lo largo de la estructura de la pista. A continuación, se procede a analizar los rellenos en la estructura.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Cerramiento para pista de patinaje	12.00	13.20	0.80 aprox.	2.00 aprox.

Tabla 50. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Debido a que el espesor de relleno mínimo es igual a 0.80 m, garantizando por debajo del cimiento 0.50 m del mismo no se requiere del uso de mejoramiento.

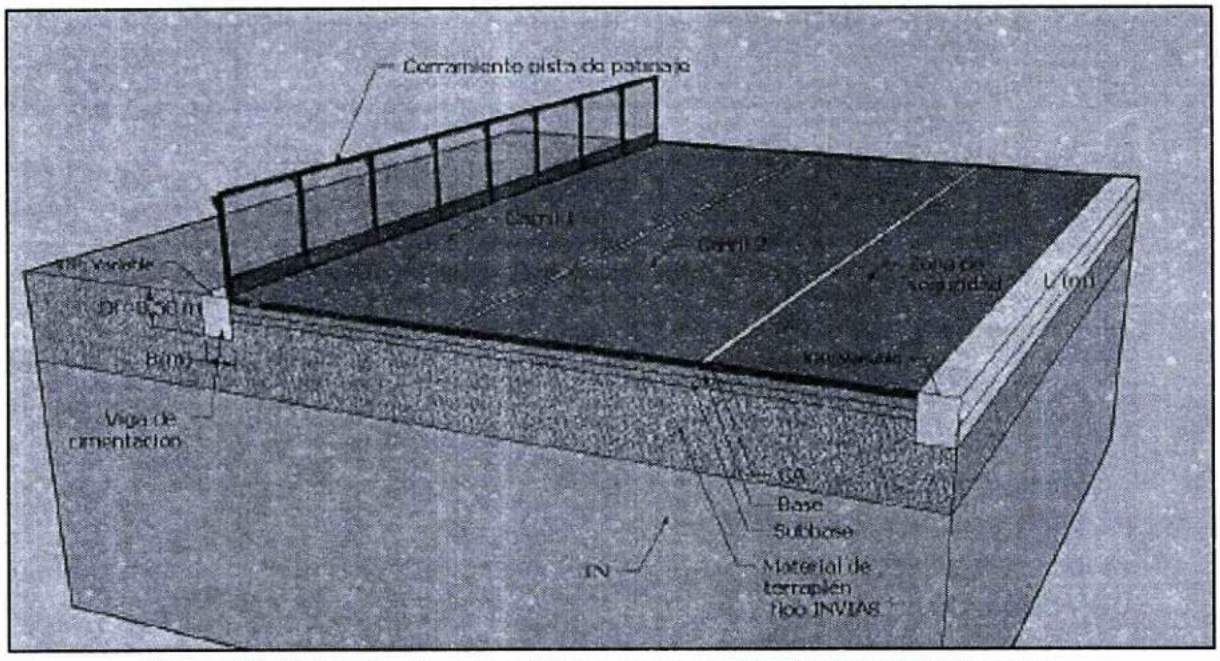


Figura 30. Esquema de cimentación. Cerramiento de la pista de patinaje.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.5.3. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m²)	Carga P (kN)
0.50	0.30	6.00	**93.85**	168.94
0.50	0.40	6.00	**99.04**	237.70

Tabla 51. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3 inciso b y debido al espesor de material de relleno, el estrato de condiciones inferiores ahora se encuentra a 3.00 m de profundidad. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m²)	Δq (kN/m²)	FS
2.50	3.00	2.80	8.50	**46.45**	**7.10**	**19.63**
2.50	3.00	2.90	8.50	**46.33**	**9.64**	**14.41**

Tabla 52. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
qa2: Capacidad de carga admisible en el estrato de condiciones inferiores.
Δq: Incremento de esfuerzo vertical.
FS: Factor de seguridad por capacidad de carga profunda.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.5.4. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Y se estiman para la capacidad de carga de cada cimiento. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.50	0.30	6.00	1.47	15.44	**16.91**
0.50	0.40	6.00	2.12	26.69	**28.81**

Tabla 53. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.5.5. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m²)	K (kN/m².m)
0.50	0.30	6.00	16.91	93.85	**5551**
0.50	0.40	6.00	28.81	99.04	**3438**

Tabla 54. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.

137/12

qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.6. Cimentación para cerramiento perimetral y circuito canino.

Se recomienda el uso de vigas de cimentación.

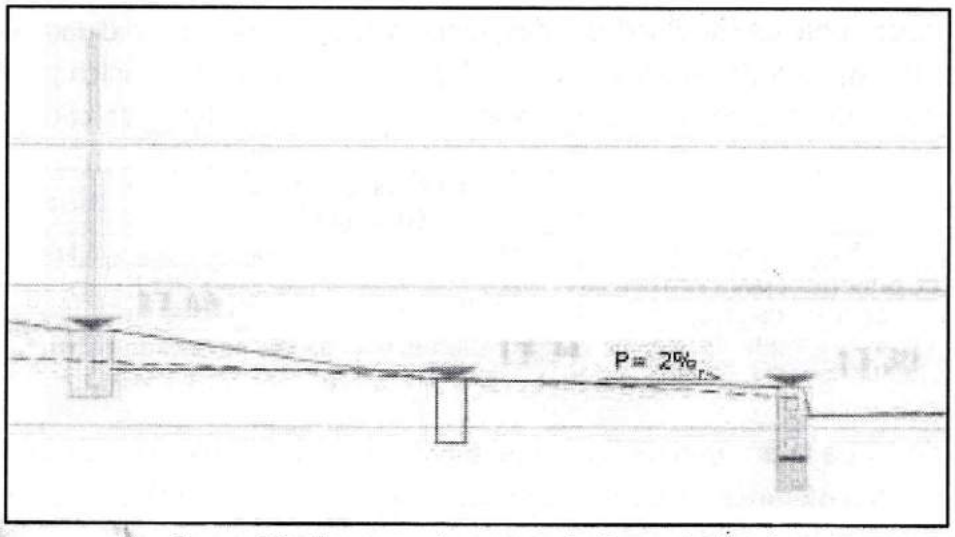


Figura 31. Esquema de cerramiento perimetral.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

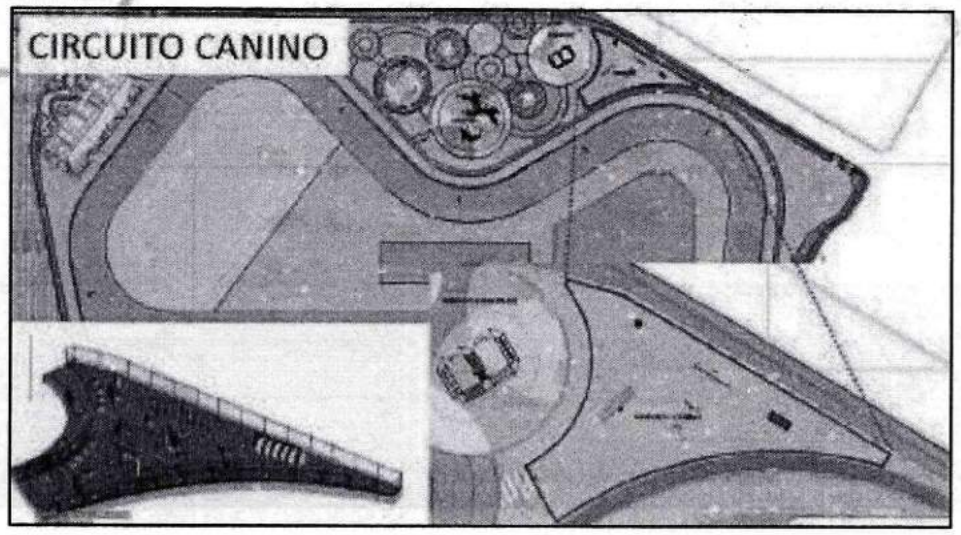


Figura 32. Esquema de cimentación. Cerramiento del circuito canino.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.6.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán cálculos para anchos de cimientos de 0.30 y 0.40 m. y para 6.00 m de longitud.

8.6.2. Profundidad de apoyo.

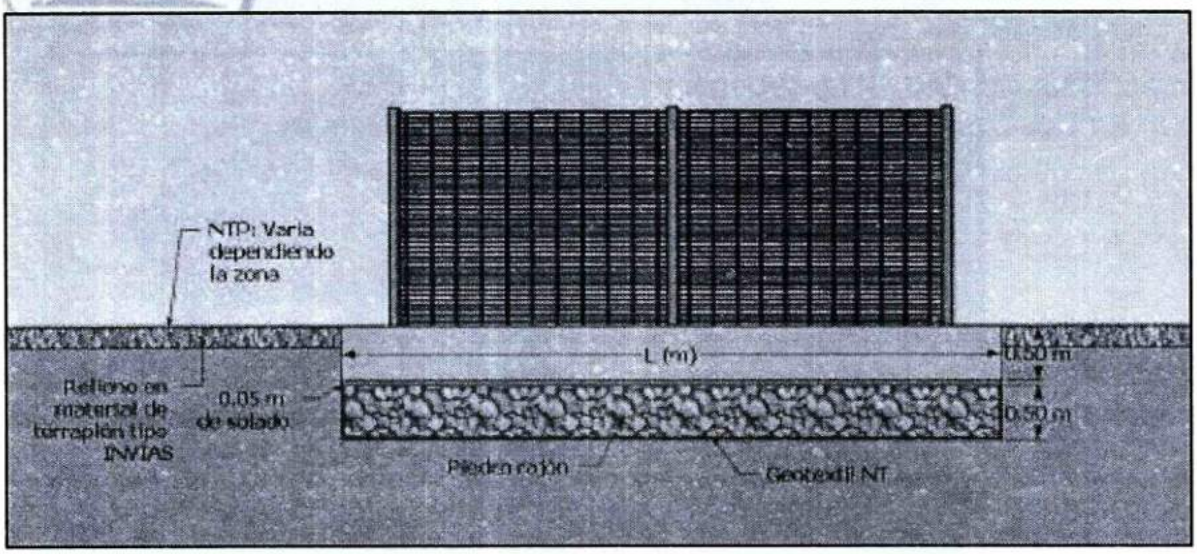
Se analiza una profundidad de desplante a 0.50 m de profundidad medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto, que varía dependiendo de la zona. A continuación, se analiza los rellenos en cada estructura:

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Cerramiento perimetral y circuito canino	13.20	14.00	0.20	1.00

Tabla 55. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Debido a que la profundidad de desplante supera el espesor del relleno, se recomienda el uso de un mejoramiento correspondiente a 0.50 m el cual se debe realizar en piedra rajón con geotextil no tejido.

PABLO CASTILLA NEGRETE



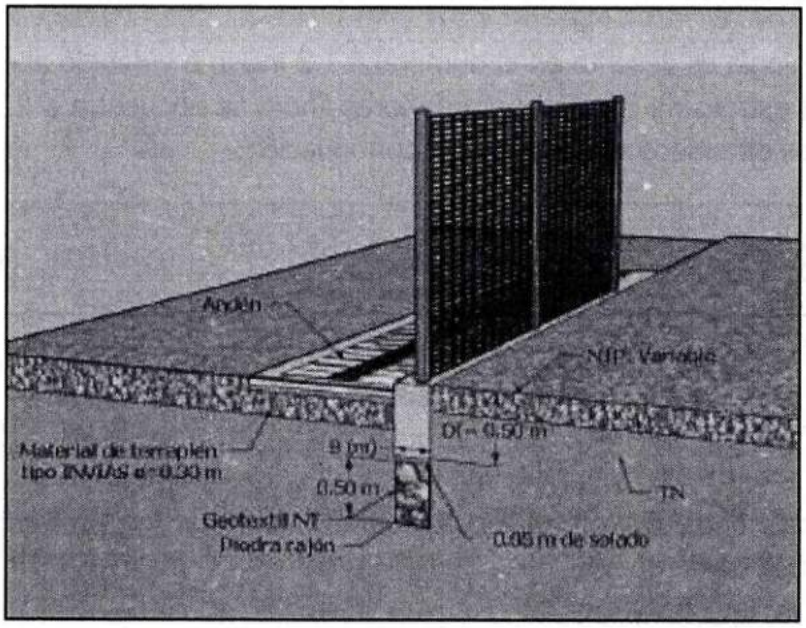


Figura 33. Esquema de cimentación. Cerramiento perimetral.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.6.3. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.50	0.30	6.00	**107.70**	193.87
0.50	0.40	6.00	**104.02**	249.65

Tabla 56. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3 inciso b y debido al espesor de material de relleno, el estrato de condiciones inferiores ahora se encuentra a 2.20 m de profundidad. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
1.70	2.20	2.00	7.70	**44.23**	**12.59**	**10.54**
1.70	2.20	2.10	7.70	**44.04**	**15.44**	**8.56**

Tabla 57. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
qa2: Capacidad de carga admisible en el estrato de condiciones inferiores.
Δq: Incremento de esfuerzo vertical.
FS: Factor de seguridad por capacidad de carga profunda.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.6.4. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Y se estiman para la capacidad de carga de cada cimiento. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.50	0.30	6.00	1.36	14.82	**16.17**
0.50	0.40	6.00	1.77	24.38	**26.15**

Tabla 58. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.

