citoN° INFORME	**1**	**FECHA INFORME:**	21/OCTUBRE/2022
TIPO DE INFORME GEOTÉCNICO:		PUENTE VEHICULAR	
PROYECTO:	**CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.**		
CLIENTE:	**CLIENTE:**	CONSORCIO PUENTES DE CÓRDOBA	
	DIRECCIÓN:	TIERRALTA, CÓRDOBA	

CONTROL DE CAMBIOS

VERSIÓN	MOTIVO DEL CAMBIO	OBSERVACIONES	FECHA DEL CAMBIO



Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS 4

INDICE DE TABLAS 5

1. INTRODUCCIÓN 8

2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO 9

3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO. 10

3.1. Localización 10
3.2. Geología 10
3.2.1 Geología Regional 11
3.2.2 Geología Estructural 12
3.3. Geología Puntual del Proyecto 13
3.3.1 Depósitos Aluviales 13
3.3.2 Depósitos Activos 15
3.4. Geomorfología 17
3.4.1 Geomorfología Regional 17
3.4.2 Geomorfología del Proyecto 17
3.4.3 Análisis de elevación 17
3.4.4 Análisis de pendientes 18
3.5. Geoformas 20
3.5.1 Geoformas de origen fluvial 20
3.6. Amenaza Sísmica 22

4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 25

5. TRABAJO DE CAMPO, EXPLORACIÓN Y ENSAYOS DE LABORATORIO 26

6. RESULTADOS OBTENIDOS 29

7. SOCAVACIÓN E INFROMACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA 35

8. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUELO 38

8.1 Potencial de Expansión 38
8.2 Análisis de Licuación 46

9. MANEJO DE AGUAS 52

10. PARÁMETROS SÍSMICOS 53

11. FORMULACIÓN PARA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO 55

11.1. Módulo de deformación de los suelos 56
11.2. Resistencia al corte no drenada 59
11.3. Parámetros de Compresibilidad 65
11.4. Parámetros de resistencia a partir del SPT 67
11.5. Estimación de parámetros de diseño 73

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

12. DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES DEL PUENTE VEHÍCULAR ____ 75
12.1. Cimentación Profunda ____ 75
12.1.1. Formulación Adoptada ____ 77
12.1.2. Aporte por Fricción en el Fuste ____ 77
12.1.3. Aporte por Punta ____ 78
12.1.4. Tracción Admisible ____ 79
12.1.5. Módulos de Reacción ____ 80
12.1.6. Asentamientos Elásticos ____ 80
12.1.7. Asentamientos por Consolidación ____ 81
12.1.8. Capacidad de carga lateral en pilotes ____ 83
12.2. Capacidad de Carga Axial ____ 91
12.3. Capacidad de Carga por Tracción ____ 95
12.4. Capacidad de carga lateral ____ 104
12.5. Módulos de Reacción ____ 106
12.6. Asentamientos Elásticos ____ 109
12.7. Asentamientos Por Consolidación ____ 109
12.8. Eficiencia de Grupo de Pilotes ____ 111
12.9. Empujes de los rellenos ____ 120
12.10. Recomendaciones generales para la escogencia del número y longitud de pilotes ____ 123

13. DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LA RIBERA Y EL FONDO DEL CAUCE. ____ 125
13.1. Criterios de tensión de arrastre ____ 126

14. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN TIPO GAVIONES 133
14.1. Diseño Gaviones ____ 133
14.2. Cálculo de la Capacidad Portante- Gaviones ____ 134

15. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO ____ 137
15.1. Procedimiento constructivo general ____ 137
15.2. Recomendaciones de Instrumentación ____ 138

16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ____ 140
16.1. Campaña de exploración y resultado de ensayos ____ 140
16.2. Curvas de Transferencia-Cimentación Profunda ____ 141
16.3. Empujes Actuantes ____ 143
16.4 Análisis de las estructuras de contención en el sitio de estudio ____ 144
16.5. Recomendaciones Generales ____ 147

17. REFERENCIAS ____ 149

18. LIMITACIONES ____ 151

ANEXOS ____ 152

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Imagen satelital de ubicación estudio. 10
Figura 2. Mapa geológico regional áreas de estudio municipio Tierralta. 12
Figura 3. Perfil geológico del área de estudio. 13
Figura 4. Depósitos activos del cauce de la Quebrada Severinera. 15
Figura 5. Mapa Geológico Local del área de estudio. 16
Figura 6. Mapa de elevación. 18
Figura 7. Mapa de Pendientes 19
Figura 8. Mapa Geomorfológico local del área de estudio. 21
Figura 9. Reporte de actividad sísmica reciente. 22
Figura 10. Reporte de sismos desde 1993 hasta 2018. 23
Figura 11. Mapa de Amenaza Sísmica 24
Figura 12. Localización de las perforaciones (Sondeos) en la zona del proyecto. 27
Figura 13. Exploración en campo y extracciones de muestras. 28
Figura 14. Resumen resultados de ensayos de laboratorio - Sondeos (Contenido de agua, % pasa tamiz N°4 y % pasa tamiz N°200). 33
Figura 15. Resumen resultados de ensayos de laboratorio - Sondeos (Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plasticidad). 34
Figura 16. Humedad de equilibrio, Wequi Vs Humedad natural, Wn- Sondeos. 45
Figura 17 Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo de elasticidad no drenado 56
Figura 18. Correlación entre el N del SPT y qu 60
Figura 19. Relación entre la resistencia al corte no drenada (Su) y el Índice de Liquidez 60
Figura 20. Relación entre el ángulo de fricción y el Índice de Plasticidad de suelos cohesivos (U. S. Army Corp of Engineers) 62
Figura 21. Variación del ángulo de fricción efectivo pico y residual a partir del contenido de finos (CF) y el IP. (Skempton, 1985. Anteriormente Lupini, Skinner y Vaughan, 1981) 62
Figura 22. Variación del ángulo de fricción efectivo residual a partir del contenido de finos (CF) (Skempton, 1985) 63
Figura 23. Correlación empírica entre el límite líquido y el ángulo de fricción residual efectivo (Mesri y Cepeda-Díaz, 1986) 63
Figura 24. Correlación entre el ángulo de fricción residual efectivo y el límite líquido. Stark y Eid (1994) 64
Figura 25. Correlación de la diferencia entre el ángulo de fricción pico y residual a partir del límite líquido. Stark y Eid (1997) 64
Figura 26. Relación Su/σ'p de Mesri (1975) 67
Figura 27 N corregido contra profundidad. 71
Figura. 28 Ángulos de fricción obtenidos a partir del SPT. 72
Figura. 29 Ángulos de fricción a partir de la metodología de González (1999) 73
Figura 30. Factores de Capacidad Portante para Cimentaciones profundas. 79

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Figura 31. Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes. Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das. 82
Figura 32. Mecanismos de falla en pilotes bajo carga lateral. (Salamanca Medina, 2017) 87
Figura 33. Ábacos para determinar la capacidad última lateral de un pilote individual para suelos cohesivos (Salamanca Medina, 2017) 88
Figura 34. Ábacos para determinar la capacidad última lateral de un pilote individual para suelos granulares (Salamanca Medina, 2017) 89
Figura 35. Ábacos para determinar la deflexión del pilote (Salamanca Medina, 2017) 90
Figura 36. Resumen capacidad de carga axial en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE) 92
Figura 37. Resumen capacidad de carga axial en estado límite de resistencia (LR) 94
Figura 38. Resumen capacidad de carga por tracción en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE) 96
Figura 39. Resumen capacidad de carga por tracción en estado límite de resistencia (LR) 98
Figura 40. Módulo de reacción vertical y horizontal (kv-Kh). 108
Figura 41. Asentamientos Elásticos. 109
Figura 42. Esfuerzos actuantes en condición estática 121
Figura 43. Esfuerzos actuantes en condición pseudo-estática. 122
Figura 44. Esquema general de los pilotes propuestos por estribo 124
Figura 45. Fuerzas intervinientes en una partículas de sedimento 126
Figura 46. Fuerzas actuantes en una partícula de sedimento 127
Figura 47. Protección propuesta para la rivera y fondo del cauce 131
Figura 48. Esquema general de puente 132
Figura 49. Diseño general para la estructura de contención con gaviones para 4.0m de altura-Gavión 134
Figura 50. Capacidad portante y asentamiento para la estructura de contención tipo gavión-Gavión 135
Figura 51. Esquema general implantación del muro en gaviones y relleno. 136
Figura 52. Esfuerzos actuantes en condición estática 143
Figura 53. Esfuerzos actuantes en condición pseudo-estática 144
Figura 54. Protección propuesta para la rivera y fondo del cauce. 147

INDICE DE TABLAS

Tabla 1. Columnas estratigráficas del área puntual de la zona de estudio, construidas a partir dos sondeos realizados hasta 30 m de profundidad. 14
Tabla 2. Rangos de pendientes en porcentaje 19
Tabla 3. Coordenadas geográficas de las exploraciones. 26
Tabla 4. Programa de exploración y ensayos. 26

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 5. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio-Sondeos. 30
Tabla 6. Valores socavación según el informe hidráulico. 35
Tabla 7. Clasificación suelos expansivos. Fuente: NSR-10, Capítulo H.9 Tabla H.9.1. 38
Tabla 8. Resultados de límites de Atterberg e IP de materiales con potencial expansivo-Sondeos. 39
Tabla 9. Resultados Análisis de Licuación. 48
Tabla 10. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10 Tabla 2.4-1. 53
Tabla 11. Valores de Aa, Fa, Av y Fv. 54
Tabla 12. Análisis en condición seudo estática 54
Tabla 13 Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos a partir del ensayo SPT y a la resistencia al corte no drenada 57
Tabla 14 Intervalos de valores del módulo de elasticidad Es para diferentes tipos de suelos 58
Tabla 15. Rangos típicos del módulo de elasticidad y relación de Poisson para distintos suelos. 58
Tabla 16. Constantes elásticas de algunos suelos 59
Tabla 17 Parámetros Geotécnicos normalizados de suelos arenosos 61
Tabla 18 Parámetros Geotécnicos normalizados de sedimentos arcillosos 65
Tabla 19. Ecuaciones de correlación del índice de compresibilidad (Cc) en suelos (Bowles 1997). 65
Tabla 20. Propuestas para el factor de corrección por confinamiento. 68
Tabla 21 Propuestas para el cálculo del ángulo de fricción equivalente. 69
Tabla 22. Tabla de pendientes y ángulos de fricción por sondeos. 73
Tabla 23. Parámetros para el análisis geotécnico-Resistencia y Compresibilidad. 74
Tabla 24. Factores de resistencia para cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia. 76
Tabla 25. Factores de resistencia geotécnica a pilotes perforados en el estado límite de resistencia. 76
Tabla 26. Valor de la eficiencia del gripo de pilotes en función del espaciamiento 91
Tabla 27. Resumen capacidad de carga axial en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE) 93
Tabla 28. Resumen capacidad de carga axial en estado límite de resistencia (LR) 95
Tabla 29. Resumen capacidad de carga axial en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE) 97
Tabla 30. Resumen capacidad de carga axial en estado límite de resistencia (LR) 99
Tabla 31. Resumen de la capacidad de carga por punta y fricción para el pilote de diámetro de 1.0m 100

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 32. Resumen de la capacidad de carga por punta y fricción para el pilote de diámetro de 1.10m 102
Tabla 33. Resumen de la capacidad de carga lateral 104
Tabla 34. Resumen valores de módulo de reacción horizontal y vertical 106
Tabla 35. Asentamientos por consolidación para los pilotes 110
Tabla 36. Cálculo de la eficiencia de grupo de pilotes 111
Tabla 37. Resumen de eficiencia del grupo de pilotes para diferentes arreglos 114
Tabla 38. Resumen capacidad de carga grupal-LR. 116
Tabla 39. Resumen capacidad de carga grupal-CS. 118
Tabla 40. Resumen de las cargas a nivel de cimentación. 123
Tabla 41. Esfuerzo cortante critica, τc, para distintas materiales 127
Tabla 42. Propiedades aproximadas de los sedimentos de acuerdo con el tamaño (Julien P. Y., 2002 128
Tabla 43. Clasificación de partículas de acuerdo con su tamaño (Julien P. Y., 2002) 129
Tabla 44. Velocidad limite en metros por segundo 129
Tabla 45. Velocidad critica de arrastre (m/seg) 130
Tabla 46. Valores de entrada y cálculo de esfuerzos o tensiones de arrastre 130
Tabla 47. Resumen zona de intervención 134
Tabla 48. Parámetros del material de fundación para el cálculo de la cimentación de la estructura de contención-Gaviones 135
Tabla 49. Resumen zonas de intervención 145

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

1. INTRODUCCIÓN

Cualquier proyecto de construcción debe involucrar como parte de los estudios y diseños necesarios para llevarlo a feliz término un estudio de mecánica de suelos. La importancia de este estudio radica en el hecho de que todas las estructuras están soportadas por la masa de suelo y por lo tanto se hace necesario conocer las propiedades y características mecánicas de los elementos que lo constituyen.

En este documento se presentan los resultados del estudio de suelos y cimentaciones para la **CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.** El documento contiene la localización y generalidades del proyecto, las condiciones geológicas, y las condiciones de respuesta sísmica esperadas en la zona.

Así mismo, se presenta el análisis del potencial de expansión y licuación de los sondeos, parámetros geotécnicos y correlaciones, parámetros sísmicos, los cálculos de curvas de transferencia para cimentaciones profundas, asentamientos (elásticos y por consolidación), módulo de reacción y empujes y esfuerzos actuantes para una estructura tipo puente basados en los resultados de las labores de exploración geotécnica y resultados de las actividades de laboratorio según lo establecido en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO

- Presentar los resultados del estudio de suelos correspondiente a la **CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA**; con el fin de que las diferentes especialidades involucradas en el proyecto apliquen la información sobre las características físico-mecánicas del subsuelo, las recomendaciones de contención y análisis de la cimentación de la estructura tipo puente.

- El propósito del informe es realizar una investigación en campo y en laboratorio de las características físicas y mecánicas de los diferentes estratos de suelo encontrados en los sondeos con el fin de determinar la competencia mecánica de los mismos.

- Realizar clasificaciones de suelos y obtener los parámetros de resistencias respectivos para el cálculo de las curvas de transferencia para la cimentación profunda proyectada.

- Observar los niveles de aguas freáticas o aguas de infiltración, para de esta manera tenerlos en cuenta y plantear las alternativas del manejo de estas para controlar problemas de carácter constructivo y de capacidad de soporte.

- Evaluar la susceptibilidad a la expansión de los suelos encontrados en los sondeos, con el fin de sugerir si es el caso las recomendaciones necesarias con el fin de controlar los posibles efectos de la expansividad.

- Hacer recomendaciones del proceso constructivo tales como excavaciones y manejo de aguas freáticas.

- Evaluar el potencial a la licuación de estratos arenosos que se puedan encontrar en el sitio.

- Evaluar la posibilidad de que se presenten suelos expansibles en el sitio objeto de estudio.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

3. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO.

3.1. Localización

A continuación, se muestra una imagen satelital de la ubicación general del proyecto:



Figura 1. Imagen satelital de ubicación estudio[1].

3.2. Geología

Para entender y exponer el contexto geológico del área de estudio en el municipio de Tierralta departamento de Córdoba, el siguiente informe se realizó con una metodología de búsqueda de información secundaria de fuentes oficiales.

[1] Imagen obtenida mediante GOOGLE EARTH (Nota: Las imágenes de Google EARTH no son en tiempo real)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Para la búsqueda de los documentos con información geológica confiable y oficial, se remitió a las plataformas en línea del Servicio Geológico Colombiano (SGC); Geo-portal y el Motor de Integración de Información Geocientífica (MIIG).

Posteriormente la información adquirida se analizó, interpretó y consolidó. Como resultados de obtuvo; el contexto geológico, identificación de estructuras y mapas temáticos.

3.2.1 Geología Regional

Para el desarrollo de este estudio se tuvo en cuenta la información consultada en la Plancha 71 Planeta Rica del Servicio Geológico Colombiano (figura 2). La información oficial sugiere la presencia de dos litologías diferentes; la primera son rocas de la Formación Chengue y Depósitos Aluviales.

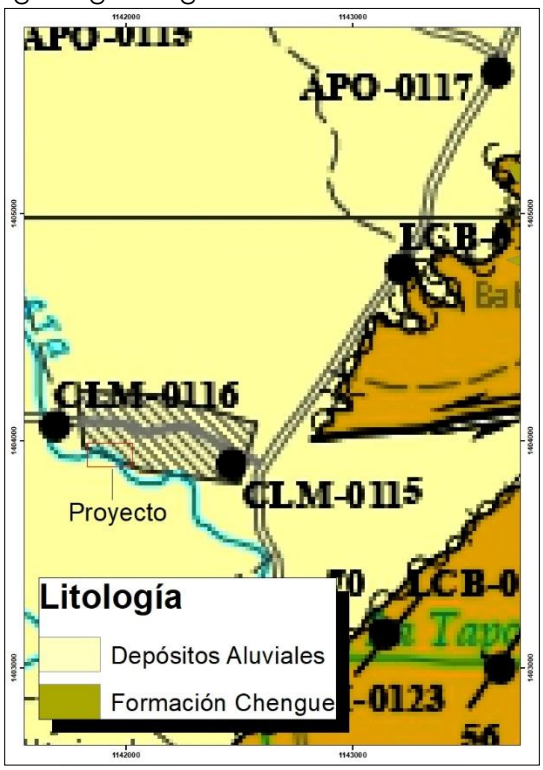
La Formación Chengue distribuida en una faja irregular de tendencia noreste. Se reconoce en contacto fallado (falla inversa) con la Formación San Cayetano afectado por fallas con tendencia este-oeste con un desplazamiento sinextra -Corregimiento Severinera- (Figura 2).

De acuerdo a Guzmán et al., (2004) la Formación Chengue está constituida por una serie de calizas bioesparíticas algáceas y lodolitas calcáreas (margas) con laminación plano paralelas y contenido de microfauna.
La litología de la unidad se determina en la base por presentar conjuntos de arenitas, conglomerados, litoarenitas, cuarzoarenitas finas arenitas conglomeráticas, intercaladas con lodolitas grises; hacia la parte superior predominan cuarzoarenitas, litoarenitas micáceas intercaladas con lodolitas.

Los principales afloramientos se han observado al costado oriental de la carretera que comunica al corregimento de Severinera con el Caserío Arroyón, a lo largo del camino que comunica los corregimientos Arenoso y Severinera. En estos sectores afloran capas delgadas y medias tabulares, plano paralelas de sublitoarenitas y litoarenitas de grano medio medianamente seelcionadas.
Los Depósitos Aluviales están conformados por sedimentos no consolidados dispuestos en capas intercaladas en una topografía plana. Se trata de depósitos de poco espesor con una máxima extensión al norte de la plancha en cercanías a la Ciénaga Bentací. Los depósitos se describen como dos horizontes de sedimentos no consolidados a la base corresponde a arcillas de color gris, con moderado contenido de materia orgánica, muy húmedas y al techo materia orgánica.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Figura 2. Mapa geológico regional áreas de estudio municipio Tierralta.



Fuente: SGC, 2019.

3.2.2 Geología Estructural

Basados en la información oficial del SGC, en la figura 3 se presenta el perfil geológico estructural del área de estudio y presenta una prolongación en profundidad de dos kilómetros de profundidad.

El perfil sugiere que la complejidad tectónica que se evidencia en la zona de estudio se limita al sector oriental, las capas de la Formación Chengue se encuentran limitados por la Falla Mantagordal que tiene un buzamiento hacia el oriente.

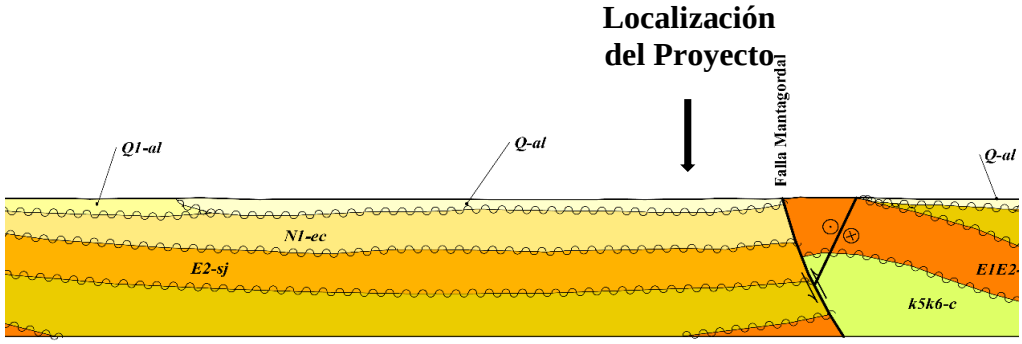
En el sector occidental se localiza la zona puntual del proyecto, en este sector las capas que conforman el subsuelo presentan un régimen tectónico menos complejo, la información sugiere que los Depósitos Aluviales -unidad donde estarán los cimientos del puente- presentan una amplia prolongación horizontal descansando sobre la Formación Cerrito y esta a su vez sobre la Formación Chenche. En general se observa que la geometría de las capas por debajo de la

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

zona de estudio, presenta capas horizontales de depósitos y rocas sedimentarias de amplia prolongación y poca deformación.

Los depósitos aluviales en el área de estudio presentan poco espesor y amplia extensión, esta condición descarta un posible evento del fenómeno de la licuefacción, ya que este proceso requiere de cuencas angostas y con amplios espesores de depósitos poco consolidados para generar movimientos súbitos del terreno.

Figura 3. Perfil geológico del área de estudio.



Fuente: SGC, 2019

3.3. Geología Puntual del Proyecto

La información puntual del proyecto se realizó a partir de la información adquirida a través de sondeos y observaciones de campo.

3.3.1 Depósitos Aluviales

Sobre esta unidad geológica van los cimientos del puente, a partir de los sondeos 1 y 2 realizados a ambos lados del cauce de la Quebrada Severinera se construyó la columna estratigráfica puntual de esta unidad geológica.

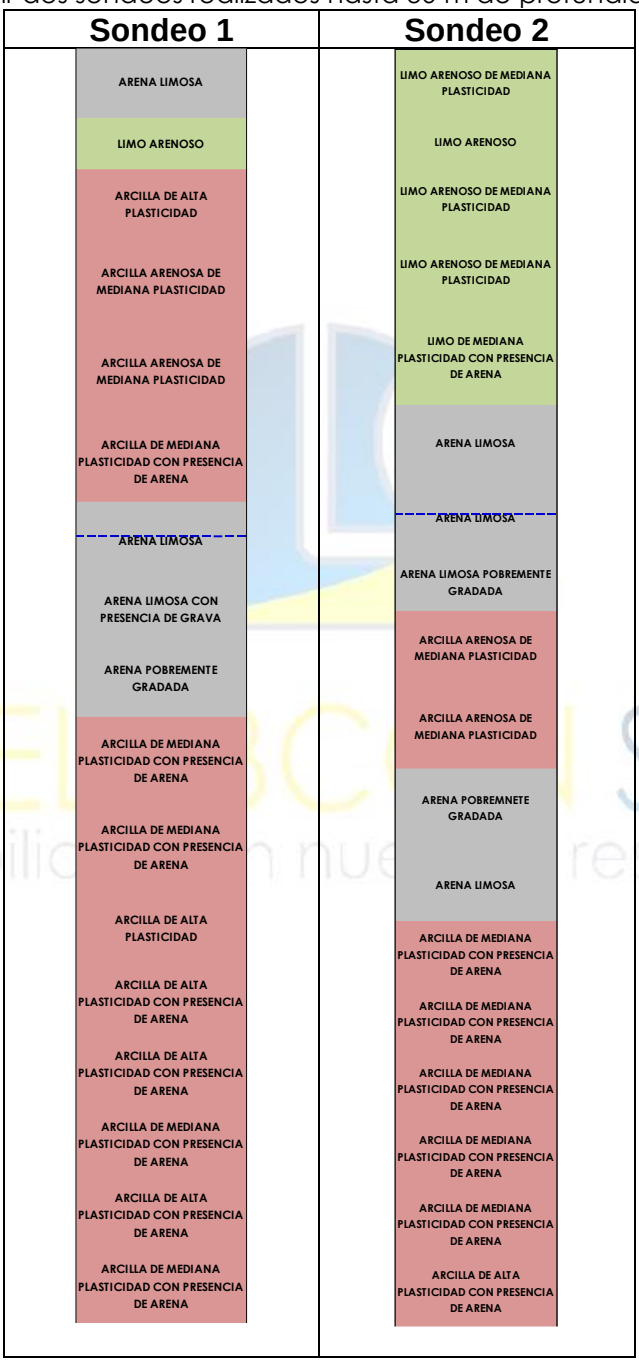
Hacia la base del Sondeo 1 aflora una capa de Arcilla acompañada con sedimentos tamaño Arena, seguido de una capa de Arenas con Gravas, y hacia el techo varía de Arcilla a Limo Arenoso.

El Sondeo 2 también presenta una capa de Arcilla con Arena en la base, seguido en la parte central con dos capas de Sedimentos Arenosos con Gravas y hacia el techo predominan las capas de Limos con sedimentos tamaño Arena (Tabla 1).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

En la figura 5 se presenta el mapa geológico Local de área de estudio, construido a partir de la información levantada e imágenes de satélite

Tabla 1. Columnas estratigráficas del área puntual de la zona de estudio, construidas a partir dos sondeos realizados hasta 30 m de profundidad.



Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

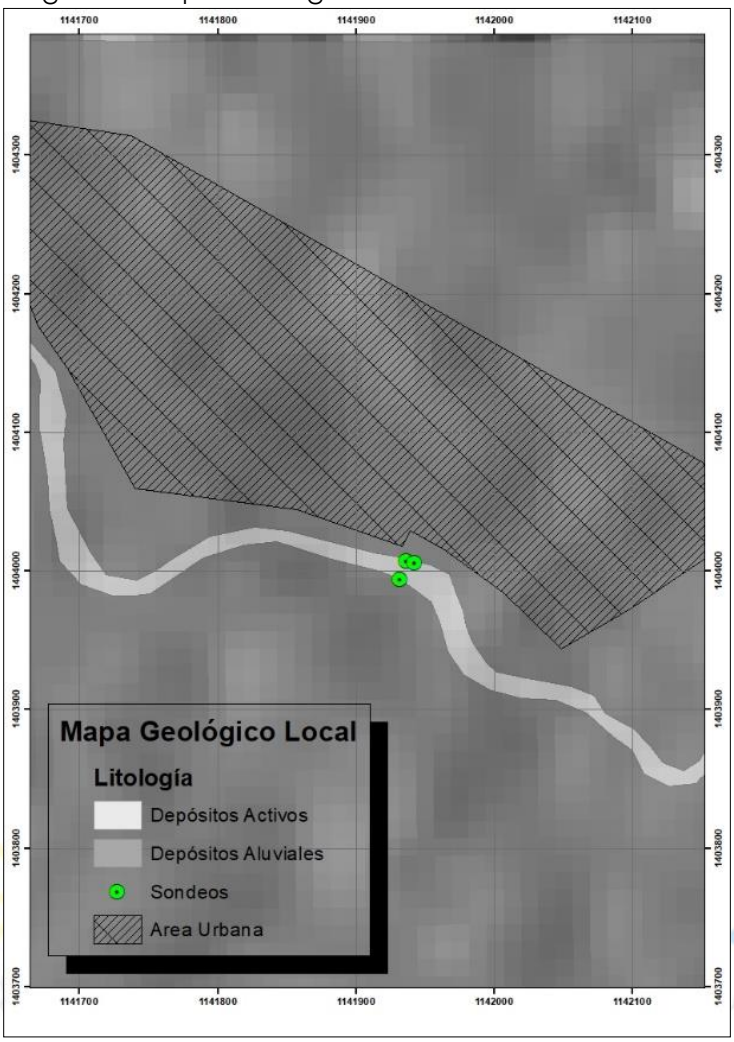
3.3.2 Depósitos Activos

Estos depósitos se componen de sedimentos tamaño limo y arena que son transportando por tracción, saltación y floración por el cauce aluvial de la quebrada. En la figura 4 se observa un banco de arena con limo en el área puntual del proyecto, los sedimentos se componen principalmente de cuarzo y fragmentos de rocas sedimentarias.

Figura 4. Depósitos activos del cauce de la Quebrada Severinera.



Figura 5. Mapa Geológico Local del área de estudio.



Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

3.4. Geomorfología

Para entender y exponer el contexto geomorfológico del área del proyecto, se realizó una metodología de búsqueda y generación de información secundaria y primaria respectivamente.

Para la búsqueda de los documentos con información geomorfológica confiable y oficial, se remitió al Motor de Integración de Información Geocientífica (MIIG) y se emplearon imágenes de sensores remotos de la zona.

Posteriormente la información adquirida y levantada en campo se analizó, interpretó y. Como resultados de obtuvo; el contexto geomorfológico regional y local, clasificación de geoformas, identificación de estructuras y digitalización mapas geológicos.

3.4.1 Geomorfología Regional

La geomorfología regional del área de estudio se definió a partir de la información consultada en la memoria geomorfológica de la plancha 71 Planeta Rica.
En general en el área de estudio predominan geoformas de planicies definido como conjunto de porciones de terreno extensas, no confinadas, con morfología plana a ondulada, con alturas relativas que varían entre cinco y diez metros y pendientes bajas que se encuentran entre 5° y 10°. Caracterizadas por presentar sistemas fluviales complejos, donde son frecuentes las difluencias de las corrientes.

3.4.2 Geomorfología del Proyecto

Para definir las unidades geomorfológicas del área de estudio se realizó un análisis morfométrico a partir del Modelo de Elevación Digital de la NASA con resolución de 12,5 m, adquirido a través de la plataforma de ALOS PALSAR. Empleando herramientas SIG, se generó información de alturas del terreno (figura 6) y análisis de pendientes (figura 7) que permitieron identificar patrones opográficos y de esta forma generar el mapa de geoformas del tramo de la vía en estudio.

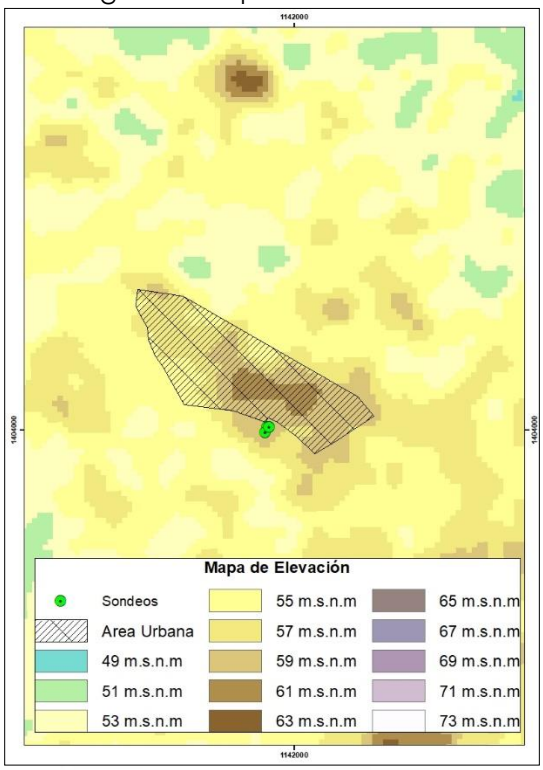
3.4.3 Análisis de elevación

A partir del Modelo de Elevación Digital (DEM), se realizó una clasificación de cotas en el terreno para identificar patrones que permitan la definición y delimitación de las geoformas sobre el área del proyecto.

El proyecto se encuentra sobre un terreno con elevación entre los 57 y 59 m.s.n.m, en general la zona de estudio presenta patrones de cotas que sugieren geoformas planas.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Figura 6. Mapa de elevación.

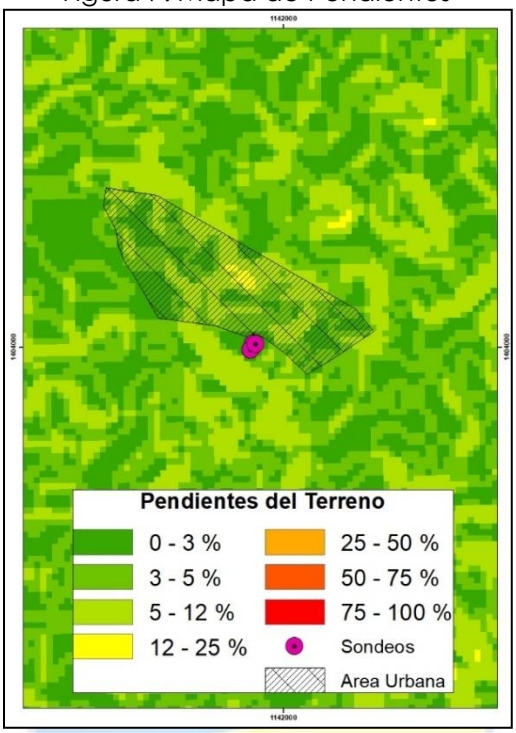


3.4.4 Análisis de pendientes

A partir del Modelo de Elevación Digital (DEM) se obtuvo un mapa de pendientes, donde se puede ver claramente que sobre el terreno predominan pendientes que van desde el 0 a 12 %, que indica una zona que tiende ser levemente ondulada a plana.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Figura 7. Mapa de Pendientes



Según la clasificación de la Tabla 2 la superficie de la zona de estudio se encuentra a nivel hasta fuertemente inclinada, las pendientes fuertemente inclinadas se podrían relacionar a cauces aluviales o vías.

Tabla 2. Rangos de pendientes en porcentaje.

Rango (%)	Interpretación
0 – 3	A nivel
3 – 5	Ligeramente inclinadas
5 – 12	Moderadamente inclinadas
12 – 25	Fuertemente inclinadas
25 – 50	Ligeramente empinadas o ligeramente escarpadas
50 – 75	Moderadamente empinadas o moderadamente escarpada
75 – 100	Fuertemente escarpada o fuertemente empinada

Fuente: POMCA río Garagoa, 2017.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

3.5. Geoformas

En el área puntual del proyecto predomina un ambiente sedimentario fluvial que da origen a las diferentes geoformas que dominan el terreno.

