

Diseño de la Cimentación Para los Apoyos y Cimentación del Terraplén de Acceso al Puente  
Ubicado Sobre el Rio Nuevo Presidente en el PR 63+870 Y PR63+990 de la Vía Astilleros –  
Tibú, Norte De Santander

José Luis Cárdenas Soracá

Trabajo de Grado para Optar al Título de Magister en Geotecnia

Director

Vladimir Ernesto Merchán Jaimes

PhD en Ingeniería del Terreno Cartografía y Geofísica

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Ingenierías Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Maestría en Geotecnia

Bucaramanga

2023

## **Agradecimientos**

Me gustaría expresar mi más profundo agradecimiento a todas las personas e instituciones que contribuyeron de manera invaluable a la realización de este trabajo de grado.

En primer lugar, deseo agradecer a la Gobernación de Norte de Santander por su apoyo y por brindarme la oportunidad de acceder a la información necesaria para llevar a cabo este estudio, me siento honrado/a de haber contado con su respaldo.

Asimismo, quiero expresar mi gratitud a la empresa consultora Planeación & Desarrollo Ltda. por su colaboración y disposición para proporcionarme los datos y las herramientas necesarias para llevar a cabo el desarrollo del presente trabajo. Su experiencia y conocimientos en el campo consultor en obras civiles han sido fundamentales para abordar de manera amplia el tema en la parte geotécnica.

Además, quiero agradecer a mi director de tesis, el PhD Vladimir Ernesto Merchán Jaimes por su orientación, paciencia y valiosos aportes a lo largo de todo este proceso. Su guía experta y dedicación han sido pilares fundamentales para la culminación exitosa de este trabajo.

No puedo dejar de mencionar a mis profesores y compañeros de estudios, cuyo apoyo y colaboración han sido invaluable. Agradezco a todos aquellos que, de una u otra forma, me brindaron su ayuda, consejos y palabras de aliento durante este camino de crecimiento profesional y académico.

José Luis Cárdenas Soracá

**Tabla de Contenido**

	<b>Pág.</b>
Introducción .....	22
1. Objetivos.....	23
1.1. Objetivo General .....	23
1.2. Objetivos Específicos .....	23
2. Metodología .....	24
2.1. Recopilación de Información Existente.....	24
2.2. Descripción del Proyecto.....	24
2.3. Información Geotécnica .....	24
2.3.1. Exploración Geotécnica .....	25
2.3.2. Ensayos de Campo .....	25
2.3.3. Ensayos de Laboratorio.....	25
2.3.4. Análisis de Resultados .....	25
2.4. Definición del Sistema de Cimentación Para los Estribos .....	26
2.5. Definición de la Cimentación Para el Terraplén de Acceso.....	26
2.6. Conclusiones y Recomendaciones .....	26
3. Generalidades Sector de Estudio .....	26
3.1. Localización de la Vía.....	27
3.2. Ubicación Zona de Estudio .....	28
3.3. Usos del Suelo y Cobertura Vegetal.....	29
3.4. Topografía Local .....	30

4. Estado Actual Sector de Estudio.....	31
4.1. Descripción del Sector de Estudio.....	31
4.2. Descripción de la Estructura Existente.....	34
5. Preliminares Zona de Estudio.....	38
5.1. Geología.....	38
5.1.1. Formación Guayabo (N <sub>1</sub> N <sub>2g</sub> ).....	38
5.1.2. Depósitos Cuaternarios.....	39
5.1.2.1. Depósito Aluvial (Q <sub>2al</sub> ).....	39
5.2. Hidrología.....	40
5.2.1. Determinación Láminas de Inundación Condición Actual.....	40
5.2.2. Socavación Para Condición Actual.....	41
5.3. Amenaza Sísmica Para el Sector de Estudio.....	42
6. Investigación del Subsuelo.....	45
6.1. Exploración de Campo.....	46
6.1.1. Ubicación Exploraciones de Campo.....	46
6.1.2. Ubicación de LRS, SEV y ERT.....	48
6.1.3. Descripción de Materiales Reportados por la Exploración.....	49
10.1.3.1.Sondeo A-3 63+740.....	49
10.1.3.2.Sondeo A-2 63+820.....	50
10.1.3.3.Sondeo 8-T3 63+840.....	51
10.1.3.4.Sondeo A-1 63+870.....	52
10.1.3.5.Sondeo T-1 63+985.....	55
10.1.3.6.Sondeo 9-T3 64+010.....	58

10.1.3.7.Sondeo 10-T3 64+010 .....	59
10.1.3.8 Sondeo T-2 64+035 .....	59
10.1.3.9.Sondeo T-3 64+085 .....	61
10.1.3.10.Perfil Longitudinal Alineamiento Vial.....	62
6.1.4. Descripción Líneas de Refracción Sísmica.....	64
6.1.5. Descripción Sondeos Electricoverticales. (SEV).....	65
6.1.6. Interpretación Tomografía Eléctrica 2D T1 .....	66
6.1.7. Bloque Diagrama Geológico - Geotécnico .....	68
7. Análisis de Resultados .....	69
7.1. Clasificación Granulométrica y Perfil de Humedad.....	69
7.1.1. Resumen Propiedades Básicas Sondeos Mecánicos .....	74
7.2. Propiedades Gravimétricas .....	78
7.2.1. Gravedad Específica .....	78
7.2.2. Peso Unitario.....	78
7.3. Parámetros de Resistencia .....	83
7.3.1. Ensayo de Penetración Estándar SPT .....	83
7.3.2. Resistencia Última Para Suelos y Rocas Blandas.....	89
7.3.3. Resistencia al Cortante, Ensayo de Corte Directo .....	91
7.4. Parámetros De Deformación .....	93
7.4.1. Módulo Elástico No Confinado .....	93
7.4.2. Modulo Elástico Dinámico .....	94
7.5. Constantes de Consolidación.....	96
7.6. Definición Del Perfil Del Suelo De Acuerdo A Vs.....	98

7.7. Comportamientos Esperados .....	100
7.7.1. Licuación de Suelos Granulares.....	100
7.7.2. Potencial de Expansión.....	104
7.8. Caracterización del Macizo Rocoso (Basamento Terciario).....	107
7.8.1. Compresión Simple.....	107
7.8.2. Índice de calidad de la Roca RDQ.....	108
7.8.3. Clasificación del Macizo.....	108
7.8.4. Parámetros de Diseño y Perfil Geotécnico .....	109
8. Capacidad Portante .....	111
8.1. Nivel y Tipo de Cimentación Para Estribos .....	111
8.2. Mecanismo de Falla.....	111
8.3. Consideraciones de Diseño.....	112
8.3.1. Factores de Resistencia ( $\phi$ ).....	112
8.3.2. Parámetros de Diseño y Perfil Geotécnico .....	113
8.3.3. Cargas de Diseño .....	113
8.3.4. Esquematización del Modelo de Análisis Para Cada Estribo .....	115
8.4. Resistencia Para Ejes Perforados.....	116
8.4.1. Propuesta de Elementos de Cimentación .....	117
8.4.2. Resistencia del Pilote Individual.....	117
12.4.2.1 Metodologías Usadas Para Determinar la Resistencia del Pilote .....	118
8.5. Grupo de Pilotes .....	132
8.5.1. Eficiencia de Grupo .....	132
8.5.2. Asentamiento Elástico del Grupo de Pilotes.....	134

8.5.3. Asentamiento por Consolidación del Grupo de Pilotes .....	138
9. Terraplén de Acceso al Puente.....	142
9.1. Capacidad y Cimentación del Pedraplén.....	144
9.2. Suelo de Cimentación.....	144
9.3. Mecanismo de Falla.....	145
9.4. Consideraciones de Diseño.....	145
9.4.1. Factor de Seguridad .....	145
9.4.2. Parámetros de Resistencia Suelo de Fundación.....	146
9.5. Estimación de la Capacidad Portante .....	146
9.5.1. Capacidad portante para cimentaciones superficiales.....	148
9.6. Asentamientos Terraplén de Acceso .....	149
9.6.1. Incremento de Carga Debido al Terraplén.....	151
9.6.2. Asentamientos Elásticos Para Nivel Q2a1-f.....	153
9.6.3. Asentamientos Para Nivel Q2a1-g.....	154
9.6.4. Asentamientos Elásticos Nivel Arcillolita Meteorizada n1n2g-v.....	157
9.6.5. Asentamientos por consolidación .....	158
13.6.5.1 Asentamientos por Consolidación Q2a1-f.....	159
9.6.5.2. Asentamientos por Consolidación Arcillolita Meteorizada N1N2-V .....	160
9.6.6. Asentamientos Totales .....	160
9.7. Diseño De Terraplén Mecánicamente Reforzado.....	161
9.7.1. Análisis de Estabilidad Externa del TMR.....	162
9.7.2. Análisis de estabilidad interna de los refuerzos del MMR .....	167
10. Conclusiones.....	176

11. Bibliografía .....	184
------------------------	-----

### Lista de Imágenes

	<b>Pág.</b>
<b>Imagen 1.</b> Localización puente rio Nuevo presidente vía Campo dos – Tibú .....	27
<b>Imagen 2.</b> Ubicación Puente Nuevo presidente .....	28
<b>Imagen 3.</b> Cobertura Vegetal Zonas Aledañas Puente Rio Nuevo presidente.....	29
<b>Imagen 4.</b> Topografía Local Puente Nuevo presidente.....	30
<b>Imagen 5.</b> Morfología Rio Nuevo presidente Altura del PR 63+890 .....	32
<b>Imagen 6.</b> Afectaciones Localizadas sobre apoyos de rampas de acceso.....	32
<b>Imagen 7.</b> Variación láminas del caudal Puente Rio Nuevo presidente .....	33
<b>Imagen 8.</b> Vista aérea zona de inundación puente Nuevo presidente, año 2018 .....	34
<b>Imagen 9.</b> Vista panorámica Puente Nuevo presidente. Época de bajas precipitaciones .....	35
<b>Imagen 10.</b> Apoyos principales estructura central (izq. lado Astilleros – der. Lado Tibú) .....	35
<b>Imagen 11.</b> Rampas de Acceso a estructura central.....	36
<b>Imagen 12.</b> Vista Panorámica Rampas de Acceso. Izq. Lado Astilleros – der. Lado Tibú .....	37
<b>Imagen 13.</b> Ambiente Geológico Puente Nuevo presidente .....	38
<b>Imagen 14.</b> Depósito Aluvial Aguas Abajo Puente Nuevo presidente .....	40
<b>Imagen 15.</b> Láminas de Inundación Para Diferentes Periodos de Retorno Condición Actual ...	41
<b>Imagen 16.</b> PGA y coeficientes de respuesta Ss y S1 Norte de Santander .....	43
<b>Imagen 17.</b> Registro Fotográfico Exploración de campo Área de Estudio.....	47
<b>Imagen 18.</b> Ubicación en planta Campaña de Exploración Puente Nuevo Presidente .....	49
<b>Imagen 19.</b> Perfil Litológico Sondeo A-3 (63+740).....	50

<b>Imagen 20.</b> Perfil Litológico Sondeo A-2 (63+820).....	51
<b>Imagen 21</b> Perfil Litológico Sondeo 8-T3 .....	52
<b>Imagen 22.</b> Perfil Litológico Sondeo A-1 63+870.....	53
<b>Imagen 23.</b> Continuación Perfil Litológico Sondeo A-1 63+870 .....	54
<b>Imagen 24.</b> Perfil litológico sondeo T-1 63+985 .....	56
<b>Imagen 25.</b> Continuación perfil Litológico Sondeo T1- 63+985.....	57
<b>Imagen 26.</b> Perfil Litológico Sondeo 9-T3 .....	58
<b>Imagen 27.</b> Perfil litológico SND 10-T3.....	59
<b>Imagen 28.</b> Perfil Litológico Sondeo T-2 64+035 .....	60
<b>Imagen 29.</b> Perfil Litológico Sondeo T-3 64+085 .....	61
<b>Imagen 30.</b> Perfil Longitudinal Eje Alineamiento Puente Nuevo Presidente.....	63
<b>Imagen 31.</b> Resultado de la interpretación de la tomografía eléctrica 2D T1 .....	67
<b>Imagen 32.</b> Modelo Tridimensional Geológico – Geotécnico Puente Nuevo presidente. ....	68
<b>Imagen 33.</b> Perfil de Humedad y granulometría SND A-3.....	70
<b>Imagen 34.</b> Perfil de Humedad y Granulometría SND A-2.....	70
<b>Imagen 35.</b> Perfil de Humedad y Granulométrico SND 8-T3 .....	71
<b>Imagen 36.</b> Perfil de Humedad y Granulometría SND A-1 .....	71
<b>Imagen 37.</b> Perfil de Humedad y Granulometría SND T-1 .....	72
<b>Imagen 38.</b> Perfil de Humedad y Granulometría SND 9-T3 .....	72
<b>Imagen 39.</b> Perfil de Humedad y Granulometría SND T-2 .....	73
<b>Imagen 40</b> Perfil de Humedad y Granulometría SND T-3 .....	73
<b>Imagen 41.</b> Plasticidad de los Materiales Finos y Distribución Porcentual.....	76
<b>Imagen 42.</b> Variación del Peso Unitario de Acuerdo a la Profundidad en Cada Sondeo .....	82

<b>Imagen 43.</b> Peso Unitario Materiales Reportados.....	83
<b>Imagen 44</b> Parámetros Geomecánicos Correlacionados Con El N – Sondeo A1 .....	84
<b>Imagen 45.</b> Parámetros Geomecánicos Correlacionados con el N – Sondeo A2 .....	85
<b>Imagen 46.</b> Parámetros Geomecánicos Correlacionados Con El N – Sondeo A3.....	85
<b>Imagen 47.</b> Parámetros Geomecánicos Correlacionados con el N – Sondeo T1 .....	86
<b>Imagen 48</b> Parámetros Geomecánicos Correlacionados con el N – Sondeo T2.....	86
<b>Imagen 49.</b> Parámetros Geomecánicos Correlacionados con el N – Sondeo T3.....	87
<b>Imagen 50.</b> Perfil de variación parámetros correlacionados a partir del SPT.....	88
<b>Imagen 51.</b> Potencial de Ablandamiento Cíclico Para Materiales Finos.....	105
<b>Imagen 52</b> Planta Topográfica y Perfil Geotécnico Puente Nuevo presidente .....	110
<b>Imagen 53</b> Esquematación Estructural Puente Nuevo Presidente.....	114
<b>Imagen 54.</b> Esquematación Modelo de Análisis en Cada Estribo .....	115
<b>Imagen 55.</b> Propuesta de Grupo de Pilotes Para los Estribos del Puente.....	117
<b>Imagen 56</b> Propuesta de Grupo de Pilotes Para los Estribos del Puente.....	133
<b>Imagen 57</b> Modelos de Análisis Para Asentamientos por Consolidación .....	139
<b>Imagen 58.</b> Perfil Longitudinal y Alturas de Terraplenes de Acceso Puente Nuevo Presidente	142
<b>Imagen 59.</b> Modelo Conceptual Terraplenes de Acceso Puente Nuevo Presidente .....	144
<b>Imagen 60.</b> Esquematación Sección Transversal Terraplén de Acceso.....	147
<b>Imagen 61.</b> Diagrama de Cargas Estimadas Para Determinar Presión de Contacto Terraplén ( $H_{max}$ ) .....	147
<b>Imagen 62.</b> Variación de la Capacidad Portante con la Profundidad.....	149
<b>Imagen 63.</b> Modelo geotécnico suelo de cimentación terraplén de acceso .....	150
<b>Imagen 64.</b> Modelo del Terraplén Para Estimación Incremento de Carga .....	151

<b>Imagen 65.</b> Esfuerzos Efectivos e Incremento de Esfuerzo por Implantación de Terraplén ....	152
<b>Imagen 66.</b> A1 y A2 Para Estimar Asentamientos Elásticos en Arcilla Saturada .....	153
<b>Imagen 67.</b> Esquemmatización del Modelo ee Análisis Para el Terraplén de Acceso al Puente .	161
<b>Imagen 68.</b> Componentes Para la Evaluación de Estabilidad del MMR .....	164
<b>Imagen 69.</b> Variación Con la Profundidad de la Relación $k_r/k_A$ .....	167
<b>Imagen 70.</b> Dimensiones en la Confirmación de la Malla Triple Torsión.....	169
<b>Imagen 71.</b> Esquemmatización Geometría MMR.....	170
<b>Imagen 72.</b> Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [1] .....	171
<b>Imagen 73.</b> Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [2] .....	172
<b>Imagen 74.</b> Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [3] .....	172
<b>Imagen 75.</b> Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [4] .....	173
<b>Imagen 76.</b> Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [5] .....	173
<b>Imagen 77.</b> detalles constructivos del sistema de confinamiento con muro en suelo reforzado por medio de malla triple torsión y paramento en gavión.....	174

### Lista de Tablas

	<b>Pág.</b>
<b>Tabla 1</b> Socavación Rio Nuevo presidente para Q 100 (condición proyectada) .....	42
<b>Tabla 2</b> Perfil de suelos definidos para la zona de estudio .....	44
<b>Tabla 3</b> Valores del factor de sitio $F_{PGA}$ zona de estudio.....	44
<b>Tabla 4</b> Valores de factor de sitio $F_a$ zona de estudio .....	44
<b>Tabla 5</b> Valores de factor de sitio $F_v$ zona de estudio .....	45
<b>Tabla 6</b> Parámetros sísmicos de diseño zona de estudio.....	45

<b>Tabla 7.</b> Sondeos Mecánicos Realizados .....	46
<b>Tabla 8.</b> Ubicación de Líneas de Refracción sísmica Preliminar Puente Nuevo presidente. ....	48
<b>Tabla 9.</b> Ubicación SEV Preliminar Puente Nuevo presidente.....	48
<b>Tabla 10.</b> Ubicación tomografía eléctrica 2D Puente Nuevo presidente .....	48
<b>Tabla 11.</b> Resultado Ensayo de Refracción Sísmica Modelo – Tomografía 2D LR-19 .....	64
<b>Tabla 12.</b> Resultado Ensayo de Refracción Sísmica Modelo – Tomografía 2D LR-18 .....	65
<b>Tabla 13.</b> Sección Geoeléctrica obtenida de SEV 18 (PR 63+878).....	66
<b>Tabla 14.</b> Sección Geoeléctrica obtenida de SEV-17 (64+006) .....	66
<b>Tabla 15.</b> Clasificación de los Materiales Reportados en Cada Sondeo.....	74
<b>Tabla 16.</b> Índices de Plasticidad Para Arcillolita Meteorizada de la Formación N1n2g .....	77
<b>Tabla 17.</b> Resultados Ensayo de Gravedad Específica .....	78
<b>Tabla 18.</b> Pesos Unitarios de los Materiales Reportados por las Exploraciones .....	78
<b>Tabla 19.</b> Análisis Estadístico Para $\Phi$ Obtenido Mediante Correlación de $N_{(Spt)}$ (Q2al).....	88
<b>Tabla 20.</b> Clasificación de Resistencia en Suelos Según $Q_u$ .....	89
<b>Tabla 21.</b> Resistencia Última No Confinada Para Suelos.....	89
<b>Tabla 22.</b> Análisis Estadístico Para $Q_u$ y su Obtenido Mediante Ensayo de Compresión Inconfinada .....	91
<b>Tabla 23</b> Resistencia al Cortante Para Suelos Reportados por Sondeos Mecánicos .....	92
<b>Tabla 24</b> Análisis Estadístico Para $C$ y $\phi$ Obtenido Mediante Ensayo de Corte Directo CD.....	92
<b>Tabla 25</b> Módulo de Elasticidad No Confinado Obtenido de Compresión Inconfinada .....	93
<b>Tabla 26.</b> Análisis Estadístico Para $E_u$ Obtenido Mediante Ensayo de Compresión Inconfinada .....	94
<b>Tabla 27.</b> Módulo De Elasticidad Dinámico $E_d$ Obtenido Por Medio De Ensayo MASW1D....	95

<b>Tabla 28.</b> Módulo de Elasticidad Dinámico Para Cada Unidad Registrada .....	95
<b>Tabla 29.</b> Constantes de Consolidación .....	96
<b>Tabla 30.</b> Constantes de Consolidación Basamento Meteorizado .....	97
<b>Tabla 31.</b> Estimación de $e_0$ Por Medio de Relaciones Gravimétricas.....	97
<b>Tabla 32.</b> Análisis Estadístico Para Constantes De Consolidación .....	98
<b>Tabla 33.</b> Datos obtenidos de Ondas Superficiales MASW1D LS-19 .....	99
<b>Tabla 34.</b> Datos obtenidos de Ondas Superficiales MASW1D LS-18 .....	99
<b>Tabla 35.</b> Tipo de Perfil de Suelo Registrado según LRS .....	100
<b>Tabla 36.</b> Coeficientes de Corrección Para N60 Debido al Contenido de Finos FC .....	101
<b>Tabla 37</b> Coeficiente de aceleración horizontal de diseño Kh.....	102
<b>Tabla 38.</b> Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND A-2.....	102
<b>Tabla 39.</b> Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND A-1.....	103
<b>Tabla 40.</b> Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND T-1 .....	103
<b>Tabla 41.</b> Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND T-2 .....	104
<b>Tabla 42.</b> Potencial de Hinchamiento Suelos Cohesivos.....	105
<b>Tabla 43.</b> Ablandamiento Cíclico en Suelos Cohesivos .....	105
<b>Tabla 44.</b> Potencial de Hinchamiento y Ablandamiento Cíclico Para Materiales Finos Perteneientes al Terraplén Actual. ....	106
<b>Tabla 45.</b> Resultados de Ensayos de Compresión Simple a Núcleos de Roca N1n2g-IV .....	107
<b>Tabla 46.</b> Índice de Calidad de la Roca RQD .....	108
<b>Tabla 47.</b> Estimación RMR <sub>76</sub> de Bieniawsky Para el Basamento Fracturado (N1N2g).....	109
<b>Tabla 48.</b> Parámetros de Diseño Para los Materiales Reportados.....	111
<b>Tabla 49.</b> Factores de Resistencia Para Diseño de Cimentaciones .....	112

<b>Tabla 50.</b> Cargas Verticales Ejercidas Sobre el Estribo.....	114
<b>Tabla 51.</b> Cargas a Nivel del Cabezal de los Elementos de Cimentación .....	116
<b>Tabla 52</b> Metodologías para estimar la resistencia en ejes perforados .....	118
<b>Tabla 53.</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 0.50m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Suelo Cohesivo) [A] .....	120
<b>Tabla 54</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 0.50m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Geo Material Intermedio IGM) [B] .....	121
<b>Tabla 55</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 0.50m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Roca Blanda Articulada) [C] .....	122
<b>Tabla 56</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 1.20m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Suelo Cohesivo) [A] .....	123
<b>Tabla 57</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 1.20m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Geo Material Intermedio IGM) [B] .....	124
<b>Tabla 58</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 1.20m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Roca Blanda Articulada) [C] .....	125
<b>Tabla 59</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 0.50m Estribo del Lado de Tibú [Suelo Cohesivo] .....	126
<b>Tabla 60</b> Resistencia Individual Para Eje Perforado $\phi$ 1.20m Estribo del Lado de Tibú [Suelo Cohesivo] .....	127
<b>Tabla 61</b> Resistencia Individual Eje Perforado Lado Astilleros .....	128
<b>Tabla 62</b> Resistencia Individual Eje Perforado Lado Tibú .....	129
<b>Tabla 63</b> Resistencia al Levantamiento Ejes Perforados Lado Astilleros .....	130
Tabla 64 Coeficiente de reacción horizontal para ejes perforados con Es .....	131

<b>Tabla 65</b> Coeficiente de reacción horizontal para ejes perforados con Ed .....	131
<b>Tabla 66</b> Eficiencia de Grupo de Pilotes.....	133
<b>Tabla 67</b> Longitud de Pilote Determinado Con Base a la Eficiencia de Grupo.....	134
<b>Tabla 68</b> Expresiones Para Estimar el Asentamiento Elástico de Grupo .....	135
<b>Tabla 69</b> Asentamientos Para Pilotes Individuales Estribo Astilleros, (Ram-IV Como Geo Material Intermedio IGM) .....	136
<b>Tabla 70</b> Asentamientos Para Pilotes Individuales Estribo Tibú, (Suelo cohesivo).....	137
<b>Tabla 71</b> Asentamientos elásticos en el grupo de pilotes $\Phi$ 0.50 m .....	138
<b>Tabla 72</b> Asentamientos elásticos en el grupo de pilotes $\Phi$ 1.20 m .....	138
<b>Tabla 73</b> Incremento de esfuerzo efectivo grupo de pilotes Lado Tibú.....	139
<b>Tabla 74</b> Asentamientos por consolidación estribo lado Tibú.....	140
<b>Tabla 75</b> Asentamiento grupo de pilotes lado Astilleros .....	140
<b>Tabla 76</b> Asentamiento Grupo de Pilotes Lado Tibú.....	140
<b>Tabla 77</b> Distorsión Angular Generada por los Asentamientos en el Puente Rio Nuevo Presidente .....	141
<b>Tabla 78</b> Coeficiente de reacción vertical grupo de ejes perforados lado astilleros .....	141
<b>Tabla 79</b> Coeficiente de reacción Vertical grupo de ejes perforados lado Tibú .....	142
<b>Tabla 80.</b> Factores de Resistencia Para Capacidad Portante en Cimentaciones Profundas .....	145
<b>Tabla 81.</b> Parámetros Geomecánicos suelo de fundación.....	146
<b>Tabla 82</b> Cargas Aplicadas Al Muro En Suelo Mecánicamente Reforzado .....	148
<b>Tabla 83.</b> Capacidad Portante de Diseño a Diferentes Df [LD+LV] – F.S=3.0 .....	148
<b>Tabla 84.</b> Capacidad Portante de diseño a diferentes Df [LD+LVmax] – F.S=2.5 .....	148
<b>Tabla 85.</b> Capacidad Portante De Diseño a Diferentes Df [LD+LV+LE] – F.S=1.5 .....	149

<b>Tabla 86.</b> Coeficientes elásticos de los materiales que componen la unidad Q2al.....	150
<b>Tabla 87</b> Base Promedio del Terraplén Para Cálculo de Asentamiento .....	153
<b>Tabla 88.</b> Asentamientos Elásticos En Arcillas Saturadas Límite Inferior Eu (Q2al-f) .....	154
<b>Tabla 89.</b> Asentamientos Elásticos en Arcillas Saturadas Límite Superior Ed (Q2al-f) .....	154
<b>Tabla 90.</b> Determinación de Asentamientos Inmediatos en Suelos Granulares Límite Inferior Q2al-g .....	156
<b>Tabla 91..</b> Asentamiento Estimado En Nivel Q2al-G Debido A Sobrecarga Del Terraplén Límite Inferior .....	156
<b>Tabla 92.</b> Asentamiento Estimado En Nivel Q2al-g Debido a Sobrecarga del Terraplén Límite Sup .....	157
<b>Tabla 93.</b> Asentamiento Elástico Estimado Para el Nivel de Arcillolita Meteorizada N1N2g-V límite inferior .....	158
<b>Tabla 94.</b> Asentamiento Elástico Estimado Para el Nivel de Arcillolita Meteorizada N1N2g-V límite superior .....	158
<b>Tabla 95.</b> Asentamientos por Consolidación Para Nivel Q2al-F.....	159
<b>Tabla 96.</b> Asentamientos por Consolidación Para Arcillolita Meteorizada N1N2-V.....	160
<b>Tabla 97.</b> Asentamientos Totales Terraplén De Acceso .....	160
<b>Tabla 98.</b> Coeficiente de Aceleración Horizontal de Diseño .....	162
<b>Tabla 99.</b> Características del MMR Para Análisis de Estabilidad Interna .....	163
<b>Tabla 100.</b> Parámetros Geomecánicos de Materiales Para el MMR.....	163
<b>Tabla 101.</b> Factores de Carga ( $\gamma_p$ ) Para Evaluación de Estabilidad MMR.....	165
<b>Tabla 102.</b> Elementos que Generan Sobrecarga en el MMR.....	165
<b>Tabla 103.</b> Fuerzas Para Verificación de Deslizamiento y Excentricidad [ELR].....	165

<b>Tabla 104.</b> Verificación Deslizamiento y Volcamiento [ELR].....	165
<b>Tabla 105.</b> Fuerzas Para la Verificación de Capacidad Portante [ELR].....	166
<b>Tabla 106.</b> Verificación Capacidad Portante [ELR] .....	166
<b>Tabla 107.</b> Fuerzas Para Verificación de Deslizamiento y Excentricidad [ELR].....	166
<b>Tabla 108.</b> Verificación Deslizamiento y Volcamiento [EE] .....	166
<b>Tabla 109.</b> Verificación Capacidad Portante [EE].....	166
<b>Tabla 110.</b> Coeficiente de Presión Lateral de Tierras Para Evaluar Arrancamiento de Refuerzo .....	167
<b>Tabla 111.</b> Revisión de Estabilidad Interna Para los Elementos de Refuerzo .....	170
<b>Tabla 112.</b> Resumen Factor de Seguridad Global del Sistema.....	174

## Glosario

**Angulo de fricción:** es la medida de la resistencia al deslizamiento entre las partículas del suelo, expresada en grados.

**Capacidad portante:** es la capacidad del suelo para soportar cargas sin deformarse o colapsar.

**Caracterización geotécnica:** es el proceso de analizar y describir las propiedades de un suelo, como su composición y estructura, para entender sus características y usos.

**Cimentación profunda:** es un tipo de cimentación utilizada en construcción que se adentra en el subsuelo para transmitir la carga de una estructura a capas más profundas y resistentes del suelo.

**Cohesión:** es la capacidad que tiene el suelo para resistir esfuerzos de corte y mantener su integridad sin depender del peso o fricción entre partículas

**Cimentación superficial:** La cimentación superficial es una estructura generalmente de concreto que se coloca en la parte superior del suelo para soportar una construcción.

**Factor de seguridad:** es una medida de la capacidad de carga de un suelo en relación con las cargas aplicadas. Es la relación entre la resistencia del suelo y las fuerzas que actúan sobre él, y se utiliza para evaluar la estabilidad y seguridad de las estructuras construidas sobre el suelo.

**Muro en suelo reforzado:** es una estructura construida con la combinación de elementos de suelo y elementos de refuerzo, como geotextiles o georedes, para mejorar su resistencia y estabilidad.

**Nivel de inundación:** es una extensión plana de agua que se forma durante un evento de inundación, cubriendo áreas de terreno llano o de poca pendiente.

**Refuerzo transversal:** El refuerzo transversal de un muro en suelo reforzado se refiere a elementos o estructuras adicionales colocados de manera perpendicular al muro principal para mejorar su resistencia y estabilidad frente a fuerzas laterales.

**Resistencia lateral:** La resistencia o por fricción de un pilote es la capacidad que tiene el elemento esbelto para resistir cargas mediante la fricción desarrollada entre su superficie y el suelo circundante. Se basa en la interacción entre el pilote y el suelo adyacente

**Resistencia por punta:** es la capacidad de la punta del pilote para soportar cargas debido a la resistencia del suelo en el que se encuentra apoyado.

## Resumen

**Título:** Diseño de la Cimentación Para los Apoyos y Cimentación del Terraplén de Acceso al Puente Ubicado Sobre el Rio Nuevo presidente en el PR 63+870 Y PR63+990 de la Vía Astilleros – Tibú, Norte De Santander\*

**Autor:** José Luis Cárdenas Soracá\*\*

**Palabras Clave:** resistencia, cohesión, fricción, pilote, terraplén, geotextil, refuerzo.

**Descripción:** El puente que atraviesa el rio nuevo presidente, considerado junto con el Rio Tibú, y el rio Sardinata, los afluentes más importantes de la región, presenta un desgaste estructural avanzado, ya se han realizado modificaciones temporales para garantizar su funcionabilidad, la sección hidráulica muestra una ampliación generada por el proceso de socavación en la margen del rio que ha afectado directamente los estribos, debido a esto se ha instalado apoyos como reforzamientos en la superestructura realizados de una manera artesanal e improvisada.

La estructura actual cuenta con una longitud de 110 m de extremo a extremo y paso a uno solo carril, a pesar de inundaciones y desbordamientos se ha logrado mantener en servicio pero con precarias condiciones de seguridad tanto ha sido la crecida del rio que la lámina de agua ha llegado muy cerca a la cota de la placa del puente, por tal razón los estudios y diseños que se desarrollen debe estar enfocados a garantizar la integridad tanto del puente, estribos y sus accesos en diferentes escenarios críticos.

La finalidad de realizar este trabajo de aplicación como requisito para obtener el título de Magíster en Geotecnia, es aplicar los conocimientos adquiridos durante la etapa de estudio a un caso real, empleados desde la interpretación en resultados de laboratorio, idealización de modelo geológico – geotécnico, diseño de cimentación, además del dimensionamiento para el terraplén de acceso y por consiguiente análisis de estabilidad del mismo. El documento técnico final presentará los procedimientos, análisis de cálculo, conclusiones y recomendaciones.

---

\* Trabajo de Grado

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia. Director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes, PhD en Ingeniería del Terreno Cartografía y Geofísica

### Abstract

**Title:** Design of the Foundation for the Supports and Foundation of the Access Embankment to the Bridge Located on the Nuevo Presidente River at PR 63+870 and PR63+990 of the Vía Astilleros – Tibú, Norte De Santander.\*

**Autor:** José Luis Cárdenas Soracá\*\*

**Palabras Clave:** resistance, cohesion, friction, pile, embankment, geotextile, reinforcement.

**Description:** The bridge that crosses the Nuevo Presidente River, considered along with the Tibú River and the Sardinata River as the most important tributaries in the region, presents advanced structural deterioration. Temporary modifications have already been made to ensure its functionality. The hydraulic section shows an enlargement caused by the erosion process on the riverbank, directly affecting the abutments. As a result, makeshift and improvised reinforcements have been installed on the superstructure.

The current structure has a length of 110 meters from end to end and accommodates only one lane. Despite floods and overflowing, it has managed to remain in service, albeit with precarious safety conditions. The river's water level has risen so much that it has come very close to the bridge deck elevation. Therefore, the studies and designs carried out should focus on guaranteeing the integrity of the bridge, abutments, and their access in different critical scenarios.

The purpose of conducting this application work, as a requirement to obtain a Master's degree in Geotechnical Engineering, is to apply the knowledge acquired during the study stage to a real case. This includes the interpretation of laboratory results, the conceptualization of a geological-geotechnical model, foundation design, as well as the dimensioning and stability analysis of the access embankment. The final technical document will present the procedures, calculation analyses, conclusions, and recommendations.

---

\* Degree Work

\*\* Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Maestría en Geotecnia. Director: Vladimir Ernesto Merchán Jaimes, PhD en Ingeniería del Terreno Cartografía y Geofísica

## **Introducción**

El presente trabajo de grado se enfoca en la zona del Catatumbo, región fronteriza Colombo-venezolana, y específicamente en la vía que conecta Cúcuta con dicha zona, sobrepasando el corregimiento de Astilleros en dirección al municipio de Tibú, la vía atraviesa por varios sectores donde las condiciones naturales afectan de forma directa la infraestructura vial, generando una problemática social recurrente dejando incomunicadas a las comunidades de la zona. Una de las problemáticas que se le atribuye al deterioro que presenta la calzada son las inundaciones registradas en temporadas de alta concentración pluvial, durante este lapso los niveles de los cauces principales como lo son el río Tibú y el río nuevo presidente aumentan desbordando sus márgenes actuales y ocasionando inundaciones que saturan los niveles superficiales del subsuelo, es una problemática que se ve reflejada en deformaciones de la superficie de rodadura, además de los inconvenientes de socavación en las obras de paso.

El puente actual que cruza el río Nuevo presidente objeto de este estudio, presenta un alto nivel de deterioro y su capacidad estructural se ha visto comprometida en varios puntos debido al flujo de tráfico pesado requerido por la explotación de hidrocarburos, plantaciones de palma de aceite y otros productos regionales, siendo necesaria la reparación en varias ocasiones, a lo anterior se suma la erosión del terreno debido a la dinámica fluvial del drenaje, se resalta que en tiempos de alta precipitación la lámina del río es tan alta que ha llegado al nivel de la rasante de la estructura de paso actual, lo que ha puesto en evidencia la necesidad de diseñar una nueva obra que garantice la conectividad de la región en condiciones de seguridad.

En este contexto, se plantea el presente estudio que consiste en la definición adecuada de un sistema de cimentación profunda para los estribos del puente, así como de una opción óptima

de cimentación para el terraplén de acceso, partiendo de información local como topografía y registros de exploraciones, se tendrán en cuenta otros aspectos importantes como, diseño geométrico de la vía, dimensionamiento o tipo estructural definido para conformar el puente, además del régimen hidrológico, este último fundamental para definir cotas de desplante tanto para cimentaciones profundas en los apoyos del puente o superficiales para el terraplén de acceso. Con este fin, se consultarán metodologías de diseño y se evaluarán las soluciones geotécnicas que permitan garantizar la funcionalidad y la estabilidad de la vía en condiciones de inundaciones recurrentes.

Es importante destacar que este trabajo busca contribuir al desarrollo y conectividad de la región, mejorando la infraestructura vial y promoviendo el bienestar de las comunidades aledañas a la vía.

## **1. Objetivos**

### **1.1. Objetivo General**

Diseñar la cimentación para los estribos del puente y para el terraplén de acceso al puente ubicado sobre el río Nuevo presidente PR63+870 vía Astilleros – Tibú.

### **1.2. Objetivos Específicos**

Realizar la caracterización de los materiales del subsuelo que servirán como fundación para los estribos y terraplén del puente.

Identificar el modelo geológico – geotécnico para la zona donde se localiza el puente del río nuevo presidente.

Determinar la capacidad de carga de elementos de cimentación profunda y niveles de desplante adecuados para la transmisión de cargas de la superestructura al suelo de fundación.

Definir la cimentación para el terraplén de acceso al puente nuevo presidente.

Dimensionar una alternativa para el terraplén de acceso al puente nuevo presidente.

## **2. Metodología**

La metodología de estudio geotécnico para el diseño de cimentación tanto para puente y terraplén de acceso se lleva en diferentes etapas, las cuales abarcan desde la revisión bibliográfica, generalidades de la zona hasta la definición del tipo de cimentación adecuada para la estructura.

### **2.1. Recopilación de Información Existente**

Para conocer las características generales del sector, se solicita de manera formal la información a la gobernación de Norte de Santander quien indica que la documentación entregada debe ser usada para fines académicos y en ningún caso ser objeto de beneficio; La información preliminar consiste en la topografía realizada, el diseño geométrico proyectado, entorno geológico e hidrológico, y primordialmente resultados de las exploraciones de campo realizadas en el sector de estudio.

### **2.2. Descripción del Proyecto**

Consiste en la descripción de las condiciones actuales, apoyado en la visita de campo, se representan las principales características desde el punto de vista geométrico y geomorfológico.

### **2.3. Información Geotécnica**

Dentro de la información geotécnica se establece la obtenida a partir de perforaciones de campo y ensayos de laboratorio, además de la que se puede identificar en las visitas de campo realizadas por el profesional.

### ***2.3.1. Exploración Geotécnica***

De acuerdo al tipo de material que existe en la zona y la obra a diseñarse, se realiza la identificación de los materiales y los espesores que se presentan por medio de exploraciones con muestreo directo, reforzadas con la información indirecta obtenida de líneas de refracción sísmica.

### ***2.3.2. Ensayos de Campo***

Durante la exploración del suelo y de acuerdo al tipo de material extraído se adelantaron ensayos in situ para estimar la resistencia en condiciones naturales del material para la unidad geológica superficial, identificada como depósitos Aluviales Q2al y arcillolitas pertenecientes a la formación Guayabo.

### ***2.3.3. Ensayos de Laboratorio***

Para complementar la identificación hecha durante la exploración y según el tipo de materiales que se presentan en el sitio de estudio, se realiza en laboratorio, ensayos de clasificación de suelos, como humedad natural, lavados del material sobre el tamiz N° 200, propiedades índices, estos ensayos se ejecutan de acuerdo a la selección previa de las muestras alteradas por medio de SPT en cada uno de los sondeos. Los ensayos de resistencia para las condiciones de trabajo del material en el sitio, consisten en ensayos de corte directo, realizados tanto para suelos y para las muestras de roca blanda extraídas de forma barrenada.

### ***2.3.4. Análisis de Resultados***

De acuerdo a la caracterización de cada una de las capas de suelo reportadas y basado en los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados, se realiza el análisis de estas propiedades de los materiales, clasificación adoptada para cada capa, parámetros mecánicos de resistencia y de deformabilidad y establecer el comportamiento que va a presentar el suelo de la unidad geológica superficiales explorada.

#### **2.4. Definición del Sistema de Cimentación Para los Estribos**

Debido a las condiciones particulares del sector y el tipo de obra a implementar se proyecta como sistema de transferencia de carga en los estribos cimentación profunda, teniendo como base las especificaciones y lineamientos presentados en el código colombiano de puentes CCP-14, aplicando las metodologías según sea el tipo de material que se defina en el modelo geotécnico.

#### **2.5. Definición de la Cimentación Para el Terraplén de Acceso**

El terraplén de acceso el cual depende directamente de la cota de alzado en el trazado geométrico, se debe apoyar sobre los niveles superficiales del material del subsuelo, lo que se busca es cuantificar la resistencia del suelo de fundacion y de esta manera definir un nivel de desplante optimo, teniendo como punto de partida metodologías de capacidad de carga para cimentaciones superficiales.

#### **2.6. Conclusiones y Recomendaciones**

A partir de lo interpretado de campo, y ensayos de laboratorio se emite un capítulo de observaciones referente a lo desarrollado en el estudio evaluando los alcances propuestos

### **3. Generalidades Sector de Estudio**

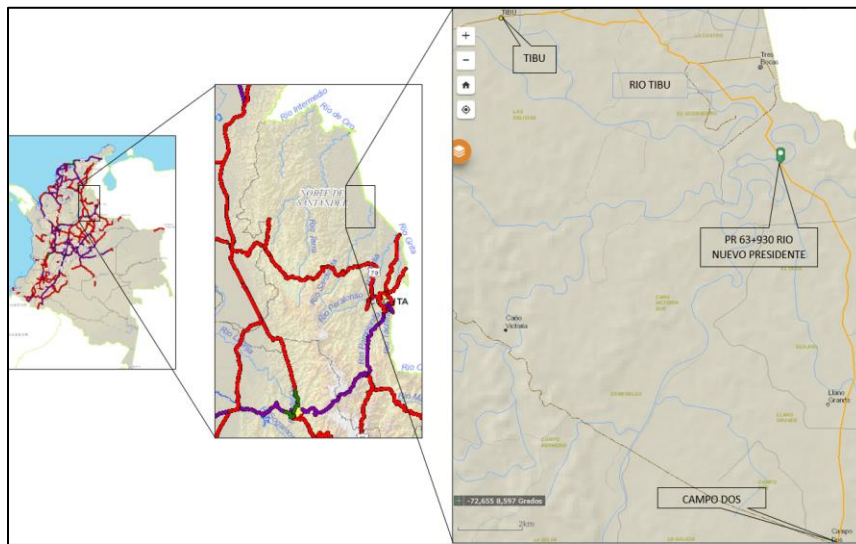
En esta sección del documento se describen las características generales relevantes para identificar el entorno social y ambiental, así como los aspectos a considerar durante la fase de diseño del proyecto. Se incluye la ubicación de la zona en relación con la red nacional de carreteras y los lugares a los que se conecta, además de la identificación de los tipos de cobertura vegetal originados por los diferentes usos del suelo en la región.

### 3.1. Localización de la Vía

El tramo de Astilleros-Tibú forma parte del corredor Cúcuta-Zulia-Astilleros-Tibú-Convención, La Mata, que conecta puertos de la costa atlántica por carretera y por vía fluvial hasta el puerto de la Gloria en el río Magdalena. La región es importante por su industria petrolera y explotación agroindustrial en palma de aceite, así como por ser atravesada por el oleoducto Caño Limón-Coveñas y ser un referente en la producción de cacao en el departamento.

#### Imagen 1

*Localización puente rio Nuevo presidente vía Campo dos – Tibú*



Fuente: <https://hermes.invias.gov.co/carreteras/>, 2021

La vía donde se encuentra el punto de interés esta denominada como secundaria con el código 70NS10 del instituto nacional de vías INIVAS, en la subregión del norte del departamento de Norte de Santander, en la zona rural del municipio de Tibú. Esta carretera conecta los municipios de Zulia y Tibú, y pasa por los sectores de Astilleros, Agualasal, Florida Blanca y Tibú. El objeto de estudio es una obra de paso en el cruce de la carretera con el Río Nuevo presidente, que se une con los ríos Tibú y Sardinata en el punto de Tres Bocas para formar un afluente del río Catatumbo. La obra de paso se encuentra entre el corregimiento de Campo Dos y la cabecera

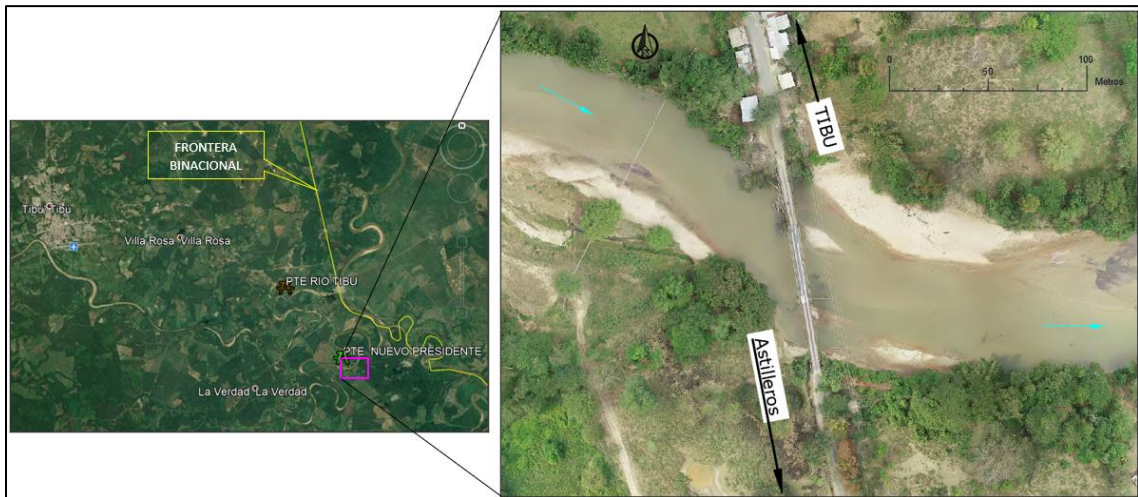
municipal de Tibú, en el PR 63+930, con el PR 0+000 ubicado en Ye de Astilleros. La topografía de la zona es predominantemente llana con una elevación aproximada de 40 msnm, lo que causa patrones meándricos de sinuosidades pronunciadas en los drenajes naturales. Estos patrones dejan grandes extensiones vulnerables a inundaciones y socavación en temporadas de alta precipitación.

### 3.2. Ubicación Zona de Estudio

El puente objeto de estudio es la obra que atraviesa el río nuevo presidente, en la zona rural del municipio de Tibú, a la altura del PR 63+930, rodeado de una baja densidad de cobertura vegetal natural, la obra de paso se localiza aproximadamente a 10 Km del casco Urbano del municipio de Tibú, en dirección hacia el corregimiento de Campo Dos y aproximadamente a 2 Km de la frontera Binacional.

#### Imagen 2

*Ubicación Puente Nuevo presidente*



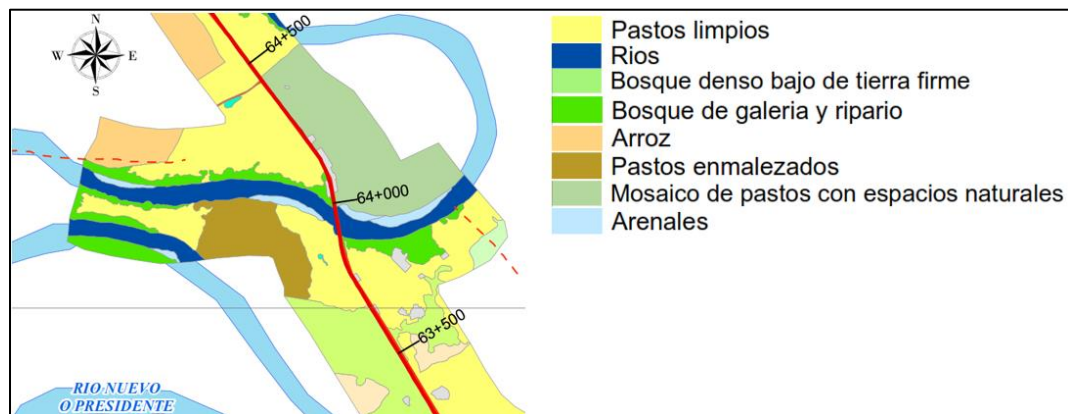
*Fuente: Izquierda Google Earth, 2021. Derecha (Planeación y Desarrollo Ltda. 2021)*

### 3.3. Usos del Suelo y Cobertura Vegetal<sup>1</sup>

El Municipio cuenta con un ecosistema rico en flora, fauna y recursos provenientes del suelo. Sin embargo, el mismo se encuentra inexplorado por parte del Municipio y el Departamento. Actualmente se realiza por parte de la Corporación Autónoma Regional de la Frontera Nororiental – CORPONOR, el PGAR – Plan de Gestión Ambiental Regional, así como los diferentes lineamientos ambientales específicos para el Municipio. Existe un plan de zonas de reserva que realizó la corporación pero que se desconoce a nivel municipal. Los Ríos y quebradas, así como el bosque, la flora y la fauna se encuentran amenazados permanentemente por las actividades del hombre. Existen cultivos ilícitos que son focos de contaminación por todos los productos usados para el cultivo en sí, así como para la producción de la coca. Por otro lado, cultivos como la palma, están generando un impacto negativo sobre los suelos y los recursos hídricos.

#### Imagen 3

*Cobertura Vegetal Zonas Aledañas Puente Rio Nuevo presidente*



*Fuente: Mapa Cobertura Vegetal Corine Land Cover Tramo 3 Astilleros Tibú K53+000 – K67+700. Planeación y Desarrollo Ltda. (Molina, 2021)*

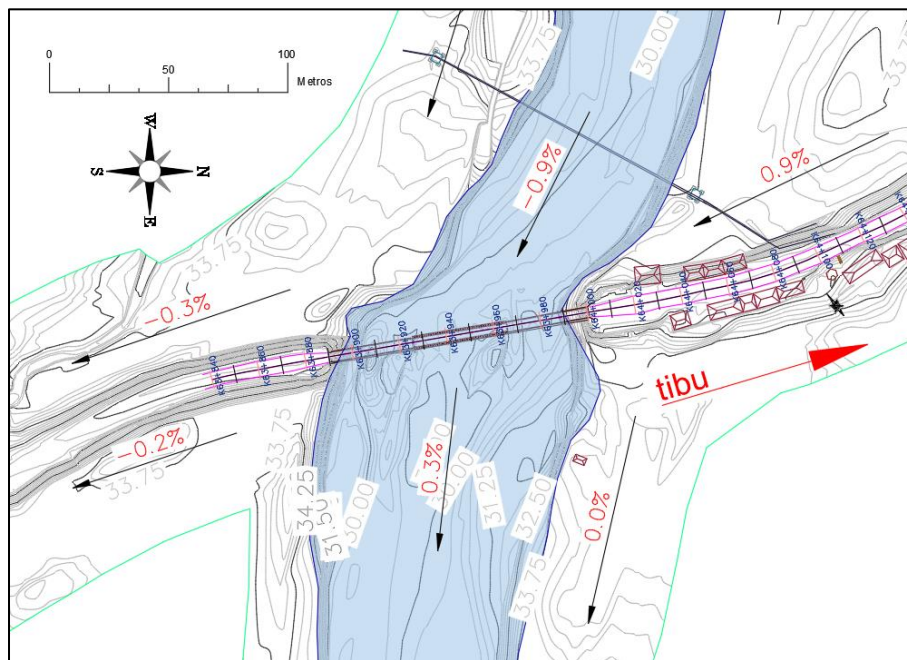
<sup>1</sup> PLAN DE DESARROLLO, municipio de Tibú, 2016-2019

### 3.4. Topografía Local

El sector de estudio se encuentra en una topografía mayormente plana, lo que propicia la presencia de afluentes meándricos con curvaturas pronunciadas. Debido a esta morfología, los drenajes naturales tienen velocidades de flujo bajas y las pendientes a lo largo de la vía y del eje del drenaje no superan el 1%. Esto condiciona una evacuación lenta de las escorrentías superficiales, lo que representa una amenaza alta a inundaciones en épocas de fuertes precipitaciones.

#### Imagen 4

*Topografía Local Puente Nuevo presidente*



*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. 2021, Modificado por el autor*

#### **4. Estado Actual Sector de Estudio**

A continuación, se describe las características y condiciones actuales de la estructura de paso y su área de impacto, obteniendo una idea espacial y geométrica que permita abordar los ambientes naturales que controlan el sector de estudio.

##### **4.1. Descripción del Sector de Estudio**

Identificada como una zona de amenaza alta ante inundación, debido a las bajas pendientes y sinuosidad agresiva característica del río nuevo presidente, la proximidad entre sus curvas permiten que casi puedan unirse durante altas precipitaciones generando extensas llanuras de inundación, la estructura actual no atraviesa de manera ortogonal al eje del río, manteniendo un grado de esviaje con respecto a la dirección del cauce. Aunque es un afluente de bajas velocidades el gran caudal que controla en época invernal ha desencadenado socavaciones laterales, conllevando a afectaciones en la estructura actual.

Con el paso del tiempo se han presentado procesos de socavación de forma retrogresiva con referencia a los estribos centrales, afectando las estructuras de apoyo de las rampas de acceso siendo necesaria las intervenciones de refuerzo en varias ocasiones, este tipo de mejoramientos ha permitido que la estructura vaya ampliando su distancia obligándola a cubrir las longitudes erosionadas por la dinámica del afluente. Además de los problemas de socavación, se identifica gran cantidad de material de arrastre depositado en los apoyos laterales viéndose más concentrados sobre la zona de la rampa de acceso del lado de Tibú.

**Imagen 5**

*Morfología Rio Nuevo presidente Altura del PR 63+890*



*Fuente: Google Earth, 2022.*

**Imagen 6**

*Afectaciones Localizadas sobre apoyos de rampas de acceso*



*Fuente: Elaboración propia*

A pesar de mantener una sección hidráulica amplia para la demanda del caudal del río, las bajas pendientes permiten que se presenten desbordamientos del cauce llegando en partes a cubrir la rasante de la vía, es tanto el nivel de inundación que para temporadas específicas de creciente el nivel de caudal se logra localizar aproximadamente 1 m por debajo de la base de los sillares de concreto en los apoyos centrales, pudiéndose asumir que se logren presentar láminas de inundación superiores de las que se tenga registro fotográfico. A continuación, se presenta una serie de imágenes que muestran el nivel de la lámina de agua en diferentes épocas de varios años.

### Imagen 7

*Variación láminas del caudal Puente Rio Nuevo presidente*



*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 8**

*Vista aérea zona de inundación puente Nuevo presidente, año 2018*



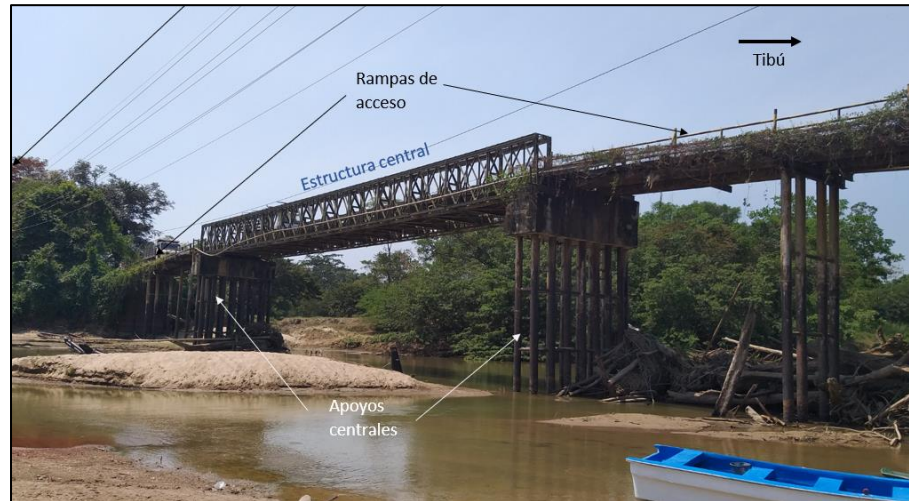
*Fuente: Unidad de Gestión del Riesgo Municipio de Tibú, 2018*

**4.2. Descripción de la Estructura Existente**

Como se ha mencionado anteriormente la estructura de paso definida por un solo carril se ubica entre los PR 63+890 y 64+000, se compone por una sección central y dos rampas de acceso. En la parte media se identifica los apoyos principales separados con una luz aproximada de 30.3 m, sección que se asume fue originalmente la diseñada, presenta un sistema de vigas en cercha metálicas simplemente apoyadas encargadas de distribuir las cargas hacia los apoyos centrales, conformados con dos sillares en concreto aproximadamente de 1.50 m de altura y 2.0 m de base elevándose desde el lecho del cauce entre 6.0 m y 7.0 m, los elementos en concreto se encuentran apoyados sobre micropilotes en acero de diámetro de 0.25 m, distribuyéndose para cada sillar en dos filas de 7 elementos arriostrados horizontalmente, no se logra identificar nivel de placa corona o placa de cimentación, asumiendo que se encuentra bajo nivel del lecho actual del río.