L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10

8.6.5. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
0.50	0.30	6.00	**16.17**	107.70	**6660**
0.50	0.40	6.00	**26.15**	104.02	**3978**

Tabla 59. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.7. Cimentación para cerramiento en muro con bloque estructural.

Se recomienda el uso de cimientos corridos con pilotes de anclaje.

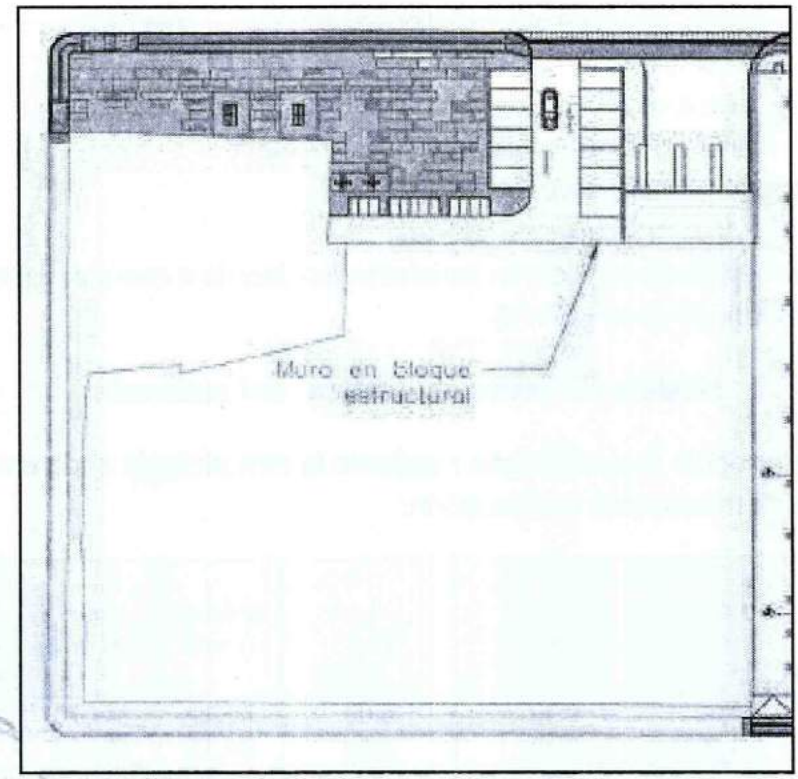


Figura 34. Vista en planta de cerramiento en bloque estructural.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.7.1. Dimensión de los cimientos.

Se realiza el análisis para hallar la capacidad de carga considerando cimientos corridos, realizando una sensibilización numérica de la capacidad de carga con base en la geometría de la cimentación, para ello se harán cálculos variando el ancho del cimiento cada 0.05 m, para valores comprendidos entre 0.30 y 0.40 m, y para 6.00 m de longitud.

8.7.2. Profundidad de apoyo.

Los cimientos corridos serán desplantados entre 0.30 y 0.40 m de profundidad, anclados al terreno natural utilizando pilotes preexcavados, analizando pilotes de 0.30 y 0.40 m de diámetro y 2.00 m de longitud. Se analiza la profundidad de desplante medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico el cual es variable debido a las pendientes estipuladas para el drenaje de aguas superficiales.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Cerramiento perimetral en bloque estructural	13.80	14.00	0.20	0.40

Tabla 60. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

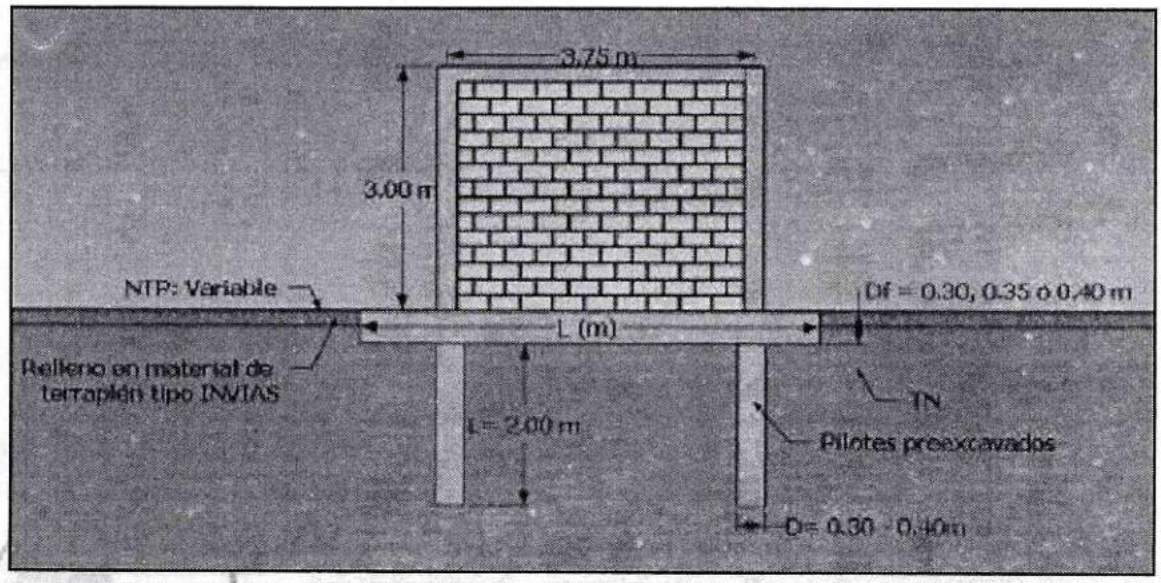


Figura 35. Esquema de cimentación. Cerramiento en bloque estructural.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

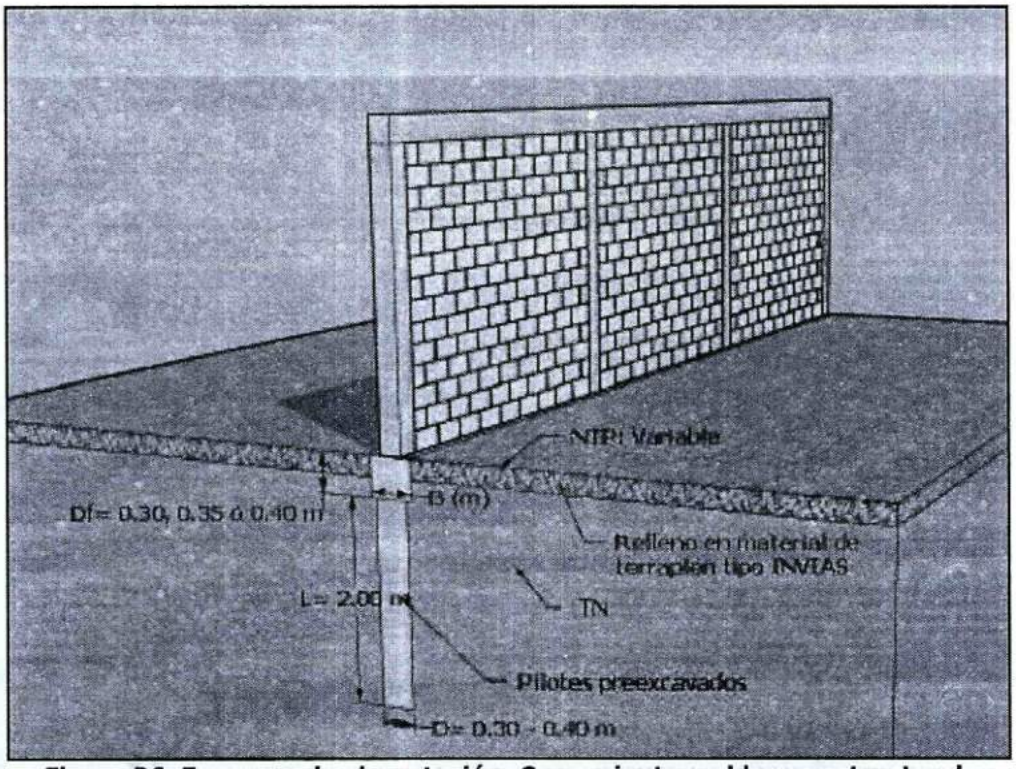


Figura 36. Esquema de cimentación. Cerramiento en bloque estructural.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.7.3. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante.

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso a, los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.30	0.30	6.00	**103.91**	187.04
0.35	0.35	6.00	**104.19**	218.80
0.40	0.40	6.00	**104.47**	250.72

Tabla 61. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3 inciso b. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
1.70	2.00	2.00	7.70	**43.20**	**12.15**	**10.67**
1.65	2.00	2.00	7.65	**43.21**	**14.30**	**9.07**
1.60	2.00	2.00	7.60	**43.23**	**16.49**	**7.86**

Tabla 62. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Z: Diferencia entre la profundidad del estrato a analizar y la profundidad de desplante.
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho de la cimentación.
L: Largo de la cimentación.
qa2: Capacidad de carga admisible en el estrato de condiciones inferiores.
Δq: Incremento de esfuerzo vertical.
FS: Factor de seguridad por capacidad de carga profunda.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.7.4. Asentamientos.

La metodología es descrita en el numeral 6.1.4, los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.30	0.30	6.00	1.31	13.75	**15.06**
0.35	0.35	6.00	1.55	14.94	**16.49**
0.40	0.40	6.00	1.80	16.05	**17.84**

Tabla 63. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

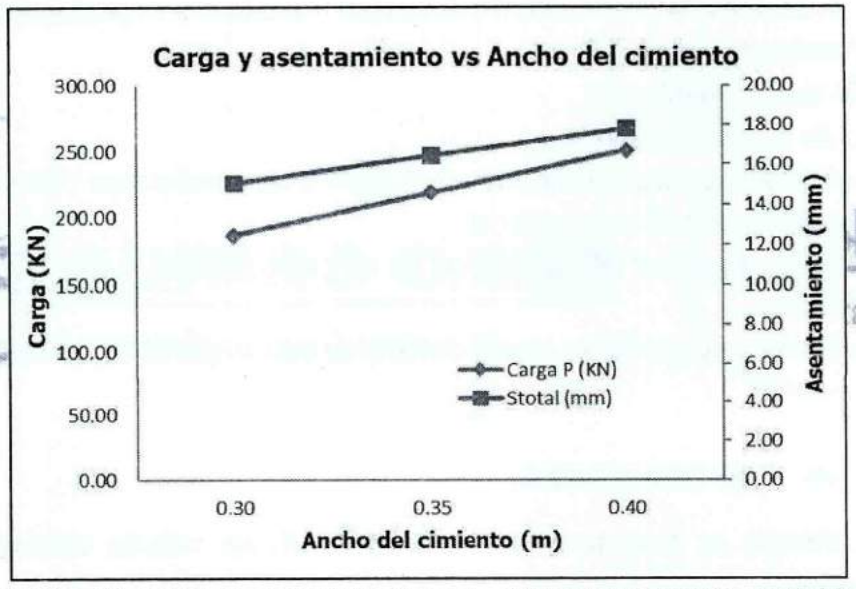
Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.

B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10, es decir, 150 mm para construcciones entre medianeros siempre y cuando no se afecten las construcciones vecinas.