3.5.1 Geoformas de origen fluvial

Incluye las geoformas que se origina por procesos de erosión de los ríos y por la acumulación o sedimentación de materiales en las áreas aledañas a dichas corrientes, tanto en épocas de grandes avenidas e inundación, como en la dinámica normal de las corrientes durante la época seca. De esta manera, es posible encontrar unidades aledañas a ríos, quebradas y en el fondo de los cauces, cuyos depósitos son transportados y acumulados cuando estas pierden su capacidad de arrastre.

- **Llanura Aluvial**

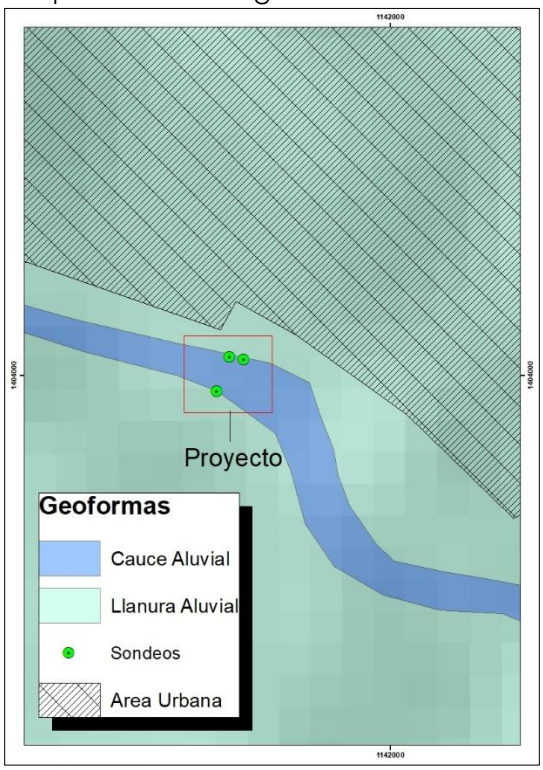
Esta geoforma está directamente relacionada a un ambiente fluvial de zonas planas y aguas estancadas. Topográficamente presenta elevaciones entre 51 y 59 m.s.n.m, sigue una tendencia plana a ondulada con predominio de pendientes entre 0 y 12%.

- **Cauce Aluvial**

Esta geoforma se origina por la acción erosiva de un cauce de agua, en la zona del proyecto se presenta como una depresión, que forma taludes a ambos lados de su eje, y en la parte central, por donde fluye en cauce presenta pendientes planas que no superan el 3%.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Figura 8. Mapa Geomorfológico local del área de estudio.



INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

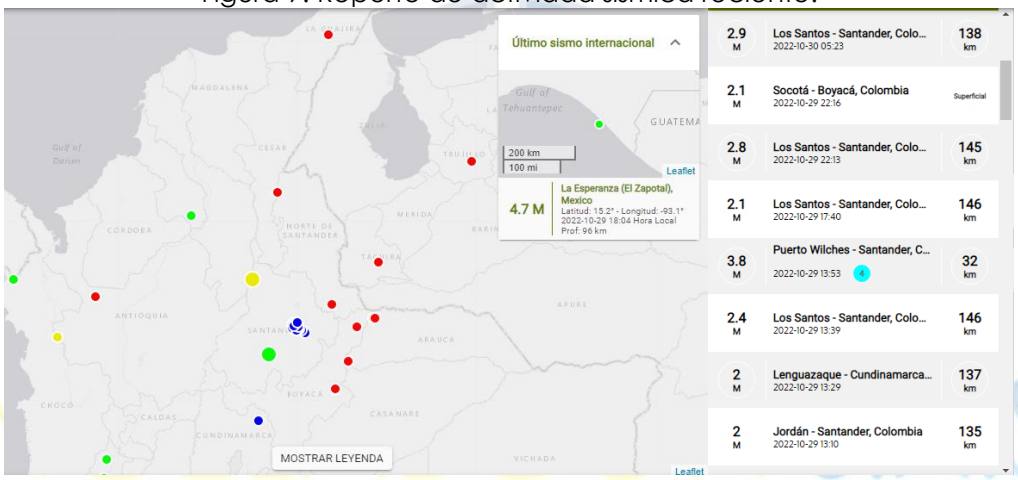
3.6. Amenaza Sísmica

Con el fin de indagar la actividad tectónica del área de estudio, la presente consultoría realizó la búsqueda de información sísmica en el área del proyecto para dar un concepto de esta amenaza natural.

En la figura 9 se presenta el reporte de actividad sísmica reciente en el territorio colombiano, y se observa que la sísmica activa se encuentra principalmente en los departamentos de Santander, Sur de Norte de Santander y Boyacá.

El sismo reciente más cercano al área del proyecto se localiza en el departamento de Antioquia sobre el parte Nudo del Paramillo.

Figura 9. Reporte de actividad sísmica reciente.



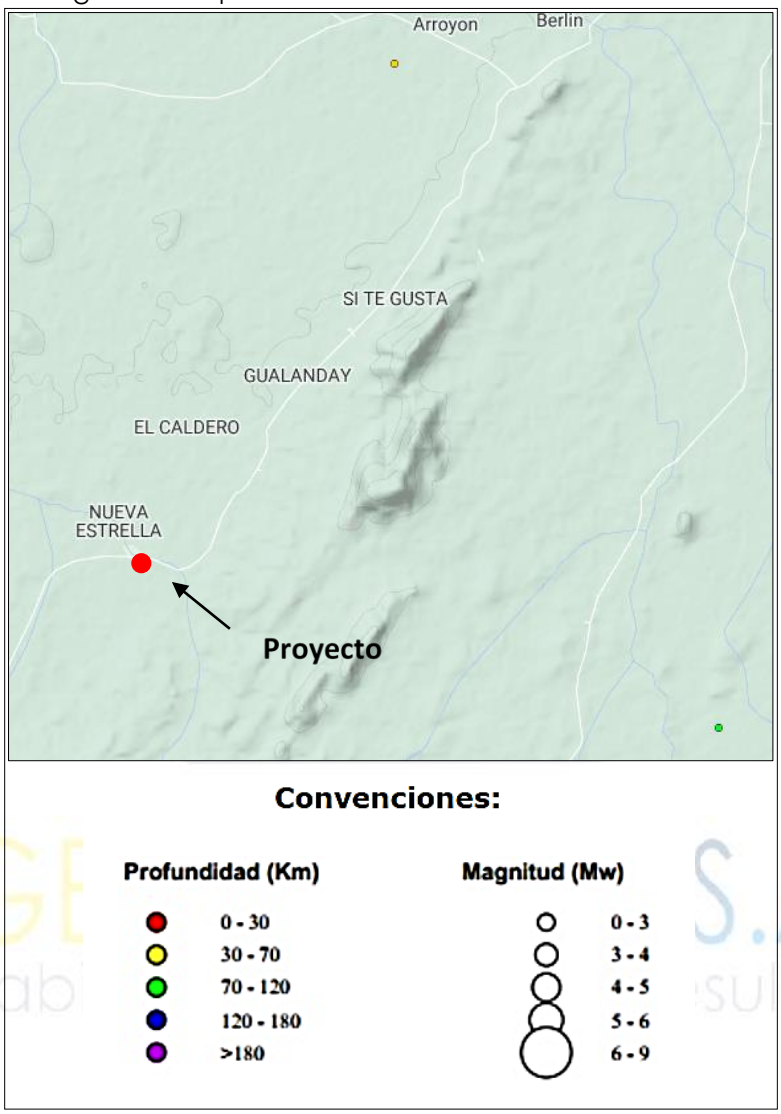
Fuente: SGC

Con el fin de realizar un análisis histórico de la actividad sísmica relacionada al área del proyecto, se realizó la consulta de los sismos ocurridos en el departamento de Córdoba desde 1993 hasta 2018.

El resultado de la búsqueda se presenta en la figura 10. En general se aprecia que en el área del proyecto no reporta presencia de sismos en un periodo de 30 años, se logró identificar dos sismos que se encuentran muy distantes del área del proyecto, ambos de magnitud menos a tres y con profundidades mayores a 30 kilómetros.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Figura 10. Reporte de sismos desde 1993 hasta 2018.



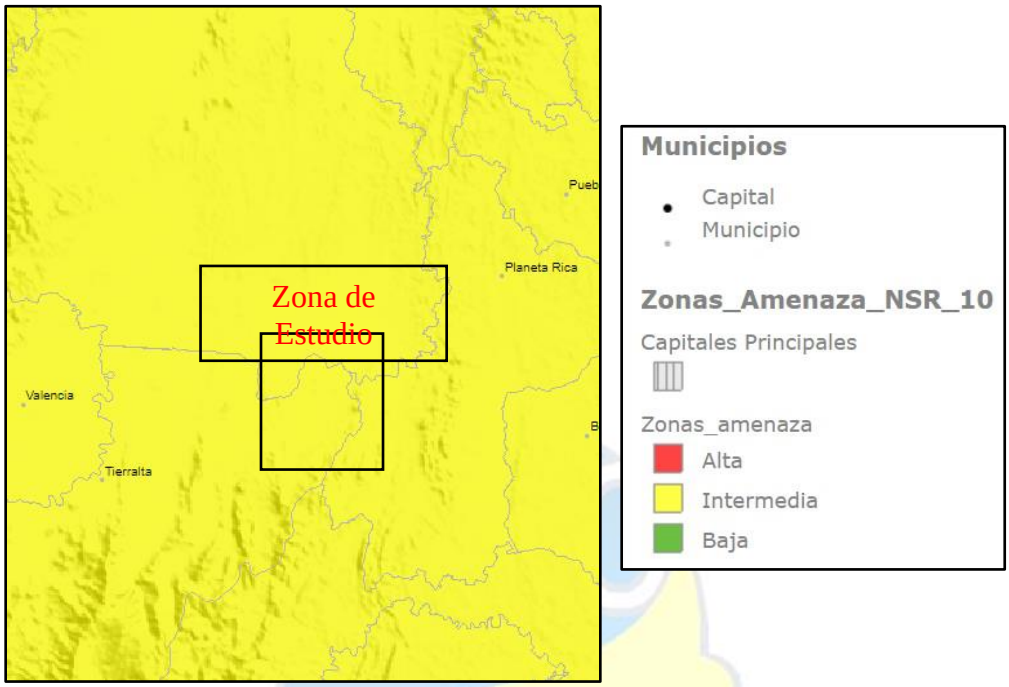
Fuente: SGC, 2018.

Basado en la norma sismo-resistente del 2010 y del mapa de amenaza sísmica de Colombia, se asigna una amanezca Intermedia para el norte del municipio de Tierralta (figura 11).

Esta categoría es coherente con la geología de la zona de estudio, donde aflora el cinturón plegado de san Jacinto y roas de la Formación Chengue falladas que se relacionan con eventos tectónicos.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Figura 11. Mapa de Amenaza Sísmica



Fuente: NSR, (2010).

Según la NRS, 2010 la intensidad sísmica esperada es fuerte, con daño moderado, teóricamente los de efectos en esta zona debería provocar que la mayoría de las personas se asusta y corre a la calle. Los muebles serían desplazados y caerían objetos de repisas.

Intensidad máxima esperada hasta el 2015 para este sector se clasificó en zona con daño moderado, percepción de movimiento muy fuerte y PGA de 18 a 34%.

Los valores de aceleración sísmica para la zona de estudio se resumen a continuación

Aa: 0,10 - Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva

Av: 0,15 - Coeficiente que representa la velocidad horizontal pico efectiva

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto trata de la **CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.**

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

5. TRABAJO DE CAMPO, EXPLORACIÓN Y ENSAYOS DE LABORATORIO

La empresa INGELABCON S.A.S, realizó un estudio de mecánica de suelos en el Municipio de Tierralta - Córdoba.

Para esto se ordenó la realización de dos (2) sondeos a una profundidad de 30 metros cada uno, los cuales se realizaron en las zonas donde se llevará a cabo el proyecto ya mencionado, tomando muestras SPT con una separación máxima de 1.0 metros entre ellas.

La localización de la exploración geotécnica realizada se presenta en la Tabla 3.

Tabla 3. Coordenadas geográficas de las exploraciones.

PUNTO	COORDENADAS	
	ESTE	NORTE
SONDEO 1	75°47'21.43"	8°14'50.53"
SONDEO 2	75°47'21.78"	8°14'50.13"

La exploración de campo se realizó mediante la utilización de un equipo de percusión y un equipo de rotación tubería NQ, permitiendo realizar pruebas de SPT. De cada perforación se obtuvo muestras representativas del terreno cada metro de profundidad aproximadamente, con el fin de llevarlas al laboratorio para realizarles las pruebas necesarias para identificar las propiedades y características del terreno.

Se realizó en campo ensayos de clasificación preliminar. Todas las perforaciones realizadas se realizaron dentro del área del proyecto ya mencionado. El programa de exploración en campo y las pruebas de laboratorio contemplan lo siguiente:

Tabla 4. Programa de exploración y ensayos.

PROGRAMA DE EXPLORACIÓN	CANTIDAD
Perforaciones con equipo de percusión	2
SPT	31
Shelby (Compresión Inconfinada)	4
Corte Directo	2
Consolidación	2
Contenido de humedad	35
Límites de Atterberg	24
Granulometrías	35
Cantidad de material que pasa el tamiz No.200	35

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

La localización de las perforaciones en el lote se muestra en la imagen a continuación:



Figura 12. Localización de las perforaciones (Sondeos) en la zona del proyecto.

Así mismo, se presentan fotografías de la exploración geotécnica y la extracción muestras.





Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.



Figura 13. Exploración en campo y extracciones de muestras.

En el **Anexo 1**, se presenta la información de perfiles estratigráficos y ensayos de laboratorios.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

6. RESULTADOS OBTENIDOS

Los perfiles estratigráficos de los sondeos realizados se anexan en este documento y en ellos se encuentran todos los parámetros geotécnicos necesarios, medidos, correlacionados y calculados para realizar los análisis respectivos para el diseño geotécnico de la estructura que hace parte del presente proyecto. El análisis de los resultados de la exploración y ensayos de laboratorio, permiten establecer las siguientes características geotécnicas:

a. En la exploración realizada se evidencian estratos de: **Arcilla, Limo y Arena.**

b. Se encontró la presencia de nivel freático en los sondeos realizados en campo en el área del proyecto, para el **sondeo 1** la presencia de nivel freático fue encontrada a una profundidad de 0.50 metros y para el **sondeo 2** se encontró a una profundidad de 6.10 metros.

c. La humedad más alta registrada de todas las muestras obtenidas es 34% y la mínima humedad registrada es de 14%.

d. En general los análisis granulométricos realizados a todas las muestras arrojaron los siguientes resultados promedio de porcentaje que pasa el tamiz No.200:

   - ✓ Para los estratos de Arcilla: 85%
   - ✓ Para los estratos de Limo: 71%
   - ✓ Para los estratos de Arena: 17%

e. Las muestras analizadas correspondientes a estratos de **Arena limosa, Arena limosa con presencia de grava, Arena pobremente gradada** y **Arena limosa pobremente gradada** no presentaron Limites Líquidos, Limites Plásticos e Índice de plasticidad.

f. Las muestras analizadas correspondientes a estratos de **"Arcilla"** presenta valores de Limites Líquidos que varían entre 33% y 57%, para los Limites Plásticos varían entre 16% y 28% y para el Índice de plasticidad el menor valor obtenido fue de 15% y el mayor de 34%.

g. Las muestras analizadas correspondientes a estratos de **"Limo"** presenta valores de Limites Líquidos que varían entre 37% y 48%, para los Limites Plásticos varían entre 15% y 29% y para el Índice de plasticidad el menor valor obtenido fue de 12% y el mayor de 22%.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

h. La humedad promedio registrada para las muestras de **Arcilla** fue de 26%.

i. La humedad promedio registrada para las muestras de **Limo** fue de 25%.

j. La humedad promedio registrada para las muestras de **Arena** fue de 18%.

A continuación, se presenta la Tabla resumen de los resultados de ensayos de laboratorio para los sondeos:

Tabla 5. Resumen de resultados de ensayos de laboratorio-Sondeos.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Peso Unitario		Ensayos de Caracterización							SUCS
	Inicial	Final	Media	Seco (ton/m3)	Saturado (ton/m3)	%Hum NAT.	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	Pasa N°4	Pasa N°200	
SONDEO 1	0,50	1,00	0,75	1,46	1,67	14%	0%	0%	0%	0,00	100%	42%	SM
	1,50	2,00	1,75	1,67	1,94	16%	0%	0%	0%	0,00	100%	52%	ML
	2,50	3,00	2,75	1,31	1,75	34%	57%	28%	29%	0,19	100%	97%	CH
	3,50	4,00	3,75	1,47	1,82	23%	34%	19%	15%	0,31	100%	78%	CL
	4,50	5,00	4,75	-	-	18%	33%	17%	16%	0,03	100%	57%	CL
	5,50	6,00	5,75	1,41	1,85	31%	46%	25%	21%	0,29	100%	92%	CL
	7,50	8,00	7,75	1,32	1,55	17%	0%	0%	0%	0,00	100%	20%	SM
	9,50	10,00	9,75	1,41	1,62	15%	0%	0%	0%	0,00	84%	13%	SM
	11,50	12,00	11,75	1,44	1,69	17%	0%	0%	0%	0,00	96%	4%	SP
	13,50	14,00	13,75	1,54	1,94	26%	37%	20%	17%	0,35	100%	94%	CL
	15,50	16,00	15,75	-	-	22%	43%	16%	27%	0,22	100%	80%	CL

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Peso Unitario		Ensayos de Caracterización							SUCS
	Inicial	Final	Media	Seco (ton/m3)	Saturado (ton/m3)	%Hum NAT.	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	Pasa N°4	Pasa N°200	
	17,50	18,00	17,75	1,56	1,95	25%	57%	23%	34%	0,06	100%	97%	CH
	19,50	20,00	19,75	1,51	1,97	30%	51%	24%	27%	0,22	100%	94%	CH
	21,50	22,00	21,75	1,80	2,15	19%	56%	25%	31%	-0,18	98%	87%	CH
	23,50	24,00	23,75	1,83	2,20	21%	47%	26%	21%	-0,26	100%	93%	CL
	25,50	26,00	25,75	1,80	2,20	22%	51%	23%	28%	-0,04	99%	89%	CH
	27,50	28,00	27,75	1,71	2,20	29%	44%	23%	21%	0,26	98%	84%	CL
SONDEO 2	0,50	1,00	0,75	1,45	1,82	25%	45%	27%	18%	-0,09	100%	78%	ML
	1,50	2,00	1,75	1,55	1,85	19%	0%	0%	0%	0,00	100%	77%	ML
	2,50	3,00	2,75	-	-	30%	48%	29%	19%	0,10	99%	64%	ML
	3,50	4,00	3,75	1,42	1,89	33%	37%	25%	12%	0,66	98%	62%	ML
	4,50	5,00	4,75	1,54	1,91	24%	37%	15%	22%	0,39	99%	93%	ML
	5,50	6,00	5,75	1,24	1,47	19%	0%	0%	0%	0,00	98%	16%	SM
	7,50	8,00	7,75	1,23	1,51	23%	0%	0%	0%	0,00	100%	22%	SM
	9,50	10,00	9,75	1,39	1,69	22%	0%	0%	0%	0,00	91%	10%	SM-SP
	11,50	12,00	11,75	-	-	26%	42%	21%	21%	0,25	100%	68%	CL

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Peso Unitario		Ensayos de Caracterización							SUCS
	Inicial	Final	Media	Seco (ton/m3)	Saturado (ton/m3)	%Hum NAT.	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	Pasa N°4	Pasa N°200	
	13,50	14,00	13,75	1,48	1,93	31%	36%	18%	18%	0,72	100%	72%	CL
	15,50	16,00	15,75	1,50	1,74	16%	0%	0%	0%	0,00	91%	4%	SP
	17,50	18,00	17,75	1,53	1,76	15%	0%	0%	0%	0,00	94%	20%	SM
	19,50	20,00	19,75	1,60	1,94	21%	48%	16%	32%	0,16	100%	86%	CL
	21,50	22,00	21,75	1,58	1,94	22%	41%	18%	23%	0,20	100%	81%	CL
	23,50	24,00	23,75	1,56	1,99	27%	43%	22%	21%	0,27	100%	90%	CL
	25,50	26,00	25,75	1,61	2,07	28%	34%	17%	17%	0,68	100%	87%	CL
	27,50	28,00	27,75	1,71	2,20	29%	44%	23%	21%	0,26	98%	84%	CL
	29,50	30,00	29,75	1,74	2,20	26%	56%	25%	31%	0,04	100%	90%	CH

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Así mismo, en las siguientes figuras, se presentan los valores de contenido de agua, porcentaje de material que pasa los tamices N°200 y N°4, valores de límite de consistencia.

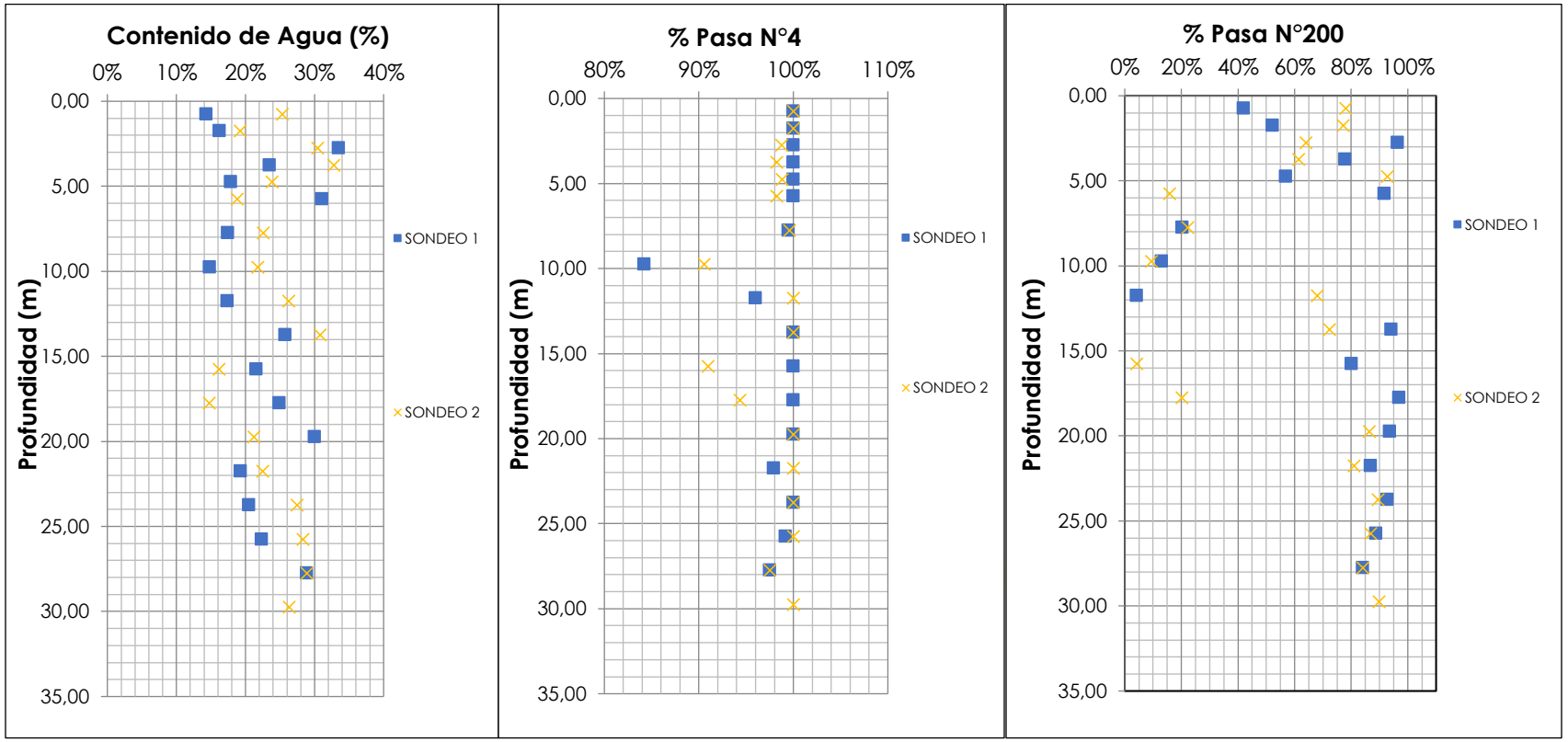


Figura 14. Resumen resultados de ensayos de laboratorio - Sondeos (Contenido de agua, % pasa tamiz N°4 y % pasa tamiz N°200).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

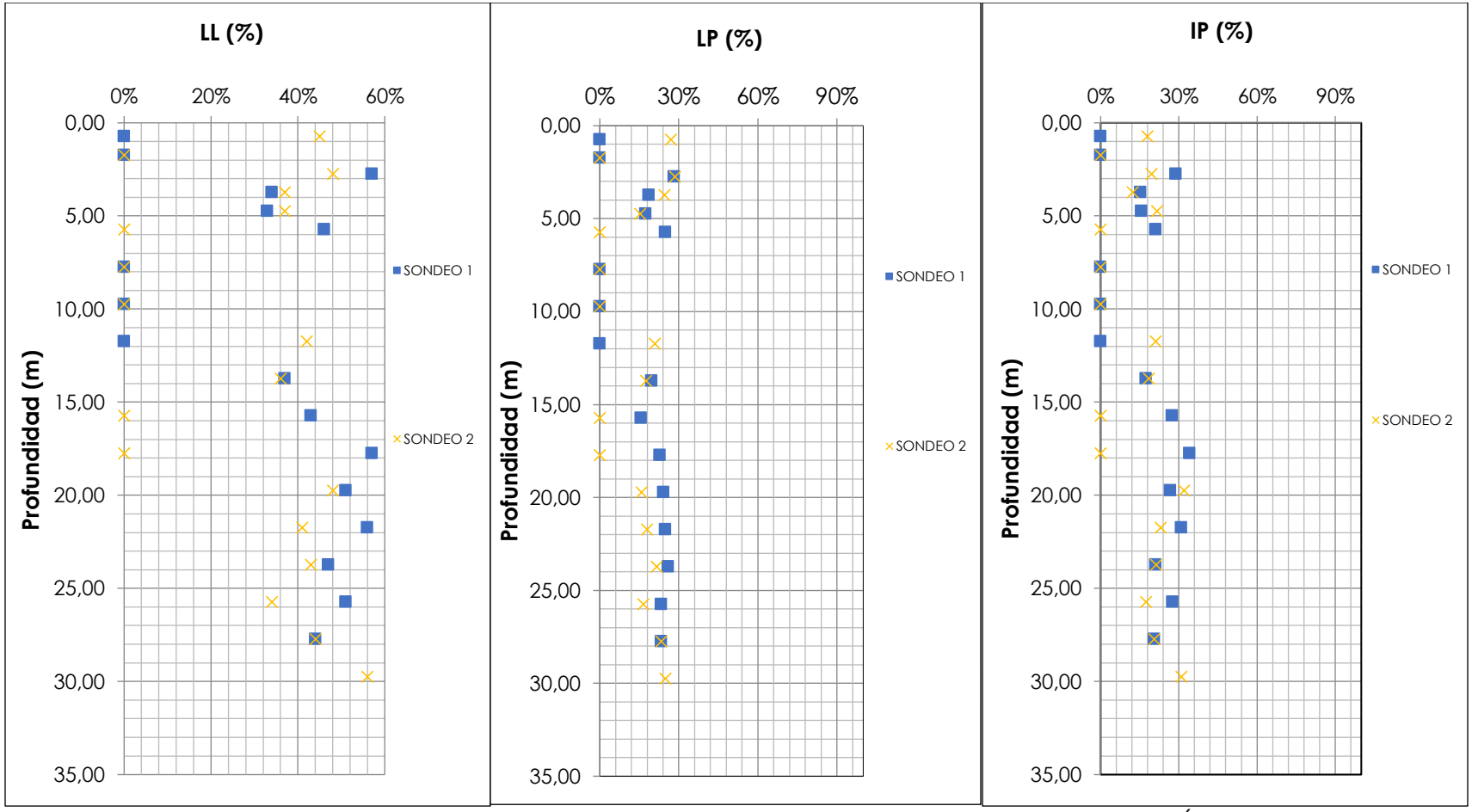


Figura 15. Resumen resultados de ensayos de laboratorio - Sondeos (Límite Líquido, Límite Plástico e Índice Plasticidad).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

7. SOCAVACIÓN E INFROMACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA

En el Informe del Estudio hidrológico e Hidráulico, se tiene el análisis de socavación del sitio donde se desea construir el puente, con el fin de garantizar que cuando se presente una creciente extrema, no se vea afectada la cimentación del puente. Para el análisis de socavación por parte del Especialista en Hidrología e Hidráulica se empleó la metodología de Lischtvan – Lebediev, ya que es la más empleada para determinar la socavación de manera general del lecho de un cauce y la metodología de Artamanov para el cálculo de la socavación local en los estribos para la construcción de un puente o una estructura que puede generar contracción. A continuación, se presentan los cálculos de la socavación promedio.

Tabla 6. Valores socavación según el informe hidráulico.

Tr	50	años
Q	179	m3/s
D50	0.00008	m
Dm	0.0001	m
Be	40	m
q	4.48	m3/s/m
A	72.01	m2
D50	0.08	mm
Dm	0.1	mm
Lacey		
Ys	10.17576991	m
Socavación	2.6	m
Blench		
Ys	4.122648476	m
Socavación	0.55	m
Lischtvan & Levediev		
Ys	2.306557856	m
Socavación	0.28	m
Lischtvan & Levediev INVIAS		
Yo	2.58	m
Ym	2.09	m
alfa	1.310	
beta	1.174	
Vc	0.312	m/s
Vm	2.486	m/s
Chequeo	LIVE BED	
miu	0.975	
phi	1	CLEAR WATER
phi	2.231169	LIVE BED
Y arena	1.83	Tn/m3
Z	0.426947	
Ys	3.901806814	m

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Socavación	0.33	m
Maza-Alvarez INVIAS		
D84	0.055	m
Ys	2.093650427	m
Socavación	0.49	m
Maza-Echevarria		
Ys	2.196721938	m
Socavación	0.39	m
Kellerhals		
Ys	2.126791608	m
D90	0.075	
Socavación	0.46	m
Socavación promedio	**3.63**	**m**
Estribos		
Froehlich		
K1	1	
θ	90	°
K2	1	
L'	5	m
Ya	3.27	m
Fr	0.24	
Ys	4.73081776	m
Socavación	2.16	m
Socavación total	**5.79**	**m**
COTA MÍNIMA DEL FONDO DEL CAUCE	43.36	m.s.n.m.
COTA MÁXIMA DEL FONDO SOCAVADO	37.57	m.s.n.m.
COTA MÍMIMA DE LA VIGA	51.04	m.s.n.m.
GALIBO	2	m
COTA DE NIVEL DE AGUAS MÁXIMAS EXTRAORDINARIAS	49.04	m.s.n.m.
LUZ	30	m
ANCHO DEL TABLERO	6	m

Con lo observado en la Tabla anterior, se puede concluir que se presenta socavación promedio de 3.63 m y socavación total de 5.79m.

A continuación, se presentan las recomendaciones incluidas en el informe hidráulico, hidrológico y de socavación:

- El área de drenaje de la quebrada Severinera hasta el sitio de interés se calculó en 22.57 Km2, la cual se obtuvo empleando el MDE del IGAC en su
- versión 2020.
- El caudal de escorrentía generado por esta área para el periodo de retorno de diseño, es decir, 50 años, es de 179 m3/s.
- El dimensionamiento del puente se realiza teniendo en cuenta el nivel de aguas máximas obtenida para un periodo de retorno de 50 años, este nivel presenta una cota de 49.04 msnm.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- La parte inferior de la viga del puente deberá estar ubicada 2.00 m por encima del nivel de aguas máximas, es decir, en la cota 51.04 msnm.
- Se proyecta un puente de 30 m de longitud cuya altura con respecto al fondo de la quebrada será de 7.68 m.
- La socavación máxima esperada para la sección sobre la cual se proyecta el puente es de 5.79 m
- El puente se construirá sobre estribos y no sobre pilas; los estribos estarán apoyados sobre pilotes y la socavación estimada incluye el cálculo por socavación general, por contracción y por estribos.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

8. CONDICIONES ESPECIALES DEL SUELO

De acuerdo con la caracterización realizada en el sector analizado se estableció una tipología del perfil estratigráfico consistente de un material predominantemente Limoso, arenoso y arcilloso. Dada la caracterización de los materiales presentes en el proyecto se analizará la presencia de suelos con potencial expansivo y potencial de licuefacción en las zonas.

8.1 Potencial de Expansión

Es de interés analizar el potencial de expansión de los suelos de origen lacustre ya que estos están conformados por materiales clasificados como altamente plásticos presentando índices de plasticidad (IP) mayores a 30%. En la zona del proyecto, no se evidencian características correspondientes a suelos expansivos, tales como grietas en la superficie del terreno, ni fisuras o pérdida de verticalidad en edificaciones vecinas causadas por procesos de expansión y contracción volumétrica. De acuerdo con las observaciones anteriores, se planteó considerar las Arenas analizadas con de baja plasticidad y con un porcentaje de expansión bajo.

Tabla 7. Clasificación suelos expansivos. Fuente: NSR-10, Capítulo H.9 Tabla H.9.1.

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm2	Límite Líquido LL en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Índice de plasticidad menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta*
Muy Alto	>30	>63	<10	>32	>37	>100
Alto	20-30	50-63	6-12	23-45	18-37	>100
Medio	10-20	39-50	8-18	12-34	12-27	50-100
Bajo	<10	<39	>13	<20	<17	<50

Al respecto, ensayos realizados por Sowers indican que la expansión en arcillas de alta plasticidad es pequeña o nula si el valor del índice de liquidez (IL) es igual a 0,2 o mayor a 2. Al realizar el cálculo del índice de liquidez tomando como base los resultados de laboratorio ejecutados, se obtiene que diez de las muestras evaluadas presentan un IL menor a 0,2 y pueden considerarse materiales con potencial expansivo alto. De estas muestras la mayoría se encuentran por debajo del nivel freático y solamente tres de ellas se encuentran encima de este situándose en la zona activa en la cual se produce el fenómeno de expansión-contracción.