**Imagen 9**

*Vista panorámica Puente Nuevo presidente. Época de bajas precipitaciones*



*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 10**

*Apoyos principales estructura central (izq. lado Astilleros – der. Lado Tibú)*



*Fuente: Elaboración propia*

Los accesos a la estructura central están elaborados de una manera improvisada, conformados por rampas conectando la rasante de la estructura central, con la rasante de la vía hacia las márgenes del río, los materiales con los que se encuentran elaboradas las rampas consisten en elementos tubulares metálicos de 3” aproximadamente, con disposición ortogonal al eje de la vía actuando como superficie de rodadura. En diferentes puntos de las rampas de acceso, no se encuentran los elementos tubulares, ya sea por vencimiento de resistencia del elemento, o hayan sido antrópicamente retirados.

### **Imagen 11**

*Rampas de Acceso a estructura central*



*Fuente: Elaboración propia*

El tendido tubular se soporta sobre vigas longitudinales de sección circular con diámetro aproximado de 0.30 m, sostenidas por un doble apoyo a lo largo de su luz, los soportes están conformados por un sistema de 4 micropilotes metálicos dispuestos en una sola fila a lo ancho del carril del puente y arriostrados horizontalmente. Al igual que los apoyos centrales su placa de cimentación está cubierta por el material del lecho del río.

**Imagen 12**

*Vista Panorámica Rampas de Acceso. Izq. Lado Astilleros – der. Lado Tibú*



*Fuente: Elaboración propia*

De acuerdo al estado actual del puente y los procesos de socavación a lo que está expuesta la estructura, es primordial que se considere el cambio de su estructura, desde un sistema de cimentación adecuado hasta su superestructura.

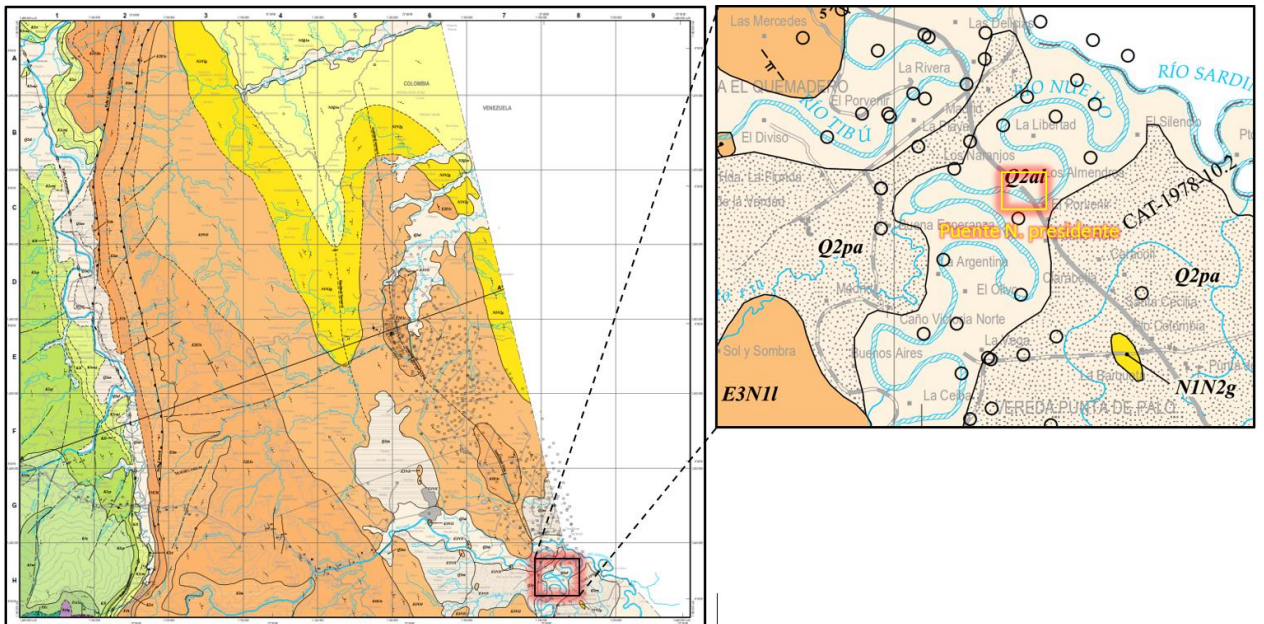
## 5. Preliminares Zona de Estudio

### 5.1. Geología

Para conocer el entorno geológico del sector se consultan las bases bibliográficas del servicio geológico colombiano SGC, haciendo énfasis en la plancha geológica 67 Tibú, allí se enmarca el entorno de depósito aluvial que gobierna el sector de estudio.

#### Imagen 13

*Ambiente Geológico Puente Nuevo presidente*



*Fuente: Mapa Geológico de la plancha 67 Tibú. (SGC-2015)*

#### 5.1.1. Formación Guayabo ( $N_1N_{2g}$ )

Según, Notestein et al. (1944), se levantó una columna estratigráfica en la quebrada León.

Esta unidad fue descrita de la siguiente manera:

- Segmento A: areniscas friables y lutitas arenosas grises (186 m).

- Segmento B: arcillolitas moteadas rojo, café, verde claro y gris claro, lavanda y púrpura y arcillolitas arenosas con algunas areniscas grises y amarillentas (181 m).
- Segmento C: areniscas friables grises y amarillentas y localmente arcillolitas moteadas (436 m).

### ***5.1.2. Depósitos Cuaternarios***

Se presenta el tipo de depósito identificado en las zonas adyacentes a las márgenes del cauce.

**5.1.2.1. Depósito Aluvial (Q2al).** Los depósitos aluviales recientes ocupan los ejes de los valles, siendo más extensos a medida que sus puntos de acumulación son más llanos; se acumulan principalmente en la convergencia de varios cauces. Esta unidad presenta espesores variables, cubriendo la paleotopografía preexistente, con espesores desde pocos metros e incluso llegando a superarlos 50 m en algunos sitios.

El carácter litológico de estos depósitos depende esencialmente de la naturaleza petrográfica de las regiones drenadas. En general son intercalaciones de capas de gravas, arenas, limos y arcillas, formados por la acumulación reciente de los ríos y quebradas del área. Los terrenos donde se extienden estos depósitos son aprovechados en el área principalmente para ganadería y las partes más bajas y cercanas a los cauces son susceptibles a fenómenos de inundación y erosión por socavamiento de las orillas.

**Imagen 14**

*Depósito Aluvial Aguas Abajo Puente Nuevo presidente*



*Fuente: Elaboración propia*

**5.2. Hidrología<sup>2</sup>**

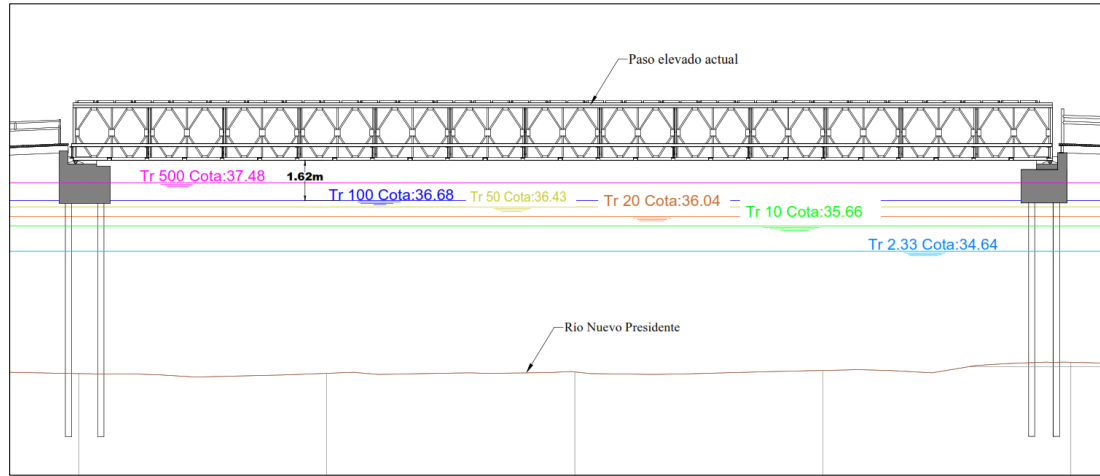
Dentro de la información suministrada por el ente gubernamental se encuentra el estudio hidrológico realizado para este punto de paso, elaborado por la consultoría Planeación y Desarrollo Ltda., a continuación.

**5.2.1. Determinación Láminas de Inundación Condición Actual**

El resultado de implantar las secciones con la cota de lámina de agua esperada para cada uno de los períodos de retorno se aprecia en la Figura 28. Se analizaron láminas de agua y demás características hidráulicas del flujo para períodos de retorno de 2.33, 5, 10, 50 y 100 años. La variabilidad climática se incorpora al análisis contemplando períodos de retorno mayores a 100 años.

---

<sup>2</sup> ESTUDIO DE INUNDACIÓN Y SOCAVACIÓN RÍO NUEVO PRESIDENTE SECTOR PUENTE PR 63+940 VIAS ASTILLEROS – TIBÚ (planeación y Desarrollo Ltda. Carrillo, 2020)

**Imagen 15***Láminas de Inundación Para Diferentes Periodos de Retorno Condición Actual*

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (Carrillo, 2021)*

**5.2.2. Socavación Para Condición proyectada**

La socavación general se entiende como el proceso de descenso del lecho del cauce en respuesta al paso de una creciente. El aumento del caudal incrementa la capacidad de transporte de material reflejado en un aumento del esfuerzo cortante en el fondo y la velocidad de flujo.

Debido a las bajas velocidades que genera la baja pendiente del río no se estiman valores elevados de socavación, a continuación, se proporciona la tabla de análisis de socavación, la sección 274 corresponde al puente.

**Tabla 1***Socavación Rio Nuevo presidente para Q 100 (condición proyectada)*

Cross Section	A (m <sup>2</sup> )	T (m)	hi (m)	$\alpha$ ( m <sup>-333</sup> / s )	hs (m)	V (m/s)	Socav Ajust (m)
400	688.4	180.09	6.77	0.86	7.94	2.09	1.17
361	565.9	137.45	6.64	0.99	8.67	2.54	2.03
336	619.44	148.13	7.08	0.90	8.71	2.32	1.63
311	825.19	189.22	7.61	0.65	7.49	1.74	1.00
287	749.1	163.41	7.42	0.70	7.61	1.92	1.00
281	733.44	161.64	7.30	0.72	7.61	1.96	1.00
274	731.125	193.04	7.25	0.81	8.30	1.97	1.05
267	728.81	224.44	7.20	0.90	8.92	1.97	1.72
260	763.55	226.43	7.20	0.84	8.44	1.88	1.24
239	849.99	205.85	7.22	0.66	7.02	1.69	1.00
220	796.98	194.09	6.71	0.70	6.73	1.81	1.00
200	733.27	175.46	6.58	0.76	6.94	1.96	1.00
180	728.06	165.35	6.59	0.74	6.80	1.98	1.00

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (Carrillo, 2021)*

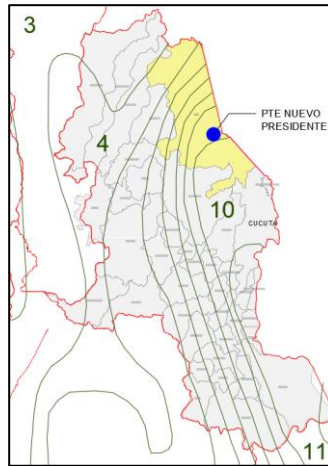
Como se logra estimar por medio del estudio hidráulico, las bajas velocidades de flujo generan un nivel de socavación de 1.05 m, lo que se ve adecuado en la zona de estudio, pues hacia el eje del río siempre se enmarcan playas de sedimentación que reflejan el bajo poder de arrastre en el lecho del río

### 5.3. Amenaza Sísmica Para el Sector de Estudio

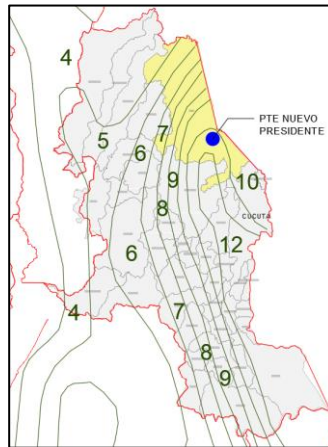
Para determinar los parámetros sísmicos de diseño aplicables en la zona de estudio, se recurre a lo dispuesto por la sección 2 del CCP-14, allí se recomienda estimarlos de acuerdo al tipo de perfil y los factores de sitio.

**Imagen 16**

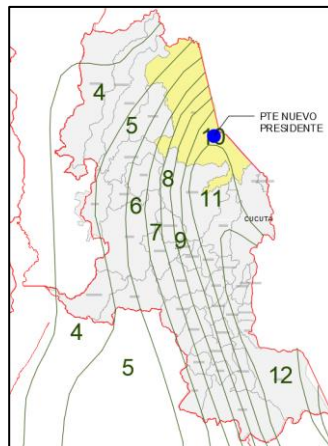
*PGA y coeficientes de respuesta Ss y S1 Norte de Santander*



Región	PGA
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
<b>9</b>	<b>0.45</b>
10	0.50
11	0.55



Región	Ss
1	0.10
2	0.20
3	0.30
4	0.40
5	0.50
6	0.60
7	0.70
8	0.80
9	0.90
10	1.00
<b>11</b>	<b>1.10</b>



Región	S1
1	0.05
2	0.10
3	0.15
4	0.20
5	0.25
6	0.30
7	0.35
8	0.40
9	0.45
<b>10</b>	<b>0.50</b>
11	0.55
12	0.60
13	0.65

*Fuente: CCP-14, Sección 3*

Con base a la información obtenida de líneas de refracción sísmica realizadas en los estribos del puente actual, se determina el tipo de perfil de suelo en la zona de estudio (**Tabla 2**) Con esta información se establecen los factores de sitio  $F_{PGA}$  y  $F_v$ , para finalmente establecer el coeficiente sísmico de diseño  $K_h$  (**Tabla 5**), la determinación se realiza según lo dispuesto por el título A de la NSR-10.

### Tabla 2

*Perfil de suelos definidos para la zona de estudio*

Abscisa	LRS	Perfil de Suelo	Descripción tipo de suelo
64+000	18	Tipo C	Suelos muy densos o roca blanda
63+790	19	Tipo D	Suelos rígidos

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2020)*

### Tabla 3

*Valores del factor de sitio  $F_{PGA}$  zona de estudio*

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos					
	PGA $\leq$ 0.1	PGA = 0.2	PGA = 0.3	PGA = 0.4	<b>PGA = 0.45</b>	PGA $\geq$ 0.5
C	1.2	1.2	1.1	1.0	<b>1.0</b>	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	<b>1.05</b>	1.0

*Fuente: CCP-14, Sección 3 Tabla 3.10.3.2-1*

### Tabla 4

*Valores de factor de sitio  $F_a$  zona de estudio*

Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodos de vibración de 0.2 s				
	Ss $\leq$ 0.25	Ss = 0.50	Ss = 0.75	<b>Ss = 1.0</b>	Ss = 1.10
C	1.2	1.2	1.1	<b>1.0</b>	1.0
D	1.6	1.4	1.2	<b>1.1</b>	1.06

*Fuente: CCP-14, sección 3, Tabla 3.10.3.2-2*

**Tabla 5***Valores de factor de sitio Fv zona de estudio*

Tipo de perfil	Coeficiente de aceleración espectral para periodos de vibración de 1.0 s				
	S1 ≤ 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	<b>S1 ≥ 0.5</b>
C	1.7	1.6	1.5	1.4	<b>1.3</b>
D	2.4	2.0	1.8	1.6	<b>1.5</b>

*Fuente: CCP-14, sección 3, Tabla 3.10.3.2-3***Tabla 6***Parámetros sísmicos de diseño zona de estudio*

Perfil de suelo	C	D
PGA	0.45	0.45
FPGA	1.0	1.05
Fa	1.0	1.06
Fv	1.3	1.5
Kh = PGA* FPGA	0.45	0.473

## 6. Investigación del Subsuelo

El conocimiento de las características geotécnicas de los materiales establecidos en el sitio del estudio, es una de las partes importantes para definir los modelos del subsuelo en los diferentes análisis y definición de obras. Esta parte involucra la exploración superficial y subsuperficial, recuperación de muestras alteradas e inalteradas, ejecución e interpretación de ensayos de laboratorio además de los que se puedan realizar en campo para establecer parámetros geotécnicos representativos requeridos en el estudio. Primordialmente la investigación del subsuelo se centra en determinar condiciones de resistencia y la respuesta de los materiales ante la imposición de sobrecargas generadas, A continuación, se describen las actividades de campo y laboratorio realizadas dentro del estudio de geotecnia y se presentan los análisis de los resultados obtenidos.

## 6.1. Exploración de Campo

La campaña de exploración realizada cuenta con perforaciones mecánicas, líneas de refracción sísmica, sondeos electricoverticales, además de tomografía eléctrica realizada en la sección del río por donde cruza la estructura actual, toda la campaña se enfoca en la zona de influencia por donde atraviesa el diseño geométrico proyectado, por otra parte, Planeación y Desarrollo realizó la caracterización del tramo vial que comprende desde PR 53+000 hasta PR 67+700, información que complementa la campaña actual de exploración en las inmediaciones del puente.

### 6.1.1. Ubicación Exploraciones de Campo

A continuación, se presenta la ubicación de los sondeos realizados por parte de Planeación y Desarrollo Ltda., en la zona de estudio.

**Tabla 7**

#### *Sondeos Mecánicos Realizados*

<b>Abscisa</b>	<b>Sondeo #</b>	<b>Prof.</b>	<b>E</b>	<b>N</b>	<b>Objetivo</b>
63+740	A-3	9.0	1156662.928	1442571.712	Caracterización alineamiento proyectado
63+820	A-2	8.2	1156639.252	1442632.521	Caracterización alineamiento proyectado
63+840	8-T3	6.0	1156617.139	1442663.117	Caracterización terraplén actual
63+870	A-1	28.5	1156627.852	1442694.463	Estribo Nuevo puente proyectado
63+985	T-1	32.5	1156606.265	1442818.434	Estribo nuevo puente proyectado
64+010	9-T3	6.0	1156593.779	1442846.205	Caracterización terraplén actual
64+010	10-T3	6.0	1156515.906	1442771.855	Caracterización margen del río
64+035	T-2	12.0	1156586.407	1442895.803	Caracterización alineamiento proyectado
64+085	T-3	10.5	1156545.171	1442955.549	Caracterización alineamiento proyectado
64+225	11-T3	20.0	1156479.000	1443045.000	Caracterización estribo puente PR 64+260
64+275	12-T3	20.0	1156463.000	1443066.000	Caracterización estribo puente PR 64+260

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda.*

**Imagen 17**

*Registro Fotográfico Exploración de campo Área de Estudio*

SND A-3



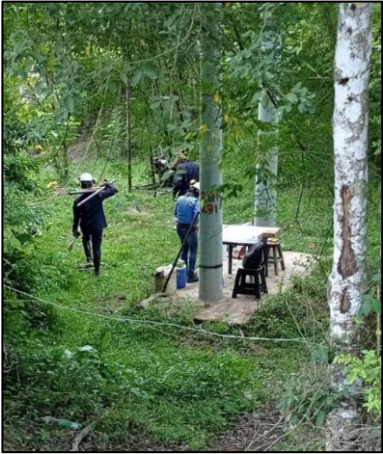
SND A-2



SND 8-T3



SND A-1



SND T-1



SND 9-T3



SND 10-T3



SND T-2



SND T-3





Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (Torres, 2020)

### 6.1.2. Ubicación de LRS, SEV y ERT

A continuación, se presenta la ubicación de líneas de refracción sísmica (LRS), sondeos eléctricos verticales (SEV) y líneas para ensayo de tomografía de resistividad eléctrica (ERT).

**Tabla 8**

*Ubicación de Líneas de Refracción sísmica Preliminar Puente Nuevo presidente.*

abscisa	LRS	Long (m)	observación
63+790	#19	100	Margen izquierda paralela a la vía
64+000	#18	110	Margen derecha paralela a la vía

**Tabla 9**

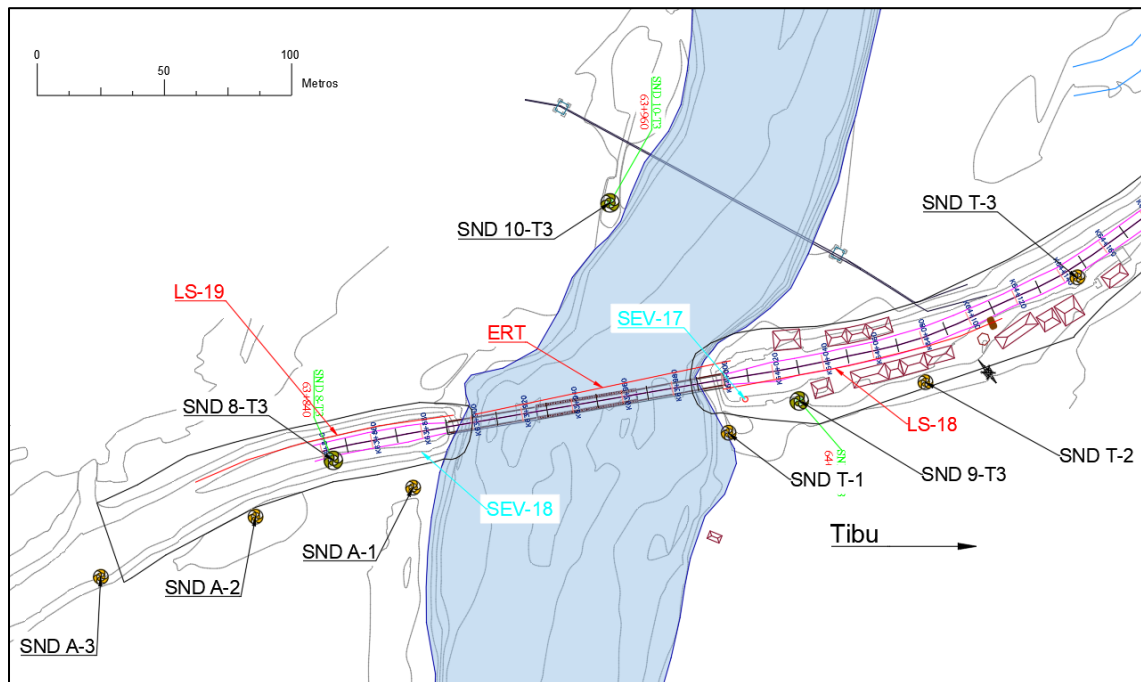
*Ubicación SEV Preliminar Puente Nuevo presidente*

abscisa	SEV	observación
63+880	#18	Estribo puente lado Astilleros
64+010	#17	Estribo puente lado Tibú

**Tabla 10**

*Ubicación tomografía eléctrica 2D Puente Nuevo presidente*

abscisa	ERT	Long (m)	observación
63+950	T1	100	Ubicada sobre el alineamiento puente actual a nivel de lámina de agua

**Imagen 18***Ubicación en planta Campaña de Exploración Puente Nuevo Presidente*

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. 2020*

**6.1.3. Descripción de Materiales Reportados por la Exploración**

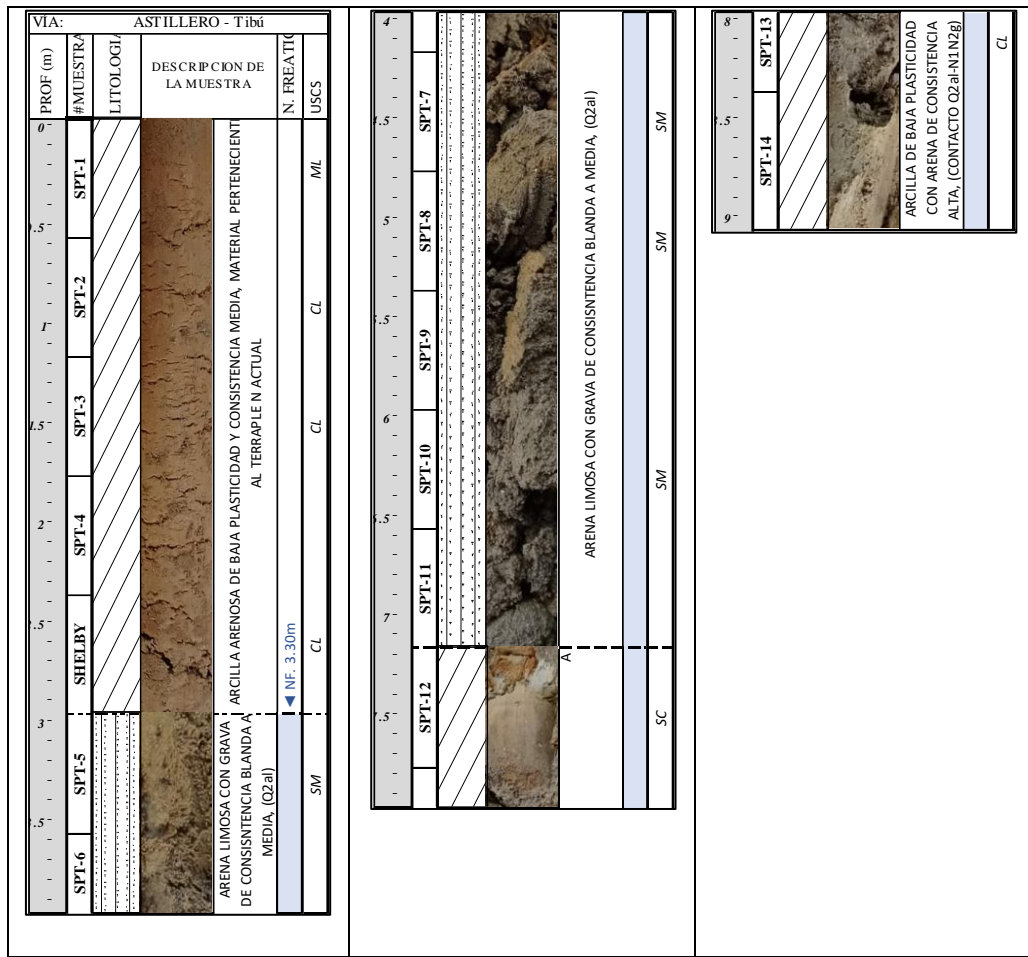
Se describen las características de los materiales reportados mediante los procesos exploratorios, se representan en perfiles estratigráficos descritos según los resultados de laboratorio.

**10.1.3.1. Sondeo A-3 63+740.** El sondeo A-3 ubicado de manera adosada al terraplén actual, hacia el flanco derecho en dirección a Tibú, registra inicialmente una capa con espesor aproximado de 3.0 m referente a arcillas arenosas (CL) de tonalidad café, y consistencia de media a blanda, el material recobrado hace parte del terraplén actual de la vía, enseguida entre 3.0 m y 7.20 m, se registra un nivel de arenas limosas (SM) de tonalidad gris correspondiente a la unidad de depósito aluvial Q2a1, este tipo de material registra consistencia de blanda a media. A partir de

7.20 m se encuentra la transición del depósito con materiales de la formación guayabo (N1N2g) conformada por arcillas de baja plasticidad (CL). Se registra tabla de agua a partir de 3.0 m

**Imagen 19**

*Perfil Litológico Sondeo A-3 (63+740)*



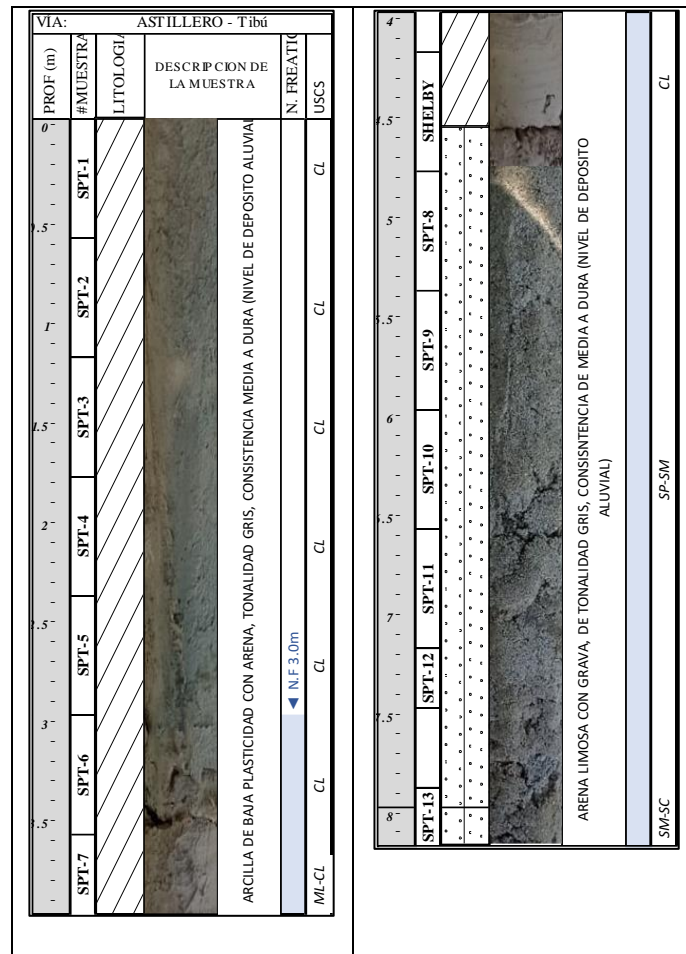
*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.2. Sondeo A-2 63+820.** El sondeo A-2 ubicado hacia la margen derecha de la vía, parte baja del talud en dirección a Tibú, registra desde su inicio hasta profundidad cercana de 4.5 m, una capa de arcillas tonalidad gris, baja plasticidad y pequeños contenidos de arena (CL), presenta consistencia media a dura , a partir de 4.5 hasta finalizar el sondeo a 8.2 m se registran

arenas limosas (SP-SM) de consistencia media a dura, estos niveles registrados pertenecen al Q2al, en el momento de la exploración se identifica tabla freática a partir de 3.0 m.

**Imagen 20**

*Perfil Litológico Sondeo A-2 (63+820)*



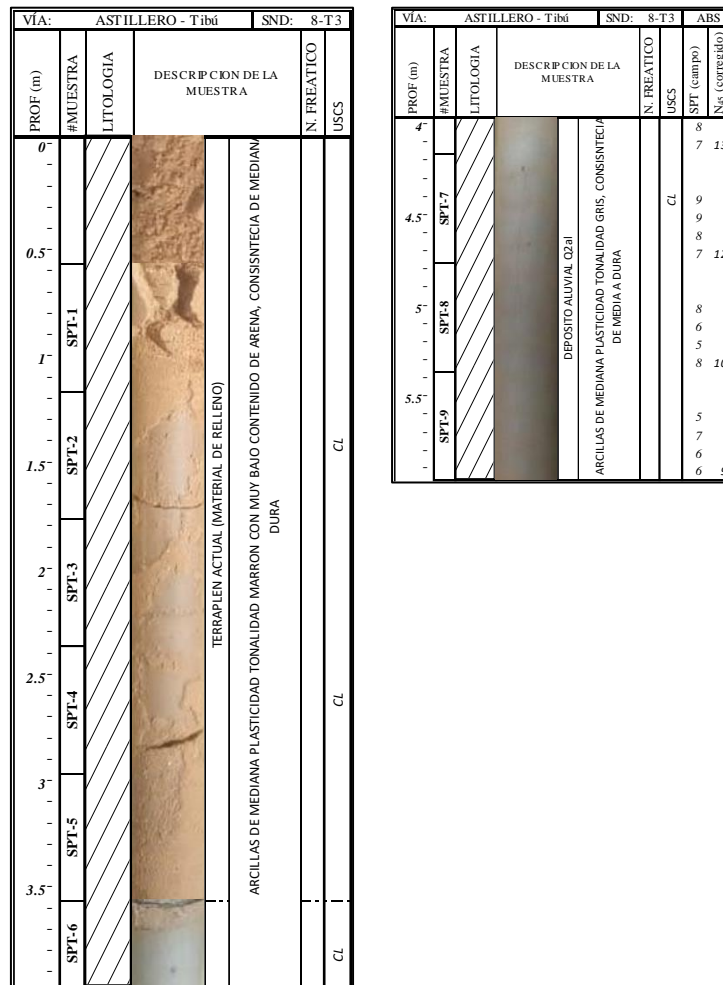
*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.3. Sondeo 8-T3 63+840.** El sondeo 8-T3 ubicado hacia la margen derecha de la vía, en dirección a Tibú y con una longitud total de 6.0 m registra un espesor inicial de 3.50 m de arcillas tonalidad café y mediana plasticidad con muy bajos contenidos de arena (CL), materiales antrópicos que conforman el terraplén actual, inmediatamente se registran arcillas de tonalidad

gris y baja plasticidades correlacionables al depósito aluvial Q2al, presentan una tendencia en su resistencia de media a dura. No se reporta nivel freático durante la exploración de campo.

**Imagen 21**

*Perfil Litológico Sondeo 8-T3*



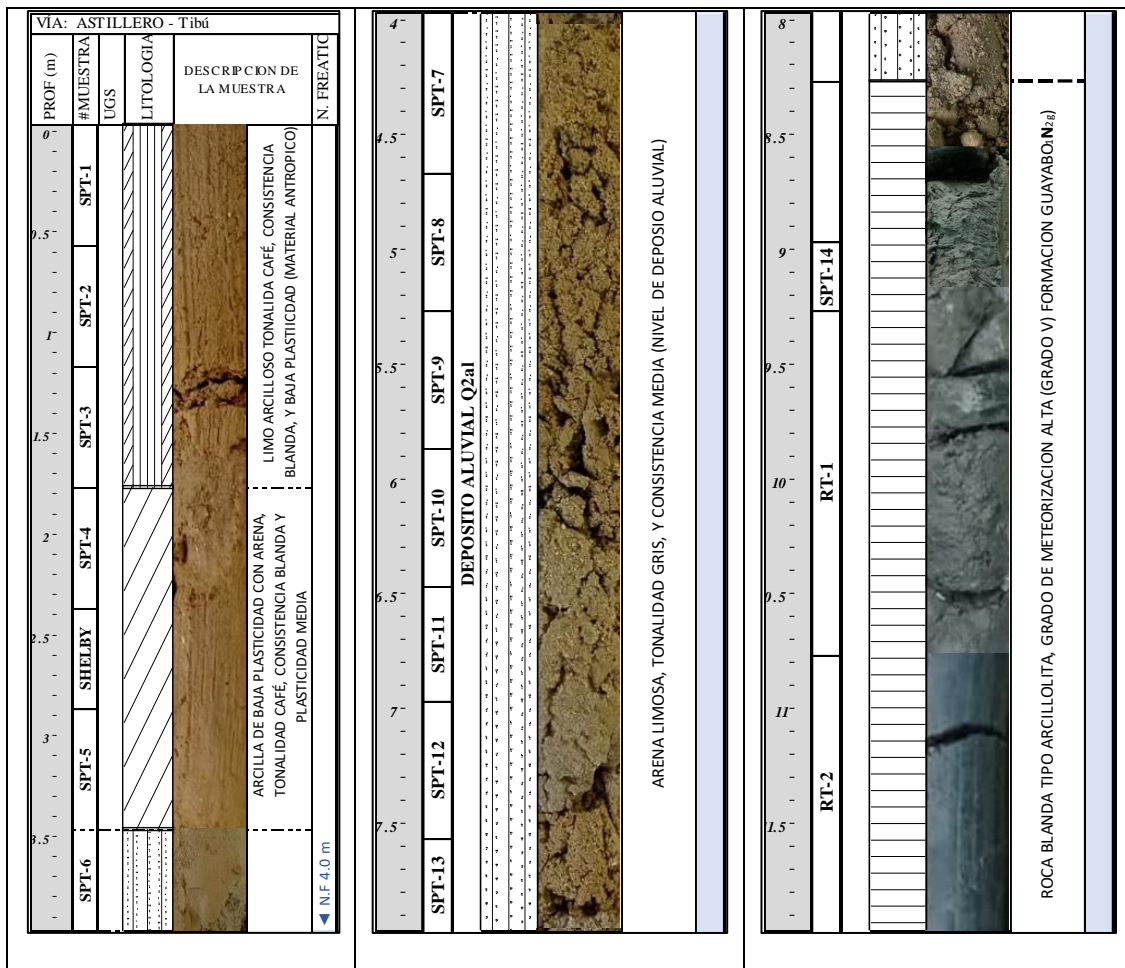
*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.4. Sondeo A-1 63+870.** El sondeo A-1 ubicado en la proyección del estribo del lado de Astilleros, en la parte baja del terraplén actual, permite identificar dos niveles de materiales de tonalidad café pertenecientes al depósito Q2al, el primero va de 0.0 m hasta 3.5 m aproximadamente y caracterizado como intercalaciones de limos (ML) y arcillas (CL) de baja

plasticidad con pequeñas trazas de arena, presentan consistencia de baja a media. El segundo nivel está conformado por arena limosa con grava (SM) aumentando su consistencia a medida que se profundiza y llegando hasta una cota de -8.5 m aproximadamente, a partir de este punto se logra identificar el contacto entre el depósito Q2al y el nivel meteorizado del basamento correlacionable con la formación Guayabo (N<sub>1</sub>N<sub>2</sub>g) caracterizado como arcillolitas de tonalidad gris. Durante el proceso de exploración se reporta nivel freático a 4.0 m de profundidad.

**Imagen 22**

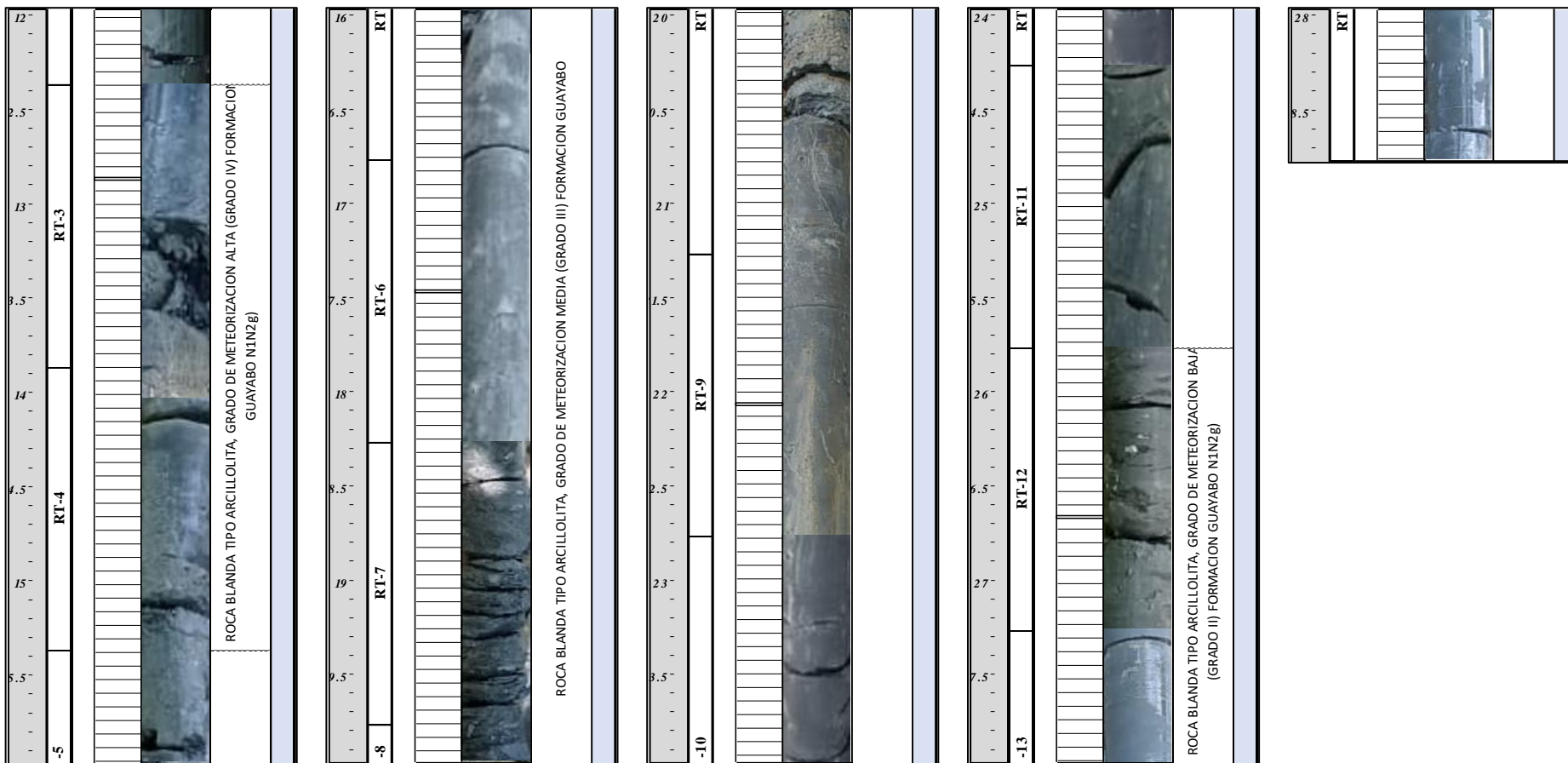
*Perfil Litológico Sondeo A-1 63+870*



*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 23**

*Continuación Perfil Litológico Sondeo A-1 63+870*

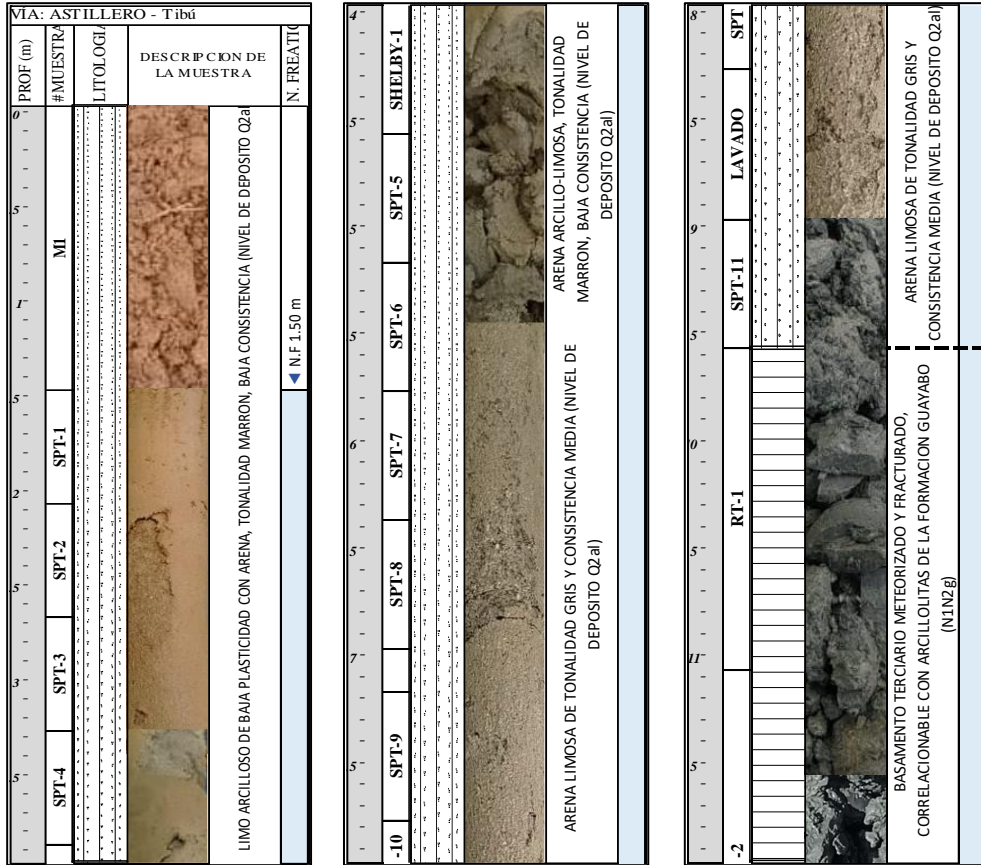


*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.5. Sondeo T-1 63+985.** El sondeo T-1 ubicado en la proyección del estribo del lado de Tibú, en la parte baja del terraplén actual, permite identificar dos niveles de materiales de tonalidad café pertenecientes al depósito Q2al, el primero va de 0.0 m hasta 4.0 m aproximadamente y caracterizado como intercalaciones de limos (ML) y arcillas (CL) de baja plasticidad con trazas de arena, presentan consistencia de blanda a media. El segundo nivel está conformado por arena limosa con grava (SM) aumentando su consistencia a medida que se profundiza y llegando hasta una cota de -9.0 m aproximadamente, a partir de este punto se logra identificar el contacto entre el depósito Q2al y el nivel meteorizado del basamento correlacionable con la formación Guayabo (N<sub>1</sub>N<sub>2</sub>g) caracterizado como arcillolitas de tonalidad gris. Durante el proceso de exploración se reporta nivel freático a 1.5 m de profundidad.

**Imagen 24**

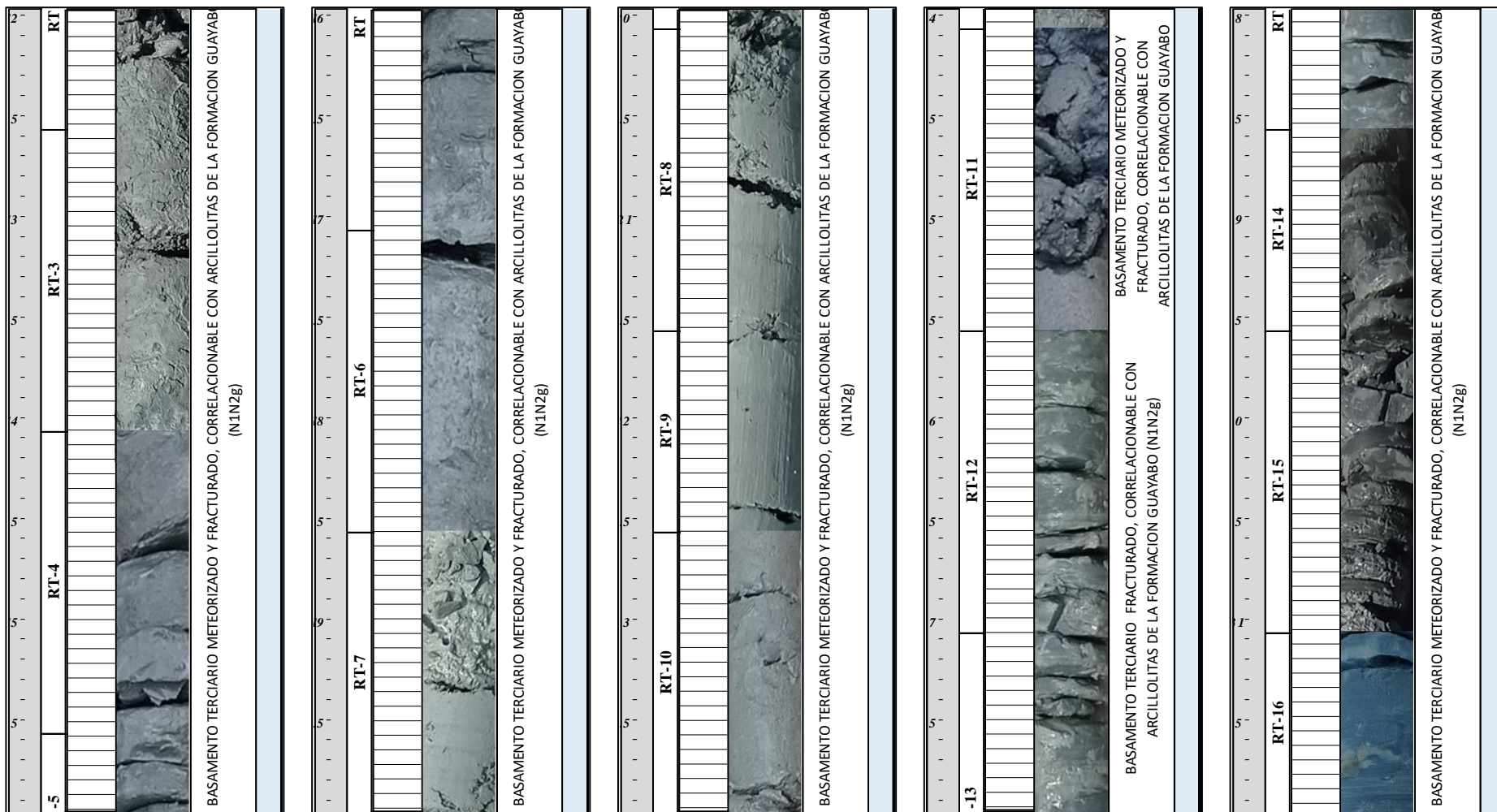
*Perfil litológico sondeo T-1 63+985*



*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 25**

*Continuación perfil Litológico Sondeo T1- 63+985*

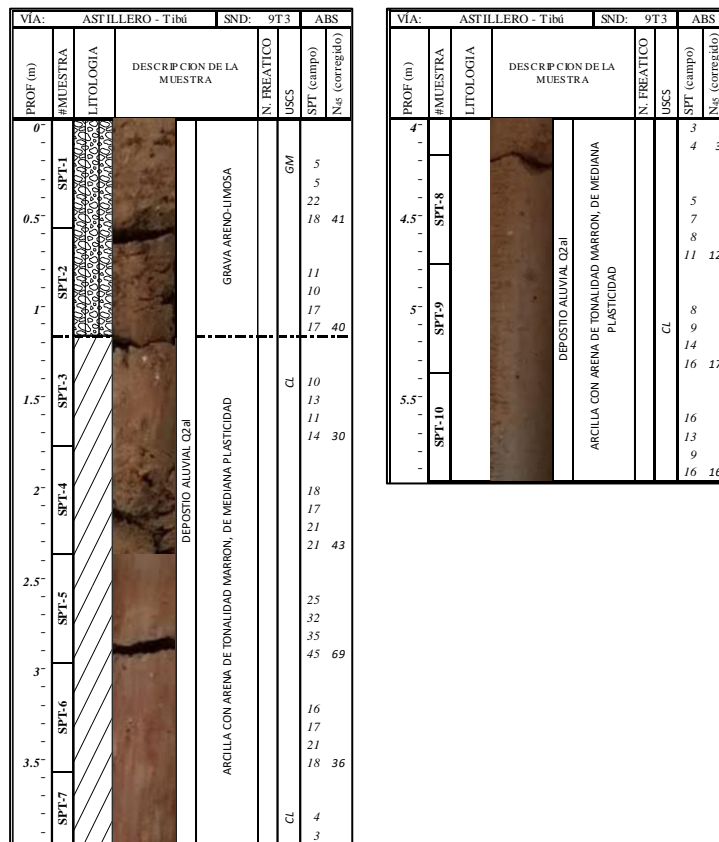


*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.6. Sondeo 9-T3 64+010.** El sondeo 9-T3 ubicado hacia la margen derecha de la vía, en dirección a Tibú y con una longitud total de 6.0 m registra un nivel de grava areno limosa (GM) de consistencia dura hasta 1.10 m aproximadamente, de allí en adelante hasta terminar la perforación se recobra arcillas de mediana plasticidad con muy bajos contenidos de arena (CL), pertenecientes al depósito aluvial Q2al, presentan resistencia dura, la cual disminuye a partir de 3.5 m aproximadamente manteniéndose en con una tendencia media . No se reporta nivel freático durante la exploración de campo.

**Imagen 26**

*Perfil Litológico Sondeo 9-T3*

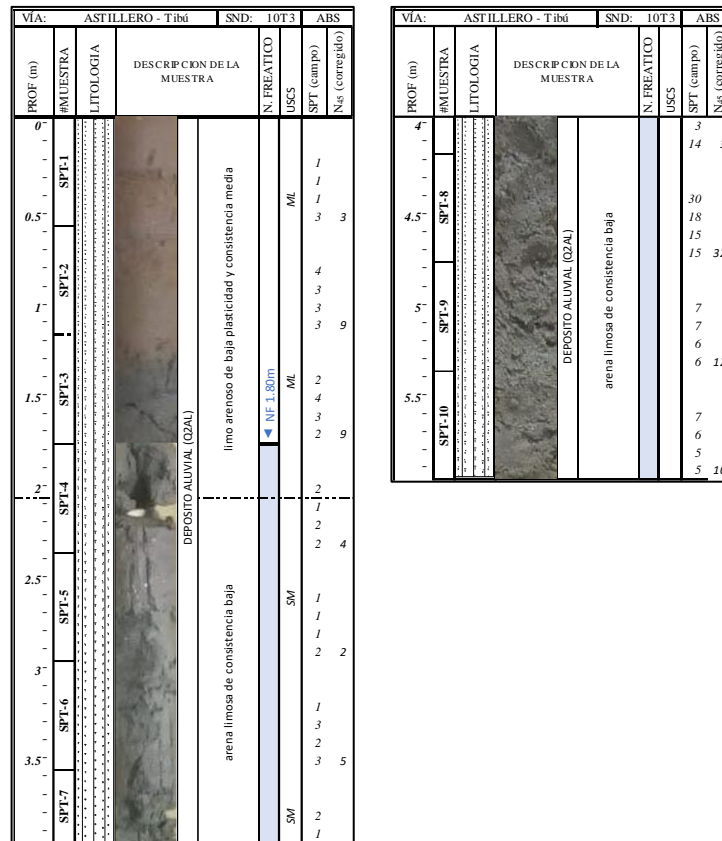


Fuente: Elaboración propia

**10.1.3.7. Sondeo 10-T3 64+010.** El sondeo 10-T3 se ubica la margen derecha del rio aguas arriba en cercanías a la estructura del puente, se profundiza hasta 6.0 m, recobrando en su totalidad arenas limosas, (SM) de consistencia media a blanda, el nivel freático se establece a 1.80 m desde la superficie del terreno.