8.7.5. Comportamiento P (carga) vs St (Asentamiento).

En la siguiente gráfica se representa el comportamiento de las cargas y los asentamientos para los cimientos, según su geometría.



Gráfica 26. Carga y asentamiento para cimientos de ancho variable.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.7.6. Pilotes de anclaje.

a) Capacidad de carga vertical pilotes.

Para este análisis se considera que los pilotes transfieren la carga mediante el mecanismo de fricción lateral.

La capacidad de carga admisible es calculada para pilotes actuando por fricción, por el método (α) para suelos de grano fino saturados y por el método beta (β) para el resto de los suelos, empleando un factor de seguridad de 2.00.

Método α, aplica para suelos arcillosos blandos y saturados, es decir, normalmente consolidados. La formulación del método se resume así:

$$\mathbf{Qs = \pi d\left(\frac{K}{ko}\right)\int_0^L \alpha(z) * Su(z) * dz}\ \boldsymbol{Método\ \alpha}$$

Dónde:
d: Diámetro del pilote.
K/ko: Factor de tierra, depende del método constructivo, y se considera una magnitud de 0.70 para pilotes preexcavados.
α: Factor de cohesión, el cual se calcula como el cociente entre Ca (adherencia) y Su (Cohesión).
Su: Cohesión.
Z: Profundidad.

Pilotes de diámetro igual a 0.30 m				
Cota	**α/β**	**Qsi (kN)**	**Qsu (kN)**	**Qsa (kN)**
1.00	0.63	2.40	2.40	1.20
2.00	0.86	8.65	11.05	5.53
2.30	0.86	2.95	14.00	7.00
TOTAL				**7.00**

Tabla 64. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Cota: Nivel de análisis, medido respecto al nivel de terreno natural.
α/β: Coeficientes que varía según la cohesión y la fricción.
Qsi (kN): Capacidad de carga última.
Qsu (kN): Capacidad de carga última acumulada del pilote.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

La capacidad de carga admisible neta por fricción del pilote de 0.30 m de diámetro y 2.00 m de longitud es de 7.00 kN. Llevando a cabo el mismo procedimiento se obtiene el valor de capacidad de carga para el pilote de 0.40 m de lado:

Capacidad de carga por fricción		
Diámetro (m)	0.30	0.40
Longitud (m)	2.00	2.00
Qsa (kN)	**7.00**	**9.34**

Tabla 65. Capacidad de carga por fricción.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

La capacidad de carga por fricción de los pilotes es igual a la capacidad de carga total de los mismos.

b) Asentamiento del pilote individual.

Este asentamiento se estima para pilotes actuando por fricción, como la suma del acortamiento elástico por el material del pilote y por carga por fricción:

$$Se = Se_{(1)} + Se_{(2)} + Se_{(3)}$$

Dónde:
Se: Asentamiento total elástico del pilote.
Se $_{(1)}$: Asentamiento del fuste del pilote.
Se $_{(2)}$: Asentamiento causado por la carga por punta. En este caso este valor es igual a 0.
Se $_{(3)}$: Asentamiento causado por la carga por fricción.

- Determinación de Se $_{(1)}$:

$$Se_{(1)} = \frac{(Qwp + \xi Qws)L}{ApEp}$$

Dónde:
Qwp: Carga por punta.
Qws: Carga por fricción.
Ap: Área de la sección transversal del pilote.
L: Longitud del pilote.
Ep: Modulo de elasticidad del material del pilote.

- Determinación de Se (2):

$$Se_{(2)} = \frac{QwpD}{Es}(1 - \mu^2)Iwp$$

Dónde:
Qwp: Carga por punta.

D: diámetro del pilote.
Es: Modulo de elasticidad del suelo.
μ: Relación de Poisson del suelo.
Iwp: Factor de fluencia = 0.85.

- Determinación de Se (3):

$$Se_{(3)} = \left(\frac{Qws}{pL}\right)\frac{D}{Es}(1-\mu^2)Iws$$

Dónde:
p: Perímetro del pilote.
L: Longitud del pilote.
Iws: Factor de influencia.

$$Iws = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}$$

Los parámetros y resultados obtenidos se muestran a continuación:

Diámetro (m)	0.30	0.40
$S_{e\,(1)}$ (mm)	0.01	0.01
$S_{e\,(2)}$ (mm)	0.00	0.00
$S_{e\,(3)}$ (mm)	0.25	0.32
Se (T) (mm)	**0.26**	**0.33**

Tabla 66. Asentamientos individuales.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
$S_{e\,(1)}$: Asentamiento debido al acortamiento elástico del material del pilote.
$S_{e\,(2)}$: Asentamiento por carga por punta.
$S_{e\,(3)}$: Asentamiento por carga por fricción.
$S_{e\,(T)}$: Asentamiento total.

Los asentamientos se encuentran dentro de los límites tolerables de acuerdo con los requerimientos de transmisión de carga.

A continuación, se procede a hacer la revisión de la fuerza pasiva actuante sobre ellos.

$$P_p = \frac{1}{2}\gamma KpH^2$$

Dónde:
P_p= presión en estado pasivo.
γ= peso específico del suelo.

$$K_p = Tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Los resultados obtenidos se presentan a continuación:

γ (kN/m³)	17.53
ϕ	0
H (m)	2.00
Kp	1.00
Pp (kN/m)	**35.05**

Tabla 67. Resultados presión pasiva de tierra.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

La presión pasiva del suelo sobre el ancla proyectada es de 35.05 kN/m.

8.7.7. Módulo de reacción del subsuelo.

Los módulos de reacción vertical y horizontal del subsuelo se presentan a continuación:

Profundidad (m)	Kv (kN/m3)	Kh (kN/m3)
1.00	8793	5862
2.00	4575	3050
3.00	4575	3050
3.50	12250	8167

Tabla 68. Módulo de reacción del suelo en función de la longitud del pilote.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.8. Cimentación para juegos infantiles.

Las estructuras de juegos infantiles se muestran en la siguiente figura:

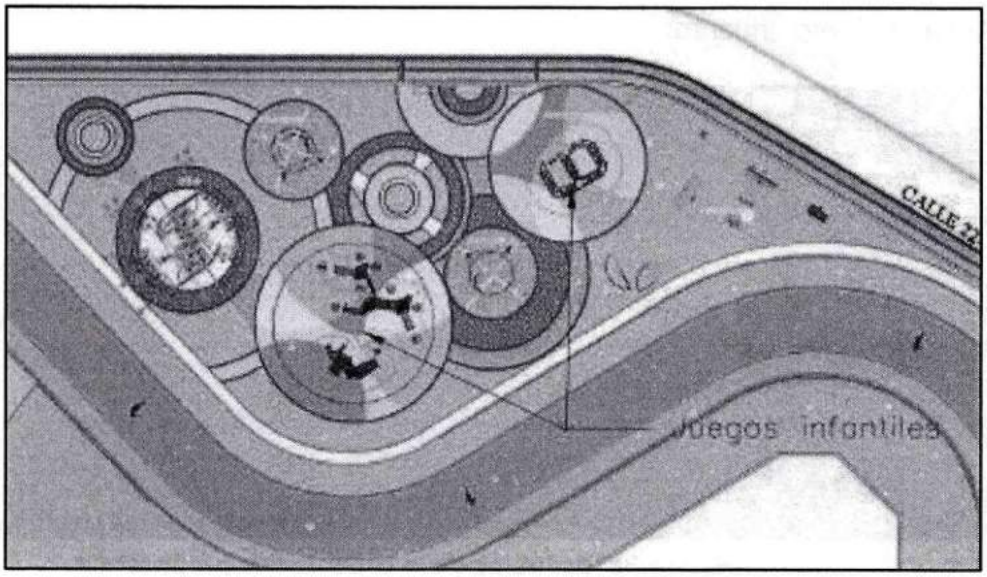


Figura 37. Planta juegos infantiles.
Fuente: Suministrada por el solicitante.

Se recomienda transmitir las cargas a través de una losa de cimentación.

8.8.1. Dimensión de los cimientos.

Las dimensiones de los cimientos son tomadas del plano suministrado por el solicitante y se resumen en la siguiente tabla:

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Forma	B (m)	L (m)
Rectangular	6.00	7.00
Circular	15.40	15.40

Tabla 69. Dimensiones de los cimientos.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.8.2. Profundidad de apoyo.

Se realiza el análisis para losas de cimentación desplantadas a 0.10 m medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto. El nivel de la cota mínima alcanzada es de 13.73 m.s.n.m. El relleno tendrá un espesor variable de acuerdo con la topografía de la zona.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	Min.	Máx.	Min.	Máx.
Juegos infantiles	11.80	12.80	1.00 aprox.	2.00 aprox.

Tabla 70. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Debido a que el espesor de relleno es significativo (mínimo de 1.00 m), servirá como material de mejoramiento.

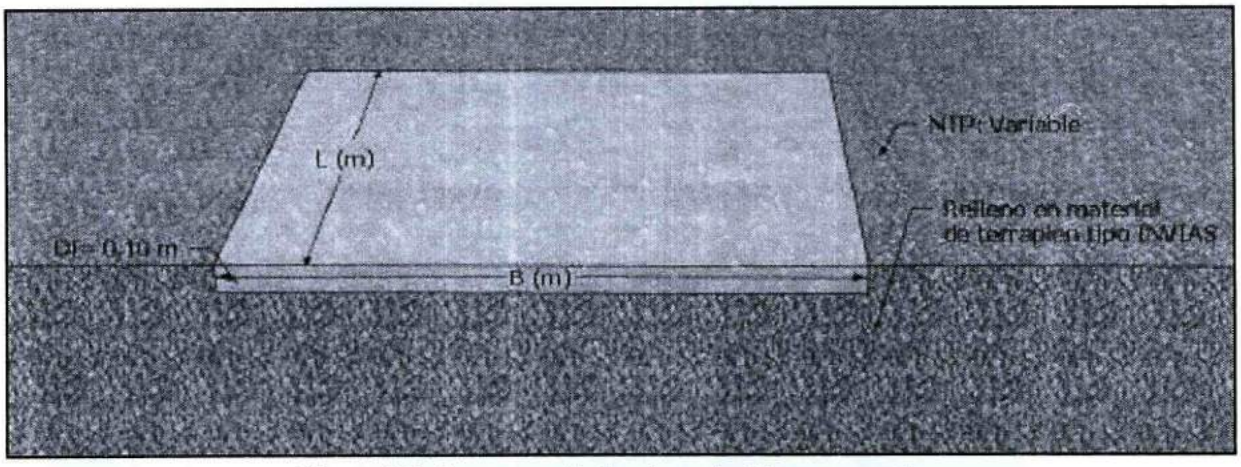


Figura 38. Esquema de la cimentación propuesta.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.8.3. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.10	6.00	7.00	**99.62**	4184.02
0.10	15.40	15.40	**100.81**	23907.67

Tabla 71. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda:

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso b y debido al espesor de material de relleno, el estrato de

condiciones inferiores ahora se encuentra a 3.00 m de profundidad. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
2.90	3.00	8.90	9.90	**44.23**	**4.77**	**27.84**
2.90	3.00	18.30	18.30	**42.54**	**7.08**	**18.02**

Tabla 72. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.8.4. Asentamientos.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.4. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.10	6.00	7.00	1.43	18.68	**20.11**
0.10	15.40	15.40	0.88	25.26	**26.14**

Tabla 73. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que es inferior al valor máximo permisible.

8.8.5. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
0.10	6.00	7.00	**20.11**	10.00	**2011**
0.10	15.40	15.40	**26.14**	10.00	**2614**

Tabla 74. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.9. Cimentación para área de calentamiento.

La estructura por construir para el área de calentamiento se recomienda transmitir las cargas a través de losas de cimentación.

8.9.1. Dimensión de los cimientos.

El análisis se realizará para una losa irregular de 32.00 m de ancho x 60.00 m de largo, aproximadamente.