2 Tomado de DELGADO V. Ingeniería de Fundaciones. Escuela Colombiana de ingeniería. Sexta Edición. 2016. Página 149.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 8. Resultados de límites de Atterberg e IP de materiales con potencial expansivo-Sondeos.
Fuente: Propia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
1	0.50 - 1.00	1	ARENA LIMOSA	0	0	0	14,3	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,460	0,052
	1.50 - 2.00	2	LIMO ARENOSO	0	0	0	16,3	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,669	0,064
	2.50 - 3.00	3	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	57	28	29	33,6	0,19	Expansible	Alto	Alto	30,4	Potencial Bajo	1,310	0,193
	3,50 - 4,00	4	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	34	19	15	23,5	0,31	No Expansible	Bajo	Medio	19,6	Potencial Bajo	1,474	0,154
	4,50 - 5,00	5	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	33	17	16	17,9	0,03	Expansible	Bajo	Medio	19,1	Potencial Alto	1,664	0,277
	5,50 - 6,00	6	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	46	25	21	31,1	0,29	No Expansible	Medio	Medio	25,2	Potencial Bajo	1,411	0,155
	7,50 - 8,00	7	ARENA LIMOSA	0	0	0	17,5	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,319	0,035

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
	9,50 - 10,00	8	ARENA LIMOSA CON PRESENCIA DE GRAVA	0	0	0	14,9	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,410	0,047
	11,50 - 12,00	9	ARENA POBREMENTE GRADADA	0	0	0	17,4	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,439	0,042
	13,50 - 14,00	10	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	37	20	17	25,8	0,35	No Expansible	Bajo	Medio	21,0	Potencial Bajo	1,542	0,171
	15.50 - 16.00	11	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	43	16	27	21,6	0,22	No Expansible	Medio	Alto	23,8	Potencial Alto	1,622	0,335
	17.50 - 18.00	12	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	57	23	34	24,9	0,06	Expansible	Alto	Muy Alto	30,4	Potencial Alto	1,561	0,484
	19.50 - 20.00	13	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	51	24	27	30,1	0,22	No Expansible	Alto	Alto	27,6	Potencial Bajo	1,515	0,246

ormes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
	21,50 - 22,00	14	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	56	25	31	19,3	-0,18	Expansible	Alto	Alto	29,9	Potencial Alto	1,802	0,945
	23,50 - 24,00	15	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	47	26	21	20,5	-0,26	Expansible	Medio	Medio	25,7	Potencial Alto	1,825	0,591
	25,50 - 26,00	16	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	51	23	28	22,4	-0,04	Expansible	Alto	Alto	27,6	Potencial Alto	1,797	0,610
	27,50 - 28,00	17	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	44	23	21	28,9	0,26	No Expansible	Medio	Medio	24,3	Potencial Bajo	1,707	0,254
2	0.50 - 1.00	1	LIMO ARENOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD	45	27	18	25,4	-0,09	Expansible	Medio	Medio	24,8	Potencial Bajo	1,452	0,224
	1.50 - 2.00	2	LIMO ARENOSO	0	0	0	19,3	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,551	0,044

ormes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
	2.50 - 3.00	3	LIMO ARENOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD	48	29	19	30,5	0,10	Expansible	Medio	Medio	26,2	Potencial Bajo	1,537	0,215
	3,50 - 4,00	4	LIMO ARENOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD	37	25	12	32,8	0,66	No Expansible	Bajo	Medio	21,0	Potencial Bajo	1,423	0,092
	4,50 - 5,00	5	LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	37	15	22	23,9	0,39	No Expansible	Bajo	Medio	21,0	Potencial Bajo	1,542	0,193
	5,50 - 6,00	6	ARENA LIMOSA	0	0	0	18,9	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,237	0,028
	7,50 - 8,00	7	ARENA LIMOSA	0	0	0	22,6	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,231	0,022
	9,50 - 10,00	8	ARENA LIMOSA POBREMENTE GRADADA	0	0	0	21,8	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,387	0,029
	11,50 - 12,00	9	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	42	21	21	26,3	0,25	No Expansible	Medio	Medio	23,3	Potencial Bajo	1,351	0,158

ormes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
	13,50 - 14,00	10	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	36	18	18	30,8	0,72	No Expansible	Bajo	Medio	20,5	Potencial Bajo	1,475	0,108
	15.50 - 16.00	11	ARENA POBREMENTE GRADADA	0	0	0	16,2	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,498	0,049
	17.50 - 18.00	12	ARENA LIMOSA	0	0	0	14,7	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3,6	Potencial Bajo	1,534	0,057
	19.50 - 20.00	13	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	48	16	32	21,2	0,16	Expansible	Medio	Alto	26,2	Potencial Alto	1,600	0,420
	21,50 - 22,00	14	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	41	18	23	22,5	0,20	Expansible	Medio	Medio	22,9	Potencial Alto	1,584	0,271
	23,50 - 24,00	15	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	43	22	21	27,5	0,27	No Expansible	Medio	Medio	23,8	Potencial Bajo	1,561	0,212

ormes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
	25,50 - 26,00	16	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	34	17	17	28,3	0,68	No Expansible	Bajo	Medio	19,6	Potencial Bajo	1,613	0,141
	27,50 - 28,00	17	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	44	23	21	28,9	0,26	No Expansible	Medio	Medio	24,3	Potencial Bajo	1,707	0,254
	29,50 - 30,00	18	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	56	25	31	26,4	0,04	Expansible	Alto	Alto	29,9	Potencial Alto	1,741	0,555

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

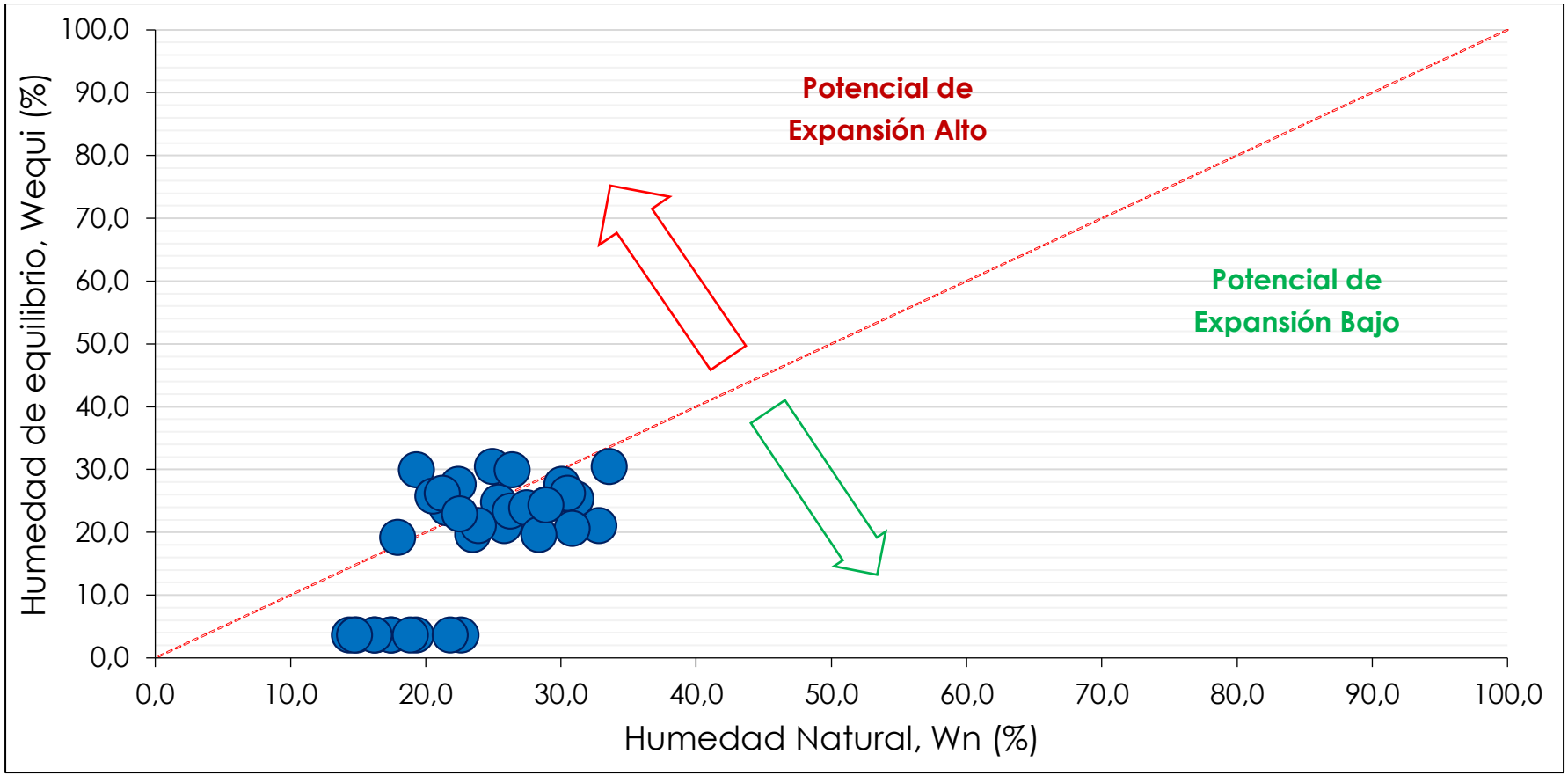


Figura 16. Humedad de equilibrio, Wequi Vs Humedad natural, Wn- Sondeos.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Teniendo en cuenta la Figura anterior respecto a los resultados obtenidos en laboratorio de ***los sondeos***, se observa que parte de los materiales muestran valores de humedad de equilibrio variable con respecto a la humedad natural (dichos valores se encuentran por encima y por debajo de la línea continua de pendiente 1:1), en términos generales se puede manifestar que existe un potencial de expansión probable para algunas muestras **Alto** y para otras **Bajo**.

De la evaluación realizada, se tiene que la presión probable de expansión de campo oscila entre ***0.022 Ton/m² y 0.945 Ton/m²***. Sin embargo, comparando los valores calculados de la presión probable de expansión de campo y el potencial de expansión calculados en función de los límites de consistencia y la humedad de equilibrio, se hace necesario la incorporación de una cimentación profunda. En el **Anexo 2**, se presenta la memoria de cálculo del Análisis de potencial de expansión.

8.2 Análisis de Licuación

El fenómeno de licuación está asociado a suelos granulares saturados o suelos no cohesivos, de baja densidad relativa y uniformemente gradados debido a efectos de cargas cíclicas de una elevada magnitud y duración en el tiempo. Asimismo, las arenas de alta densidad relativa con N60>30 son consideradas lo suficientemente densas como para no presentar riesgo de licuación. Comúnmente este fenómeno ocurres sobre depósitos aluviales o fluviales recientes a profundidades no superiores a los 15 o 17m (Kramer 1996).

En la zona del proyecto, algunos materiales cumplen con las condiciones anteriormente descritas. La estratigrafía obtenida en las perforaciones y los valores de N60 asociados fueron analizados para calcular el Factor de Seguridad a la licuación que está dado por la siguiente ecuación:

$$FS = \frac{Esfuerzo\ cortante\ cíclico\ requerido\ para\ causar\ licuación}{Esfuerzo\ cortante\ cícliclo\ inducido\ por\ el\ sismo} = \frac{CRR}{CSR}$$

Seed et al. (1985)[3] establecen que la relación CRR expresa la capacidad del suelo para resistir licuación. Esta relación está en función del número de golpes N del SPT y para valores menores a 30 golpes/pie, satisface la siguiente expresión:

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{160cs}} + \frac{N_{160cs}}{135} + \frac{50}{(10N_{160cs} + 45)^2} - \frac{1}{200}$$

[3] Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefactionresistance evaluations. Journal of GeotechnicalEngineering 111(12), 1425-1445

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Donde,

$$N_{160cs} = e^{(1.76-\frac{190}{FC^2})} + \left(0.99 + \frac{FC^2}{1000}\right) N_{160}$$

Donde,

FC es el contenido de finos y N160 es el número de golpes corregido con una energía de martillo del 60%.

Los valores de CRR y CSR fueron calculados mediante las correlaciones con el valor de N60 de cada perforación de acuerdo con lo indicado por Kramer (1996). De igual forma, se consideró que los Factores de Seguridad menores a 1,30 indican estratos potencialmente licuables. Los resultados de este análisis se encuentran resumidos en la siguiente tabla:

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Tabla 9. Resultados Análisis de Licuación.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	P. unitario	Pasa N° 200	Esfuerzos				CSR	N160 cs	CRR	FS	Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)	Seco (ton/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo								
SONDEO 1	0,50	1,00	0,75	ARENA LIMOSA	12	1,46	42%	1,10	6,00	0,00	1,10	0,02	11,88	0,13	7,75	No Licuable
	1,50	2,00	1,75	LIMO ARENOSO	16	1,67	52%	2,92	6,00	0,00	2,92	0,02	15,84	0,17	10,20	No Licuable
	2,50	3,00	2,75	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	5	1,31	97%	3,60	6,00	0,00	3,60	0,02	4,95	0,07	4,41	No Licuable
	3,50	4,00	3,75	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	7	1,47	78%	5,53	6,00	0,00	5,53	0,02	6,93	0,09	5,44	No Licuable
	5,50	6,00	5,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	8	1,41	92%	8,11	6,00	0,00	8,11	0,02	7,93	0,10	6,14	No Licuable
	7,50	8,00	7,75	ARENA LIMOSA	8	1,32	20%	10,23	6,00	1,75	8,48	0,02	7,92	0,10	5,26	No Licuable
	9,50	10,00	9,75	ARENA LIMOSA CON PRESENCIA DE GRAVA	10	1,41	13%	13,75	6,00	3,75	10,00	0,02	9,90	0,11	5,63	No Licuable
	11,50	12,00	11,75	ARENA POBREMENTE GRADADA	13	1,44	4%	16,91	6,00	5,75	11,16	0,02	12,87	0,14	6,57	No Licuable
	13,50	14,00	13,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	20	1,54	94%	21,20	6,00	7,75	13,45	0,02	19,82	0,21	10,04	No Licuable

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	P. unitario	Pasa N° 200	Esfuerzos				CSR	N160 cs	CRR	FS	Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)	Seco (ton/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo								
	17,50	18,00	17,75	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD	23	1,56	97%	27,70	6,00	11,75	15,95	0,02	22,79	0,25	11,73	No Licuable
	19,50	20,00	19,75	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	25	1,51	94%	29,92	6,00	13,75	16,17	0,02	24,77	0,29	13,00	No Licuable
	21,50	22,00	21,75	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	31	1,80	87%	39,19	6,00	15,75	23,44	0,02	30,71	0,53	27,56	No Licuable
	23,50	24,00	23,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	34	1,83	93%	43,35	6,00	17,75	25,60	0,02	33,69	3,46	####	No Licuable
	25,50	26,00	25,75	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	41	1,80	89%	46,28	6,00	19,75	26,53	0,02	40,62	0,15	7,98	No Licuable
	27,50	28,00	27,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	58	1,71	84%	47,36	6,00	21,75	25,61	0,02	57,46	0,38	20,63	No Licuable
SONDEO 2	0,50	1,00	0,75	LIMO ARENOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD	7	1,45	78%	1,09	6,00	0,00	1,09	0,02	6,93	0,09	5,19	No Licuable
	1,50	2,00	1,75	LIMO ARENOSO	8	1,55	77%	2,71	6,00	0,00	2,71	0,02	7,92	0,10	5,76	No Licuable
	3,50	4,00	3,75	LIMO ARENOSO DE MEDIANA PLASTICIDAD	10	1,42	62%	5,34	6,00	0,00	5,34	0,02	9,90	0,11	7,01	No Licuable

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	P. unitario	Pasa N° 200	Esfuerzos				CSR	N160 cs	CRR	FS	Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)	Seco (ton/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo								
	4,50	5,00	4,75	LIMO DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	11	1,54	93%	7,32	6,00	0,00	7,32	0,02	10,90	0,12	7,68	No Licuable
	5,50	6,00	5,75	ARENA LIMOSA	6	1,24	16%	7,11	6,00	0,00	7,11	0,02	5,94	0,08	5,11	No Licuable
	7,50	8,00	7,75	ARENA LIMOSA	7	1,23	22%	9,54	6,00	1,75	7,79	0,02	6,93	0,09	4,74	No Licuable
	9,50	10,00	9,75	ARENA LIMOSA POBREMENTE GRADADA	13	1,39	10%	13,53	6,00	3,75	9,78	0,02	12,87	0,14	6,95	No Licuable
	13,50	14,00	13,75	ARCILLA ARENOSA DE MEDIANA PLASTICIDAD	15	1,48	72%	20,28	6,00	7,75	12,53	0,02	14,86	0,16	7,27	No Licuable
	15,50	16,00	15,75	ARENA POBREMENTE GRADADA	16	1,50	4%	23,59	6,00	9,75	13,84	0,02	15,84	0,17	7,63	No Licuable
	17,50	18,00	17,75	ARENA LIMOSA	18	1,53	20%	27,23	6,00	11,75	15,48	0,02	17,82	0,19	8,66	No Licuable
	19,50	20,00	19,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	20	1,60	86%	31,61	6,00	13,75	17,86	0,02	19,81	0,21	10,08	No Licuable
	21,50	22,00	21,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	22	1,58	81%	34,45	6,00	15,75	18,70	0,02	21,79	0,24	11,34	No Licuable

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	P. unitario	Pasa N° 200	Esfuerzos				CSR	N160 cs	CRR	FS	Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)	Seco (ton/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo								
	23,50	24,00	23,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	26	1,56	90%	37,08	6,00	17,75	19,33	0,02	25,76	0,31	14,68	No Licuable
	25,50	26,00	25,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	29	1,61	87%	41,53	6,00	19,75	21,78	0,02	28,73	0,40	20,03	No Licuable
	27,50	28,00	27,75	ARCILLA DE MEDIANA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	39	1,71	84%	47,36	6,00	21,75	25,61	0,02	38,638	0,07	3,59	No Licuable
	29,50	30,00	29,75	ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON PRESENCIA DE ARENA	54	1,74	90%	51,79	6,00	23,75	28,04	0,02	53,504	0,34	19,59	No Licuable

Fuente: Propia.

Con los resultados anteriores se puede establecer que no se presentan estratos potencialmente licuables en los sondeos analizados. En el **Anexo 3**, se presentan la memoria de cálculo del Potencial de Licuación.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

9. MANEJO DE AGUAS

La realización de los trabajos de excavación debe ser realizada preferiblemente en la época de verano con el fin de simplificar las actividades del proceso constructivo.

Durante la etapa de exploración geotécnica se evidenció la presencia del nivel freático en el **sondeo 1** a una profundidad de **(0.50) metros** y en el **sondeo 2** a una profundidad de **(6.10) metros**. En condiciones normales y durante el proceso constructivo puede presentarse una ascensión o una mayor fluctuación del nivel de agua; Esto implica que para el desarrollo de las actividades constructivas es necesario el bombeo de aguas subterráneas según la época del año y caudal del cuerpo de agua.

Es necesario utilizar motobombas para evacuar las aguas lluvias que eventualmente puedan caer en el sitio en el momento de realizar las excavaciones y las aguas subterráneas presente en la zona. Para tal fin debe realizarse las excavaciones con una pequeña pendiente hacia algún punto donde se prevea la instalación de la bomba con el fin de facilitar la evacuación de aguas lluvias.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

10. PARÁMETROS SÍSMICOS

De acuerdo con los resultados geotécnicos y los parámetros de diseño establecidos en el Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistentes NSR – 10 Título A, a continuación, se presenta los parámetros sísmicos que representan el comportamiento de la zona del proyecto. Se tomaron parámetros de clasificación correspondientes a las características de la zona donde está proyectada la **CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA**:

- **Perfil de suelo**

Considerando lo indicado en el numeral A.2.4.4 de la NSR-10 el procedimiento para definir el tipo de perfil de suelo se basa en el promedio y análisis de los parámetros del suelo en los 30.0 m superiores del perfil geotécnico. Para definir el tipo de perfil de suelo, según NSR-10, ***se tiene un suelo Tipo d puesto que, en promedio los ensayos SPT arrojan un valor promedio de golpes por entre el rango de 15 a 50 golpes, con un valor promedio de 20 golpes, y valores de Su entre 100 kPa y 50 kPa.*** En la Tabla 10, se presenta la clasificación de los perfiles de suelo NSR - 10 empleada para la obtención de tipos de suelos detectados en el área del proyecto.

Tabla 10. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10 Tabla 2.4-1.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo **F** requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

- **Coeficientes Aa, Av, Fa, Fv**

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 11. Valores de Aa, Fa, Av y Fv.

Perfil de Suelo	Aa	Fa	Av	Fv
D	0.20	1.40	0.20	2.00

Donde:

Aa: Coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva.
Fa: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.
Av: Coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva.
Fv: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro.

Para el análisis en condición seudo estática fueron realizados teniendo en cuenta un 80% de la aceleración máxima a nivel del terreno (Amax=Aa*Fa), según las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente. Es de resaltar que emplear el 80% de la aceleración pico, está de acuerdo con las recomendaciones de la NSR-10, en la Tabla H.5.2-1, donde se indica un coeficiente KST/amáx de 0.80 para suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD<50%). Los coeficientes sísmicos de diseño para el proyecto se muestran a continuación:

Tabla 12. Análisis en condición seudo estática

Perfil de Suelo	Aa	Fa	Amax	KSTh
E	0.20	1.40	0.28	0.224

Donde:

Aa: Coeficiente de aceleración horizontal del terreno a nivel de superficie.
Fa: Coeficiente de amplificación del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.
A_{max}: Factor de Sitio en el intervalo de períodos de vibración cortos del Espectro de Aceleraciones.
K_{ST}: Coeficiente de aceleración horizontal (h) para diseño.

Con base en los análisis anteriores, el área estructural puede establecer los parámetros necesarios para el diseño sísmico de las estructuras del proyecto.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

11. FORMULACIÓN PARA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

Los parámetros de resistencia y deformación de los suelos se determinan con base en los resultados obtenidos en los ensayos de campo y de laboratorio. Complementariamente, se emplean correlaciones empíricas para verificar y complementar los datos obtenidos. Estas correlaciones se basan en los resultados de ensayo de penetración estándar (SPT) y en la propiedad índice de los suelos.

A continuación, se describen las metodologías para establecer los parámetros de resistencia y deformación de los suelos:

Resistencia no drenada y deformabilidad de suelos cohesivos: Se estimará a partir de los ensayos de compresión inconfinada sobre muestras de suelos inalteradas. El módulo de deformación no drenado se determina directamente de la curva esfuerzo-deformación unitaria construida a partir de las mediciones realizadas en los ensayos triaxiales y eventualmente en de las pruebas de compresión inconfinada.

Resistencia drenada y deformabilidad de suelos cohesivos y granulares: Se caracteriza mediante los parámetros de ángulo de resistencia al corte efectivo (ϕ') e intercepto de cohesión efectivo (c'), los cuales se obtienen a partir de ensayos de corte directo (CD) y triaxiales consolidados no drenados con medición de presión de poros (CU) sobre muestras inalteradas de suelo. El módulo de deformación drenado se determina directamente de la curva esfuerzo-deformación unitaria construida a partir de las mediciones realizadas en el ensayo.

Índice de compresión virgen e índice de recompresión en suelos cohesivos: Estos dos parámetros empleados en la caracterización de la deformabilidad por procesos de consolidación en suelos cohesivos se determinarán directamente de las distintas porciones de la curva de compresión y recompresión en las gráficas de esfuerzo- relación de vacíos de los ensayos de consolidación.

Los parámetros de resistencia al corte de los suelos presentes en los sitios de implantación de las estructuras del proyecto se obtuvieron por medio de ensayos de laboratorio realizados a muestras inalteradas de suelo de las exploraciones ejecutadas en estos sitios. En los casos donde no fue posible realizar ensayos de laboratorio porque no fue posible obtener muestras inalteradas debido a la presencia de clastos, estos parámetros se calcularon por medio de distintas correlaciones basadas en los límites de Atterberg, peso unitario y N (SPT) de campo del suelo de fundación. Adicionalmente, los parámetros de resistencia al corte

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

drenada (c´ y φ') se determinaron por medio de los ensayos de corte directo disponibles en muestras de suelo inalteradas obtenidas de las exploraciones geotécnicas. Para poder determinar un valor de c´ y φ´ en los sitios donde no se pudo realizar ensayos de laboratorio, se utilizó la Normativa SNiP II-15-74 que calcula el valor de cohesión (c') y ángulo de fricción (φ') para suelos cohesivos con los límites de Atterberg, peso unitario y granulometría, en otros casos el ángulo de fricción se calculó teniendo en cuenta la correlación entre φ' y el índice de plasticidad presentada por Ladd et al. (1977), Bjerrum and Simmons (1960), Kanja and Wolle (1977), Olsen et al. (1986).

Para los parámetros de deformabilidad fueron determinados a partir de ensayos de consolidación, sin embargo, en los sitios donde no se pudo realizar este ensayo se utilizaron correlaciones para calcular los parámetros de deformación en función de los límites de Atterberg, la humedad y el peso unitario.

11.1. Módulo de deformación de los suelos

El módulo de deformación en suelos cohesivos se podrá estimar con base en correlaciones en función de la resistencia al corte no drenado y el índice de plasticidad de los suelos como se presenta en la Figura 17.

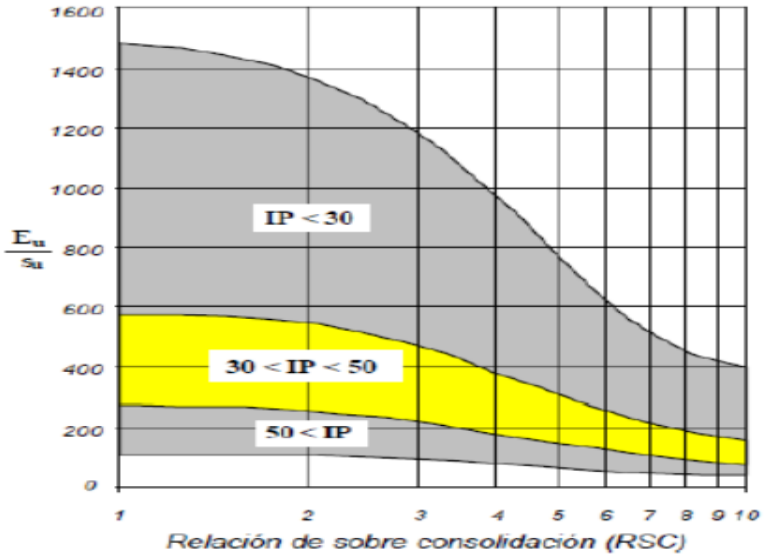


Figura 17 Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo de elasticidad no drenado

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

El módulo de Young en suelos se estimará empleando las correlaciones planteadas por Bowles (1996) y Schertmann (1970) que se presentan a continuación:

Tabla 13 Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos a partir del ensayo SPT y a la resistencia al corte no drenada

Tipo de Suelo	Correlación (E_s en kPa)	Referencia
Gravas	600(N+6) N ≤ 15 600(N+6)+2000 N > 15	Bowles, 1996
Arenas saturadas	250(N+15)	Bowles, 1996
Arenas normalmente consolidadas	500(N+15)	Bowles,1996
Arenas	8*N60*100	Schmertmann,1970
Arenas limosas	1800+270N N ≤ 15 7740+135N N > 15	Ten et al, 1991
Arenas arcillosas	320(N+15)	Bowles, 1996
Limos	300(N+6)	Bowles, 1996
Arcillas	Arcilla de alta plasticidad E = 300*S_U Arcilla de baja plasticidad E = 1000*S_U (S_U es la resistencia al corte no drenado)	Bowles, 1996

Fuente: Bowles (1986)

Los módulos obtenidos mediante las ecuaciones de correlación presentadas anteriormente son comparados con los intervalos de valores típicos de Es de acuerdo con el tipo de suelo reportado por Bowles (1986). Así mismo, se presenta a continuación la Tabla con intervalos de valores para módulos de elasticidad para diferentes tipos de suelos.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 14 Intervalos de valores del módulo de elasticidad Es para diferentes tipos de suelos

Soil	E_s, MPa
Clay	
Very soft	2–15
Soft	5–25
Medium	15–50
Hard	50–100
Sandy	25–250
Glacial till	
Loose	10–150
Dense	150–720
Very dense	500–1440
Loess	15–60
Sand	
Silty	5–20
Loose	10–25
Dense	50–81
Sand and gravel	
Loose	50–150
Dense	100–200
Shale	150–5000
Silt	2–20

Por parte de Autores como Das B. (2001), U.S. Department of the Navy (1982) y Bowles 1982, se establecen rangos típicos y relaciones de poisson para distintos tipos de suelos. Lo anterior, se presenta en las siguientes Tablas:

Tabla 15. Rangos típicos del módulo de elasticidad y relación de Poisson para distintos suelos.

Tipo de suelo	Es (MPa)	υ
Arena suelta	10,5-24,0	0,20-0,4
Arena densa media	17,25-27,6	0,25-0,4
Arena densa	34,5-55,2	0,3-0,45
Arena limosa	10,3-17,2	0,2-0,4
Arena y grava	69,0-172,0	0,15-0,35
Arcilla blanda	4,1-20,7	0,20-0,50
Arcilla media	20,7-41,4	0,20-0,50
Arcilla firme	41,4-96,6	0,20-0,50

Fuente: Das. B. (2001)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 16. Constantes elásticas de algunos suelos

Suelo	Rango típico de valores	
	Módulo elástico E_s (kg/cm^2)	Relación de Poisson υ
Arcilla:		
Blanda sensitiva	25 - 150	0.40 - 0-50 no drenada
Consistencia media	150 - 500	
Muy firme	500 - 1000	
Loess	150 - 600	0.10 - 0.30
Limo	20 - 200	0.30 - 0.35
Arena fina:		
Suelta	80 - 120	0.25
Densidad Media	120 - 200	
Densa	200 - 300	
Arena:		
Suelta	100 - 300	0.20 - 0.35
Densidad media	300 - 500	0.30 - 0.40
Densa	500 - 800	
Grava:		
Suelta	300 - 800	0.20 - 0.35
Densidad media	800 - 1000	0.30 - 0.40
Densa	1000 - 2000	

E_s aproximado f_aN (1)	
Suelo	E_s (kg/cm^2)
Limo, limoarenoso, suelos con baja cohesión	4 N_1 (2)
Arena limpia fina a media, arena poco limosa	7 N_1
Arena gruesa, arena con poca grava	10 N_1
Grava arenosas y gravas	12 N_1

E_s aproximado a partir de s_u (kg/cm^2) (3)	
Arcilla blanda sensitiva	200 s_u - 500 s_u
Arcilla consistencia media a firme	750 s_u - 1200 s_u
Arcilla muy firme	1500 s_u - 2000 s_u

E_s aproximado a partir de q_c (kg/cm^2) (4)	
Suelos arenosos	2 q_c

(1) N = resistencia del ensayo SPT
(2) N_1 = N corregido por profundidad
(3) s_u = resistencia no drenada (kg/cm^2)
(4) q_c = resistencia penetración del cono (kg/cm^2)

Fuente: U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles 1982

11.2. Resistencia al corte no drenada

La resistencia al corte no drenada (Su) de los suelos cohesivos se determina a partir de la correlación empírica propuesta por Schmertmann (1975) entre la resistencia a la compresión inconfinada (qu), la plasticidad del material y el número de golpes por pie (N) obtenido a partir del ensayo de penetración estándar (SPT). La resistencia al corte no drenada (Su) se calcula como la mitad de qu. Esta correlación se presenta en la Figura 18.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

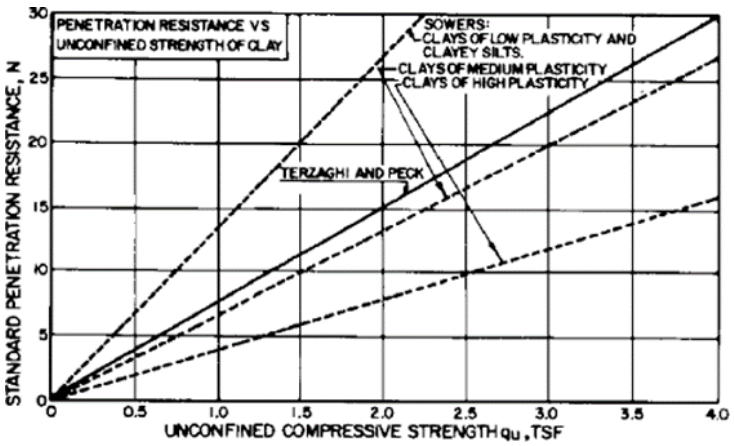


Figura 18. Correlación entre el N del SPT y qu
Fuente: Schmertmann (1975)

De igual forma, cuando se cuentan con valores de ensayos de clasificación y límites de consistencia en materiales finos, se emplea la correlación propuesta por Yilmaz (2000) en la que mediante el valor del índice de liquidez (IL), se puede hacer un estimativo de la resistencia no drenada (Su) (Ver Figura 2.2).