**Imagen 27**

*Perfil litológico SND 10-T3*



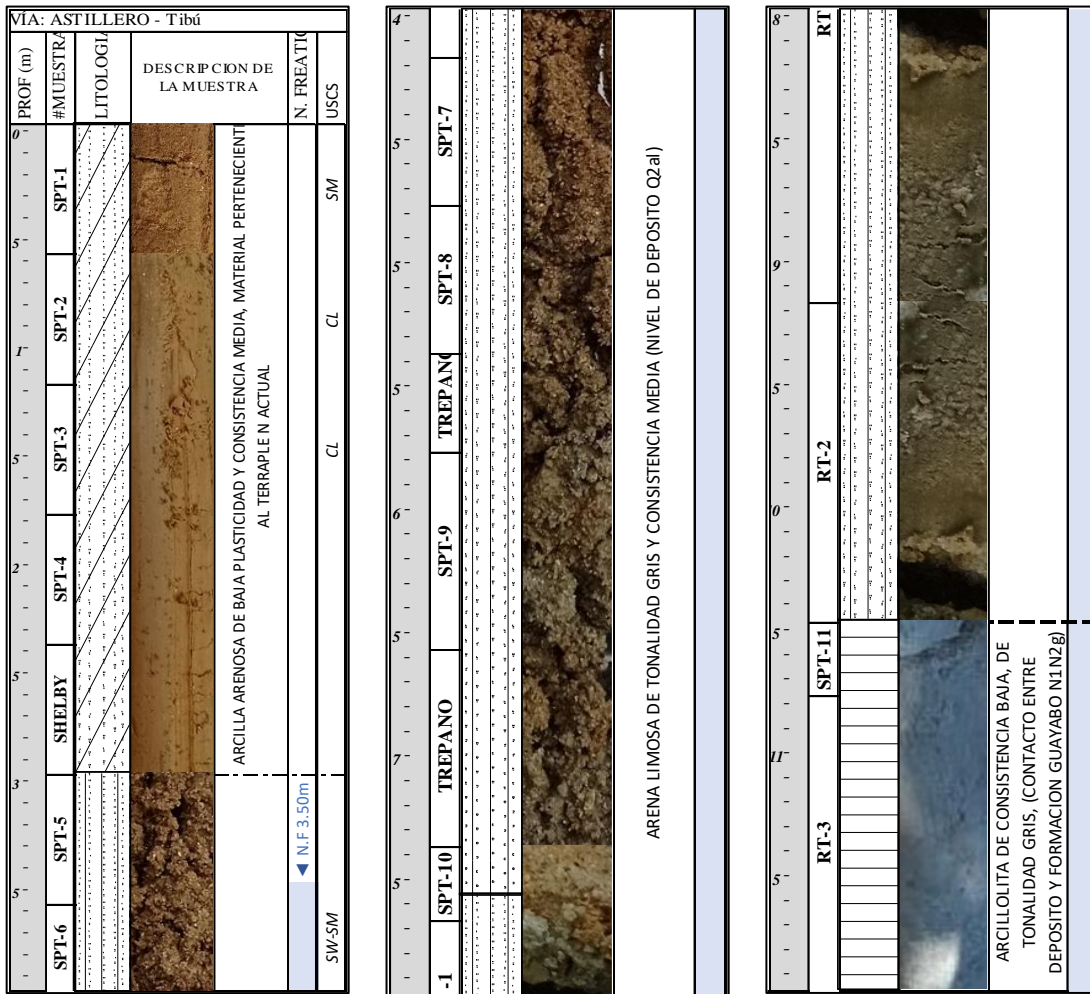
*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.8 Sondeo T-2 64+035.** El sondeo T2 ubicado hacia la parte baja del terraplén actual lado derecho en dirección a Tibú, registra un nivel de depósito aluvial Q2al conformado por dos capas de materiales, la primera desde 0.0 m hasta 3.0 m correspondiente a arcillas arenosas de baja plasticidad (CL) tonalidad café y consistencia de blanda a media, la segunda capa corresponde

a arenas limosas (SM) de consistencia media, se registra espesor que va desde 3.0 m hasta 10.5 m aproximadamente, desde esta cota se registran arcillolitas de tonalidad gris y consistencia dura correlacionables con materiales de la formación Guayabo (N<sub>1</sub>N<sub>2</sub>g) durante la exploración se registra nivel freático a 3.5 m.

**Imagen 28**

*Perfil Litológico Sondeo T-2 64+035*

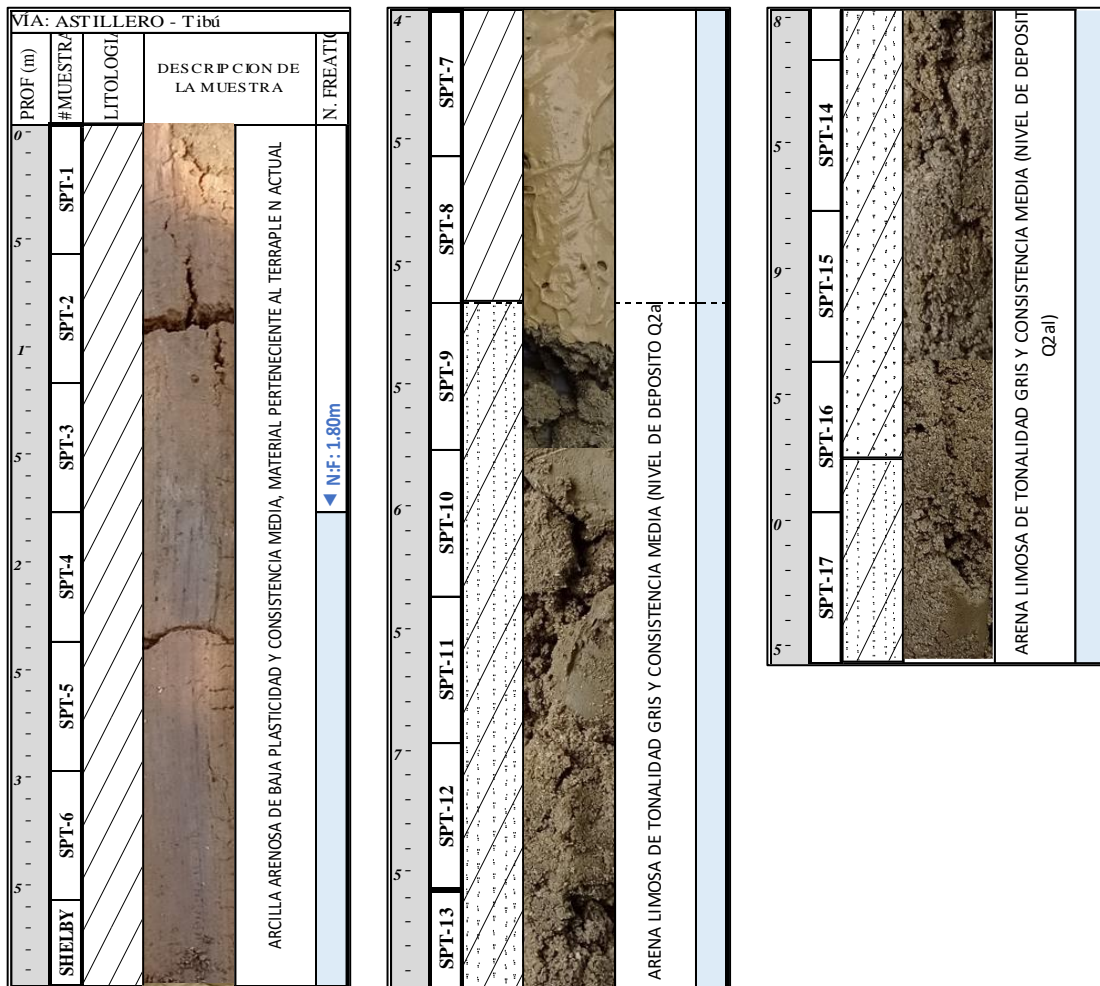


*Fuente: Elaboración propia*

**10.1.3.9. Sondeo T-3 64+085.** El sondeo T-3 se ubica a margen derecha en dirección a Tibú, adosado al terraplén actual, llegando a profundidad de 10.6 m, recobra hasta los 4.5 m arcillas de baja plasticidad (CL) con bajos contenidos de arena, y consistencia dura a muy dura, materiales correlacionables con el terraplén actual, a partir de 4.5 m se registran arenas limosas (SM) con bajos contenidos de grava, pertenecientes al nivel de depósito Q2al. Durante el proceso de exploración el nivel freático se establece a 1.80 m de profundidad.

**Imagen 29**

*Perfil Litológico Sondeo T-3 64+085*

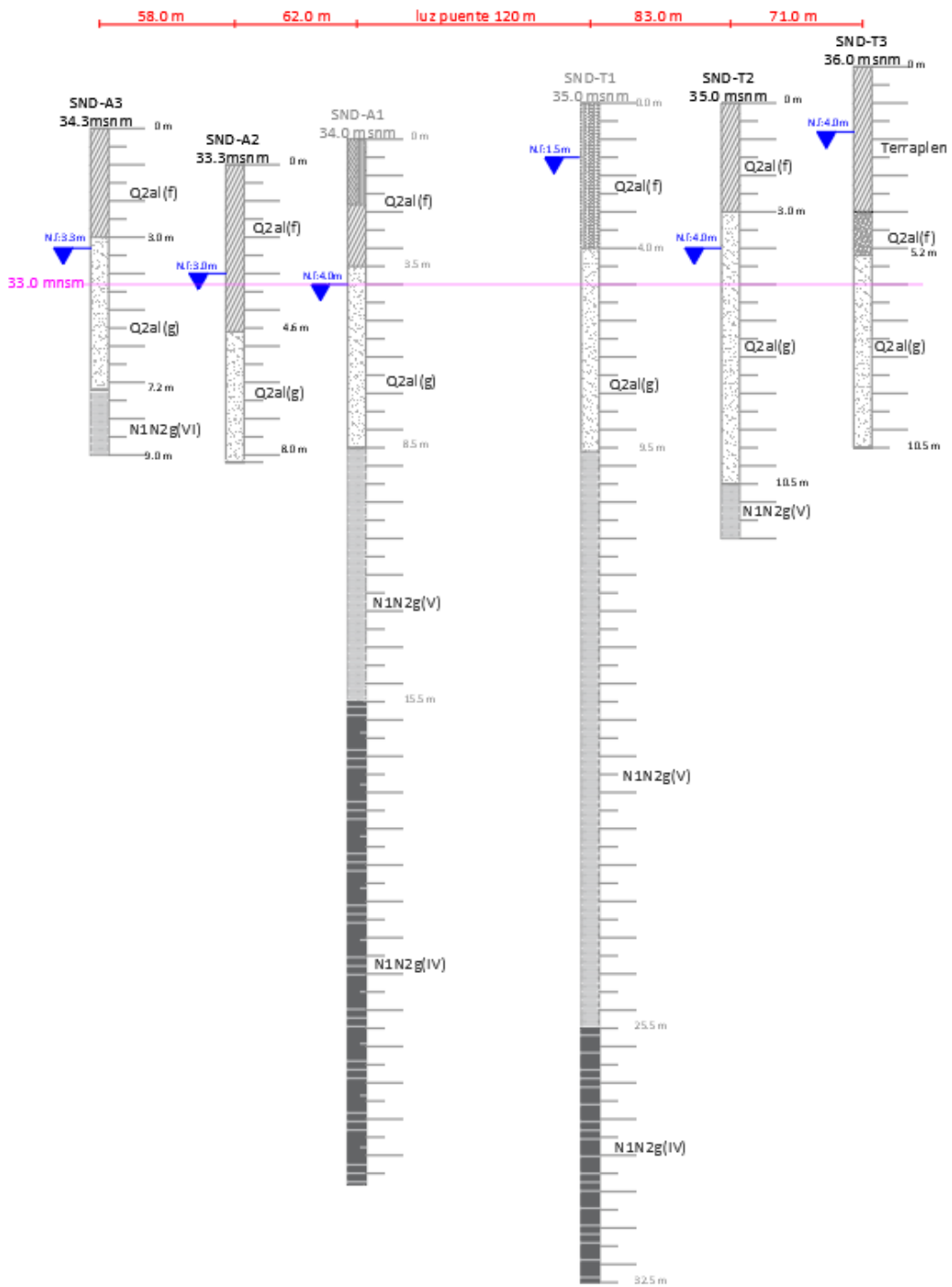


Fuente: Elaboración propia

**10.1.3.10. Perfil Longitudinal Alineamiento Vial.** A continuación se presentan las columnas litológicas, teniendo en cuenta su cota de realización, para dimensionar espacialmente el perfil geotécnico que se registra sobre el alineamiento de los terraplenes de acceso y localización del puente, en todos los sondeos realizados se localiza superficialmente un nivel correspondiente a depósito aluvial reciente fino Q2al(f), compuesto principalmente por arcillas con bajos a medios contenidos de arena (CL) y espesores entre 3.0 m y 4.6 m, suprayaciendo se recobran materiales en su mayoría granulares, correspondientes a depósito aluvial reciente Q2al(g), compuestos por arenas de grano medio, y bajos contenidos de fracción fina, este nivel de depósito registra espesores entre 4.0 m y 7.5 m, estos espesores de Q2al se encuentran soportados sobre el nivel meteorizado de la formación guayabo N1N2g, compuestos por arcillolitas de tonalidad gris.

**Imagen 30**

*Perfil Longitudinal Eje Alineamiento Puente Nuevo Presidente*



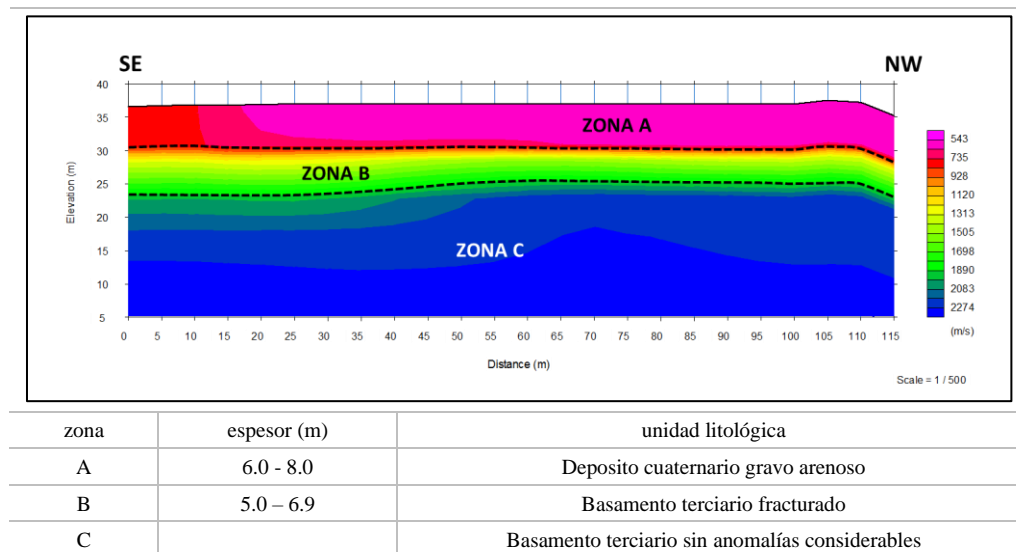
*Fuente: Elaboración propia*

#### 6.1.4. Descripción Líneas de Refracción Sísmica.

Complementando la fase de exploración geotécnica se realiza una campaña de líneas de refracción sísmica, estimando de forma indirecta la profundidad del basamento rocoso, espesores y/o capas de contacto basados en los registros de respuesta sísmica como las velocidades compresionales ( $V_p$ ) y velocidades de corte ( $V_s$ ). Ver informe de exploración geofísica mediante el ensayo de refracción sísmica y ondas superficiales en el tramo del PR 53+000 – PR 67+700 del corredor vial Astilleros – Tibú, departamento de Norte de Santander. Realizado por IngeoExploraciones 2020 para Planeación y Desarrollo Ltda. La imagen de Tomográfica presenta un modelo detallado calculado por elementos finitos, el cual permite observar más de 15 capas que muestran la variación de la velocidad con la profundidad, muy útil para la identificación de anomalías geofísicas importantes.

**Tabla 11**

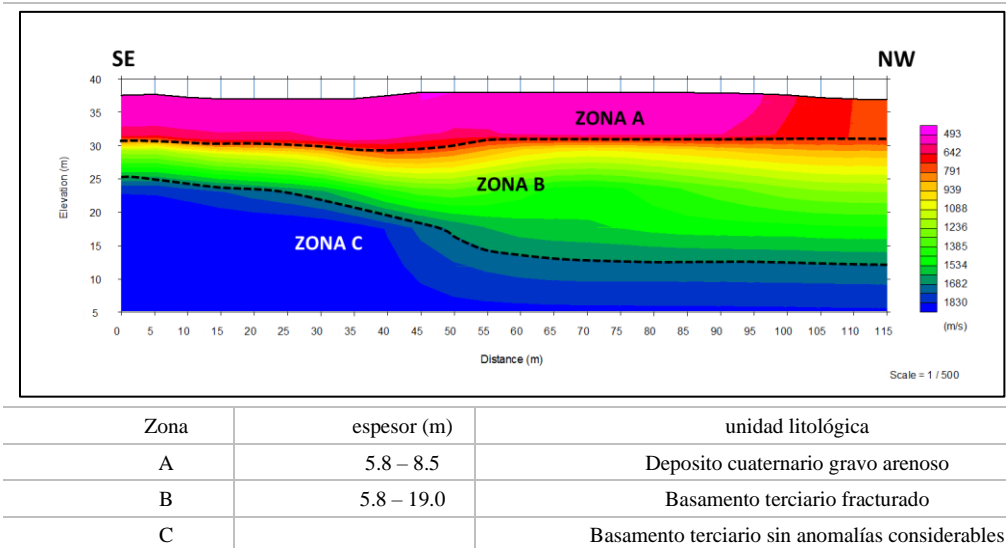
*Resultado Ensayo de Refracción Sísmica Modelo – Tomografía 2D LR-19*



*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2020)*

**Tabla 12**

*Resultado Ensayo de Refracción Sísmica Modelo – Tomografía 2D LR-18*



*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2020)*

La información de las líneas de refracción sísmica permite ser confrontada con lo observado por la exploración geotécnica, pues lo reportado por los sondeos indica un estado de meteorización más avanzado del basamento terciario hacia la margen del lado de Tibú, y de acuerdo a los resultados de LSR se observa este espesor mucho más grande hacia esta margen, (zona B).

#### **6.1.5. Descripción Sondeos Electricovericales. (SEV)**

En los estudios geotécnicos y de recursos hídricos subterráneos se utiliza como principal herramienta el método Geoeléctrico, que permite estudiar la constitución y posición de los sedimentos, rocas y agua subterránea, utilizando la evolución de la resistividad eléctrica a través de su profundidad.

**Tabla 13***Sección Geoeléctrica obtenida de SEV 18 (PR 63+878)*

Prof. (m)	Unidad Geoeléctrica	Resistividad (Ohm – m)	Correlación Hidrogeológica
0.00 - 0.80	I	395,9	Material de relleno de vía. Gravo-arenoso.
0.80 - 1.68	II	171,4	Depósito aluvial de arenas, limos y lentes gravosos.
1.68 - 4.35	III	79,1	Depósito aluvial de arenas, arcillas, limos y lentes gravosos.
4.35 - 8.67	IV	78,6	Depósito aluvial de arenas, arcillas, limos y lentes gravosos.
8.67 - 10.63	V	20,6	Basamento terciario muy fracturado, compuesto por limolitas, arcillolitas y areniscas. Húmedo. Formación Guayabo.
10.63 - 56.23	VI	10,5	Basamento terciario muy fracturado, compuesto por limolitas, arcillolitas y areniscas. Húmedo. Formación Guayabo.

La información de resistividad da la evidencia de posible agua subterránea relacionada con las Unidades Geoeléctricas V y VI.

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2020)*

**Tabla 14***Sección Geoeléctrica obtenida de SEV-17 (64+006)*

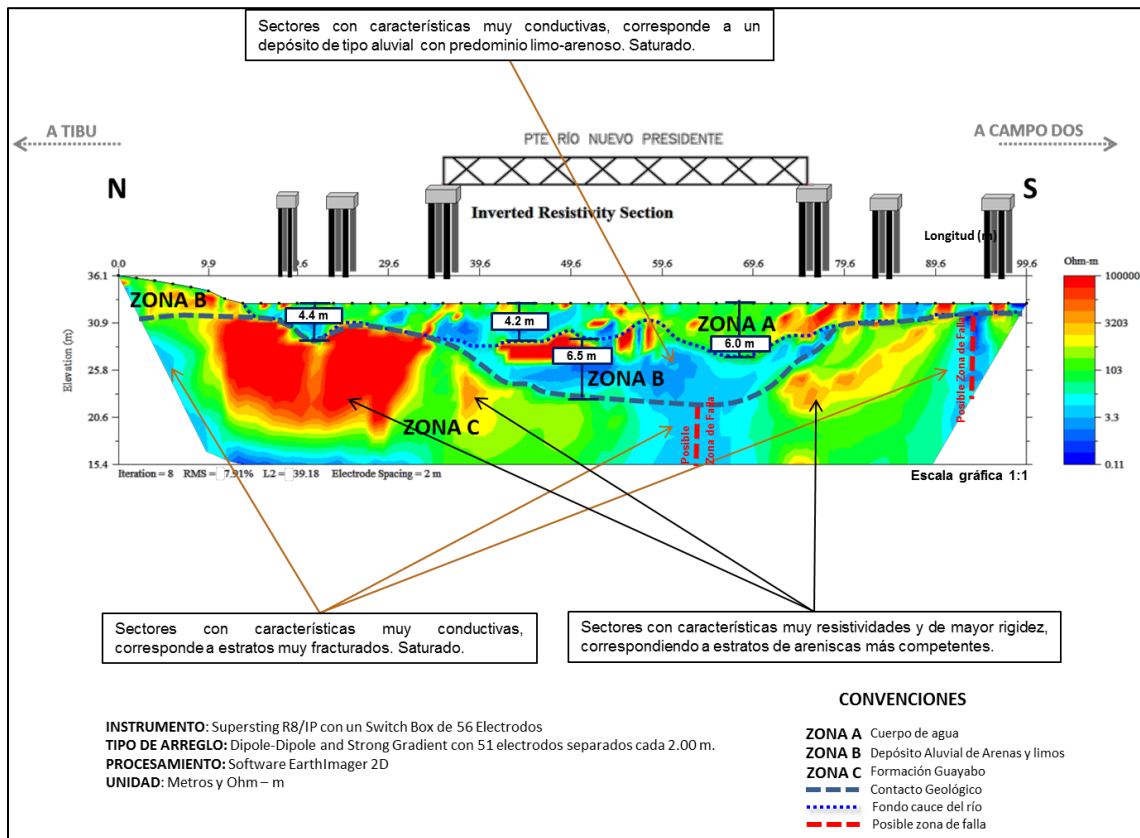
Prof. (m)	Unidad Geoeléctrica	Resistividad (Ohm – m)	Correlación Hidrogeológica
0.00 - 0.73	I	565.0	Material de relleno de vía. Gravo-arenoso.
0.73 - 1.97	II	117.4	Depósito aluvial de arenas, limos y lentes gravosos.
1.97 - 4.28	III	124.0	Depósito aluvial de arenas, arcillas, limos y lentes gravosos.
4.28 – 7.84	IV	69.7	Depósito aluvial de arenas, arcillas, limos y lentes gravosos.
7.84 – 15.34	V	23.0	Basamento terciario muy fracturado, compuesto por limolitas, arcillolitas y areniscas. Húmedo. Formación Guayabo.
15.34 - 56.23	VI	9.3	Basamento terciario muy fracturado, compuesto por limolitas, arcillolitas y areniscas. Húmedo. Formación Guayabo.

La información de resistividad da la evidencia de posible agua subterránea relacionada con las Unidades Geoeléctricas V y VI.

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2020)*

**6.1.6. Interpretación Tomografía Eléctrica 2D T1**

Se detecta un contraste de impedancia en los valores de resistividad, el cual corresponde a una variación composicional de la sección estudiada. Litológicamente la imagen eléctrica de la **Imagen 31** está representada por un conjunto de rocas cuaternarias compuestas por una intercalación de arenas y arcillas suprayaciendo un basamento terciario muy fracturado y compuesto por limolitas, arcillolitas y areniscas, correlacionables con la Formación Guayabo.

**Imagen 31***Resultado de la interpretación de la tomografía eléctrica 2D T1*

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. (IngeoExploraciones, 2020)*

**La Zona A:** Corresponde a la columna de agua del flujo del río Nuevo presidente

**La Zona B:** Litológicamente esta zona corresponde a un depósito conformado por arenas y limos, Saturado.

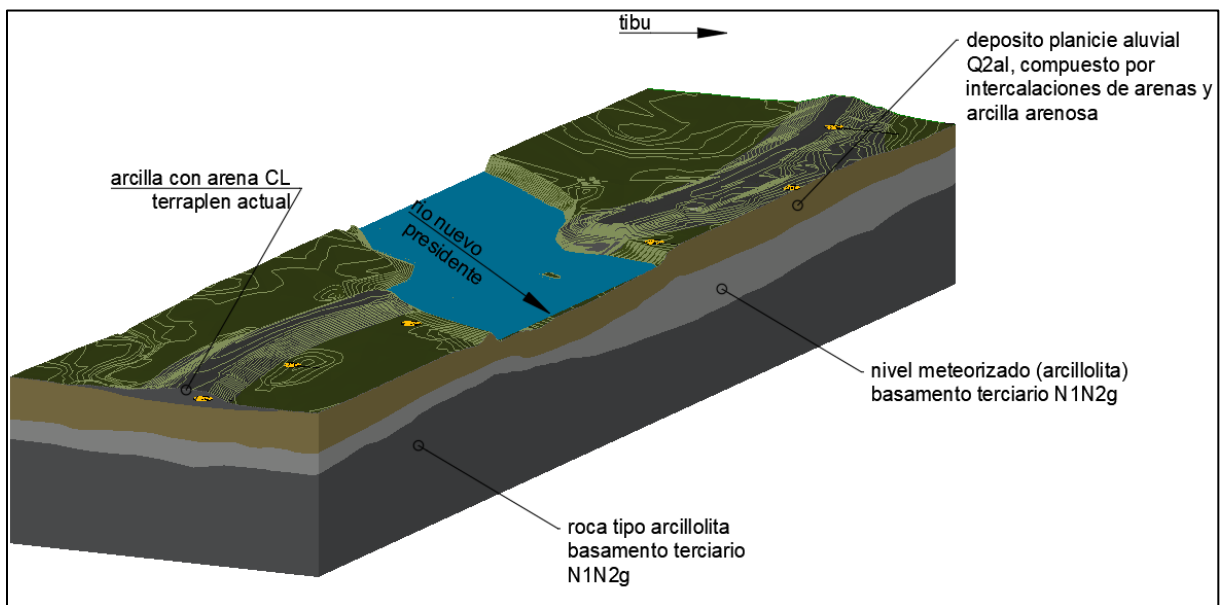
**La Zona C:** Representa el basamento terciario muy fracturado y compuesto por limolitas, arcillolitas y areniscas, correlacionables con la Formación Guayabo y presente a lo largo de toda la imagen eléctrica. Presenta sectores con características muy conductivas (tonos azules), los cuales corresponden a rocas fracturadas y saturadas.

### 6.1.7. Bloque Diagrama Geológico - Geotécnico

De acuerdo a la información obtenida de la campaña de exploración geotécnica se realiza la interpretación espacial de los materiales reportados y su secuencia estratigráfica representada en un modelo tridimensional, para el sector se identifica materiales que pertenecen a la llanura de origen aluvial (Q2al), conformada principalmente por arenas arcillo-limosas, materiales reportados en la mayoría de los sondeos hasta profundidades cercanas a los 10.0 m aproximadamente, de los sondeos realizados cerca del alineamiento actual se registran arcillas arenosas CL, materiales cuyo origen es antrópico ubicados para la conformación de terraplén en la vía actual.

#### Imagen 32

*Modelo Tridimensional Geológico – Geotécnico Puente Nuevo presidente.*



*Fuente: Elaboración propia*

Tanto los sondeos mecánicos como las líneas de refracción sísmica identifican el basamento sobre el cual se soporta la llanura aluvial, conformado por arcillolitas de tonalidad gris pertenecientes correlacionables a la formación Guayabo (N<sub>1</sub>N<sub>2g</sub>), presenta diferentes grados de

meteorización, siendo más notoria esta condición hacia el estribo del lado de Tibú, allí el espesor meteorizado del basamento se puede encontrar hasta con espesores cercanos a los 15.0 m, mientras que del lado de Astilleros este espesor ronda cerca de los 4.0 m.

## **7. Análisis de Resultados**

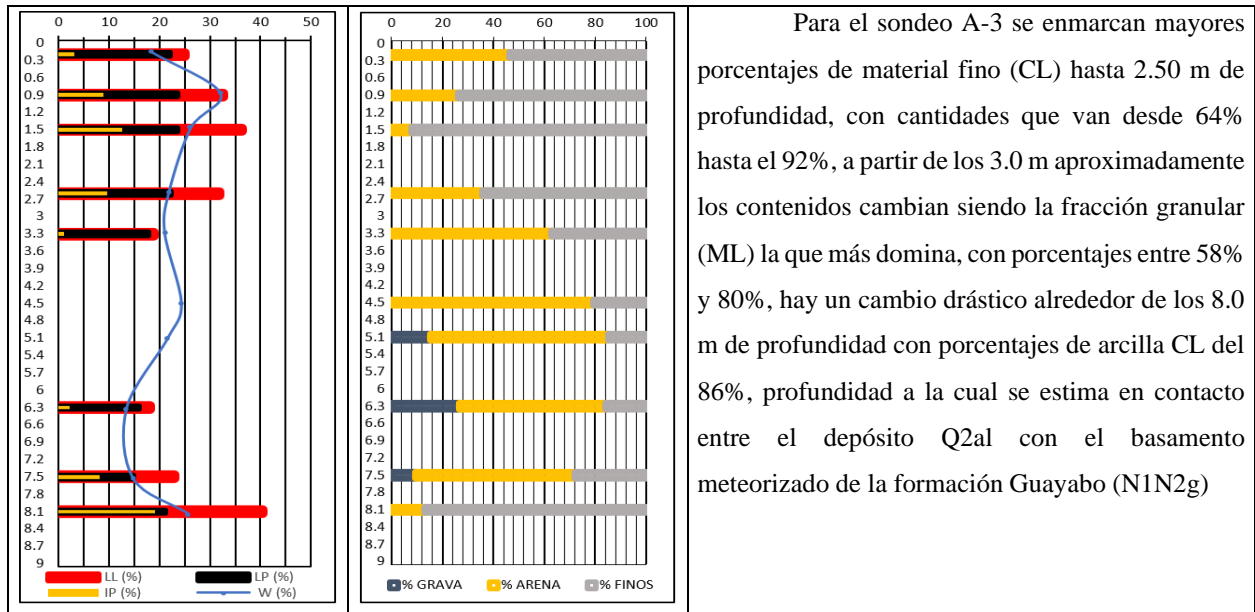
De acuerdo a la caracterización de cada una de las capas de suelo reportadas y basado en los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados, se presenta a continuación el análisis de estas propiedades de los materiales, clasificación adoptada para cada capa, parámetros mecánicos de resistencia y de deformabilidad y establecer el comportamiento que va a presentar el suelo de la unidad geológica superficiales explorada.

### **7.1. Clasificación Granulométrica y Perfil de Humedad**

A continuación, se describirán los resultados de los ensayos de laboratorio teniendo en cuenta las condiciones en el momento de la extracción, tanto su humedad consistencia y granulometría de los sondeos realizados a lo largo de alineamiento vial.

**Imagen 33**

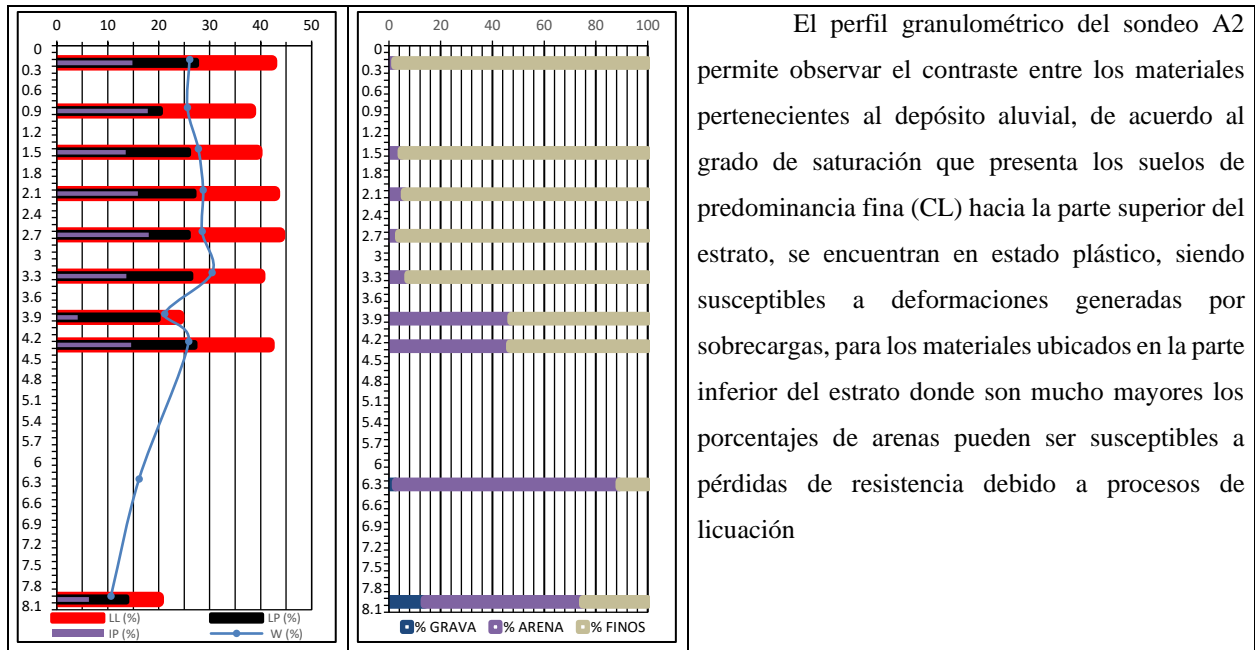
*Perfil de Humedad y granulometría SND A-3*



*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 34**

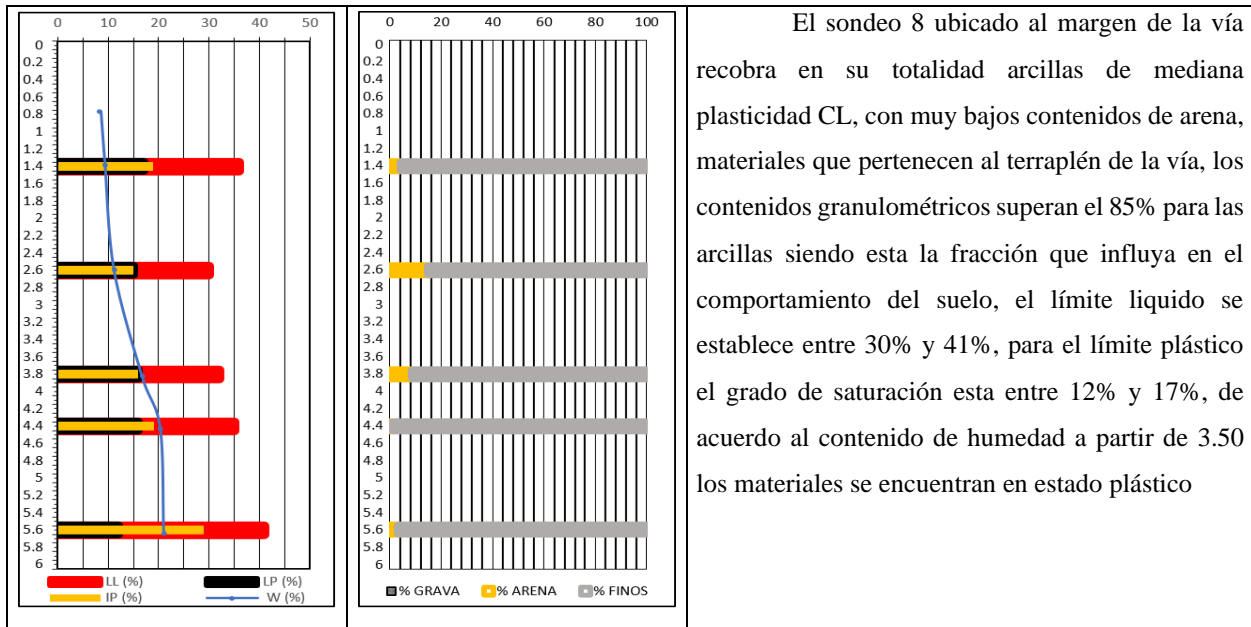
*Perfil de Humedad y Granulometría SND A-2*



*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 35**

*Perfil de Humedad y Granulométrico SND 8-T3*

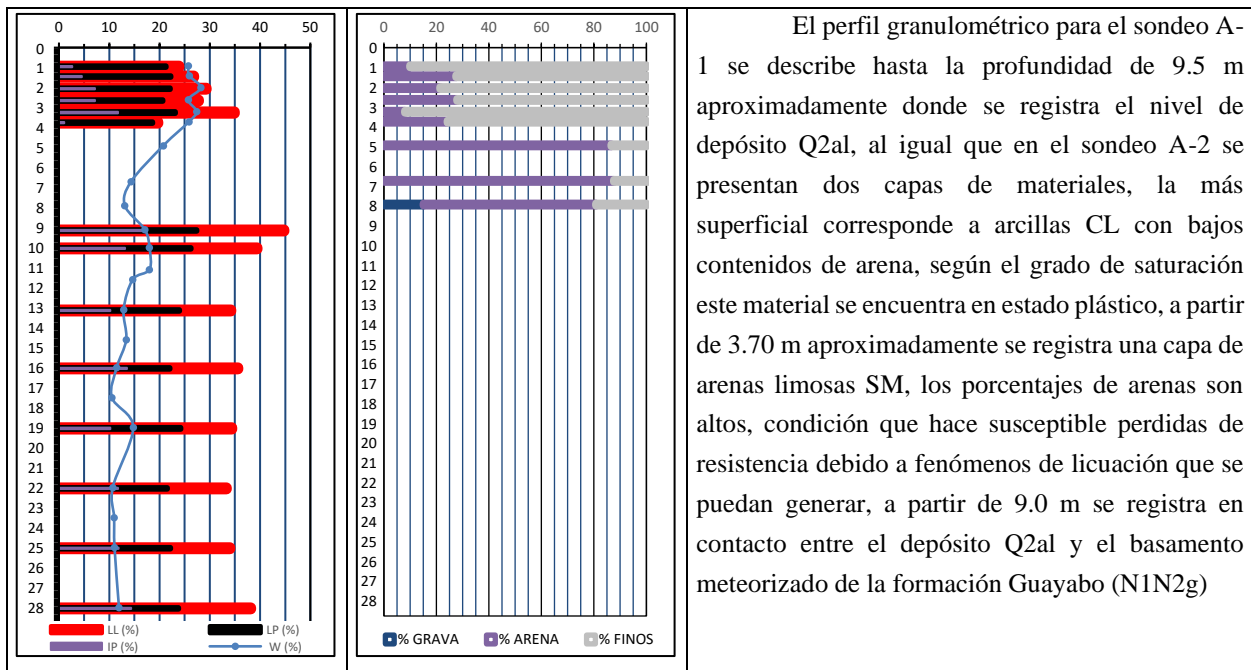


El sondeo 8 ubicado al margen de la vía recobra en su totalidad arcillas de mediana plasticidad CL, con muy bajos contenidos de arena, materiales que pertenecen al terraplén de la vía, los contenidos granulométricos superan el 85% para las arcillas siendo esta la fracción que influya en el comportamiento del suelo, el límite liquido se establece entre 30% y 41%, para el límite plástico el grado de saturación esta entre 12% y 17%, de acuerdo al contenido de humedad a partir de 3.50 los materiales se encuentran en estado plástico

Fuente: Elaboración propia

**Imagen 36**

*Perfil de Humedad y Granulometría SND A-1*

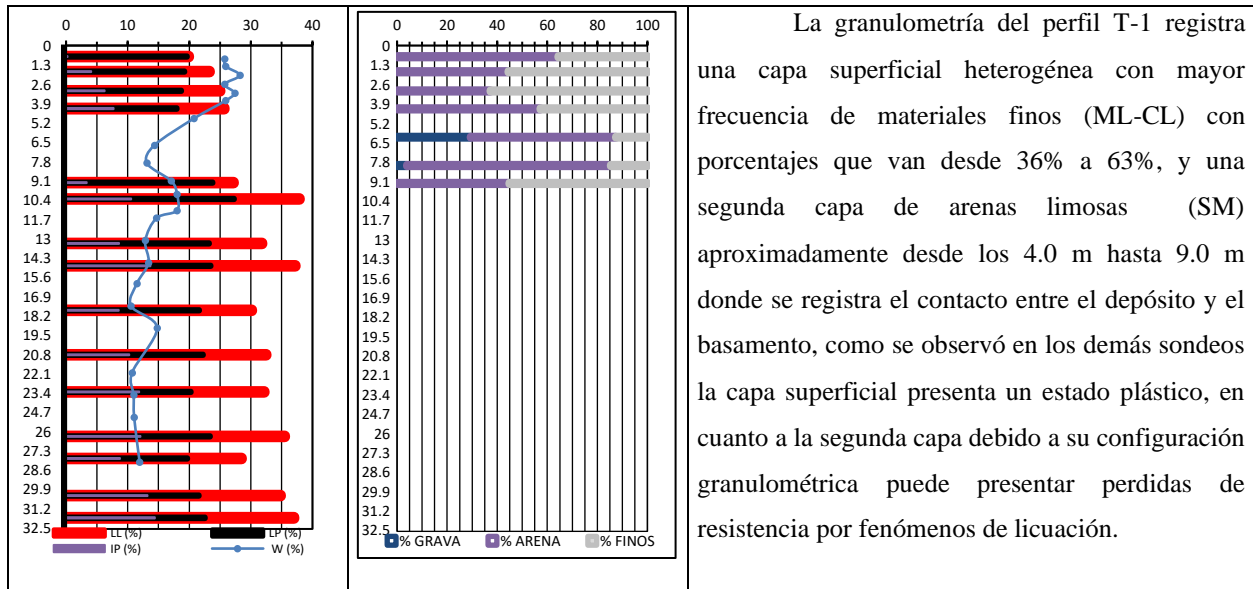


El perfil granulométrico para el sondeo A-1 se describe hasta la profundidad de 9.5 m aproximadamente donde se registra el nivel de depósito Q2al, al igual que en el sondeo A-2 se presentan dos capas de materiales, la más superficial corresponde a arcillas CL con bajos contenidos de arena, según el grado de saturación este material se encuentra en estado plástico, a partir de 3.70 m aproximadamente se registra una capa de arenas limosas SM, los porcentajes de arenas son altos, condición que hace susceptible perdidas de resistencia debido a fenómenos de licuación que se puedan generar, a partir de 9.0 m se registra en contacto entre el depósito Q2al y el basamento meteorizado de la formación Guayabo (N1N2g)

Fuente: Elaboración propia

**Imagen 37**

*Perfil de Humedad y Granulometría SND T-1*

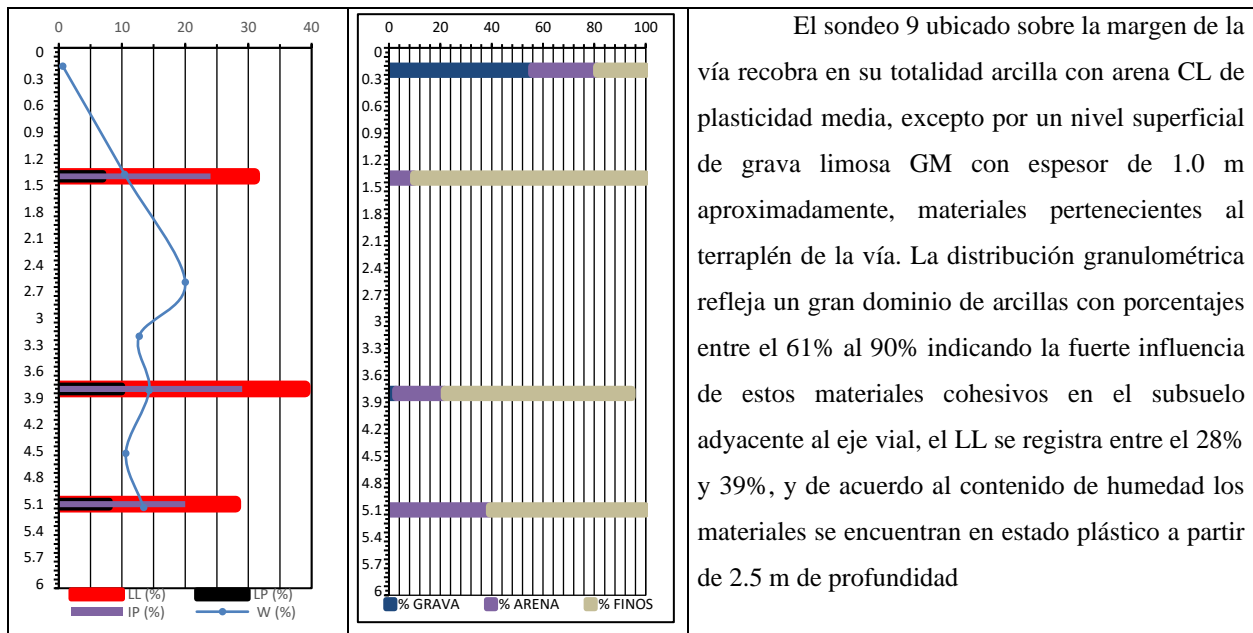


La granulometría del perfil T-1 registra una capa superficial heterogénea con mayor frecuencia de materiales finos (ML-CL) con porcentajes que van desde 36% a 63%, y una segunda capa de arenas limosas (SM) aproximadamente desde los 4.0 m hasta 9.0 m donde se registra el contacto entre el depósito y el basamento, como se observó en los demás sondeos la capa superficial presenta un estado plástico, en cuanto a la segunda capa debido a su configuración granulométrica puede presentar pérdidas de resistencia por fenómenos de licuación.

*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 38**

*Perfil de Humedad y Granulometría SND 9-T3*

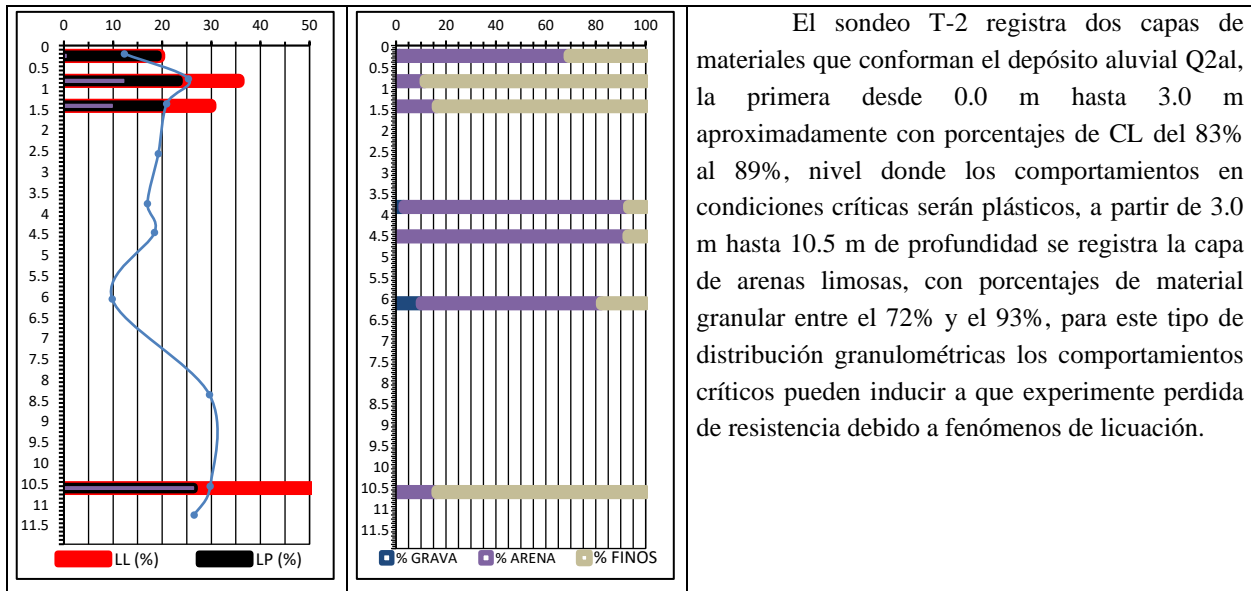


El sondeo 9 ubicado sobre la margen de la vía recobra en su totalidad arcilla con arena CL de plasticidad media, excepto por un nivel superficial de grava limosa GM con espesor de 1.0 m aproximadamente, materiales pertenecientes al terraplén de la vía. La distribución granulométrica refleja un gran dominio de arcillas con porcentajes entre el 61% al 90% indicando la fuerte influencia de estos materiales cohesivos en el subsuelo adyacente al eje vial, el LL se registra entre el 28% y 39%, y de acuerdo al contenido de humedad los materiales se encuentran en estado plástico a partir de 2.5 m de profundidad

*Fuente: Elaboración propia*

**Imagen 39**

*Perfil de Humedad y Granulometría SND T-2*

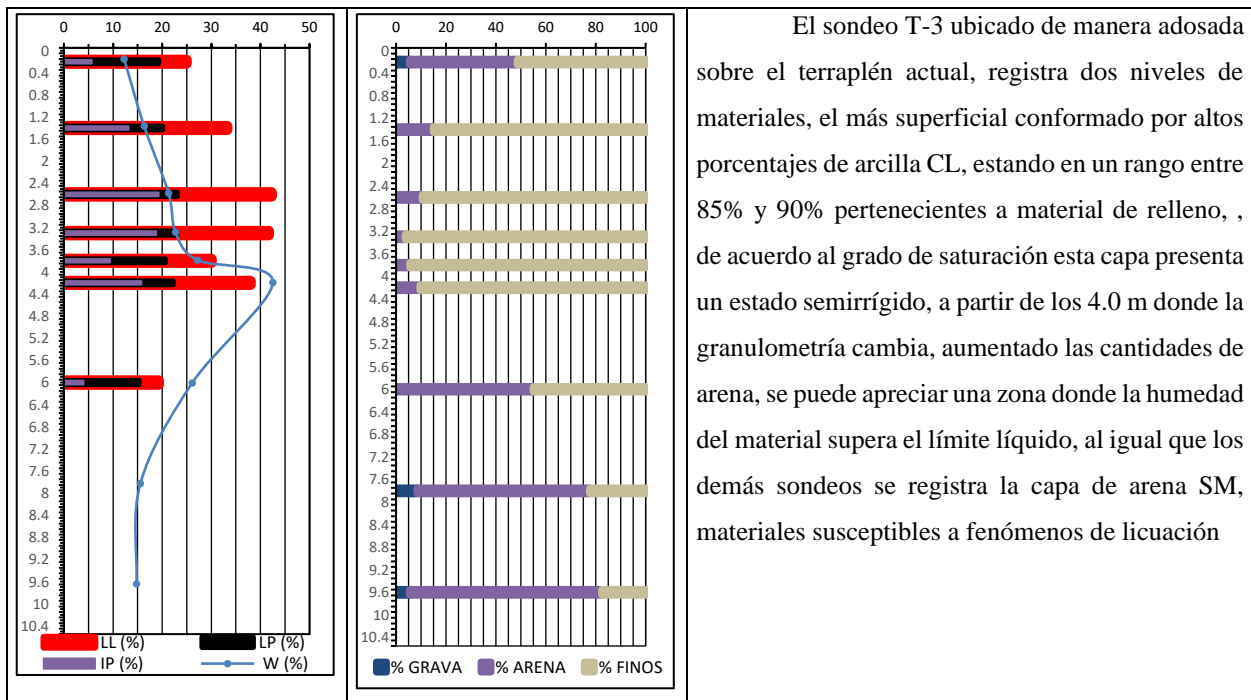


El sondeo T-2 registra dos capas de materiales que conforman el depósito aluvial Q2a1, la primera desde 0.0 m hasta 3.0 m aproximadamente con porcentajes de CL del 83% al 89%, nivel donde los comportamientos en condiciones críticas serán plásticos, a partir de 3.0 m hasta 10.5 m de profundidad se registra la capa de arenas limosas, con porcentajes de material granular entre el 72% y el 93%, para este tipo de distribución granulométricas los comportamientos críticos pueden inducir a que experimente perdida de resistencia debido a fenómenos de licuación.

Fuente: Elaboración propia

**Imagen 40**

*Perfil de Humedad y Granulometría SND T-3*



El sondeo T-3 ubicado de manera adosada sobre el terraplén actual, registra dos niveles de materiales, el más superficial conformado por altos porcentajes de arcilla CL, estando en un rango entre 85% y 90% pertenecientes a material de relleno, de acuerdo al grado de saturación esta capa presenta un estado semirrígido, a partir de los 4.0 m donde la granulometría cambia, aumentado las cantidades de arena, se puede apreciar una zona donde la humedad del material supera el límite líquido, al igual que los demás sondeos se registra la capa de arena SM, materiales susceptibles a fenómenos de licuación

Fuente: Elaboración propia

Los perfiles granulométricos presentados entre la Imagen 33 y la Imagen 40, permite observar la distribución en el estrato del depósito aluvial Q2a1, en los sondeos ubicados sobre esta unidad, en la mayoría se logra identificar un nivel superficial de que corresponde arcillas CL con bajos contenidos de arenas y humedades que superan el límite plástico, lo que indica que además de ser susceptible a deformaciones plásticas se encuentra en un estado de saturación total. En los sondeos se contrasta las dos unidades del depósito aluvial, la superior conformada por fracción fina apoyada sobre un nivel granular.

### 7.1.1. Resumen Propiedades Básicas Sondeos Mecánicos

De acuerdo a los resultados obtenidos de ensayos de clasificación para los materiales reportados en los sondeos mecánicos, se identifican arcillas de mediana plasticidad CL con diferentes contenidos de arena pertenecientes al terraplén de la vía, se localizan niveles de arenas SM del depósito aluvial Q2a1, y arcillas de mediana plasticidad del nivel meteorizado de roca tipo arcillolita pertenecientes a la formación guayabo.