146/R

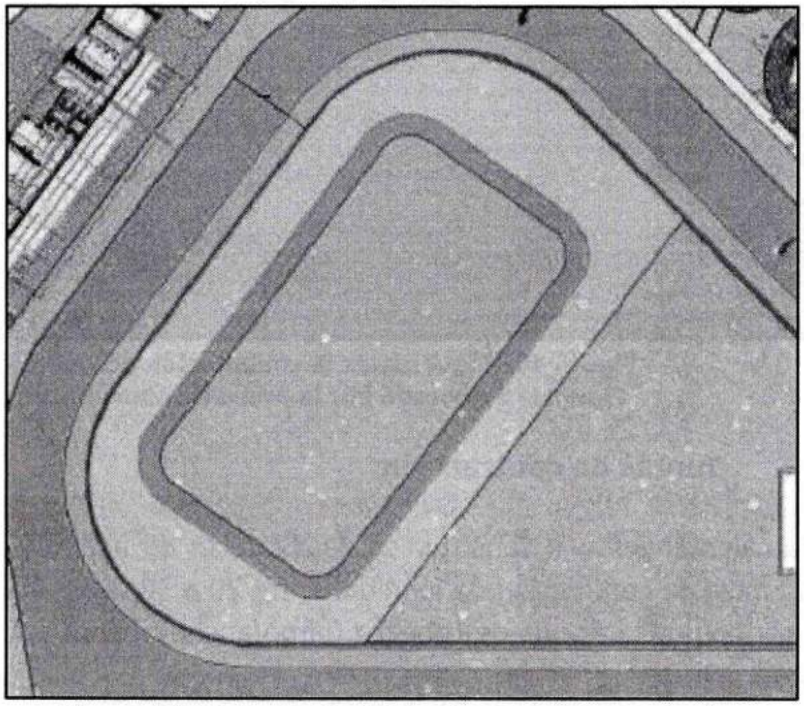


Figura 39. Vista en planta de área de calentamiento.
Fuente: Plano suministrado por el contratante.

8.9.2. Profundidad de apoyo.

Se realiza el análisis para losas de cimentación desplantadas a 0.10 m medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto, el cual oscila entre 13.61 y 13.80 m.s.n.m. Este relleno tendrá un espesor variable de acuerdo con la topografía de la zona.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Área de calentamiento	11.80	13.00	0.60 aprox	2.00 aprox

Tabla 75. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Debido a que el espesor de relleno es significativo (mínimo 0.60 m), este servirá como material de mejoramiento.

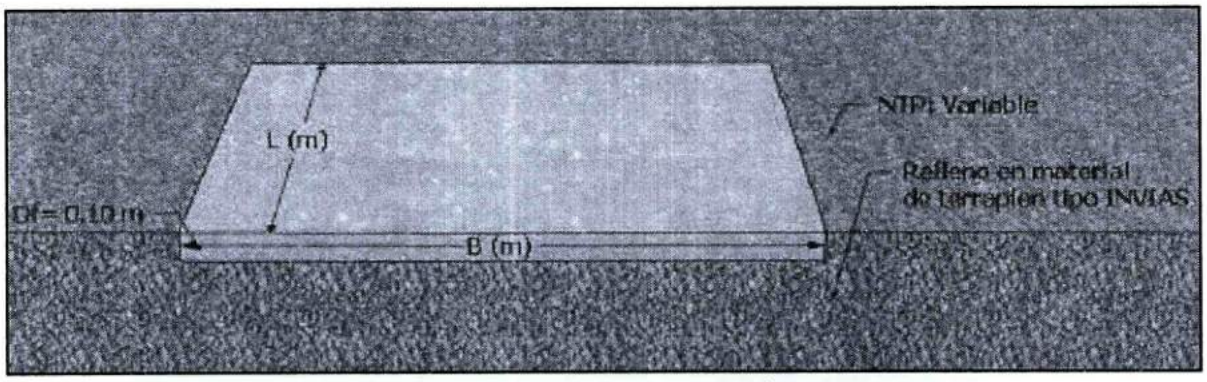


Figura 40. Esquema de la cimentación propuesta.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.9.3. Juntas de contracción.

El área de calentamiento a construir es de 32.00 m de ancho y 50.00 m de largo, se realizarán juntas de contracción de longitud entre 20 a 30 veces el espesor de la losa y se debe cumplir con una relación de esbeltez (largo/ancho) menor a 1.25.

e losa (m)	L mínimo (m)	L máximo (m)
0.10	2.00	3.00

Tabla 76. Longitud tentativa de las juntas de contracción.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Con el rango de variación de la longitud de las juntas se plantea lo siguiente:

Lado corto del área de calentamiento 32.00 m: 11 losas de 3.00 m.
Lado largo del área de calentamiento de 60.00 m: 19 losas de 3.00 m.

Como se muestra en la siguiente figura:

147/R

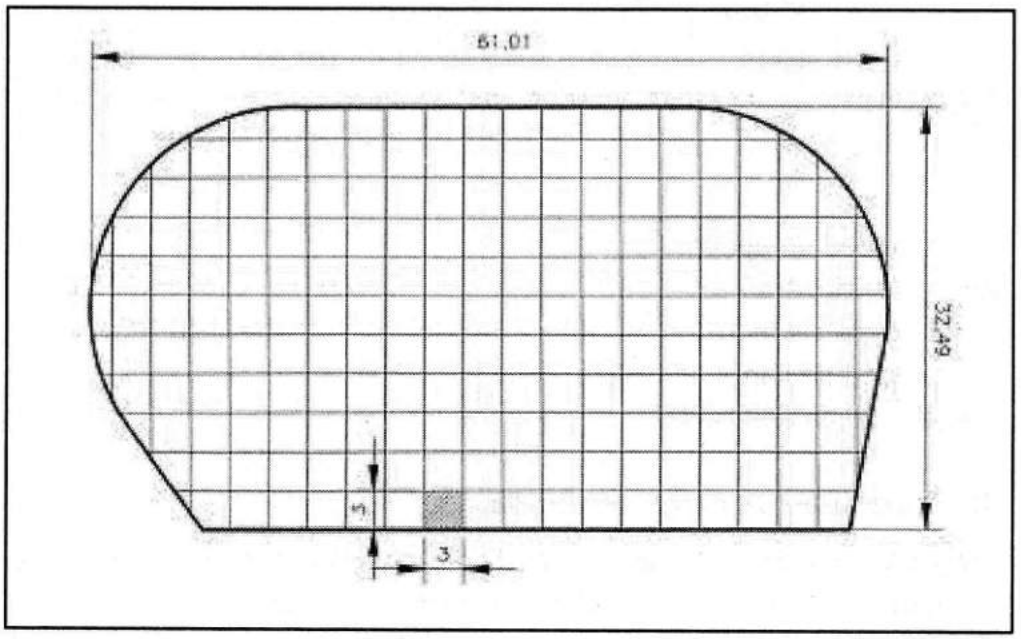


Figura 41. Esquema de las juntas de contracción del pavimento del área de calentamiento. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

De la distribución se obtiene 1 tipo de losa, al realizar el chequeo de la relación de esbeltez con las dimensiones anteriores se tiene:

$$\mathbf{1:}\ \frac{3.00}{3.00} = 1.00$$

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

La losa cumple con el requisito de la relación de esbeltez.

8.9.4. Junta de expansión.

Se deben construir juntas de expansión de 1.50 cm separadas del borde perimetral del área de calentamiento. Además, se debe emplear bordillo de confinamiento para cambios de material y se ubicará a lo largo del perímetro del área de calentamiento.

8.9.5. Sello de las juntas.

Se debe realizar utilizando un sellante líquido o pastoso.

8.9.6. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Se calcula para las losas tipicas, es decir, losas de 3.00 x 3.00 m. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.10	3.00	3.00	**103.92**	935.26

Tabla 77. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

b) Capacidad de carga profunda:

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso b y debido al espesor de material de relleno, el estrato de condiciones inferiores ahora se encuentra a 2.60 m de profundidad. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
2.50	2.60	5.50	5.50	**45.72**	**2.98**	**46.10**

Tabla 78. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.9.7. Asentamientos.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.4, los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.10	3.00	3.00	0.93	13.92	**14.85**

Tabla 79. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:

Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento se considera satisfactorio debido a que es inferior al valor máximo permisible.

8.9.8. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
0.10	3.00	3.00	14.85	10.00	**673**

Tabla 80. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.10. Cimentación para senderos de trote.

Para la construcción de los senderos de trote se recomienda que la estructura transmita las cargas al terreno mediante losas de cimentación.

8.10.1. Dimensión de los cimientos.

El análisis se realizará para una losa regular de 1.20 m de ancho x 1.20 m de largo.

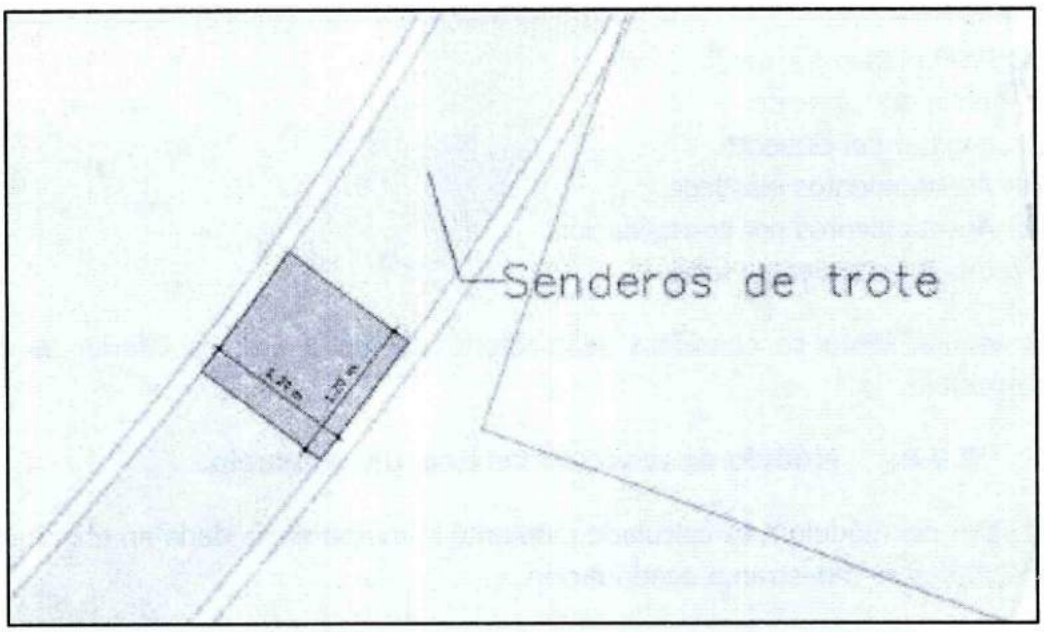


Figura 42. Vista en planta de área de sendero de trote.
Fuente: Plano suministrado por el contratante.

8.10.2. Profundidad de apoyo.

Se realiza el análisis para losas de cimentación desplantadas a 0.10 m medidos desde la superficie del relleno proyectado para alcanzar el nivel arquitectónico propuesto, el cual oscila entre 13.60 y 13.80 m.s.n.m. Este relleno tendrá un espesor variable de acuerdo con la topografía de la zona.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	**Min.**	**Máx.**	**Min.**	**Máx.**
Sendero de trote	11.80	13.20	0.40 aprox	1.80 aprox

Tabla 81. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: *Para efectos de cálculo, se considerará que el relleno actuará como mejoramiento de la subrasante, con un espesor mínimo de 0.30 m.*

149/2

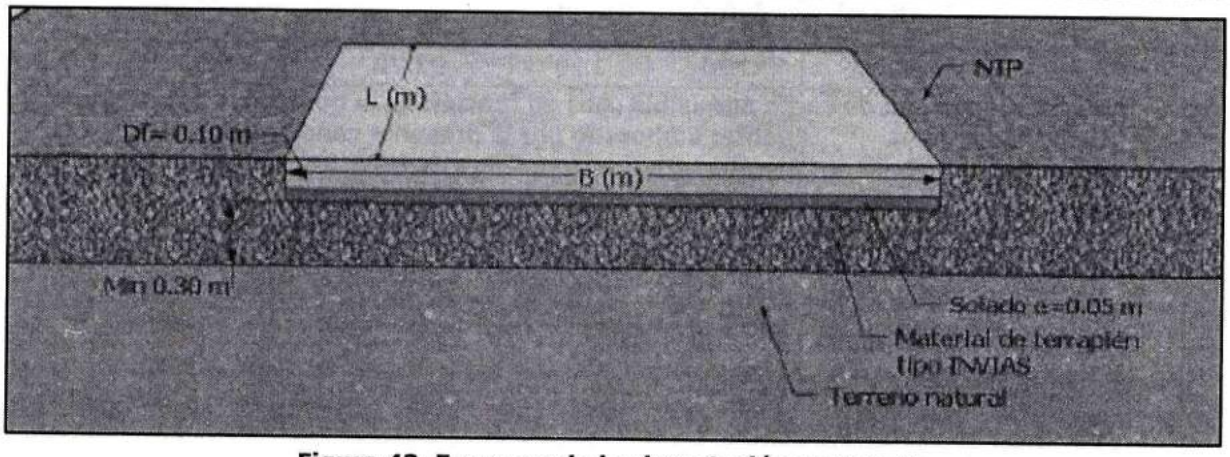


Figura 43. Esquema de la cimentación propuesta.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.10.3. Juntas de contracción.