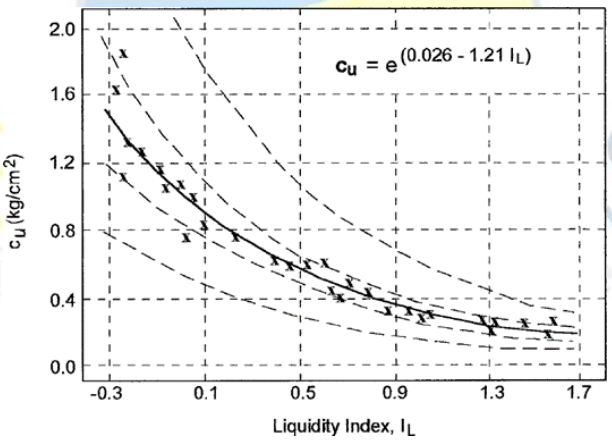


Figura 19. Relación entre la resistencia al corte no drenada (Su) y el Índice de Liquidez
Fuente: Yilmaz (2000)

De manera alternativa se empleará la normativa de caracterización de depósitos cuaternarios (SNiP II-15-74, 1975) presentada en la Tabla 17.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 17 Parámetros Geotécnicos normalizados de suelos arenosos

TIPO	PARAMETRO	VALORES CARACTERISTICOS PARA UN INDICE DE PORO e, DE			
		0,45	*0,55*	*0,65*	*0,75*
Arenas con grava	c	0,02	0,01	—	—
	φ	43	40	38	—
	E	500	400	300	—
Arenas medias	c	0,03	0,02	0,01	—
	φ	40	38	35	—
	E	500	400	300	—
Arenas finas	c	0,06	0,04	0,02	—
	φ	38	36	32	28
	E	480	380	280	180
Arenas limosas	c	0,08	0,06	0,04	0,02
	φ	36	34	30	26
	E	390	230	180	110

Fuente: norma SNiP II-15-74 Cimentaciones de edificios y estructuras, Gosstroy URSS, Moscú, 1975

La estimación de los parámetros de resistencia drenada para suelos cohesivos podrá realizarse mediante las diferentes correlaciones propuestas por diversos autores y presentadas a continuación.

- U.S Army Corp of Engineers: El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos sugiere la estimación del ángulo de resistencia (ϕ') a partir del índice de plasticidad (IP) de suelos cohesivos. La estimación se realiza de manera directa mediante la lectura del límite inferior de la Figura 20.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

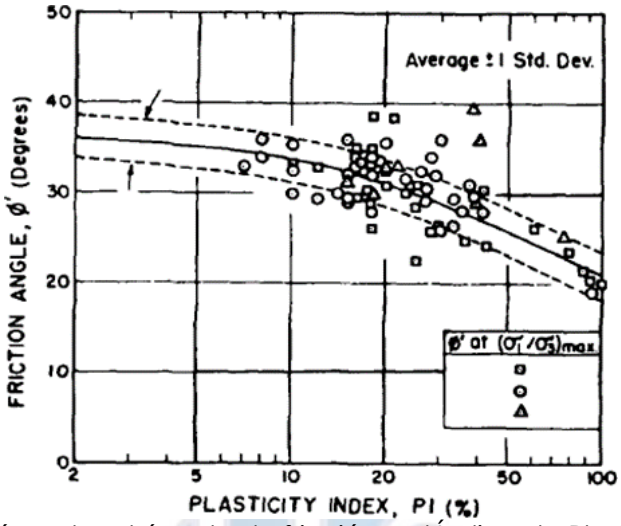


Figura 20. Relación entre el ángulo de fricción y el Índice de Plasticidad de suelos cohesivos (U. S. Army Corp of Engineers)

- Skempton, Lupini, Stark y Eid, Mesri y Cepeda Diaz: Estos autores sugieren la estimación de los valores de los ángulos de resistencia efectiva pico y residual, a partir de correlaciones con las propiedades índice, porcentaje de finos, distribución granulométrica y tipo de suelo cohesivo. Las correlaciones y la estimación de los parámetros se realizan mediante la lectura de las distintas gráficas presentes en las siguientes figuras:

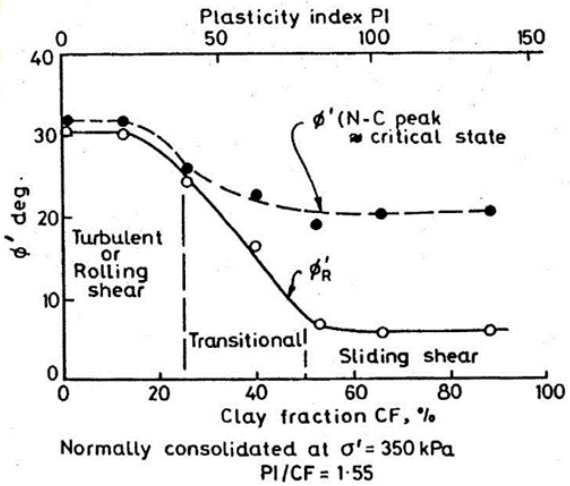


Figura 21. Variación del ángulo de fricción efectivo pico y residual a partir del contenido de finos (CF) y el IP. (Skempton, 1985. Anteriormente Lupini, Skinner y Vaughan, 1981)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

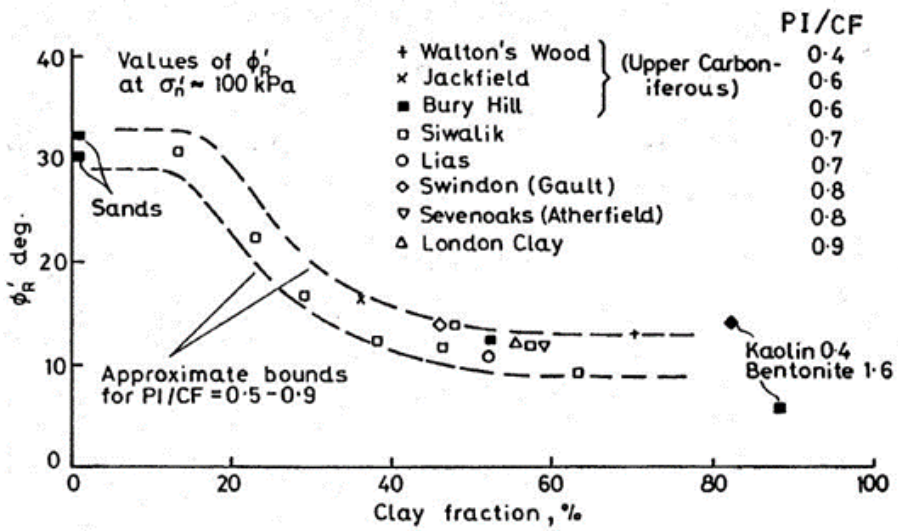


Figura 22. Variación del ángulo de fricción efectivo residual a partir del contenido de finos (CF) (Skempton, 1985)

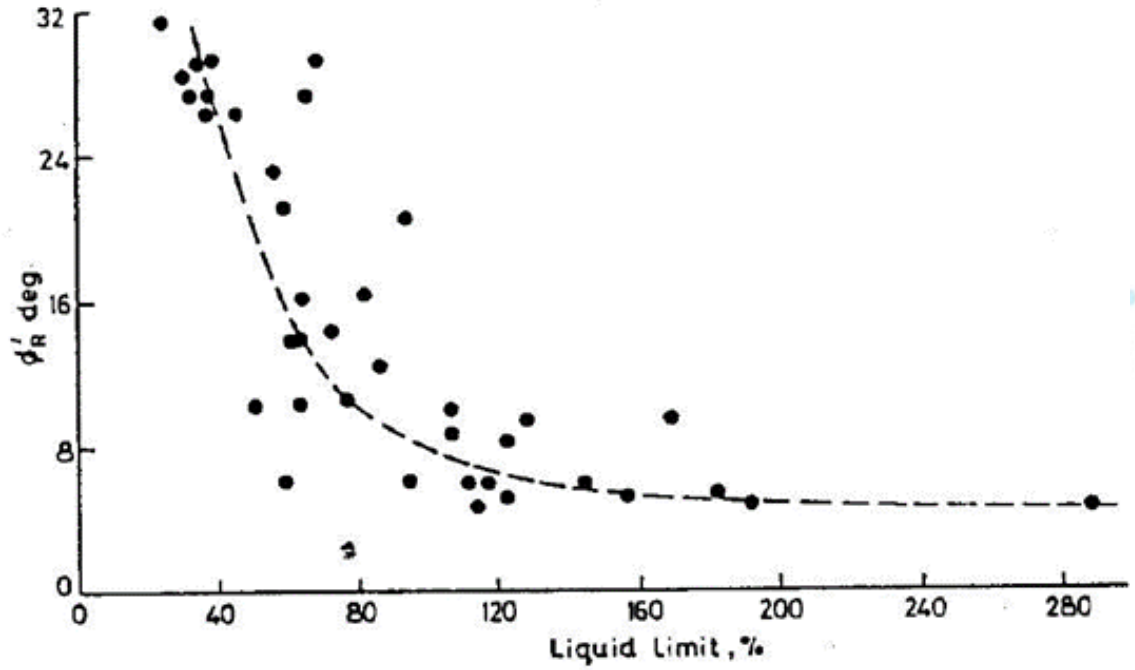


Figura 23. Correlación empírica entre el límite líquido y el ángulo de fricción residual efectivo (Mesri y Cepeda-Díaz, 1986)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

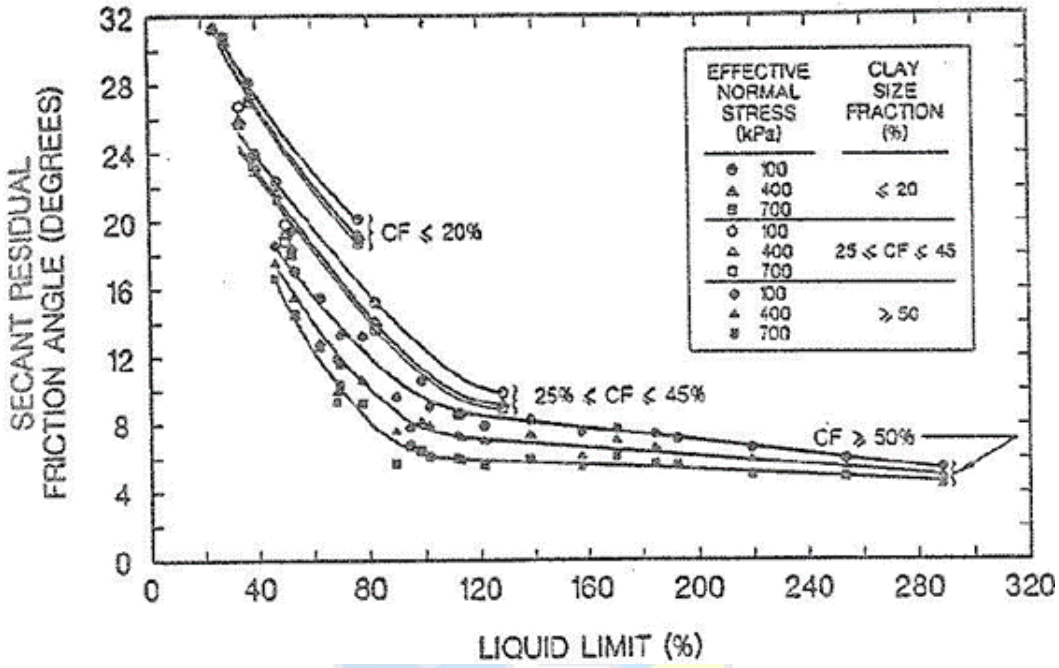


Figura 24. Correlación entre el ángulo de fricción residual efectivo y el límite líquido. Stark y Eid (1994)

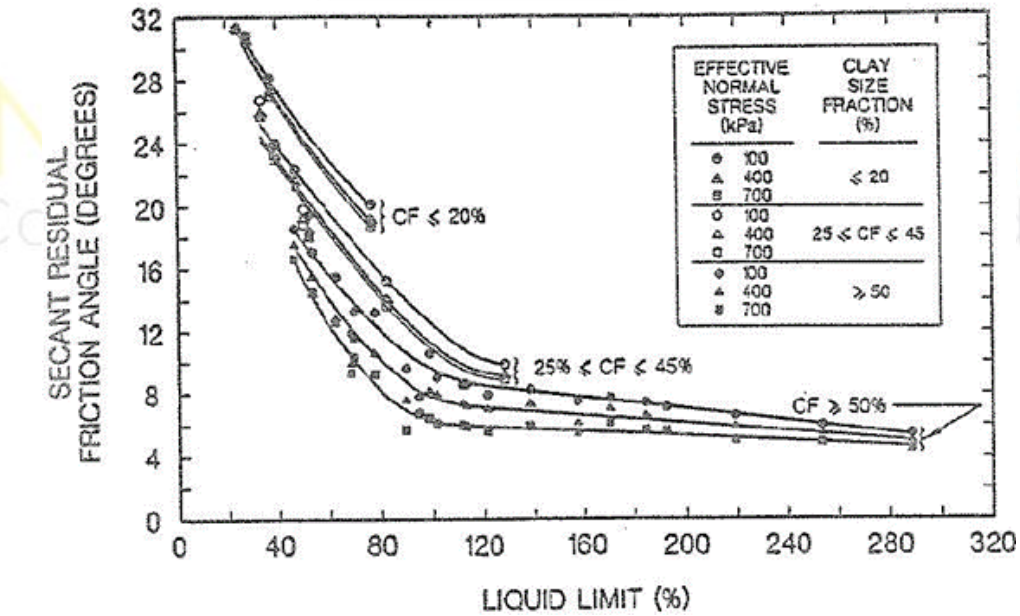


Figura 25. Correlación de la diferencia entre el ángulo de fricción pico y residual a partir del límite líquido. Stark y Eid (1997)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- Normativa SNiP II-15-74, 1975: Mediante la normativa de caracterización de depósitos cuaternarios (SNiP II-15-74, 1975) presentada en la Tabla 18, es posible estimar el ángulo de resistencia drenado y la cohesión efectiva de los suelos cohesivos de acuerdo con su composición, índice de liquidez y relación de vacíos.

Tabla 18 Parámetros Geotécnicos normalizados de sedimentos arcillosos

TIPO	$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}$	PARAMETRO	VALORES CARACTERISTICOS PARA UN INDICE DE POROS e, DE						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Arenoso	$0 \le I_L \le 0{,}25$	c^H	0,15	0,11	0,08	—	—	—	—
		φ^H	30	29	27	—	—	—	—
	$0{,}25 < I_L \le 0{,}75$	c^H	0,13	0,09	0,06	0,03	—	—	—
		φ^H	28	26	24	21	—	—	—
Limoso	$0 \le I_L \le 0{,}25$	c^H	0,47	0,37	0,31	0,25	0,22	0,19	—
		φ^H	26	25	24	23	22	20	—
	$0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	c^H	0,39	0,34	0,28	0,23	0,18	0,15	—
		φ^H	24	23	22	21	19	17	—
	$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	c^H	—	—	0,25	0,20	0,16	0,14	0,12
		φ^H	—	—	19	18	16	14	12
Arcilloso	$0 \le I_L \le 0{,}25$	c^H	—	0,81	0,68	0,54	0,47	0,41	0,36
		φ^H	—	21	20	19	18	16	14
	$0{,}25 < I_L \le 0{,}5$	c^H	—	—	0,57	0,50	0,43	0,37	0,32
		φ^H	—	—	18	17	16	14	11
	$0{,}5 < I_L \le 0{,}75$	c^H	—	—	0,45	0,41	0,36	0,33	0,29
		φ^H	—	—	15	14	12	10	7

Fuente: norma SNiP II-15-74 Cimentaciones de edificios y estructuras, Gosstroy URSS, Moscú, 1975

11.3. Parámetros de Compresibilidad

En cuanto a los parámetros de compresibilidad, existentes diversas correlaciones para la determinación del coeficiente de compresibilidad (C_c) dadas por varios autores. Dichas correlaciones, están planteadas en función de diversas variables, como la relación de vacíos (e_o), gravedad especifica (G_s), peso unitario saturado y seco, humedad natural, limite líquido e índice de plasticidad. En la siguiente Tabla, se presentan dichas correlaciones:

Tabla 19. Ecuaciones de correlación del índice de compresibilidad (Cc) en suelos (Bowles 1997).

Ecuación	Aplicabilidad	Referencia
$C_c=0.007(w_L-10)$	Arcillas remoldeadas	Skempton, 1944
$C_c=0.009(w_L-10)$	Arcillas normalmente consolidadas	Terzaghi y Peck, 1967
$C_c=0.006(w_L-9)$	Arcillas con límite líquido < 100%	Azzouz et. al., 1976
$C_c=0.01(w_n-5)$	Todas las arcillas	Azzouz et. al., 1976
$C_c=0.01w_n$	Todas las arcillas	Koppula, 1981
$C_c=1.15(e-e_0)$	Todas las arcillas	Nishida, 1956

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Ecuación	Aplicabilidad	Referencia
C_c=0.30(e_0-0.27)	Suelos inorgánicos	Hough, 1957
C_c=0.35(e_0-0.5)	Suelos orgánicos	Hough, 1957
C_c=0.85*$\sqrt{\frac{wn^3}{100}}$	Lodos finos y arcillas	Helenelund, 1951
C_c=0.2$e^{1.6}$	Suelos recientemente sedimentados naturalmente	Shorten, 1995
C_c=0.5 (γ_w/γ_d)$^{2.4}$	Todo tipo de suelos	Herrero, 1980
C_c=0.185[G_s($\gamma w/\gamma_d$)2-0.144]	Todo tipo de suelos	Herrero, 1983
C_r = 0.000463 W_L G_s	Todo tipo de suelos	Nagaraj, 1985
C_r = 0;00194(IP -4;6)	Todo tipo de suelos	Nakase, 1988
C_r=0.096$Cc^{0.863}$	Arcillas Limosas	IGAC, 1987
C_r = 0.2342 Cc	Arcillas Bogotanas	Rodriguez, 2002

Otras estimaciones del índice de compresibilidad (Cc), son las planteadas por Terzaghi y Peck (1967), Skempton (1986), Nakase y Boekhout (1988) y Martinez-Cepeda (2016).

$$C_c = 0.009 * (LL - 10)$$
$$C_c = 0.0097 * (LL - 16.4)$$
$$C_c = 0.046 + 0.0104 * IP$$
$$C_c = 0.0087 * (LL - 10.3)$$
$$C_c = 0.0112 * IP + 0.00478$$

En lo referente a la correlación entre la resistencia a la corte no drenada (Su) y el esfuerzo de preconsolidación con el índice de plasticidad (IP), Mesri (1975) presentó las siguientes curvas:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

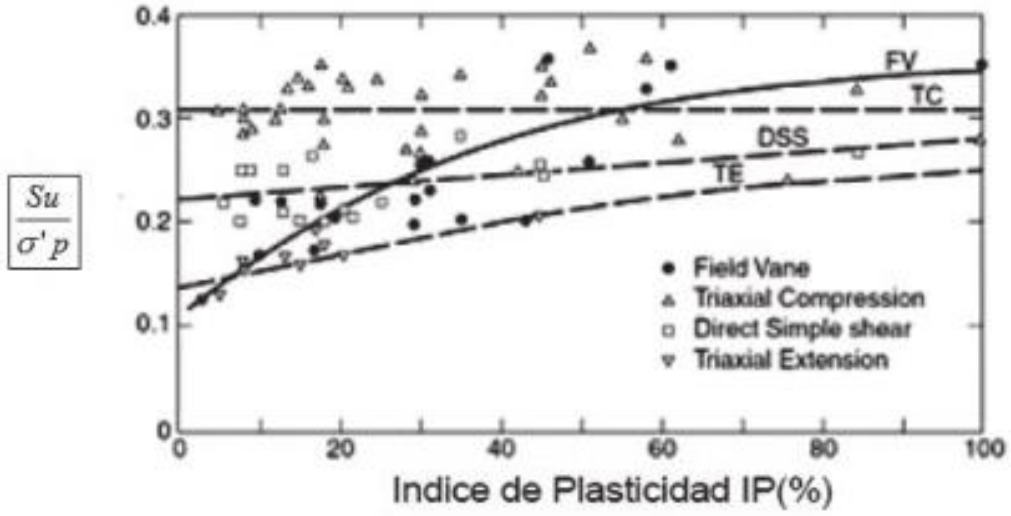


Figura 26. Relación Su/σ'p de Mesri (1975)
Fuente: Holtz y Kovacs (1981)

Holtz y Kovacs en 1981, plantearon que no existe una relación directa entre las propiedades y que la relación Su/σ'p tiende a un valor constante de 0.22.

11.4. Parámetros de resistencia a partir del SPT

Para efectuar las correcciones de los resultados del ensayo de penetración estándar (SPT, N_{campo}) se requiere de la siguiente expresión general:

$$N_{CRR} = N * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

En la cual:

N_{CRR}	Valor de N Corregido
N	Valor de N de Campo
C_n	Factor de corrección por confinamiento efectivo
n_1	Factor por energía del martillo (0.45<<1)
n_2	Factor por longitud de la varilla (0.75<n_2<1)
n_3	Factor por revestimiento interno del muestreador (0.8<n_3<1)
n_4	Factor por diámetro de la perforación.

- **Corrección por energía (n_1)**

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

$$N_{e1} = N_{e2} * \left(\frac{e_2}{e_1}\right) = N_{60} = N_{45}\left(\frac{45}{60}\right) = 0.75N_{45}$$

(Skempton, 1953, e_1=60%)

- **Corrección por confinamiento (sobrecarga)**

Este factor ha sido identificado desde hace tiempo (Gibbs&Holz, 1957) y se hace por medio del factor Cn de forma tal que:

$$N_{corr} = N_1 = C_n * N$$

Y se ha estandarizado a un esfuerzo vertical de referencia σ_w 1 kg/cm^2 aproximadamente 1 atmósfera =P_a, como una función del parámetro Rs definido por:

$$R_s = \frac{\sigma'_v}{Pa}$$

Existen numerosas propuestas, entre las que se destacan las siguientes:

Tabla 20. Propuestas para el factor de corrección por confinamiento.

Autor	Expresión
Peck	$C_n = \frac{\log\left(\frac{20}{Rs}\right)}{\log(20)}$
Seed	$C_n = 1 - 1.25\log(Rs)$
Meyerhoff-Ishihara	$C_n = \left(\frac{1.70}{0.7 + Rs}\right)$
Liao&Witman	$C_n = \sqrt{\frac{1}{Rs}}$
Skempton	$C_n = \left(\frac{2}{1 + Rs}\right)$
González	$C_n = \log\left(\frac{10}{Rs}\right)$
Zeevaert	$C_n = \frac{19152}{(95.76 + \sigma;_w)}$
Schmertmann	$C_n = \frac{325}{(102 + 203Rs)}$

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

En general se recomienda que Cn<2.0, por lo cual la formulación de Zeevaert es mucho más representativa para los efectos requeridos. A continuación, se indican la formulación para obtener el $N_{corregido}$ en función de una energía de referencia de 60%.

$$N_{60} = N_{45}\left(\frac{45}{60}\right) = 0.75N_{45}$$

Para Colombia, y salvo mediciones al respecto (p. ej. Villafañe et al, 1997) se debe tomar conservativamente e=45%. Las convenciones empleadas en la tabla son las que se presentan a continuación.

N: Número de golpes del martillo.
γ: Peso Específico del Suelo.
Cn: Factor de corrección por confinamiento.
σ_V: Esfuerzo vertical total.
n_1: Factor de corrección por energía del martillo.
σ'_V Esfuerzo vertical efectivo.
$N_{corregido}$: Número de golpes del martillo corregido.
μ_w: Presión de poros
Rs: Parámetro utilizado para el cálculo de Cn.
φ: Ángulo de fricción interna.

Según los factores de corrección propuestos en la tabla anterior, se presentan las fórmulas para el cálculo del ángulo de fricción, basados en las correlaciones de establecidas por diversos autores (ver Tabla 21).

Tabla 21 Propuestas para el cálculo del ángulo de fricción equivalente.

φ' equivalente	
Peck	φ=28.5+0.25 $N_{corregido}$
Peck, Hanson y Thornburn	φ =26.25 [2-e^ (-$N_{corregido}$/62)]
Kishida	φ =15+(12.5*$N_{corregido}$) ^0.5
JNR (Japan National Railway)	φ =27+0.1875* $N_{corregido}$
JRB (Japan Road Bureau)	φ =15+(9.375* $N_{corregido}$) ^0.5
Meyerhof, 1965	φ=23.7+0.57 $N_{corregido}$+0.0006 ($N_{corregido}$)²

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

φ' equivalente	
Peck, Hanson & Thornburn, 1974	$\varphi=27.1+0.30\ N_{corregido}+0.00054\ (N_{corregido})^2$
Schmertmann	$\varphi=\tan^{-1}\left[\frac{N}{12.2+20.3\left(\frac{\sigma_0'}{P_a}\right)}\right]^{0.34}$
Hatanaka & Uchida, 1996	$\varphi=\sqrt{20N\ corregido}+20$

En función de lo anterior, en la Figura 27, se presenta la variación del valor de N corregido del ensayo de penetración estándar con la profundidad para los sondeos realizados.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

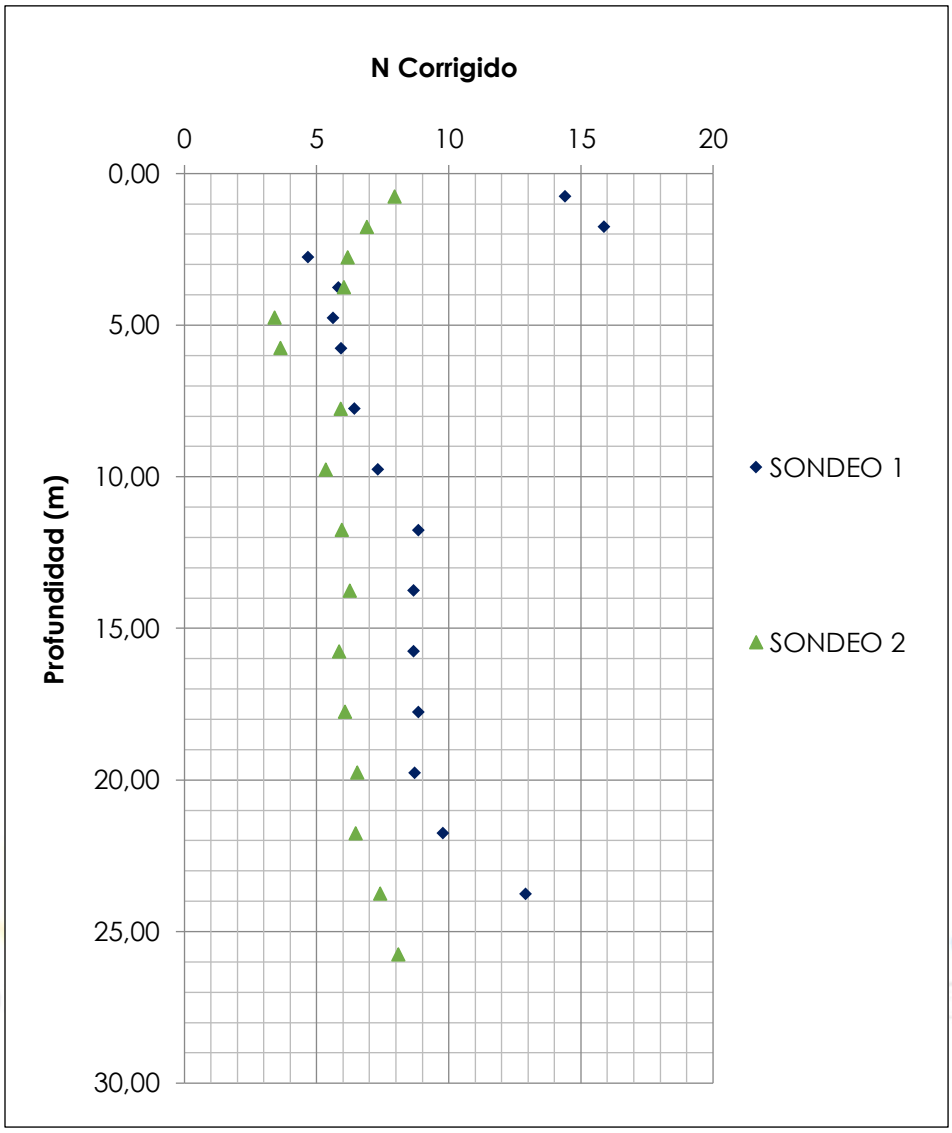


Figura 27 N corregido contra profundidad.

Con base en la formulación presentada anterior, se efectúan los cálculos del ángulo de fricción a partir del ensayo del SPT. En la siguiente Figura, se presentan los valores del ángulo de fricción calculado a partir de la formulación de Japan Road Bureau (JRB) contra la profundidad, obteniendo un valor medio de 23°.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

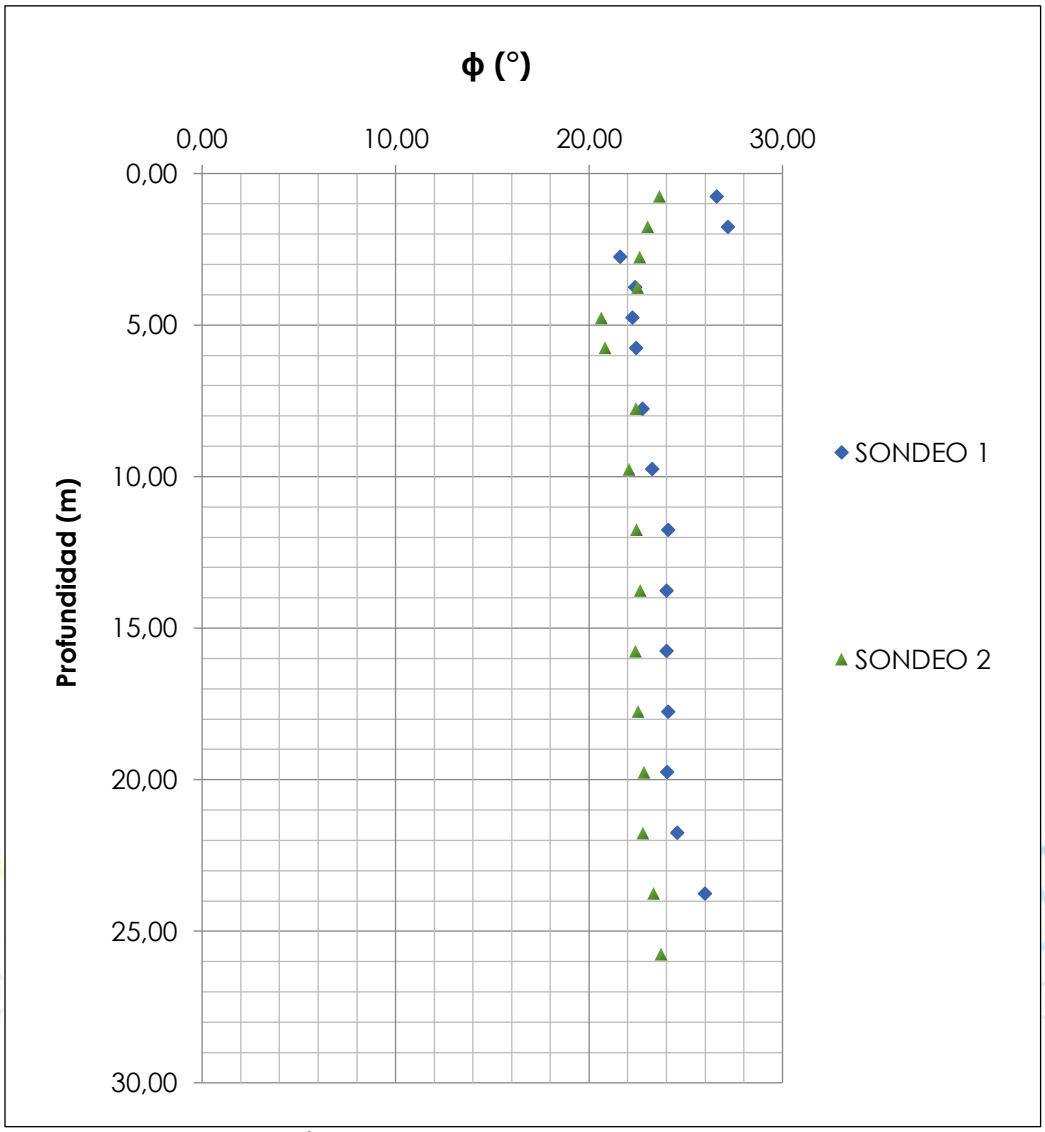


Figura. 28 Ángulos de fricción obtenidos a partir del SPT.

Adicional a lo anterior se emplea la metodología propuesta por González (1999), análisis que se presenta en la siguiente Tabla para la obtención del ángulo de fricción:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

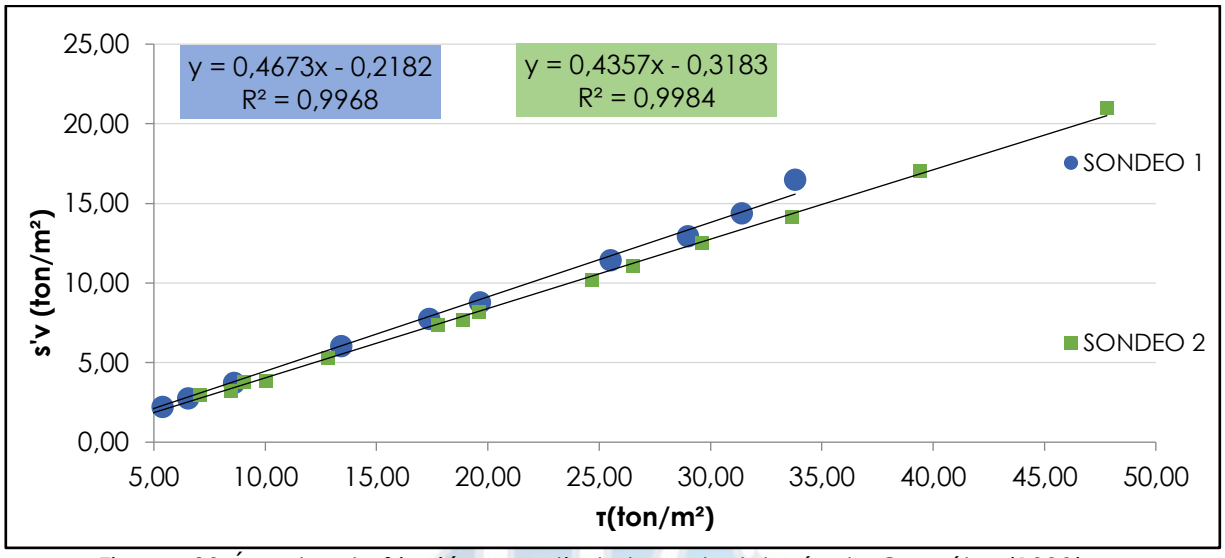


Figura. 29 Ángulos de fricción a partir de la metodología de González (1999).