**Tabla 15**

*Clasificación de los Materiales Reportados en Cada Sondeo*

SND	GRANULOMETRIA				LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION UNIFICADA (SUCS)		
	PROF (m)	GRAV (%)	ARENA (%)	FINO (%)	DOMINIO	LL (%)	LP (%)	IP (%)	símbolo	descripción
A-1	0.9	0	10	90	fino	24	21	3	ML	limo de baja plasticidad
	1.4	0	28	73	fino	27	22	5	ML	limo de baja plasticidad con arena
	2	0	21	79	fino	29	22	7	CL	arcilla de baja plasticidad con arena
	2.6	0	28	72	fino	28	21	7	CL	arcilla de baja plasticidad con arena
	3.2	0	8	92	fino	35	23	12	CL	arcilla de baja plasticidad
	3.7	0	24	76	fino	20	19	1	ML	limo de baja plasticidad con arena
	4.9	0	87	13	granular	NL			SM	arena limosa
	6.7	0	88	13	granular	NL			SM	arena limosa
	7.9	15	66	19	granular	NL			SM	arena limosa con grava
	0.2	0	2	98	fino	42	27	15	ML	limo de baja plasticidad
	0.9	0	2	98	fino	38	20	18	CL	arcilla de baja plasticidad
	1.5	0	5	95	fino	39	26	14	ML	limo de baja plasticidad
	2.1	0	6	94	fino	43	27	16	ML	limo de baja plasticidad

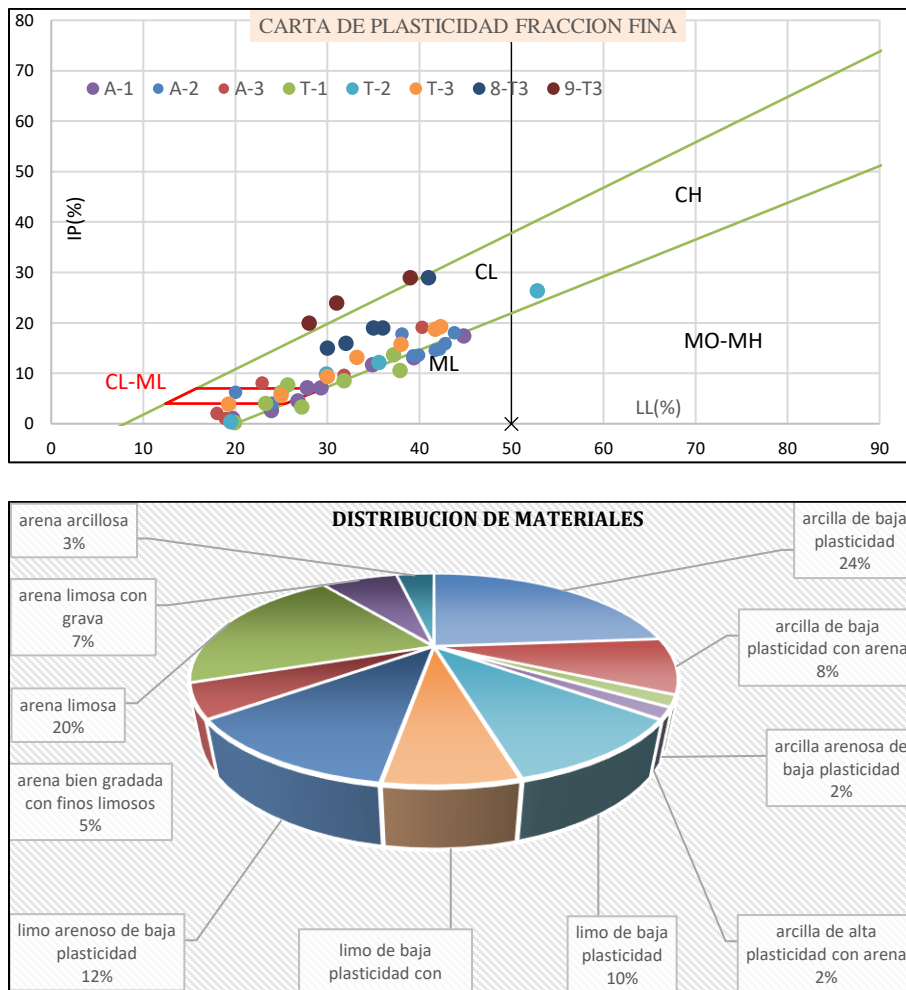
SND	GRANULOMETRIA					LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION UNIFICADA (SUCS)	
	PROF (m)	GRAV (%)	ARENA (%)	FINO (%)	DOMINIO	LL (%)	LP (%)	IP (%)	símbolo	descripción
A-2	2.7	0	4	96	fino	44	26	18	CL	arcilla de baja plasticidad
	3.3	0	7	93	fino	40	26	14	ML	limo de baja plasticidad
	3.9	0	47	53	fino	24	20	4	ML	limo arenoso de baja plasticidad
	4.3	0	47	53	fino	42	27	15	ML	limo arenoso de baja plasticidad
	6.3	3	87	11	granular	NL			SW-SM	arena bien gradada con finos limosos
	8	14	61	25	granular	20	14	6	SM	arena limosa
A-3	0.2	0	47	53	fino	25	22	3	ML	limo arenoso de baja plasticidad
	0.9	0	26	74	fino	33	24	9	ML	limo de baja plasticidad con arena
	1.5	0	8	92	fino	36	24	13	CL	arcilla de baja plasticidad
	2.6	0	36	64	fino	32	22	10	CL	arcilla arenosa de baja plasticidad
	3.3	0	63	37	granular	19	18	1	SM	arena limosa
	4.5	0	80	20	granular	NL			SM	arena limosa
	5.1	16	70	15	granular	NL			SM	arena limosa con grava
	6.3	27	58	16	granular	18	16	2	SM	arena limosa con grava
	7.5	10	63	28	granular	23	15	8	SC	arena arcillosa
	8.1	0	13	87	fino	40	21	19	CL	arcilla de baja plasticidad
T-1	0.7	0	64.4	35.60	granular	19.9	19.66	0	SM	arena limosa
	1.7	0	44.5	55.50	fino	23.3	19.23	4	ML	limo arenoso de baja plasticidad
	3	0	37.3	62.70	fino	25.0	18.74	6	ML	limo arenoso de baja plasticidad
	4.2	0	57.2	42.80	granular	25.7	18	8	SC	arena arcillosa
	6.1	29.4	58	12.60	granular	NL			SM	arena limosa con grava
	8	4	81.4	14.60	granular	NL			SM	arena limosa
	9.2	0	44.9	55.10	fino	27.2	23.83	3	ML	limo arenoso de baja plasticidad
T-2	0.2	1.3	67.9	30.80	granular	19.5	19.05	0	SM	arena limosa
	0.8	0	11.5	88.50	fino	35.6	23.4	12	CL	arcilla de baja plasticidad
	1.4	0	16.4	83.60	fino	29.9	20.04	10	CL	arcilla de baja plasticidad con arena
	3.8	3.1	90	7.00	granular	NL			SW-SM	arena bien gradada con finos limosos
	4.5	0	92.8	7.20	granular	NL			SW-SM	arena bien gradada con finos limosos
	6.1	10	72.2	17.80	granular	NL			SM	arena limosa
	10.6	0	16.3	83.70	fino	52.8	26.43	26	CH	arcilla de alta plasticidad con arena
T-3	0.2	5.5	43.2	51.30	fino	25.0	19.3	6	ML	limo arenoso de baja plasticidad
	1.4	0	15.1	84.90	fino	33.2	20.04	13	CL	arcilla de baja plasticidad con arena
	2.6	0	10.6	89.40	fino	42.3	23.03	19	CL	arcilla de baja plasticidad
	3.3	0	3.9	96.10	fino	41.7	22.95	19	CL	arcilla de baja plasticidad
	3.8	0	5.7	94.30	fino	30.0	20.64	9	CL	arcilla de baja plasticidad
	4.2	0	9.8	90.20	fino	38.0	22.23	16	CL	arcilla de baja plasticidad
	6	0	55.2	44.80	granular	19.3	15.31	4	SM	arena limosa
	7.8	8.6	69.1	22.30	granular	NL			SM	arena limosa
	9.6	5.5	77.1	17.40	granular	NL			SM	arena limosa
8-T3	1.4	0	4.5	95.00	fino	36.0	17	19	CL	arcilla de baja plasticidad
	2.6	0	15.1	84.90	fino	30.0	15	15	CL	arcilla de baja plasticidad con arena
	3.8	0	8.9	91.10	fino	32.0	16	16	CL	arcilla de baja plasticidad

SND	GRANULOMETRIA				LIMITES DE ATTERBERG			CLASIFICACION UNIFICADA (SUCS)		
	PROF (m)	GRAV (%)	ARENA (%)	FINO (%)	DOMINIO	LL (%)	LP (%)	IP (%)	simbolo	descripción
	4.4	0	1.5	98.50	fino	35.0	16	19	CL	arcilla de baja plasticidad
	5.6	0	3.7	96.30	fino	41.0	12	29	CL	arcilla de baja plasticidad
9-T3	0.2	55.7	25.4	19.00	granular	NL			GM	grava limosa con arena
	1.4	0	9.8	90.20	fino	31.0	7	24	ML	limo de baja plasticidad
	3.8	2.8	18.9	72.80	fino	39.0	10	29	ML	limo de baja plasticidad con arena
	5.1	0	39.3	60.70	fino	28.0	8	20	ML	limo arenoso de baja plasticidad

Fuente: Elaboración propia

**Imagen 41**

*Plasticidad de los Materiales Finos y Distribución Porcentual*



Fuente: Elaboración propia

Como se observa en la carta de plasticidad para el depósito aluvial Q2al, las fracciones finas se ubican en mayor concentración en la zona de arcillas de baja plasticidad CL, siendo prácticamente nula la presencia de arcillas de alta plasticidad.

Para las arcillolitas que componen el basamento meteorizado y fracturado de la formación guayabo N1N2g, se logra realizar ensayos de límites en muestras recuperadas del sondeo A1 y T2 dispuestos en los puntos de proyección para los estribos del nuevo puente, para determinar el grado de plasticidad que presenta la matriz fina.

**Tabla 16**

*Índices de Plasticidad Para Arcillolita Meteorizada de la Formación N1n2g*

sondeo	unidad	prof (m)	LL	LP	IP	IL
A1	N1N2g	9.1	44.8	27.38	17.42	-0.59
	N1N2g	10	39.4	26.25	13.15	-0.63
	N1N2g	13.1	34.2	23.99	10.21	-1.09
	N1N2g	16	35.6	22.06	13.54	-0.78
	N1N2g	19	34.4	24.21	10.19	-0.93
	N1N2g	22	33.3	21.55	11.75	-0.92
	N1N2g	25	34	22.15	11.85	-0.94
	N1N2g	28	38.15	23.79	14.36	-0.83
T1	N1N2g	9.2	27.2	23.83	3.37	-0.64
	N1N2g	10.3	37.9	27.31	10.59	0.59
	N1N2g	13.3	31.8	23.23	8.57	-0.53
	N1N2g	14.8	37.2	23.51	13.69	-0.41
	N1N2g	17.8	30.15	21.61	8.54	-1.14
	N1N2g	20.8	32.5	22.24	10.26	-0.25
	N1N2g	23.6	32.15	20.3	11.85	-0.32
	N1N2g	26.3	35.5	23.41	12.09	-0.34
	N1N2g	27.8	28.5	19.73	8.77	-1.01
	N1N2g	30.3	34.8	21.57	13.23	-0.53
	N1N2g	31.8	37	22.59	14.41	-0.40
		Min.		27.20	19.73	3.37
	máx.		44.80	27.38	17.42	0.59
	Prom.		34.66	23.20	11.47	-0.61
	Mediana.		34.40	23.23	11.85	-0.63
	<b>diseño</b>		<b>34</b>	<b>23</b>	<b>11</b>	<b>-0.62</b>

$$IL = \frac{\omega - LP}{LL - LP} \quad (\text{Braja Das})$$

De acuerdo al IL presentado por Braja Das en su séptima edición, si este índice está por debajo de 1.0 se puede hablar de suelos altamente sobreconsolidados.

## 7.2. Propiedades Gravimétricas

Para las diferentes muestras extraídas se realiza ensayos de gravedad específica así mismo como pesos unitarios, en este apartado se toman los pesos unitarios obtenidos de ensayos de resistencia, así como los realizados por método con parafina.

### 7.2.1. Gravedad Específica

**Tabla 17**

*Resultados Ensayo de Gravedad Específica*

Sondeo	Prof. (m)	Material	Gs
A-1	2.4-2.8	Arcilla con arena CL	2.644
A-2	4.2-4.8	Arcilla arenosa CL	2.636
A-3	2.4-3.0	Arcilla arenosa CL	2.661
T-1	3.9-4.60	Arena arcillosa SC	2.673
T-2	2.4-3.0	Arcilla con arena CL	2.637

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

### 7.2.2. Peso Unitario

A continuación, se presenta los resultados para la estimación del peso unitario de los materiales, como se mencionó anteriormente son tomados de diferentes ensayos.

**Tabla 18**

*Pesos Unitarios de los Materiales Reportados por las Exploraciones*

SND	Prof. (m)	$\gamma$ t/m <sup>3</sup>		ensayo
		hum	seco	
A-1	0.9	29	23.11	A
	1.5	19.78	15.35	B
	2.1	21.27	16.59	A
	2.625	20	15.9	C
	2.625	21.62	17.19	A
	2.625	21.07	16.76	D
	3.75	23.5	18.67	A
	9.15	20	17.1	C

	9.15	24.52	20.95	A
	10.05	25.31		A
	10.05	22.53		E
	11.55	25.6		A
	11.55	22.1	19.3	C
	11.55	22.4		E
	11.55	25.31		A
	11.55	24.69		A
A-1	13.05	22.82		E
	13.05	22.97		E
	13.05	25.98		A
	14.55	28.1		E
	14.55	22.78		E
	14.55	22.57		A
	14.55	24.94		A
	14.55	22.8	20.1	C
	16.05	22.84		E
	16.05	22.82		E
	16.05	25.38		A
	17.55	22.9	20.7	C
	17.55	22.88		E
	17.55	22.87		E
	17.55	25.3		A
	17.55	25.45		A
A-1	19.05	23.09		E
	19.05	22.89		E
	19.05	22.94		A
	20.55	22.98		E
	20.55	22.89		E
	22.05	22.81		E
	22.05	22.9		E
	23.55	22.6	20.4	C
	23.55	22.82		E
	23.55	20.79		A
	23.55	22.83		E
	25.05	22.71		E
	25.05	25.51		A
	25.05	27.52		E
	25.05	21.61		A
	26.55	28.29		E
	26.55	23.04		E
	28.05	22.84		E
	28.05	22.75		E
	0.3	25.59	20.3	A

	1.2	22.14	17.33	A
	2.7	26.14	20.35	A
A-2	2.7	19.35	15.06	D
	3.9	29.34	24.22	A
	4.5	23.44	18.63	A
	4.5	19.92	15.52	D
	4.5	19.3	15.3	C
	0.3	26.53	22.42	A
	1.5	25.44	20.16	A
A-3	2.7	23.88	19.6	A
	2.7	20.53	16.86	D
	8.1	21.61	17.19	A
T-1	3.3	18.9	14.4	D
	3.3	22.91	1.745	A
	3.3	22.2	16.9	C
	4.25	20.88	17.31	D
	4.25	20.2	16.8	C
	4.25	20.44	16.94	A
	9.3	22.5	21.64	A
	10.3	22.88		E
	11.85	22.94		E
	13.35	23.24		E
	12.85	24.91		E
	14.85	23.04		E
	14.85	22.61		E
	16.35	22.77		E
	16.35	23.8		A
	16.35	26.39		A
	16.35	23.11		E
	16.35	22.2	19.6	C
	17.85	22.96		E
T-1	17.85	22.89		E
	19.35	23.01		E
	19.35	22.71		E
	20.85	22.5		E
	20.85	22.33		E
	22.1	23.04		E
	22.1	22.7		E
	23.35	23.03		E
	23.35	23.11		E
	23.35	27		A
	24.85	22	18.5	C
	24.85	22.62	19.15	D
	24.85	28.75		A

	24.85	22.47		E
	24.85	22.94		E
	26.35	23.14		E
	26.35	22.53		E
	27.85	23.01		E
	27.85	23.14		E
	29.1	22.54		E
	29.1	22.76		E
	30.35	22.99		E
	30.35	23.08		E
	31.85	22.83		E
	31.85	23.2		E
	0.9	20.29	15.76	B
T-2	0.9	21.42	17.08	A
	2.7	20.35	17.07	D
	2.7	20.5	17.2	C
T-2	2.7	21.94	18.4	A
	8.45	23.59	18.2	A
	11.45	26.69		A
	11.45	27.41		A
	1.5	21.17	18.2	A
T-3	2.7	23.04	18.99	A
	3.3	25.85	21.07	A
	3.85	23.11	18.17	A
	3.85	20.93	16.66	D
	3.85	20.3	16	C

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

*A: Ensayo Compresión inconfínada*

*B: ensayo Expansión unidimensional*

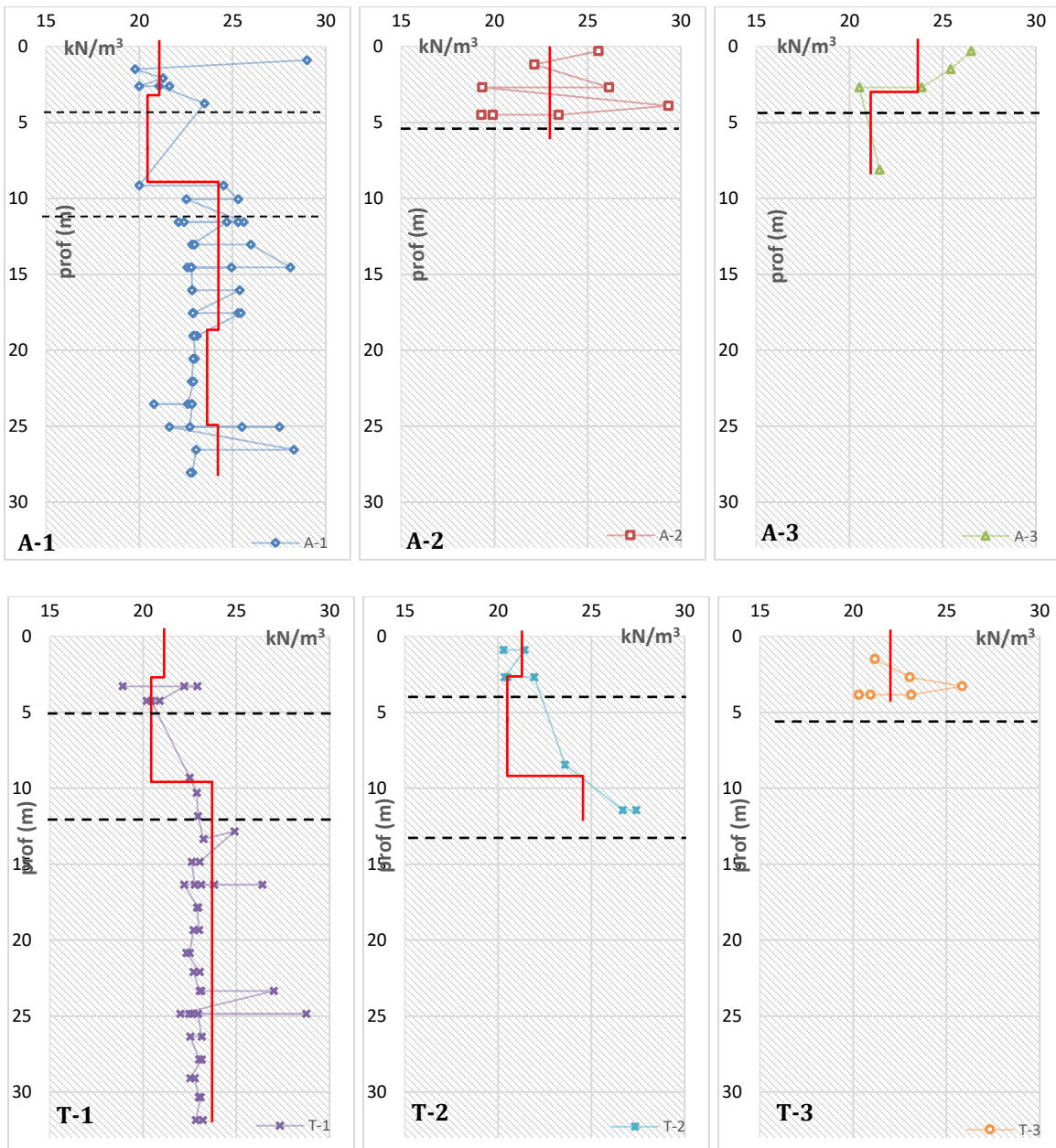
*C: Ensayo Corte directo*

*D: Ensayo de consolidación unidimensional*

*E: Determinación de peso unitario por parafinado*

**Imagen 42**

*Variación del Peso Unitario de Acuerdo a la Profundidad en Cada Sondeo*



*Fuente: Elaboración propia*

A continuación, se presenta el peso unitario para los espesores de los materiales registrados por cada sondeo.

**Imagen 43***Peso Unitario Materiales Reportados*

Unidad	Material		$\gamma$ t/m <sup>3</sup>	$\gamma_d$ t/m <sup>3</sup>
Q2al-f	Arcillas CL con arena	Min	18.9	14.4
		Max	23.88	19.6
		Prom	21.19	16.9
		Mediana	20.98	17.01
		<b>Diseño</b>	<b>21.08</b>	<b>16.95</b>
Terraplén	Arcilla CL	Min	20.3	16
		Max	23.11	18.99
		Prom	21.71	17.6
		Mediana	21.17	18.17
		<b>Diseño</b>	<b>21.44</b>	<b>17.89</b>
N1N2g	arcillolita	Min	22.00	18.50
		Max	28.75	21.64
		Prom	23.64	20.04
		Mediana	22.94	20.10
		<b>Diseño</b>	<b>23.29</b>	<b>20.07</b>

*Fuente: (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021) modificado autor*

**7.3. Parámetros de Resistencia**

Los parámetros de resistencia de los materiales se evalúan a partir de los datos obtenidos de ensayos de laboratorio como corte directo y compresión inconfiada, además de tener una idea de la rigidez estimada a partir del ensayo de campo SPT.

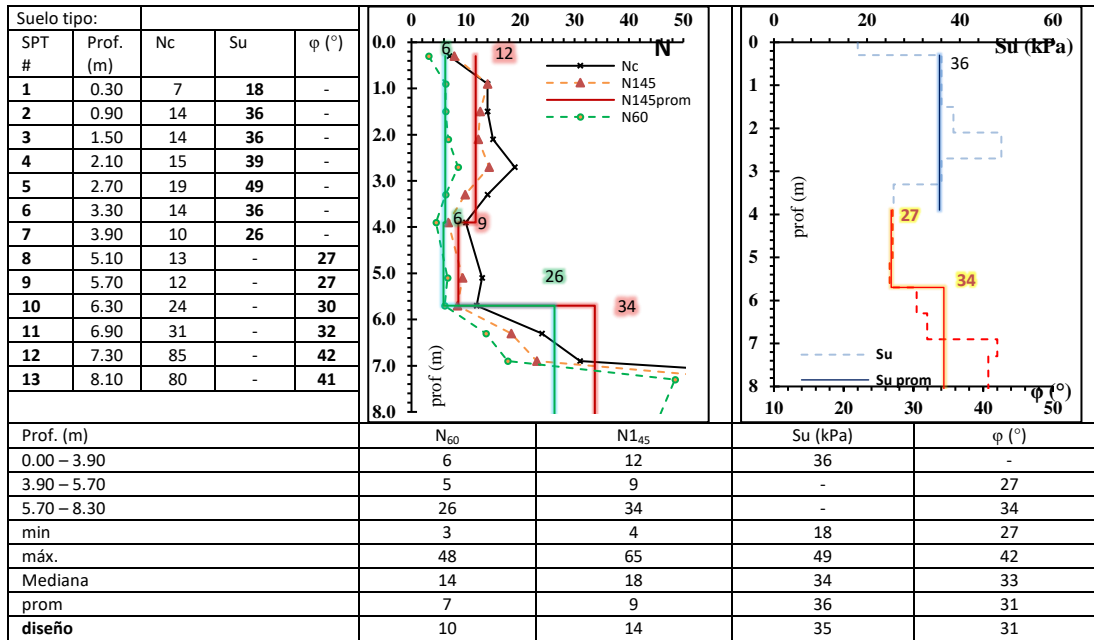
**7.3.1. Ensayo de Penetración Estándar SPT**

Una de las alternativas para determinar la consistencia y parámetros de resistencia es el uso de los resultados de campo obtenidos del ensayo SPT, debido a su sencilla ejecución además de la literatura y correlaciones que se tiene, especialmente para materiales granulares, siendo menos aproximados para materiales cohesivos, se usa la información del ensayo de campo para estimar los parámetros geomecánicos de los niveles de depósito aluvial granular (Q2al-g), verificando que los resultados concuerden con el tipo de material analizado.



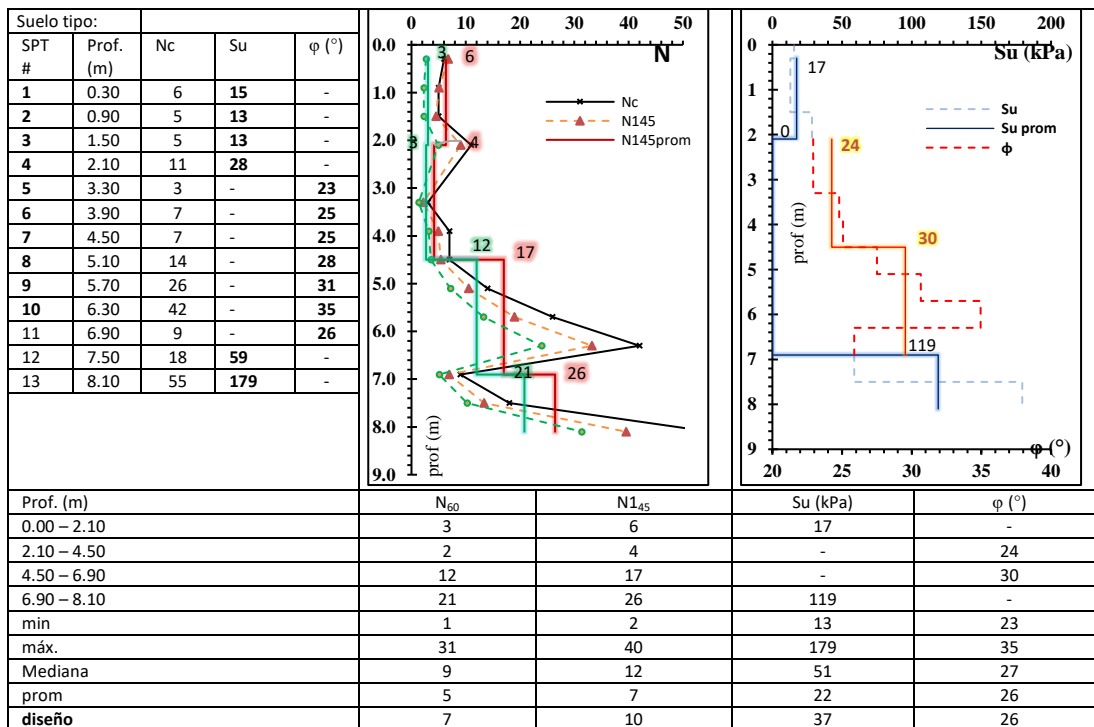
**Imagen 45**

*Parámetros Geomecánicos Correlacionados con el N – Sondeo A2*



**Imagen 46**

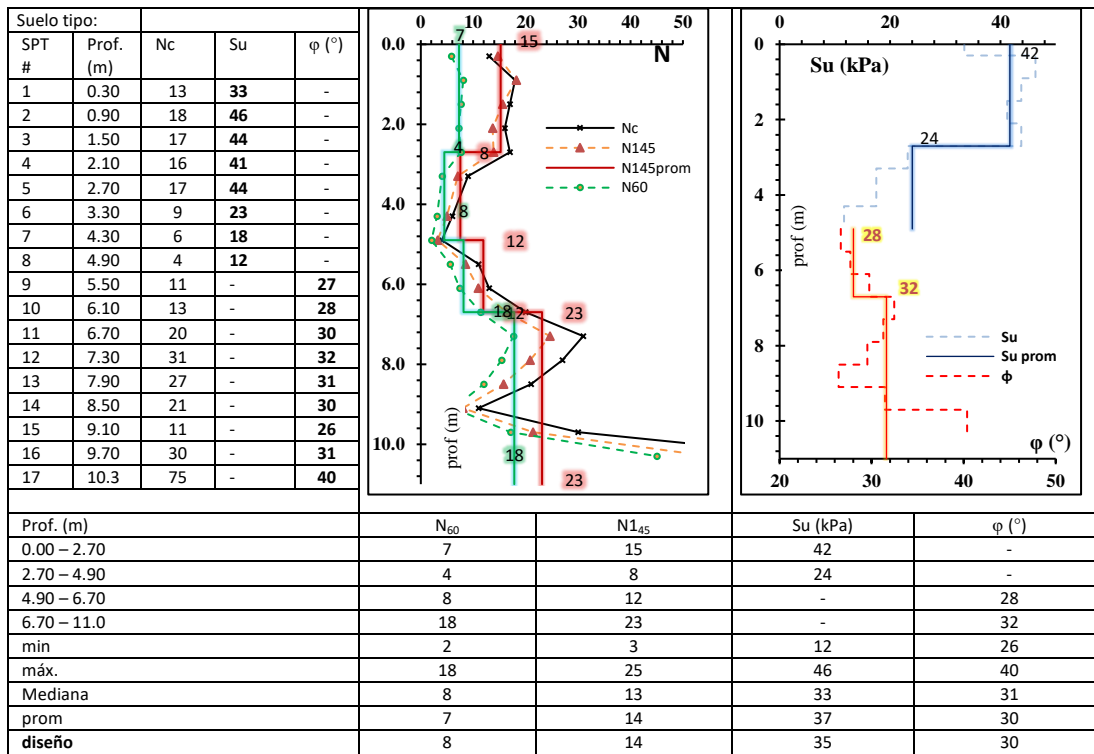
*Parámetros Geomecánicos Correlacionados Con El N – Sondeo A3*





**Imagen 49**

*Parámetros Geomecánicos Correlacionados con el N – Sondeo T3*



A continuación, se presenta a manera de resumen los parámetros geomecánicos obtenidos mediante la interpretación de la información del N en el ensayo de SPT. Se enfatiza en los parámetros obtenidos para la unidad Q2a1-g

**Tabla 19**

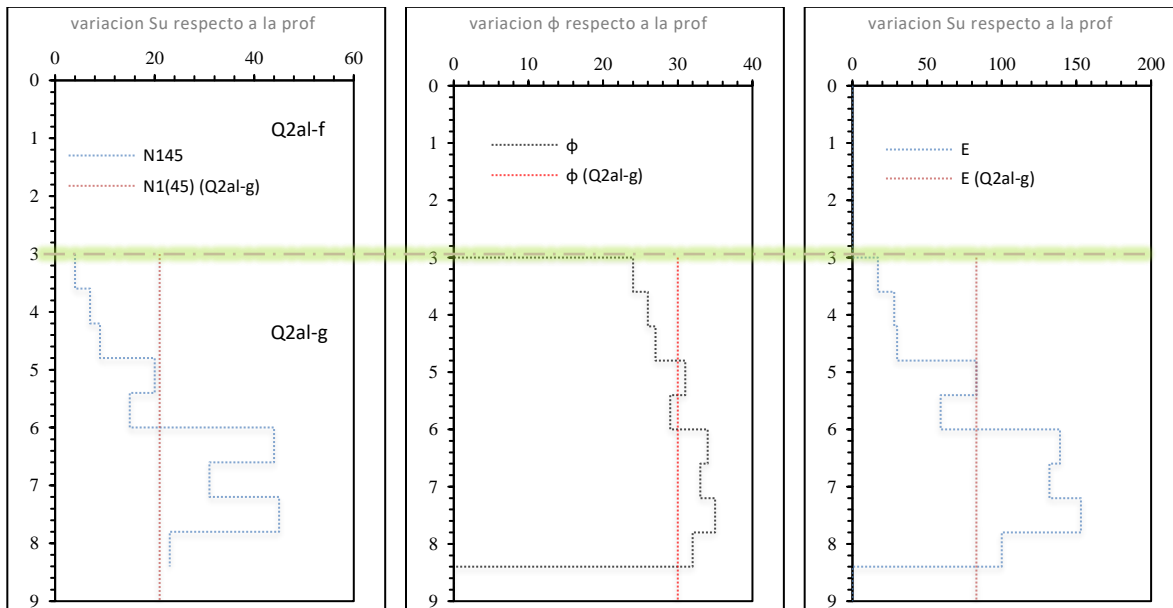
*Análisis Estadístico Para  $\Phi$  Obtenido Mediante Correlación de  $N_{(Spt)}$  ( $Q2al$ )*

unidad	z (m)	N <sub>145</sub>						φ (°)						E(kg/cm <sup>2</sup> )											
		A1	A2	A3	T1	T2	T3	N <sub>145</sub>	Δz*N	A1	A2	A3	T1	T2	T3	φ	Δz*φ	A1	A2	A3	T1	T2	T3	E	Δz*E
Q2al-f	0.60																								
Q2al-f	1.20																								
Q2al-f	1.80																								
Q2al-f	2.40																								
Q2al-f	3.00																								
Q2al-g	3.60				4			4	2.4		24				24	14.4				17			17	10.2	
Q2al-g	4.20					7		7	4.2					26	26	15.6					28		28	16.8	
Q2al-g	4.80	8	9					9	5.4	27	27				27	16.2	36	25				30	18		
Q2al-g	5.40				20			20	12			31			31	18.6				83		83	49.8		
Q2al-g	6.00				17			15	9		30			28	29	17.4			70			49	59	35.4	
Q2al-g	6.60					44		44	26.4				34		34	20.4					139		139	83.4	
Q2al-g	7.20	28	34					31	18.6	33	34				33	19.8	119	146				132	79.2		
Q2al-g	7.80				45			45	27			35			35	21				153		153	91.8		
Q2al-g	8.40					23		23	13.8					32	32	19.2						100	100	60	
Q2al-g	9.00																								
minimo								4								24.0							17		
maximo								45								35.0							153		
ponderado								22								30.1							82.3		
promedio								22								30.1							82		
mediana								20								31.0							83		
diseño Q2al-g								N <sub>145</sub> =	21							φ=	30.0						E=	83.0	

Fuente: Elaboración propia

**Imagen 50**

*Perfil de variación parámetros correlacionados a partir del SPT*



Fuente: Elaboración propia

### 7.3.2. Resistencia Última Para Suelos y Rocas Blandas

Algunas de las muestras obtenidas en la exploración se sometieron a carga unidimensional para determinar la carga ultima no confinada que tiene el material reportado en la zona, la velocidad de carga no permite que se disipe la presión de poros por lo que los parámetros obtenidos bajo este ensayo se consideran no drenados.

**Tabla 20**

*Clasificación de Resistencia en Suelos Según Qu*

Resistencia	qu (Kg/cm <sup>2</sup> )
Muy blando	0 – 0.25
Blando	0.25 – 0.5
Medio	0.50 – 1.0
Firme	1.0 -2.0
Muy firme	2.0 – 4.0
duro	> 4.0

*Fuente: Manual de Cimentaciones INVIAS, tabla 4.59*

En la Tabla 21 se encuentran los resultados para cada una de las muestras ensayadas.

**Tabla 21**

*Resistencia Última No Confinada Para Suelos*

SND	Unidad	Prof (m)	material	qu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Cu (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia
A-3	Q2al-f	0.3	Limo arenoso ML	0.75	0.38	Media
	Q2al-f	1.5	Arcilla CL	1.89	0.95	Firme
	Q2al-f	2.6*	Arcilla arenosa CL	1.37	0.69	Firme
	Q2al-f	8.2	Arcilla con arena CL	1.79	0.9	Firme
A-2	Q2al-f	1.5	Arcilla CL	2.65	1.33	Muy firme
	Q2al-f	2.8	Arcilla CL	2.2	1.1	Muy firme
	Q2al-f	4.5*	Arcilla CL	1.24	0.62	Firme
8-T3	Terraplén	0.8	Arcilla CL	12.6	6.32	Dura
	Terraplén	3.2	Arcilla CL	1.53	0.77	Firme
	Terraplén	3.7	Arcilla CL	1.18	0.59	Firme
	Terraplén	5	Arcilla CL	1.62	0.81	Firme
A-1	Q2al-f	0.9	limo ML	2.31	1.16	Muy firme
	Q2al-f	2	Arcilla con arena CL	0.95	0.48	Media
	Q2al-f	2.6*	Arcilla con arena CL	0.77	0.39	Media
	Q2al-f	3.8	Limo con arena ML	0.68	0.34	Media

SND	Unidad	Prof (m)	material	qu (Kg/cm2)	Cu (Kg/cm2)	Resistencia
	N1N2g-V	9.2	Limo ML	3.4	1.7	Muy firme
	N1N2g-V	10	Limo ML	1.75	0.88	Firme
	N1N2g-V	11.5	Arcillolita meteorizada	9.91	4.96	Dura
	N1N2g-V	11.5	Arcillolita meteorizada	10.4	5.18	Dura
	N1N2g-V	11.5	Arcillolita meteorizada	11.8	5.89	Dura
	N1N2g-V	13	Arcillolita meteorizada	7.79	3.89	Dura
	N1N2g-V	14.5	Arcillolita meteorizada	2.8	1.4	Muy firme
	N1N2g-V	14.5	Arcillolita meteorizada	3.02	1.51	Muy firme
	N1N2g-IV	16	Arcillolita fracturada	26.7	13.4	Dura
	N1N2g-IV	17.5	Arcillolita fracturada	8.95	4.47	Dura
	N1N2g-IV	17.5	Arcillolita fracturada	13	6.5	Dura
	N1N2g-IV	19	Arcillolita fracturada	11.59	5.8	Dura
	N1N2g-IV	20.5	Arcillolita fracturada	79.88	-	Dura
	N1N2g-IV	23.5	Arcillolita fracturada	15	7.5	Dura
	N1N2g-IV	25	Arcillolita fracturada	14.71	7.35	Dura
	N1N2g-IV	25	Arcillolita fracturada	9.63	4.81	Dura
	Q2al-f	4.2*	Arena arcillosa SC	0.45	0.23	Blanda
	Q2al-f	9.2	Limo arenoso ML	1.72	0.86	Firme
T-1	N1N2g-V	16.3	Arcillolita meteorizada	6.17	3.08	Dura
	N1N2g-V	16.3	Arcillolita meteorizada	2.9	1.44	Muy firme
	N1N2g-V	23.3	Arcillolita meteorizada	2.4	1.19	Muy firme
	N1N2g-V	24.8	Arcillolita meteorizada	4.15	2.08	Dura
9-T3	Terraplén	4.5	Arcilla arenosa CL	3.92	1.96	Muy firme
	Terraplén	5.5	Arcilla arenosa CL	2.12	1.06	Muy firme
	Q2al-f	0.8	Arcilla con arena CL	1.59	0.8	Firme
T-2	Q2al-f	2.8*	Arcilla con arena CL	1.04	0.52	Firme
	N1N2g-V	10.8	Arcilla con arena CH	1.86	0.93	Firme
	N1N2g-V	11.5	Arcilla con arena CH	8.27	4.14	Dura
	Terraplén	1.4	Arcilla con arena CL	6.3	3.15	Dura
T-3	Terraplén	2.6	Arcilla con arena CL	3.97	1.99	Muy firme
	Terraplén	3.3	Arcilla con arena CL	3.99	2	Muy firme
	Terraplén	4	Arcilla CL	3.31	1.66	Muy firme

\*Ensayo realizado a muestras de tubo de pared delgada

Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)

Del total de ensayos realizados se manejan estadísticamente los resultados según el tipo de material para determinar de esta manera los parámetros representativos para cada nivel.

**Tabla 22***Análisis Estadístico Para  $q_u$  y su Obtenido Mediante Ensayo de Compresión Inconfinada*

Unidad	Material		$q_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$C_u$ (Kg/cm <sup>2</sup> )
Q2al-f	Arcillas CL con arena	Min	0.45	0.23
		Max	2.65	1.33
		Prom	1.47	0.74
		Mediana	1.48	0.745
		<b>Diseño</b>	<b>1.48</b>	<b>0.74</b>
Terraplén	Arcilla CL	Min	1.18	0.59
		Max	12.6	6.32
		Prom	4.05	2.03
		Mediana	3.62	1.81
		<b>Diseño</b>	<b>3.83</b>	<b>1.92</b>
N1N2g-V	arcillolita meteorizada	Min	1.75	0.88
		Max	11.80	5.89
		Prom	5.47	2.73
		Mediana	3.78	1.89
		<b>Diseño</b>	<b>4.62</b>	<b>2.31</b>
N1N2g-IV	arcillolita fracturada	Min	8.95	4.47
		Max	26.70	13.40
		Prom	14.23	7.12
		Mediana	13.00	6.50
		<b>Diseño</b>	<b>18.14</b>	<b>6.81</b>

**7.3.3. Resistencia al Cortante, Ensayo de Corte Directo**

Los parámetros de resistencia bajo condiciones consolidadas drenadas se determinan con el ensayo de corte directo, además de realizar el ensayo sobre muestras obtenidas de tubo de pared delgada, se someten muestras obtenidas de forma alterada por medio de SPT, las muestras se compactan según procedimientos INV, tratando de asimilar las condiciones de campo y llevándolas al grado de compacidad en las profundidades obtenidas. Los datos obtenidos es bajo una condición consolidada drenada CD.

**Tabla 23***Resistencia al Cortante Para Suelos Reportados por Sondeos Mecánicos*

SND	Prof (m)	UNIDAD	material	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
A-3	-	-	-	-	-
A-2	4.3	Q2al-f	Arcilla con arena CL	0.5	13.6
8-T3	2.6	Terraplén	Arcilla con arena CL	0.018	24.8
	2.8	Q2al-f	Arcilla arenosa CL	0	33.3
	9.3	N1N2g (V)	Arcillolita CL	0.45	19.7
	11.7	N1N2g (V)	Arcillolita CL	0.54	23.9
A-1	14.2	N1N2g (V)	Arcillolita CL	0.5	30.5
	17.2	N1N2g (IV)	Arcillolita CL	0.99	33.9
	20.5	N1N2g (IV)	Arcillolita CL	0.18	32.1
	23.5	N1N2g (IV)	Arcillolita CL	0	36.2
	4.3	Q2al-g	Arena arcillosa SC	0.1	30.5
T-1	16	N1N2g (V)	Arcillolita CL	0.5	25.1
	24.8	N1N2g (V)	Arcillolita CL	0	38.6
9-T3	3.8	Terraplén	Arcilla con arena CL	0.231	12.4
	5.2	Q2al-f	Arcilla arenosa CL	0.127	17.8
T-2	2.7	Q2al-f	Arcilla con arena CL	0.29	29.5
T-3	3.8	terraplén	Arcilla CL	0.5	25.1

Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)

A continuación, se presenta la estadística realizada para cada material y de esta manera definir los parámetros de diseño de cada unidad.

**Tabla 24***Análisis Estadístico Para C y  $\phi$  Obtenido Mediante Ensayo de Corte Directo CD*

Unidad	Material	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	
Q2al-f	Arcillas CL con arena	Min	0	13.6
		Max	0.5	33.3
		Prom	0.23	23.55
		Mediana	0.21	23.65
		<b>Diseño</b>	<b>0.22</b>	<b>23</b>
Q2al-g	Arena arcillosa SC	<b>Diseño</b>	<b>0.1</b>	<b>30</b>
Terraplén	Arcilla CL	Min	0.018	12.4
		Max	0.5	25.1
		Prom	0.25	20.8
		Mediana	0.23	24.8
		<b>Diseño</b>	<b>0.24</b>	<b>23</b>
N1N2g (V)	arcillolita meteorizada	Min	0.00	19.7

		Max	0.54	38.6
		Prom	0.40	27.6
		Mediana	0.50	25.1
		<b>Diseño</b>	<b>0.45</b>	<b>26</b>
		Min	0.00	32.1
		Max	0.99	36.2
N1N2g (IV)	arcillolita fracturada	Prom	0.39	34.1
		Mediana	0.18	33.9
		<b>Diseño</b>	<b>0.29</b>	<b>33</b>

## 7.4. Parámetros De Deformación

### 7.4.1. Módulo Elástico No Confinado

De las muestras recuperadas mediante tubo de pared delgada (Shelby) se realiza ensayo de compresión inconfiada, y con base a los resultados se estima el módulo elástico bajo una condición no confinada tomado como un límite inferior, a continuación, se presenta los registros. El módulo elástico es determinado en la recta secante de la curva de esfuerzo deformación al 50% de la resistencia última que registra el material, manteniendo un comportamiento en el rango elástico del suelo.

**Tabla 25**

*Módulo de Elasticidad No Confinado Obtenido de Compresión Inconfiada*

SND	unidad	Prof. (m)	material	E (kg/cm <sup>2</sup> )
A-1	Q2al-f	2.40-2.80	arcilla con arena	8.52
	N1N2g (V)	10.8-12.3	Arcillolita meteorizada	678.8
	N1N2g (V)	10.8-12.3	arcillolita meteorizada	422.3
	N1N2g (V)	10.8-12.3	arcillolita meteorizada	692.5
	N1N2g (V)	13.8-15.3	arcillolita meteorizada	328.7
	N1N2g (V)	13.8-15.3	arcillolita meteorizada	235.9
	N1N2g (IV)	15.3-16.8	arcillolita fracturada	817.7
	N1N2g (IV)	16.8-18.3	arcillolita fracturada	2237.9
	N1N2g (IV)	16.8-18.3	arcillolita fracturada	445.3
	N1N2g (IV)	18.3-19.8	arcillolita fracturada	560.8
	N1N2g (IV)	22.8-24.3	arcillolita fracturada	535.1
	N1N2g (IV)	24.3-25.8	arcillolita fracturada	613.4
	N1N2g (IV)	24.3-25.8	arcillolita fracturada	395
A-2	Q2al-f	4.2-4.8	arcilla con arena	21.6
A-3	Q2al-f	2.4-3.0	arcilla con arena	45.6
T1	Q2al-f	3.9-4.6	arcilla con arena	5.96

	N1N2g (V)	15.6-17.1	arcillolita meteorizada	179.5
	N1N2g (V)	15.6-17.1	arcillolita meteorizada	91.48
	N1N2g (V)	22.6-24.1	arcillolita meteorizada	38.16
	N1N2g (V)	24.1-25.6	arcillolita meteorizada	199.6
T2	Q2al-f	2.4-3.0	arcilla con arena	46.6

**Tabla 26***Análisis Estadístico Para Eu Obtenido Mediante Ensayo de Compresión Inconfinada*

unidad	material	E (kg/cm <sup>2</sup> )	
Q2al-f	Arcillas CL con arena	Min	5.96
		Max	46.6
		Prom	25.6
		Mediana	21.6
		<b>Diseño</b>	<b>23.63</b>
N1N2g (V)	Arcillolita meteorizada	Min	38.2
		Max	692.5
		Prom	318.5
		Mediana	235.9
		<b>Diseño</b>	<b>277.2</b>
N1N2g (IV)	arcillolita fracturada	Min	395.0
		Max	2237.9
		Prom	800.7
		Mediana	560.8
		<b>Diseño</b>	<b>680.8</b>

**7.4.2. Modulo Elástico Dinámico**

El módulo de elasticidad dinámico obtenido a partir del ensayo MASWID es una medida de la rigidez del suelo en respuesta a cargas sísmicas, que se basa en la teoría de ondas elásticas. Este módulo representa la relación entre la tensión aplicada al suelo y la deformación resultante en el mismo en presencia de ondas sísmicas. Por lo tanto, se puede considerar como un parámetro que describe la respuesta del suelo a cargas dinámicas. La utilización del módulo de elasticidad dinámico obtenido a partir del ensayo MASWID permite estimar la rigidez del suelo bajo diferentes condiciones de carga, como cargas cíclicas o dinámicas. Además, este módulo puede utilizarse para determinar la velocidad de propagación de las ondas sísmicas en el suelo, lo que es útil para evaluar la calidad y la homogeneidad del suelo en diferentes profundidades.

A continuación, se presenta la interpretación del módulo elástico dinámico resultado del ensayo MASWID, cabe recordar que las líneas de refracción sísmica están localizadas sobre los terraplenes actuales, por lo que se hace un cotejo teniendo en cuenta los materiales reportados por las exploraciones directas, de esta manera poder otorgar a cada material un módulo de elasticidad dinámico.

**Tabla 27**

*Módulo De Elasticidad Dinámico Ed Obtenido Por Medio De Ensayo MASWID*

LS19 (AST)				LS18 (TIB)			
prof (m)	unidad	Ed (MPa)	v	prof (m)	unidad	Ed (MPa)	v
0	TERR	207	0.33	0	TERR	179	0.33
1.07	TERR	203	0.33	1.07	TERR	175	0.33
2.31	TERR	171	0.33	2.31	TERR	168	0.33
3.71	TERR	140	0.33	3.71	TERR	169	0.33
5.27	Q2al-f	161	0.33	5.27	TERR	180	0.33
7.01	Q2al-f	231	0.33	7.01	Q2al-f	230	0.33
8.9	Q2al-g	394	0.33	8.9	Q2al-f	327	0.33
10.96	Q2al-g	518	0.33	10.96	Q2al-g	581	0.33
13.19	Q2al-g	599	0.33	13.19	Q2al-g	1064	0.47
15.58	N1N2g (V)	901	0.47	15.58	N1N2g (V)	1431	0.46
18.13	N1N2g (V)	976	0.47	18.13	N1N2g (V)	1551	0.46
20.85	N1N2g (IV)	1009	0.47	20.85	N1N2g (V)	1604	0.46
23.74	N1N2g (IV)	992	0.47	23.74	N1N2g (IV)	2174	0.45
26.79	N1N2g (IV)	2673	0.44	26.79	N1N2g (IV)	2160	0.45
36.43	N1N2g (IV)	2673	0.44	36.43	N1N2g (IV)	2174	0.45

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

**Tabla 28**

*Módulo de Elasticidad Dinámico Para Cada Unidad Registrada*

unidad	material	E (MPa)		v
Q2al-f	Qal-f	Min	161	0.33
		Max	327	0.33
		Prom	237	0.33
		Mediana	231	0.33
		<b>Diseño</b>	<b>234</b>	<b>0.33</b>
Q2al-f	Qal-g	Min	394	0.33
		Max	599	0.33
		Prom	523	0.33
		Mediana	550	0.33
		<b>Diseño</b>	<b>536</b>	<b>0.33</b>
N1N2g (V)	N1N2g (V)	Min	901	0.46
		Max	1604	0.47
		Prom	1255	0.47

		Mediana	1248	0.47
		<b>Diseño</b>	<b>1251</b>	<b>0.47</b>
N1N2g (IV)	N1N2g (IV)	Min	992	0.44
		Max	2673	0.47
		Prom	1979	0.45
		Mediana	2174	0.45
		<b>Diseño</b>	<b>2077</b>	<b>0.45</b>

## 7.5. Constantes de Consolidación

A continuación, se presentan las constantes de consolidación de los materiales obtenidas a partir de ensayos de laboratorio realizados a muestras que conforman los niveles superficiales registrados por la explotación geotécnica.

**Tabla 29**

### *Constantes de Consolidación*

SND	unidad	Prof. (m)	material	RSC	$e_0$	$\sigma_p$ kPa	Cc	Cr	Cs
A-1	Q2al-f	2.40-2.80	arcilla con arena CL	0.6	0.55	30	0.115	0.05426	0.02216
A-2	Q2al-f	2.40-3.00	arcilla CL	1	0.73	50	0.164	0.07123	0.04759
	Q2al-f	4.20-4.80	arcilla arenosa CL	1	0.35	80	0.164	0.09941	0.0316
A-3	Terraplén	2.40-3.00	arcilla arenosa CL	1	0.54	60	0.168	0.11327	0.03578
	Terraplén	3.00-3.60 (Talud)	arcilla arenosa CL	0.67	0.81	40	0.166	0.06882	0.0121
T-1	Q2al-g	3.90-4.60	arena arcillosa SC	1.25	0.50	10	0.125	0.08772	0.02111
T-2	Q2al-f	2.40-3.00	arcilla con arena CL	0.83	0.52	50	0.105	0.05061	0.01953
T-3	Terraplén	3.60-4.05	arcilla CL	0.75	0.56	60	0.101	0.02892	0.03819

*Fuente: Planeación y desarrollo Ltda. (Torres, 2021)*

*RSC: relación de preconsolidación*

*Cc: índice de compresión*

*Cr: índice de recompresión*

*Cs: índice de expansión*

Como se ha indicado en los sondeos el material del basamento correspondiente a arcillolitas meteorizadas (N1N2-V), con resistencia ultima menores de 1.0 MPa presenta espesores considerables siendo más notoria hacia el estribo del lado Tibú, estos materiales serán tenidos en cuenta como suelos rígidos y para estimar las constantes de consolidación en estos materiales se usa correlaciones que dependen de las propiedades básicas y estados de humedad que registran en

el momento de la exploración, a continuación, se indican las correlaciones para estimar estas constantes.

$$C_c = \left( \frac{IP(\%)}{74} \right) \quad \text{Kulhawy y Mayne 1990}$$

$$C_s = \left( \frac{IP(\%)}{370} \right) \quad \text{Kulhawy y Mayne 1990}$$

De la **Tabla 16** se estiman las constantes de consolidación para los niveles de arcillolita meteorizada del basamento.

**Tabla 30**

*Constantes de Consolidación Basamento Meteorizado*

Material	LL (%)	IP (%)	Cc	Cs
Arcillolita meteorizada N1N2g	34	11	0.1571	0.02973

Para estimar un RSC y relación de vacíos inicial para la arcillolita meteorizada, primero que todo se supone un valor de  $G_s$  acorde al tipo de material para definir por medio de relaciones gravimétricas la relación de vacíos inicial  $e_0$ , por otro lado, se hace uso de la correlación propuesta por Nagaraj and Murthy (1985), para hacer una estimación de la presión de sobreconsolidación que pudiese presentar la arcillolita.

$$\gamma_d = \frac{G_s \gamma_w}{\gamma_d}$$

**Tabla 31**

*Estimación de  $e_0$  Por Medio de Relaciones Gravimétricas*

$G_s$ (valor asumido según tipo de material)	2.75
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	20.07
$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	10

$$e_0 = 0.32$$

$$\log \sigma_p \left( \frac{kN}{m^2} \right) = \frac{1.122 - \left( \frac{e_0}{e_L} \right) - 0.0463 \log \sigma'_v \left( \frac{kN}{m^2} \right)}{0.188} \quad \text{Nagaraj and Murthy (1985)}$$

$$e_L = \left( \frac{LL(\%)}{100} \right) G_s \quad \text{relacion de vacios en el limite liquido}$$

e <sub>0</sub>	LL (%)	e <sub>L</sub>	σ' <sub>v prom</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	σ <sub>c</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	RSC
0.32	34	0.935	322.6*	3386.9	> 1.0

A manera de resumen en la siguiente tabla se presentan las constantes de consolidación para los materiales definidos en el sitio de estudio.

**Tabla 32**

*Análisis Estadístico Para Constantes De Consolidación*

Unidad	Material		RCS	e <sub>0</sub>	σ <sub>p</sub> kPa	C <sub>c</sub>	C <sub>r</sub>	C <sub>s</sub>
Q2al-f	Arcillas CL con arena	Min	0.6	0.35	30.0	0.105	0.05	0.0195
		Max	1	0.73	80.0	0.164	0.099	0.0475
		Prom	0.86	0.54	52.5	0.137	0.069	0.0302
		Mediana	0.91	0.54	50.0	0.14	0.063	0.0268
		<b>Diseño</b>	<b>0.89</b>	<b>0.54</b>	<b>51.3</b>	<b>0.138</b>	<b>0.066</b>	<b>0.0285</b>
Terraplén	Arcilla CL	Min	0.67	0.54	40.0	0.101	0.0289	0.0121
		Max	1	0.81	60.0	0.168	0.1132	0.0381
		Prom	0.8	0.64	53.3	0.145	0.0703	0.0286
		Mediana	0.75	0.56	60.0	0.166	0.0688	0.0357
		<b>Diseño</b>	<b>0.78</b>	<b>0.60</b>	<b>56.7</b>	<b>0.155</b>	<b>0.0695</b>	<b>0.0322</b>
N1N2g	arcillolita meteorizada	<b>Diseño</b>	<b>&gt;&gt;1.0</b>	<b>0.32</b>	<b>3387</b>	<b>0.157</b>	<b>0.0293</b>	

## 7.6. Definición Del Perfil Del Suelo De Acuerdo A Vs

Como parte complementaria se realiza estudios de exploración geofísica, mediante refracción sísmica y ondas superficiales, para determinar la profundidad del basamento rocoso, espesores y/o capas de contacto basados en los registros de las respuestas sísmicas tales como velocidades compresionales (V<sub>p</sub>) y Velocidades de Corte (V<sub>s</sub>). Con los valores de V<sub>s</sub>, se obtienen

los parámetros geomecánicos del subsuelo como el módulo de Young (E), módulo de corte máximo (G), módulo de deformación volumétrica (K) y relación de Poisson.

**Tabla 33**

*Datos obtenidos de Ondas Superficiales MASWID LS-19*

Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (Ton/m <sup>3</sup> )	N	Relación de Poisson	Módulo de Corte (MPa)	Módulo de Elasticidad Ed (MPa)	Deformación K (MPa)
0.00	233.20	466.41	1.43	16.34	0.33	78	207	207
1.07	231.16	462.32	1.43	15.89	0.33	76	203	203
2.31	213.04	426.09	1.41	12.25	0.33	64	171	171
3.71	193.66	387.31	1.40	9.04	0.33	52	140	140
5.27	207.07	414.14	1.41	11.19	0.33	60	161	161
7.01	245.67	491.34	1.44	19.29	0.33	87	231	231
8.90	315.09	630.17	1.49	42.61	0.33	148	394	394
10.96	357.37	714.74	1.52	63.63	0.33	194	518	518
13.19	382.34	764.69	1.54	78.90	0.33	225	599	599
15.58	405.35	1739.94	1.86	95.04	0.47	306	901	5233
18.13	421.62	1758.00	1.87	107.73	0.47	332	976	5333
20.85	428.34	1765.46	1.87	113.29	0.47	343	1009	5375
23.74	424.96	1761.71	1.87	110.47	0.47	338	992	5354
26.79	689.25	2055.06	1.96	515.36	0.44	930	2673	7029
36.43	689.25	2055.06	1.96	515.36	0.44	930	2673	7029

	(Vs) (m/s)	Prof. (m)	Perfil suelo (NSR-10)	Descripción tipo de suelo
Superficial	233.20	0.0	Tipo D	Suelos rígidos que cumple con el criterio de la onda cortante (Vs <sub>30</sub> )
profunda	689.25	36.43		
Promed. (30m)	332.3			

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

**Tabla 34**

*Datos obtenidos de Ondas Superficiales MASWID LS-18*

Depth (m)	S-wave velocity (m/s)	P-wave velocity (m/s)	Density (Ton/m <sup>3</sup> )	N	Relación de Poisson	Módulo de Corte (MPa)	Módulo de Elasticidad Ed (MPa)	Deformación K (MPa)
0.00	217.67	435.33	1.42	13.12	0.33	67	179	179
1.07	215.58	431.16	1.41	12.72	0.33	66	175	175
2.31	211.52	423.04	1.41	11.98	0.33	63	168	168
3.71	211.85	423.70	1.41	12.03	0.33	63	169	169
5.27	218.24	436.47	1.42	13.23	0.33	67	180	180
7.01	244.93	489.87	1.44	19.10	0.33	86	230	230
8.90	288.83	577.67	1.47	32.30	0.33	123	327	327
10.96	376.81	753.62	1.53	75.32	0.33	218	581	581
13.19	439.69	1778.05	1.88	123.13	0.47	363	1064	5445
15.58	508.15	1854.04	1.90	195.21	0.46	490	1431	5872
18.13	528.59	1876.74	1.91	221.34	0.46	532	1551	6000
20.85	537.26	1886.36	1.91	233.11	0.46	551	1604	6055
23.74	623.19	1981.74	1.94	373.91	0.45	752	2174	6602
26.79	621.24	1979.57	1.94	370.19	0.45	747	2160	6590
36.43	623.19	1981.74	1.94	373.91	0.45	752	2174	6602

	(Vs) (m/s)	Prof. (m)	Perfil suelo (NSR-10)	Descripción tipo de suelo
Superficial	217.67	0.0	Tipo C	Suelos muy densos o roca blanda que cumple con el criterio de la onda cortante (Vs <sub>30</sub> )
profunda	623.19	36.43		
Promed. (30m)	561.9			

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

**Tabla 35**

*Tipo de Perfil de Suelo Registrado según LRS*

abscisa	LRS	Vs prom (m/s)	Perfil de suelo	Descripción tipo de suelo
63+790	#19	332.3	D	Suelos rígidos
64+000	#18	561.9	C	Suelos muy densos o roca blanda

## 7.7. Comportamientos Esperados

Los comportamientos del tipo de materiales reportados, será analizado tanto para los materiales que componen el terraplén actual como para los que conforman el depósito aluvial, De acuerdo a la caracterización geotécnica y los análisis anteriormente descritos, en el sector de estudio se identifican materiales cohesivos pertenecientes al terraplén, y materiales de dominio granular del depósito aluvial, para el terraplén se evalúa la respuesta del material ante fenómenos de expansión y ablandamiento cíclico a partir de sus propiedades básicas, y para el depósito se evaluara el comportamiento ante fenómenos de licuación.