La metodología es descrita en el numeral 8.9.3. De la distribución se obtiene 1 tipo de losa, al realizar el chequeo de la relación de esbeltez con las dimensiones anteriores se tiene:

$$\mathbf{1:}\ \frac{1.20}{1.20} = 1.00$$

La losa cumple con el requisito de la relación de esbeltez.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.10.4. Junta de expansión.

Se deben construir juntas de expansión separadas del borde perimetral del sendero de trote. Además, se debe emplear bordillo de confinamiento para cambios de material y se ubicará a lo largo del perímetro del sendero de trote.

8.10.5. Sello de las juntas.

Se debe realizar utilizando un sellante líquido o pastoso.

8.10.6. Capacidad de carga.

c) Capacidad de carga a nivel de desplante:

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso a. Se calcula para las losas tipicas, es decir, losas de 1.20 x 1.20 m. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.10	1.20	1.20	**91.70**	132.05

Tabla 82. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

d) Capacidad de carga profunda:

Se estima la capacidad de carga al nivel de desplante utilizando la metodología descrita en el numeral 8.1.3 inciso b y debido al espesor de material de relleno, el estrato de condiciones inferiores ahora se encuentra a 2.00 m de profundidad. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
1.90	2.00	3.10	3.10	**46.61**	**1.50**	**93.32**

Tabla 83. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.10.7. Asentamientos.

La metodología es descrita en el numeral 8.1.4, los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
0.10	1.20	1.20	0.43	11.48	**11.90**

Tabla 84. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:

Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

El asentamiento se considera satisfactorio debido a que es inferior al valor máximo permisible.

8.10.8. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m²)	K (kN/m².m)
0.10	1.20	1.20	11.90	10.00	**840**

Tabla 85. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.11. Cimentación para poste cilíndrico H= 6.00 m.

Considerando la información proporcionada por el solicitante, se realizó el análisis correspondiente para un poste cilíndrico con una altura de 6.00 m. Se recomienda para la construcción del proyecto el uso de cimientos profundos correspondientes a grupos de pilotes preexcavados.

El análisis se realizará para pilotes de 0.30 m de diámetro y 2.00 y 3.00 m de longitud, desplantados 1.00 m desde el nivel de rasante.

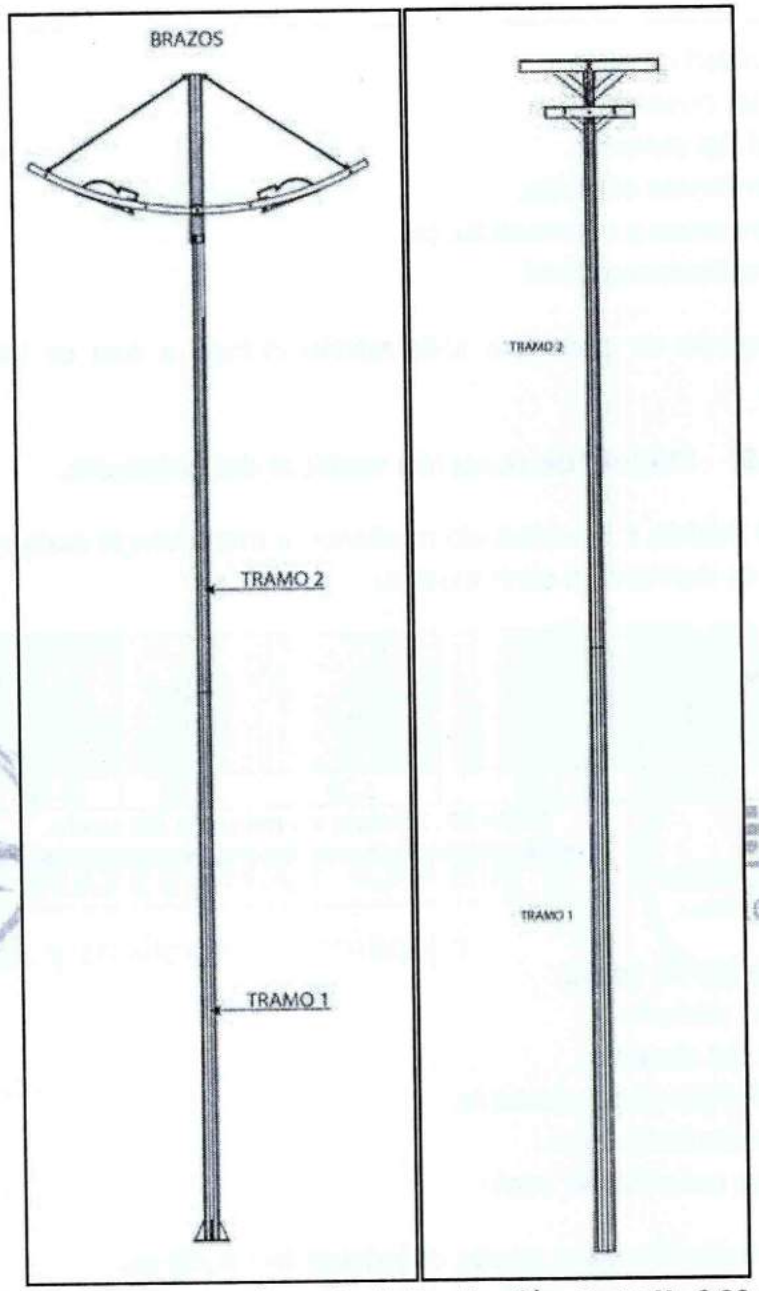


Figura 44. Esquema de poste de iluminación. Poste H=6.00 m.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

8.11.1. Capacidad de carga vertical.

La capacidad de carga admisible es calculada para pilotes actuando por fricción, por el método (α) para suelos de grano fino y el método (β) para suelos de grano grueso, empleando un factor de seguridad de 2.00.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.3.3.

A continuación, se muestran los resultados para los pilotes de 0.30 m de diámetro y 2.00 m de longitud:

Pilote de diámetro igual a 0.30 m				
Cota	**α/β**	**Qsi (kN)**	**Qsu (kN)**	**Qsa (kN)**
2.00	0.84	10.62	10.62	5.31
3.00	0.30	5.11	15.73	7.87
TOTAL				**7.87**

Tabla 86. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para los pilotes de 0.30 m de diámetro.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
α/β: Coeficientes que varía según la cohesión y el ángulo de fricción.
Qsi neta (kN): Capacidad de carga última.
Qsu neta (kN): Capacidad de carga última acumulada del pilote.
Qsa neta (kN): Capacidad de carga admisible del pilote.

La capacidad de carga por fricción de los pilotes de 0.30 m de diámetro y 2.00 m de longitud es igual a 7.87 kN. Siguiendo la misma metodología para la capacidad de carga de la los pilotes de 3.00 m de longitud, se obtiene que:

Capacidad de carga por fricción		
Diámetro (m)	0.30	0.30
Longitud (m)	2.00	3.00
Qsa (kN)	**7.87**	**12.08**

Tabla 87. Capacidad de carga por fricción.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

8.11.2. Capacidad de carga total de los pilotes.

La capacidad de carga total se calcula como el total de la capacidad de carga admisible por fricción, los valores obtenidos se muestran a continuación:

Capacidad de carga total		
D (m)	0.30	0.30
Qsa (kN)	7.87	12.08
Qtotal (kN)	**7.87**	**12.08**

Tabla 88. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga total individual de los pilotes.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
D (m): Diámetro del pilote.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible del pilote por fricción.
Q neta total (kN): Capacidad de carga admisible total del pilote.

8.11.3. Capacidad de carga lateral del pilote.

Para evaluar la capacidad de carga lateral se estiman las condiciones geotécnicas promedio, esto debido a que el perfil está conformado por intercalaciones de suelos cohesivos y friccionantes. En estos casos Peck (1943) propuso que se determine un valor equivalente de la cohesión, en función del ángulo de fricción de los estratos granulares presentes y se obtiene de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$Cprom = \frac{1}{2H}(\gamma_s * K_s * H_s^2 * \tan(\emptyset_s) + (H - H_s)n` * q_u)$$

Dónde:
H: Altura total del corte.
γ_s: Peso específico de la arena.
K_s: Coeficiente de presión lateral de tierra para el estrato de arena (aproximadamente 1.00).
H_s: Altura del estrato de arena.
Φ_s: Ángulo de fricción de la arena.
n`: Coeficiente de falla progresiva (varía de 0.50 y 1.00, valor promedio 0.75).
q_u: Resistencia a la compresión del material fino.
El peso específico promedio de los estratos se expresa como:

$$\gamma_a = \frac{1}{H}(\gamma_s * H_s + (H - H_s)\gamma_c)$$

Dónde:
γ_c: Peso específico saturado del estrato de arcilla.

Los valores de cohesión y peso específico promedio obtenidos se muestran en las tabla siguiente:

Peso específico promedio (kN/m3)	18.65
Cohesión promedio (kN/m2)	21.11

Tabla 89. Cohesión y peso específico promedio del corte de suelo estratificado.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Los pilotes se clasifican de acuerdo con la siguiente igualdad:

$$\text{si} \quad Kr = \frac{Ep * Ip}{Es L^4} < 0.01; \quad \text{Flexibles}$$

Dónde:
Kr: Rigidez relativa.
E_p: Módulo de elasticidad del pilote.
I_p: Momento de inercia del pilote.
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
L: Longitud del pilote.

En caso contrario serán tomados como pilotes rigidos.

Broms (1965) desarrolló una solución simplificada para calcular la resistencia lateral a carga admisible $Q_{(g)adm}$ y la deflexión en la cabeza de la pilote $X_z(z=0)$. El procedimiento de calculo para pilotes en material fino consideradas como flexibles, se muestra a continuación:

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Primero se determina el valor de $Q_{u(g)}$ utilizando la Grafica 27, siendo los valores de entrada:

a) La relación My/CuD^3, donde My es el momento de fluencia del pilote, Cu es la cohesion y D el diámetro.
b) La relación e/D, siendo e la longitud libre del pilote; si e=0 entonces los pilotes son restringidos, si e>0 entonces los pilotes son con cabeza libre.