Tabla 22. Tabla de pendientes y ángulos de fricción por sondeos.

Sondeo	Pendiente	Angulo de fricción (φ')
SONDEO 1	0,4673	25
SONDEO 2	0,4357	24

Para la estimación y soporte de los parámetros de resistencia, compresibilidad, cohesión, pesos unitarios y ángulo de fricción para los materiales reportados en la tabla anterior, se recurre a los resultados de laboratorio y a la literatura técnica existente válida en el estado del arte.

11.5. Estimación de parámetros de diseño

Con base en la revisión de la información bibliográfica anterior, y los análisis de esta Consultoría se han establecido los parámetros de diseño del proyecto, los cuales se presentan dentro de los análisis particulares en la estructura.

En función de la campaña de exploración, resultados de los ensayos In-Situ y de laboratorio, revisión bibliográfica y correlaciones con el SPT se obtuvieron los parámetros de resistencia con los cuales se elaboró el análisis geotécnico, dichos parámetros, se presentan a continuación:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 23. Parámetros para el análisis geotécnico-Resistencia y Compresibilidad.

Tipo de Material	Profundidad (m)		γ sec	γ sat	ϕ	c	E	ν	Su (ton/m²)	eo	Cr	Cc	σ'p (ton/m²)	Cv (cm²/min)
	Inicial	Final	(ton/m³)	(ton/m³)	(°)	(ton/m²)	(ton/m²)							
Arena limosa	0.0	1.0	1.46	1.67	26.62	5.28	735.00	0.37	-	0.36	-	-	-	-
Limo arenoso	1.0	2.0	1.67	1.94	27.20	7.04	771.74	0.39	-	0.43	-	-	-	-
Arcilla de alta plasticidad	2.0	3.0	1.31	1.75	21.62	2.20	491.93	0.42	8.06	0.94	0.18	0.31	3.66	0.11
Arcilla arenosa de mediana plasticidad	3.0	6.0	1.47	1.82	7.92	5.05	520.31	0.40	9.24	0.69	0.13	0.23	2.00	0.07
Arena limosa	6.0	8.0	1.32	1.55	22.45	3.52	523.11	0.37	-	0.44	-	-	-	-
Arena limosa con presencia de grava	8.0	10.0	1.41	1.62	22.76	4.40	535.62	0.38	-	0.39	-	-	-	-
Arena pobremente gradada	10.0	12.0	1.44	1.69	23.28	5.72	557.80	0.37	-	0.44	-	-	-	-
Arcilla de mediana plasticidad con presencia de arena	12.0	28.0	1.54	1.94	24.11	8.80	596.28	0.40	25.68	0.71	0.12	0.20	11.67	0.08

Para la estimación y soporte de los parámetros de resistencia, compresibilidad, cohesión, pesos unitarios y ángulo de fricción para los materiales reportados en la tabla anterior, se recurre a los resultados de laboratorio y a la literatura técnica existente válida en el estado del arte.

En general, el perfil y parámetros presentados en la Tabla anterior, representa los perfiles típicos encontrados durante la campaña de exploración. En el **Anexo 4**, se presentan los parámetros geotécnicos y las correlaciones.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

12. DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIONES DEL PUENTE VEHÍCULAR

En este capítulo se hace el análisis del tipo de cimentación en función del criterio de profundidad de desplante y dimensiones geométricas de la estructura para determinar la utilización de la cimentación profunda. El diseño de las cimentaciones de los puentes vehiculares se realizó con base en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes – LRFD – CCP 14.

Para la obtención de los parámetros de diseño, se efectúan cálculos con correlaciones matemáticas, debidamente establecidas en el estado del arte, que permiten obtener órdenes de magnitud para el cálculo de la capacidad portante y su posterior validación en la información secundaria y en la literatura técnica.

De acuerdo con el modelo estructural, se calcularon las reacciones que se presentarán en los apoyos y el pilote más cargado de acuerdo con los casos de análisis planteados en el CCP 14, los cuales corresponden con Estados Límites de Resistencia, Evento Extremo y Servicio.

La tipología de cimentación seleccionada para todos los puentes consistió en grupos de pilotes de concreto pre-excavado, teniendo en cuenta que en el proyecto se tienen cargas grandes que transmite la superestructura y materiales débiles que no las pueden soportar con cimientos superficiales.

12.1. Cimentación Profunda

Considerando el análisis realizado, la importancia de las obras proyectadas, y teniendo en cuenta la normatividad vigente, se presenta a continuación el marco teórico adoptado para el diseño.

En este capítulo se presentan los cálculos para la obtención de la capacidad de carga para elementos de transferencia. Estos valores se calculan afectando la capacidad de carga última, q_u, por un Factor de Reducción que cumple con el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (NSR-10) y el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 2014 (CCDSP-14). Los factores de resistencia a aplicar para el diseño de cimentaciones superficiales y profundas (pilotes), valores que se presentan en las siguientes tablas:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 24. Factores de resistencia para cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia.

Parámetro	Método/suelo/condición		F. Resistencia
	Símbolo	Método/suelo	
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al,2001) en arena usando el SPT	0.45
		Métodos semi-empíricos (Meyerhof, 1957) todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_τ	Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva de suelo, componente de la resistencia al deslizamiento.	0.50

Tabla 25. Factores de resistencia geotécnica a pilotes perforados en el estado límite de resistencia.

Método	Resistencia por	Tipo de Material	Factor de Resistencia	
			Pilotes Perforados	Pilotes Hincados
Resistencia nominal a la compresión axial pilotes perforados	Fuste	Arcilla	0.45	0.25
		Arena	0.55	0.45
		IGMs	0.60	-
		Roca	0.50	-
	Punta	Arcilla	0.40	0.25
		Arena	0.50	0.45
		IGMs	0.55	0.45
		Roca	0.50	0.45
Resistencia al levantamiento de pilotes perforados individuales		Arcilla	0.35	0.20-0.35
		Arena	0.45	
		Roca	0.40	

El diseño de la fundación para las estructuras principales del proyecto tiene en cuenta las características de las obras a implantar (tipología, geometría, cargas a nivel de cimentación), con lo cual se presenta a continuación la formulación de cálculo empleada para los diseños presentados en este documento. Se dimensionan elementos de transferencia de diferentes diámetros.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

12.1.1. Formulación Adoptada

Capacidad de Carga Total

$$Q_t = Qs * FR + Qp * FR - Wp \ \text{(Condición Estática)}$$
$$Q_t = Qs + Qp - Wp \ \text{(Condición Seudo} - \text{Estática)}$$

Dónde:

Q_s: Aporte por fricción en el fuste (ton).
Q_p: Aporte por punta (ton).
W_p: Peso del pilote (ton).
F.R.: Factor de Reducción (-). Que cumple con el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes de 2014 (CCDSP-14) en su numeral 10.5.5.2.4 el cual presenta los factores de resistencia a aplicar para el diseño de pilotes/caisson

12.1.2. Aporte por Fricción en el Fuste

El aporte por fricción en el fuste es calculado por medio de la siguiente ecuación:

Capacidad de carga por Fuste – Estratos Arenosos (Metodología US Army)

$$Q_s = \Delta L.\, p.\, K_0.\, \sigma'_v.\, \tan\frac{2}{3}\phi$$

Dónde:

Qs: Carga de trabajo por fuste (ton).
p: Perímetro del pilote (m).
K_0: Coeficiente de presión de tierras en reposo
σ'_v: Esfuerzo vertical efectivo (ton/m^2).
φ: Ángulo de fricción del material de soporte (°).
ΔL: Δ Longitud del pilote (Espesor del estrato), m.

Capacidad de carga por Fuste – Estratos Arcillosos (Metodología Alfa)

$$Q_s = \Delta L \cdot p \cdot \alpha \cdot Su$$
$$\alpha = 0.55 \text{ para } {}^{Su}/_{Pa} \leq 1.5$$
$$\alpha = 0.55 - 0.1\left({}^{Su}/_{Pa} - 1.5\right) \text{ para } 1.5 \leq {}^{Su}/_{Pa} \leq 2.5$$

Dónde:
Qs: Carga de trabajo por fuste (ton).
S_u: Resistencia a la corte no drenada (ksf).
α: Factor Adimensional.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Pa: Presión Atmosférica (kst).

Capacidad de carga por Fuste – Roca (Metodología Horvath y Kenney, 1979)

$$Q_s = 0.65\alpha_E Pa\left(\frac{qu}{Pa}\right)^{0.5} < 7.8Pa\left(\frac{f'c}{Pa}\right)^{0.5}$$

Dónde:
Qs: Resistencia por fuste (kst).
q_u: Resistencia a la compresión simple de la roca (ksf).
a_E: Factor de Reducción.
Pa: Presión Atmosférica (kst).
f'c: Resistencia a la compresión del concreto (kst).

12.1.3. Aporte por Punta

El aporte por punta se obtiene por medio de la siguiente ecuación:

Capacidad de carga por Punta – Estratos Arcillosos (O'Neill y Reese, 1999)

$$Q_p = A_t \cdot Nc \cdot Su \leq 80.0$$
$$Nc = 6\left[1 + 0.2\left(\frac{z}{D}\right)\right] \leq 9$$

Dónde:
Q_p: Carga de trabajo por punta (ton).
A_t: Área de la Punta del elemento (m^2).
Z: Longitud del pilote (m)
D: Diámetro del pilote (m^2)

Capacidad de carga por Punta – Estratos Arenosos (Metodología US Army)

$$Q_p = A_t . N_q . \sigma_v$$

Dónde:
Q_p: Carga de trabajo por punta (ton).
σ_v Esfuerzo vertical efectivo a nivel de la punta del elemento (ton/m^2).
N_q: Factor adimensional de carga (-).
A_t: Área de la Punta del elemento (m^2).

El factor N_q se halla mediante el empleo de la siguiente figura:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

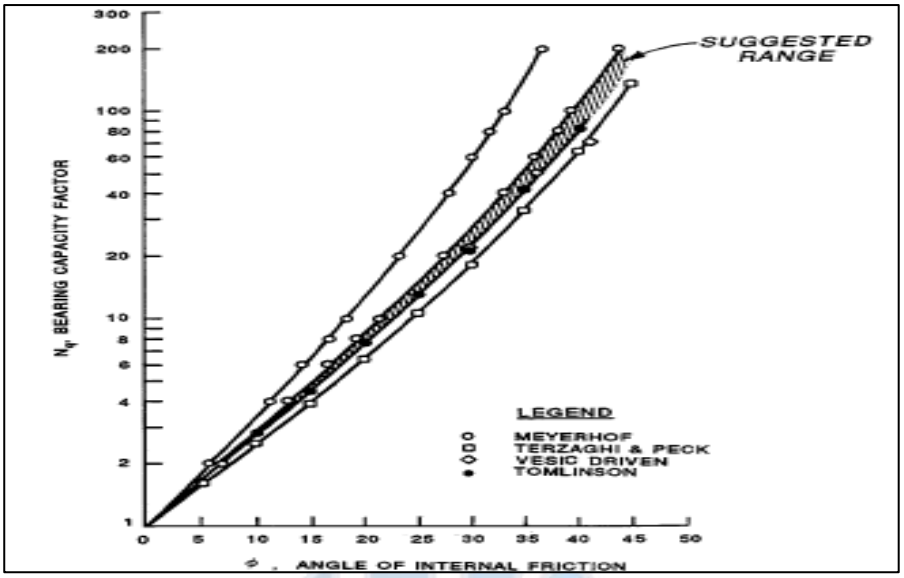


Figura 30. Factores de Capacidad Portante para Cimentaciones profundas[4].

Capacidad de carga por punta en roca (CCP-14)

$$Q_p = \left[\sqrt{s} + \sqrt{\left(m\sqrt{s} + s\right)}\right] q_u \cdot A_t$$

Donde:

s, m: Parámetros de la roca fracturada (Hoek- Brown).

q_u: Resistencia a la compresión simple de la roca (ksf).

Es importante aclarar que el q_u de diseño corresponde a la quinta parte del q_u de laboratorio ($q_{u\ diseño} = q_{u\ lab}/5$), debido al efecto de escala que se presenta por la naturaleza del ensayo efectuado en laboratorio.

12.1.4. Tracción Admisible

La tracción admisible se obtiene por medio de la suma del aporte por fricción en el fuste y el peso del pilote, fuerzas que corresponden, a las fuerzas resistentes en caso de que el elemento se vea sometido a tensión.

$$T_{adm} = (\Sigma Q_s) * FR + \Sigma W_i \text{ (Condición Estática)}$$
$$T_{adm} = (\Sigma Q_s) + \Sigma W_i \text{ (Condición Seudo-Estática)}$$

Dónde:

Qs: Resistencia por Fuste (ton).

[4] Design of pile foundations US army Corps Engineers. January 1991.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Wi: Peso del elemento acumulado a la profundidad de análisis (ton).
FR: Factor de resistencia (-).

Así las cosas, para el diseño de cada una de las estructuras del proyecto, se calcularon curvas de transferencia de carga para los estados límites de resistencia y evento extremo, con diámetros de 0.30, 0.40, 0.50 y 0.60 m.

12.1.5. Módulos de Reacción

Para el cálculo del Módulo de reacción horizontal y vertical, se tuvo en cuenta la siguiente formulación (Bowles, 1982).

$$Kv = \frac{E_s}{B(1-\nu^2)} \qquad Kh = 0.60\left(\frac{E_s}{B(1-\nu^2)}\right)$$

Para el cálculo se tuvo en cuenta que B es el diámetro del Pilote, E_s el módulo de elasticidad secante, y v corresponde a la Relación de Poisson.

12.1.6. Asentamientos Elásticos

Con base en la teoría elástica (primera aproximación para la obtención de la deformación vertical acumulada), para el cálculo de los asentamientos de un grupo de pilotes, se tiene la siguiente expresión general:

$$\delta_t = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3$$

Dónde:

δ_1 Asentamiento debido a la deformación axial por la fricción en el fuste.

$$\delta_1 = \frac{\Sigma Q_p + Q_s}{AE}\Delta L$$

Donde:

Q_p	Carga admisible en la punta (ton)
Q_s	Carga admisible en el fuste (ton).
A	Área efectiva de la sección transversal (m^2)
E	Módulo de elasticidad del pilote (ton/m^2)
L	Longitud parcial del pilote (m)
δ_2	Asentamiento debido a la carga en la punta del pilote.

$$\delta_2 = \frac{q_p D}{E_s}(1-\vartheta_s^2)I_{wp}$$

Dónde:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

q_p Capacidad última de carga en la punta (ton/m^2)
D Diámetro del pilote (m)
E_s Módulo de elasticidad del suelo (ton/m^2)
υ Relación de Poisson del suelo.
I_{wp} Factor de Influencia.
δ_3 Asentamiento trasmitido en la punta del pilote debido a la carga trasmitida a lo largo del fuste del pilote.

$$\delta_3 = \left(\frac{Q_s}{pL}\right)\frac{D}{E_s}(1-\vartheta_s^2)I_{ws}$$

Dónde:

L Longitud del pilote (m).
P Perímetro (m).
I_{ws} Factor de Influencia.

El asentamiento elástico de un Grupo de pilotes está dado por la siguiente expresión:

$$\delta_{grupo} = \sqrt{\frac{B_g}{D}}S$$

Dónde:
B_g Ancho de la sección de un Grupo de pilotes (m).
D Diámetro de pilote (m).
δ Asentamiento elástico de cada pilote (m).

12.1.7. Asentamientos por Consolidación

Para efectos del cálculo de los asentamientos en grupos de pilotes, las cargas se deben asumir para actuar en una zapata equivalente basado en la profundidad de empotramiento de los pilotes en la capa que proporciona soporte. En arcillas, el asentamiento por consolidación de un grupo de pilotes se estima usando el método 2:1 de la distribución de esfuerzos (Braja Das, 2001).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

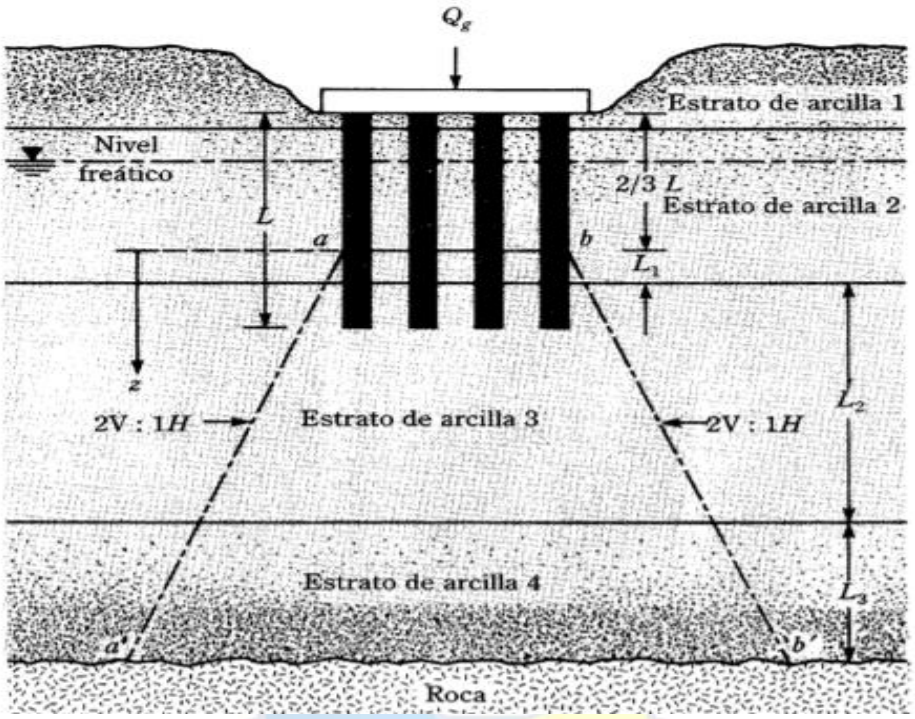


Figura 31. Asentamiento por consolidación de grupo de pilotes. Fuente: Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Braja Das.

Los incrementos de esfuerzos causado a la mitad de cada estrato de suelo por la carga total (Q_g):

$$\Delta p_i = \frac{Q_p}{(B_g + z_i)(L_g + z_i)}$$

Donde,

$\Delta p_i = Incremento\ de\ esfuerzo\ a\ la\ mitad\ de\ la\ capa\ i$
$B_g, L_g = Ancho\ y\ longitud\ de\ la\ planta\ del\ grupo\ de\ pilotes, respectivamente$
$z_i = Distancia\ de\ z = 0\ a\ la\ mitad\ de\ la\ capa\ i\ de\ arcilla$

El asentamiento en cada estrato causado por el incremento de esfuerzos viene dado por la siguiente ecuación:

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

Donde,

$\Delta s_i = Asentamiento\ por\ consolidación\ del\ estrato\ i$

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

$\Delta e_{(i)} = cambio\ de\ la\ realción\ de\ vacíos\ causados\ por\ el\ incremento\ de\ esfuerzo\ en\ el\ estrato\ i$
$e_{o(i)} = relación\ de\ vacíos\ incial\ de\ la\ capa\ i\ (antes\ de\ la\ construcción)$
$H_i = espesor\ del\ estrato\ i$

El asentamiento total por consolidación del grupo de pilotes viene dado por la expresión:

$$\Delta s_g = \sum \Delta s_i$$

En función de la campaña de exploración, resultados de los ensayos In-Situ y de laboratorio, revisión bibliográfica y correlaciones con el SPT se obtuvieron los parámetros de resistencia con los cuales se elaboraron los análisis de cimentación teniendo en cuenta los criterios de capacidad de soporte y asentamientos.

A continuación, se presentan las curvas de transferencia con la capacidad de carga axial, capacidad de carga por tracción, módulos de reacción, asentamientos elásticos y asentamientos por consolidación para pilotes de 0.8m, 0.9m, 1.0m, 1.1m y 1.2m.

12.1.8. Capacidad de carga lateral en pilotes

Las cimentaciones tienen por función transmitir al terreno de la forma más adecuada, cargas verticales, producto de la carga viva y carga muerta de las estructuras, aunque en situaciones particulares, adicionalmente experimentan esfuerzos horizontales resultado de empujes de tierras sobre estructuras de contención, corrientes de rio sobre pilas de puentes, cargas sísmicas (Cíclicas) en edificios y puentes, cargas por oleaje en estructuras offshore (Cíclicas), cargas de tensión en cables en torres de transmisión eléctricas, aceleración y frenado de vehículos en puentes, entre muchas otras (Salamanca Medina, 2017).

Para la estimación de las cargas laterales normalmente se realizan pruebas de carga lateral o mediante métodos analíticos. En lo que respecta a las pruebas de cargas laterales estas pueden realizarse durante la etapa de diseño o construcción. Existen diversos factores que están relacionados directamente con los resultados de la prueba. Estos son la velocidad de carga, la aplicación cíclica (simple o multidireccional) frente a la aplicación monótona de las fuerzas de diseño y la magnitud de la carga axial. Estos factores deben considerarse al desarrollar procedimientos de prueba de campo apropiados (de acuerdo con lo establecido en la Norma ASTM D 3966-07, Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load). Estas pruebas conllevan mucho tiempo, sus costos son elevados y en función de la envergadura del proyectos, estas pueden o no justificarse.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Por lo anterior, los métodos analíticos basados en datos teóricos y pruebas de cargas son una alternativa viable. Existente varios enfoques para la determinación de la capacidad de carga lateral. Se tiene dos (2) enfoques comunes son el método de cálculo manual de Broms (1964) y la solución informática de Reese (1984). Ambos enfoques consideran que la pila es análoga a una viga sobre una base elástica.

A continuación, se presenta el procedimiento utilizado para la determinación mediante el Método de Broms, basado en el documento "Resumen e instrucciones para el cálculo geotécnico de carga lateral última en pilotes por el Método de Broms" de E. leonardo Salamanca Medina de la Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia.

- **Paso 1**: Determine el tipo general de suelo (es decir, cohesivo o granular) dentro de la profundidad crítica debajo de la superficie del suelo (aproximadamente 4 a 5 diámetros de pilote), si tiene varia capas de suelos granulares o cohesivos, obtenga el promedio ponderado de los parámetro geotécnicos en la profundidad critica mencionada (Duncan 2001).

- **Paso 2:** Determine el módulo de reacción horizontal del suelo, (Kh o K), dentro de la profundidad crítica para suelos cohesivos o el coeficiente constante nh para suelos sin cohesión:

Suelos Cohesivos: En suelos cohesivos el módulo de reacción horizontal o módulo de balasto horizontal se supone aproximadamente constante con la profundidad.

a) Según Davisson (1963)

$$K = 67\left(\frac{Cu}{D}\right)$$

Dónde: Cu = Cohesión no drenada (KPa)
D = Diámetro del cimiento profundo

b) Según Broms (1964)

$$K = \left(\frac{n_1 n_2 80 q_u}{D}\right)$$

Dónde: q_u = Resistencia a la compresión inconfinada del suelo (KPa)
n_1 y n_2 = Coeficientes empíricos
D = Diámetro del cimiento profundo

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

VALORES DE LOS COEFICIENTES n_1 y n_2 EN SUELOS COHESIVOS	
Resistencia a la compresión Inconfinada q_u	**n_1**
Menor a 48 KPa	0.32
Entre 48 y 191 KPa	0.36
Mayor a 191 KPa	0.40
Material del Pilote	**n_2**
Acero	1.00
Concreto	1.15
Madera	1.30

Suelos Granulares: Aunque el valor de K en suelos granulares crece linealmente con la profundidad, para la metodología de Broms se considera solo el valor de la constante nh la cual ha sido estimada por el profesor Terzaghi para diferentes densidades de suelo, dependiendo la posición del nivel freático. Para los análisis elásticos lineales con fines de determinar la reacciones del pilote (cortantes, momentos, etc), se debe tener en cuenta el valor de K con la profundidad.

$$K = n_h\left(\frac{Z}{D}\right)$$

Dónde: Z = Profundidad
D = Diámetro del pilote

a) n_h Según Terzaghi (1955)

VALORES DE n_h EN SUELOS GRANULARES		
COMPACIDAD DEL SUELO	**n_h en kN/m³**	
	Sobre el Nivel Freático	Bajo el Nivel Freático
Suelta	1900	1086
Media	8143	5429
Densa	17644	10857

- **Paso 3:** Ajustar el valor de K o nh para las condiciones de carga y suelo:

- **Suelos Cohesivos**

a. Cargas estáticas. Usar el valor de K calculado en el Paso 2
b. Cargas estáticas producidas por Creep

- Arcillas blandas a muy blandas normalmente consolidadas:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

(1/3 a 1/6) de K calculado en el PASO 2
- Arcillas firmes a muy firmes:
(1/4 a 1/2) de K calculado en el PASO 2

- **Suelos Granulares**

a. Cargas estáticas. Usar el valor de nh calculado en el PASO 2
b. Carga cíclica (para carga sísmica)

- ½ de nh calculado en el PASO 2 para arenas de densidad medias y densas
- ¼ de nh calculado en el PASO 2 para arenas de densidad suelta

❖ **Paso 4**: Determine los parámetros del pilote:

a. Módulo de elasticidad Ep
b. Momento de Inercia Ip
c. Longitud embebida L
d. Diámetro del Pilote D
e. Excentricidad (distancia por encima del terreno) e
f. Momento de fluencia My:

- Para pilotes en concreto y/o madera con secciones circulares masivas

$$My = \sigma_E \left(\frac{\pi D^3}{32} \right)$$

Dónde: σ_E = Resistencia a la compresión concreto o limite elástico madera
D = Diámetro del cimiento profundo

- Para pilotes en acero con secciones circulares huecas

$$My = 1.3 f_y \left(\left(\frac{\pi}{64R} \right) (d_0^{\,4} - d_i^{\,4}) \right)$$

Dónde: f_y = Limite elástico del acero
R = Radio externo del pilote
d_0 = Diámetro externo del pilote
d_i = Diámetro interno del pilote

❖ **Paso 5:** Determine los coeficientes de rigidez β y η del pilote según el tipo de suelo:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- PILOTES EN SUELOS COHESIVOS

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

- PILOTES EN SUELOS GRANULARES

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EpIp}}$$

❖ **Paso 6:** Determine si el pilote es largo (Elemento flexible de longitud infinita) o corto (Unidad rígida corta) a partir de los coeficientes de rigidez calculados en el PASO 5:

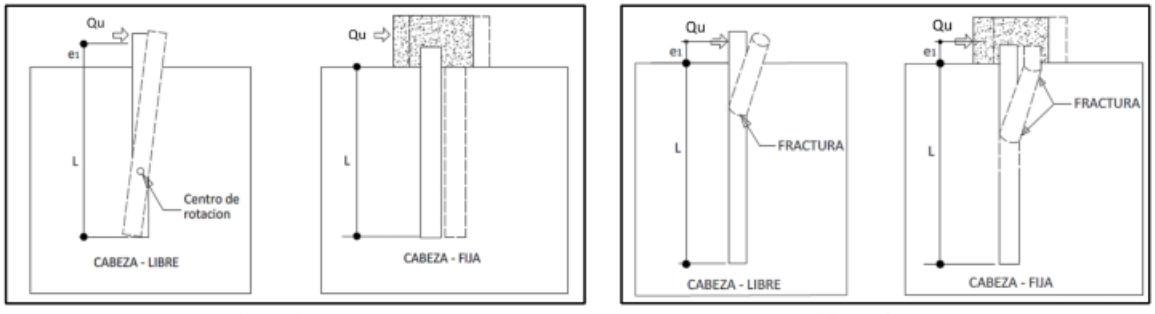
- **Suelos Cohesivos**

a. Pilote largo cuando β*L > 2.25
b. Pilote corto cuando β*L < 2.25

- **Suelos Granulares**

a. Pilote largo cuando η*L > 4.00
b. Pilote intermedio cuando 2.00 < η*L < 4.00
c. Pilote corto cuando η *L < 2.00

Con L = Longitud embebida de pilote



a) Pilote Corto b) Pilote Largo

Figura 32. Mecanismos de falla en pilotes bajo carga lateral. (Salamanca Medina, 2017)

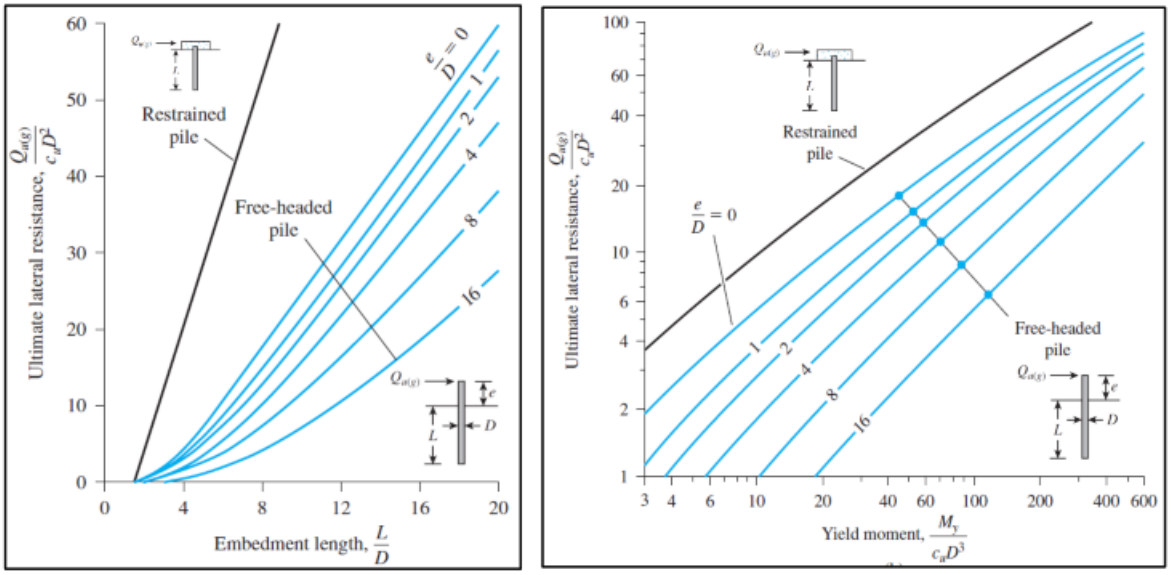
La falla en los pilotes cortos se debe al flujo del suelo alrededor del pilote y la falla en pilotes largos se debe a la formación de una articulación plástica en el pilote.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- **Paso 7**: Determine otros parámetros del suelo a lo largo de la longitud embebida del pilote:

a. Coeficiente de presión pasiva del terreno Kp según Rankine para suelos granulares
b. Peso unitario natural del terreno ɣ
c. Cohesión no drenada Cu en suelos cohesivos

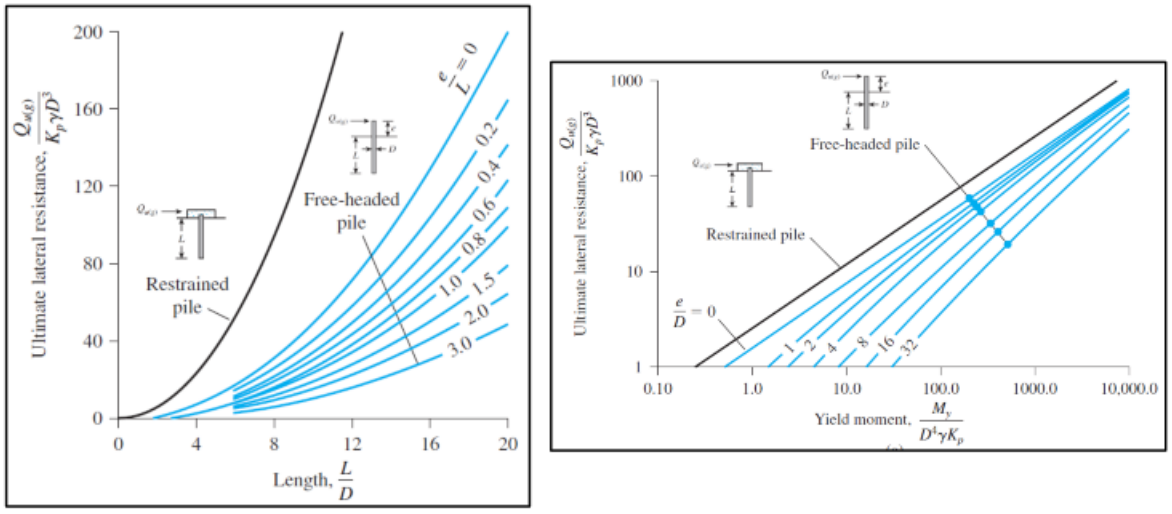
- **Paso 8**: Determine la capacidad última lateral Qu de un pilote individual con los siguientes ábacos según el tipo de suelo y la condición de la cabeza del pilote:



a) Pilote Corto b) Pilote Largo

Figura 33. Ábacos para determinar la capacidad última lateral de un pilote individual para suelos cohesivos (Salamanca Medina, 2017)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.



c) Pilote Corto d) Pilote Largo

Figura 34. Ábacos para determinar la capacidad última lateral de un pilote individual para suelos granulares (Salamanca Medina, 2017)

** Para pilotes intermedios en suelos granulares calcular el valor de Qu con ambos ábacos y seleccionar el menor valor obtenido.*

PASO 9: Calcule la carga de trabajo admisible Qg para el pilote individual:

a) Para el cálculo por el método ASD (Diseño por esfuerzos admisibles) utilice un factor de seguridad FS comprendido entre 2.5 y 3.0, comparando la carga admisible con las cargas de servicio.

$$Q_g = \frac{Q_u}{FS}$$

b) Para el cálculo por el método LRFD (Diseño por factores de carga y resistencia) utilice un factor de resistencia φb de 0.40, comparando el resultado con las cargas de resistencia mayoradas (Estado límite de resistencia).