### 7.7.1. Licuación de Suelos Granulares

Para el nivel de depósito donde se encuentra dominio por las fracciones granulares se analiza el fenómeno de licuación que pueden presentar materiales con estas características granulométricas, teniendo en cuenta su grado de compactación, el método semi-empirico usado para estimar un factor de seguridad ante este fenómeno es el sugerido por Seed & Idriss (1971), modificado por Youd et al., (1997) el cual relaciona el esfuerzo cortante cíclico inducido por la propagación de ondas y la resistencia cíclica del depósito de suelos analizada.

$$CSR = \frac{\tau_d}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * rd \text{ relacion de tensiones ciclicas}$$

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

el  $(N_1)_{60}$ , corresponde al N de SPT corregido, además se debe corregir por el contenido de material fino (FC), pues la curva normalizada de  $CRR_{7.5}$  corresponde al caso de arenas limpias para un sismo de magnitud 7.5, se entiende que para valores de  $N_{60} > 30$  no se presenta el fenómeno de licuación, a continuación, se presenta la corrección del  $N_{60}$ , debido al contenido de material fino.

**Tabla 36**

*Coefficientes de Corrección Para  $N_{60}$  Debido al Contenido de Finos FC*

FC	$\alpha$	$\beta$
$\leq 5\%$	0	1
$5\% \leq FC \leq 35\%$	$\text{EXP}(1.76 - 190/FC^2)$	$0.99 + FC^{1.5}/1000$
	5.0	1.2

*Fuente: Workshop (Youd et., al, 1997)*

Para evaluar el fenómeno de licuación en los materiales del depósito aluvial, se analizan los sondeos realizados sobre este nivel, donde se registran porcentajes elevados de arenas, además se determina el coeficiente de aceleración horizontal ( $K_h$ ) del nivel del depósito teniendo como base la información del espectro de aceleraciones del sector, y el periodo fundamental del depósito estimado a partir de la metodología de Bray and Travararou (2009).

$$K_h = \exp\left(\frac{-\alpha + \sqrt{b}}{0.66}\right) \quad T_s = 4 \frac{H'}{V_s}$$

Donde:

$$\alpha = 2.83 - 0.566 \ln(Sa)$$

$$b = \alpha^2 - 1.33[\ln(d) + 1.1 - 3.04 \ln(Sa) + 0.244(\ln(Sa))^2 - 1.5T_s - 0.278(M - 7) - \varepsilon]$$

$Sa (K_h)$  = coeficiente de aceleracion espectral (con 5% de amortiguamiento) a partir del espectro de respuesta del sitio

$d$  = desplazamiento máximo permitido de la estructura en cm

$M$  = magnitud del momento del sismo de diseño

$T_s$  = periodo fundamental de la altura de material analizada

$\varepsilon$  = variable aleatoria de distribución normal con media igual a 0 y desviación estándar de 0.66

$H'$  = 0.8 de la altura del nivel de material analizado

$V_s$  = velocidad de onda de corte del suelo

La velocidad de onda de corte  $V_s$ , se estima como el promedio para los primeros 10 m obtenidas por medio del ensayo de ondas Superficiales MASWID

**Tabla 37**

*Coefficiente de aceleración horizontal de diseño  $K_h$*

H (m)	H's (m)	$V_s$ (m/s)	M	$T_s$ (s)	1.5 $T_s$	$S_a$ (1.5 $T_s$ )	$\varepsilon$	$K_h$
10	8	231.97	7.5	0.14	0.21	1.17	0	<b>0.33</b>

Obtenido el valor de coeficiente de aceleración horizontal para el nivel del depósito se estima CSR para los sondeos con mayor reporte de materiales granulares y evaluar si existe o no la condición de licuación.

**Tabla 38**

*Análisis de Licuación Para Suelos Granulares  $CF < 50\%$  SND A-2*

muestra (SPT)	Prof. (m) prom	N campo	Con. Finos (%)	dominio	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (KPa)	$\mu$ (KPa)	$\sigma'v$ (KPa)	Parámetro $R_s$	parámetro K (Marcuson)	Seed-Idriss (Marcuson)	$C_n$	$NI_{60}$	$NI_{60cs}$	Factor de reducción (rd)	$\tau_d / \sigma'v$ (CSR)	$\tau_1 / \sigma'v$ ( $CRR_{7.5}$ )	F.S
	0.0							0.0	0.0	0.0				<b>0</b>						
1	0.3	7	98	F	5	1.2	22.1	6.6	0.0	6.6	0.06	1.41	2.00	<b>6</b>	12	1.00	0.022	0.131	N/A	
2	0.9	14	86	F	5	1.2	22.1	19.9	0.0	19.9	0.18	1.41	2.00	<b>12</b>	19	0.99	0.022	0.203	N/A	
3	1.5	14	95	F	5	1.2	22.1	33.2	0.0	33.2	0.29	1.41	1.75	<b>11</b>	18	0.98	0.021	0.192	N/A	
4	2.3	15	94	F	5	1.2	22.1	46.4	0.0	46.4	0.41	1.41	1.55	<b>11</b>	18	0.97	0.021	0.192	N/A	
5	2.9	19	96	F	5	1.2	22.1	72.9	0.0	72.9	0.65	1.41	1.27	<b>11</b>	19	0.95	0.021	0.203	N/A	
6	3.3	14	93	F	5	1.2	22.1	86.2	0.0	86.2	0.76	1.41	1.17	<b>7</b>	13	0.94	0.021	0.141	N/A	
7	3.9	10	53	F	5	1.2	22.1	99.5	4.9	94.5	0.84	1.41	1.11	<b>6</b>	12	0.93	0.021	0.131	N/A	
8	5.1	13	11	G	1.2	1	19.0	110.9	10.8	100.1	0.89	1.41	1.07	<b>8</b>	9	0.92	0.022	0.104	4.67	
9	5.7	12	11	G	1.2	1	19.0	122.3	16.7	105.6	0.93	1.41	1.04	<b>6</b>	8	0.91	0.023	0.096	4.14	
10	6.3	24	11	G	1.2	1	19.0	133.7	22.6	111.1	0.98	1.41	1.01	<b>14</b>	16	0.91	0.024	0.170	7.15	

11 6.9 31 36 G 5 1.2 19.0 145.1 28.4 116.6 1.03 0.92 0.99 18 26 0.90 0.024 0.313 12.84

**Tabla 39**

*Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND A-1*

muestra ( SPT)	Prof. (m) prom	N campo	Con. Finos (%)	dominio	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (KPa)	$\mu$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Parámetro $R_s$	parámetro $K$ (Marcuson)	Seed-Idriss (Marcuson)	$\frac{C_n}{N_{I60}}$	$N_{I60cs}$	Factor de reducción (rd)	$\tau_d / \sigma'_o$ (CSR)	$\tau_1 / \sigma'_o$ (CRR <sub>7.5</sub> )	F.S
	0.0						18.7	0.0	0.0	0.0				0					
1	0.30	4	90	F	5	1.2	18.7	5.6	0.0	5.6	0.05	1.41	2.00	4	10	1.00	0.022	0.113	N/A
2	0.90	5	73	F	5	1.2	18.7	16.8	0.0	16.8	0.15	1.41	2.00	4	10	0.99	0.022	0.113	N/A
3	1.50	6	73	F	5	1.2	18.7	28.1	0.0	28.1	0.25	1.41	1.85	6	12	0.98	0.021	0.131	N/A
4	2.10	6	79	F	5	1.2	18.7	39.3	0.0	39.3	0.35	1.41	1.65	5	11	0.97	0.021	0.122	N/A
5	3.30	8	92	F	5	1.2	18.7	61.7	0.0	61.7	0.55	1.41	1.37	5	12	0.95	0.021	0.131	N/A
6	3.90	7	76	F	5	1.2	18.7	72.9	0.0	72.9	0.65	1.41	1.27	4	10	0.94	0.021	0.113	N/A
7	4.50	11	13	G	1.9	1.04	18.7	84.2	4.9	79.2	0.70	1.41	1.22	7	9	0.93	0.022	0.104	4.82
8	5.10	11	13	G	1.9	1.04	19.0	95.6	10.8	84.8	0.75	1.41	1.18	7	9	0.92	0.023	0.104	4.59
9	5.70	14	13	G	1.9	1.04	19.0	107.0	16.7	90.3	0.80	1.41	1.14	8	10	0.91	0.024	0.113	4.77
10	6.30	24	13	G	1.9	1.04	19.0	118.4	22.6	95.8	0.85	1.41	1.10	15	18	0.91	0.024	0.192	7.84
11	6.90	34	13	G	1.9	1.04	19.0	129.8	28.4	101.3	0.90	1.41	1.07	20	23	0.90	0.025	0.257	10.23
	7.50	58	16	G	2.8	1.1	19.0	141.2	34.3	106.8	0.95	1.41	1.03	34	39	0.89	0.026	0.084	3.28

**Tabla 40**

*Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND T-1*

muestra ( SPT)	Prof. (m) prom	N campo	Con. Finos (%)	dominio	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (KPa)	$\mu$ (KPa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Parámetro $R_s$	parámetro $K$ (Marcuson)	Seed-Idriss (Marcuson)	$\frac{C_n}{N_{I60}}$	$N_{I60cs}$	Factor de reducción (rd)	$\tau_d / \sigma'_o$ (CSR)	$\tau_1 / \sigma'_o$ (CRR <sub>7.5</sub> )	F.S
	0.0						20.00	0.0	0.0	0.0				0					
1	1.8	2	56	F	5	1.2	20.0	36.0	0.0	36.0	0.32	1.41	1.70	2	7	0.97	0.021	0.088	N/A
2	2.4	5	63	F	5	1.2	20.0	48.0	0.0	48.0	0.42	1.41	1.52	3	8.7	0.96	0.021	0.102	N/A
3	3.0	4	63	F	5	1.2	20.0	60.0	0.0	60.0	0.53	1.41	1.39	3	8.3	0.96	0.021	0.098	N/A
4	3.6	5	43	G	5	1.2	19.0	71.4	0.0	71.4	0.63	1.41	1.28	3	8.1	0.95	0.021	0.097	4.68
5	4.8	30	43	G	5	1.2	19.0	94.2	7.8	86.4	0.76	1.41	1.16	17	26	0.93	0.022	0.313	14.15
6	5.4	36	13	G	1.9	1	19.0	105.6	13.7	91.9	0.81	1.41	1.13	20	22.9	0.92	0.023	0.255	11.06
7	6.0	18	13	G	1.9	1	19.0	117.0	19.6	97.4	0.86	1.41	1.09	10	12.1	0.91	0.024	0.132	5.53
8	6.6	22	13	G	1.9	1	19.0	128.4	25.5	102.9	0.91	1.41	1.06	14	16.1	0.90	0.025	0.171	6.97
9	7.5	19	15	G	2.5	1	19.0	145.5	34.3	111.2	0.98	1.41	1.01	11	14.1	0.89	0.025	0.151	5.95
10	8.1	47	15	G	2.5	1	19.0	156.9	40.2	116.7	1.03	0.92	0.99	27	30.4	0.88	0.026	0.498	19.29
11	9.3	75	55	F	5	1.2	19.0	179.7	52.0	127.7	1.13	0.92	0.95	41	54.1	0.86	0.026	0.346	N/A

**Tabla 41***Análisis de Licuación Para Suelos Granulares CF < 50% SND T-2*

muestra ( SPT)	prof (m) prom	N campo	Con. Finos (%)	dominio	$\alpha$	$\beta$	$\gamma$ (KN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_v$ (KPa)	$\mu$ (Kpa)	$\sigma'_v$ (KPa)	Parámetro Rs	parámetro K (Marcuson)	Seed-Idriss (Marcuson)	Cn	NI <sub>60</sub>	NI <sub>60cs</sub>	Factor de reducción (rd)	$\tau_d / \sigma'_o$ (CSR)	$\tau_1 / \sigma'_o$ (CRR <sub>7.5</sub> )	F.S
	0.0						20.00	0.0	0.0	0.0					<b>0</b>					
1	0.3	5	31	G	4.8	1.2	20.9	6.3	0.0	6.3	0.06	1.41	2.00	<b>4</b>	9.4	1.00	0.022	0.108	4.96	
2	0.9	5	89	F	5	1.2	20.9	18.8	0.0	18.8	0.17	1.41	2.00	<b>4</b>	9.8	0.99	0.022	0.111	N/A	
3	1.5	14	84	F	5	1.2	20.9	31.4	0.0	31.4	0.28	1.41	1.79	<b>11</b>	17.9	0.98	0.021	0.191	N/A	
4	2.1	11	84	F	5	1.2	20.9	43.9	0.0	43.9	0.39	1.41	1.58	<b>8</b>	14.5	0.97	0.021	0.155	N/A	
5	3.3	10	7	G	0.1	1	19.0	66.7	0.0	66.7	0.59	1.41	1.32	<b>7</b>	6.8	0.95	0.021	0.086	4.14	
6	3.9	7	7	G	0.1	1	19.0	78.1	0.0	78.1	0.69	1.41	1.23	<b>4</b>	3.8	0.94	0.021	0.064	3.09	
7	4.5	9	7	G	0.1	1	19.0	89.5	4.9	84.6	0.75	1.41	1.18	<b>6</b>	6.1	0.93	0.022	0.080	3.73	
8	5.1	13	7	G	0.1	1	19.0	100.9	10.8	90.1	0.80	1.41	1.14	<b>8</b>	8.2	0.92	0.023	0.098	4.32	
9	6.2	25	18	G	3.2	1.1	19.0	121.8	21.6	100.2	0.89	1.41	1.07	<b>15</b>	19.3	0.91	0.024	0.207	8.58	
10	7.6	95	18	G	3.2	1.1	19.0	146.5	34.3	112.2	0.99	1.41	1.00	<b>54</b>	61.1	0.89	0.025	0.411	16.21	

De acuerdo a los resultados presentados en las tablas anteriores, el grado de compacidad que presenta el estrato granular no permite el desarrollo del fenómeno de licuación, cabe resaltar que el análisis involucra condición de saturación y la influencia de cargas generadas por un sismo de magnitud 7.5 según la metodología usada.

### 7.7.2. Potencial de Expansión

La composición mineralógica de los materiales cohesivos puede derivar a comportamientos plásticos con referencia al grado de saturación, reflejándose en cambios volumétricos producto de expansión o contracción de los materiales. se hace uso de la clasificación para suelos expansivos según Reese and O'Neill, 1998 recomendada por CCP-14, donde se categoriza de acuerdo al límite líquido e índice de plasticidad que presentan los materiales estableciendo un potencial de hinchamiento de las fracciones finas. El potencial de ablandamiento cíclico para suelos finos se lleva a cabo bajo el criterio de Bray (2006), el cual establece la afinidad del IP del material con la relación entre el contenido de agua y el límite líquido  $W_c/LL$

**Tabla 42**

*Potencial de Hinchamiento Suelos Cohesivos*

LL (%)	LP (%)	Clasificación del potencial de hinchamiento
>60	> 35	Alto
50 – 60	25 – 35	Marginal
< 50	< 25	bajo

Fuente: Sección 10, CCP-14

**Tabla 43**

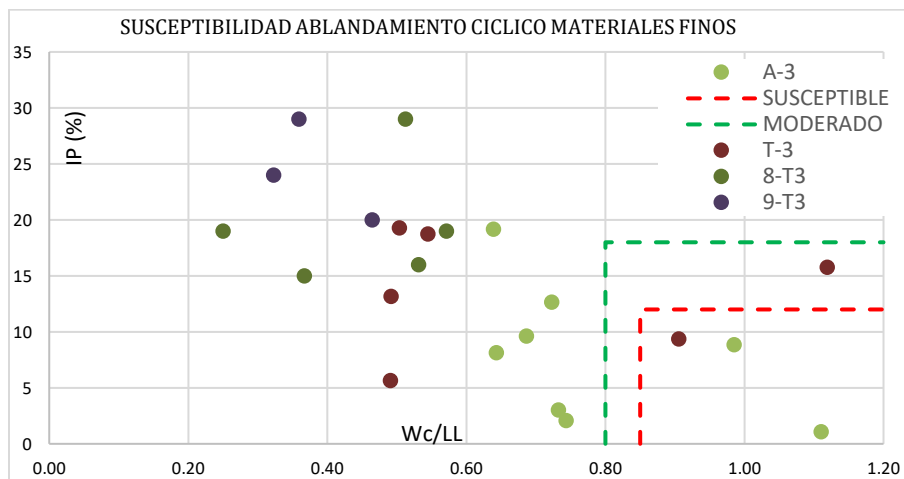
*Ablandamiento Cíclico en Suelos Cohesivos*

Ablandamiento cíclico	IP (%)	Wc/LL
susceptible	0.0 – 12	> 0.85
Moderado	12 - 18	0.80 – 085
No susceptible	Si no cumple con los dos criterios anteriores	

Fuente: Assessment of the liquefaction Susceptibility of fine-grained soils, Bray y Sancio-2006

**Imagen 51**

*Potencial de Ablandamiento Cíclico Para Materiales Finos*



Fuente: Elaboración propia

**Tabla 44***Potencial de Hinchamiento y Ablandamiento Cíclico Para Materiales Finos Pertenecientes al Terraplén Actual.*

SND	PROF (m)	LIMITES (%)				CLASIFICACION UNIFICADA (SUCS)		potencial expansivo			ABLAND. CICLICO	
		W (%)	LL	LP	IP	USCS	descripción	LL	IP	Valoración	Wc/LL	valoración
8-T3	1.4	9	36	17	19	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.25	no susceptible
	2.6	11	30	15	15	CL	arcilla de baja plasticidad con arena	bajo	bajo	BAJO	0.37	no susceptible
	3.8	17	32	16	16	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.53	no susceptible
	4.4	20	35	16	19	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.57	no susceptible
	5.6	21	41	12	29	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	marginal	MARGINAL	0.51	no susceptible
A-3	0.2	18.31	25	22	3	ML	limo arenoso de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.73	no susceptible
	0.9	32.01	33	24	9	ML	limo de baja plasticidad con arena	bajo	bajo	BAJO	0.98	susceptible
	1.5	26.16	36	24	13	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.72	no susceptible
	2.6	21.82	32	22	10	CL	arcilla arenosa de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.69	no susceptible
	3.3	20.98	19	18	1	SM	arena limosa	bajo	bajo	BAJO	1.11	susceptible
	6.3	13.38	18	16	2	SM	arena limosa con grava	bajo	bajo	BAJO	0.74	no susceptible
	7.5	14.73	23	15	8	SC	arena arcillosa	bajo	bajo	BAJO	0.64	no susceptible
	8.1	25.74	40	21	19	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.64	no susceptible
9-T3	1.4	10	31	7	24	ML	limo de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.32	no susceptible
	3.8	14	39	10	29	ML	limo de baja plasticidad con arena	bajo	marginal	MARGINAL	0.36	no susceptible
	5.1	13	28	8	20	ML	limo arenoso de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.46	no susceptible
T3	0.2	12.24	25.0	19	6	ML	limo arenoso de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.49	no susceptible
	1.4	16.32	33.2	20	13	CL	arcilla de baja plasticidad con arena	bajo	bajo	BAJO	0.49	no susceptible
	2.6	21.29	42.3	23	19	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.50	no susceptible
	3.3	22.7	41.7	23	19	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.54	no susceptible
	3.8	27.16	30.0	21	9	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	0.91	susceptible
	4.2	42.52	38.0	22	16	CL	arcilla de baja plasticidad	bajo	bajo	BAJO	1.12	moderado
	6	26.12	19.3	15	4	SM	arena limosa	bajo	bajo	BAJO	1.36	susceptible

*Fuente: Elaboración propia*

Los materiales que conforman el terraplén de acceso a la estructura actual, presentan una potencia expansivo bajo, en cuanto al ablandamiento cíclico que pueda experimentar bajo cargas repetitivas se considera no susceptible.

### 7.8. Caracterización del Macizo Rocoso (Basamento Terciario)

Como se ha observado una de las perforaciones ubicadas a un lado del puente (lado Astilleros), ha recobrado muestras que permiten distinguir las características del tipo de macizo a profundidad, aunque se trata de matriz de roca de baja calidad, arcillolitas fracturadas de tonalidad gris, se permite realizar la clasificación geomecánica del macizo de acuerdo a metodologías generalmente aceptadas como el RMR y GSI, estimando de esta manera los parámetros de resistencia el en basamento.

#### 7.8.1. Compresión Simple

Como se indicó en el numeral 0, se realizó ensayo de compresión simple a núcleos de arcillolita extraídos del basamento terciario fracturado (N1N2g-IV), por lo que estos registros de resistencia se utilizan para estimar la calidad del macizo de roca blanda.

**Tabla 45**

*Resultados de Ensayos de Compresión Simple a Núcleos de Roca N1n2g-IV*

Unidad	Material	qu (MPa)	Clasificación ISRM
N1N2g-IV	arcillolita fracturada	Min	0.895
		Max	7.988
		Prom	2.243
		Mediana	1.386
		<b>Diseño</b>	<b>1.814</b>

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

### 7.8.2. Índice de calidad de la Roca RDQ

Basados con la información de los núcleos de roca recuperados por medio de exploración directa. La calidad de la roca se evalúa según lo expuesto en el manual de cimentaciones del Invías. Con base a los resultados expuestos en la **Tabla 46**, el grado de fracturamiento que presenta la roca permite estimar un RQD promedio del 29% lo que evalúa al macizo con mala calidad.

**Tabla 46**

#### Índice de Calidad de la Roca RQD

SND	material	Prof. (m) prom	RQD (%)	Calidad de la Roca (DEERE)
		16.0	45	Mala
		17.5	41	Mala
A-1	Basamento arcillolita fracturada N1N2g-V)	20.5	19	Muy mala
		22.0	23	Muy mala
		23.5	19	Muy mala
		25.0	15	Muy mala
		28	41	Mala

*Fuente: Gobernación de Norte de Santander, (Planeación y Desarrollo Ltda., 2021)*

### 7.8.3. Clasificación del Macizo.

De acuerdo con la resistencia ultima que presenta la matriz rocosa y con la interpretación de campo otorgada al RQD, se realiza la clasificación del macizo según lo expuesto por la metodología de Bieniawsky RMR<sub>76</sub>

**Tabla 47***Estimación RMR<sub>76</sub> de Bieniawsky Para el Basamento Fracturado (N1N2g)*

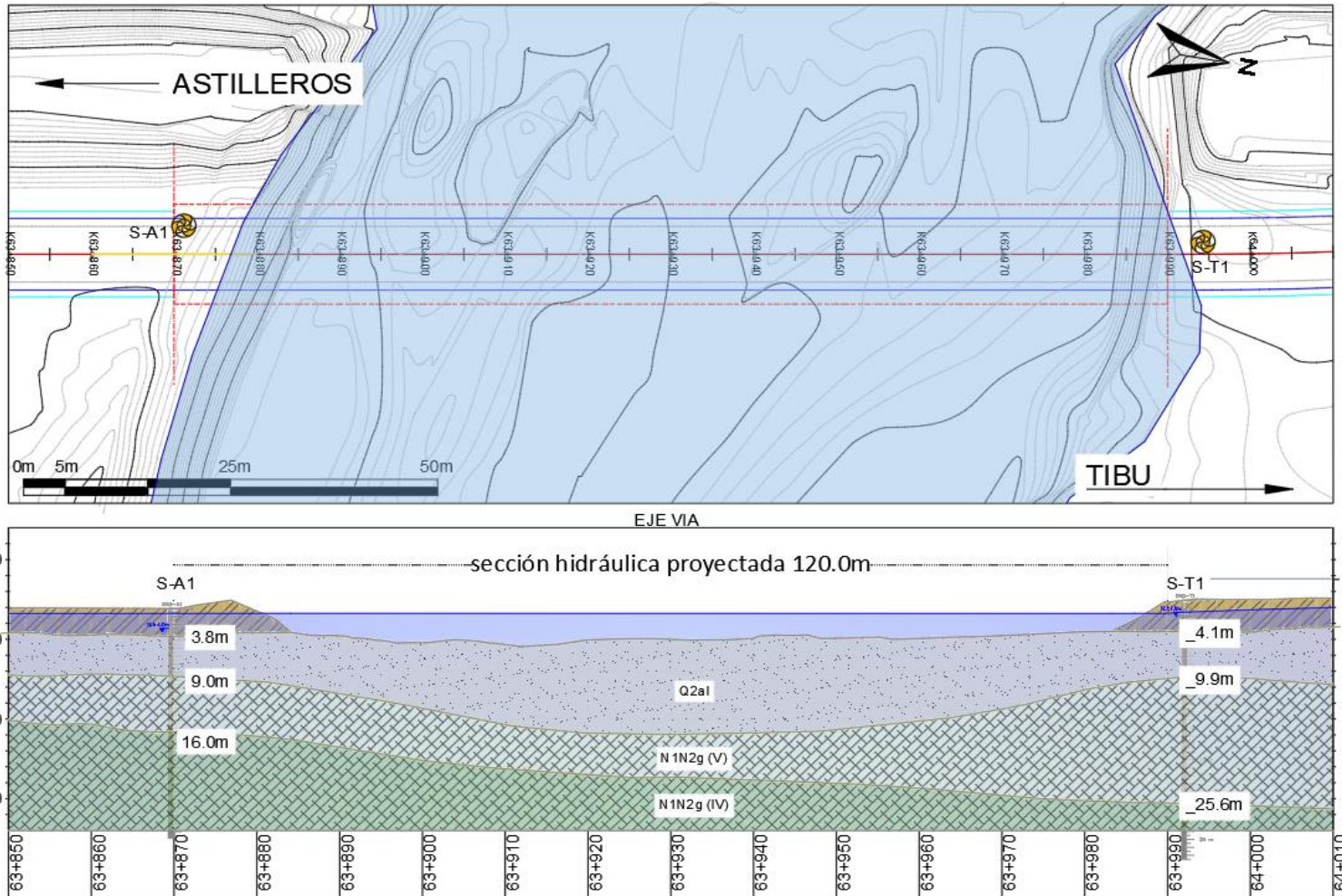
CLASIFICACION DEL MACIZO ROCOSO (RMR <sub>76</sub> ) BIENIAWSKY		
1. RESISTENCIA DE LA ROCA		
TIPO DE ENSAYO DE RESISTENCIA	VR DEL PARAMETRO	PUNTAJE
carga puntual	no aplica	0
compresión uniaxial	1,0-3,5 Mpa	0
2. INDICE DE CALIDAD DE LA ROCA		
RQD%	25-50 %	8
3. ESPACIAMIENTO DE JUNTAS		
espaciamiento de junta	300-900 mm	20
4 CONDICION DE LAS JUNTAS		
Superficies ligeramente rugosa - Separación <1,00 mm - Junta de pared de roca BLANDA		12
5. CONDICIONES DEL AGUA SUBTERRANEA		
Condiciones generales	Humedad solamente (agua intersticial)	7
AJUSTE EN LA VALORACION GEOMECANICA POR ORIENTACION DE JUNTAS		
ORIENTACION DE JUNTA EN TUNELES	muy favorable	0
ORIENTACION DE JUNTA EN CIMENTACIONES	Favorable	-2
ORIENTACION DE JUNTA EN PENDIENTES	muy favorable	0
CLASIFICACION GEOMECANICA DEL MACIZO A PARTIR DE VALORACION TOTAL		
VALORACION RMR		45
RANGO		41-60
CLASE No		III
DESCRIPCION		ROCA ACEPTABLE
COHESION DEL MACIZO ROCOSO kPa		150 - 200
FRICCION DEL MACIZO ROCOSO		35° - 40°

**7.8.4. Parámetros de Diseño y Perfil Geotécnico**

De acuerdo con lo obtenido en el capítulo de caracterización se asignan los valores para los parámetros geomecánicos de los materiales según la zona geotécnica definida en cada estribo, para la modelación del basamento como roca las constantes del material usadas para la resistencia no lineal según Hoek & Brown, 1988 (s, m) son tomadas a partir del RMR estimado para el basamento fracturado. En la siguiente imagen se presenta el alineamiento del perfil en planta y el perfil longitudinal litológico dispuesto para el sector de estudio.

**Imagen 52**

*Planta Topográfica y Perfil Geotécnico Puente Nuevo presidente*



Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda., 2021, modificado autor

**Tabla 48***Parámetros de Diseño Para los Materiales Reportados*

unidad	material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$ (°)	qu (kPa)	Su (kPa)	Es (kPa)	Ed (kPa)	v	s	m
terraplén actual	arcilla CL	21.44	24	23	383	192	-	-	-	-	-
Q2al-f	arcilla CL con arena	21.08	22	23	148	74	2363	23400	0.33	-	-
Q2al-g	Arena con arcilla SC	20.4	10	30	-	-	10700	53600	0.33	-	-
N1N2g (V)	arcillolita meteorizada	23.3	45	26	462	231	27720	125100	0.47	-	-
N1N2g (IV)	arcillolita fracturada	23.3	29	33	1814	907	68080	207700	0.45	9.00E-05	0.183

\*para el Ed de diseño se toma el 20% obtenido de la clasificación (**Tabla 26**)

## 8. Capacidad Portante

Realizada la caracterización geotécnica de los materiales, se procede a determinar la resistencia del suelo de fundación donde se apoyará tanto los estribos y los terraplenes de acceso, inicialmente se define el tipo de cimentación para los estribos del puente, luego se analiza la cimentación para el terraplén de acceso.

### 8.1. Nivel y Tipo de Cimentación Para Estribos

Debido a la magnitud de la luz del puente, cargas aplicadas por la superestructura y de la condición geológica geotécnica de la zona, se precisará un tipo de cimentación profunda como sistema de transferencia de carga hacia el subsuelo que supere por completo el estrato del depósito Q2al, para ello se tendrá en cuenta los lineamientos definidos por la normatividad colombiana, para este tipo de estructuras el CCP-14 presenta las condiciones para el análisis.

### 8.2. Mecanismo de Falla

Con la exploración de campo se pueden determinar dos zonas geotécnicas diferentes, aunque los materiales registrados corresponden a las mismas unidades geológicas, depósitos aluviales conformados por intercalaciones de arenas y arcillas, apoyados sobre un basamento de roca blanda tipo arcillolita, se diferencia este basamento de un estribo al otro por su nivel de

meteorización, mientras que hacia el lado de Tibú se registra un estado más avanzado, hacia el lado de Astilleros se logra reconocer la matriz del macizo rocoso en una condición mejor, para el estribo de Tibú, el análisis se realizara con metodologías para suelos cohesivos en condiciones no drenadas, y aunque se refleje una mejor condición del basamento hacia el lado de Astilleros, se considerara un análisis con métodos para macizos rocosos, esto para la zona geotécnica con un grado menor de meteorización del basamento, en ambos casos se evaluara la resistencia a cargas compresionales y su aporte de adhesión que se desarrolle a lo largo del fuste de los elementos de cimentación.

### 8.3. Consideraciones de Diseño

Para estimar la capacidad de carga del suelo de fundación, se realiza el procedimiento de cálculo bajo metodologías de diseño por factores de carga y resistencia (LRDF), siendo un método donde se reduce la resistencia nominal por medio de factores de minoración de carga aplicados a los componentes de resistencia.

#### 8.3.1. Factores de Resistencia ( $\phi$ )

Los factores de resistencia aplicados para reducir la carga nominal del suelo varían según el criterio de cálculo usado, estos factores son recomendados en el CCP-14. A continuación se presentan los factores de resistencia según el autor.

**Tabla 49**

*Factores de Resistencia Para Diseño de Cimentaciones*

Resistencia	Material	Metodología	$\phi_{q RR}$	$\phi_{q EE}$
Punta	Suelo cohesivo	Esfuerzo total (O'Neill and Reese, 1999)	0.4	1.0
	Suelo no cohesivo	Vesic-1977	0.5	1.0
	IGM	O'Neill and Reese, 1999	0.55	1.0
	Roca	O'Neill and Reese, 1999	0.5	1.0

	Suelo cohesivo	Método $\alpha$ (O'Neill and Reese, 1999)	0.45	1.0
Lateral	Suelo no cohesivo	Método $\alpha$ (O'Neill and Reese, 1999)	0.55	1.0
	IGM	O'Neill and Reese, 1999	0.60	1.0
	Roca	Carter and Kulhawy (1988)	0.5	1.0
	Arcilla	Método $\alpha$ (O'Neill and Reese, 1999)	0.35	0.8
Levantamiento	Arena	Método $\beta$ (O'Neill and Reese, 1999)	0.45	0.8
	Roca	Carter and Kulhawy (1988)	0.40	0.8

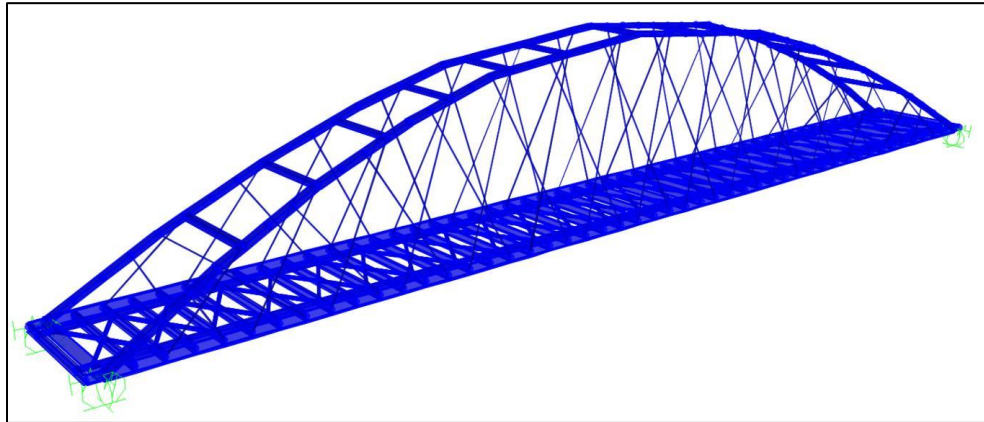
*Fuente (sección 10, CCP-14)*

### **8.3.2. Parámetros de Diseño y Perfil Geotécnico**

De acuerdo con lo obtenido en el capítulo de caracterización se asignan los valores para los parámetros geomecánicos de los materiales según la zona geotécnica definida en cada estribo, para la modelación del basamento como roca las constantes del material usadas para la resistencia no lineal según Hoek & Brown, 1988 (s, m) son tomadas a partir del RMR estimado para el basamento fracturado. En la Imagen 52 y Tabla 47 del capítulo anterior se presentó el alineamiento del perfil en planta y el perfil longitudinal litológico dispuesto para el sector de estudio.

### **8.3.3. Cargas de Diseño**

Para determinar la profundidad de los elementos y el número de los mismos se usa la información del estudio estructural definido como alternativa de diseño, esta información es otorgada por el especialista del ente consultor quien define el tipo de estructura y nivel de cargas que llegan a la cimentación. A continuación, se presenta de manera esquemática el tipo de estructura que se propone para el puente, conformada por un arco superior con péndolas en mallas y planos de arcos verticales.

**Imagen 53***Esquematzación Estructural Puente Nuevo Presidente*

*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda. Rivera 2022*

Las cargas de la estructura del puente que llegan a cada estribo se especifican a continuación:

**Tabla 50***Cargas Verticales Ejercidas Sobre el Estribo*

Tipo	Carga (kN)
Carga muerta	11000
Carga camión	720
Cargas de carril	1994
Carga peatonal	1010
<b>Total</b>	<b>14724</b>

*Fuente: Gobernación norte de Santander, (Planeación & Desarrollo Ltda. 2022)*

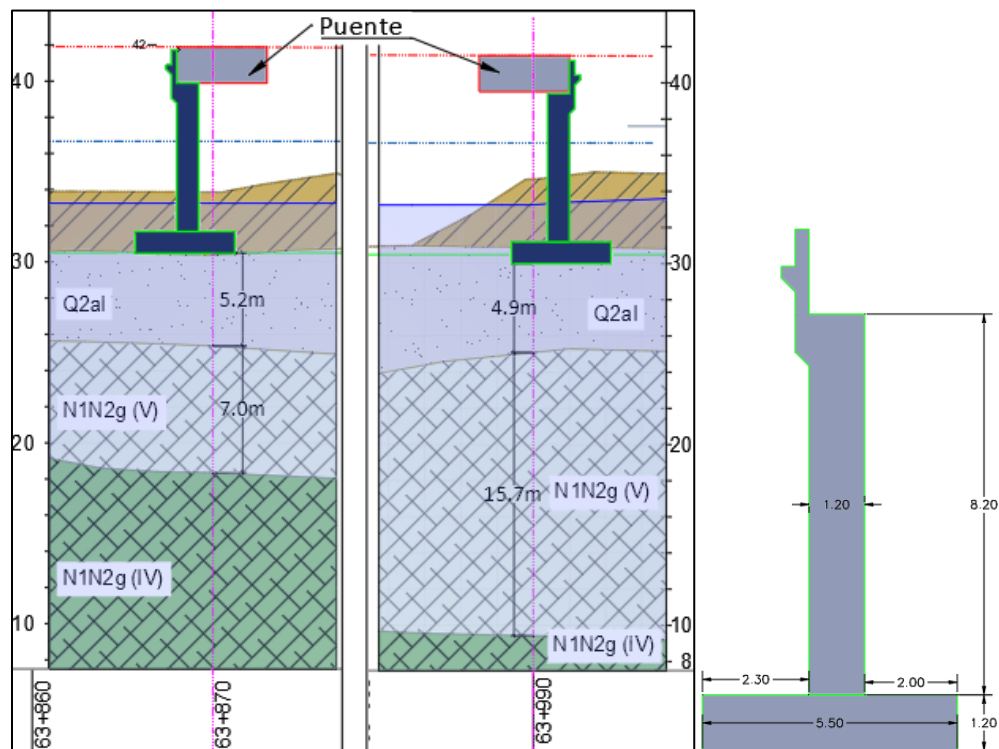
Las cargas anteriormente presentadas son las consideraciones que se obtienen del estudio estructural para la conformación del puente, a estas se les debe sumar el peso propio del estribo y la placa cabezal, para tener el valor que será soportado por el grupo de pilotes. El dimensionamiento del estribo es asumido, el cual debe ser verificado desde la parte estructural.

### 8.3.4. Esquemática del Modelo de Análisis Para Cada Estribo

Como forma gráfica de representar los escenarios de análisis se proyecta esquemáticamente la geometría para cada estribo, con la finalidad de tener un adecuado nivel de cimentación en los apoyos del puente.

#### Imagen 54

*Esquemática Modelo de Análisis en Cada Estribo*



*Fuente: Elaboración propia*

Como se representa esquemáticamente en la imagen 2, para cada estribo se tiene una condiciones de diseño diferente, para el lado del estribo de Astilleros se modela estratigráficamente 2 tipos de suelos apoyados sobre un basamento de roca blanda de baja calidad, para el lado de Tibú, el estribo se soporta sobre dos niveles de suelos, granular del depósito y cohesivo del basamento meteorizado, en los dos puntos se detectó niveles freáticos altos por lo que los análisis de diseño de realizaran bajo condiciones saturadas. Para el caso de la unidad de roca localizada

más superficialmente en el estribo del lado de Astilleros N1N2g (IV) el análisis de capacidad portante se compara teniendo 3 hipótesis de análisis, la primera considerándolo como un suelo cohesivo compacto, la segunda se considera una roca articulada blanda, y la tercera se establece como un geomaterial intermedio IGM cohesivo con análisis bajo condiciones drenadas a largo plazo.

#### 8.4. Resistencia Para Ejes Perforados

Definido el modelo geomecánico en cada uno de los estribos, y conocidas las cargas que debe soportar el grupo de pilotes en cada lado del puente, se estima la resistencia para el número de elementos necesarios predefinidos para transmitir adecuadamente la carga de la superestructura. El análisis se desarrolla para para el estado **límite de resistencia I [R<sub>R</sub>]** el que involucra las combinaciones básicas de carga relacionada con el uso vehicular normal, y para la condición de **evento extremo I [R<sub>EE</sub>]**, que contempla la combinación de carga que incluye sismo especificadas por el CCP-14, en su sección 10.

**Tabla 51**

*Cargas a Nivel del Cabezal de los Elementos de Cimentación*

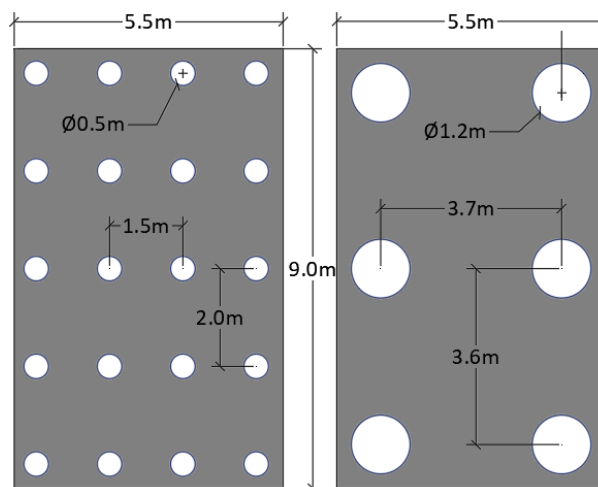
<b>Tipo</b>	<b>Carga</b>
Estructura	17724 kN
Área sección transversal estribo y placa cabezal (dimensiones asumidas)	17.4 m <sup>2</sup>
Peso unitario concreto estribo y placa	24 kN/m <sup>3</sup>
Ancho de vía Prom	9.0 m
Carga estribo y placa	3760 kN
Carga a nivel de cabezal de pilotes	<b>21484 kN</b>

#### 8.4.1. Propuesta de Elementos de Cimentación

Para la transferencia de carga se proponen dos alternativas de elementos prebarrenados, la primera corresponde a pilotes de 0.50 m de diámetro separados entre 1.50 m y 2.0 m, la segunda corresponde a pilas con diámetro de 1.20 m separados cada 3.6 m, a continuación, se presenta la distribución espacial, lo anterior considerando una placa cabezal de 5.50 m por 9.0 m

#### Imagen 55

##### Propuesta de Grupo de Pilotes Para los Estribos del Puente



Fuente: Elaboración propia

#### 8.4.2. Resistencia del Pilote Individual

Se analiza de primera mano el grupo de pilotes para el estribo del lado de Astilleros, luego se verifica la condición del lado de Tibú. Para la determinación de la resistencia individual se sigue lo establecido en el numeral 10.8 de la sección 10 del CCP-14.

$$\text{resistencia mayorada eje inidividual: } R_R = \varphi R_n = \varphi_{qp} R_p + \varphi_{qs} R_s$$

$R_p$  = resistencia de punta nominal del eje (N)

$R_s$  = resistencia lateral nominal del eje (N)

$\varphi_{qp}$  = factor de resistencia para la resisntencia por punta

$\varphi_{qs}$  = factor de resistencia para la resistencia lateral

### 8.4.3. Metodologías Usadas Para Determinar la Resistencia del Pilote.

Se usarán metodologías para suelos cohesivos, granulares, roca articulada y geo materiales intermedios (IGM) cohesivos, aunque la calidad de la roca es baja, su resistencia supera la de un suelo compacto.

**Tabla 52**

Metodologías para estimar la resistencia en ejes perforados

Suelo	Resistencia lateral	Resistencia por punta
Cohesivo	Método $\alpha$ $q_s = \alpha S_u$ (MPa) $\alpha = 0.55$ para $\frac{S_u}{P_a} \leq 1.5$ $\alpha = 0.55 - 0.1 \left( \frac{S_u}{P_a} - 1.5 \right)$ Para $1.5 \leq \frac{S_u}{P_a} \leq 2.5$	Reese O'Neill-1999 $q_p = N_c S_u \leq 4.0$ MPa $N_c = \left[ 1 + 0.2 \left( \frac{Z}{D} \right) \right] \leq 9$
	Método $\beta$ Reese O'Neil, 1988 $q_s = \beta \sigma'_v \leq 0.19$ MPa para $0.25 \leq \beta \leq 1.2$ Para $N_{60} \geq 15$ $\beta = 1.5 - (7.7 * 10^{-3} \sqrt{Z})$ Para $N_{60} < 15$ $\beta = \frac{N_{60}}{15} (1.5 - 7.7 * 10^{-3} \sqrt{Z})$	$q_p = \sigma'_v N_q S_{qp}$ Vesic (1977) Condiciones sin cambio de volumen. $S_{qp} = \frac{1 + 2K_0}{3}$ $N_q = (1 + \tan \varphi) e^{\tan \varphi} \tan^2 \left( 45 + \frac{\varphi}{2} \right)$
Roca	Horwath and Kenney, 1979 $q_s = 0.65 \alpha_E P_a \left( \frac{q_u}{P_a} \right)^{0.5} < 7.8 P_a \left( \frac{f'c}{P_a} \right)^{0.5}$	Reese O'Neil, 1999 $q_p = \left[ \sqrt{s} + \sqrt{(m\sqrt{s} + 2)} \right] q_u$
(IGM)	Stas and Kulhawy (1984) (tomado de Reese O'Neil, 1999)	Reese O'Neil, 1999 $q_p = \zeta_{sc} \zeta_{dc} \zeta_{ic} N_c C + \zeta_{sq} \zeta_{dq} \zeta_{iq} (N_q - 1) \sigma'_v$

Suelo	Resistencia lateral	Resistencia por punta
Carga drenada en suelos cohesivos	$f_{max} = a' + \sigma'_v \left( \frac{K}{K_o} \right) K_o \tan \left( \frac{\delta}{\phi} \right)$	

A continuación, se presentan la resistencia estimada para la cimentación profunda, se analiza, como se discutió anteriormente se proponen dos secciones de elemento, primero se presenta en análisis de la cimentación del lado de Astilleros, se acota que en este estribo en el análisis se toma el frente de roca altamente meteorizada (Ram-IV) primero como un suelo compacto cohesivo, segundo como un geo material intermedio cohesivo [IGM], y tercero como una roca blanda articulada, contrastando los resultados por cada metodología, como se mencionó del lado de Tribu todo se toma como un suelo cohesivo. en la determinación de la resistencia para el fuste del eje perforado se inicia a tomar a partir de una profundidad de 1.5+D, teniendo en cuenta la profundidad de socavación estimada por el estudio hidráulico, donde se obtiene profundidad de socavación de 1.05 m.

**Tabla 53**

*Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  0.50m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Suelo Cohesivo) [A]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma'v$ kPa	qs (kPa)				Rs (kN)	$\phi_{qs}$ Rs (kN)	$\phi_{qs}$ RSEE (kN)	qp (kPa)				Rp (kN)	$\phi_{qp}$ Rp (kN)	$\phi_{qp}$ RpEE (kN)	RR (kN)	REE (kN)
				[F]	[C]	[]	qs				[F]	[C]	[]	qp					
30	Q2aI	0	0	0,0	-	0	0	0	0	0	4,0	-	0	0	0	0	0	0	
29	Q2aI	1	10,4	14,8	-	15	0	0	0	58	5,6	-	58	11	6	11	6	11	
28	Q2aI	2	20,8	29,5	-	30	46	26	46	117	6,0	-	117	23	11	23	37	69	
27	Q2aI	3	31,2	44,3	-	44	116	64	116	175	6,0	-	175	34	17	34	81	150	
26	Q2aI	4	41,6	59,1	-	59	209	115	209	234	6,0	-	234	46	23	46	138	255	
25	Q2aI	5	52	73,8	-	74	325	179	325	292	6,0	-	292	57	29	57	207	382	
24	Ram (V)	6	65,3	-	108,9	109	496	223	496	-	9,0	2079	2079	408	163	408	386	904	
23	Ram (V)	7	78,6	-	108,9	109	667	300	667	-	9,0	2079	2079	408	163	408	463	1075	
22	Ram (V)	8	91,9	-	108,9	109	838	377	838	-	9,0	2079	2079	408	163	408	540	1246	
21	Ram (V)	9	105,2	-	108,9	109	1009	454	1009	-	9,0	2079	2079	408	163	408	617	1417	
20	Ram (V)	10	118,5	-	108,9	109	1180	531	1180	-	9,0	2079	2079	408	163	408	694	1588	
19	Ram (V)	11	131,8	-	108,9	109	1351	608	1351	-	9,0	2079	2079	408	163	408	771	1759	
18	Ram (V)	12	145,1	-	108,9	109	1522	685	1522	-	9,0	2079	2079	408	163	408	848	1930	
17	Ram (IV)	13	158,4	-	113,1	113	1700	765	1700	-	9,0	2250	2250	442	177	442	941	2141	
16	Ram (IV)	14	171,7	-	113,1	113	1877	845	1877	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1021	2319	
15	Ram (IV)	15	185	-	113,1	113	2055	925	2055	-	9,0	2250	2250	442	177	442	<b>1101</b>	<b>2497</b>	
14	Ram (IV)	16	198,3	-	113,1	113	2233	1005	2233	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1181	2674	
13	Ram (IV)	17	211,6	-	113,1	113	2410	1085	2410	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1261	2852	
12	Ram (IV)	18	224,9	-	113,1	113	2588	1165	2588	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1341	3030	
11	Ram (IV)	19	238,2	-	113,1	113	2766	1245	2766	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1421	3207	
10	Ram (IV)	20	251,5	-	113,1	113	2943	1324	2943	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1501	3385	
9.0	Ram (IV)	21.0	264,8	-	113,1	113	3121	1404	3121	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1581	3563	
8.0	Ram (IV)	22.0	278,1	-	113,1	113	3299	1484	3299	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1661	3740	
7.0	Ram (IV)	23.0	291,4	-	113,1	113	3476	1564	3476	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1741	3918	
6.0	Ram (IV)	24.0	304,7	-	113,1	113	3654	1644	3654	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1821	4096	
5.0	Ram (IV)	25.0	318	-	113,1	113	3832	1724	3832	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1901	4274	
4.0	Ram (IV)	26.0	331,3	-	113,1	113	4009	1804	4009	-	9,0	2250	2250	442	177	442	1981	4451	
3.0	Ram (IV)	27.0	344,6	-	113,1	113	4187	1884	4187	-	9,0	2250	2250	442	177	442	2061	4629	
2.0	Ram (IV)	28.0	357,9	-	113,1	113	4365	1964	4365	-	9,0	2250	2250	442	177	442	2141	4807	
1.0	Ram (IV)	29.0	371,2	-	113,1	113	4542	2044	4542	-	9,0	2250	2250	442	177	442	2221	4984	
0.0	Ram (IV)	30.0	384,5	-	113,1	113	4720	2124	4720	-	9,0	2250	2250	442	177	442	2301	5162	

**Tabla 54**

*Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  0.50m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Geo Material Intermedio IGM) [B]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma_v$ kPa	qs (kPa)				Rs (kN)	$\varphi_{qs}$ Rs (kN)	$\varphi_{qs}$ R <sub>SEE</sub> (kN)	qp (kPa)				Rp (kN)	$\varphi_{qp}$ Rp (kN)	$\varphi_{qp}$ Rp <sub>EE</sub> (kN)	R <sub>R</sub> (kN)	R <sub>EE</sub> (kN)	
				[F]	[C]	[IGM]	qs				[F]	[C]	[IGM]	qp						
30	Q2al	0	0	0,0	-	-	0	0	0	0	0,0	4,0	-	-	0	0	0,0	0,0	0	0
29	Q2al	1	10,4	14,8	-	-	15	0	0	0	58	5,6	-	-	58	11	5,7	11,5	6	11
28	Q2al	2	20,8	29,5	-	-	30	46	26	46	117	6,0	-	-	117	23	11,5	23,0	37	69
27	Q2al	3	31,2	44,3	-	-	44	116	64	116	175	6,0	-	-	175	34	17,2	34,4	81	150
26	Q2al	4	41,6	59,1	-	-	59	209	115	209	234	6,0	-	-	234	46	23,0	45,9	138	255
25	Q2al	5	52	73,8	-	-	74	325	179	325	292	6,0	-	-	292	57	28,7	57,4	207	382
24	Ram (V)	6	65,3	-	108,9	-	109	496	223	496	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	386	904
23	Ram (V)	7	78,6	-	108,9	-	109	667	300	667	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	463	1075
22	Ram (V)	8	91,9	-	108,9	-	109	838	377	838	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	540	1246
21	Ram (V)	9	105,2	-	108,9	-	109	1009	454	1009	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	617	1417
20	Ram (V)	10	118,5	-	108,9	-	109	1180	531	1180	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	694	1588
19	Ram (V)	11	131,8	-	108,9	-	109	1351	608	1351	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	771	1759
18	Ram (V)	12	145,1	-	108,9	-	109	1522	685	1522	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	848	1930
17	Ram (IV)	13	158,4	-	-	29,3	29	1568	941	1568	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1048	1763
16	Ram (IV)	14	171,7	-	-	31,8	32	1618	971	1618	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1078	1813
15	Ram (IV)	15	185	-	-	34,2	34	1672	1003	1672	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	<b>1110</b>	<b>1867</b>
14	Ram (IV)	16	198,3	-	-	36,7	37	1729	1038	1729	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1145	1924
13	Ram (IV)	17	211,6	-	-	39,1	39	1791	1074	1791	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1182	1986
12	Ram (IV)	18	224,9	-	-	41,6	42	1856	1114	1856	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1221	2051
11	Ram (IV)	19	238,2	-	-	44,1	44	1925	1155	1925	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1262	2120
10	Ram (IV)	20	251,5	-	-	46,5	47	1999	1199	1999	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1306	2194
9.0	Ram (IV)	21.0	264,8	-	-	49,0	49	2076	1245	2076	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1353	2271
8.0	Ram (IV)	22.0	278,1	-	-	51,4	51	2156	1294	2156	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1401	2351
7.0	Ram (IV)	23.0	291,4	-	-	53,9	54	2241	1345	2241	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1452	2436
6.0	Ram (IV)	24.0	304,7	-	-	56,4	56	2330	1398	2330	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1505	2525
5.0	Ram (IV)	25.0	318	-	-	58,8	59	2422	1453	2422	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1561	2617
4.0	Ram (IV)	26.0	331,3	-	-	61,3	61	2519	1511	2519	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1618	2714
3.0	Ram (IV)	27.0	344,6	-	-	63,7	64	2619	1571	2619	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1678	2814
2.0	Ram (IV)	28.0	357,9	-	-	66,2	66	2723	1634	2723	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1741	2918
1.0	Ram (IV)	29.0	371,2	-	-	68,7	69	2831	1698	2831	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1806	3026
0.0	Ram (IV)	30.0	384,5	-	-	71,1	71	2943	1766	2943	-	9,0	-	993	993	195	107,2	194,9	1873	3138