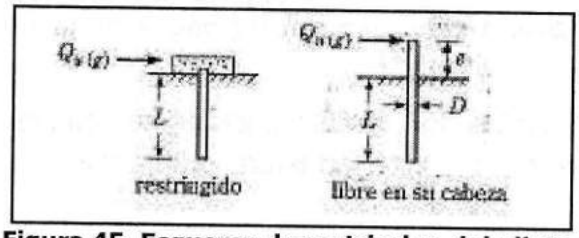
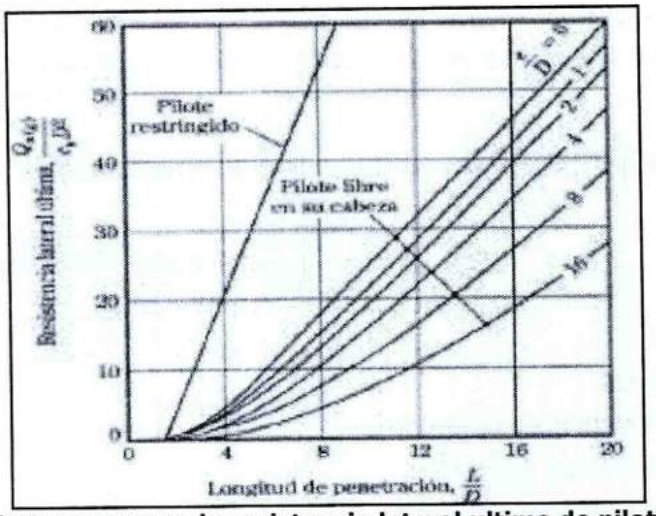
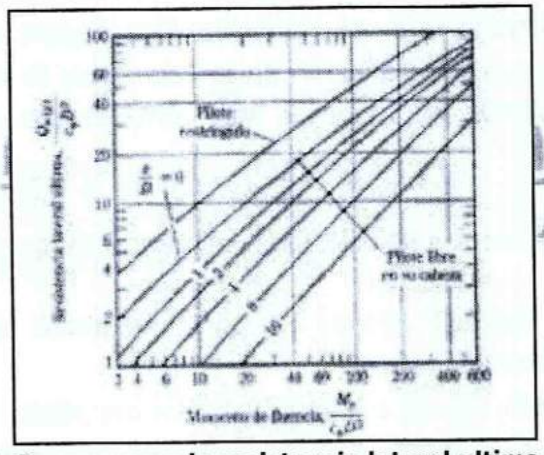


Figura 45. Esquema de restriccion del pilote.
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Thomson Learning.



Gráfica 27. Solución de Broms parea la resistencia lateral ultima de pilotes rigidos en material fino.

Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Thomson Learning.



Gráfica 28. Solución de Broms parea la resistencia lateral ultima de pilotes flexibles en material fino.

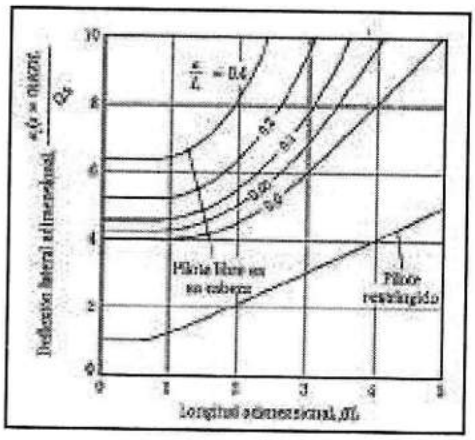
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Thomson Learning.

Con estos valores y utilizando la gráfica anterior, se obtiene la siguiente relación, de la cual despejamos el valor de la resistencia lateral última $Q_{u(g)}$:

$$\frac{Q_{u(g)}}{C_u D^2}$$

Dónde:
Cu: Cohesión del suelo.
D: Diámetro del pilote.

Se procede ahora a la determinación de la deflexión de la cabeza del pilote. $X_z(z=0)$, la cual se obtiene de la siguiente gráfica:



Gráfica 29. Solución de Broms para determinar la deflexión de la cabeza del pilote en material fino.
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Thomson Learning.

Las variables de entrada son:

a) βL; siendo L la longitud del pilote y β igual a:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{KD}{4E_pI_p}}$$

Dónde:
K: Módulo horizontal del suelo, dado en la siguiente tabla.

Resistencia a la compresión simple, qu (KN/m²)	K (KN/m³)
200	10000 - 20000
200 - 800	20000 - 40000
> 800	> 40000

Tabla 90. Intervalo general de valores de K para suelos finos.
Fuente: Braja M. Das, "Fundamentos de ingeniería de cimentaciones", Thomson Learning.

D: Diámetro del pilote.
E_p: Módulo de elasticidad del material del pilote.
I_p: Momento de inercia del pilote.

b) Relacion e/L.

Con estos valores y utilizando la gráfica anterior, se obtiene la siguiente relación, de la cual despejamos el valor de la deflexión de la cabeza de la pilote. $X_z(z=0)$:

$$\frac{Xz(z=0)KDL}{Qg}$$

Donde:
K: Módulo horizontal del suelo.
D: Diámetro del pilote.
L: Longitud del pilote.
Qg: Carga de trabajo.

A continuación, se muestran los resultados obtenidos:

- **Pilote de D= 0.30 y L=2.00 m**

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL DE LOS PILOTES INDIVIDUALES			
Método de Broms			
γ (KN/m3)	18.65		
Cu (KN/m2)	21.11		
D (m)	0.30		
L (m)	2.00		
e (m)	0.00		
Ep (KN/m2)	17872045.71		
Ip (m4)	0.00040		
Py (KN/m2)	21000.00		
Es (KN/m2)	10033		
L4 (m4)	16		
Xr	0.04427	0.01	Rigida
e/D	0.00		
e/L	0.00		
L/D	6.67		
Qu(g)/Cu*D^2	40.00		
Qu(g) (KN)	76.00		
Qg (KN)	19.00		
S (m2)	1.00260		
My (KN-m)	55.67		
Mmax (KN-m)	24.44	< My	OK
β	0.56998		
K	10000.00		
β*L	1.14		
(Xz)z=0(KDL/Qg	1.00		
Xz(z=0) (mm)	3.17		

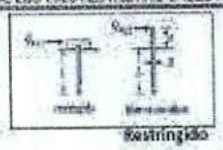


Tabla 91. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de los pilotes preexcavados.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilote de D= 0.30 y L=3.00 m**

CAPACIDAD DE CARGA LATERAL DE PILOTES INDIVIDUALES			
Método de Broms			
γ (kN/m3)	18.63		
Cu (KN/m2)	19.93		
D (m)	0.30		
L (m)	3.00		
e (m)	0.00		
Ep (KN/m2)	2707218.43		
Ip (m4)	0.000040		
Fy (KN/m2)	21000.00		
Es (KN/m2)	10150		
Cd (m4)	81		
Kr	0.002864	3.81	Flexible
e/D	0.00		
e/λ	0.00		
L/D	10.00		
Qu(g)/Cu*D^2	20.00		
Qu(g) (KN)	89.78		
Qg (KN)	22.42		
S (m3)	0.00265		
My (KN-m)	55.67		
Mmax (KN-m)	31.22	< My	OK
β	0.369556		
K	10000.00		
β*L	1.71		
Xz(z=0)/(MOt/Cag	2.00		
Xz(z=0) (mm)	4.08		

Tabla 92. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de los pilotes preexcavados.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:

γ: Peso específico del suelo.
Cu: Cohesion del suelo.
D: Diámetro del pilote.
L: Longitud del pilote.
e: longitud libre del pilote.
E_p: Módulo de elasticidad del pilote.
I_p: Momento de inercia del pilote.
Fy: Esfuerzo de fluencia.
Es: Módulo de elasticidad del suelo.
K_r: Rigidez relativa del pilote.
$Q_{u(g)}$: Carga lateral última.
$Q_{g(adm)}$: Carga lateral admisible.
S: Módulo de sección del pilote.
My: Momento de fluencia del pilote.
$X_z(z=0)$: Deflexión de la cabeza del pilote.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

La capacidad de carga lateral de los pilotes se muestra resumida a continuación:

Capacidad de carga lateral

Diámetro (m)	0.30	0.30
Longitud (m)	2.00	3.00
Qg (kN)	19.00	22.42
Xz(z=0) (mm)	**3.17**	**4.98**

Tabla 93. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de los pilotes preexcavados.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: *La deflexión máxima es estimada para la capacidad de carga obtenida, en caso de tenerse el valor exacto de la carga de trabajo horizontal, esta se debe enviar para hacer los recalculos pertinentes.*

8.11.4. Capacidad de carga admisible del grupo de pilotes.

Para la transmisión de cargas se analizan grupos entre 2 y 4 pilotes individuales, su distribución en el grupo se muestra a continuación:

N	m	n
2	1	2
3	1	3
4	2	2

Tabla 94. Distribución de los pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
m: Número de pilotes localizados en el sentido ancho de la cimentación.
n: Número de pilotes localizados en el sentido largo de la cimentación.

Estos valores de m y n, determinan el Bg y Lg en función del diámetro del pilote:
Bg: Ancho del grupo de pilotes (Dimensión más corta).
Lg: Largo del grupo de pilotes (Dimensión más larga).

$$Ag = Bg * Lg$$

Se determina para el análisis una separación centro a centro de 3 veces el diámetro de los pilotes. Los resultados se muestran a continuación:

- **Pilote de 0.30 m de diámetro y L=2.00 m**

Capacidad de carga grupo de pilotes de diámetro igual a	**0.30**	**m**

N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	0.60	1.50	0.90	0.83	**29.99**
3	1	3	0.60	2.40	1.44	0.83	**44.98**
4	2	2	1.50	1.50	2.25	0.83	**59.98**

Tabla 95. Capacidad de carga del grupo de pilotes de 2.00 m de longitud.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilote de 0.30 m de diámetro y L=3.00 m**

Capacidad de carga grupo de pilotes de diámetro igual a						0.30	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	0.60	1.50	0.90	0.85	**36.97**
3	1	3	0.60	2.40	1.44	0.85	**55.45**
4	2	2	1.50	1.50	2.25	0.85	**73.94**

Tabla 96. Capacidad de carga del grupo de pilotes de 3.00 m de longitud.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.11.5. Asentamientos elásticos de la pilote individual.

Este asentamiento se estima para pilotes actuando por fricción, como la suma del acortamiento elástico por el material de la pilote y por carga por fricción:

$$Se = Se_{(1)} + Se_{(3)}$$

Dónde:
Se: Asentamiento total elástico del pilote.
Se $_{(1)}$: Asentamiento del fuste del pilote.
Se $_{(3)}$: Asentamiento causado por la carga por fricción.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- Determinación de Se$_{(1)}$:

$$Se_{(1)} = \frac{(Qwp + \xi Qws)L}{ApEp}$$

Dónde:
Qwp: Carga por punta.
Qws: Carga por fricción.
Ap: Área de la sección transversal del pilote.
L: Longitud del pilote.
Ep: Modulo de elasticidad del material del pilote.

- Determinación de Se(3):

$$Se_{(3)} = \left(\frac{Qws}{pL}\right)\frac{D}{Es}(1-\mu^2)Iws$$

Dónde:
p: Perímetro del pilote.

L: Longitud del pilote.
Iws: Factor de influencia.

$$Iws = 2 + 0.35\sqrt{\frac{L}{D}}$$

Los parámetros y resultados obtenidos se muestran a continuación:

Diámetro (m)	0.30	0.30
Longitud (m)	2.00	3.00
$S_{e\,(1)}$ (mm)	0.02	0.04
$S_{e\,(3)}$ (mm)	0.29	0.32
Se (T) (mm)	**0.31**	**0.36**

Tabla 97. Asentamientos individuales.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

$S_{e\,(1)}$: Asentamiento debido al acortamiento elástico del material del pilote.
$S_{e\,(3)}$: Asentamiento por carga por fricción.
$S_{e\,(T)}$: Asentamiento total.

Los asentamientos se encuentran dentro de los límites tolerables de acuerdo con los requerimientos de transmisión de carga.

8.11.6. Asentamientos del grupo de pilotes.

- **Asentamientos elastico del grupo de pilotes.**

La metodología es descrita en el numeral 8.3.4, los resultados se muestran a continuación:

Asentamiento total grupo de pilotes D=0.30 m L=2.00 m			
N	**Elásticos Sgp (mm)**	**Consolidación Scg (mm)**	**Totales Sgt (mm)**
2	0.44	15.53	**15.97**
3	0.44	16.17	**16.61**
4	0.70	17.59	**18.28**

Tabla 98. Asentamientos del grupo de pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

156/R

Asentamiento total grupo de pilotes D=0.30 m L=3.00 m			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	0.51	17.70	**18.21**
3	0.51	18.43	**18.94**
4	0.81	17.61	**18.42**

Tabla 99. Asentamientos del grupo de pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los valores de deformación total son inferiores al máximo tolerable para este tipo de cimentaciones 150 mm, de acuerdo con el título H de la NSR-10.

8.11.7. Módulo de reacción horizontal y vertical.

Los módulos de reacción vertical y horizontal del subsuelo en los pilotes se presentan a continuación:

Profundidad (m)	Kv (KN/m3)	Kh (KN/m3)
1.00	6913	4609
2.00	2688	1792
4.00	14000	9333

Tabla 100. Módulos de reacción vertical y horizontal del suelo en los pilotes.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.12. Cimentación para mástiles metálicos de H = 16.00 y 20.00 m.