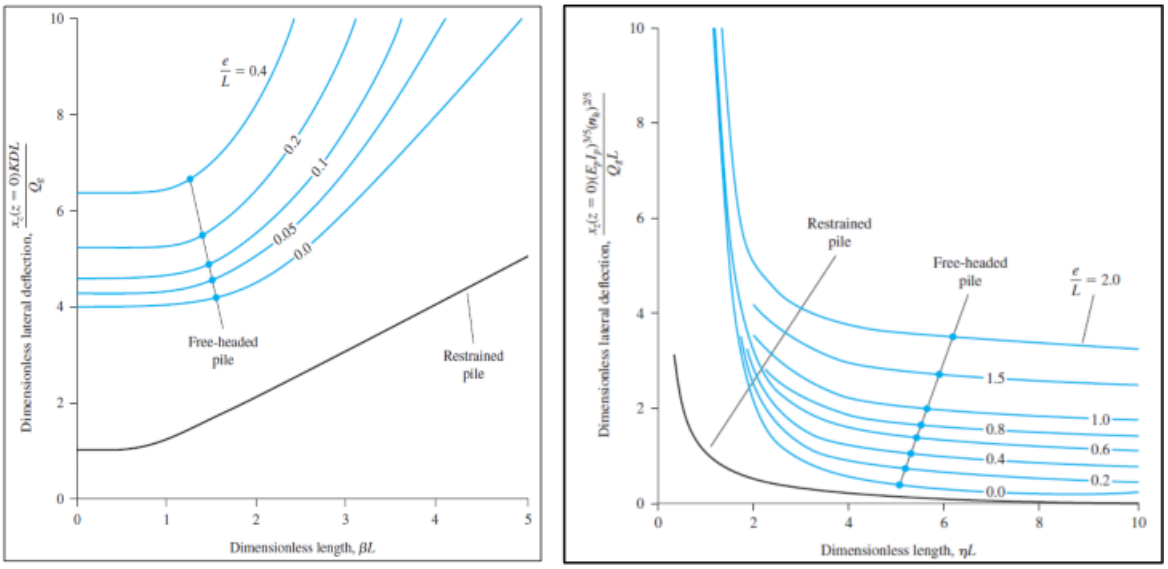
$$Q_g = Q_u . \varphi_b$$

- **Paso 10:** Determine la deflexión del pilote Xz a nivel de suelo (Z = 0) para la carga de trabajo según el tipo de suelo a partir de los coeficientes de rigidez usando los siguientes ábacos:

**En puentes y en otras estructuras esbeltas, la deflexión lateral máxima de los pilotes está establecida para máximo 1" o 2.54 cm (Manual de Cimentaciones INVIAS -*

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

2013), Por lo tanto, después de haber calculado la carga de rotura Qu y dividirla por el factor de seguridad apropiado, todavía es necesario verificar que la deflexión permisible del pilote no sea superada.



a) Suelos Cohesivos b) Suelos Granulares

Figura 35. Ábacos para determinar la deflexión del pilote (Salamanca Medina, 2017)

- **Paso 11:** Determine la capacidad de un grupo de pilotes: La capacidad de un grupo de pilotes bajo carga lateral en ejes perforados (pilotes in situ) puede ser estimada usando los valores calculados para para pilotes individuales multiplicando por el número de pilotes del grupo, teniendo en cuenta la reducción por efecto de traslapo de esfuerzos entre pilotes. La eficiencia o multiplicador (Pm) de la capacidad de carga de un grupo de pilotes bajo carga lateral está definida como:

$$Pm = \frac{Capacidad\ de\ carga\ admisible\ (o\ d\ etrabajo)del\ grupo}{Número\ de\ pilotesxCapacidad\ de\ carga\ individual}$$

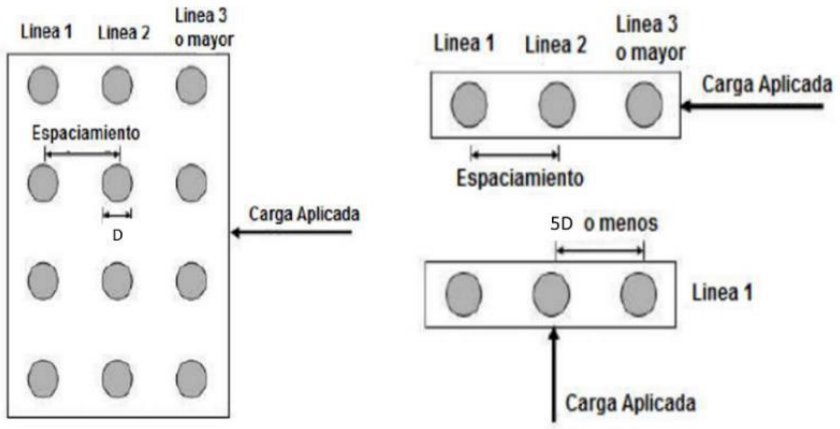
El valor de la eficiencia del grupo esta intrínsecamente relacionado con el espaciamiento de centro a centro de los pilotes y la dirección de aplicación de la carga.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 26. Valor de la eficiencia del gripo de pilotes en función del espaciamiento

Espaciamiento de pilotes (en la dirección de la carga)	**Eficiencia *Pm***		
	Línea 1	Línea 2	Línea 3 y superior
3D	0.80	0.40	0.35
4D	0.85	0.65	0.50
5D	1.00	0.85	0.70

*Tomado de AASTHO LRFD Bridge Design 2017



Para pilotes hincados el valor de la eficiencia es igual a n=1.00 para todas las líneas.

12.2. Capacidad de Carga Axial

A continuación, se presenta la capacidad de carga axial para los estados de cargas de servicio (CS) y evento extremo (EE), y en condición de límite de resistencia (LR):

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

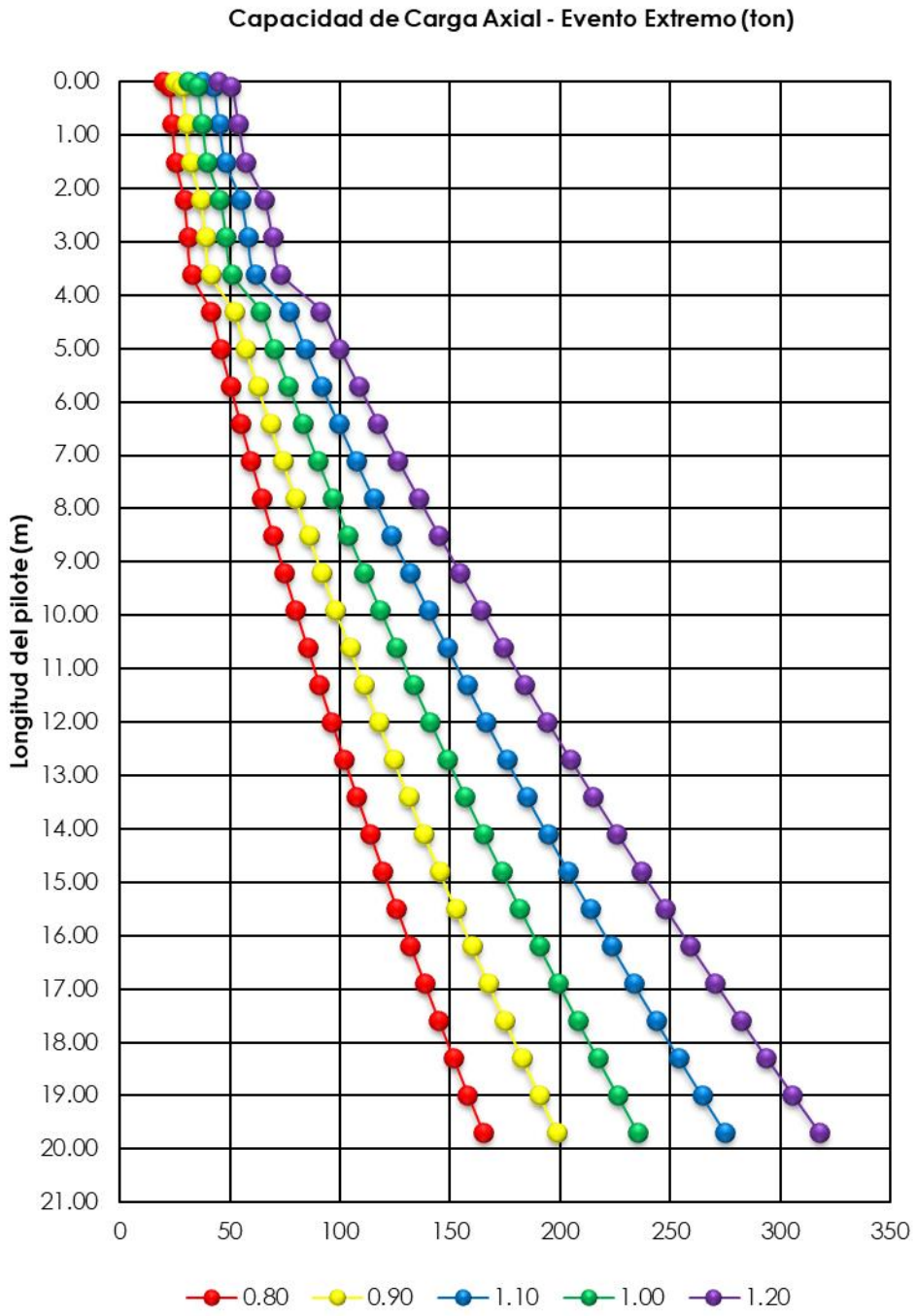


Figura 36. Resumen capacidad de carga axial en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 27. Resumen capacidad de carga axial en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE)

Capacidad de Carga Evento Extremo (Ton)						
Profundidad		Diámetros (m)				
Prof. de Exploración (m)	Longitud Total Elemento (m)	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.4	0.0	4.65	5.88	7.26	8.79	10.46
1.1	0.0	11.22	14.20	17.53	21.22	25.25
1.8	0.0	15.83	20.04	24.73	29.93	35.62
2.5	0.0	34.92	44.20	54.18	63.51	73.56
3.2	0.0	40.17	50.84	62.77	75.95	90.39
3.9	0.0	39.85	50.43	62.26	75.34	89.66
4.6	0.0	39.52	50.02	61.75	74.72	88.92
5.3	0.0	39.20	49.61	61.24	74.10	88.19
6.0	0.0	38.87	49.19	60.73	73.49	87.46
6.7	0.0	18.76	23.74	29.31	35.47	42.21
7.4	0.0	19.74	24.99	30.85	37.33	44.42
8.1	0.1	22.41	28.36	35.01	42.36	50.41
8.8	0.8	23.87	30.21	37.30	45.13	53.71
9.5	1.5	25.34	32.07	39.59	47.91	57.01
10.2	2.2	29.01	36.72	45.33	54.85	65.28
10.9	2.9	30.73	38.90	48.02	58.11	69.15
11.6	3.6	32.46	41.08	50.71	61.36	73.02
12.3	4.3	41.11	51.77	63.66	76.78	91.13
13.0	5.0	45.53	57.10	69.97	84.15	99.63
13.7	5.7	50.07	62.56	76.42	91.67	108.31
14.4	6.4	54.73	68.14	83.02	99.35	117.15
15.1	7.1	59.49	73.85	89.75	107.19	126.17
15.8	7.8	64.37	79.69	96.63	115.18	135.35
16.5	8.5	69.37	85.66	103.65	123.33	144.71
17.2	9.2	74.48	91.76	110.81	131.64	154.24
17.9	9.9	79.70	97.98	118.12	140.10	163.94
18.6	10.6	85.03	104.34	125.57	148.72	173.80
19.3	11.3	90.48	110.82	133.15	157.50	183.84
20.0	12.0	96.05	117.43	140.89	166.43	194.05
20.7	12.7	101.72	124.16	148.76	175.52	204.44
21.4	13.4	107.52	131.03	156.78	184.76	214.99
22.1	14.1	113.42	138.02	164.93	194.16	225.71
22.8	14.8	119.44	145.14	173.23	203.72	236.60
23.5	15.5	125.57	152.39	181.68	213.44	247.67
24.2	16.2	131.82	159.76	190.26	223.31	258.90
24.9	16.9	138.18	167.27	198.99	233.33	270.31
25.6	17.6	144.65	174.90	207.86	243.52	281.88
26.3	18.3	151.24	182.66	216.87	253.86	293.63
27.0	19.0	157.94	190.55	226.02	264.35	305.55
27.7	19.7	164.75	198.57	235.32	275.01	317.63

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

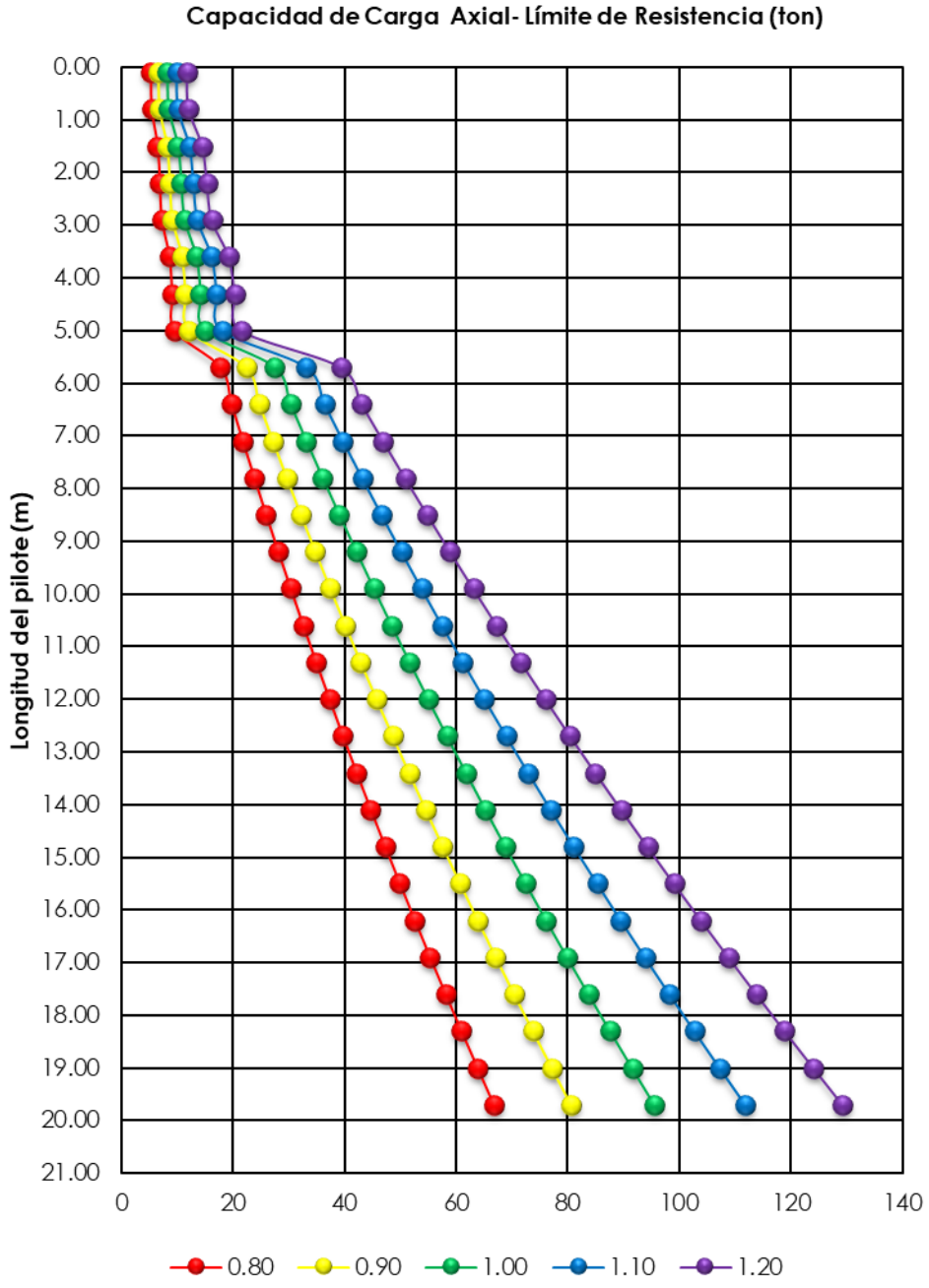


Figura 37. Resumen capacidad de carga axial en estado límite de resistencia (LR)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 28. Resumen capacidad de carga axial en estado límite de resistencia (LR)

Capacidad de Carga Axial (Ton)						
Profundidad		Diámetros (m)				
Prof. de Exploración (m)	Longitud Total Elemento (m)	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
1.8	0.0	1.66	2.10	2.60	3.14	3.74
2.5	0.0	4.18	5.29	6.53	7.90	9.41
3.2	0.0	5.87	7.43	9.17	11.10	13.21
3.9	0.0	14.87	18.82	23.06	26.99	31.20
4.6	0.0	19.27	24.39	30.11	36.44	43.36
5.3	0.0	18.95	23.98	29.60	35.82	42.63
6.0	0.0	18.62	23.57	29.09	35.20	41.90
6.7	0.0	18.29	23.15	28.58	34.59	41.16
7.4	0.0	17.97	22.74	28.08	33.97	40.43
8.1	0.1	5.22	6.61	8.16	9.87	11.75
8.8	0.8	5.39	6.82	8.42	10.19	12.12
9.5	1.5	6.46	8.17	10.09	12.20	14.52
10.2	2.2	6.83	8.65	10.68	12.92	15.37
10.9	2.9	7.21	9.13	11.27	13.63	16.22
11.6	3.6	8.56	10.84	13.38	16.19	19.27
12.3	4.3	9.05	11.45	14.14	17.11	20.36
13.0	5.0	9.53	12.07	14.90	18.03	21.45
13.7	5.7	17.75	22.35	27.47	33.13	39.31
14.4	6.4	19.71	24.71	30.27	36.39	43.08
15.1	7.1	21.73	27.13	33.13	39.73	46.93
15.8	7.8	23.80	29.61	36.06	43.14	50.85
16.5	8.5	25.91	32.15	39.05	46.61	54.84
17.2	9.2	28.08	34.74	42.10	50.16	58.92
17.9	9.9	30.30	37.39	45.22	53.78	63.07
18.6	10.6	32.58	40.10	48.40	57.46	67.30
19.3	11.3	34.90	42.87	51.65	61.22	71.60
20.0	12.0	37.27	45.70	54.96	65.05	75.98
20.7	12.7	39.70	48.58	58.33	68.95	80.44
21.4	13.4	42.18	51.52	61.77	72.92	84.97
22.1	14.1	44.70	54.52	65.27	76.96	89.59
22.8	14.8	47.28	57.57	68.83	81.07	94.27
23.5	15.5	49.91	60.69	72.46	85.25	99.04
24.2	16.2	52.60	63.86	76.16	89.50	103.88
24.9	16.9	55.33	67.08	79.91	93.82	108.80
25.6	17.6	58.11	70.37	83.74	98.21	113.80
26.3	18.3	60.95	73.71	87.62	102.67	118.87
27.0	19.0	63.84	77.11	91.57	107.21	124.02
27.7	19.7	66.77	80.57	95.59	111.81	129.25

12.3. Capacidad de Carga por Tracción

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

A continuación, se presenta la capacidad de carga por tracción para los estados de cargas de servicio (CS) y evento extremo (EE), y en condición de límite de resistencia (LR):

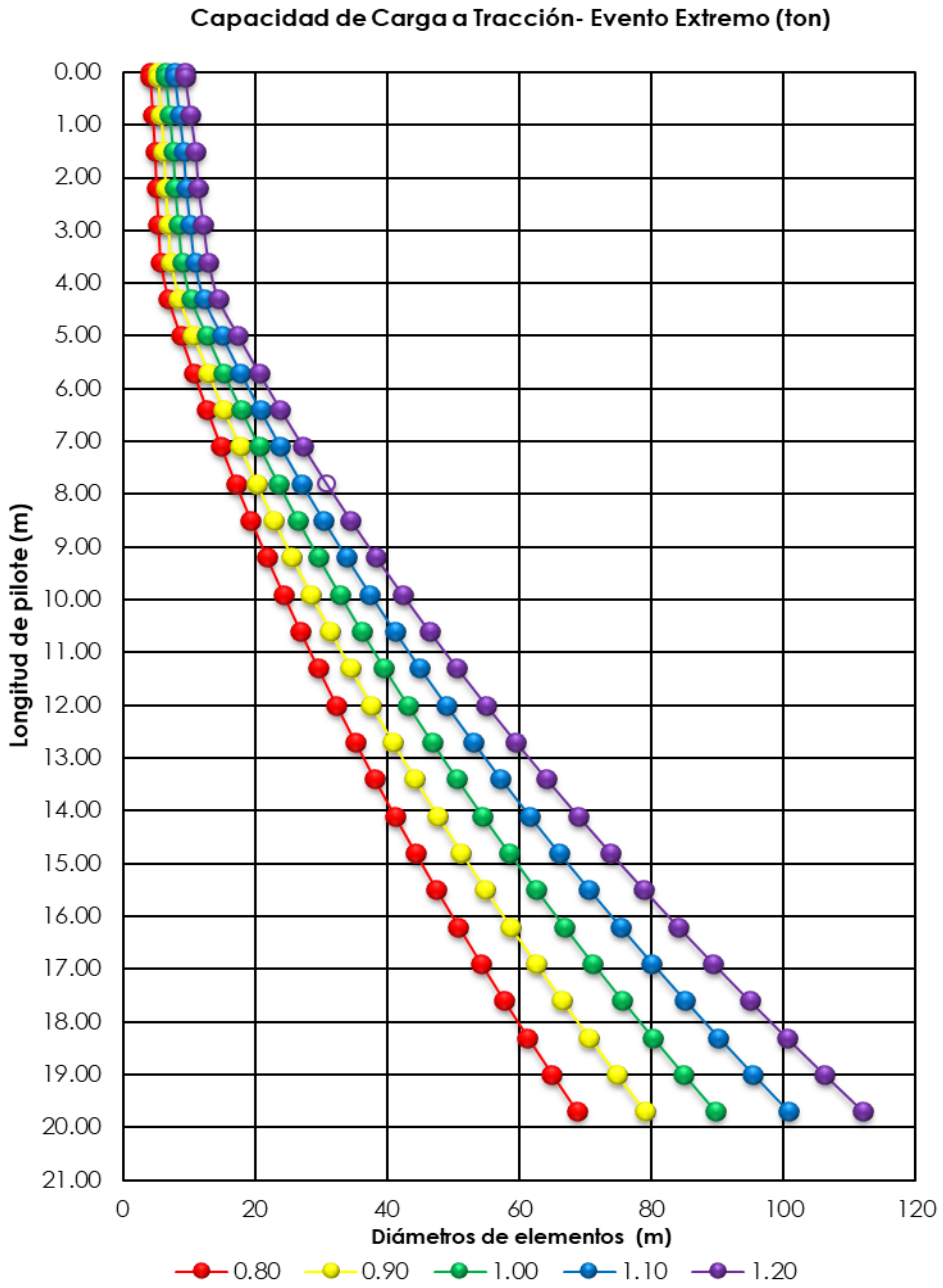


Figura 38. Resumen capacidad de carga por tracción en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 29. Resumen capacidad de carga axial en estado carga de servicio (CS) y evento extremo (EE)

Capacidad de Carga a Tracción - Evento Extremo (Ton)						
Profundidad		Diámetros (m)				
Prof. de Exploración (m)	Longitud Total Elemento (m)	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.4	0.0	0.33	0.42	0.52	0.63	0.74
1.1	0.0	0.51	0.65	0.80	0.97	1.16
1.8	0.0	0.77	0.98	1.21	1.46	1.74
2.5	0.0	1.53	1.94	2.40	2.90	3.45
3.2	0.0	1.63	2.06	2.55	3.08	3.67
3.9	0.0	1.96	2.47	3.05	3.70	4.40
4.6	0.0	2.28	2.89	3.56	4.31	5.13
5.3	0.0	2.61	3.30	4.07	4.93	5.87
6.0	0.0	2.93	3.71	4.58	5.54	6.60
6.7	0.0	3.80	4.81	5.94	7.19	8.55
7.4	0.0	4.18	5.29	6.53	7.91	9.41
8.1	0.1	4.18	5.29	6.53	7.90	9.40
8.8	0.8	4.53	5.73	7.07	8.56	10.18
9.5	1.5	4.87	6.17	7.62	9.22	10.97
10.2	2.2	5.07	6.42	7.92	9.59	11.41
10.9	2.9	5.41	6.84	8.45	10.23	12.17
11.6	3.6	5.75	7.27	8.98	10.86	12.93
12.3	4.3	6.89	8.52	10.31	12.28	14.41
13.0	5.0	8.75	10.64	12.72	14.98	17.42
13.7	5.7	10.69	12.87	15.25	17.81	20.56
14.4	6.4	12.72	15.20	17.88	20.76	23.84
15.1	7.1	14.85	17.64	20.64	23.84	27.25
15.8	7.8	17.06	20.17	23.50	27.04	30.80
16.5	8.5	19.37	22.81	26.48	30.37	34.49
17.2	9.2	21.77	25.55	29.57	33.83	38.32
17.9	9.9	24.26	28.40	32.78	37.40	42.28
18.6	10.6	26.84	31.34	36.10	41.11	46.37
19.3	11.3	29.51	34.39	39.53	44.94	50.61
20.0	12.0	32.27	37.54	43.08	48.89	54.98
20.7	12.7	35.13	40.79	46.74	52.97	59.48
21.4	13.4	38.07	44.15	50.52	57.18	64.13
22.1	14.1	41.11	47.61	54.40	61.51	68.91
22.8	14.8	44.24	51.17	58.41	65.96	73.82
23.5	15.5	47.45	54.83	62.52	70.54	78.88
24.2	16.2	50.76	58.59	66.75	75.25	84.07
24.9	16.9	54.16	62.46	71.10	80.08	89.39
25.6	17.6	57.65	66.43	75.56	85.03	94.86
26.3	18.3	61.23	70.50	80.13	90.11	100.45
27.0	19.0	64.91	74.68	84.81	95.32	106.19
27.7	19.7	68.67	78.95	89.61	100.65	112.06

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

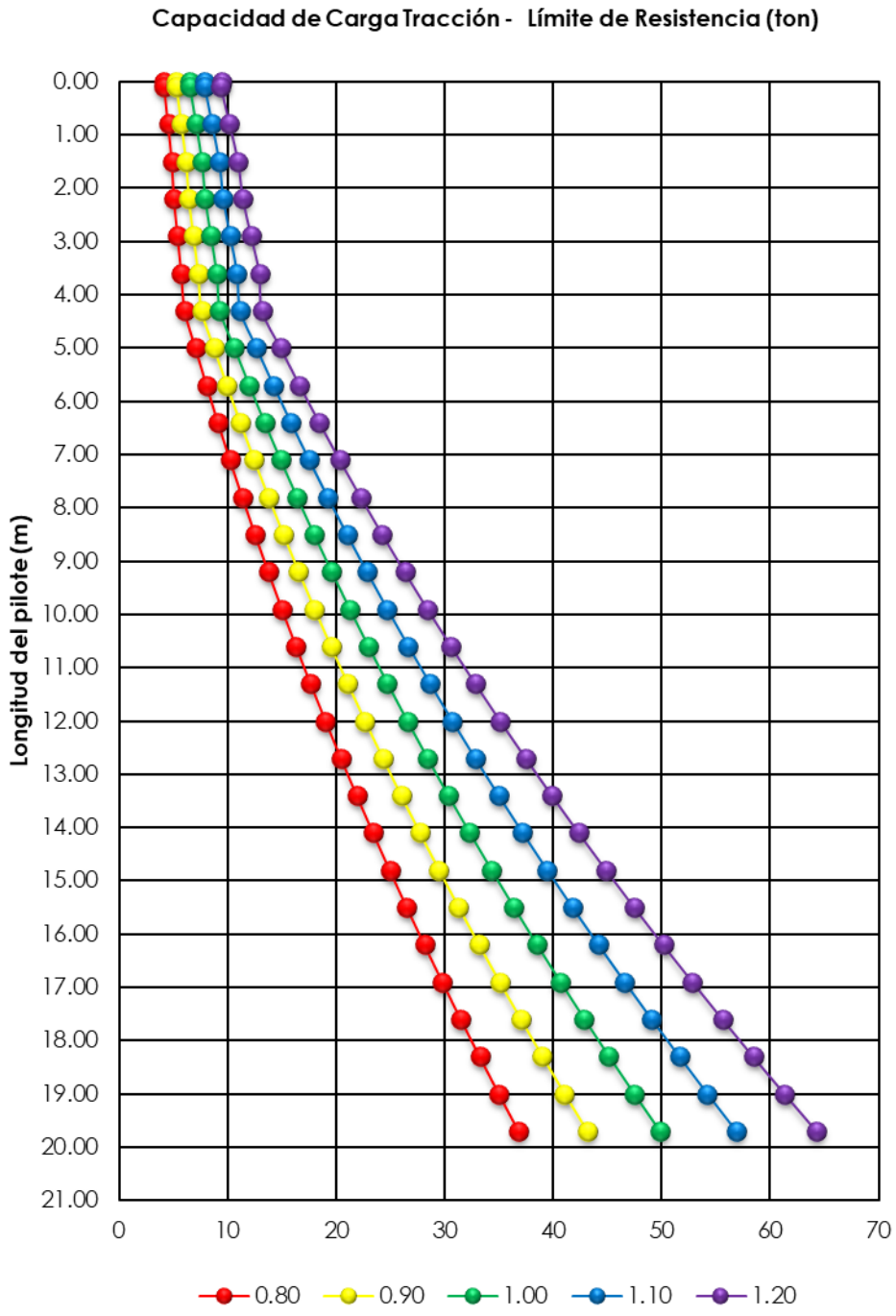


Figura 39. Resumen capacidad de carga por tracción en estado límite de resistencia (LR)

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 30. Resumen capacidad de carga axial en estado límite de resistencia (LR)

Capacidad de Carga Axial a Tracción (Ton)						
Profundidad		Diámetros (m)				
Prof. de Exploración (m)	Longitud Total Elemento (m)	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2
0.4	0.0	0.33	0.42	0.52	0.63	0.74
1.1	0.0	0.51	0.65	0.80	0.97	1.16
1.8	0.0	0.77	0.98	1.21	1.46	1.74
2.5	0.0	1.53	1.94	2.40	2.90	3.45
3.2	0.0	1.63	2.06	2.55	3.08	3.67
3.9	0.0	1.96	2.47	3.05	3.70	4.40
4.6	0.0	2.28	2.89	3.56	4.31	5.13
5.3	0.0	2.61	3.30	4.07	4.93	5.87
6.0	0.0	2.93	3.71	4.58	5.54	6.60
6.7	0.0	3.80	4.81	5.94	7.19	8.55
7.4	0.0	4.18	5.29	6.53	7.91	9.41
8.1	0.1	4.18	5.29	6.53	7.90	9.40
8.8	0.8	4.53	5.73	7.07	8.56	10.18
9.5	1.5	4.87	6.17	7.62	9.22	10.97
10.2	2.2	5.07	6.42	7.92	9.59	11.41
10.9	2.9	5.41	6.84	8.45	10.23	12.17
11.6	3.6	5.75	7.27	8.98	10.86	12.93
12.3	4.3	6.07	7.59	9.29	11.15	13.18
13.0	5.0	7.05	8.74	10.61	12.65	14.88
13.7	5.7	8.07	9.93	11.98	14.21	16.64
14.4	6.4	9.13	11.16	13.40	15.82	18.45
15.1	7.1	10.23	12.44	14.86	17.49	20.33
15.8	7.8	11.37	13.77	16.38	19.21	22.26
16.5	8.5	12.55	15.14	17.95	20.99	24.26
17.2	9.2	13.77	16.55	19.57	22.82	26.31
17.9	9.9	15.03	18.01	21.24	24.71	28.43
18.6	10.6	16.33	19.51	22.96	26.65	30.60
19.3	11.3	17.67	21.06	24.72	28.65	32.84
20.0	12.0	19.04	22.66	26.54	30.70	35.13
20.7	12.7	20.46	24.29	28.41	32.81	37.49
21.4	13.4	21.92	25.98	30.32	34.97	39.90
22.1	14.1	23.42	27.70	32.29	37.18	42.37
22.8	14.8	24.96	29.48	34.31	39.45	44.90
23.5	15.5	26.53	31.29	36.37	41.78	47.50
24.2	16.2	28.15	33.16	38.49	44.16	50.15
24.9	16.9	29.81	35.06	40.66	46.59	52.86
25.6	17.6	31.51	37.01	42.87	49.08	55.63
26.3	18.3	33.24	39.01	45.14	51.62	58.47
27.0	19.0	35.02	41.05	47.45	54.22	61.36
27.7	19.7	36.84	43.14	49.82	56.87	64.31

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

A modo de ejemplo, a continuación, se presenta el resumen de la capacidad de carga por punto y fricción para el pilote de diámetro de 1.0m y 1.1m, tanto para LR como EE. Para los otros diámetros evaluados, la información de la capacidad de carga por fuste y punta se presenta en los Anexos del presente documento.

Tabla 31. Resumen de la capacidad de carga por punta y fricción para el pilote de diámetro de 1.0m.