**Tabla 55**

*Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  0.50m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Roca Blanda Articulada) [C]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma'v$ kPa	qs (kPa)			Rs (kN)	$\varphi_{qs}$ Rs (kN)	$\varphi_{qs}$ RSEE (kN)	qp (kPa)			Rp (kN)	$\varphi_{qp}$ Rp (kN)	$\varphi_{qp}$ RpEE (kN)	RR (kN)	REE (kN)			
				[F]	[C]	[R]				qs	[F]	[C]						[R]	qp	
30	Q2al	0	0	0,0	-	-	0	0	0	0,0	4,0	-	-	0	0	0,0	0,0	<b>0</b>	<b>0</b>	
29	Q2al	1	10,4	14,8	-	-	15	0	0	58	5,6	-	-	58	11	5,7	11,5	<b>6</b>	<b>11</b>	
28	Q2al	2	20,8	29,5	-	-	30	46	26	46	117	6,0	-	-	117	23	11,5	23,0	<b>37</b>	<b>69</b>
27	Q2al	3	31,2	44,3	-	-	44	116	64	116	175	6,0	-	-	175	34	17,2	34,4	<b>81</b>	<b>150</b>
26	Q2al	4	41,6	59,1	-	-	59	209	115	209	234	6,0	-	-	234	46	23,0	45,9	<b>138</b>	<b>255</b>
25	Q2al	5	52	73,8	-	-	74	325	179	325	292	6,0	-	-	292	57	28,7	57,4	<b>207</b>	<b>382</b>
24	Ram (V)	6	65,3	-	108,9	-	109	496	223	496	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>386</b>	<b>904</b>
23	Ram (V)	7	78,6	-	108,9	-	109	667	300	667	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>463</b>	<b>1075</b>
22	Ram (V)	8	91,9	-	108,9	-	109	838	377	838	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>540</b>	<b>1246</b>
21	Ram (V)	9	105,2	-	108,9	-	109	1009	454	1009	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>617</b>	<b>1417</b>
20	Ram (V)	10	118,5	-	108,9	-	109	1180	531	1180	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>694</b>	<b>1588</b>
19	Ram (V)	11	131,8	-	108,9	-	109	1351	608	1351	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>771</b>	<b>1759</b>
18	Ram (V)	12	145,1	-	108,9	-	109	1522	685	1522	-	9,0	2079	-	2079	408	163,3	408,2	<b>848</b>	<b>1930</b>
17	Ram (IV)	13	158,4	-	-	29,3	287	1973	986	1973	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>996</b>	<b>1992</b>
16	Ram (IV)	14	171,7	-	-	31,8	287	2424	1212	2424	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>1221</b>	<b>2443</b>
15	Ram (IV)	15	185	-	-	34,2	287	2875	1438	2875	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>1447</b>	<b>2894</b>
14	Ram (IV)	16	198,3	-	-	36,7	287	3326	1663	3326	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>1673</b>	<b>3345</b>
13	Ram (IV)	17	211,6	-	-	39,1	287	3778	1889	3778	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>1898</b>	<b>3796</b>
12	Ram (IV)	18	224,9	-	-	41,6	287	4229	2114	4229	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>2124</b>	<b>4247</b>
11	Ram (IV)	19	238,2	-	-	44,1	287	4680	2340	4680	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>2349</b>	<b>4698</b>
10	Ram (IV)	20	251,5	-	-	46,5	287	5131	2566	5131	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>2575</b>	<b>5150</b>
9.0	Ram (IV)	21.0	264,8	-	-	49,0	287	5582	2791	5582	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>2800</b>	<b>5601</b>
8.0	Ram (IV)	22.0	278,1	-	-	51,4	287	6033	3017	6033	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>3026</b>	<b>6052</b>
7.0	Ram (IV)	23.0	291,4	-	-	53,9	287	6484	3242	6484	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>3252</b>	<b>6503</b>
6.0	Ram (IV)	24.0	304,7	-	-	56,4	287	6936	3468	6936	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>3477</b>	<b>6954</b>
5.0	Ram (IV)	25.0	318	-	-	58,8	287	7387	3693	7387	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>3703</b>	<b>7405</b>
4.0	Ram (IV)	26.0	331,3	-	-	61,3	287	7838	3919	7838	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>3928</b>	<b>7857</b>
3.0	Ram (IV)	27.0	344,6	-	-	63,7	287	8289	4145	8289	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>4154</b>	<b>8308</b>
2.0	Ram (IV)	28.0	357,9	-	-	66,2	287	8740	4370	8740	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>4379</b>	<b>8759</b>
1.0	Ram (IV)	29.0	371,2	-	-	68,7	287	9191	4596	9191	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>4605</b>	<b>9210</b>
0.0	Ram (IV)	30.0	384,5	-	-	71,1	287	9643	4821	9643	-	9,0	-	94,7	95	19	9,3	18,6	<b>4831</b>	<b>9661</b>

**Tabla 56**

*Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  1.20m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Suelo Cohesivo) [A]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma'v$ kPa	$q_s$ (kPa)				$R_s$ (kN)	$\varphi_{qs} R_s$ (kN)	$\varphi_{qs} R_{SEE}$ (kN)	$q_p$ (kPa)				$R_p$ (kN)	$\varphi_{qp} R_p$ (kN)	$\varphi_{qp} R_{pEE}$ (kN)	$R_R$ (kN)	$R_{EE}$ (kN)
				[F]	[C]	[ ]	$q_s$				[F]	[C]	[ ]	$q_p$					
30	Q2al	0	0	0,0	-	0	0	0	0	0	4,0	-	0	0	0	0	0	0	
29	Q2al	1	10,4	14,8	-	15	0	0	0	58	5,6	-	58	66	33	66	<b>33</b>	66	
28	Q2al	2	20,8	29,5	-	30	111	61	111	117	6,0	-	117	132	66	132	<b>127</b>	244	
27	Q2al	3	31,2	44,3	-	44	278	153	278	175	6,0	-	175	198	99	198	<b>252</b>	477	
26	Q2al	4	41,6	59,1	-	59	501	276	501	234	6,0	-	234	264	132	264	<b>408</b>	765	
25	Q2al	5	52	73,8	-	74	779	429	779	292	6,0	-	292	330	165	330	<b>594</b>	1110	
24	Ram (V)	6	65,3	-	108,9	109	1190	535	1190	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>1476</b>	3541	
23	Ram (V)	7	78,6	-	108,9	109	1600	720	1600	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>1661</b>	3952	
22	Ram (V)	8	91,9	-	108,9	109	2011	905	2011	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>1845</b>	4362	
21	Ram (V)	9	105,2	-	108,9	109	2421	1090	2421	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>2030</b>	4772	
20	Ram (V)	10	118,5	-	108,9	109	2832	1274	2832	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>2215</b>	5183	
19	Ram (V)	11	131,8	-	108,9	109	3242	1459	3242	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>2399</b>	5593	
18	Ram (V)	12	145,1	-	108,9	109	3652	1644	3652	-	9,0	2079	2079	2351	941	2351	<b>2584</b>	6004	
17	Ram (IV)	13	158,4	-	113,1	113	4079	1835	4079	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>2853</b>	6624	
16	Ram (IV)	14	171,7	-	113,1	113	4505	2027	4505	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>3045</b>	7050	
15	Ram (IV)	15	185	-	113,1	113	4932	2219	4932	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>3237</b>	7476	
14	Ram (IV)	16	198,3	-	113,1	113	5358	2411	5358	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>3429</b>	7903	
13	Ram (IV)	17	211,6	-	113,1	113	5785	2603	5785	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>3621</b>	<b>8329</b>	
12	Ram (IV)	18	224,9	-	113,1	113	6211	2795	6211	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>3813</b>	8756	
11	Ram (IV)	19	238,2	-	113,1	113	6638	2987	6638	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>4005</b>	9182	
10	Ram (IV)	20	251,5	-	113,1	113	7064	3179	7064	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>4197</b>	9609	
9.0	Ram (IV)	21.0	264,8	-	113,1	113	7490	3371	7490	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>4389</b>	10035	
8.0	Ram (IV)	22.0	278,1	-	113,1	113	7917	3563	7917	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>4580</b>	10462	
7.0	Ram (IV)	23.0	291,4	-	113,1	113	8343	3754	8343	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>4772</b>	10888	
6.0	Ram (IV)	24.0	304,7	-	113,1	113	8770	3946	8770	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>4964</b>	11314	
5.0	Ram (IV)	25.0	318	-	113,1	113	9196	4138	9196	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>5156</b>	11741	
4.0	Ram (IV)	26.0	331,3	-	113,1	113	9623	4330	9623	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>5348</b>	12167	
3.0	Ram (IV)	27.0	344,6	-	113,1	113	10049	4522	10049	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>5540</b>	12594	
2.0	Ram (IV)	28.0	357,9	-	113,1	113	10476	4714	10476	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>5732</b>	13020	
1.0	Ram (IV)	29.0	371,2	-	113,1	113	10902	4906	10902	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>5924</b>	13447	
0.0	Ram (IV)	30.0	384,5	-	113,1	113	11328	5098	11328	-	9,0	2250	2250	2545	1018	2545	<b>6116</b>	13873	

**Tabla 57**

*Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  1.20m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Geo Material Intermedio IGM) [B]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma_v$ kPa	qs (kPa)				Rs (kN)	$\varphi_{qs}$ Rs (kN)	$\varphi_{qs}$ RSEE (kN)	qp (kPa)				Rp (kN)	$\varphi_{qp}$ Rp (kN)	$\varphi_{qp}$ RpEE (kN)	RR (kN)	REE (kN)	
				[F]	[C]	[IGM]	qs				[F]	[C]	[IGM]	qp						
30	Q2al	0	0	0,0	-	-	0	0	0	0	0,0	4,0	-	-	0	0	0.0	0	0	0
29	Q2al	1	10,4	14,8	-	-	15	0	0	0	58	5,6	-	-	58	66	33.0	66	<b>33</b>	66
28	Q2al	2	20,8	29,5	-	-	30	111	61	111	117	6,0	-	-	117	132	66.1	132	<b>127</b>	244
27	Q2al	3	31,2	44,3	-	-	44	278	153	278	175	6,0	-	-	175	198	99.1	198	<b>252</b>	477
26	Q2al	4	41,6	59,1	-	-	59	501	276	501	234	6,0	-	-	234	264	132.2	264	<b>408</b>	765
25	Q2al	5	52	73,8	-	-	74	779	429	779	292	6,0	-	-	292	330	165.2	330	<b>594</b>	1110
24	Ram (V)	6	65,3	-	108,9	-	109	1190	535	1190	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>1476</b>	3541
23	Ram (V)	7	78,6	-	108,9	-	109	1600	720	1600	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>1661</b>	3952
22	Ram (V)	8	91,9	-	108,9	-	109	2011	905	2011	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>1845</b>	4362
21	Ram (V)	9	105,2	-	108,9	-	109	2421	1090	2421	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>2030</b>	4772
20	Ram (V)	10	118,5	-	108,9	-	109	2832	1274	2832	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>2215</b>	5183
19	Ram (V)	11	131,8	-	108,9	-	109	3242	1459	3242	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>2399</b>	5593
18	Ram (V)	12	145,1	-	108,9	-	109	3652	1644	3652	-	9,0	2079	-	2079	2351	940.5	2351	<b>2584</b>	6004
17	Ram (IV)	13	158,4	-	-	29,3	29	3763	2258	3763	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>2875</b>	4886
16	Ram (IV)	14	171,7	-	-	31,8	32	3883	2330	3883	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>2947</b>	5006
15	Ram (IV)	15	185	-	-	34,2	34	4012	2407	4012	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3025</b>	5135
14	Ram (IV)	16	198,3	-	-	36,7	37	4150	2490	4150	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3108</b>	5273
13	Ram (IV)	17	211,6	-	-	39,1	39	4298	2579	4298	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3196</b>	5421
12	Ram (IV)	18	224,9	-	-	41,6	42	4455	2673	4455	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3290</b>	5578
11	Ram (IV)	19	238,2	-	-	44,1	44	4621	2773	4621	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3390</b>	5744
10	Ram (IV)	20	251,5	-	-	46,5	47	4797	2878	4797	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3496</b>	5919
9.0	Ram (IV)	21.0	264,8	-	-	49,0	49	4981	2989	4981	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3606</b>	<b>6104</b>
8.0	Ram (IV)	22.0	278,1	-	-	51,4	51	5175	3105	5175	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3723</b>	6298
7.0	Ram (IV)	23.0	291,4	-	-	53,9	54	5379	3227	5379	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3845</b>	6502
6.0	Ram (IV)	24.0	304,7	-	-	56,4	56	5591	3355	5591	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>3972</b>	6714
5.0	Ram (IV)	25.0	318	-	-	58,8	59	5813	3488	5813	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>4106</b>	6936
4.0	Ram (IV)	26.0	331,3	-	-	61,3	61	6045	3627	6045	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>4244</b>	7167
3.0	Ram (IV)	27.0	344,6	-	-	63,7	64	6285	3771	6285	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>4389</b>	7408
2.0	Ram (IV)	28.0	357,9	-	-	66,2	66	6535	3921	6535	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>4538</b>	7658
1.0	Ram (IV)	29.0	371,2	-	-	68,7	69	6794	4076	6794	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>4694</b>	7917
0.0	Ram (IV)	30.0	384,5	-	-	71,1	71	7062	4237	7062	-	9,0	-	993	993	1123	617.5	1123	<b>4855</b>	8185

**Tabla 58**

*Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  1.20m Estribo del Lado de Astilleros (Ram-IV Como Roca Blanda Articulada) [C]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma'v$ kPa	qs (kPa)				Rs (kN)	$\phi_{qs}$ Rs (kN)	$\phi_{qs}$ R <sub>SEE</sub> (kN)	qp (kPa)				Rp (kN)	$\phi_{qp}$ Rp (kN)	$\phi_{qp}$ Rp <sub>EE</sub> (kN)	R <sub>R</sub> (kN)	R <sub>EE</sub> (kN)	
				[F]	[C]	[R]	qs				[F]	[C]	[R]	qp						
30	Q2al	0	0	0,0	-	-	0	0	0	0	0,0	4,0	-	-	0	0	0	0	0	0
29	Q2al	1	10,4	14,8	-	-	15	0	0	0	58	5,6	-	-	58	66	33	66	<b>33</b>	66
28	Q2al	2	20,8	29,5	-	-	30	111	61	111	117	6,0	-	-	117	132	66	132	<b>127</b>	244
27	Q2al	3	31,2	44,3	-	-	44	278	153	278	175	6,0	-	-	175	198	99	198	<b>252</b>	477
26	Q2al	4	41,6	59,1	-	-	59	501	276	501	234	6,0	-	-	234	264	132	264	<b>408</b>	765
25	Q2al	5	52	73,8	-	-	74	779	429	779	292	6,0	-	-	292	330	165	330	<b>594</b>	1110
24	Ram (V)	6	65,3	-	108,9	-	109	1190	535	1190	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1476</b>	3541
23	Ram (V)	7	78,6	-	108,9	-	109	1600	720	1600	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1661</b>	3952
22	Ram (V)	8	91,9	-	108,9	-	109	2011	905	2011	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1845</b>	4362
21	Ram (V)	9	105,2	-	108,9	-	109	2421	1090	2421	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2030</b>	4772
20	Ram (V)	10	118,5	-	108,9	-	109	2832	1274	2832	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2215</b>	5183
19	Ram (V)	11	131,8	-	108,9	-	109	3242	1459	3242	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2399</b>	5593
18	Ram (V)	12	145,1	-	108,9	-	109	3652	1644	3652	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2584</b>	6004
17	Ram (IV)	13	158,4	-	-	29,3	287	4735	2368	4735	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>2421</b>	4842
16	Ram (IV)	14	171,7	-	-	31,8	287	5818	2909	5818	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>2963</b>	5925
15	Ram (IV)	15	185	-	-	34,2	287	6901	3450	6901	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>3504</b>	7008
14	Ram (IV)	16	198,3	-	-	36,7	287	7983	3992	7983	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>4045</b>	<b>8091</b>
13	Ram (IV)	17	211,6	-	-	39,1	287	9066	4533	9066	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>4587</b>	9173
12	Ram (IV)	18	224,9	-	-	41,6	287	10149	5074	10149	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>5128</b>	10256
11	Ram (IV)	19	238,2	-	-	44,1	287	11232	5616	11232	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>5669</b>	11339
10	Ram (IV)	20	251,5	-	-	46,5	287	12314	6157	12314	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>6211</b>	12422
9.0	Ram (IV)	21.0	264,8	-	-	49,0	287	13397	6699	13397	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>6752</b>	13504
8.0	Ram (IV)	22.0	278,1	-	-	51,4	287	14480	7240	14480	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>7294</b>	14587
7.0	Ram (IV)	23.0	291,4	-	-	53,9	287	15563	7781	15563	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>7835</b>	15670
6.0	Ram (IV)	24.0	304,7	-	-	56,4	287	16645	8323	16645	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>8376</b>	16753
5.0	Ram (IV)	25.0	318	-	-	58,8	287	17728	8864	17728	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>8918</b>	17835
4.0	Ram (IV)	26.0	331,3	-	-	61,3	287	18811	9406	18811	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>9459</b>	18918
3.0	Ram (IV)	27.0	344,6	-	-	63,7	287	19894	9947	19894	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>10000</b>	20001
2.0	Ram (IV)	28.0	357,9	-	-	66,2	287	20977	10488	20977	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>10542</b>	21084
1.0	Ram (IV)	29.0	371,2	-	-	68,7	287	22059	11030	22059	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>11083</b>	22166
0.0	Ram (IV)	30.0	384,5	-	-	71,1	287	23142	11571	23142	-	9,0	-	94,7	95	107	54	107	<b>11625</b>	23249

**Tabla 59***Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  0.50m Estribo del Lado de Tibú [Suelo Cohesivo]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma'v$ kPa	$q_s$ (kPa)				$R_s$ (kN)	$\phi_{qs} R_s$ (kN)	$\phi_{qs} R_{SEE}$ (kN)	$q_p$ (kPa)				$R_p$ (kN)	$\phi_{qp} R_p$ (kN)	$\phi_{qp} R_{PEE}$ (kN)	$R_R$ (kN)	$R_{EE}$ (kN)	
				[F]	[C]	[R]	$q_s$				[F]	[C]	[R]	$q_p$						
30	Q2al	0	0	0	-	-	0	0	0	0	0	4,0	-	-	0	0	0	0	0	
29	Q2al	1	10,4	15	-	-	15	0	0	0	58	5,6	-	-	58	11	6	11	6	11
28	Q2al	2	20,8	30	-	-	30	46	26	46	117	6,0	-	-	117	23	11	23	37	69
27	Q2al	3	31,2	44	-	-	44	116	64	116	175	6,0	-	-	175	34	17	34	81	150
26	Q2al	4	41,6	59	-	-	59	209	115	209	234	6,0	-	-	234	46	23	46	138	255
25	Ram (V)	5	54,9	-	109	-	109	380	171	380	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	334	788
24	Ram (V)	6	68,2	-	109	-	109	551	248	551	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	411	959
23	Ram (V)	7	81,5	-	109	-	109	722	325	722	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	488	1130
22	Ram (V)	8	94,8	-	109	-	109	893	402	893	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	565	1301
21	Ram (V)	9	108,1	-	109	-	109	1064	479	1064	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	642	1472
20	Ram (V)	10	121,4	-	109	-	109	1235	556	1235	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	719	1643
19	Ram (V)	11	134,7	-	109	-	109	1406	633	1406	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	796	1814
18	Ram (V)	12	148	-	109	-	109	1577	710	1577	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	873	1985
17	Ram (V)	13	161,3	-	109	-	109	1748	787	1748	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	950	2156
16	Ram (V)	14	174,6	-	109	-	109	1919	863	1919	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	1027	2327
15	Ram (V)	15	187,9	-	109	-	109	2090	940	2090	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	<b>1104</b>	<b>2498</b>
14	Ram (V)	16	201,2	-	109	-	109	2261	1017	2261	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	1181	2669
13	Ram (V)	17	214,5	-	109	-	109	2432	1094	2432	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	1258	2840
12	Ram (V)	18	227,8	-	109	-	109	2603	1171	2603	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	1335	3011
11	Ram (V)	19	241,1	-	109	-	109	2774	1248	2774	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	1412	3182
10	Ram (V)	20	254,4	-	109	-	109	2945	1325	2945	-	9,0	2079	-	2079	408	163	408	1488	3353
9.0	Ram (IV)	21.0	267,7	-	113	-	113	3123	1405	3123	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	1582	3564
8.0	Ram (IV)	22.0	281	-	113	-	113	3300	1485	3300	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	1662	3742
7.0	Ram (IV)	23.0	294,3	-	113	-	113	3478	1565	3478	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	1742	3920
6.0	Ram (IV)	24.0	307,6	-	113	-	113	3656	1645	3656	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	1822	4097
5.0	Ram (IV)	25.0	320,9	-	113	-	113	3833	1725	3833	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	1902	4275
4.0	Ram (IV)	26.0	334,2	-	113	-	113	4011	1805	4011	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	1982	4453
3.0	Ram (IV)	27.0	347,5	-	113	-	113	4189	1885	4189	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	2062	4631
2.0	Ram (IV)	28.0	360,8	-	113	-	113	4366	1965	4366	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	2142	4808
1.0	Ram (IV)	29.0	374,1	-	113	-	113	4544	2045	4544	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	2222	4986
30	Ram (IV)	30.0	387,4	-	113	-	113	4722	2125	4722	-	9,0	2250	-	2250	442	177	442	2302	5164

**Tabla 60***Resistencia Individual Para Eje Perforado  $\phi$  1.20m Estribo del Lado de Tibú [Suelo Cohesivo]*

Cota	Estrato	Lp (m)	$\sigma'v$ kPa	qs (kPa)				Rs (kN)	$\phi_{qs}$ Rs (kN)	$\phi_{qs}$ RSEE (kN)	qp (kPa)				Rp (kN)	$\phi_{qp}$ Rp (kN)	$\phi_{qp}$ RpEE (kN)	RR (kN)	REE (kN)	
				[F]	[C]	[R]	qs				[F]	[C]	[R]	qp						
30	Q2al	0	0	0	-	-	0	0	0	0	0	4,0	-	-	0	0	0	0	0	
29	Q2al	1	10,4	15	-	-	15	0	0	0	58	5,6	-	-	58	66	33	66	<b>33</b>	66
28	Q2al	2	20,8	30	-	-	30	111	61	111	117	6,0	-	-	117	132	66	132	<b>127</b>	244
27	Q2al	3	31,2	44	-	-	44	278	153	278	175	6,0	-	-	175	198	99	198	<b>252</b>	477
26	Q2al	4	41,6	59	-	-	59	501	276	501	234	6,0	-	-	234	264	132	264	<b>408</b>	765
25	Ram (V)	5	54,9	-	109	-	109	911	410	911	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1351</b>	3263
24	Ram (V)	6	68,2	-	109	-	109	1322	595	1322	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1535</b>	3673
23	Ram (V)	7	81,5	-	109	-	109	1732	780	1732	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1720</b>	4084
22	Ram (V)	8	94,8	-	109	-	109	2143	964	2143	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>1905</b>	4494
21	Ram (V)	9	108,1	-	109	-	109	2553	1149	2553	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2089</b>	4904
20	Ram (V)	10	121,4	-	109	-	109	2964	1334	2964	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2274</b>	5315
19	Ram (V)	11	134,7	-	109	-	109	3374	1518	3374	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2459</b>	5725
18	Ram (V)	12	148	-	109	-	109	3784	1703	3784	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2644</b>	6136
17	Ram (V)	13	161,3	-	109	-	109	4195	1888	4195	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>2828</b>	6546
16	Ram (V)	14	174,6	-	109	-	109	4605	2072	4605	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>3013</b>	6957
15	Ram (V)	15	187,9	-	109	-	109	5016	2257	5016	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>3198</b>	7367
14	Ram (V)	16	201,2	-	109	-	109	5426	2442	5426	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>3382</b>	7777
13	Ram (V)	17	214,5	-	109	-	109	5837	2626	5837	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>3567</b>	8188
12	Ram (V)	18	227,8	-	109	-	109	6247	2811	6247	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>3752</b>	<b>8598</b>
11	Ram (V)	19	241,1	-	109	-	109	6657	2996	6657	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>3936</b>	9009
10	Ram (V)	20	254,4	-	109	-	109	7068	3181	7068	-	9,0	2079	-	2079	2351	941	2351	<b>4121</b>	9419
9.0	Ram (IV)	21.0	267,7	-	113	-	113	7494	3372	7494	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>4390</b>	10039
8.0	Ram (IV)	22.0	281	-	113	-	113	7921	3564	7921	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>4582</b>	10465
7.0	Ram (IV)	23.0	294,3	-	113	-	113	8347	3756	8347	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>4774</b>	10892
6.0	Ram (IV)	24.0	307,6	-	113	-	113	8774	3948	8774	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>4966</b>	11318
5.0	Ram (IV)	25.0	320,9	-	113	-	113	9200	4140	9200	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>5158</b>	11745
4.0	Ram (IV)	26.0	334,2	-	113	-	113	9626	4332	9626	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>5350</b>	12171
3.0	Ram (IV)	27.0	347,5	-	113	-	113	10053	4524	10053	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>5542</b>	12598
2.0	Ram (IV)	28.0	360,8	-	113	-	113	10479	4716	10479	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>5734</b>	13024
1.0	Ram (IV)	29.0	374,1	-	113	-	113	10906	4908	10906	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>5925</b>	13451
30	Ram (IV)	30.0	387,4	-	113	-	113	11332	5100	11332	-	9,0	2250	-	2250	2545	1018	2545	<b>6117</b>	13877

Determinadas las resistencias individuales de ejes perforados se presenta a manera de resumen los resultados para cada sección analizada, tanto para el lado de Astilleros y Tibú.

**Tabla 61***Resistencia Individual Eje Perforado Lado Astilleros*

Condición →		[A]	[B]	[C]	[A]	[B]	[C]	[A]	[B]	[C]	[A]	[B]	[C]
		R <sub>R</sub> (kN)						R <sub>EE</sub> (kN)					
Estrato	Lp (m)	Diámetro 0.50 m			Diámetro 1.20 m			Diámetro 0.50 m			Diámetro 1.20 m		
Q2al	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Q2al	1	6	6	6	33	33	33	11	11	11	66	66	66
Q2al	2	37	37	37	127	127	127	69	69	69	244	244	244
Q2al	3	81	81	81	252	252	252	150	150	150	477	477	477
Q2al	4	138	138	138	408	408	408	255	255	255	765	765	765
Q2al	5	207	207	207	594	594	594	382	382	382	1110	1110	1110
Ram (V)	6	386	386	386	1476	1476	1476	904	904	904	3541	3541	3541
Ram (V)	7	463	463	463	1661	1661	1661	1075	1075	1075	3952	3952	3952
Ram (V)	8	540	540	540	1845	1845	1845	1246	1246	1246	4362	4362	4362
Ram (V)	9	617	617	617	2030	2030	2030	1417	1417	1417	4772	4772	4772
Ram (V)	10	694	694	694	2215	2215	2215	1588	1588	1588	5183	5183	5183
Ram (V)	11	771	771	771	2399	2399	2399	1759	1759	1759	5593	5593	5593
Ram (V)	12	848	848	848	2584	2584	2584	1930	1930	1930	6004	6004	6004
Ram (IV)	13	941	1048	996	2853	2875	2421	2141	1763	1992	6624	4886	4842
Ram (IV)	14	1021	1078	1221	3045	2947	2963	2319	1813	2443	7050	5006	5925
Ram (IV)	15	1101	1110	1447	3237	3025	3504	2497	1867	2894	7476	5135	7008
Ram (IV)	16	1181	1145	1673	3429	3108	4045	2674	1924	3345	7903	5273	8091
Ram (IV)	17	1261	1182	1898	3621	3196	4587	2852	1986	3796	8329	5421	9173
Ram (IV)	18	1341	1221	2124	3813	3290	5128	3030	2051	4247	8756	5578	10256
Ram (IV)	19	1421	1262	2349	4005	3390	5669	3207	2120	4698	9182	5744	11339
Ram (IV)	20	1501	1306	2575	4197	3496	6211	3385	2194	5150	9609	5919	12422
Ram (IV)	21.0	1581	1353	2800	4389	3606	6752	3563	2271	5601	10035	6104	13504
Ram (IV)	22.0	1661	1401	3026	4580	3723	7294	3740	2351	6052	10462	6298	14587
Ram (IV)	23.0	1741	1452	3252	4772	3845	7835	3918	2436	6503	10888	6502	15670
Ram (IV)	24.0	1821	1505	3477	4964	3972	8376	4096	2525	6954	11314	6714	16753
Ram (IV)	25.0	1901	1561	3703	5156	4106	8918	4274	2617	7405	11741	6936	17835
Ram (IV)	26.0	1981	1618	3928	5348	4244	9459	4451	2714	7857	12167	7167	18918
Ram (IV)	27.0	2061	1678	4154	5540	4389	10000	4629	2814	8308	12594	7408	20001
Ram (IV)	28.0	2141	1741	4379	5732	4538	10542	4807	2918	8759	13020	7658	21084
Ram (IV)	29.0	2221	1806	4605	5924	4694	11083	4984	3026	9210	13447	7917	22166
Ram (IV)	30.0	2301	1873	4831	6116	4855	11625	5162	3138	9661	13873	8185	23249

**Tabla 62***Resistencia Individual Eje Perforado Lado Tibú*

Estrato	R <sub>R</sub> (kN)			R <sub>EE</sub> (kN)	
	Lp (m)	Dp 0.50m	Dp 1.20 m	Dp 0.50m	Dp 1.20 m
Q2al	0	0	0	0	0
Q2al	1	6	33	11	66
Q2al	2	37	127	69	244
Q2al	3	81	252	150	477
Q2al	4	138	408	255	765
Ram (V)	5	334	1351	788	3263
Ram (V)	6	411	1535	959	3673
Ram (V)	7	488	1720	1130	4084
Ram (V)	8	565	1905	1301	4494
Ram (V)	9	642	2089	1472	4904
Ram (V)	10	719	2274	1643	5315
Ram (V)	11	796	2459	1814	5725
Ram (V)	12	873	2644	1985	6136
Ram (V)	13	950	2828	2156	6546
Ram (V)	14	1027	3013	2327	6957
Ram (V)	15	<u>1104</u>	3198	2498	7367
Ram (V)	16	1181	3382	2669	7777
Ram (V)	17	1258	3567	2840	8188
Ram (V)	18	1335	<u>3752</u>	3011	8598
Ram (V)	19	<u>1412</u>	3936	<u>3182</u>	9009
Ram (V)	20	1488	4121	3353	9419
Ram (IV)	21.0	1582	<u>4390</u>	3564	<u>10039</u>
Ram (IV)	22.0	1662	4582	3742	10465
Ram (IV)	23.0	1742	4774	3920	10892
Ram (IV)	24.0	1822	4966	4097	11318
Ram (IV)	25.0	1902	5158	4275	11745
Ram (IV)	26.0	1982	5350	4453	12171
Ram (IV)	27.0	2062	5542	4631	12598
Ram (IV)	28.0	2142	5734	4808	13024
Ram (IV)	29.0	2222	5925	4986	13451
Ram (IV)	30.0	2302	6117	5164	13877

De igual manera que se estima la resistencia del eje perforado a la compresión, se verifica la resistencia al levantamiento, en la cual se tiene en cuenta la fuerza de adhesión que se desarrolla a lo largo del fuste y el peso propio del elemento, reducida por los factores de resistencia definidos para este tipo de análisis y especificados anteriormente.

**Tabla 63***Resistencia al Levantamiento Ejes Perforados Lado Astilleros*

Condición → Estrato	Diámetro 0.50 m								Diámetro 1.20 m							
	Lp (m)	Wp (kN)	[A]		[B]		[C]		Wp (kN)	[A]		[B]		[C]		
			Ra (kN)	Ra EE kN	Ra (kN)	Ra EE kN	Ra (kN)	Ra EE kN		Ra (kN)	Ra EE kN	Ra (kN)	Ra EE kN	Ra (kN)	Ra EE kN	
Q2al	0	0,0	0	<b>0</b>	0	<b>0</b>	0	<b>0</b>	0,0	0	<b>0</b>	0	<b>0</b>	0	<b>0</b>	
Q2al	1	2,7	3	<b>3</b>	3	<b>3</b>	3	<b>3</b>	15,8	16	<b>16</b>	16	<b>16</b>	16	<b>16</b>	
Q2al	2	5,5	26	<b>40</b>	26	<b>40</b>	26	<b>40</b>	31,7	82	<b>105</b>	82	<b>105</b>	82	<b>105</b>	
Q2al	3	8,2	60	<b>96</b>	60	<b>96</b>	60	<b>96</b>	47,5	173	<b>239</b>	173	<b>239</b>	173	<b>239</b>	
Q2al	4	11,0	105	<b>170</b>	105	<b>170</b>	105	<b>170</b>	63,3	289	<b>417</b>	289	<b>417</b>	289	<b>417</b>	
Q2al	5	13,7	160	<b>263</b>	160	<b>263</b>	160	<b>263</b>	79,2	430	<b>639</b>	430	<b>639</b>	430	<b>639</b>	
Ram (V)	6	16,5	190	<b>399</b>	190	<b>399</b>	190	<b>399</b>	95,0	511	<b>968</b>	511	<b>968</b>	511	<b>968</b>	
Ram (V)	7	19,2	253	<b>536</b>	253	<b>536</b>	253	<b>536</b>	110,8	671	<b>1296</b>	671	<b>1296</b>	671	<b>1296</b>	
Ram (V)	8	22,0	315	<b>673</b>	315	<b>673</b>	315	<b>673</b>	126,7	830	<b>1624</b>	830	<b>1624</b>	830	<b>1624</b>	
Ram (V)	9	24,7	378	<b>810</b>	378	<b>810</b>	378	<b>810</b>	142,5	990	<b>1953</b>	990	<b>1953</b>	990	<b>1953</b>	
Ram (V)	10	27,5	440	<b>947</b>	440	<b>947</b>	440	<b>947</b>	158,3	1149	<b>2281</b>	1149	<b>2281</b>	1149	<b>2281</b>	
Ram (V)	11	30,2	503	<b>1083</b>	503	<b>1083</b>	503	<b>1083</b>	174,2	1309	<b>2609</b>	1309	<b>2609</b>	1309	<b>2609</b>	
Ram (V)	12	33,0	566	<b>1220</b>	566	<b>1220</b>	566	<b>1220</b>	190,0	1468	<b>2938</b>	1468	<b>2938</b>	1468	<b>2938</b>	
Ram (IV)	13	35,7	631	<b>1362</b>	584	<b>1257</b>	825	<b>1581</b>	205,8	1633	<b>3279</b>	1523	<b>3026</b>	2100	<b>3804</b>	
Ram (IV)	14	38,5	696	<b>1505</b>	605	<b>1297</b>	<b>1008</b>	<b>1942</b>	221,7	1799	<b>3620</b>	1581	<b>3122</b>	2549	<b>4670</b>	
Ram (IV)	15	41,2	<b>760</b>	<b>1647</b>	<b>626</b>	<b>1340</b>	1191	<b>2303</b>	237,5	1964	<b>3961</b>	1642	<b>3225</b>	2998	<b>5536</b>	
Ram (IV)	16	44,0	825	<b>1789</b>	649	<b>1386</b>	1375	<b>2664</b>	253,3	2129	<b>4302</b>	1706	<b>3336</b>	<b>3447</b>	<b>6403</b>	
Ram (IV)	17	46,7	890	<b>1931</b>	674	<b>1435</b>	1558	<b>3025</b>	269,2	<b>2294</b>	<b>4644</b>	1773	<b>3454</b>	3896	<b>7269</b>	
Ram (IV)	18	49,5	955	<b>2073</b>	699	<b>1488</b>	1741	<b>3386</b>	285,0	2459	<b>4985</b>	1844	<b>3580</b>	4345	<b>8135</b>	
Ram (IV)	19	52,2	1020	<b>2215</b>	726	<b>1543</b>	1924	<b>3747</b>	300,8	2624	<b>5326</b>	1918	<b>3713</b>	4794	<b>9001</b>	
Ram (IV)	20	55,0	1085	<b>2357</b>	754	<b>1602</b>	2107	<b>4108</b>	316,7	2789	<b>5667</b>	1995	<b>3853</b>	5242	<b>9867</b>	
Ram (IV)	21.0	57,7	1150	<b>2500</b>	784	<b>1663</b>	2291	<b>4468</b>	332,5	2954	<b>6008</b>	<b>2076</b>	<b>4001</b>	5691	<b>10734</b>	
Ram (IV)	22.0	60,5	1215	<b>2642</b>	815	<b>1728</b>	2474	<b>4829</b>	348,3	3119	<b>6349</b>	2160	<b>4156</b>	6140	<b>11600</b>	
Ram (IV)	23.0	63,2	1280	<b>2784</b>	848	<b>1796</b>	2657	<b>5190</b>	364,2	3284	<b>6690</b>	2247	<b>4319</b>	6589	<b>12466</b>	
Ram (IV)	24.0	66,0	1345	<b>2926</b>	881	<b>1867</b>	2840	<b>5551</b>	380,0	3449	<b>7032</b>	2337	<b>4489</b>	7038	<b>13332</b>	
Ram (IV)	25.0	68,7	1410	<b>3068</b>	917	<b>1941</b>	3023	<b>5912</b>	395,8	3615	<b>7373</b>	2431	<b>4667</b>	7487	<b>14198</b>	
Ram (IV)	26.0	71,5	1475	<b>3210</b>	953	<b>2018</b>	3207	<b>6273</b>	411,7	3780	<b>7714</b>	2527	<b>4852</b>	7936	<b>15065</b>	
Ram (IV)	27.0	74,2	1540	<b>3352</b>	991	<b>2098</b>	3390	<b>6634</b>	427,5	3945	<b>8055</b>	2627	<b>5044</b>	8385	<b>15931</b>	
Ram (IV)	28.0	77,0	1605	<b>3495</b>	1030	<b>2181</b>	3573	<b>6995</b>	443,3	4110	<b>8396</b>	2731	<b>5244</b>	8834	<b>16797</b>	
Ram (IV)	29.0	79,7	1670	<b>3637</b>	1070	<b>2267</b>	3756	<b>7356</b>	459,2	4275	<b>8737</b>	2837	<b>5451</b>	9283	<b>17663</b>	
Ram (IV)	30.0	82,5	1735	<b>3779</b>	1112	<b>2357</b>	3939	<b>7717</b>	475,0	4440	<b>9079</b>	2947	<b>5666</b>	9732	<b>18529</b>	

### 8.5. Coeficiente de reacción horizontal de ejes perforados

Para el coeficiente de reacción horizontal se tiene en cuenta lo propuesto por Vesic, 1971, donde se estima el  $k_h$  partiendo del módulo elástico del suelo y la relación de Poisson además del momento de inercia de la sección transversal y el módulo elástico del material del pilote, definiendo de esta manera una constante de resorte para cada material, se tiene en cuenta el módulo de elasticidad dinámico  $E_d$  y la relación de Poisson  $\nu$  determinada a partir de las LRS.

$$K_h = 0.65 * \sqrt[12]{\frac{E_s * d^4}{E_p * I_p}} \left( \frac{E_s}{1 - \nu_s^2} \right) \quad \text{Vesic (1971)}$$

$$I = \frac{1}{4} \pi r^4 \quad E_p = 4800 \sqrt{f'c} \text{ (MPa)}$$

**Tabla 64**

*Coeficiente de reacción horizontal para ejes perforados con  $E_s$*

material	Dp (m)	I (m4)	Eu (kPa)	$\nu$	f'c (Mpa)	Ec (kPa)	Kh (kN/m3)
Q2al-f	0.5	0.00307	2363	0.33	21	219966363.3	831.44
Q2al-g	0.5	0.00307	10800	0.33	21	219966363.3	4313
N1N2g (V)	0.5	0.00307	27720	0.47	21	219966363.3	10876
N1N2g (IV)	0.5	0.00307	68080	0.45	21	219966363.3	29230

**Tabla 65**

*Coeficiente de reacción horizontal para ejes perforados con  $E_d$*

material	Dp (m)	I (m4)	Ed (kPa)	$\nu$	f'c (Mpa)	Ec (Mpa)	Kh (kN/m3)
Q2al-f	1.2	0.0324	23400	0.33	21	219966363.3	9967
Q2al-g	1.2	0.0324	53600	0.33	21	219966363.3	24463
N1N2g (V)	1.2	0.0324	125100	0.47	21	219966363.3	55653
N1N2g (IV)	1.2	0.0324	207700	0.45	21	219966363.3	97861

## 8.6. Grupo de Pilotes

Como se presenta en el capítulo anterior se estimó la resistencia individual para cada eje perforado, teniendo en cuenta distribución de elementos con diámetro de 0.50 m y 1.20 m, pero es necesario estimar si el trabajo de los pilotes como grupo cumple para atender las cargas generadas por la superestructura, para ello se recurre a estimar la eficiencia de grupo según diferentes autores, teniendo la eficiencia se calcula la resistencia de grupo, según los resultados del capítulo anterior se verifica la longitud del eje perforado necesario para que como grupo cumpla con las cargas demandantes.

### 8.6.1. Eficiencia de Grupo

Para estimar la eficiencia se recurre a las metodologías que a continuación se mencionan.

Autor	Ecuación
Converse – Labarre	$\eta = 1 - \left[ \frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90n_1n_2} \right] \theta \quad \theta(\text{grados}) = \tan^{-1} D/s$
Los Ángeles Group Action	$\eta = 1 - \frac{D}{\pi d n_1 n_2} [n_1(n_2 - 1) + n_2(n_1 - 1) + \sqrt{2}(n_1 - 1)(n_2 - 1)]$
Seiler- Keeney (1944)	$\eta = \left\{ 1 - \left[ \frac{11s}{7(s^2 - 1)} \right] \left[ \frac{n_1 + n_2 - 2}{n_1 + n_2 - 1} \right] \right\} + \frac{0.3}{n_1 + n_2} \quad s: \text{en ft}$

Donde:

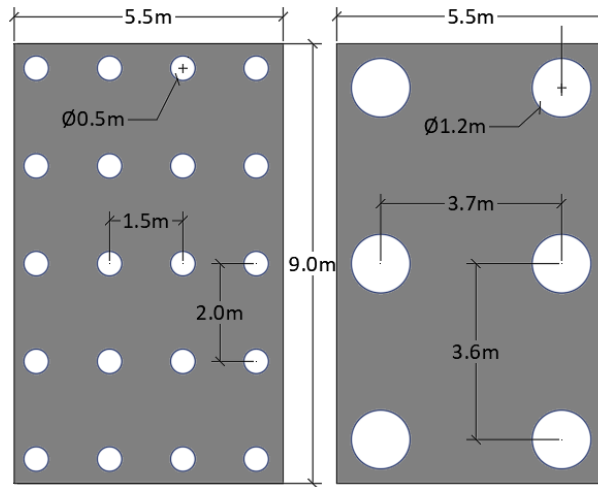
$n_1$ : numero de pilotes lado corto

$n_2$ : numero pilotes lado largo

$s, D$ : separacion y diametro

**Imagen 56**

*Propuesta de Grupo de Pilotes Para los Estribos del Puente*



**Tabla 66**

*Eficiencia de Grupo de Pilotes.*

D [m]	#p en B	#p en L	S <sub>B</sub> [m]	S <sub>L</sub> [m]	S prom [m]	Eficiencia de grupo (η)					
						C-L	L-G-A	S-K	prom	mediana	diseño
0.50	4	5	1.5	2.0	1.75	0.73	0.78	0.79	0.76	0.78	<b>0.77</b>
1.20	2	3	3.7	3.6	3.65	0.76	0.83	0.96	0.85	0.83	<b>0.84</b>

De acuerdo a la eficiencia de grupo determinada como un promedio del resultado de expresiones de los autores mencionados anteriormente, en grupo cada pilote va a aportar el 77% de resistencia en el caso de diámetro de 0.50 m y del 84% en caso de pilas de 1.20 m, según lo anterior para estimar la longitud adecuada de pilotes en el grupo, se reduce la resistencia individual de cada elemento y al final se tiene como la sumatoria del total de elementos dispuestos en cada opción.

$$\eta = \frac{RR_{grupo}}{\sum RR_{pilote}} \quad \text{donde} \quad \sum RR_{pilote} = \frac{RR_{grupo}}{\eta}$$

Para estimar la longitud del pilote para que trabaje como grupo según la eficiencia obtenida, se tiene en cuenta la resistencia individual mínima presentada en la (**Tabla 12**), según el escenario con registros más bajos es tratando la roca altamente meteorizada como un IGM.

**Tabla 67**

*Longitud de Pilote Determinado Con Base a la Eficiencia de Grupo*

Carga (kN)	$\Phi$ (m)	# pilotes	$\eta$	$\Sigma$ RR pilote	RR pilote (kN)	Lp Astilleros (m)	cumple	Lp Tibú (m)	cumple
21484	0.50	20	0.77	27901	1395	22	SI	19	SI
21484	1.20	6	0.84	25576	4263	26	SI	21	SI

### 8.6.2. Asentamiento Elástico del Grupo de Pilotes

Para la estimación del asentamiento elástico del grupo de pilotes, se recurre a la expresión propuesta por Vesic (1969), de fácil y rápida aplicación.

$$S_{g(e)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} S_e \quad \text{Vesic (1969)}$$

Donde:

$S_{g(e)}$  = asentamiento elastico del grupo de pilotes

$B_g$  = ancho de seccion del grupo de pilotes

$D$  = diametro de pilote individual

$S_{(e)}$  = asentamiento elastico de cada pilote con carga de trabajo

Los asentamientos estimados se calculan para la condición de capacidad portante menos favorable, en este caso para el estribo de Astilleros la condición mas desfavorable se alcanza cuando se toma el nivel de roca meteorizada como un tipo de geomaterial intermedio (IGM) resistencias especificadas en la (**Tabla 12**)

El asentamiento total del pilote estima como la sumatoria del asentamiento elástico debido al material del pilote, el asentamiento causado por la carga en la punta y el asentamiento debido a

la carga transmitida a lo largo del pilote, a continuación, se presentan las expresiones usadas para estimar el asentamiento individual del pilote.

**Tabla 68**

*Expresiones Para Estimar el Asentamiento Elástico de Grupo*

Tipo de asentamiento	Expresión
Total [Se]	$S_e = S_{e1} + S_{e2} + S_{e3}$
Elástico [Se1]	$S_{e1} = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p}$
Por carga de punta [Se2]	$S_{e2} = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$ , $q_{wp} = \frac{Q_{wp}}{A_p}$ , $I_{wp} \approx 0.85$
Por carga en el fuste [Se3]	$S_{e3} = \frac{Q_{ws} D}{pL E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$ , $I_{ws} = 2 + 0.35 \sqrt{\frac{L}{D}}$

A diferencia de lo tenido en cuenta para estimar la resistencia lateral de ejes perforados donde la carga se inicia a determinar a partir de una profundidad de (1.5+D) m, para el caso de asentamientos se estima con la resistencia lateral a partir de la cabeza del pilote, contando como la resistencia real estimada a lo largo del fuste.

**Tabla 69***Asentamientos Para Pilotes Individuales Estribo Astilleros, (Ram-IV Como Geo Material Intermedio IGM)*

cota	ESTRAT	lp (m)	Diámetro pilote 0.50 m						Diámetro pila 1.20 m					
			Rs KN	Rp	KN	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se (cm)	Rs KN	Rp	KN	Se1 (cm)	Se2 (cm)
30.0	Q2al	0.0	0	0	0.00	0.00	0.0	<b>0.0</b>	0	0	0.00	0.00	0.0	<b>0.0</b>
29.0	Q2al	1.0	23	11	0.00	0.04	0.0	<b>0.1</b>	56	66	0.00	0.10	0.1	<b>0.2</b>
28.0	Q2al	2.0	70	23	0.00	0.08	0.0	<b>0.1</b>	167	132	0.00	0.20	0.1	<b>0.3</b>
27.0	Q2al	3.0	139	34	0.01	0.12	0.1	<b>0.2</b>	334	198	0.01	0.30	0.2	<b>0.5</b>
26.0	Q2al	4.0	232	46	0.02	0.17	0.1	<b>0.3</b>	557	264	0.01	0.40	0.2	<b>0.6</b>
25.0	Q2al	5.0	348	57	0.03	0.21	0.1	<b>0.4</b>	835	330	0.02	0.50	0.2	<b>0.8</b>
24.0	Ram (V)	6.0	519	408	0.11	0.63	0.1	<b>0.8</b>	1246	2351	0.08	1.51	0.1	<b>1.7</b>
23.0	Ram (V)	7.0	690	408	0.14	0.63	0.1	<b>0.8</b>	1656	2351	0.10	1.51	0.2	<b>1.8</b>
22.0	Ram (V)	8.0	861	408	0.18	0.63	0.1	<b>0.9</b>	2066	2351	0.12	1.51	0.2	<b>1.8</b>
21.0	Ram (V)	9.0	1032	408	0.23	0.63	0.1	<b>0.9</b>	2477	2351	0.15	1.51	0.2	<b>1.8</b>
20.0	Ram (V)	10.0	1203	408	0.28	0.63	0.1	<b>1.0</b>	2887	2351	0.17	1.51	0.2	<b>1.9</b>
19.0	Ram (V)	11.0	1374	408	0.34	0.63	0.1	<b>1.1</b>	3298	2351	0.20	1.51	0.2	<b>1.9</b>
18.0	Ram (V)	12.0	1545	408	0.40	0.63	0.1	<b>1.1</b>	3708	2351	0.23	1.51	0.2	<b>2.0</b>
17.0	Ram (IV)	13.0	1591	195	0.38	0.16	0.1	<b>0.6</b>	3819	1123	0.19	0.38	0.1	<b>0.7</b>
16.0	Ram (IV)	14.0	1641	195	0.42	0.16	0.1	<b>0.6</b>	3938	1123	0.21	0.38	0.1	<b>0.7</b>
15.0	Ram (IV)	15.0	1695	195	0.46	0.16	0.1	<b>0.7</b>	4068	1123	0.23	0.38	0.1	<b>0.7</b>
14.0	Ram (IV)	16.0	1752	195	0.51	0.16	0.1	<b>0.7</b>	4206	1123	0.25	0.38	0.1	<b>0.7</b>
13.0	Ram (IV)	17.0	1814	195	0.56	0.16	0.1	<b>0.8</b>	4354	1123	0.28	0.38	0.1	<b>0.8</b>
12.0	Ram (IV)	18.0	1879	195	0.61	0.16	0.1	<b>0.8</b>	4511	1123	0.30	0.38	0.1	<b>0.8</b>
11.0	Ram (IV)	19.0	1949	195	0.66	0.16	0.1	<b>0.9</b>	4677	1123	0.33	0.38	0.1	<b>0.8</b>
10.0	Ram (IV)	20.0	2022	195	0.72	0.16	0.1	<b>0.9</b>	4852	1123	0.35	0.38	0.1	<b>0.8</b>
9.0	Ram (IV)	21.0	2099	195	0.78	0.16	0.1	<b>1.0</b>	5037	1123	0.38	0.38	0.1	<b>0.9</b>
8.0	Ram (IV)	22.0	2180	195	0.84	0.16	0.1	<b>1.1</b>	5231	1123	0.41	0.38	0.1	<b>0.9</b>
7.0	Ram (IV)	23.0	2264	195	0.91	0.16	0.1	<b>1.1</b>	5435	1123	0.44	0.38	0.1	<b>0.9</b>
6.0	Ram (IV)	24.0	2353	195	0.98	0.16	0.1	<b>1.2</b>	5647	1123	0.47	0.38	0.1	<b>1.0</b>
5.0	Ram (IV)	25.0	2445	195	1.06	0.16	0.1	<b>1.3</b>	5869	1123	0.51	0.38	0.1	<b>1.0</b>
4.0	Ram (IV)	26.0	2542	195	1.14	0.16	0.1	<b>1.4</b>	6100	1123	0.54	0.38	0.1	<b>1.0</b>
3.0	Ram (IV)	27.0	2642	195	1.23	0.16	0.1	<b>1.4</b>	6341	1123	0.58	0.38	0.1	<b>1.1</b>
2.0	Ram (IV)	28.0	2746	195	1.32	0.16	0.1	<b>1.5</b>	6591	1123	0.62	0.38	0.1	<b>1.1</b>
1.0	Ram (IV)	29.0	2854	195	1.41	0.16	0.1	<b>1.6</b>	6850	1123	0.67	0.38	0.1	<b>1.2</b>
0.0	Ram (IV)	30.0	2966	195	1.52	0.16	0.1	<b>1.7</b>	7118	1123	0.71	0.38	0.1	<b>1.2</b>

**Tabla 70***Asentamientos Para Pilotes Individuales Estribo Tibú, (Suelo cohesivo)*

cota	ESTRAT	lp (m)	Diámetro pilote 0.50 m						Diámetro pila 1.20 m					
			Rs KN	Rp	KN	Se1 (cm)	Se2 (cm)	Se3 (cm)	Se (cm)	Rs KN	Rp	KN	Se1 (cm)	Se2 (cm)
30.0	Q2al	0.0	0	0	0.00	0.00	0.0	<b>0.0</b>	0	0	0.00	0.00	0.0	<b>0.0</b>
29.0	Q2al	1.0	23	11	0.00	0.04	0.0	<b>0.1</b>	56	66	0.00	0.10	0.1	<b>0.2</b>
28.0	Q2al	2.0	70	23	0.00	0.08	0.0	<b>0.1</b>	167	132	0.00	0.20	0.1	<b>0.3</b>
27.0	Q2al	3.0	139	34	0.01	0.12	0.1	<b>0.2</b>	334	198	0.01	0.30	0.2	<b>0.5</b>
26.0	Q2al	4.0	232	46	0.02	0.17	0.1	<b>0.3</b>	557	264	0.01	0.40	0.2	<b>0.6</b>
25.0	Ram (V)	5.0	403	408	0.08	0.63	0.1	<b>0.8</b>	967	2351	0.06	1.51	0.1	<b>1.7</b>
24.0	Ram (V)	6.0	574	408	0.11	0.63	0.1	<b>0.8</b>	1378	2351	0.08	1.51	0.1	<b>1.7</b>
23.0	Ram (V)	7.0	745	408	0.15	0.63	0.1	<b>0.9</b>	1788	2351	0.10	1.51	0.2	<b>1.8</b>
22.0	Ram (V)	8.0	916	408	0.19	0.63	0.1	<b>0.9</b>	2198	2351	0.12	1.51	0.2	<b>1.8</b>
21.0	Ram (V)	9.0	1087	408	0.24	0.63	0.1	<b>1.0</b>	2609	2351	0.15	1.51	0.2	<b>1.9</b>
20.0	Ram (V)	10.0	1258	408	0.29	0.63	0.1	<b>1.0</b>	3019	2351	0.18	1.51	0.2	<b>1.9</b>
19.0	Ram (V)	11.0	1429	408	0.35	0.63	0.1	<b>1.1</b>	3430	2351	0.21	1.51	0.2	<b>1.9</b>
18.0	Ram (V)	12.0	1600	408	0.41	0.63	0.1	<b>1.2</b>	3840	2351	0.24	1.51	0.2	<b>2.0</b>
17.0	Ram (V)	13.0	1771	408	0.48	0.63	0.1	<b>1.2</b>	4251	2351	0.27	1.51	0.2	<b>2.0</b>
16.0	Ram (V)	14.0	1942	408	0.55	0.63	0.1	<b>1.3</b>	4661	2351	0.31	1.51	0.2	<b>2.1</b>
15.0	Ram (V)	15.0	2113	408	0.63	0.63	0.1	<b>1.4</b>	5071	2351	0.35	1.51	0.2	<b>2.1</b>
14.0	Ram (V)	16.0	2284	408	0.72	0.63	0.1	<b>1.5</b>	5482	2351	0.39	1.51	0.3	<b>2.2</b>
13.0	Ram (V)	17.0	2455	408	0.81	0.63	0.1	<b>1.6</b>	5892	2351	0.43	1.51	0.3	<b>2.2</b>
12.0	Ram (V)	18.0	2626	408	0.90	0.63	0.1	<b>1.7</b>	6303	2351	0.48	1.51	0.3	<b>2.3</b>
11.0	Ram (V)	19.0	2797	408	1.00	0.63	0.1	<b>1.8</b>	6713	2351	0.52	1.51	0.3	<b>2.3</b>
10.0	Ram (V)	20.0	2968	408	1.11	0.63	0.1	<b>1.9</b>	7123	2351	0.57	1.51	0.3	<b>2.4</b>
9.0	Ram (IV)	21.0	3146	442	1.24	0.36	0.1	<b>1.7</b>	7550	2545	0.64	0.86	0.1	<b>1.7</b>
8.0	Ram (IV)	22.0	3323	442	1.36	0.36	0.1	<b>1.8</b>	7976	2545	0.70	0.86	0.2	<b>1.7</b>
7.0	Ram (IV)	23.0	3501	442	1.48	0.36	0.1	<b>1.9</b>	8403	2545	0.76	0.86	0.2	<b>1.8</b>
6.0	Ram (IV)	24.0	3679	442	1.62	0.36	0.1	<b>2.1</b>	8829	2545	0.82	0.86	0.2	<b>1.8</b>
5.0	Ram (IV)	25.0	3857	442	1.75	0.36	0.1	<b>2.2</b>	9256	2545	0.88	0.86	0.2	<b>1.9</b>
4.0	Ram (IV)	26.0	4034	442	1.89	0.36	0.1	<b>2.3</b>	9682	2545	0.94	0.86	0.2	<b>2.0</b>
3.0	Ram (IV)	27.0	4212	442	2.04	0.36	0.1	<b>2.5</b>	10109	2545	1.01	0.86	0.2	<b>2.0</b>
2.0	Ram (IV)	28.0	4390	442	2.19	0.36	0.1	<b>2.6</b>	10535	2545	1.08	0.86	0.2	<b>2.1</b>
1.0	Ram (IV)	29.0	4567	442	2.35	0.36	0.1	<b>2.8</b>	10961	2545	1.15	0.86	0.2	<b>2.2</b>
0.0	Ram (IV)	30.0	4745	442	2.52	0.36	0.1	<b>3.0</b>	11388	2545	1.23	0.86	0.2	<b>2.3</b>

Estimados los asentamientos elásticos en los ejes perforados individuales que se esperan por la imposición de la carga del puente, se estima el asentamiento del grupo de pilotes con la expresión definida por Vesic (1969).