Considerando la información proporcionada por el solicitante, se realizó el análisis correspondiente para un mástil metálico de altura de 16.00 m y 20.00 m. Se recomienda el uso de cimientos profundos correspondientes a grupos de pilas preexcavadas.

El análisis se realizará para pilas de 0.80, 1.00 y 1.20 m de diámetro y 3.00, 5.00, 7.00 y 10.00 m de longitud, desplantados 1.00 m desde el nivel de rasante.

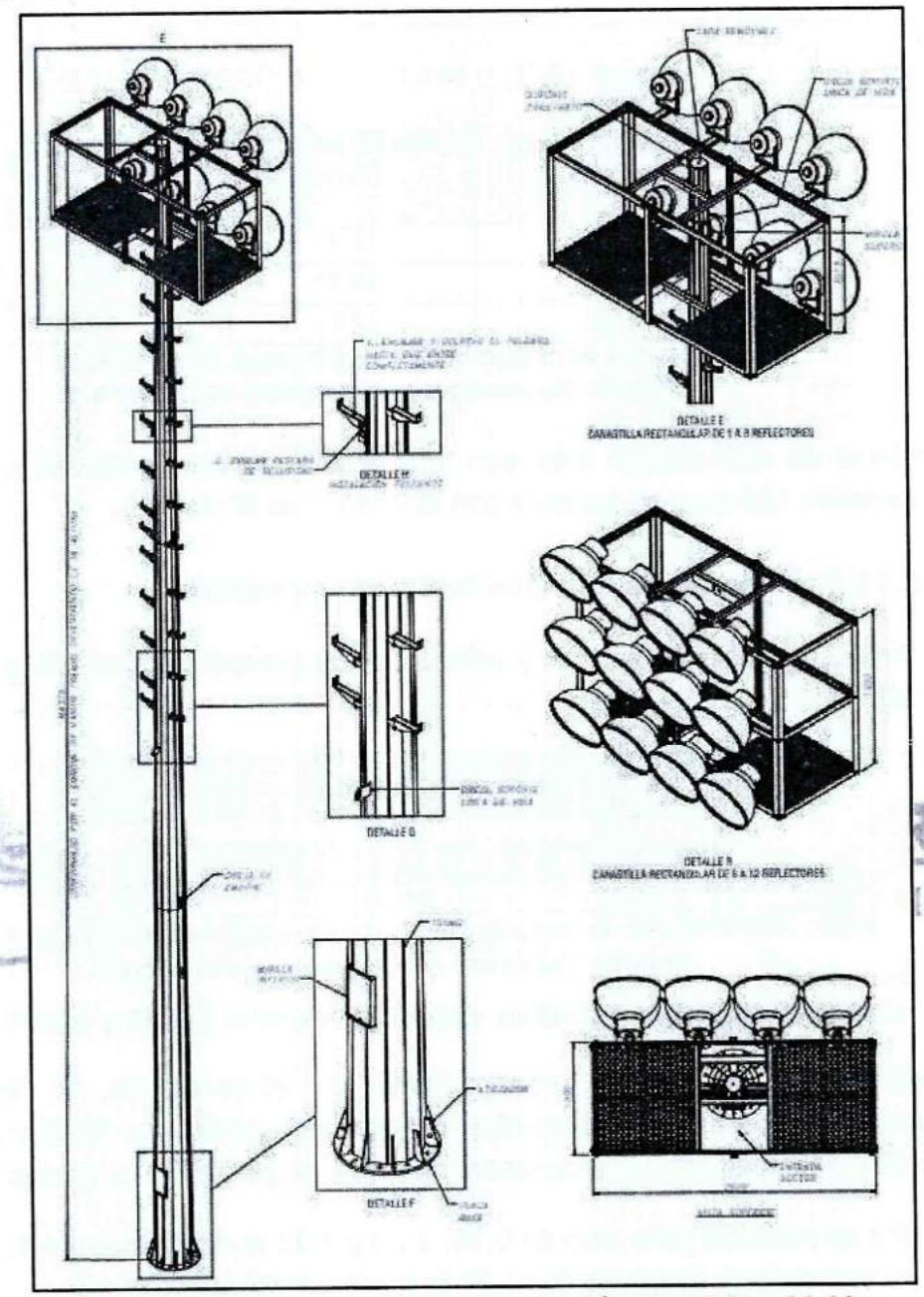


Figura 46. Esquema de mastil de iluminación. H=16.00 y 20.00 m.
Fuente: Suministrado por el solicitante.

8.12.1. Capacidad de carga vertical.

La capacidad de carga admisible es calculada utilizando la metodología descrita en el numeral 8.11.1.

157/12

A continuación, se muestran los resultados para las pilas de 0.80 m de diámetro y 3.00 m de longitud:

Pilas de diámetro igual a 0.80 m				
Cota	**α/β**	**Qsi (kN)**	**Qsu (kN)**	**Qsa (kN)**
2.00	0.84	28.33	28.33	14.17
4.00	0.30	36.11	64.44	32.22
TOTAL				**32.22**

Tabla 101. Resumen de los cálculos para la obtención de la capacidad de carga por fricción para las pilas de 0.80 m de diámetro.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
α/β: Coeficientes que varía según la cohesión y el ángulo de fricción.
Qsi neta (kN): Capacidad de carga última.
Qsu neta (kN): Capacidad de carga última acumulada de la pila
Qsa neta (kN): Capacidad de carga admisible de la pila.

A continuación, se muestran los resultados de la capacidad de carga por fricción de cada configuración de pila:

- **Pilas de diámetro variable, L=3.00 m.**

Capacidad de carga por fricción			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	3.00	3.00	3.00
Qsa (KN)	**32.22**	**40.28**	**48.33**

Tabla 102. Capacidad de carga por fricción.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=5.00 m.**

Capacidad de carga por fricción			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	5.00	5.00	5.00
Qsa (KN)	**61.51**	**76.89**	**92.26**

Tabla 103. Capacidad de carga por fricción.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=7.00 m.**

Capacidad de carga por fricción			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	7.00	7.00	7.00
Qsa (KN)	**138.20**	**172.74**	**207.29**

Tabla 104. Capacidad de carga por fricción.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=10.00 m.**

Capacidad de carga por fricción			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	10.00	10.00	10.00
Qsa (KN)	**228.50**	**285.63**	**342.76**

Tabla 105. Capacidad de carga por fricción.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

8.12.2. Capacidad de carga total de las pilas.

La capacidad de carga total se calcula como el total de la capacidad de carga admisible por fricción, los valores obtenidos se muestran a continuación:

- **Pilas de diámetro variable, L=3.00 m.**

Capacidad de carga total			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	3.00	3.00	3.00
Qsa (KN)	32.22	40.28	48.33
Qpa (kN)	0.00	0.00	0.00
Qtotal (KN)	**32.22**	**40.28**	**48.33**

Tabla 106. Capacidad de carga total.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=5.00 m.**

Capacidad de carga total			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	5.00	5.00	5.00
Qsa (KN)	61.51	76.89	92.26
Qpa (kN)	0.00	0.00	0.00
Qtotal (KN)	**61.51**	**76.89**	**92.26**

Tabla 107. Capacidad de carga total.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=7.00 m.**

Capacidad de carga total			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	7.00	7.00	7.00
Qsa (KN)	138.20	172.74	207.29
Qpa (kN)	0.00	0.00	0.00
Qtotal (KN)	**138.20**	**172.74**	**207.29**

Tabla 108. Capacidad de carga total.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=10.00 m.**

Capacidad de carga total			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	10.00	10.00	10.00
Qsa (KN)	228.50	285.63	342.76
Qpa (kN)	0.00	0.00	0.00
Qtotal (KN)	**228.50**	**285.63**	**342.76**

Tabla 109. Capacidad de carga total.
Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
D (m): Diámetro de la pila.
Qsa (kN): Capacidad de carga admisible de la pila por fricción.
Qpa (kN): Capacidad de carga admisible de la pila por punta.
Q neta total (kN): Capacidad de carga admisible total de la pila.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

8.12.3. Capacidad de carga lateral de la pila.

Para evaluar la capacidad de carga lateral se utiliza la metodologia descrita en el numeral 8.11.3. La capacidad de carga lateral de las pilas se muestra resumida a continuación:

- **Pilas de diámetro variable, L=3.00 m.**

Capacidad de carga lateral			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	3.00	3.00	3.00
Qg (KN)	27.65	28.80	20.74
Xz(z=0) (mm)	**1.15**	**1.06**	**0.58**

Tabla 110. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=5.00 m.**

Capacidad de carga lateral			
Diametro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	5.00	5.00	5.00
Qg (KN)	108.39	148.18	170.71
Xz(z=0) (mm)	**4.88**	**5.04**	**2.85**

Tabla 111. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=7.00 m.**

Capacidad de carga lateral			
Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	7.00	7.00	7.00
Qg (KN)	297.15	348.22	445.72
Xz(z=0) (mm)	**10.61**	**9.45**	**9.55**

Tabla 112. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=10.00 m.**

Capacidad de carga lateral			
Diametro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	10.00	10.00	10.00
Qg (KN)	290.23	453.48	593.65
Xz(z=0) (mm)	**10.16**	**10.43**	**9.89**

Tabla 113. Capacidad de carga última lateral y deflexión de la cabeza de las pilas preexcavadas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Nota: *La deflexión máxima es estimada para la capacidad de carga obtenida, en caso de tenerse el valor exacto de la carga de trabajo horizontal, esta se debe enviar para hacer los recalculos pertinentes.*

8.12.4. Asentamientos elásticos de la pila individual.

Este asentamiento se estima para pilas utilizando la metodología descrita en el numeral 8.11.5.

- **Pilas de diámetro variable, L=3.00 m.**

Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	3.00	3.00	3.00
$S_{e\,(1)}$ (mm)	0.01	0.01	0.00

$S_{e\,(3)}$ (mm)	0.86	1.05	1.23
Se (T) (mm)	**0.87**	**1.05**	**1.24**

Tabla 114. Asentamientos individuales.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=5.00 m.**

Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	5.00	5.00	5.00
$S_{e\,(1)}$ (mm)	0.02	0.02	0.01
$S_{e\,(3)}$ (mm)	0.99	1.19	1.40
Se (T) (mm)	**1.01**	**1.21**	**1.41**

Tabla 115. Asentamientos individuales.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de diámetro variable, L=7.00 m.**

Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	7.00	7.00	7.00
$S_{e\,(1)}$ (mm)	0.06	0.05	0.04
$S_{e\,(3)}$ (mm)	1.15	1.39	1.62
Se (T) (mm)	**1.21**	**1.44**	**1.66**

Tabla 116. Asentamientos individuales.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- **Pilas de diámetro variable, L=10.00 m.**

Diámetro (m)	0.80	1.00	1.20
Longitud (m)	10.00	10.00	10.00
$S_{e\,(1)}$ (mm)	0.15	0.12	0.10
$S_{e\,(3)}$ (mm)	1.36	1.63	1.89
Se (T) (mm)	**1.51**	**1.75**	**1.99**

Tabla 117. Asentamientos individuales.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

$S_{e\,(1)}$: Asentamiento debido al acortamiento elástico del material de la pila.
$S_{e\,(3)}$: Asentamiento por carga por fricción.
$S_{e\,(T)}$: Asentamiento total.

Los asentamientos se encuentran dentro de los límites tolerables de acuerdo con los requerimientos de transmisión de carga.

8.12.5. Capacidad de carga admisible del grupo de pilas.

Para la transmisión de cargas se analizan grupos entre 2 y 4 pilas individuales, su distribución en el grupo se muestra a continuación:

N	m	n
2	1	2
3	1	3
4	2	2

Tabla 118. Distribución de las pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
m: Número de pilas localizados en el sentido ancho de la cimentación.
n: Número de pilas localizados en el sentido largo de la cimentación.