Diámetro pilote (m)=1m			CAPACIDAD DE SOPORTE POR FUSTE (ton)				CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA (ton)		CAPACIDAD DE TOTAL (ton)						
Profundidad (m)		Z media	Qs (ton)		Qs acumulado (ton)		Qp (ton)		Q Parcial (ton) [Qp+Qs]		W pilote (ton)	Qtotal (ton)		Tracción T (ton)	
De	a	(m)	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR		CS & EE	LR	CS & EE	LR
0.00	0.70	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	7.78	3.11	7.78	3.11	0.52	7.26	2.60	0.52	0.52
0.70	1.40	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	18.34	7.34	18.34	7.34	0.80	17.53	6.53	0.80	0.80
1.40	2.10	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	25.94	10.38	25.94	10.38	1.21	24.73	9.17	1.21	1.21
2.10	2.80	2.45	0.00	0.00	0.00	0.00	56.58	25.46	56.58	25.46	2.40	54.18	23.06	2.40	2.40
2.80	3.50	3.15	0.00	0.00	0.00	0.00	65.32	32.66	65.32	32.66	2.55	62.77	30.11	2.55	2.55
3.50	4.20	3.85	0.00	0.00	0.00	0.00	65.32	32.66	65.32	32.66	3.05	62.26	29.60	3.05	3.05
4.20	4.90	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	65.32	32.66	65.32	32.66	3.56	61.75	29.09	3.56	3.56
4.90	5.60	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	65.32	32.66	65.32	32.66	4.07	61.24	28.58	4.07	4.07
5.60	6.30	5.95	0.00	0.00	0.00	0.00	65.32	32.66	65.32	32.66	4.58	60.73	28.08	4.58	4.58
6.30	7.00	6.65	0.00	0.00	0.00	0.00	35.25	14.10	35.25	14.10	5.94	29.31	8.16	5.94	5.94
7.00	7.70	7.35	0.00	0.00	0.00	0.00	37.38	14.95	37.38	14.95	6.53	30.85	8.42	6.53	6.53
7.70	8.40	8.05	0.00	0.00	0.00	0.00	41.54	16.61	41.54	16.61	6.53	35.01	10.09	6.53	6.53
8.40	9.10	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00	44.37	17.75	44.37	17.75	7.07	37.30	10.68	7.07	7.07
9.10	9.80	9.45	0.00	0.00	0.00	0.00	47.21	18.88	47.21	18.88	7.62	39.59	11.27	7.62	7.62
9.80	10.50	10.15	0.00	0.00	0.00	0.00	53.25	21.30	53.25	21.30	7.92	45.33	13.38	7.92	7.92
10.50	11.20	10.85	0.00	0.00	0.00	0.00	56.47	22.59	56.47	22.59	8.45	48.02	14.14	8.45	8.45
11.20	11.90	11.55	0.00	0.00	0.00	0.00	59.69	23.88	59.69	23.88	8.98	50.71	14.90	8.98	8.98
11.90	12.60	12.25	2.28	1.03	2.28	1.03	69.87	34.94	72.15	35.96	8.49	63.66	27.47	10.31	9.29
12.60	13.30	12.95	2.42	1.09	4.70	2.12	74.23	37.12	78.93	39.23	8.96	69.97	30.27	12.72	10.61

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Diámetro pilote (m)=1m			CAPACIDAD DE SOPORTE POR FUSTE (ton)				CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA (ton)		CAPACIDAD DE TOTAL (ton)						
Profundidad (m)		Z media	Qs (ton)		Qs acumulado (ton)		Qp (ton)		Q Parcial (ton) [Qp+Qs]		W pilote (ton)	Qtotal (ton)		Tracción T (ton)	
De	a	(m)	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR		CS & EE	LR	CS & EE	LR
13.30	14.00	13.65	2.56	1.15	7.27	3.27	78.59	39.29	85.86	42.56	9.43	76.42	33.13	15.25	11.98
14.00	14.70	14.35	2.71	1.22	9.97	4.49	82.95	41.47	92.92	45.96	9.90	83.02	36.06	17.88	13.40
14.70	15.40	15.05	2.85	1.28	12.82	5.77	87.30	43.65	100.13	49.42	10.38	89.75	39.05	20.64	14.86
15.40	16.10	15.75	2.99	1.35	15.82	7.12	91.66	45.83	107.48	52.95	10.85	96.63	42.10	23.50	16.38
16.10	16.80	16.45	3.13	1.41	18.95	8.53	96.02	48.01	114.97	56.54	11.32	103.65	45.22	26.48	17.95
16.80	17.50	17.15	3.28	1.47	22.23	10.00	100.38	50.19	122.60	60.19	11.79	110.81	48.40	29.57	19.57
17.50	18.20	17.85	3.42	1.54	25.64	11.54	104.74	52.37	130.38	63.91	12.26	118.12	51.65	32.78	21.24
18.20	18.90	18.55	3.56	1.60	29.20	13.14	109.10	54.55	138.30	67.69	12.73	125.57	54.96	36.10	22.96
18.90	19.60	19.25	3.70	1.67	32.91	14.81	113.45	56.73	146.36	71.53	13.21	133.15	58.33	39.53	24.72
19.60	20.30	19.95	3.84	1.73	36.75	16.54	117.81	58.91	154.56	75.44	13.68	140.89	61.77	43.08	26.54
20.30	21.00	20.65	3.99	1.79	40.74	18.33	122.17	61.08	162.91	79.42	14.15	148.76	65.27	46.74	28.41
21.00	21.70	21.35	4.13	1.86	44.87	20.19	126.53	63.26	171.40	83.45	14.62	156.78	68.83	50.52	30.32
21.70	22.40	22.05	4.27	1.92	49.14	22.11	130.89	65.44	180.03	87.56	15.09	164.93	72.46	54.40	32.29
22.40	23.10	22.75	4.41	1.99	53.55	24.10	135.24	67.62	188.80	91.72	15.56	173.23	76.16	58.41	34.31
23.10	23.80	23.45	4.56	2.05	58.11	26.15	139.60	69.80	197.71	95.95	16.04	181.68	79.91	62.52	36.37
23.80	24.50	24.15	4.70	2.11	62.81	28.26	143.96	71.98	206.77	100.24	16.51	190.26	83.74	66.75	38.49
24.50	25.20	24.85	4.84	2.18	67.65	30.44	148.32	74.16	215.97	104.60	16.98	198.99	87.62	71.10	40.66
25.20	25.90	25.55	4.98	2.24	72.63	32.68	152.68	76.34	225.31	109.02	17.45	207.86	91.57	75.56	42.87
25.90	26.60	26.25	5.13	2.31	77.76	34.99	157.03	78.52	234.79	113.51	17.92	216.87	95.59	80.13	45.14
26.60	27.30	26.95	5.27	2.37	83.02	37.36	161.39	80.70	244.42	118.06	18.39	226.02	99.66	84.81	47.45
27.30	28.00	27.65	5.41	2.43	88.43	39.80	165.75	82.88	254.18	122.67	18.87	235.32	103.80	89.61	49.82

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 32. Resumen de la capacidad de carga por punta y fricción para el pilote de diámetro de 1.10m

Diámetro pilote (m)=1.1m			CAPACIDAD DE SOPORTE POR FUSTE (ton)				CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA (ton)		CAPACIDAD DE TOTAL (ton)						
Profundidad (m)		Z media	Qs (ton)		Qs acumulado (ton)		Qp (ton)		Q Parcial (ton) [Qp+Qs]		W pilote (ton)	Qtotal (ton)		Tracción T (ton)	
De	a	(m)	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR		CS & EE	LR	CS & EE	LR
0.00	0.70	0.35	0.00	0.00	0.00	0.00	9.41	3.77	9.41	3.77	0.63	8.79	3.14	0.63	0.63
0.70	1.40	1.05	0.00	0.00	0.00	0.00	22.19	8.88	22.19	8.88	0.97	21.22	7.90	0.97	0.97
1.40	2.10	1.75	0.00	0.00	0.00	0.00	31.39	12.56	31.39	12.56	1.46	29.93	11.10	1.46	1.46
2.10	2.80	2.45	0.00	0.00	0.00	0.00	66.41	29.89	66.41	29.89	2.90	63.51	26.99	2.90	2.90
2.80	3.50	3.15	0.00	0.00	0.00	0.00	79.03	39.52	79.03	39.52	3.08	75.95	36.44	3.08	3.08
3.50	4.20	3.85	0.00	0.00	0.00	0.00	79.03	39.52	79.03	39.52	3.70	75.34	35.82	3.70	3.70
4.20	4.90	4.55	0.00	0.00	0.00	0.00	79.03	39.52	79.03	39.52	4.31	74.72	35.20	4.31	4.31
4.90	5.60	5.25	0.00	0.00	0.00	0.00	79.03	39.52	79.03	39.52	4.93	74.10	34.59	4.93	4.93
5.60	6.30	5.95	0.00	0.00	0.00	0.00	79.03	39.52	79.03	39.52	5.54	73.49	33.97	5.54	5.54
6.30	7.00	6.65	0.00	0.00	0.00	0.00	42.65	17.06	42.65	17.06	7.19	35.47	9.87	7.19	7.19
7.00	7.70	7.35	0.00	0.00	0.00	0.00	45.23	18.09	45.23	18.09	7.91	37.33	10.19	7.91	7.91
7.70	8.40	8.05	0.00	0.00	0.00	0.00	50.26	20.10	50.26	20.10	7.90	42.36	12.20	7.90	7.90
8.40	9.10	8.75	0.00	0.00	0.00	0.00	53.69	21.48	53.69	21.48	8.56	45.13	12.92	8.56	8.56
9.10	9.80	9.45	0.00	0.00	0.00	0.00	57.12	22.85	57.12	22.85	9.22	47.91	13.63	9.22	9.22
9.80	10.50	10.15	0.00	0.00	0.00	0.00	64.44	25.78	64.44	25.78	9.59	54.85	16.19	9.59	9.59
10.50	11.20	10.85	0.00	0.00	0.00	0.00	68.33	27.33	68.33	27.33	10.23	58.11	17.11	10.23	10.23
11.20	11.90	11.55	0.00	0.00	0.00	0.00	72.22	28.89	72.22	28.89	10.86	61.36	18.03	10.86	10.86
11.90	12.60	12.25	2.51	1.13	2.51	1.13	84.55	42.27	87.05	43.40	10.27	76.78	33.13	12.28	11.15
12.60	13.30	12.95	2.66	1.20	5.17	2.33	89.82	44.91	94.99	47.24	10.84	84.15	36.39	14.98	12.65
13.30	14.00	13.65	2.82	1.27	7.99	3.60	95.09	47.55	103.09	51.14	11.41	91.67	39.73	17.81	14.21
14.00	14.70	14.35	2.98	1.34	10.97	4.94	100.37	50.18	111.34	55.12	11.98	99.35	43.14	20.76	15.82
14.70	15.40	15.05	3.13	1.41	14.11	6.35	105.64	52.82	119.75	59.17	12.56	107.19	46.61	23.84	17.49
15.40	16.10	15.75	3.29	1.48	17.40	7.83	110.91	55.46	128.31	63.28	13.13	115.18	50.16	27.04	19.21

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Diámetro pilote (m)=1.1m			CAPACIDAD DE SOPORTE POR FUSTE (ton)				CAPACIDAD DE SOPORTE POR PUNTA (ton)		CAPACIDAD DE TOTAL (ton)						
Profundidad (m)		Z media	Qs (ton)		Qs acumulado (ton)		Qp (ton)		Q Parcial (ton) [Qp+Qs]		W pilote (ton)	Qtotal (ton)		Tracción T (ton)	
De	a	(m)	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR	CS & EE	LR		CS & EE	LR	CS & EE	LR
16.10	16.80	16.45	3.45	1.55	20.84	9.38	116.19	58.09	137.03	67.47	13.70	123.33	53.78	30.37	20.99
16.80	17.50	17.15	3.60	1.62	24.45	11.00	121.46	60.73	145.91	71.73	14.27	131.64	57.46	33.83	22.82
17.50	18.20	17.85	3.76	1.69	28.21	12.69	126.73	63.37	154.94	76.06	14.84	140.10	61.22	37.40	24.71
18.20	18.90	18.55	3.92	1.76	32.12	14.46	132.01	66.00	164.13	80.46	15.41	148.72	65.05	41.11	26.65
18.90	19.60	19.25	4.07	1.83	36.20	16.29	137.28	68.64	173.48	84.93	15.98	157.50	68.95	44.94	28.65
19.60	20.30	19.95	4.23	1.90	40.43	18.19	142.55	71.28	182.98	89.47	16.55	166.43	72.92	48.89	30.70
20.30	21.00	20.65	4.39	1.97	44.81	20.17	147.82	73.91	192.64	94.08	17.12	175.52	76.96	52.97	32.81
21.00	21.70	21.35	4.54	2.04	49.36	22.21	153.10	76.55	202.45	98.76	17.69	184.76	81.07	57.18	34.97
21.70	22.40	22.05	4.70	2.11	54.05	24.32	158.37	79.19	212.43	103.51	18.26	194.16	85.25	61.51	37.18
22.40	23.10	22.75	4.86	2.18	58.91	26.51	163.64	81.82	222.55	108.33	18.83	203.72	89.50	65.96	39.45
23.10	23.80	23.45	5.01	2.26	63.92	28.76	168.92	84.46	232.84	113.22	19.40	213.44	93.82	70.54	41.78
23.80	24.50	24.15	5.17	2.33	69.09	31.09	174.19	87.10	243.28	118.19	19.97	223.31	98.21	75.25	44.16
24.50	25.20	24.85	5.32	2.40	74.41	33.49	179.46	89.73	253.88	123.22	20.54	233.33	102.67	80.08	46.59
25.20	25.90	25.55	5.48	2.47	79.89	35.95	184.74	92.37	264.63	128.32	21.12	243.52	107.21	85.03	49.08
25.90	26.60	26.25	5.64	2.54	85.53	38.49	190.01	95.01	275.54	133.50	21.69	253.86	111.81	90.11	51.62
26.60	27.30	26.95	5.79	2.61	91.33	41.10	195.28	97.64	286.61	138.74	22.26	264.35	116.48	95.32	54.22
27.30	28.00	27.65	5.95	2.68	97.28	43.77	200.56	100.28	297.83	144.05	22.83	275.01	121.23	100.65	56.87

Nota: Para las tablas anteriores, donde se presenta el resumen de la capacidad de carga por punta y fricción para el pilote de diámetro de 1.00m, y 1.10, se debe tener en cuenta que se debe restar el valor estimado de socavación a la profundidad señalada.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

12.4. Capacidad de carga lateral

A continuación, se presenta la capacidad de carga lateral:

Tabla 33. Resumen de la capacidad de carga lateral

Longitud del elemento (m)	Diámetro Pilote (m)		Resistencia Lateral Última, Qu(g) , kN	Resistencia Lateral Admisible, Qu(adm) , kN	Deflexión del Pilote Xz (z=0)	Desplazamiento del Pilote Xz (z=0), mm	Número de Pilotes	Capacidad Admisible del grupo, Qg(adm) , kN (S=3D, pm=0.8)	Capacidad Admisible del grupo, Qg(adm) , kN (S=4D, pm=0.85)	Capacidad Admisible del grupo, Qg(adm) , kN (S=5D, pm=1.0)
10.00	D1	0.80	1107.10	442.84	0.01	11.59	6.00	2125.62	2258.47	2657.03
	D2	0.90	1401.17	560.47	0.01	14.09	6.00	2690.24	2858.38	3362.80
	D3	1.00	2162.30	864.92	0.02	19.93	6.00	4151.61	4411.08	5189.51
	D4	1.10	2616.38	1046.55	0.02	22.47	6.00	5023.45	5337.41	6279.31
	D5	1.20	3113.71	1245.48	0.02	24.78	6.00	5978.32	6351.96	7472.89
13.00	D1	0.80	1217.81	487.12	0.02	15.70	6.00	2338.19	2484.32	2922.73
	D2	0.90	1541.28	616.51	0.02	18.62	6.00	2959.27	3144.22	3699.08
	D3	1.00	1902.82	761.13	0.02	21.15	6.00	3653.42	3881.75	4566.77
	D4	1.10	2302.41	920.97	0.02	23.00	6.00	4420.63	4696.92	5525.79
	D5	1.20	2740.06	1096.02	0.03	25.16	6.00	5260.92	5589.73	6576.15
19.00	D1	0.80	1383.87	553.55	0.01	13.27	6.00	2657.03	2823.09	3321.29
	D2	0.90	1751.46	700.58	0.02	15.60	6.00	3362.80	3572.98	4203.50
	D3	1.00	2162.30	864.92	0.02	17.64	6.00	4151.61	4411.08	5189.51
	D4	1.10	2616.38	1046.55	0.02	18.17	6.00	5023.45	5337.41	6279.31
	D5	1.20	3113.71	1245.48	0.02	20.59	6.00	5978.32	6351.96	7472.89
25.00	D1	0.80	1217.81	487.12	0.02	19.13	6.00	2338.19	2484.32	2922.73
	D2	0.90	1541.28	616.51	0.02	22.76	6.00	2959.27	3144.22	3699.08
	D3	1.00	1902.82	761.13	0.03	26.30	6.00	3653.42	3881.75	4566.77

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Longitud del elemento (m)	Diámetro Pilote (m)		Resistencia Lateral Última, Qu(g) , kN	Resistencia Lateral Admisible, Qu(adm) , kN	Deflexión del Pilote Xz (z=0)	Desplazamiento del Pilote Xz (z=0), mm	Número de Pilotes	Capacidad Admisible del grupo, Qg(adm) , kN (S=3D, pm=0.8)	Capacidad Admisible del grupo, Qg(adm) , kN (S=4D, pm=0.85)	Capacidad Admisible del grupo, Qg(adm) , kN (S=5D, pm=1.0)
	D4	1.10	2302.41	920.97	0.03	29.66	6.00	4420.63	4696.92	5525.79
	D5	1.20	2740.06	1096.02	0.03	32.71	6.00	5260.92	5589.73	6576.15

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

12.5. Módulos de Reacción

El módulo de reacción horizontal y vertical, se presentan en las siguientes Tablas y Figuras:

Tabla 34. Resumen valores de módulo de reacción horizontal y vertical

Puente Tierra Alta		MÓDULO DE REACCIÓN DE PILOTES												
Profundidad (m)	Longitud Total Elemento (m)	E (ton/m²)	Relación Poisson (ν)	Kh (ton/m²)					Kv (ton/m²)					
				φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m	φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m	
1.75	0.00	771.74	0.39	682.63	606.79	546.11	496.46	455.09	1137.72	1011.31	910.18	827.43	758.48	
2.45	0.00	491.93	0.42	447.97	398.20	358.38	325.80	298.65	746.62	663.66	597.30	543.00	497.75	
3.15	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18	
3.85	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18	
4.55	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18	
5.25	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18	
5.95	0.00	520.31	0.40	464.56	412.94	371.65	337.86	309.71	774.27	688.24	619.42	563.11	516.18	
6.65	0.00	523.11	0.37	454.56	404.05	363.65	330.59	303.04	757.60	673.42	606.08	550.98	505.06	
7.35	0.00	523.11	0.37	454.56	404.05	363.65	330.59	303.04	757.60	673.42	606.08	550.98	505.06	
8.05	0.10	535.62	0.38	469.51	417.34	375.61	341.46	313.01	782.52	695.57	626.02	569.11	521.68	
8.75	0.80	535.62	0.38	469.51	417.34	375.61	341.46	313.01	782.52	695.57	626.02	569.11	521.68	
9.45	1.50	535.62	0.38	469.51	417.34	375.61	341.46	313.01	782.52	695.57	626.02	569.11	521.68	
10.15	2.20	557.80	0.37	484.71	430.85	387.77	352.52	323.14	807.85	718.09	646.28	587.53	538.57	
10.85	2.90	557.80	0.37	484.71	430.85	387.77	352.52	323.14	807.85	718.09	646.28	587.53	538.57	
11.55	3.60	557.80	0.37	484.71	430.85	387.77	352.52	323.14	807.85	718.09	646.28	587.53	538.57	
12.25	4.30	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55	
12.95	5.00	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55	
13.65	5.70	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55	
14.35	6.40	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55	
15.05	7.10	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55	

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Puente Tierra Alta		MÓDULO DE REACCIÓN DE PILOTES											
Profundidad (m)	Longitud Total Elemento (m)	E (ton/m²)	Relación Poisson (ν)	Kh (ton/m²)					Kv (ton/m²)				
				φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m	φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
15.75	7.80	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
16.45	8.50	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
17.15	9.20	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
17.85	9.90	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
18.55	10.60	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
19.25	11.30	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
19.95	12.00	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
20.65	12.70	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
21.35	13.40	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
22.05	14.10	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
22.75	14.80	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
23.45	15.50	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
24.15	16.20	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
24.85	16.90	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
25.55	17.60	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
26.25	18.30	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
26.95	19.00	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55
27.65	19.70	596.28	0.40	532.39	473.24	425.92	387.20	354.93	887.32	788.73	709.86	645.33	591.55

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

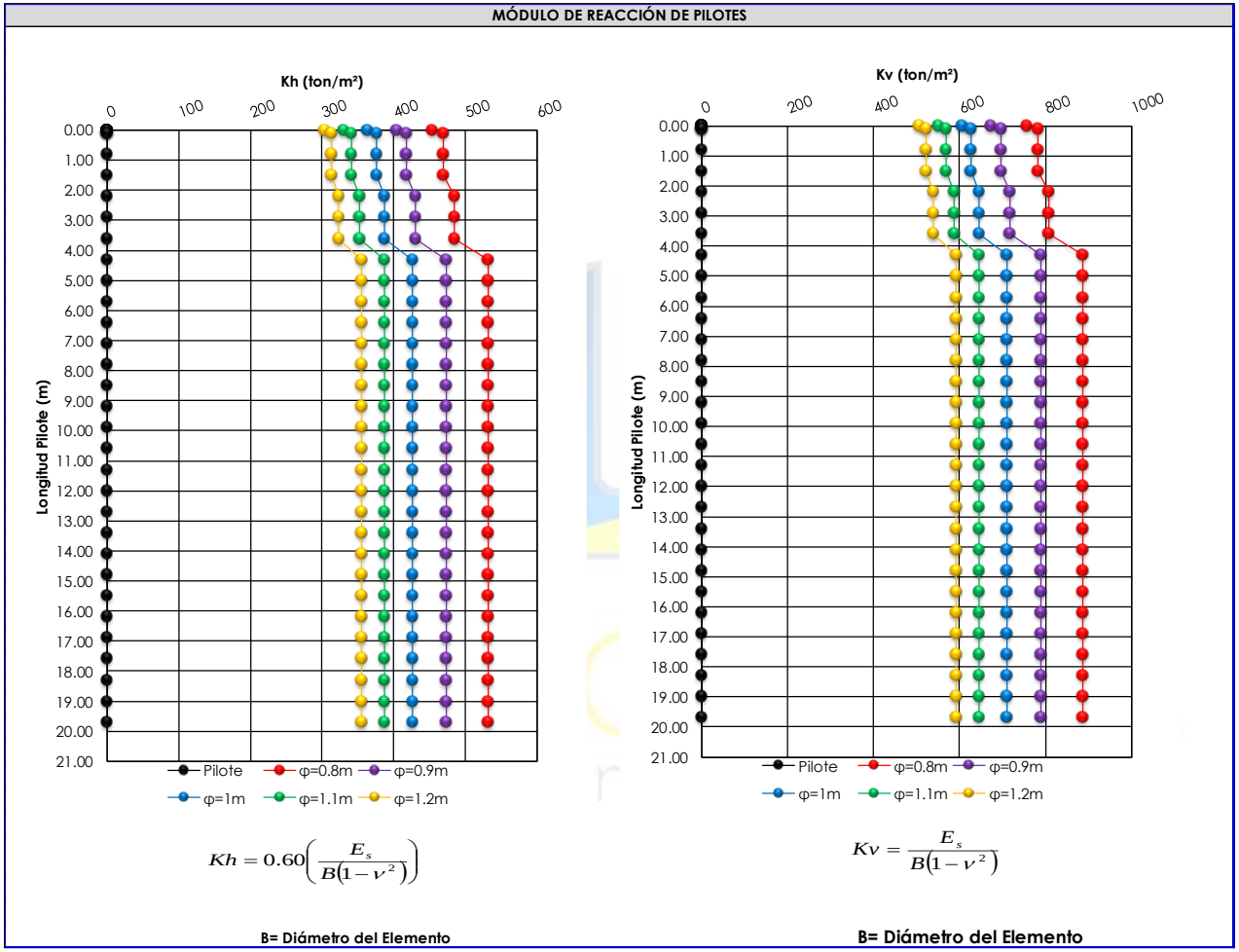


Figura 40. Módulo de reacción vertical y horizontal (kv-Kh).

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

12.6. Asentamientos Elásticos

Los asentamientos elásticos máximos esperados para el estudio son presentados a continuación en función de la longitud y diámetro (0.50m, 0.60 m, 0.70m, 0.80m y 0.90m) del pilote:

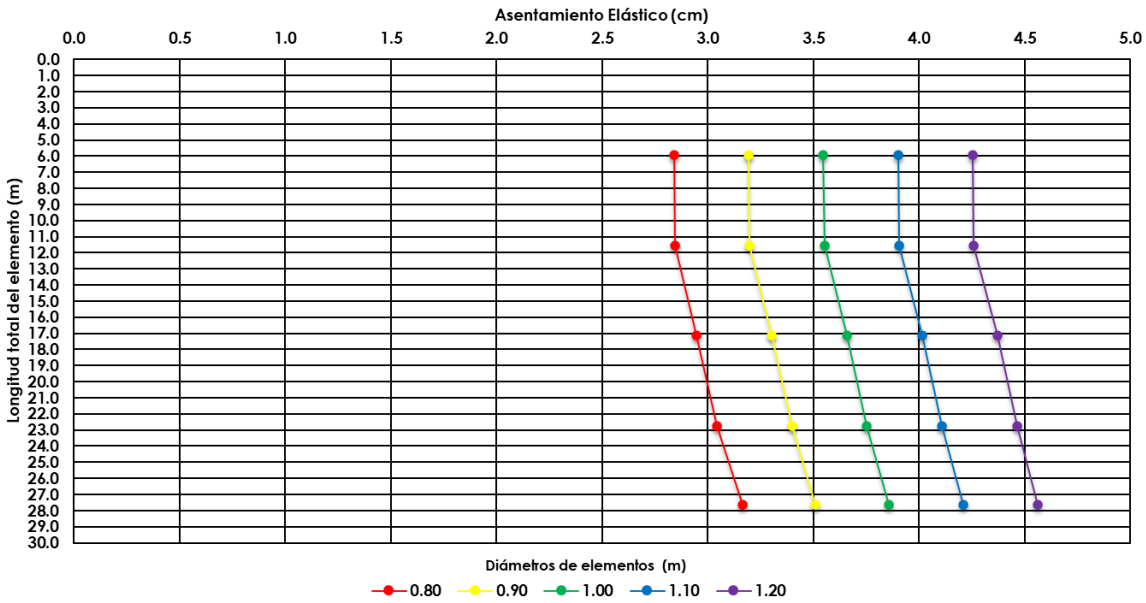


Figura 41. Asentamientos Elásticos.

12.7. Asentamientos Por Consolidación

Los asentamientos por consolidación máximos esperados para el estudio son presentados a continuación en función de la longitud y diámetro (0.80m, 0.90m, 1.00m, 1.10m y 1.20m) del pilote:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 35. Asentamientos por consolidación para los pilotes

DATOS INICIALES	
Carga sobre Pilotes Qg (ton)	360.0
Bg (m)	5.00
Lg (m)	8.00
Longitud de Pilotes (m)	19.0
(2/3)Longitud de Pilotes (m)	12.7
Nivel Freático N.F (m)	0.50

Profundidad Z (m)			Zi (m)	ΔP (ton/m²)	γ (ton/m³)	σz (ton/m²)	hw (ton/m²)	σ´z (ton/m²)	Cc	eo	ΔSi (m)
Inicial	Final	Espesor Estrato									
12.67	13.17	0.50	0.25	8.312	1.54	19.89	12.42	7.48	0.20	0.71	0.01899
13.17	13.67	0.50	0.75	7.155	1.54	20.66	12.92	7.75	0.20	0.71	0.01662
13.67	14.17	0.50	1.25	6.227	1.54	21.43	13.42	8.02	0.20	0.71	0.01460
14.17	14.67	0.50	1.75	5.470	1.54	22.20	13.92	8.29	0.20	0.71	0.01288
14.67	15.17	0.50	2.25	4.844	1.54	22.97	14.42	8.56	0.20	0.71	0.01140
15.17	15.67	0.50	2.75	4.321	1.54	23.74	14.92	8.83	0.20	0.71	0.01012
15.67	16.17	0.50	3.25	3.879	1.54	24.51	15.42	9.10	0.20	0.71	0.00902
16.17	16.67	0.50	3.75	3.502	1.54	25.28	15.92	9.37	0.20	0.71	0.00807
16.67	17.17	0.50	4.25	3.177	1.54	26.05	16.42	9.64	0.20	0.71	0.00724
17.17	17.67	0.50	4.75	2.896	1.54	26.82	16.92	9.91	0.20	0.71	0.00651
17.67	18.17	0.50	5.25	2.651	1.54	27.59	17.42	10.18	0.20	0.71	0.00588
18.17	18.67	0.50	5.75	2.436	1.54	28.36	17.92	10.45	0.20	0.71	0.00532
18.67	19.17	0.50	6.25	2.246	1.54	29.13	18.42	10.72	0.20	0.71	0.00483
19.17	19.67	0.50	6.75	2.077	1.54	29.90	18.92	10.99	0.20	0.71	0.00440
19.67	20.17	0.50	7.25	1.927	1.54	30.67	19.42	11.26	0.20	0.71	0.00401
20.17	20.67	0.50	7.75	1.793	1.54	31.44	19.92	11.53	0.20	0.71	0.00367
20.67	21.17	0.50	8.25	1.672	1.54	32.21	20.42	11.80	0.20	0.71	0.00337
21.17	21.67	0.50	8.75	1.563	1.54	32.98	20.92	12.07	0.20	0.71	0.00309
21.67	22.17	0.50	9.25	1.465	1.54	33.75	21.42	12.34	0.20	0.71	0.00285
22.17	22.67	0.50	9.75	1.375	1.54	34.52	21.92	12.61	0.20	0.71	0.00263
22.67	23.17	0.50	10.25	1.294	1.54	35.29	22.42	12.88	0.20	0.71	0.00243
23.17	23.67	0.50	10.75	1.219	1.54	36.06	22.92	13.15	0.20	0.71	0.00225
23.67	24.17	0.50	11.25	1.151	1.54	36.83	23.42	13.42	0.20	0.71	0.00209
24.17	24.67	0.50	11.75	1.088	1.54	37.60	23.92	13.69	0.20	0.71	0.00194
24.67	25.17	0.50	12.25	1.031	1.54	38.37	24.42	13.96	0.20	0.71	0.00181
25.17	25.67	0.50	12.75	0.977	1.54	39.14	24.92	14.23	0.20	0.71	0.00169
25.67	26.17	0.50	13.25	0.928	1.54	39.91	25.42	14.50	0.20	0.71	0.00158
26.17	26.67	0.50	13.75	0.883	1.54	40.68	25.92	14.77	0.20	0.71	0.00147
26.67	27.17	0.50	14.25	0.841	1.54	41.45	26.42	15.04	0.20	0.71	0.00138
27.17	27.67	0.50	14.75	0.801	1.54	42.22	26.92	15.31	0.20	0.71	0.00130
27.67	28.17	0.50	15.25	0.765	1.54	42.99	27.42	15.58	0.20	0.71	0.00122
28.17	28.67	0.50	15.75	0.731	1.54	43.76	27.92	15.85	0.20	0.71	0.00114
28.67	29.17	0.50	16.25	0.699	1.54	44.53	28.42	16.12	0.20	0.71	0.00108
29.17	29.67	0.50	16.75	0.669	1.54	45.30	28.92	16.39	0.20	0.71	0.00102
29.67	30.17	0.50	17.25	0.641	1.54	46.07	29.42	16.66	0.20	0.71	0.00096
30.17	30.67	0.50	17.75	0.615	1.54	46.84	29.92	16.93	0.20	0.71	0.00091
30.67	31.17	0.50	18.25	0.590	1.54	47.61	30.42	17.20	0.20	0.71	0.00086
31.17	31.67	0.50	18.75	0.567	1.54	48.38	30.92	17.47	0.20	0.71	0.00081
31.67	32.17	0.50	19.25	0.545	1.54	49.15	31.42	17.74	0.20	0.71	0.00077
32.17	32.67	0.50	19.75	0.524	1.54	49.92	31.92	18.01	0.20	0.71	0.00073
										ΣΔSi (m)	0.03600

En general, se tiene un asentamiento por consolidación de 3.60 cm.