**Tabla 71**

*Asentamientos elásticos en el grupo de pilotes  $\Phi$  0.50 m*

Estribo	D (m)	Lg	Se (cm)	Bg (m)	Sg (e) [cm]
Astilleros	0.50	22	1.1	5.0	3.47
Tibú	0.50	19	1.8	5.0	5.69

**Tabla 72**

*Asentamientos elásticos en el grupo de pilotes  $\Phi$  1.20 m*

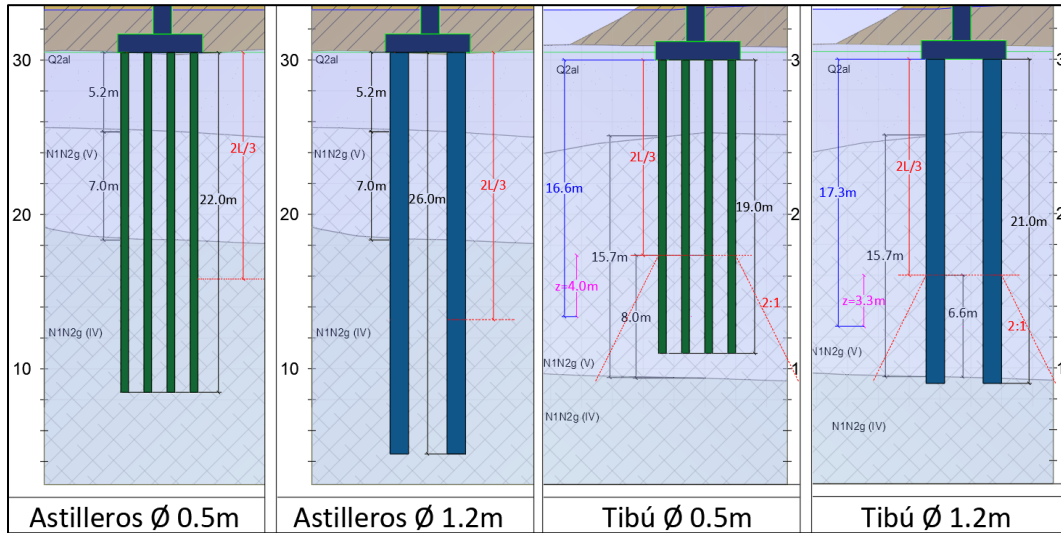
Estribo	D (m)	Lg	Se (cm)	Bg (m)	Sg (e) [cm]
Astilleros	1.20	26	1.0	4.9	2.02
Tibú	1.20	21	1.7	4.9	3.43

### **8.6.3. Asentamiento por Consolidación del Grupo de Pilotes**

Debido a la existencia de un nivel de arcilla altamente meteorizada (N1N2-V) con un espesor mucho mayor del lado de Tibú, se estimará el asentamiento por consolidación que tendría este estrato debido a la implantación del puente, a continuación, se presenta el esquema del modelo de análisis para cada estribo, el asentamiento por consolidación se realiza desplazando la aplicación de la carga a partir una profundidad de  $2L/3$ , y de allí en adelante se difunde con un incremento de 1H:2V hasta interceptar con el estrato más competente, para el estribo de Astilleros la longitud  $2L/3$  se encuentra dentro del estrato más competente por lo que no se estimaran asentamientos por consolidación para este estribo.

**Imagen 57**

*Modelos de Análisis Para Asentamientos por Consolidación*



*Fuente: Elaboración propia*

El incremento de esfuerzo efectivo se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma'_i = \frac{Q_g}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

**Tabla 73**

*Incremento de esfuerzo efectivo grupo de pilotes Lado Tibú*

Estribo	D (m)	Q <sub>g</sub> (kN)	B <sub>g</sub> (m)	L <sub>g</sub> (m)	Z (m)	Δσ' (kPa)
Tibú	0.5	21484	5.0	8.5	4	190.96
	1.2	21484	4.9	8.4	3.3	223.9

Estimado el incremento de esfuerzo vertical efectivo, se procede a calcular el asentamiento por consolidación que puede experimentar el estrato de arcillolita (N1N2-V).

**Tabla 74***Asentamientos por consolidación estribo lado Tibú*

Unidad	(N1N2-V)	
Material	Arcillolita meteorizada	
Diámetro pilote del grupo (m)	0.5	1.20
Espesor compresible Hc (m)	8.0	6.6
Incremento de esfuerzo $\Delta\sigma'$ (kPa)	190.96	223.9
Long pila a estimar esfuerzo vertical (m)	16.6	17.3
Esfuerzo vertical efectivo $\sigma'$ (kPa)	207.9	221.2
$\sigma_p$ kPa	3387	3387
Cc	0.157	0.157
Cs	0.0293	0.0293
e0	0.32	0.32
Sc (cm)	5.02	4.45

El asentamiento total de grupo será el determinado por el elástico y por consolidación verificando que los asentamientos estén dentro de lo permitido por la normatividad del CCP-14.

**Tabla 75***Asentamiento grupo de pilotes lado Astilleros*

Dp grupo (m)	Lp grupo (m)	Se (cm)	Sc (cm)	St (cm)
0.5	22	3.47	-	3.47
1.2	26	2.02	-	2.02

**Tabla 76***Asentamiento Grupo de Pilotes Lado Tibú*

Dp grupo (m)	Lp grupo (m)	Se (cm)	Sc (cm)	St (cm)
0.5	19	5.69	5.02	10.71
1.2	21	3.43	4.45	7.88

El CCP-14 en su sección 10, numeral 10.5.2.2 “*movimientos tolerables y criterios de movimiento*” sugiere que los asentamientos entre apoyos del puente no deben permitir una distorsión angular mayor a 0.008 rad, en puentes de luces simples.

**Tabla 77***Distorsión Angular Generada por los Asentamientos en el Puente Rio Nuevo Presidente*

Diámetro	St Astilleros (cm)	St Tibú (cm)	L. puente (cm)	Distorsión angular (rad)	Cumple
0.50	3.47	10.71	12000	0.000089	<b>SI</b>
1.20	2.02	7.88	12000	0.00066	<b>SI</b>

**8.6.4. Coeficiente de reacción vertical K**

Para estimar el coeficiente de reacción vertical se suele recurrir al modelo Winkler o método del coeficiente de balasto, donde se expresa una constante K de proporcionalidad entre el esfuerzo y el desplazamiento generado por dicha aplicación, asumiéndola de la siguiente manera:

$$q = K * \delta$$

Donde:

$q$  = *esfuerzo aplicado para una deformacion  $\delta$*

$K$  = *coeficiente de reaccion vertical del suelo*

Lo anterior se considera partiendo de la hipótesis que el suelo de cimentación se considera homogéneo, dependiendo de la relación entre tensiones y deformaciones, además que considera que el coeficiente de balasto o módulo de reacción vertical es inversamente proporcional al asentamiento que sufre el suelo.

**Tabla 78***Coeficiente de reacción vertical grupo de ejes perforados lado astilleros*

Dp grupo (m)	Q (kN)	Bg (m)	Lg (m)	q (kPa)	St (cm)	Kv (kN/m <sup>3</sup> )
0.5	21484	5	8.5	505.5	3.47	14567
1.2	21484	4.9	8.8	498.2	2.02	24663

**Tabla 79**

*Coefficiente de reacción Vertical grupo de ejes perforados lado Tibú*

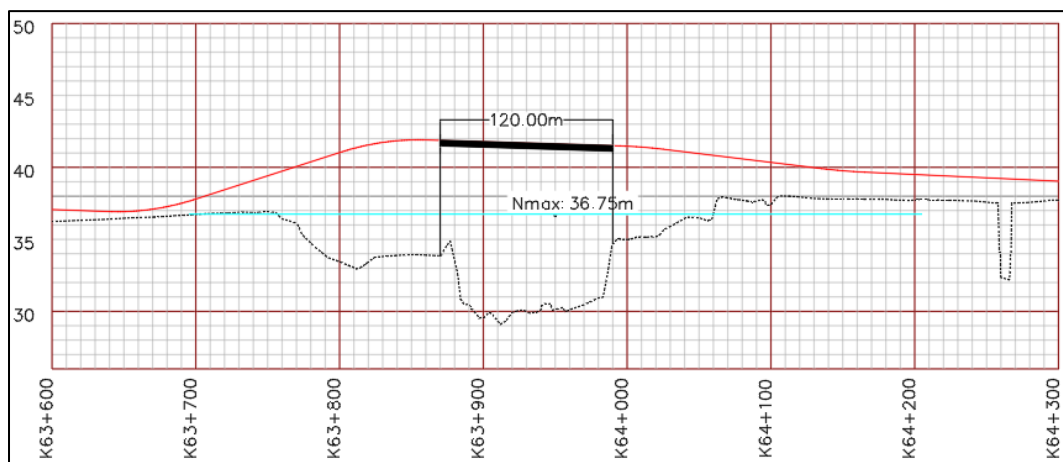
Dp grupo (m)	Q (kN)	Bg (m)	Lg (m)	q (kPa)	St (cm)	Kv (kN/m <sup>3</sup> )
0.5	21484	5	8.5	505.5	10.71	4720
1.2	21484	4.9	8.8	498.2	7.88	6322

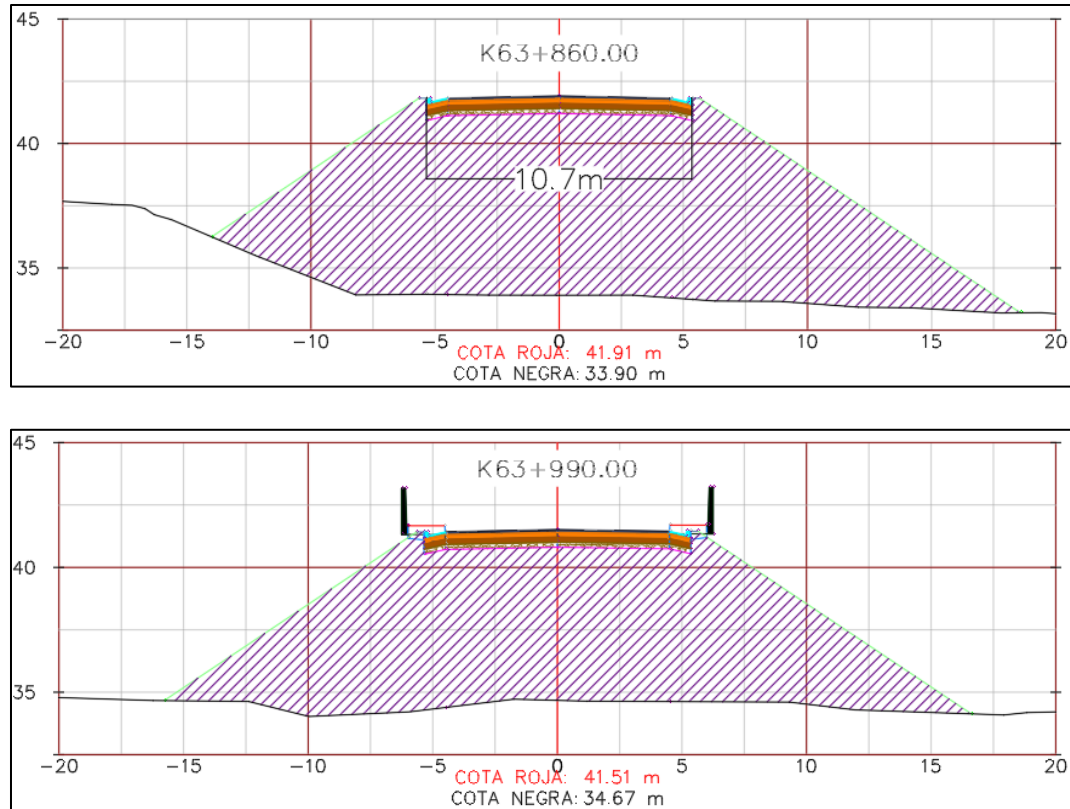
### 9. Terraplén de Acceso al Puente

De acuerdo con la proyección del diseño geométrico se contemplan elevaciones de rasante hasta de 4.5 m a partir de la cota actual de la vía, se generan en aproximación de los estribos proyectados y localizados a un lado del alineamiento actual alturas de terraplén entre 6.0 y 8.0, lo que conlleva a una demanda de área considerable para la disposición y compactación de los materiales. A continuación, se presenta el perfil longitudinal y las secciones de mayor altura dispuestos según dimensionamiento del diseño geométrico de la vía.

**Imagen 58**

*Perfil Longitudinal y Alturas de Terraplenes de Acceso Puente Nuevo Presidente*





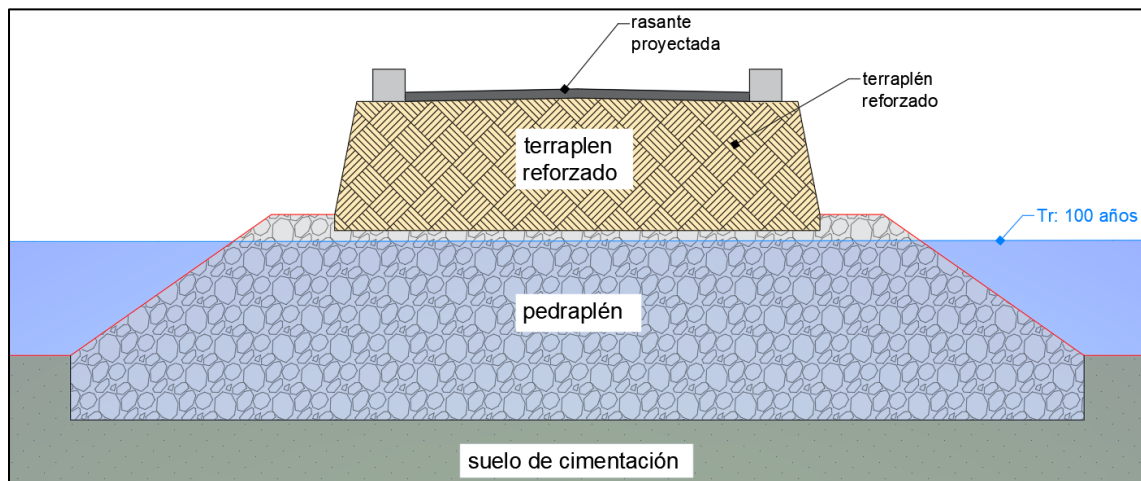
*Fuente: Planeación y Desarrollo Ltda., 2022*

Para el dimensionamiento de los terraplenes de acceso se usa la altura mayor, evaluando la capacidad de carga del suelo de fundación y determinar de esta manera la profundidad de desplante adecuada, se busca que la fluctuación de los niveles del río no afecte y modifique los comportamientos de los materiales, por tal razón para garantizar esta condición se evaluara la conformación de un terraplén combinado, primero se plantea la implementación de un pedraplén cuya corona se encuentra por encima del nivel de inundación estimado por el estudio hidrológico para un periodo de retorno de 100 años, bajo esta primicia se busca que el río tenga un flujo dentro del cuerpo del terraplén aun en sus máximas inundaciones sin modificar el comportamiento, sobre la corona se conformara un terraplén reforzado hasta la altura de la rasante, con esta combinación se busca disminuir el área de afectación que tendría el pedraplén debido a la prolongación de sus

taludes si se lleva su corona hasta la cota de rasante. A continuación, se presenta la conceptualización general del modelo planteado para los terraplenes de acceso.

### Imagen 59

#### *Modelo Conceptual Terraplenes de Acceso Puente Nuevo Presidente*



#### 9.1. Capacidad y Cimentación del Pedraplén

La capacidad de carga del terraplén es determinada bajo diferentes teorías representativas para cimentaciones superficiales, generalmente las más usadas por su amplia aceptación en el campo geotécnico son las postuladas por Terzaghi, Meyerhof, Hansen y Vesic, donde se involucra la geometría en la base y una profundidad de desplante. La capacidad portante será estimada con base a la metodología ASD, reducida por un factor de seguridad global de acuerdo a las recomendaciones de NSR-10.

#### 9.2. Suelo de Cimentación

La proyección de los terraplenes de acceso se analizará como una carga superficial, la cual estará apoyada en los primeros niveles de material registrados por las exploraciones mecánicas como geomateriales pertenecientes al depósito aluvial fino Q2al-f, y caracterizados principalmente

como suelos con intercalaciones de arcillas y arenas arcillosas, estos son los materiales de fundación y que servirán de soporte al pedraplén.

### 9.3. Mecanismo de Falla

El terraplén se apoyará sobre niveles de materiales blandos por lo que las metodologías o criterios se ajustan a lo propuesto por Mohr Coulomb, allí se establece la falla del suelo por cizallamiento generando la superficie de falla deslizante de suelo contra suelo, los parámetros de resistencia del suelo de fundación obedecen a un escenario de largo plazo por lo que el análisis mantendrá bajo la condición consolidada drenada CD.

### 9.4. Consideraciones de Diseño

#### 9.4.1. Factor de Seguridad

Como se ha mencionado la capacidad de carga será estimada bajo los criterios de la metodología ASD método de esfuerzos admisibles), a continuación, se presentan el factor de seguridad usado para estimar capacidad portante para cimentaciones superficiales.

#### Tabla 80

##### *Factores de Resistencia Para Capacidad Portante en Cimentaciones Profundas*

Método/suelo/condición	Factor de seguridad
Carga muerta + carga viva normal	3.0
Carga muerta + carga viva máxima	2.5
Carga muerta + carga viva normal + sismo de diseño seudoestático	1.5

*Fuente: NSR-10 título H – tabla H.4.7-1*

Los coeficientes de corrección debido a la profundidad del nivel freático se toman basado la condición crítica de inundación, para la cual se asume la disposición del nivel freático a una profundidad de 0.0m a partir del nivel del terreno.

### 9.4.2. *Parámetros de Resistencia Suelo de Fundación*

Los parámetros de resistencia para el modelo geotécnico son tomados a partir de ensayos de laboratorio, realizados para la caracterización de los materiales. De acuerdo con lo observado en campo y reportado por exploraciones geotécnicas, el pedraplén proyectado tendrá incidencia sobre dos unidades de suelos, la primera corresponde al depósito aluvial fino (Q2al-f), compuesto por arcillas con arena, y la segunda unidad hace referencia a los materiales que conforman el terraplén actual compuesto por arcillas de baja plasticidad. Como se menciona en la (Tabla 47), tanto para el terraplén y la unidad Q2al-f los parámetros de resistencia obtenidos son similares, el cálculo de capacidad portante se realiza para los parámetros más bajos.

Se define la presencia superficial de dos tipos de materiales, arcillas CL con diferentes contenidos de arena pertenecientes a los materiales dispuestos para el terraplén existente y donde se apoyará de manera adosada el pedraplén, el otro tipo de material hace referencia a arenas Limosas SM de la unidad de depósito aluvial, respecto a lo anterior la capacidad de carga será determinada para estos dos tipos de materiales.

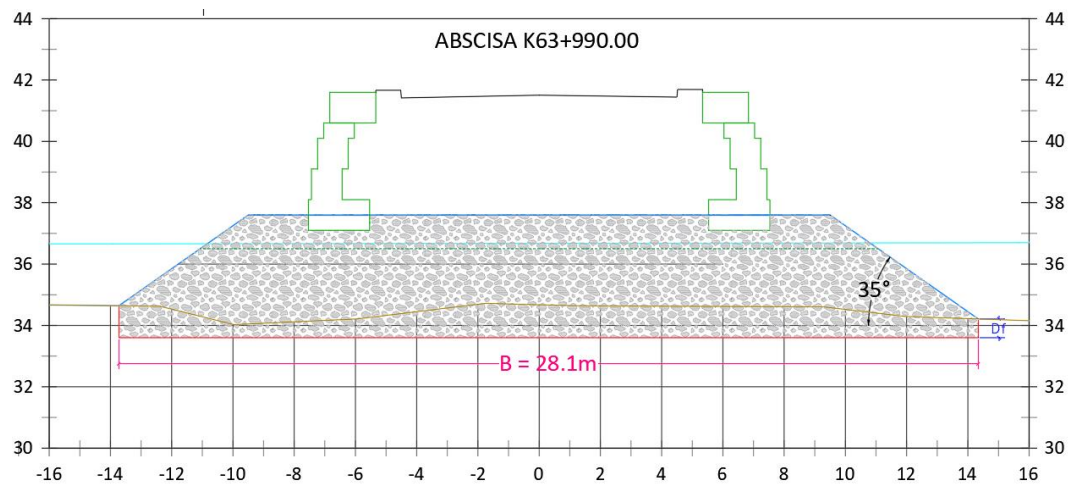
### Tabla 81

#### *Parámetros Geomecánicos suelo de fundación*

Unidad	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Terraplén – Q2al-f	21.44	22	24	23

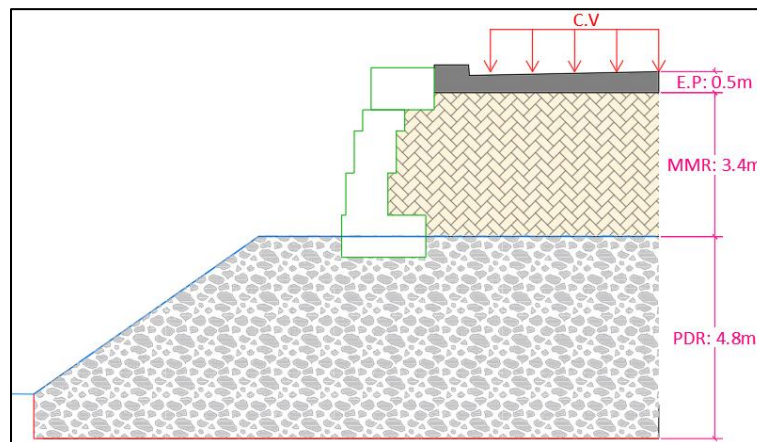
### 9.5. Estimación de la Capacidad Portante

Para estimar la capacidad portante del suelo de fundación se parte de la base que tendrá el pedraplén en su parte más ancha, dimensiones localizadas hacia los estribos del puente y donde se va a encontrar constantemente con la influencia de los cambios de nivel del río.

**Imagen 60***Esquematzación Sección Transversal Terraplén de Acceso*

*Fuente: Elaboración propia*

Inicialmente se calcula la presión de contacto que se genera debido a la carga del terraplén, para ello se tiene en cuenta propiedades gravimétricas según el tipo de material que se espera implantar en el sitio, se considera la presión de contacto en el eje del terraplén.

**Imagen 61***Diagrama de Cargas Estimadas Para Determinar Presión de Contacto Terraplén ( $H_{max}$ )*

*Fuente: Elaboración propia*

**Tabla 82***Cargas Aplicadas Al Muro En Suelo Mecánicamente Reforzado*

Carga	Altura	Peso unitario kN/m3	$\gamma \cdot h$
Vehicular C.V	0.6	19	11.4
Estructura de pavimento E.P	0.5	20	10
MSR	3.4	19	64
Pedraplén (PDR)	4.8	18	86
Presión de contacto $\sigma_{\text{CONT}}$ (kPa)			171.4
Factor de ampliación de carga			1.25
<b>Presión de contacto de diseño <math>\sigma_{\text{CONT-DIS}}</math> (kPa)</b>			<b>214.25</b>

**9.5.1. Capacidad portante para cimentaciones superficiales**

Con base a lo expuesto en los numerales anteriores se estima la capacidad de carga de acuerdo a las metodologías de Terzaghi, Meyerhof, Vesic y Hansen, se busca determinar el nivel de desplante adecuado para el terraplén.

$$\text{ecuacion general de capacidad portante} \quad q_{ult} = CN_c s_c d_c i_c + q N_q s_q d_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

**Tabla 83***Capacidad Portante de Diseño a Diferentes Df [LD+LV] – F.S=3.0*

Df (m)	q <sub>ADM</sub> (kPa)								
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen	min	máx.	Prom	mediana	q <sub>ADM</sub> diseño
0	186	165.8	162.9	154	154	186	167.2	164.3	<b>165.8</b>
0.5	206.4	208.2	212.6	203.2	203.2	212.6	207.6	207.3	<b>207.4</b>
1	226.9	253.2	267.8	258	226.9	267.8	251.5	255.6	<b>253.5</b>
2	267.8	351.1	322.6	312.7	267.8	351.1	313.6	317.7	<b>315.6</b>

**Tabla 84***Capacidad Portante de diseño a diferentes Df [LD+LVmax] – F.S=2.5*

Df (m)	q <sub>ADM</sub> (kPa)								
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen	min	máx.	Prom	mediana	q <sub>ADM</sub> diseño
0	223.2	199	195.5	184.8	184.8	223.2	200.6	197.2	<b>198.9</b>
0.5	247.7	249.8	255.1	243.9	243.9	255.1	249.1	248.8	<b>248.9</b>
1	272.3	303.8	321.3	309.6	272.3	321.3	301.7	306.7	<b>304.2</b>
2	321.4	421.3	387.2	375.3	321.4	421.3	376.3	381.2	<b>378.8</b>

**Tabla 85**

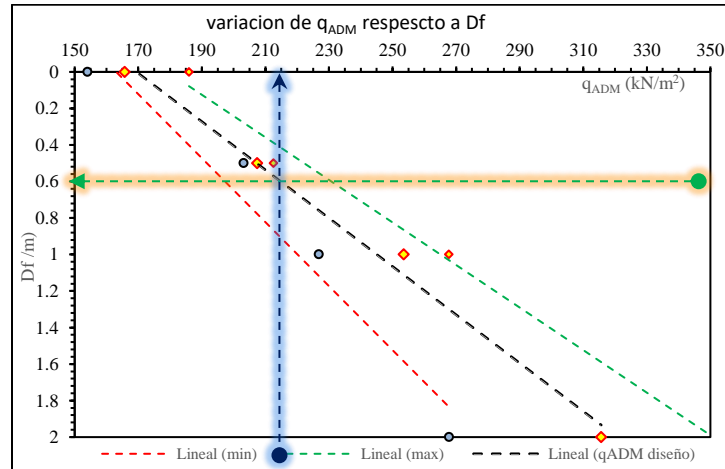
*Capacidad Portante De Diseño a Diferentes Df [LD+LV+LE] – F.S=1.5*

Df (m)	q <sub>ADM</sub> (kPa)								q <sub>ADM</sub> diseño
	Terzaghi	Meyerhof	Vesic	Hansen	min	máx.	Prom	mediana	
0	371.9	331.6	325.8	308	308	371.9	334.3	328.7	<b>331.5</b>
0.5	412.9	416.3	425.1	406.5	406.5	425.1	415.2	414.6	<b>414.9</b>
1	453.8	506.4	535.5	516	453.8	535.5	502.9	511.2	<b>507.0</b>
2	535.6	702.2	645.3	625.5	535.6	702.2	627.2	635.4	<b>631.3</b>

En la siguiente gráfica se presenta la variación de la capacidad portante admisible respecto al nivel de cimentación, se aprecia que para la presión de contacto estimada de 214.25 kPa, a partir de 0.60 m se encuentra capacidad adecuada del terreno para soportar la carga máxima del terraplén, aun así, se toma como nivel de desplante mínimo (Df) a 1.20 m

**Imagen 62**

*Variación de la Capacidad Portante con la Profundidad*



## 9.6. Asentamientos Terraplén de Acceso

La sobrecarga aplicada por el terraplén en el suelo de fundación genera el reacondicionamiento de los materiales, como se proyecta apoyar el terraplén sobre el depósito aluvial Q2al, compuesto por niveles cohesivos y friccionante, se estimará el asentamiento esperado, tanto inmediatos como a largo plazo. En la imagen siguiente se presenta el modelo geotécnico para

determinar los asentamientos en cada uno de los dos terraplenes de acceso. Cabe recordar que el módulo elástico está determinado de dos maneras, la primera que se puede considerar como un límite inferior asumido de los ensayos de compresión inconfiada [Eu], y el segundo asumido de acuerdo con lo obtenido de las líneas de refracción sísmica donde se estima el módulo elástico dinámico [Ed].

**Tabla 86**

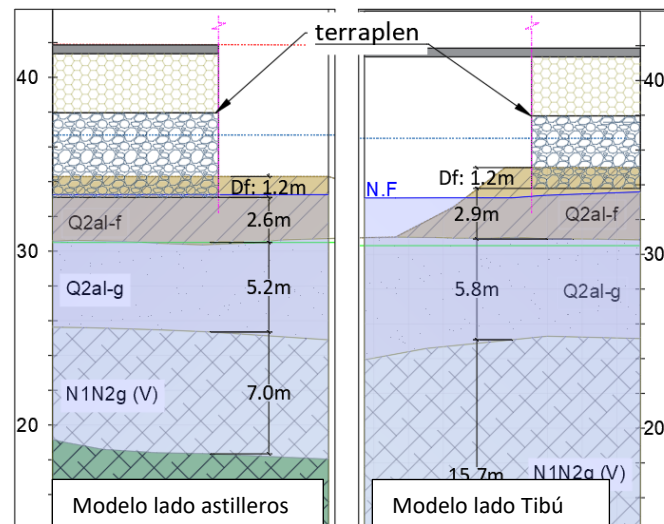
*Coefficientes elásticos de los materiales que componen la unidad Q2al*

Unidad	Eu (kPa)	Ed (kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	RSC	Cc	Cr	Cs
Q2al-f	2363		21.08	0.89 mínimo =1.0	0.138	0.066	0.0285
Q2al-g	10700	53600	20.4	-	-	-	-
N1N2g (V)	68080	125100	23.3	sobreconsolidada	0.157	-	0.0293

*\*para el Ed de diseño se toma el 20% obtenido de la clasificación (Tabla 26)*

**Imagen 63**

*Modelo geotécnico suelo de cimentación terraplén de acceso*



*Fuente: Elaboración propia*

### 9.6.1. Incremento de Carga Debido al Terraplén

Para estimar el aumento en el esfuerzo vertical debido a la implantación del terraplén se usa la metodología propuesta por Boussinesq (1885), quien dedujo las expresiones de cálculo para poder conocer el nivel de esfuerzos en cualquier punto del subsuelo considerándolo como un medio homogéneo, elástico e isotrópico. Para el caso del terraplén debido a su forma isométrica se determinará el incremento de esfuerzo a la mitad de la base hasta una profundidad que cubra tanto el espesor del depósito Q2al, y el máximo espesor del basamento meteorizado, aproximadamente hasta 26 m

$$\Delta_{\sigma} = \frac{q_0}{\pi} \left[ \left( \frac{B_1 + B_2}{B_2} \right) (\alpha_1 + \alpha_2) - \frac{B_1}{B_2} (\alpha_2) \right] \quad (\text{Boussinesq 1885})$$

$$\alpha_1 = \tan^{-1} \left( \frac{B_1 + B_2}{z} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{B_2} \right) \quad \alpha_2 = \tan^{-1} \left( \frac{B_1}{z} \right)$$

$\Delta_{\sigma}$  = incremento de esfuerzo

$q_0$  = presión de contacto

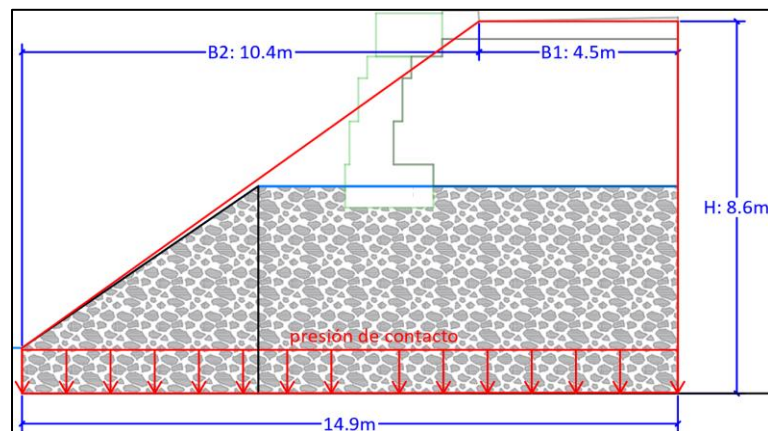
$\alpha_1, \alpha_2$  (radianes) = variables que dependen de la geometría del terraplén y profundidad de cálculo

$B_1, B_2$  = dimensiones del terraplén

$z$  = profundidad donde se pretende estimar el incremento de esfuerzo

### Imagen 64

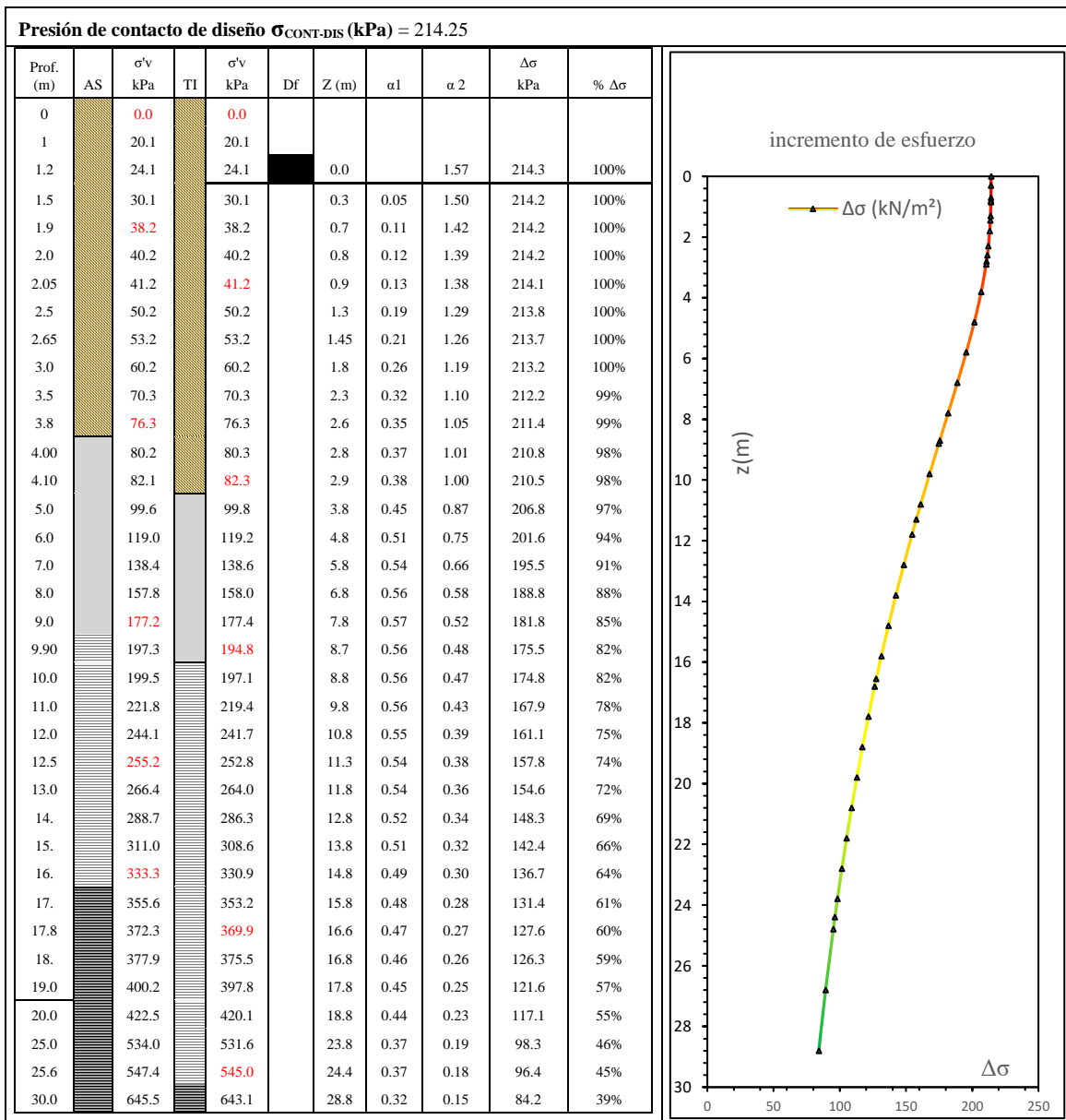
Modelo del Terraplén Para Estimación Incremento de Carga



Fuente: Elaboración propia

**Imagen 65**

*Esfuerzos Efectivos e Incremento de Esfuerzo por Implantación de Terraplén*



Fuente: Elaboración propia

Debido a las diferencias que se registran en cada uno de los estribos en cuanto al espesor del nivel meteorizado del basamento, y donde se ve mucho más avanzado en el estribo del lado de Tibú, se estimara la diferencia de los asentamientos en cada uno de los terraplenes de acceso al puente.

**9.6.2. Asentamientos Elásticos Para Nivel Q2a1-f.**

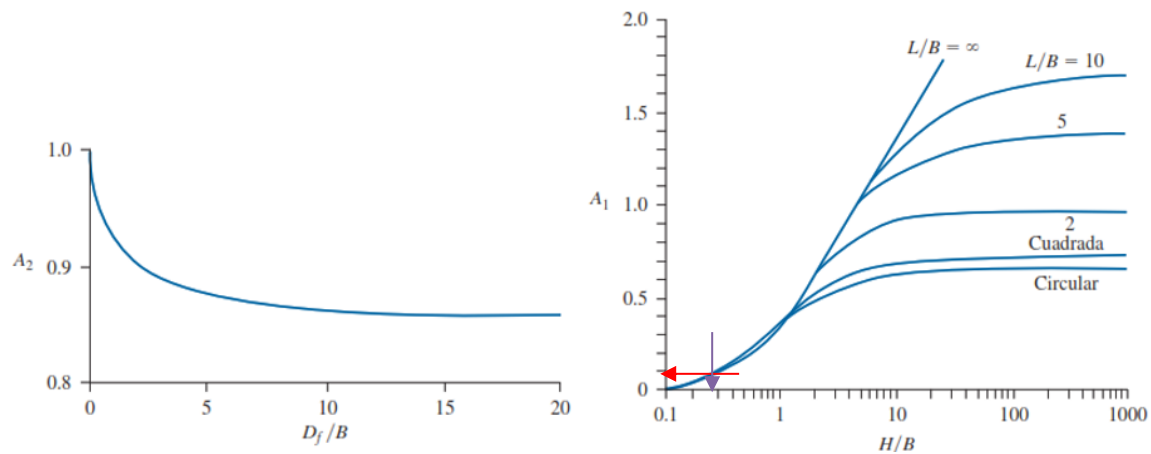
Para estimar el asentamiento elástico para materiales de comportamiento arcilloso (q2a1-f) se aplica la expresión propuesta por Janbu (1956), bajo la condición completamente saturada (Relación de Poisson  $\nu=0.5$ )

$$S_e = A_1 A_2 \frac{\sigma_{\text{contacto}} B}{E_s} \quad \text{Janbu 1956}$$

Para el caso del terraplén de acceso se toma como dimensión de base el promedio de sus dimensiones, para los valores de A1 y A2 se toman según las relaciones de Df/B, L/B y H/B, modificados según Christian y Carrier (1978).

**Imagen 66**

*A1 y A2 Para Estimar Asentamientos Elásticos en Arcilla Saturada*



*Fuente: Braja M. Das, Séptima Edición 2012*

**Tabla 87**

*Base Promedio del Terraplén Para Cálculo de Asentamiento*

B menor (m)	9
B mayor (m)	29.8
B <sub>prom</sub> (m)	19.4

**Tabla 88***Asentamientos Elásticos En Arcillas Saturadas Límite Inferior Eu (Q2al-f)*

	Q2al-f (lado astilleros)	Q2al-f (lado Tibú)
$\sigma$ contacto (kPa)	214.25	214.25
Df (m)	1.2	1.2
H (espesor) (m)	2.6	2.9
B (m)	19.4	19.4
<b>Eu (kPa)</b>	<b>2363</b>	<b>2362</b>
Df/B	0.06	0.06
H/B	0.13	0.15
L/B	$\infty$	$\infty$
A1	0.09	0.1
A2	0.94	0.92
Se (m)	0.148	0.162
<b>Se (cm)</b>	<b>14.8</b>	<b>16.2</b>

**Tabla 89***Asentamientos Elásticos en Arcillas Saturadas Límite Superior Ed (Q2al-f)*

	Q2al-f (lado astilleros)	Q2al-f (lado Tibú)
$\sigma$ contacto (kPa)	214.25	214.25
Df (m)	1.2	1.2
H (espesor) (m)	2.6	2.9
B (m)	19.4	19.4
<b>Ed (kPa)</b>	<b>23400</b>	<b>23400</b>
Df/B	0.06	0.06
H/B	0.13	0.15
L/B	$\infty$	$\infty$
A1	0.09	0.1
A2	0.94	0.92
Se (m)	0.0150	0.0162
<b>Se (cm)</b>	<b>1.50</b>	<b>1.63</b>

**9.6.3. Asentamientos Para Nivel Q2al-g**

Para estimar los asentamientos en el nivel granular Q2al-g, se aplica la expresión definida por Schmertmann y colaboradores (1978), donde se define el factor de influencia de deformación unitaria.

$$S_e = C_1 C_2 (q' - q) \sum_0^{z_z} \frac{I_z}{E_s} \Delta z \quad (\text{Schmertmann 1978})$$

$$C_1 = 1 - 0.5 \left[ \frac{q}{q' - q} \right] \quad C_2 = 1 + 0.2 \log \frac{t(\text{años})}{0.1}$$

$$\text{valor de } I_z \text{ max} \quad I_{z(m)} = 0.5 + 0.1 \sqrt{\frac{q' - q}{q'_{z(1)}}}$$

$I_z$  = factor de influencia de la deformacion unitaria

$C_1$  = factor de correccion de empotramiento de cimentacion

$C_2$  = factor de correccion por fluencia plastica del suelo

$q'$  = esfuerzo a nivel de cimentacion

$q$  = esfuerzo efectivo a nivel de la base de cimentacion

$E_s$  = modulo de elasticidad del suelo

$q'_{z(1)}$  = esfuerzo efectivo a una profundidad de  $z_1$

El factor  $I_z$  fue sugerido por Salgado (2008) para la interpolación de las siguientes relaciones.

$$\begin{array}{ll} I_z \text{ en } z = 0 & I_z = 0.1 + 0.0111 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \leq 0.2 \\ \text{variacion de } \frac{z_1}{B} \text{ para } I_z \text{ (maximo)} & \frac{z_1}{B} = 0.5 + 0.0555 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \leq 1 \\ \text{varaicion de } \frac{z_2}{B} & \frac{z_2}{B} = 2 + 0.222 \left( \frac{L}{B} - 1 \right) \leq 4 \end{array}$$

Como el terraplén no se encuentra apoyado directamente sobre el nivel de Q2al-g, se proyecta el incremento de carga hasta esa profundidad, haciendo esta cota como el punto  $z=0.0$ .

**Tabla 90***Determinación de Asentamientos Inmediatos en Suelos Granulares Límite Inferior Q2al-g*

dato	und	AST	TIB
tiempo de construcción estimada	años	1.0	1.0
Base promedio terraplén	m	19.4	19.4
L = tomado igual a B	m	19.4	19.4
espesor estrato superior Q2al-f	m	3.8	4.1
$\gamma$ estrato superior Q2al-f	(kN/m <sup>3</sup> )	21.1	21.1
sobrecarga en inicio de estrato Q2al-g	kPa	211.4	210.47
Prof. inicial Q2al-g (Df)	m	3.8	4.1
esfuerzo efectivo en Prof. inicial Q2al-g	kPa	76.3	82.4
Prof. Final Q2al-g	m	9.0	9.9
$\Delta z$ (m)	m	0.52	0.58
peso unitario q2al-g	kN/m <sup>3</sup>	20.4	20.4
<b>modulo elástico límite inferior Q2al-g</b>	<b>kPa</b>	<b>10700</b>	<b>10700</b>
<b>modulo elástico límite superior Q2al-g</b>	<b>kPa</b>	<b>53600</b>	<b>53600</b>
z = 0	m	0.0	0.0
z para (I <sub>z</sub> <sub>max</sub> )	m	9.7	9.7
z para (I <sub>z</sub> = 0)	m	38.8	38.8
esfuerzo efectivo en z para (I <sub>z</sub> <sub>max</sub> )	kPa	190.8	191.1
I <sub>z</sub> (z=0)		0.10	0.10
I <sub>z</sub> <sub>max</sub>		0.58	0.58
I <sub>z</sub> = 0		0.00	0.00
C1		0.72	0.68
C2		1.20	1.20

**Tabla 91***Asentamiento Estimado En Nivel Q2al-G Debido A Sobrecarga Del Terraplén Límite Inferior*

Q2al-g Astilleros							Q2al-g Astilleros								
Prof (m)	$\sigma_v$ kPa	Pw kPa	$\sigma'_v$ kPa	$\Delta\sigma$ kPa	Z (m)	I <sub>z</sub>	Se <sub>i</sub> (cm)	prof (m)	$\sigma_v$ kPa	Pw kPa	$\sigma'_v$ kPa	$\Delta\sigma$ kPa	Z (m)	I <sub>z</sub>	Se <sub>i</sub> (cm)
3.8	80.1	3.8	76.3	211.41	0	0.10	0.06	4.1	86.5	4.1	82.4	210.5	0	0.10	0.06
4.32	90.7	4.32	86.4		0.52	0.13	0.07	4.68	98.3	4.68	93.7		0.58	0.13	0.07
4.84	101.3	4.84	96.5		1.04	0.15	0.09	5.26	110	5.26	105		1.16	0.16	0.09
5.36	111.9	5.36	106.6		1.56	0.18	0.10	5.84	122	5.84	116		1.74	0.19	0.10
5.88	122.5	5.88	116.7		2.08	0.20	0.11	6.42	134	6.42	127		2.32	0.22	0.12
6.4	133.1	6.4	126.7		2.6	0.23	0.13	7.00	146	7	139		2.9	0.24	0.14
6.92	143.8	6.92	136.8		3.12	0.26	0.14	7.58	158	7.58	150		3.48	0.27	0.15
7.44	154.4	7.44	146.9		3.64	0.28	0.16	8.16	169	8.16	161		4.06	0.30	0.17
7.96	165.0	7.96	157.0		4.16	0.31	0.17	8.74	181	8.74	172		4.64	0.33	0.19
8.48	175.6	8.48	167.1		4.68	0.33	0.19	9.32	193	9.32	184		5.22	0.36	0.20
9	186.2	9	177.2		5.2	0.36	0.20	9.90	205	9.9	195		5.8	0.39	0.22
					<b>Se<sub>T</sub> (cm)</b>		<b>1.42</b>							<b>Se<sub>T</sub> (cm)</b>	<b>1.51</b>

**Tabla 92***Asentamiento Estimado En Nivel Q2al-g Debido a Sobrecarga del Terraplén Límite Sup*

Q2al-g Astilleros								Q2al-g Astilleros							
Prof	$\sigma_v$	Pw	$\sigma'_v$	$\Delta\sigma$	Z	Iz	Se <sub>i</sub>	prof	$\sigma_v$	Pw	$\sigma'_v$	$\Delta\sigma$	Z	Iz	Se <sub>i</sub>
(m)	kPa	kPa	kPa	kPa	(m)	(cm)	(cm)	(m)	kPa	kPa	kPa	kPa	(m)	(cm)	(cm)
3.8	80.1	3.8	76.3	211.41	0	0.10	0.01	4.1	86.5	4.1	82.4	210.5	0	0.10	0.01
4.32	90.7	4.32	86.4		0.52	0.13	0.01	4.68	98.3	4.68	93.7		0.58	0.13	0.01
4.84	101.3	4.84	96.5		1.04	0.15	0.02	5.26	110	5.26	105		1.16	0.16	0.02
5.36	111.9	5.36	106.6		1.56	0.18	0.02	5.84	122	5.84	116		1.74	0.19	0.02
5.88	122.5	5.88	116.7		2.08	0.20	0.02	6.42	134	6.42	127		2.32	0.22	0.02
6.4	133.1	6.4	126.7		2.6	0.23	0.03	7.00	146	7	139		2.9	0.24	0.03
6.92	143.8	6.92	136.8		3.12	0.26	0.03	7.58	158	7.58	150		3.48	0.27	0.03
7.44	154.4	7.44	146.9		3.64	0.28	0.03	8.16	169	8.16	161		4.06	0.30	0.03
7.96	165.0	7.96	157.0		4.16	0.31	0.03	8.74	181	8.74	172		4.64	0.33	0.04
8.48	175.6	8.48	167.1		4.68	0.33	0.04	9.32	193	9.32	184		5.22	0.36	0.04
9	186.2	9	177.2		5.2	0.36	0.04	9.90	205	9.9	195		5.8	0.39	0.04
							<b>Se<sub>T</sub> (cm) 0.29</b>								<b>Se<sub>T</sub> (cm) 0.30</b>

**9.6.4. Asentamientos Elásticos Nivel Arcillolita Meteorizada n1n2g-v**

A pesar de encontrar estos materiales conformados por arcillolitas meteorizadas a profundidades mayores de 10.0m, se estimará la incidencia de la aplicación de la carga en este nivel considerado como un suelo arcilloso rígido y saturado. Al igual que se hizo para el estrato Q2al-g, se proyectará el incremento de carga experimentado por el suelo a la profundidad en que se reporta el estrato meteorizado.

**Tabla 93**

*Asentamiento Elástico Estimado Para el Nivel de Arcillolita Meteorizada N1N2g-V límite inferior*

	N1N2g-V (lado astilleros)	N1N2g-V (lado Tibú)
Prof. (m)	9.0	9.9
$\sigma$ contacto (kPa)	181.83	175.51
H (espesor) (m)	7.0	15.7
B (m)	19.4	19.4
<b>Eu (kPa)</b>	<b>27720</b>	<b>27720</b>
Df/B	0.46	0.51
H/B	0.36	0.81
L/B	1	1
A1	0.11	0.28
A2	0.94	0.93
Se (m)	0.01315	0.0319
<b>Se (cm)</b>	<b>1.31</b>	<b>3.19</b>

**Tabla 94**

*Asentamiento Elástico Estimado Para el Nivel de Arcillolita Meteorizada N1N2g-V límite superior*

	N1N2g-V (lado astilleros)	N1N2g-V (lado Tibú)
Prof. (m)	9.0	9.9
$\sigma$ contacto (kPa)	181.83	175.51
H (espesor) (m)	7.0	15.7
B (m)	19.4	19.4
Ed (kPa)	125100	125100
Df/B	0.46	0.51
H/B	0.36	0.81
L/B	1	1
A1	0.11	0.28
A2	0.94	0.93
Se (m)	0.0029	0.0071
<b>Se (cm)</b>	<b>0.29</b>	<b>0.71</b>

### 9.6.5. Asentamientos por consolidación

Estimados los asentamientos elásticos en arcillas saturadas tanto para el nivel Q2al-f como para el nivel de arcillolita meteorizada N1N2g, teniendo como límite inferior los datos del módulo

elástico obtenido de ensayos de compresión inconfiada, y como límite inferior el módulo elástico dinámico obtenido de líneas de refracción y los asentamientos inmediatos para el nivel granular Q2al-g, se procede a determinar los asentamientos por consolidación para los niveles con comportamiento arcilloso (Q2al-f y N1N2g).

$$S_{c(p)} = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_v} \quad \text{para arcillas normalmente consolidadas}$$

$$S_{c(p)} = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{\sigma'_v + \Delta\sigma'_{prom}}{\sigma'_v} \quad \text{para arcillas sobreconsolidada con } \sigma'_v + \Delta\sigma'_{prom} < \sigma_c$$

$$\Delta\sigma'_{prom} = \frac{1}{6} (\Delta\sigma'_a + 4\Delta\sigma'_m + \Delta\sigma'_f) \quad \text{incremento de esfuerzo a mitad del estrato } H_c$$

**13.6.5.1 Asentamientos por Consolidación Q2al-f.** Como se ha venido tratando se determinarán las deformaciones para los dos estribos, los espesores de las capas que se consolidan ( $H_c$ ) se toman a partir del nivel de cimentación proyectado para el terraplén  $D_f=1.20$  m.

**Tabla 95**

*Asentamientos por Consolidación Para Nivel Q2al-F*

	N1N2g-V (lado astilleros)	N1N2g-V (lado Tibú)
$\sigma$ contacto (kPa)	214.25	214.25
Condición del estrato Q2al-f	Drenado en ambos extremos	Drenado en ambos extremos
Espesor estrato compresible $H_c$ (m)	2.6	2.9
$e_0$	0.54	0.54
$C_c$	0.138	0.138
$\Delta\sigma'_a$ ( $z=0$ ) (kPa)	214.25	214.25
$\Delta\sigma'_m$ ( $z=H_c/2$ ) (kPa)	213.84	213.69
$\Delta\sigma'_f$ ( $z=H_c$ ) (kPa)	211.41	210.47
$\Delta\sigma'_{prom}$ (kPa)	213.50	213.25
$\sigma'_{v(z=H_c/2)}$ (kPa)	50.2	53.2
<b>Sc (p) (cm)</b>	<b>8.4</b>	<b>9.1</b>

### 9.6.5.2. Asentamientos por Consolidación Arcillolita Meteorizada N1N2-V

**Tabla 96**

*Asentamientos por Consolidación Para Arcillolita Meteorizada N1N2-V*

	N1N2g-V (lado astilleros)	N1N2g-V (lado Tibú)
$\Delta\sigma$ contacto (kPa)	214.25	214.25
Condición del estrato N1N2-V	Drenado en un extremo	Drenado en un extremo
Espesor estrato compresible $H_c$ (m)	7.0	15.7
$e_0$	0.32	0.32
$C_s$	0.0293	0.0293
$\Delta\sigma'_a(z=0)$ (kPa)	181.8	174.8
$\Delta\sigma'_m(z=H_c/2)$ (kPa)	157.8	127.6
$\Delta\sigma'_f(z=H_c)$ (kPa)	136.7	96.4
$\Delta\sigma'_{prom}$ (kPa)	158.28	130.27
$\sigma'_{v(z=H_c/2)}$ (kPa)	255.2	369.9
$\sigma_p$ (kPa)	3387	3387
<b>Sc (p) (cm)</b>	<b>3.25</b>	<b>4.57</b>

### 9.6.6. Asentamientos Totales

Determinados cada uno de los asentamientos generados por la sobrecarga del terraplén, se estima el asentamiento total para cada uno de los accesos del puente.

**Tabla 97**

*Asentamientos Totales Terraplén De Acceso*

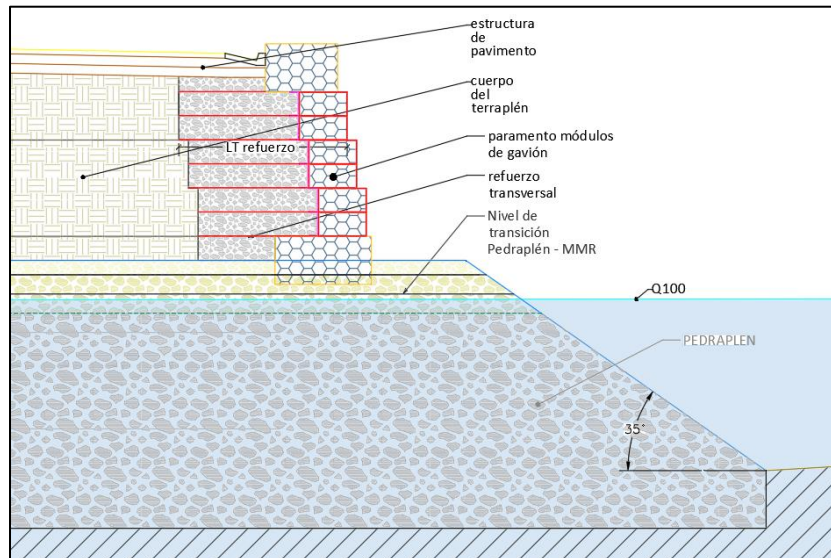
Asentamiento	Astilleros		Tibú	
	Límite inferior	Límite superior	Límite inferior	Límite superior
Q2al-f (elástico)	14.8	1.50	16.2	1.63
Q2al-f (consolidación)	8.4	8.4	9.1	9.1
Q2al-g (elástico)	1.42	0.29	1.51	0.30
Arcillolita N1N2g-V (elástico)	1.31	0.29	3.19	0.71
Arcillolita N1N2g-V (consolidación)	3.25	3.25	4.57	4.57
<b>Asentamiento total (cm)</b>	<b>28.41</b>	<b>13.73</b>	<b>32.68</b>	<b>16.31</b>

### 9.7. Diseño De Terraplén Mecánicamente Reforzado

La conformación del terraplén se dispone de dos compontes, el primero es el pedraplén alzado hasta una cota por encima del nivel de inundación para el tiempo de retorno, sobre este cuerpo drenante se dispondrá de un muro mecánicamente reforzado compuesto por un paramento en gavión, tal cual como se menciona al inicio de este capítulo, A continuación, se presenta el modelo esquemático de muro mecánicamente reforzado (MMR). Se especifica que este tipo de estructura de confinamiento flexible ha sido comercializada por la empresa MACCAFERRI, quienes en su catálogo presentan el producto llamado terramesh, un sistema de muro en suelo reforzado con malla y paramentos de módulo de gavión de altura de 1.0 m, para el caso del sitio de estudio se realiza el sistema de confinamiento con base a la metodología propuesta por MACAFERRI, con la diferencia que los módulos de gavión se plantean de 0.50 m de altura.