Estos valores de m y n, determinan el Bg y Lg en función del diámetro de la pila:

Bg: Ancho del grupo de pilas (Dimensión más corta).
Lg: Largo del grupo de pilas (Dimensión más larga).

$$Ag = Bg * Lg$$

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Se determina para el análisis una separación centro a centro de 3 veces el diámetro de las pilas. Los resultados se muestran a continuación:

- **Pilas de 3.00 de longitud:**

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						0.80	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	1.60	4.00	6.40	0.87	**55.85**
3	1	3	1.60	6.40	10.24	0.87	**83.78**
4	2	2	4.00	4.00	16.00	0.87	**111.70**

Tabla 119. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.00	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.00	5.00	10.00	0.87	**69.81**
3	1	3	2.00	8.00	16.00	0.87	**104.72**
4	2	2	5.00	5.00	25.00	0.87	**139.63**

Tabla 120. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.20	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.40	6.00	14.40	0.87	**83.78**
3	1	3	2.40	9.60	23.04	0.87	**125.66**
4	2	2	6.00	6.00	36.00	0.87	**167.55**

Tabla 121. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de 5.00 de longitud:**

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						0.80	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	1.60	4.00	6.40	0.88	**108.25**
3	1	3	1.60	6.40	10.24	0.88	**162.38**
4	2	2	4.00	4.00	16.00	0.88	**216.51**

Tabla 122. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.00	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.00	5.00	10.00	0.88	**135.32**
3	1	3	2.00	8.00	16.00	0.88	**202.98**
4	2	2	5.00	5.00	25.00	0.88	**270.64**

Tabla 123. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.20	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.40	6.00	14.40	0.88	**162.38**
3	1	3	2.40	9.60	23.04	0.88	**243.57**
4	2	2	6.00	6.00	36.00	0.88	**324.76**

Tabla 124. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de 7.00 de longitud:**

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						0.80	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	1.60	4.00	6.40	0.86	**236.91**
3	1	3	1.60	6.40	10.24	0.86	**355.36**
4	2	2	4.00	4.00	16.00	0.86	**473.81**

Tabla 125. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.00	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.00	5.00	10.00	0.86	**296.13**

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.00	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
3	1	3	2.00	8.00	16.00	0.86	**444.20**
4	2	2	5.00	5.00	25.00	0.86	**592.27**

Tabla 126. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.20	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.40	6.00	14.40	0.86	**355.36**
3	1	3	2.40	9.60	23.04	0.86	**533.04**
4	2	2	6.00	6.00	36.00	0.86	**710.72**

Tabla 127. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de 10.00 de longitud:**

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						0.80	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	1.60	4.00	6.40	0.85	**388.46**
3	1	3	1.60	6.40	10.24	0.85	**582.68**
4	2	2	4.00	4.00	16.00	0.85	**776.91**

Tabla 128. Capacidad de carga del grupo de pilas de 0.80 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.00	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.00	5.00	10.00	0.85	**485.57**
3	1	3	2.00	8.00	16.00	0.85	**728.36**
4	2	2	5.00	5.00	25.00	0.85	**971.14**

Tabla 129. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.00 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Capacidad de carga grupo de pilas de diámetro igual a						1.20	m
N	m	n	Bg (m)	Lg (m)	Ag (m2)	n	Qgp (kN)
2	1	2	2.40	6.00	14.40	0.85	**582.68**
3	1	3	2.40	9.60	23.04	0.85	**874.03**
4	2	2	6.00	6.00	36.00	0.85	**1165.37**

Tabla 130. Capacidad de carga del grupo de pilas de 1.20 m de diámetro.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.12.6. Asentamientos del grupo de pilas.

Los asentamientos para el grupo de pilas se obtienen utilizando la metodología descrita en el numeral 8.11.6. A continuación, se presentan los resultados obtenidos:

- **Pilas de 3.00 de longitud:**

Asentamiento total grupo de pilas D=0.80			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	1.23	7.91	**9.13**
3	1.23	8.29	**9.51**
4	1.94	6.69	**8.63**

Tabla 131. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Asentamiento total grupo de pilas D=1.00			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	1.49	7.25	**8.74**
3	1.49	7.60	**9.09**
4	2.36	6.25	**8.60**

Tabla 132. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Asentamiento total grupo de pilas D=1.20			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	1.75	6.86	**8.61**
3	1.75	7.20	**8.95**
4	2.77	5.48	**8.25**

Tabla 133. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de 5.00 de longitud:**

Asentamiento total grupo de pilas D=0.80			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	1.43	11.70	**13.13**
3	1.43	12.25	**13.68**
4	2.26	11.16	**13.42**

Tabla 134. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Asentamiento total grupo de pilas D=1.00			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	1.71	10.55	**12.26**
3	1.71	11.05	**12.77**
4	2.71	10.59	**13.30**

Tabla 135. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Asentamiento total grupo de pilas D=1.20			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	2.00	9.57	**11.57**
3	2.00	10.04	**12.04**
4	3.16	9.02	**12.18**

Tabla 136. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

- **Pilas de 7.00 de longitud:**

Asentamiento total grupo de pilas D=0.80			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	1.72	17.98	**19.70**
3	1.72	18.81	**20.52**
4	2.72	21.18	**23.89**

Tabla 137. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Asentamiento total grupo de pilas D=1.00			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	2.03	17.88	**19.92**
3	2.03	18.72	**20.75**
4	3.21	19.48	**22.69**

Tabla 138. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Asentamiento total grupo de pilas D=1.20			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	2.35	17.31	**19.66**
3	2.35	18.12	**20.47**
4	3.71	17.30	**21.01**

Tabla 139. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

- **Pilas de 10.00 de longitud:**

Asentamiento total grupo de pilas D=0.80			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	2.13	23.81	**25.94**
3	2.13	24.87	**27.00**
4	3.37	27.49	**30.86**

Tabla 140. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Asentamiento total grupo de pilas D=1.00			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	2.47	24.42	**26.89**
3	2.47	25.53	**28.01**
4	3.91	26.61	**30.51**

Tabla 141. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría

Asentamiento total grupo de pilas D=1.20			
N	Elásticos Sgp (mm)	Consolidación Scg (mm)	Totales Sgt (mm)
2	2.82	22.33	**25.15**
3	2.82	23.37	**26.18**
4	4.46	30.67	**35.13**

Tabla 142. Asentamientos del grupo de pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los valores de deformación total son satisfactorios.

8.12.7. Módulo de reacción horizontal y vertical.

Los módulos de reacción vertical y horizontal del subsuelo en las pilas se presentan a continuación:

Profundidad (m)	Kv (KN/m3)	Kh (KN/m3)
1.00	6913	4609
2.00	2688	1792
4.00	14000	9333
6.00	21000	14000
7.00	14058	9372
8.00	10745	7164
10.00	8779	5852
11.00	38500	25667

Tabla 143. Módulos de reacción vertical y horizontal del suelo en las pilas.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

8.13. Cimentación para tanque de red contra incendios enterrado.

Se realizó un análisis para una losa de cimentación de 1.80 m de ancho y 3.06 m de longitud y 2.50 m de altura. La losa estará desplantada a una profundidad de 0.20 m desde la cota de nivel propuesto.

	Cota de terreno natural (m.s.n.m.)		Espesor de relleno (m)	
Estructura	Min.	Máx.	Min.	Máx.
Tanque RCI	12.20	13.40	0.60	1.80

Tabla 144. Espesores de rellenos necesarios para cada estructura.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

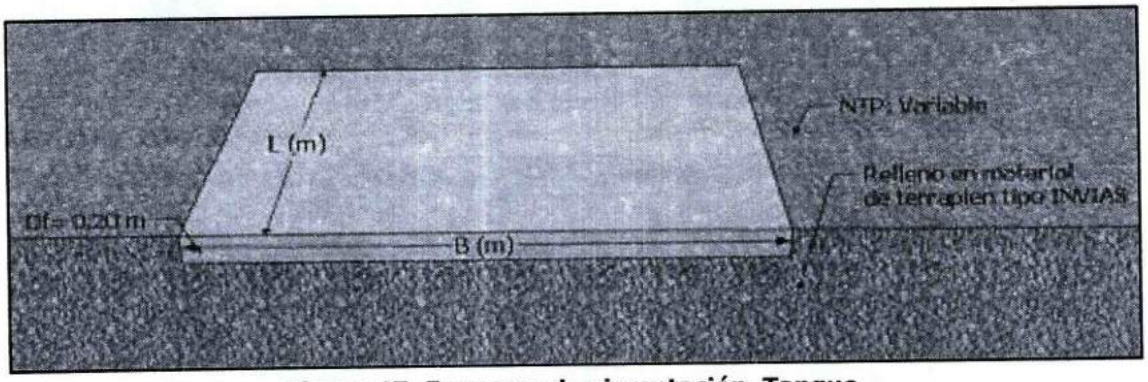


Figura 47. Esquema de cimentación. Tanque.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dado que el espesor mínimo de relleno necesario para alcanzar la cota de nivel propuesta es considerable, no se requerirá la implementación de mejoramientos.

8.13.1. Capacidad de carga.

a) Capacidad de carga a nivel de desplante:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso a. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Df (m)	B (m)	L (m)	qa (kN/m2)	Carga P (kN)
0.20	1.80	3.06	**95.48**	525.92

Tabla 145. Capacidad de carga admisible (qa) en función de la geometría del cimiento. Fuente: Elaborada por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
P: Carga máxima admisible.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

b) Capacidad de carga profunda:

La metodología es descrita en el numeral 8.1.3, inciso b. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Z (m)	Df (m)	B+Z (m)	L+Z (m)	qa 2 (kN/m2)	Δq (kN/m2)	FS
2.80	3.00	4.60	5.86	**47.58**	**9.96**	**14.34**

Tabla 146. Capacidad de carga profunda y revision del factor de seguridad. Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Los resultados se consideran satisfactorios, debido a que el factor de seguridad es mayor a 3.00.

8.13.2. Asentamientos.

La metodología utilizada es descrita en el numeral 8.1.4. Para este caso, el esfuerzo de trabajo utilizado para calcular los asentamientos fue estimado en base al peso de la estructura en concreto llena. Los valores obtenidos se presentan a continuación:

Peso de la estructura		
B	1.80	m
L	3.06	m
H	2.50	m
Espesor base	0.20	m
Espesor paredes	0.15	m
Vol. Base	1.10	m3
Vol. Paredes	3.35	m3
Vol. Tapa	1.10	m3
Vol. útil	13.50	m3
Peso estructura vacía	133.36	KN
Peso del agua	135.00	KN
Peso tanque + agua	268.36	KN
Área (BXL)	5.51	m2
Esfuerzo de trabajo	**48.72**	kN/m2

Tabla 147. Esfuerzo de trabajo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Estructura	Df (m)	B (m)	L (m)	Se (mm)	Sc (mm)	S total (mm)
Tanque RCI	0.20	1.80	3.06	3.13	60.12	**63.25**

Tabla 148. Asentamiento total.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
Se: Asentamientos elásticos.
Sc: Asentamientos por consolidación.
S total: Asentamientos total.

Los asentamientos se consideran satisfactorios debido a que son inferiores al valor máximo dado en el título H de la NSR-10, es decir, 150 mm para construcciones entre medianeros siempre y cuando no se afecten las construcciones vecinas.

8.13.3. Módulo de reacción vertical del subsuelo.

El valor del módulo K es calculado mediante la metodología dada en el numeral 8.1.6. Los resultados se muestran a continuación:

164/12

Df (m)	B (m)	L (m)	S total (mm)	qa (kN/m2)	K (kN/m2.m)
0.20	1.80	3.06	63.25	48.72	**1298**

Tabla 149. Módulo de reacción del suelo.
Fuente: Elaborado por la presente consultoría.

Dónde:
Df: Profundidad de apoyo.
B: Ancho del cimiento.
L: Longitud del cimiento.
qa: Capacidad de carga admisible.
S total: Asentamiento total.
K: Módulo de reacción del suelo.

8.14. Cimentación para tanque de almacenamiento enterrado - parqueaderos.

Se realizó el análisis para un tanque enterrado con cuarto de bombas, con las siguientes dimensiones: 5.60 m de ancho, 12.80 m de largo, 3.60 m de altura y un espesor estimado de 0.30 m. El tanque estará desplantado desde la cota arquitectónica propuesta como se muestra en la Figura 50.

PABLO CASTILLA NEGRETE
Estudios Geotécnicos y Ambientales

La losa estará apoyada sobre 0.50 m de mejoramiento correspondiente a piedra rajón con geotextil no tejido.