#### Imagen 67

*Esquematzación del Modelo ee Análisis Para el Terraplén de Acceso al Puente*



*Fuente: Elaboración propia*

### 9.7.1. Análisis de Estabilidad Externa del TMR

Para evaluar la estabilidad del muro en suelo mecánicamente reforzado, elemento que compone el terraplén de acceso se cheque la resistencia de los refuerzos propuestos, las componentes son verificadas según lo sugerido por el CCP-14 en su sección 11 y numeral 11.10.

Primero se establecerán las condiciones de sitio definidos con base a lo dispuesto en la sección 3 del CCP-14 y definidas en el capítulo de generalidades de este documento. Por otro lado, para establecer el coeficiente de aceleración sísmica horizontal de diseño  $K_h$  que afectara el muro, según Kavazanjlan et al., (1997), proporciona una relación simplificada y conservadora basada en el análisis de deslizamiento de Newmark. El coeficiente sísmico de aceleración vertical  $K_v$ , se supone igual a 0 debido a que el sector no se encuentra afectado por efectos de fuentes cercanas.

$$k_h = 0.74 A_s \left( \frac{A_s}{d} \right)^{0.25} \quad \text{Kavazanjlan et al. (1997)}$$

$$A_s = F_{PGA} * PGA$$

$k_h$  = coeficiente de aceleracion horizontal de diseño para muros (A11.5.1, CCP – 14)

$A_s$  = coeficiente de aceleracion sismica del terreno para desplazamientos nulos del muro (11.6.5.2, CCP – 14)

$d$  = desplazamiento lateral del muro (mm)  $25\text{mm} < d < 200\text{mm}$

$F_{PGA}$  = Factor de Sitio CCP – 14

### Tabla 98

Coeficiente de Aceleración Horizontal de Diseño

Tipo de suelo	PGA	F <sub>PGA</sub>	A <sub>s</sub>	d (mm)	K <sub>h</sub>	K <sub>v</sub>
D	0.45	1.05	0.4725	25	0.129	0

**Tabla 99***Características del MMR Para Análisis de Estabilidad Interna*

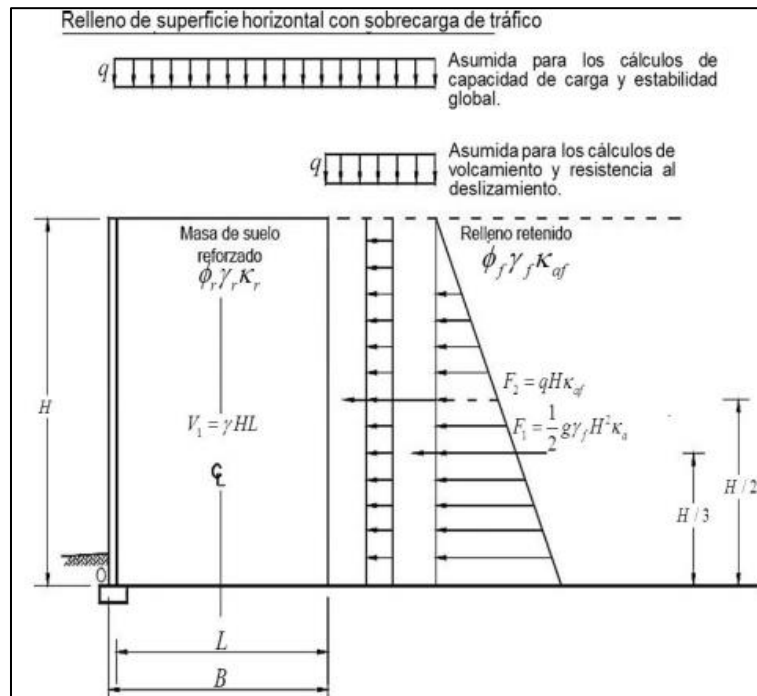
$H_{\text{muro}}$	[m]	4.5
$B_{\text{muro}} = 0.85H$	[m]	3.9
$\gamma_{\text{relleno}}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19
$\phi_{\text{relleno}}$	[°]	30
$\delta_{\text{rell-fund}} = 0.7\phi_{\text{rell}}$	[°]	20
$\beta$ inclinación en la corona	[°]	0
$\alpha$ inclinación cara del muro con la horizontal	[°]	90
$\delta$ inclinación fuerzas cara del muro con horizontal	[°]	0

En cuanto a los materiales que se van a usar para conformar tanto la fundación y el lleno del MMR, son asumidos debido a que serán elementos conformados en el sitio, para el pedraplén que funcionara como suelo de cimentación al MMR solo se tendrá en cuenta en aporte por la fricción, el material que debe conformar el lleno estructural correspondiente a un tipo de SBG o similar también se tendrá como aporte el ángulo de fricción que se genere entre sus partículas. Para estimar los coeficientes de presión activa de tierra se usa para el caso estático la metodología según Rankine, y para el caso pseudoestático se aplica lo dispuesto por Mononobe – Okabe.

**Tabla 100***Parámetros Geomecánicos de Materiales Para el MMR*

Elemento	Material	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	C kN/m <sup>2</sup>	$\phi$ [°]	$K_A$	$K_{AE}$	Nq	Nc	N $\gamma$	qULT
Fundacion	Pedraplén	18	0	30	-	-	37.2	22.5	19.1	671.5
	Relleno	19.5	0	30	0.33	0.42	-	-	-	-

Definidas las condiciones de sitio y los parámetros geomecánicos de los materiales tanto de fundación como de relleno del MMR, a verifica el tipo de cargas que se aplicaran a la estructura, tal como lo estipula el CCP-14 en su sección 11.

**Imagen 68***Componentes Para la Evaluación de Estabilidad del MMR*

Fuente: tomado de sección 11.10.5.2 CCP-14

Para la evaluación de estabilidad del MMS se aplican las combinaciones de carga para estado límite de resistencia [ELR] y evento extremo [EE] donde:

$EH$  = empuje horizontal del suelo

$EV$  = presión vertical del peso propio del relleno

$ES$  = sobrecarga del suelo

$EQ$  = carga sísmica

$LL$  = carga vehicular

**Tabla 101***Factores de Carga ( $\gamma$ ) Para Evaluación de Estabilidad MMR*

Combinación	Evaluación	EH	EV	ES	EQ	LL
ELR	Deslizamiento-excentricidad	1.50	1.0	0.75	-	1.75
	Capacidad de carga	1.50	1.35	1.50	-	1.75
EE		1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

**Tabla 102***Elementos que Generan Sobrecarga en el MMR*

Tipo de carga	h	$\gamma$	$q_v$
	[m]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[k/m <sup>2</sup> ]
Vehicular	0.6	19.5	11.7
Estr. Pavimento	0.6	20.0	12
Relleno.	4.5	19.5	87.8

A continuación, se presenta el análisis de estabilidad externa de la estructura en suelo reforzado, teniendo en cuenta la combinación de carga para cada situación de análisis.

**Tabla 103***Fuerzas Para Verificación de Deslizamiento y Excentricidad [ELR]*

COMPONENTE	fuerza Vertical [ELR]					fuerza horizontal [ELR]				
	$q_v$	$F_v$	$\gamma p_{[ELR]}$	$F_{V[ELR]}$	$X_{FV}$	$q_h$	$F_h$	$\gamma p_{[ELR]}$	$F_{h[ELR]}$	$Y_{FH}$
S_VEHICULAR	11.7	45.6	1.75	79.9	1.95	3.9	17.6	1.5	26.3	2.25
ESTR_PAV	12	46.8	0.75	35.1	1.95	4	18	1.5	27.0	2.25
RELLENO	87.8	342	1	342	1.95	29.3	65.8	1.5	98.7	1.5

**Tabla 104***Verificación Deslizamiento y Volcamiento [ELR]*

CHEQUEO AL DESLIZAMIENTO Y VOLCAMIENTO [ELR]								
$F_{ACT}$	$F_{RES}$	$F_{RES} > F_{ACT}$	$M_{ACT}$	$M_{RES}$	e	$M_{RES} > M_{ACT}$	e < B/3	
152.04	217.85	CUMPLE	268.06	735.78	0.87	CUMPLE	CUMPLE	

**Tabla 105***Fuerzas Para la Verificación de Capacidad Portante [ELR]*

COMPONENTE	fuerza Vertical [ELR]					fuerza horizontal [ELR]				
	qv	Fv	$\gamma_{P[ELR]}$	FV <sub>[ELR]</sub>	X <sub>FV</sub>	qh	Fh	$\gamma_{P[ELR]}$	Fh <sub>[ELR]</sub>	Y <sub>FH</sub>
S_VEHICULAR	11.7	45.6	1.75	79.9	1.95	3.9	17.6	1.75	30.7	2.25
ESTR_PAV	12	46.8	1.5	70.2	1.95	4	18	1.5	27.0	2.25
RELLENO	87.8	342	1.35	462	1.95	29.3	65.8	1.5	98.7	1.5

**Tabla 106***Verificación Capacidad Portante [ELR]*

CHEQUEO CAPACIDAD PORTANTE [ELR]									
M <sub>ACT</sub>	M <sub>RES</sub>	e	e < B/3	$\sigma_v$	q <sub>ULT</sub>	$\phi_r$	q <sub>ADM-ELR</sub>	Qadm> $\sigma_v$	
277.93	1193.51	-0.16	CUMPLE	121.2	671.5	0.65	436.5	CUMPLE	

**Tabla 107***Fuerzas Para Verificación de Deslizamiento y Excentricidad [ELR]*

COMPONENTE	fuerza Vertical [EE]					fuerza horizontal [EE]				
	qv	Fv	$\gamma_{P[EE]}$	FV <sub>[EE]</sub>	X <sub>FV</sub>	qh	Fh	$\gamma_{P[EE]}$	Fh <sub>[EE]</sub>	Y <sub>FH</sub>
S_VEHICULAR	11.7	45.6	1	45.6	1.95	4.89	22	1	22.0	2.25
ESTR_PAV	12	46.8	1	46.8	1.95	5.01	22.6	1	22.6	2.25
RELLENO	87.8	342	1	342	1.95	36.7	82.5	1	82.5	2.25

**Tabla 108***Verificación Deslizamiento y Volcamiento [EE]*

CHEQUEO AL DESLIZAMIENTO Y VOLCAMIENTO [ELR]								
F <sub>ACT</sub>	F <sub>RES</sub>	F <sub>RES</sub> >F <sub>ACT</sub>	M <sub>ACT</sub>	M <sub>RES</sub>	e	M <sub>RES</sub> >M <sub>ACT</sub>	e < B/3	
127.01	224.60	CUMPLE	285.78	758.60	0.86	CUMPLE	CUMPLE	

**Tabla 109***Verificación Capacidad Portante [EE]*

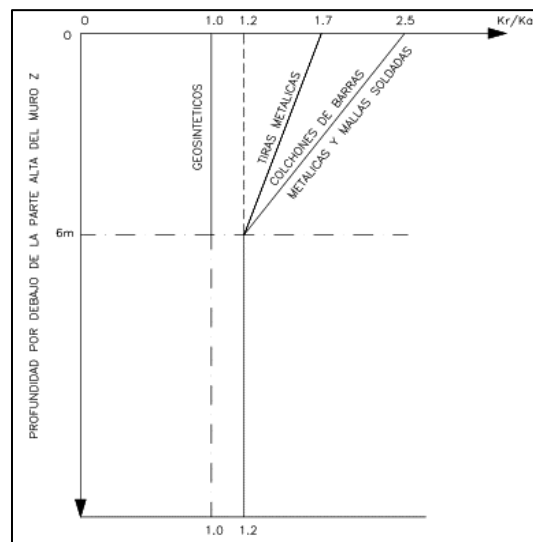
CHEQUEO CAPACIDAD PORTANTE [ELR]									
M <sub>ACT</sub>	M <sub>RES</sub>	e	e < B/3	$\sigma_v$	q <sub>ULT</sub>	$\phi_r$	q <sub>ADM-ELR</sub>	Qadm> $\sigma_v$	
285.78	847.58	0.66	CUMPLE	168.1	671.5	0.90	604.3	CUMPLE	

### 9.7.2. Análisis de estabilidad interna de los refuerzos del MMR

El coeficiente de presión lateral de tierra  $k_A$ , se modifica a  $k_r$ , aplicando un multiplicador a  $K_A$  tomado de la siguiente grafica según sección 11 del CCP-14. El coeficiente  $k_r$  se determina para el  $K_{AE}$ , siendo la condición crítica.

#### Imagen 69

Variación Con la Profundidad de la Relación  $k_r/k_A$



Fuente: tomado de sección 11.10.5.2 CCP-14

#### Tabla 110

Coficiente de Presión Lateral de Tierras Para Evaluar Arrancamiento de Refuerzo

H [m]	Tipo de refuerzo	$K_r/k_{AE}$	$k_r$
4.5	Mallas	1.2	0.501

A continuación, se presenta las fuerzas horizontales a las que estará sometido el refuerzo transversal en el MMR, de esta manera estimar la longitud mínima de empotramiento del refuerzo entre el suelo de relleno, distancia que es contada a partir de la superficie de falla geométrica

localizada en la puntera del MMR, tanto la tensión máxima y la longitud de empotramiento son determinadas de acuerdo a lo sugerido por el CCP-14:

$$T_{max} = S_v \sigma_h$$

$$L_e \geq \frac{T_{max}}{\phi F^* \alpha \sigma_v C R_c} \quad F^* = 0.67 \tan \varphi_{RELL}$$

Donde:

$T_{max}$  = fuerza de tension sobre el refuerzo

$\sigma_h$  = fuerza horizontal a la profundidad analizada

$S_v$  = separacion vertical del refuerzo

$L_e$  = longitud de empotramiento

$\phi$  = factor de resistencia al arrancamiento

$F^*$  = factor de friccion para el arrancamiento de los refuerzos

$\sigma_v$  = esfuerzo vertical no mayorado a nivel de los refuerzos

$C$  = factor de geometria de area superficial de los refuerzos [adim] = 2.0

$R_c$  = relacion de cobertura de los refuerzos

$\alpha$  = factor de correccion por efecto de escala para refuerzos en acero = 1.0

Determinada la longitud de empotramiento mínima con la que debe contar el refuerzo después de la línea de falla, se procede a evaluar que el refuerzo seleccionado cumpla con estas tensiones de diseño, se entra a evaluar es el refuerzo como tal.

$$T_{max} \leq \phi T_{al} R_c$$

Donde:

$T_{max}$  = carga mayorada aplicada al refuerzo

$\phi_r$  = factor de resistencia para la tension de refuerzo

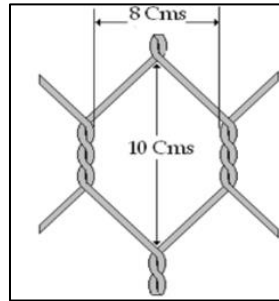
$T_{al}$  = resistencia nominal de diseño a largo plazo

$R_c$  = relacion de cobertura de los refuerzos

El refuerzo seleccionado corresponde a malla de acero en triple torsión de las siguientes características:

### Imagen 70

*Dimensiones en la Confirmación de la Malla Triple Torsión.*



La resistencia a la tracción del acero de refuerzo ( $T_{al}$ ) se estima de la siguiente manera:

$$T_{al} = \frac{A_c F_y}{b}$$

Donde:

$T_{al}$  = resistencia nominal de diseño

$F_y$  = resistencia mínima de fluencia para el acero

$A_c$  = área del refuerzo

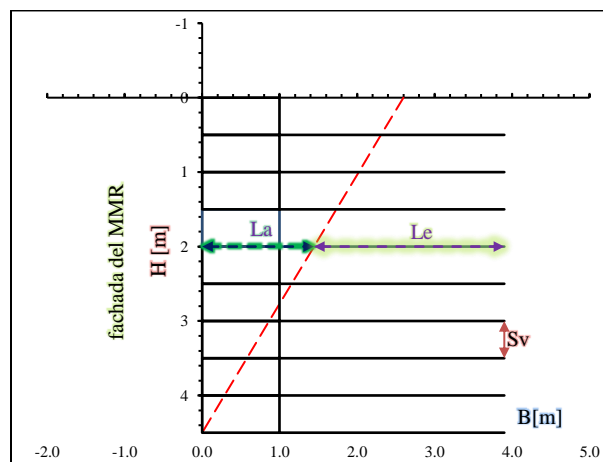
$b$  = ancho unitario del refuerzo

$\Phi_{ACERO}$	$A_{ALAMBRE}$	$A_{ENTORCHADO}$	$S_{ENTORCHADO}$	$b$	$\#_{ENTORCHADO}/m$	$A_{ACER}$	$F_y$	$T_{al}$	$R_c$	$\Phi_r$	$\Phi_r T_{al} R_c$
[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>2</sup> ]	[m]	[m]	[#/m]	[m <sup>2</sup> ]	[MPa]	[kN/m]	[adim]	[adim]	[kN/m]
0.003	7E-06	1E-05	0.086	1.0	11	2E-04	420	65.31	1.0	0.65	42.45

**Tabla 111***Revisión de Estabilidad Interna Para los Elementos de Refuerzo*

H	Z	$\sigma_v$	$q_{VEH}$	$q_{PAV}$	$\sigma_{v_t}$	$\sigma_{h_t}$	$T_{max}$	$T_{al}$	$T_{max} < \Phi_r T_{al} R_c$	$L_a$	$L_e$	$L_{BASE}$
[m]	[m]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kPa]	[kN/m]	[kN/m]		[m]	[m]	[m]
4.5	0	0	11.7	12	23.7	11.9				2.60		
4	0.5	9.75	11.7	12	33.5	16.8	8.4	42.45	CUMPLE	2.31	1.54	3.85
3.5	1	19.5	11.7	12	43.2	21.7	10.8	42.45	CUMPLE	2.02	1.00	3.02
3	1.5	29.3	11.7	12	53	26.5	13.3	42.45	CUMPLE	1.73	0.81	2.55
2.5	2	39	11.7	12	62.7	31.4	15.7	42.45	CUMPLE	1.44	0.72	2.17
2	2.5	48.8	11.7	12	72.5	36.3	18.2	42.45	CUMPLE	1.15	0.67	1.82
1.5	3	58.5	11.7	12	82.2	41.2	20.6	42.45	CUMPLE	0.87	0.63	1.50
1	3.5	68.3	11.7	12	92	46.1	23.0	42.45	CUMPLE	0.58	0.61	1.18
0.5	4	78	11.7	12	102	51	25.5	42.45	CUMPLE	0.29	0.59	0.88
0	4.5	87.8	11.7	12	111	55.9	27.9	42.45	CUMPLE	0.00	0.57	0.57

De acuerdo con los resultados presentados en la **Tabla 111**, la longitud de empotramiento del refuerzo no debe ser menor a 1.54 m, con lo que se determina un ancho de base total de 3.90 m mínimo como ancho total de refuerzo.

**Imagen 71***Esquematzación Geometría MMR.**Fuente: Elaboración propia*

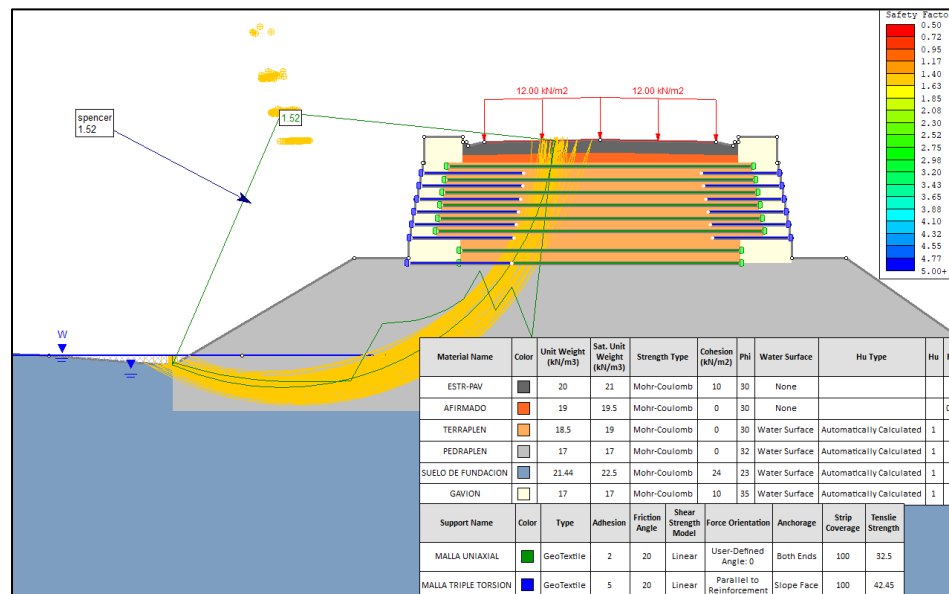
Aparte de evaluar la estabilidad externa del MMR ante deslizamiento, excentricidad y capacidad portante, y de chequear la resistencia a la tracción de los elementos de refuerzo, como ultima verificación se realiza el chequeo de estabilidad general del sistema conformado por pedraplén y MMR. Se evalúa la estabilidad general del sistema teniendo diferentes escenarios.

- [1] Análisis en condición estática y nivel freático bajo
- [2] Análisis en condición estática y nivel freático a la cota del Qr100
- [3] Análisis en condición pseudoestática y nivel freático bajo
- [4] Análisis en condición pseudoestática y nivel freático a la cota del Qr100
- [5] Análisis de condición de desembalse rápido (posible saturación del pedraplén)

Se presenta a continuación los resultados para la estabilidad general de todo el sistema que conforma el terraplén de acceso, se usa el programa SLIDE de la casa Rocscience para esta verificación.

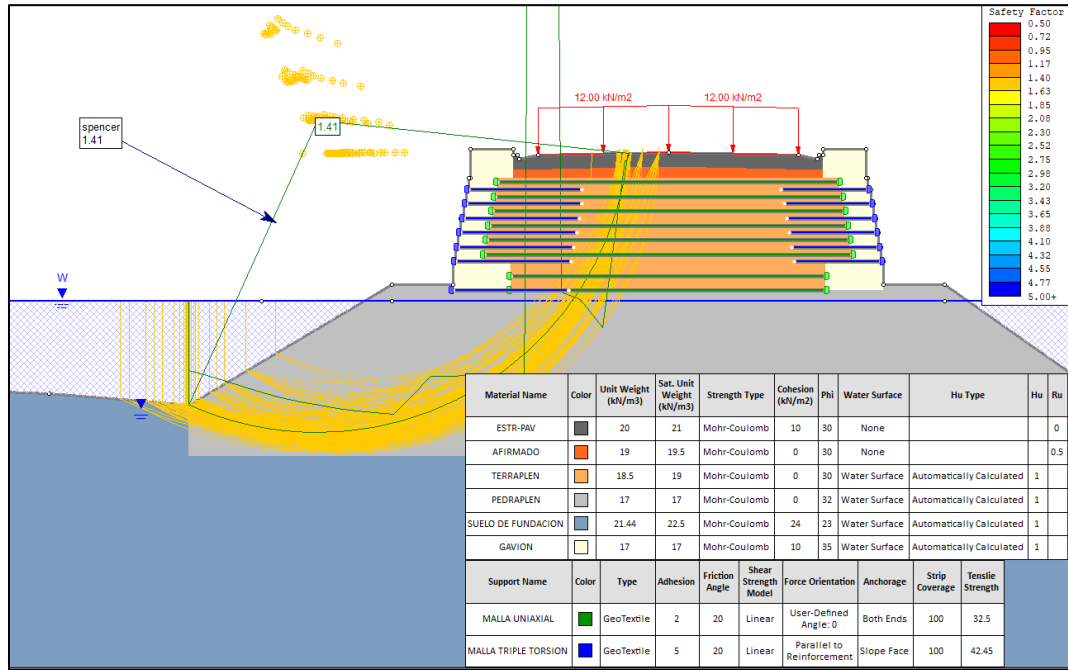
## Imagen 72

### Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [1]



**Imagen 73**

*Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [2]*



**Imagen 74**

*Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [3]*

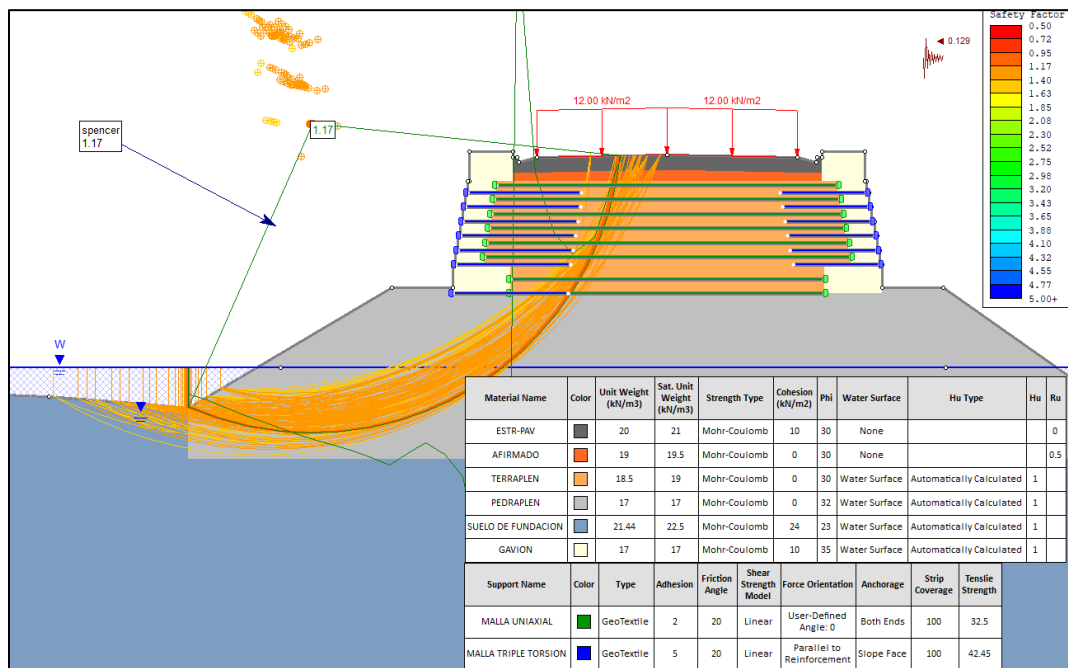


Imagen 75

Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [4]

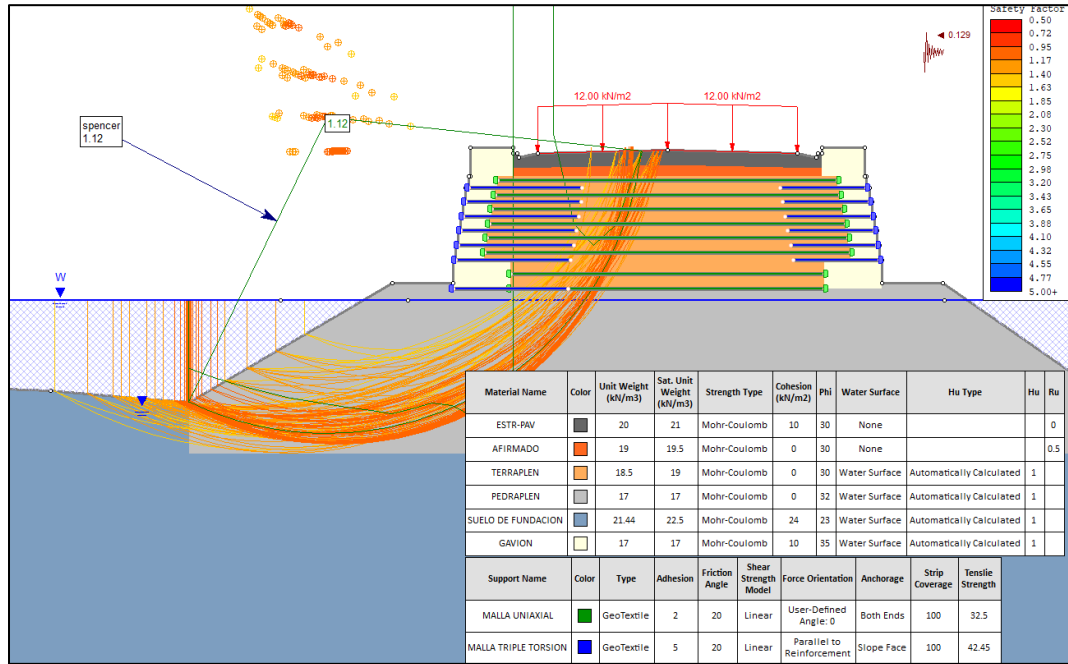
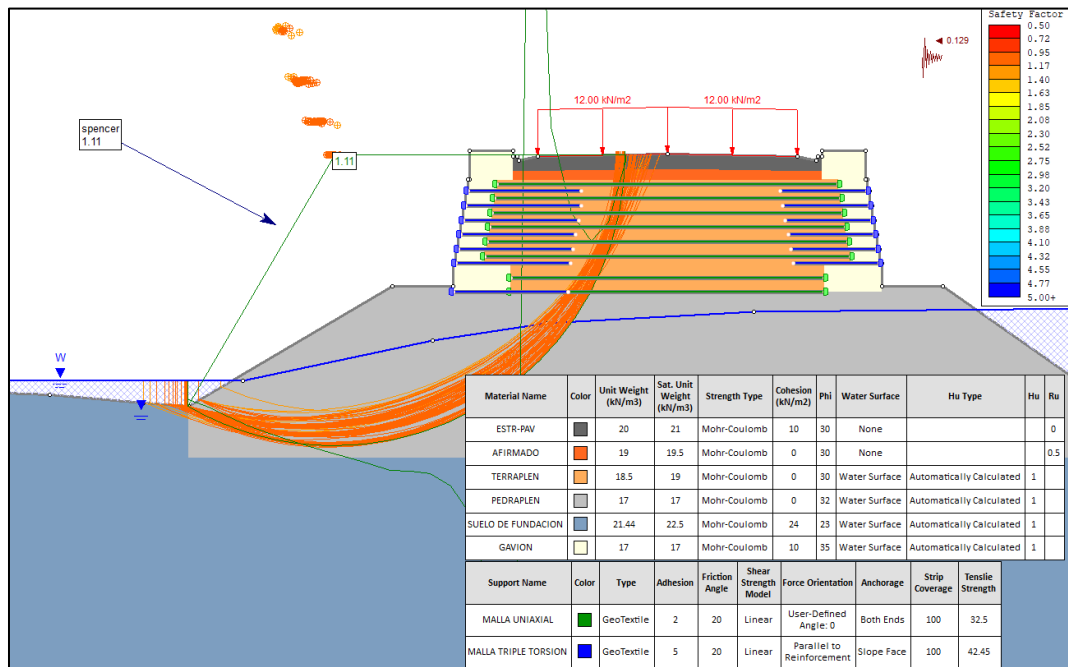


Imagen 76

Análisis de Estabilidad Global Para Escenario [5]



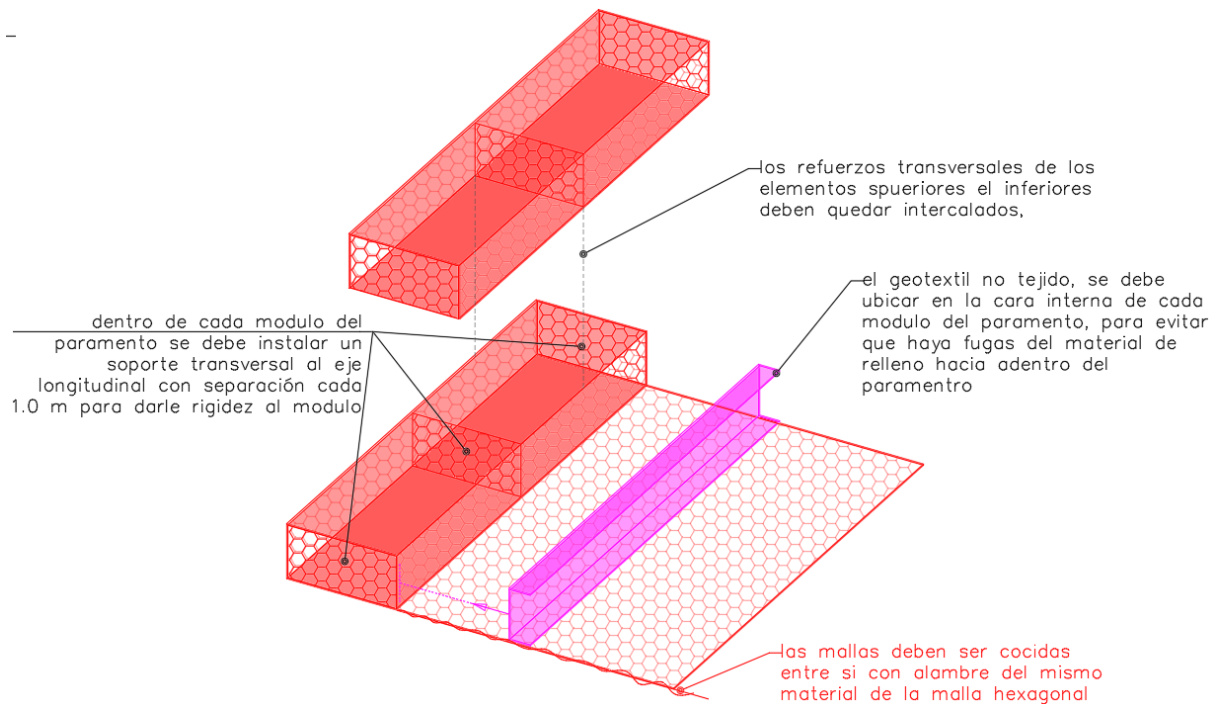
**Tabla 112***Resumen Factor de Seguridad Global del Sistema*

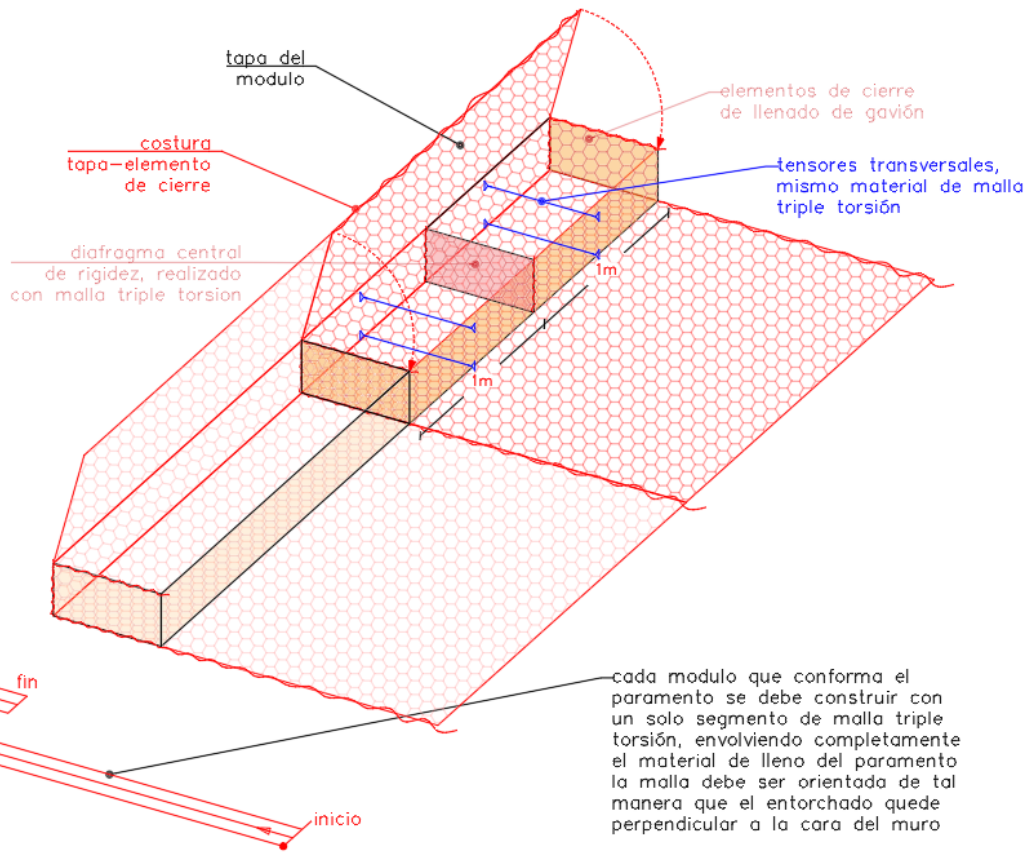
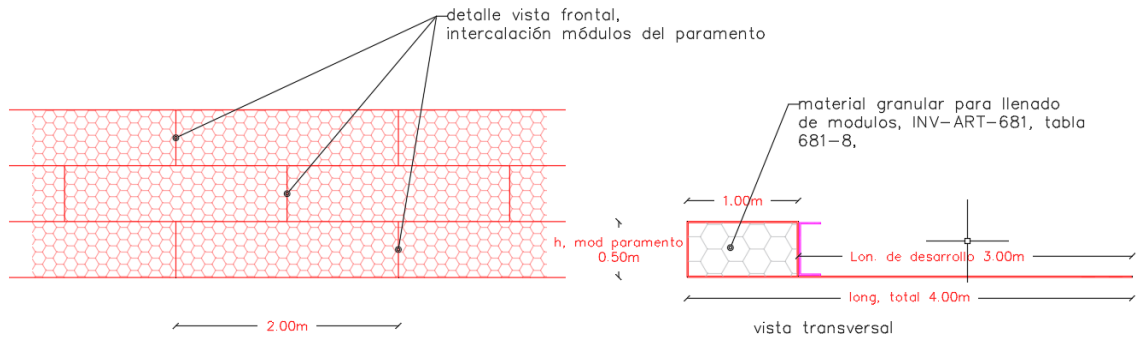
Escenario	F.S min	F.S [NSR-10]	Cumple
1	1.52	1.50	SI
2	1.41	1.30	SI
3	1.17	1.05	SI
4	1.12	1.05	SI
5	1.11	1.05 </td <td>SI</td>	SI

A continuación, se presentan los esquemas constructivos del sistema de confinamiento con muro en suelo reforzado con malla triple torsión, se recuerda que la malla debe contar con recubrimiento de PVC para la protección contra la corrosión.

**Imagen 77**

*detalles constructivos del sistema de confinamiento con muro en suelo reforzado por medio de malla triple torsión y paramento en gavión.*





Fuente: Elaboración propia

## 10. Conclusiones

El puente analizado se encuentra en la zona rural del municipio de Tibú, atravesando el río Nuevo presidente. Está situado en el punto PR 63+930 y está rodeado de una vegetación natural escasamente densa. El puente se ubica aproximadamente a 10 km del centro urbano de Tibú, en dirección al corregimiento de Campo Dos, y está a unos 2 km de la frontera binacional colombo-venezolana.

El río nuevo presidente presenta una forma meándrica, para el diseño del puente que se requiere considerar cuidadosamente la geometría y dinámica del curso del agua. Es esencial tener en cuenta las posibles inundaciones y la estabilidad del terreno circundante. Un diseño bien planificado permitirá la construcción de un puente funcional y duradero, asegurando una conexión segura a través de este tipo de drenaje.

La zona donde se encuentra el río Nuevo presidente presenta una alta amenaza de inundación debido a su sinuosidad y la posibilidad de fusionarse en las zonas de curvaturas pronunciadas durante fuertes lluvias, esta situación ya se ha reportado en temporadas invernales donde la lámina del río llega aproximadamente a la cota del puente. La estructura actual, afectada por socavaciones laterales, requiere atención debido al caudal controlado por el río en la temporada de lluvias.

El ambiente geológico del sector se caracteriza por la disposición de materiales transportados a lo largo del tiempo por la dinámica del río, niveles que alcanzan los 10.0 m de espesor y caracterizados por intercalaciones de materiales finos y granulares, este depósito de origen aluvial [Q2a1] se encuentra apoyado sobre un basamento terciario fracturado correlacionable con la formación guayabo [N<sub>1</sub>N<sub>2</sub>g] de esta unidad geológica se puede identificar

arcillolitas de tonalidad gris con diferentes grados de meteorización. La baja pendiente de la región y la corriente lenta ha contribuido a la acumulación de sedimentos granulares finos los cuales han sido confirmados por las diferentes exploraciones localizadas en la zona de estudio.

Para la implantación del puente se contó con la disposición de la lámina de inundación generada para diferentes tiempos de retorno [2.33, 5, 10, 50, 100 y 500 años], estudio realizado por la empresa consultora Planeación y Desarrollo Ltda., de este estudio se toma el tiempo de retorno de 100 años para dimensionar las obras tanto de estribos como los accesos del puente. Según el estudio hidrológico para el Q100 se espera una altura de socavación de 1.0 m.

La sectorización sísmica se realizó con base a lo dispuesto por el CCP-14 en la sección 3, definiendo un PGA de sitio igual a 0.45, para estimar el coeficiente sísmico horizontal de diseño se aplica la metodología de Kavazanjlan et al. (1997) donde se proporciona una relación simplificada y conservadora basada en el análisis de deslizamiento de Newmark.

La exploración realizada para el análisis geotécnico conto con la disposición de 11 sondeos mecánicos, localizados sobre el alineamiento proyectado y otros localizados en la parte del terraplén actual con profundidades que van desde 6.0 m hasta los 32.5 m, los de mayor profundidad fueron localizados donde se espera la implantación de los estribos, además de los sondeos mecánicos fueron localizadas dos líneas de refracción sísmica [LRS] y 2 sondeos eléctrico verticales [SEV] a cada lado del puente, y una tomografía eléctrica sobre el cauce para estimar la profundidad de cimentación de los elementos que actualmente soportan el puente.

En todos los sondeos realizados, se identificó superficialmente un depósito aluvial reciente fino Q2al(f) con una composición principalmente de arcillas y bajos a medios contenidos de arena (CL), con espesores que oscilan entre 3.0 m y 4.6 m. subyaciendo a este nivel, se encontraron materiales granulares pertenecientes al depósito aluvial reciente Q2al(g), compuesto por arenas de

grano medio y bajos contenidos de fracción fina, con espesores que van desde 4.0 m hasta 7.5 m. Estos depósitos de Q2al se apoyan sobre una capa meteorizada de la formación guayabo N1N2g, compuesta por arcillolitas de tonalidad gris y registrada hasta finalizar la exploración mecánica.

Las líneas de refracción sísmica LRS representan un ambiente geológico compuesto por un nivel superficial de depósito cuaternario gravo arenoso con espesores que van desde 5.8 m hasta 8.5m aproximadamente, a partir de esta profundidad se localiza el nivel meteorizado del basamento terciario arcillolitas de la formación guayabo N<sub>1</sub>N<sub>2</sub>g, este nivel meteorizado lo registra con espesores entre 5.0 m y 19.0 m siendo mayor hacia el lado de Tibú, de los SEV también se identifica el basamento meteorizado a partir de 7.8 m aproximadamente, aunque sus espesores varían poco con la exploración, si se pueden correlacionar con lo registrado por la exploración mecánica.

La visualización de los perfiles granulométricos revela la distribución del depósito aluvial Q2al en los sondeos correspondientes. Se destaca un nivel superficial compuesto principalmente por arcillas con bajos contenidos de arena y humedades que superan el límite plástico, indicando su susceptibilidad a deformaciones plásticas y su estado de saturación total. Se contrasta en esta unidad de manera clara la fracción fina que se apoya sobre un nivel granular totalmente friccionante.

La carta de plasticidad del depósito aluvial Q2al muestra una mayor concentración de fracciones finas en la zona de arcillas de baja plasticidad (CL), mientras que las arcillas de alta plasticidad están prácticamente ausentes. Además, los ensayos realizados en las muestras recuperadas de los sondeos A1 y T2 localizados en los puntos de proyección de los estribos del nuevo puente, permitieron determinar el grado de plasticidad baja de la matriz fina del nivel meteorizado del basamento compuesto por arcillolitas de la formación Guayabo N1N2g.

Debido a la complejidad de recuperar muestras de manera inalterada para nivel granular del depósito Q2al-g, se correlacionaron los registros del ensayo de SPT, corregidos para Colombia con el 45% de energía, se logró estimar por medio de un análisis estadístico un N de 21, un ángulo de fricción de  $30^\circ$  y un módulo elástico de  $83 \text{ kg/cm}^2$ .

Se logra realizar ensayo de corte directo para la caracterización geomecánicas de los diferentes materiales, definiendo para cada nivel los parámetros representativos de resistencia tenidos en cuenta para los diferentes análisis geotécnicos.

Se llevó a cabo la realización de ensayo de compresión inconfiada a especímenes recuperados en la exploración mecánica, con base a este ensayo aparte de estimarse la cohesión no drenada  $S_u$ , lo define un módulo elástico no confinado [Eu], el cual resulta ser muy bajo para el tipo de materiales ensayados, esto debido a la naturaleza del ensayo, aun así de las líneas de refracción sísmica también se logra estimar el módulo elástico dinámico [Ed], para los efectos de cálculos se tuvo en cuenta el Eu como un límite inferior y como límite superior se toma tan solo el 10% del módulo dinámico.

De las LRS se logra determinar el perfil de suelo, caracterizando un perfil tipo D para el lado de Astilleros, y un perfil tipo C para el lado de Tibú, con velocidad de onda  $V_s$  entre 332 y 562 m/s, caracterizados como suelos rígidos, suelos muy densos o roca blanda.






Debido a la existencia de niveles en su mayoría granulares, se evalúa el potencial de licuación para estos materiales, Según los resultados, se concluye que el estrato granular exhibe un grado de compacidad medio que no permite el desarrollo del fenómeno de licuación obteniendo factores de seguridad mayores a 1.0 para esta condición. Es importante destacar que este análisis

considera la saturación y la influencia de las cargas generadas por un sismo de magnitud 7.5, de acuerdo con la metodología utilizada.

Se evaluó el potencial de expansión de los materiales finos que conforman el terraplén actual dicho análisis realizado con base a las propiedades índice registra un potencial expansivo bajo, por lo que no se espera presiones de expansión altas sobre las diferentes estructuras.

De manera similar que se evalúa el nivel de depósito, se realiza la caracterización del macizo rocoso, teniendo como información lo registrado en las exploraciones más profundas, aunque el manto rocoso corresponde a arcillolitas un tipo de roca blanda presenta un grado de fracturamiento y por medio del  $RMR_{76}$  de Bieniawsky se logra obtener un RMR de 45 lo que clasifica como un tipo de roca aceptable, con resistencia a la compresión de 1.81 MPa, característica del tipo de roca blanda recobrada para el sector.

De acuerdo a la caracterización realizada para los materiales se presenta a continuación la parametrización de los materiales pertenecientes a cada nivel registrado.

unidad	material	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	C (kPa)	$\phi$ (°)	$q_u$ (kPa)	$S_u$ (kPa)	$E_s$ (kPa)	$E_d$ (kPa)	s	m
terraplén actual	 arcilla CL	21.44	24	23	383	192	-	-	-	-
Q2al-f	 arcilla CL con arena	21.08	22	23	148	74	2363	23400	-	-
Q2al-g	 Arena con arcilla SC	20.4	10	30	-	-	10700	53600	-	-
N1N2g (V)	 arcillolita meteorizada	23.3	45	26	462	231	27720	125100	-	-
N1N2g (IV)	 arcillolita fracturada	23.3	29	33	1814	907	68080	207700	9.00E-05	0.183

Para la implantación de los estribos se proyecta cimentación profunda, la cual debe atravesar por completo el nivel de depósito aluvial y apoyarse sobre el basamento de arcillolitas de la Formación Guayabo, para ello se dispone de dos alternativas donde se varía tanto el diámetro y el número de elementos, para finalmente estimar una profundidad adecuada para la transmisión de cargas del puente. Como primer alternativa se tiene una distribución de pilotes con diámetro de

0.50 m, distribuidos en una cuadrícula de 4x5 y como segunda alternativa se plantea una distribución de ejes perforados con diámetro de 1.20 m, distribuidos en una cuadrícula de 2x3.

La metodología usada para estimar la profundidad de cada elemento es la planteada por el CCP-14 [LRFD], donde se aplican factores de mayoración a la carga ( $\gamma_p$ ) y los factores de resistencia( $\phi_r$ ), los cuales varían según la metodología usada, de esta manera se estima la resistencia que tiene cada elemento tanto por punta como por fuste, posteriormente se evalúa la eficiencia de grupo verificando los asentamientos de cada una de las alternativas planteadas.

El estribo que se localiza en la margen del río del lado de Tibú, es analizado bajo metodologías para suelos cohesivos debido al grado de meteorización elevado que presenta la roca a lo largo del sondeo, por lo contrario, para el estribo del lado de Astilleros debido a que se registra de manera mas superficial el estrato de roca blanda fracturada se usan varias metodologías teniendo en cuenta el estrato rocoso como: escenario [A] – roca Ram-IV asumida como un suelo residual cohesivo, escenario [B] roca Ram-IV asumida como un geo material intermedio IGM, escenario [C] roca Ram-IV asumida como un macizo de roca blanda articulada, bajo estas tres metodologías es analizada la resistencia de ejes perforados para el lado de Astilleros en cada una de las alternativas planteadas.

De lo expuesto anteriormente se concluye que analizando la roca como un geo material intermedio IGM, se obtiene una menor resistencia en comparación con los otros dos escenarios, por lo que las longitudes necesarias para los elementos son más largas, obteniendo así ejes perforados con profundidad de 15 m para diámetros de 0.50 m y profundidad de 17 m para diámetros de 1.20 m, tal cual como se puede ver en la **Tabla 60**. Para el caso del estribo del lado de Tibú las profundidades estimadas son de 15 m para diámetros de 0.50 m y de 18 m para diámetro de 1.20 tal como se presenta en la **Tabla 61**. Los ejes perforados fueron chequeados para el estado

límite de resistencia I [ $R_R$ ] el que involucra las combinaciones básicas de carga relacionada con el uso vehicular normal, y para la condición de evento extremo I [ $R_{EE}$ ], que contempla la combinación de carga que incluye sismo.

No obstante, se verifico la eficiencia de grupo tenido como resultado concluyendo que cada pilote va a aportar el 77% de resistencia en el caso de diámetro de 0.50 m y del 84% en caso de pilas de 1.20 m, según lo anterior finalmente se estima la longitud real de cada eje perforado para el caso de diámetro de 0.50 m se obtiene una  $L_p$  de 22 m para el estribo de Astilleros y  $L_p$  de 19 m para el estribo de Tibú, en el caso de diámetro de 1.20 m las longitudes finales de eje perforado son de 26 m para el lado de Astilleros y de 21 m para el lado de Tibú.

Los asentamientos estimados para cada estribo dan como resultado una distorsión angular menor a 0.008 rad lo cual cumple de acuerdo con lo estipulado por el CCP-14 para puentes de luces simples.

Para el terraplén de acceso la capacidad portante se analiza para los materiales correspondientes al nivel de depósito aluvial fino Q2al-f caracterizados principalmente como suelos con intercalaciones de arcillas y arenas arcillosas, por lo que las metodologías o criterios se ajustan a lo propuesto por Mohr Coulomb.

Se evalúa la capacidad portante mediante diferentes metodologías [Terzaghi, Meyerhof, Vesic y Hansen] obteniendo como capacidad portante admisible un promedio de las metodologías usadas, se aprecia que para la presión de contacto estimada de 214.25 kPa, a partir de 0.60 m se encuentra capacidad adecuada del terreno para soportar la carga máxima del terraplén, aun así, se toma como nivel de desplante mínimo ( $D_f$ ) a 1.20 m.

Para los asentamientos del terraplén de acceso se verifica bajo dos condiciones la primera definida como condición de limite inferior, donde se usan coeficientes elásticos obtenidos de

ensayos de compresión inconfiada [Eu], y como condición de límite superior coeficientes elásticos estimados a partir de las líneas de refracción sísmica [Ed] donde solo se toma el 10% del módulo dinámico, bajo estas dos condiciones se analiza los asentamientos reflejando la gran diferencia, para el caso de usar parámetros Eu los asentamientos superan por el doble a los estimados con parámetros de límite superior Ed, se entiende que los asentamientos de límite inferior son muy altos debido a la naturaleza del ensayo de compresión inconfiada, donde el módulo elástico es bastante subestimado caso contrario del módulo dinámico obtenido de las LRS, aun así los asentamientos que se obtienen a partir de Ed están siendo afectados pues solo se toma un porcentaje de lo registrado por las líneas sísmicas.

El terraplén de acceso está compuesto por dos módulos, el primero que es conformado por un pedraplén cuya altura de corona se establece sobre la línea de inundación para el tiempo de retorno Q100, y el segundo modulo apoyado sobre la corona del pedraplén y conformado por un muro de suelo mecánicamente reforzado, la finalidad aparte de reducir la proyección de los taludes del terraplén si estos fueran conformados en su totalidad por pedraplén, también es garantizar que en tiempos de inundación el terraplén no se vea afectado por la saturación generada por la lámina del rio.

Para la conformación del muro mecánicamente reforzado se propone de un sistema donde el paramento está conformado por módulos de gavión con altura de 0.50 m, de los cuales sobresale el refuerzo transversal en malla de triple torsión, esta malla debe contar con recubrimiento para la proteger ante la corrosión, se quiere dar una opción diferente al uso de geotextiles, pues como se sabe las capas del muro con geotextil suelen deformarse dando una apariencia de asentamientos lo cual no jugaría con la estética de la estructura, la idea es que el MMR además de confinar el módulo superior del terraplén de acceso juegue con la estética de la estructura propuesta para el puente.

## 11. Bibliografía

- Ávila Álvarez, G. E. ., Cubillos Peña, C. E. ., Granados Becerra, A. E. ., Medina Bello, E., Rodríguez Castiblanco, Édgar A., Rodríguez Pineda, C. E., & Ruiz Peña, G. L. (Eds.). (2016). *Guía metodológica para estudios de amenaza, vulnerabilidad y riesgo por movimientos en masa. Libros del Servicio Geológico Colombiano*. Obtenido de <https://libros.sgc.gov.co/index.php/editorial/catalog/book/32>
- Braja M Das. (2011). *Fundamentos de ingeniería de cimentaciones. Séptima edición. ISBN: 987-607-481-747-8*. México: Cengage Learning Editores, S.A. de C.V.
- González, Á. (1999). *X Jornadas Geotecnicas de la Ingenieria Colombiana. Estimativos de Parámetros Efectivos de Resistencia con el SPT*. Obtenido de <https://www.scg.org.co/wp-content/uploads/ESTIMATIVOS-DE-PARAMETROS-DE-RESISTENCIA-CON-SPT.pdf>
- Invias. (2013). *Normas y Especificaciones Técnicas*. Obtenido de <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/especificaciones-tecnicas>
- Invias. (2015). *Sección 3. Norma Colombia de Diseño de Puentes – LRDF-CCP-14*. Obtenido de <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/3709-norma-colombiana-de-diseno-de-puentes-ccp14>
- Invias. (2015). *Sección\_II. Norma Colombia de Diseño de Puentes – LRDF-CCP-14*. Obtenido de <https://www.invias.gov.co/index.php/archivo-y-documentos/documentos-tecnicos/3709-norma-colombiana-de-diseno-de-puentes-ccp14>

- Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). (2010). *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Título H. Estudios Geotécnicos*. Obtenido de <https://www.unisdr.org/campaign/resilientcities/uploads/city/attachments/3871-10684.pdf>
- Morales Monroy, R. (s.f.). *Muros, Taludes y Terraplenes de Suelo Reforzado: Control de Erosión*. México: Monitech S.A. de C.V.
- O' Neill, M. W., & Reese, L. C. (1999). *Drilled shafts construction procedure and design methods*. Office Of Infrastructure.
- Pérez Carballo, P. (2010). *Implementación informática para el cálculo de pilotes de hormigón “in situ” según el código técnico de la edificación*. Sevilla: Escuela Superior de Ingenieros de Sevilla.
- Rocscience. (s.f.). *SLIDE (V6.005)*. Obtenido de <https://www.rocscience.com/software>