Para la evaluación de asentamientos del grupo de pilotes, se consideró una longitud de 19m

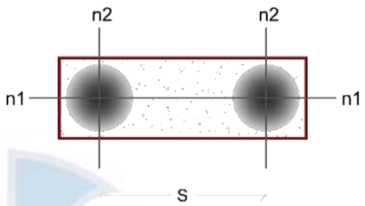
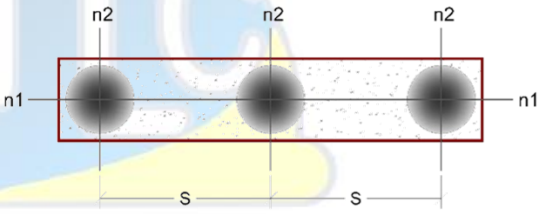
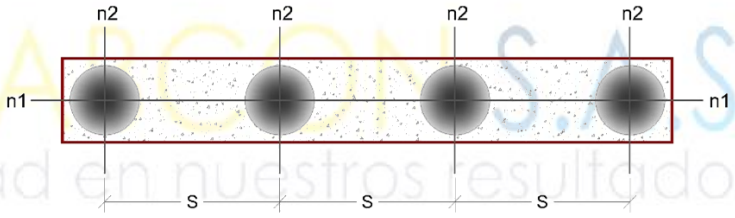
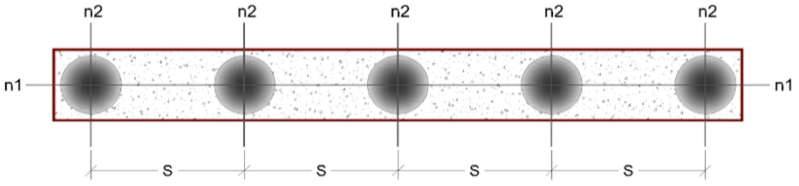
En los **Anexos 5**, se presentan las memorias de cálculo para el puente analizado.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

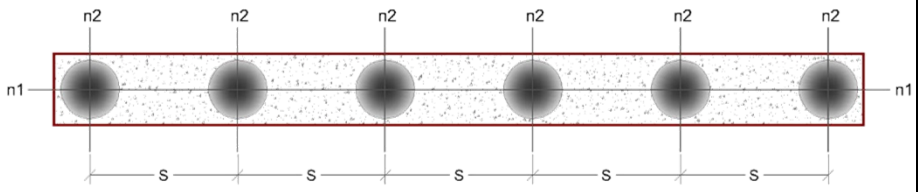
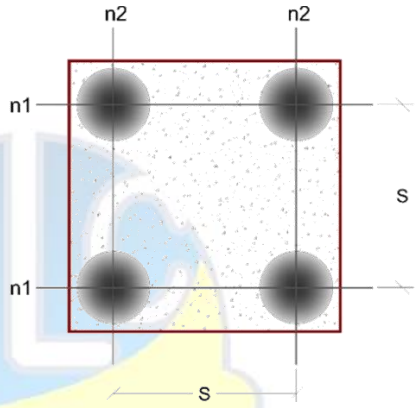
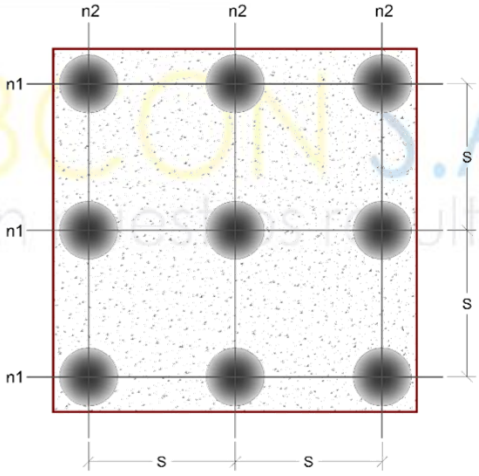
12.8. Eficiencia de Grupo de Pilotes

La eficiencia se calculó como la relación entre la capacidad de un pilote del grupo y la de un pilote individual.

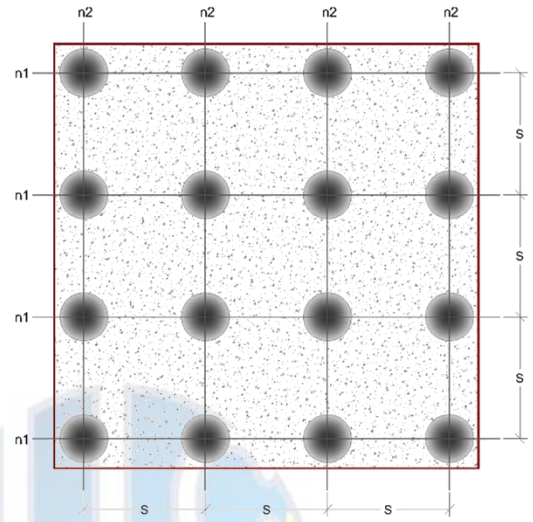
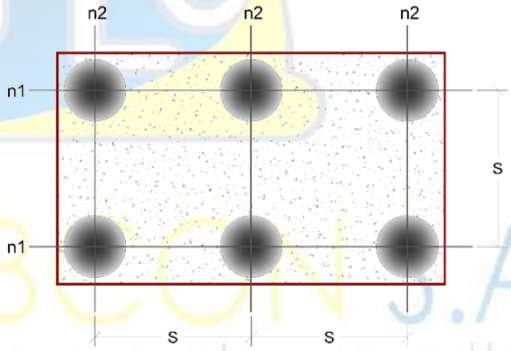
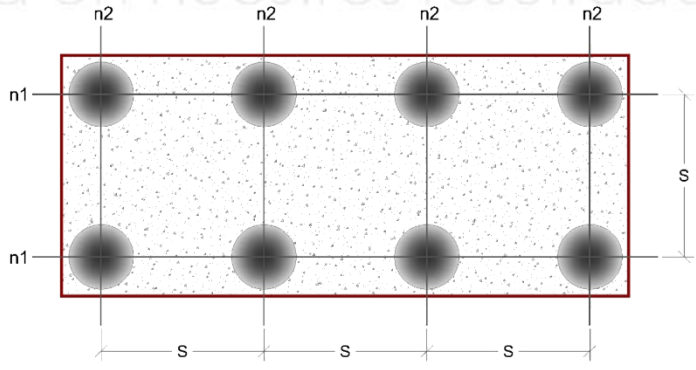
Tabla 36. Cálculo de la eficiencia de grupo de pilotes

Arreglo Tipo	Descripción	
T1:	Dos pilotes	
T2:	Tres pilotes	
T3:	Cuatro pilotes	
T4	Cinco Pilotes	

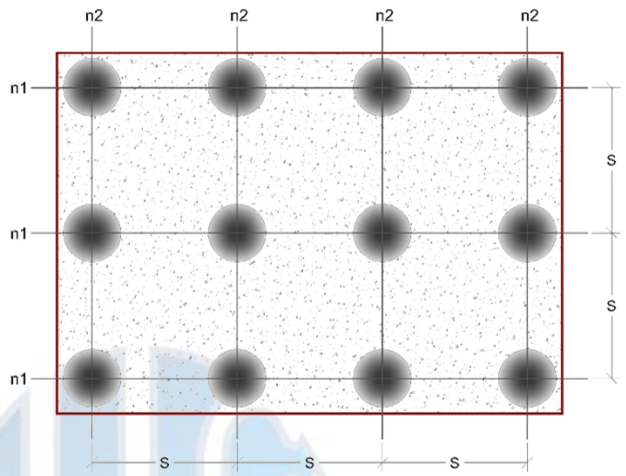
Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Arreglo Tipo	Descripción	
T5	Seis Pilotes	
T6	Cuatro Pilotes	
T7	Nueve Pilotes	

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Arreglo Tipo	Descripción	
T8	Dieciséis Pilotes	
T9	Seis Pilotes	
T10	Ocho Pilotes	

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Arreglo Tipo	Descripción	
T11	Doce Pilotes	

La eficiencia del grupo de pilotes para la capacidad de carga axial se calculó utilizando el método de Converse – La Barré. A continuación, se presenta la formulación adoptada para dicho método.

Dónde:

n1: Número de pilotes por columna dentro del dado.
n2: Número de pilotes por fila dentro del dado.
θ: tan-1(D/d).
d: Distancia entre los pilotes.
D: Diámetro del Pilote.

En la siguiente Tabla, se presenta la eficiencia obtenida en función del tipo de configuración:

Tabla 37. Resumen de eficiencia del grupo de pilotes para diferentes arreglos

Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	θ	Eficiencia del grupo de pilotes
T1	1	2	3.5	15.95	0.91
	1	2	3.0	18.43	0.90
	1	2	2.5	21.80	0.88
	1	2	2.0	26.57	0.85

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	ϴ	Eficiencia del grupo de pilotes
	1	2	1.5	33.69	0.81
T2	1	3	3.5	15.95	0.88
	1	3	3.0	18.43	0.86
	1	3	2.5	21.80	0.84
	1	3	2.0	26.57	0.80
	1	3	1.5	33.69	0.75
T3	1	4	3.5	15.95	0.87
	1	4	3.0	18.43	0.85
	1	4	2.5	21.80	0.82
	1	4	2.0	26.57	0.78
	1	4	1.5	33.69	0.72
T4	1	5	3.5	15.95	0.86
	1	5	3.0	18.43	0.84
	1	5	2.5	21.80	0.81
	1	5	2.0	26.57	0.76
	1	5	1.5	33.69	0.70
T5	1	6	3.5	15.95	0.85
	1	6	3.0	18.43	0.83
	1	6	2.5	21.80	0.80
	1	6	2.0	26.57	0.75
	1	6	1.5	33.69	0.69
T6	2	2	3.5	15.95	0.82
	2	2	3.0	18.43	0.80
	2	2	2.5	21.80	0.76
	2	2	2.0	26.57	0.70
	2	2	1.5	33.69	0.63
T7	3	3	3.5	15.95	0.76
	3	3	3.0	18.43	0.73
	3	3	2.5	21.80	0.68
	3	3	2.0	26.57	0.61
	3	3	1.5	33.69	0.50
T8	4	4	3.5	15.95	0.73
	4	4	3.0	18.43	0.69
	4	4	2.5	21.80	0.64
	4	4	2.0	26.57	0.56
	4	4	1.5	33.69	0.44
T9	2	3	3.5	15.95	0.79
	2	3	3.0	18.43	0.76
	2	3	2.5	21.80	0.72
	2	3	2.0	26.57	0.66

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	ϴ	Eficiencia del grupo de pilotes
	2	3	1.5	33.69	0.56
T10	2	4	3.5	15.95	0.78
	2	4	3.0	18.43	0.74
	2	4	2.5	21.80	0.70
	2	4	2.0	26.57	0.63
	2	4	1.5	33.69	0.53
T11	3	4	3.5	15.95	0.75
	3	4	3.0	18.43	0.71
	3	4	2.5	21.80	0.66
	3	4	2.0	26.57	0.58
	3	4	1.5	33.69	0.47

Para calcular los factores de eficiencia que deben afectar la capacidad lateral de un pilote individual para tener en cuenta el efecto de grupo, se seguirán las recomendaciones del CCP-14.

A continuación, se presenta la capacidad de carga grupal para los pilotes en LR y CS, respectivamente. Los cálculos presentados a continuación se realizaron con una longitud de pilote de 19m para los diámetros de 0.80m, 0.90m, 1.00m, 1.10m y 1.20m.

Tabla 38. Resumen capacidad de carga grupal-LR.

Capacidad de Carga por Grupo (Ton)-LR										
Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	ϴ	Eficiencia del grupo de pilotes	Capacidad de Carga por Grupo (Ton)				
						φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
T1	1	2	3.5	15.95	0.91	116.18	140.35	166.66	195.12	225.71
	1	2	3	18.43	0.9	114.90	138.81	164.83	192.97	223.23
	1	2	2.5	21.8	0.88	112.35	135.72	161.17	188.68	218.27
	1	2	2	26.57	0.85	108.52	131.09	155.67	182.25	210.83
	1	2	1.5	33.69	0.81	103.41	124.93	148.35	173.67	200.91
T2	1	3	3.5	15.95	0.88	168.53	203.58	241.75	283.02	327.41
	1	3	3	18.43	0.86	164.70	198.96	236.25	276.59	319.97
	1	3	2.5	21.8	0.84	160.87	194.33	230.76	270.16	312.53
	1	3	2	26.57	0.8	153.20	185.08	219.77	257.30	297.65
	1	3	1.5	33.69	0.75	143.63	173.51	206.04	241.21	279.04
T3	1	4	3.5	15.95	0.87	222.15	268.36	318.67	373.08	431.59

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Capacidad de Carga por Grupo (Ton)-LR										
Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	θ	Eficiencia del grupo de pilotes	Capacidad de Carga por Grupo (Ton)				
						φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
	1	4	3	18.43	0.85	217.04	262.19	311.34	364.50	421.66
	1	4	2.5	21.8	0.82	209.38	252.94	300.35	351.64	406.78
	1	4	2	26.57	0.78	199.17	240.60	285.70	334.48	386.94
	1	4	1.5	33.69	0.72	183.85	222.09	263.73	308.75	357.17
T4	1	5	3.5	15.95	0.86	274.49	331.59	393.76	460.99	533.28
	1	5	3	18.43	0.84	268.11	323.88	384.60	450.27	520.88
	1	5	2.5	21.8	0.81	258.53	312.31	370.87	434.19	502.28
	1	5	2	26.57	0.76	242.57	293.04	347.97	407.38	471.27
	1	5	1.5	33.69	0.7	223.42	269.90	320.50	375.22	434.07
T5	1	6	3.5	15.95	0.85	325.56	393.28	467.02	546.75	632.50
	1	6	3	18.43	0.83	317.90	384.03	456.03	533.89	617.61
	1	6	2.5	21.8	0.8	306.41	370.15	439.54	514.59	595.29
	1	6	2	26.57	0.75	287.26	347.02	412.07	482.43	558.09
	1	6	1.5	33.69	0.69	264.28	319.25	379.11	443.83	513.44
T6	2	2	3.5	15.95	0.82	209.38	252.94	300.35	351.64	406.78
	2	2	3	18.43	0.8	204.27	246.77	293.03	343.06	396.86
	2	2	2.5	21.8	0.76	194.06	234.43	278.38	325.91	377.02
	2	2	2	26.57	0.7	178.74	215.92	256.40	300.18	347.25
	2	2	1.5	33.69	0.63	160.87	194.33	230.76	270.16	312.53
T7	3	3	3.5	15.95	0.76	436.63	527.46	626.35	733.29	848.29
	3	3	3	18.43	0.73	419.40	506.64	601.63	704.35	814.80
	3	3	2.5	21.8	0.68	390.67	471.94	560.42	656.10	759.00
	3	3	2	26.57	0.61	350.46	423.36	502.73	588.56	680.86
	3	3	1.5	33.69	0.5	287.26	347.02	412.07	482.43	558.09
T8	4	4	3.5	15.95	0.73	745.60	900.70	1069.56	1252.17	1448.54
	4	4	3	18.43	0.69	704.74	851.35	1010.95	1183.56	1369.17
	4	4	2.5	21.8	0.64	653.67	789.65	937.69	1097.79	1269.95
	4	4	2	26.57	0.56	571.96	690.95	820.48	960.57	1111.21
	4	4	1.5	33.69	0.44	449.40	542.89	644.66	754.73	873.09
T9	2	3	3.5	15.95	0.79	302.58	365.52	434.05	508.16	587.85
	2	3	3	18.43	0.76	291.09	351.64	417.57	488.86	565.53
	2	3	2.5	21.8	0.72	275.77	333.14	395.59	463.13	535.76
	2	3	2	26.57	0.66	252.79	305.37	362.62	424.54	491.11

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Capacidad de Carga por Grupo (Ton)-LR										
Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	θ	Eficiencia del grupo de pilotes	Capacidad de Carga por Grupo (Ton)				
						φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
	2	3	1.5	33.69	0.56	214.49	259.11	307.68	360.21	416.70
T10	2	4	3.5	15.95	0.78	398.33	481.20	571.41	668.97	773.88
	2	4	3	18.43	0.74	377.91	456.52	542.10	634.66	734.19
	2	4	2.5	21.8	0.7	357.48	431.84	512.80	600.36	694.51
	2	4	2	26.57	0.63	321.73	388.66	461.52	540.32	625.06
	2	4	1.5	33.69	0.53	270.66	326.97	388.26	454.56	525.84
T11	3	4	3.5	15.95	0.75	574.52	694.03	824.14	964.86	1116.17
	3	4	3	18.43	0.71	543.88	657.02	780.19	913.40	1056.64
	3	4	2.5	21.8	0.66	505.58	610.75	725.25	849.07	982.23
	3	4	2	26.57	0.58	444.29	536.72	637.34	746.16	863.17
	3	4	1.5	33.69	0.47	360.03	434.93	516.46	604.64	699.47

Tabla 39. Resumen capacidad de carga grupal-CS.

Capacidad de Carga por Grupo (Ton)-CS										
Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	θ	Eficiencia del grupo de pilotes	Capacidad de Carga por Grupo (Ton)				
						φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
T1	1	2	3.5	15.95	0.91	263.26	318.32	378.30	443.20	513.03
	1	2	3	18.43	0.9	260.37	314.82	374.14	438.33	507.39
	1	2	2.5	21.8	0.88	254.58	307.83	365.83	428.59	496.11
	1	2	2	26.57	0.85	245.90	297.33	353.36	413.98	479.20
	1	2	1.5	33.69	0.81	234.33	283.34	336.73	394.50	456.65
T2	1	3	3.5	15.95	0.88	381.87	461.74	548.74	642.89	744.17
	1	3	3	18.43	0.86	373.20	451.24	536.27	628.28	727.26
	1	3	2.5	21.8	0.84	364.52	440.75	523.80	613.66	710.34
	1	3	2	26.57	0.8	347.16	419.76	498.86	584.44	676.52
	1	3	1.5	33.69	0.75	325.46	393.53	467.68	547.91	634.24
T3	1	4	3.5	15.95	0.87	503.38	608.66	723.34	847.44	980.95
	1	4	3	18.43	0.85	491.81	594.66	706.71	827.96	958.40
	1	4	2.5	21.8	0.82	474.45	573.68	681.77	798.74	924.57
	1	4	2	26.57	0.78	451.31	545.69	648.51	759.77	879.47
	1	4	1.5	33.69	0.72	416.59	503.72	598.63	701.33	811.82
T4	1	5	3.5	15.95	0.86	621.99	752.07	893.79	1047.13	1212.09

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Capacidad de Carga por Grupo (Ton)-CS										
Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	θ	Eficiencia del grupo de pilotes	Capacidad de Carga por Grupo (Ton)				
						φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
	1	5	3	18.43	0.84	607.53	734.58	873.00	1022.77	1183.91
	1	5	2.5	21.8	0.81	585.83	708.35	841.82	986.25	1141.62
	1	5	2	26.57	0.76	549.67	664.62	789.86	925.37	1071.15
	1	5	1.5	33.69	0.7	506.27	612.15	727.50	852.31	986.59
T5	1	6	3.5	15.95	0.85	737.71	892.00	1060.07	1241.94	1437.60
	1	6	3	18.43	0.83	720.35	871.01	1035.13	1212.72	1403.77
	1	6	2.5	21.8	0.8	694.32	839.53	997.71	1168.88	1353.04
	1	6	2	26.57	0.75	650.92	787.05	935.36	1095.83	1268.47
	1	6	1.5	33.69	0.69	598.85	724.09	860.53	1008.16	1166.99
T6	2	2	3.5	15.95	0.82	474.45	573.68	681.77	798.74	924.57
	2	2	3	18.43	0.8	462.88	559.68	665.14	779.26	902.02
	2	2	2.5	21.8	0.76	439.73	531.70	631.89	740.29	856.92
	2	2	2	26.57	0.7	405.02	489.72	582.00	681.85	789.27
	2	2	1.5	33.69	0.63	364.52	440.75	523.80	613.66	710.34
T7	3	3	3.5	15.95	0.76	989.40	1196.32	1421.74	1665.66	1928.08
	3	3	3	18.43	0.73	950.35	1149.10	1365.62	1599.91	1851.97
	3	3	2.5	21.8	0.68	885.26	1070.39	1272.09	1490.33	1725.12
	3	3	2	26.57	0.61	794.13	960.21	1141.14	1336.91	1547.53
	3	3	1.5	33.69	0.5	650.92	787.05	935.36	1095.83	1268.47
T8	4	4	3.5	15.95	0.73	1689.51	2042.84	2427.77	2844.28	3292.39
	4	4	3	18.43	0.69	1596.93	1930.91	2294.74	2688.43	3111.98
	4	4	2.5	21.8	0.64	1481.21	1790.99	2128.46	2493.62	2886.48
	4	4	2	26.57	0.56	1296.06	1567.11	1862.40	2181.92	2525.67
	4	4	1.5	33.69	0.44	1018.33	1231.30	1463.31	1714.36	1984.45
T9	2	3	3.5	15.95	0.79	685.64	829.03	985.24	1154.27	1336.12
	2	3	3	18.43	0.76	659.60	797.55	947.83	1110.44	1285.38
	2	3	2.5	21.8	0.72	624.89	755.57	897.94	1052.00	1217.73
	2	3	2	26.57	0.66	572.81	692.61	823.11	964.33	1116.25
	2	3	1.5	33.69	0.56	486.02	587.67	698.40	818.22	947.13
T10	2	4	3.5	15.95	0.78	902.61	1091.38	1297.03	1519.55	1758.95
	2	4	3	18.43	0.74	856.33	1035.41	1230.51	1441.62	1668.74
	2	4	2.5	21.8	0.7	810.04	979.45	1164.00	1363.70	1578.54
	2	4	2	26.57	0.63	729.03	881.50	1047.60	1227.33	1420.69

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Capacidad de Carga por Grupo (Ton)-CS										
Tipo de arreglo	Número de pilotes por columna n_1	Número de pilotes por fila n_2	d/D	θ	Eficiencia del grupo de pilotes	Capacidad de Carga por Grupo (Ton)				
						φ=0.8m	φ=0.9m	φ=1m	φ=1.1m	φ=1.2m
	2	4	1.5	33.69	0.53	613.31	741.58	881.31	1032.51	1195.18
T11	3	4	3.5	15.95	0.75	1301.85	1574.11	1870.71	2191.66	2536.94
	3	4	3	18.43	0.71	1232.41	1490.16	1770.94	2074.77	2401.64
	3	4	2.5	21.8	0.66	1145.62	1385.22	1646.23	1928.66	2232.51
	3	4	2	26.57	0.58	1006.76	1217.31	1446.68	1694.88	1961.90
	3	4	1.5	33.69	0.47	815.82	986.44	1172.31	1373.44	1589.82

Nota: La tabla anterior, está elaborada considerando una longitud de 12m (longitud recomendada ori esa consultoría).

12.9. Empujes de los rellenos

A continuación, se procede a calcular los empujes que soportarán las estructuras de contención, los cuales se obtiene por medio de la teoría clásica obteniendo el coeficiente de presión de tierras activas el cual se multiplica por la altura de la estructura y por el peso unitario del terreno a contener. Adicionalmente se calcula los empujes generados por la sobrecarga del tránsito correspondiente a 1.50 ton/m².

Se aclara que para la condición de sismo se obtiene los empujes en condición seudo estática por medio de la metodología propuesta por Mononobe – Okabe. Para esta metodología se contempla un coeficiente sísmico de diseño de 0.26 acorde a lo presentado a continuación:

Los análisis en condición Seudo-Estática fueron realizados teniendo en cuenta un Coeficiente Sísmico de Diseño (KST) igual a 0.11 g, equivalente al 50.0% de la aceleración máxima en superficie (As), de acuerdo con las recomendaciones del CCP-14 en su numeral 11.6.5.2.2.

Para el material de relleno se recomienda el empleo de un material tipo seleccionado que cumpla la especificación INV-220-13, para el cual se contempla los siguientes requerimientos:

- Peso unitario (ɣ)= 18kN/m³
- Cohesión (c)= 10kN/m²

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- Ángulo de fricción (φ)= 30°

Los empujes obtenidos se presentan en la Figura 42 en condición estática y en la Figura 43 para la condición pesudo-estática.

Los empujes y esfuerzos presentados, tanto en condición estática como pseudo-estática, corresponde a todos los puentes analizados. El relleno analizado corresponde a un material tipo seleccionado que cumpla la especificación INV-220-13. (En el **Anexo 5**, se presenta la memoria de cálculo de empujes).

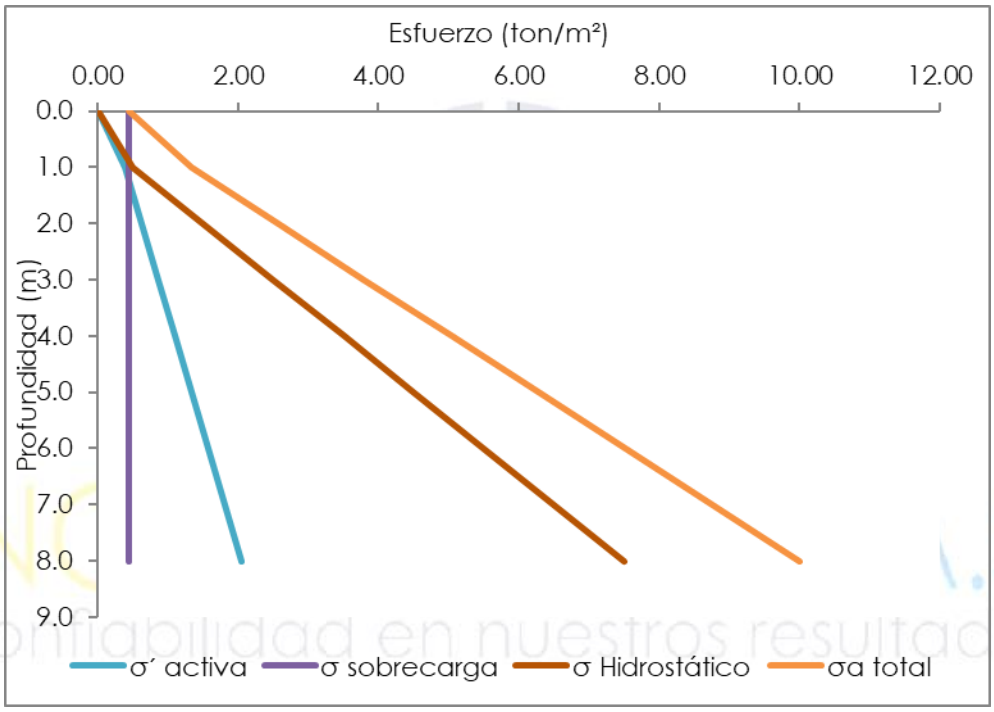


Figura 42. Esfuerzos actuantes en condición estática

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

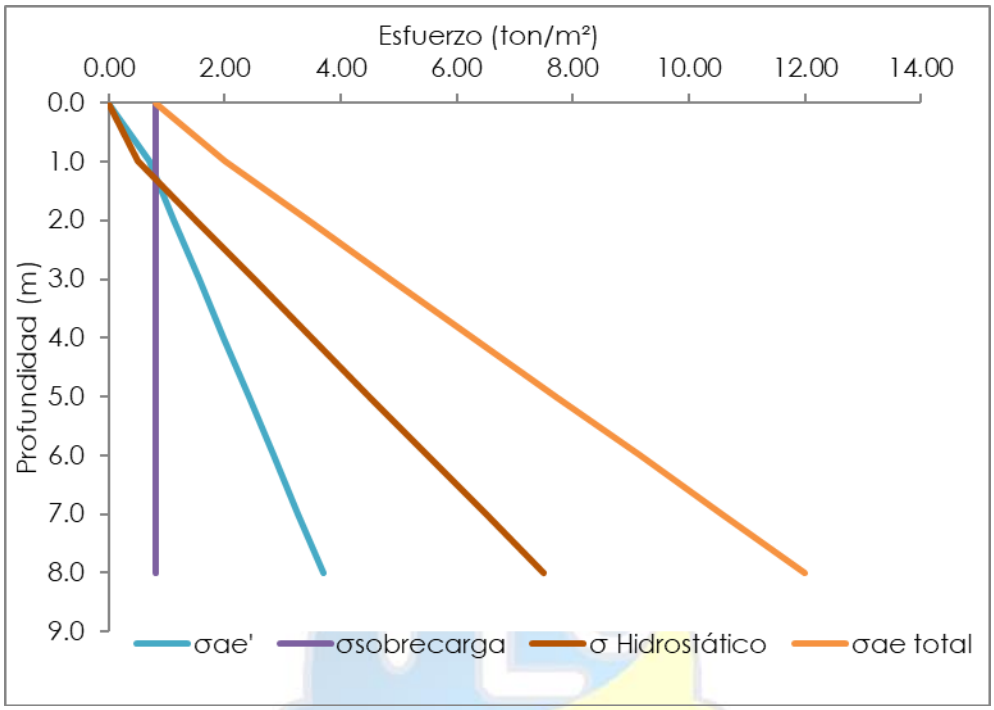


Figura 43. Esfuerzos actuantes en condición pseudo-estática.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

12.10. Recomendaciones generales para la escogencia del número y longitud de pilotes

Teniendo en cuenta el dimensionamiento estructural que se presenta a continuación, a modo de ejemplo se presenta a nivel geotécnico la cantidad, diámetro y longitud de pilotes que podría emplearse en la cimentación del puente.

Es importante aclarar que el área estructural será la encargada de definir de forma completa la cimentación a emplear en la CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA considerando las modelaciones incluyendo las cuantías de acero y demás cargas actuantes.

Para el puente proyectado, se tienen dos puntos de apoyo y de acuerdo con la información suministrada por el componente estructural, se tienen cargas máximas aproximadas a nivel de cimentación para el pilote más cargado de 50.7 ton (492 kN) en LR y 36.9 ton (362 kN) en CS para ambos estribos. A continuación, se presenta la Tabla con las cargas remitidas por el componente estructural:

Tabla 40. Resumen de las cargas a nivel de cimentación.

Nudo	kN			Ton		
	Resistencia I	Evento Extremo I	Servicio I	Resistencia I	Evento Extremo I	Servicio I
1	461.9	334.8	386.3	47.1	34.1	39.4
2	973.0	730.3	753.8	99.2	74.5	76.9
3	1292.7	1086.0	971.0	131.8	110.7	99.0
4	1301.2	1105.9	971.3	132.7	112.8	99.0
5	969.9	768.1	738.5	98.9	78.3	75.3
6	449.6	363.6	371.9	45.8	37.1	37.9
7	696.9	740.1	526.2	71.1	75.5	53.7
8	1117.6	1144.3	816.2	114.0	116.7	83.2
9	1301.6	1335.1	938.7	132.7	136.1	95.7
10	1307.6	1351.3	939.4	133.3	137.8	95.8
11	1103.0	1152.1	800.2	112.5	117.5	81.6
12	668.9	738.2	505.5	68.2	75.3	51.5
Máximo	***1307.6***	***1351.3***	***971.3***	***133.3***	***137.8***	***99.0***
Mínimo	***449.6***	***334.8***	***371.9***	***45.8***	***34.1***	***37.9***
Promedio	***970.3***	***904.2***	***726.6***	***98.9***	***92.2***	***74.1***
Suma	***11643.9***	***10849.8***	***8719.0***	***1187.4***	***1106.4***	***889.1***

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Con el arreglo estructural de dos filas de pilotes y 6 pilotes en cada fila de 1.1 m de diámetro y una longitud de 19m, se tiene un capacidad grupal afectada por la eficiencia de 1170.69 ton con una separación mínima de 3.0 veces el diámetro (distancia de centro a centro). A continuación, se presenta un esquema general de los pilotes propuestos por estribo.

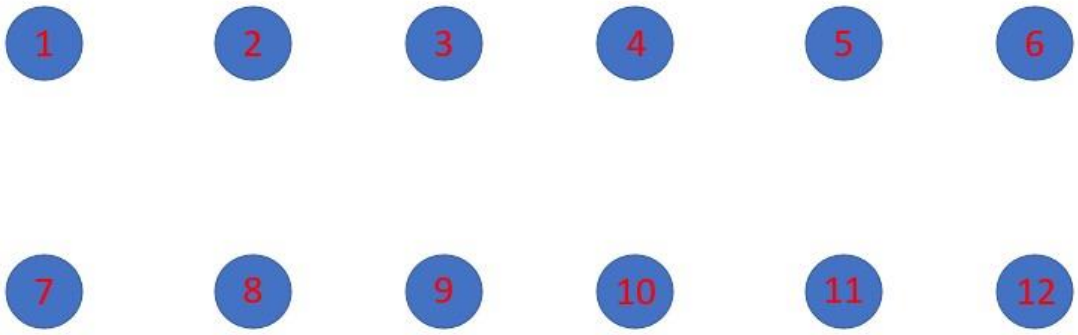


Figura 44. Esquema general de los pilotes propuestos por estribo

Es importante aclarar que el área estructural será la encargada de definir de forma completa la cimentación a emplear (Número de pilotes y longitud de pilotes) en la **CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA**, considerando las modelaciones incluyendo las cuantías de acero y demás cargas actuantes.

Es necesario que la separación entre centros sea mínima de tres (3) veces el diámetro. Por último, se recomienda plantear la elaboración de mínimo una prueba de carga dinámica en uno de los estribos para revisar la validación del desempeño de estos elementos.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

13. DISEÑO DE LA PROTECCIÓN DE LA RIBERA Y EL FONDO DEL CAUCE.

El material erosionado en una cuenca, parte es arrastrado por el flujo y parte es captado por la cobertura vegetal y topografía de la cuenca. La parte que es arrastra por el flujo se puede depositar en zonas que el mismo flujo propicia para esta acción, en sitios donde el flujo no permite el arrastre o lo permite para otro tipo de condiciones que se requieren para el mismo deposito. Cuando el fenómeno de arrastre es permitido el suelo es erosionado y las partículas son trasportadas hacia valles o almacenamientos, así hasta volverse a presentar las condiciones de arrastre durante un tiempo indefinido.

La naturaleza del problema de arrastre de sedimentos tiene tres fases: erosión, transporte y deposito, y el transporte de sedimento el cual puede dividirse en 1) Por tracción, y 2 por suspensión. En el primer caso, la velocidad de las partículas sólidas es menor que la del agua, y en el segundo caso, ambas velocidades son iguales.

El principal problema que causa el sedimento cuando es transportado por el agua, es su acción abrasiva en altas velocidades; esto obliga a su eliminación de estructuras hidráulicas, como canales revestidos y plantas hidroeléctricas, por medio de tomas especiales y tanques desarenadores.

El conocimiento del transporte de sedimentos en el caso de los modelos de ríos con fondo móvil nos menciona a tomar en cuenta y con mucha atención los conceptos siguientes:

a. Condición de similitud debido a que se debe reproducirse la perdida de carga en canales fluviales, se impone una condición sobre el tamaño del material a usarse en el modelo
b. Erosión en el cauce de un rio, esta es inestable debido a la variación de gastos de escurrimiento.
c. En el caso de los ríos es necesario reproducir un histograma típico del flujo y una
d. topografía de detalle.
e. Los modelos de ríos se pueden construir con una amplia distribución del tamaño del material y tener características cohesivas.

En este capítulo se hace el análisis del tipo de protección y revestimiento del fondo considerando las características hídricas del cuerpo de agua.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

13.1. Criterios de tensión de arrastre

Se trata de enfrentar dos tensiones que se dan en una corriente. Las fuerzas intervinientes en una partículas de sedimento, se presenta en el siguiente esquema:

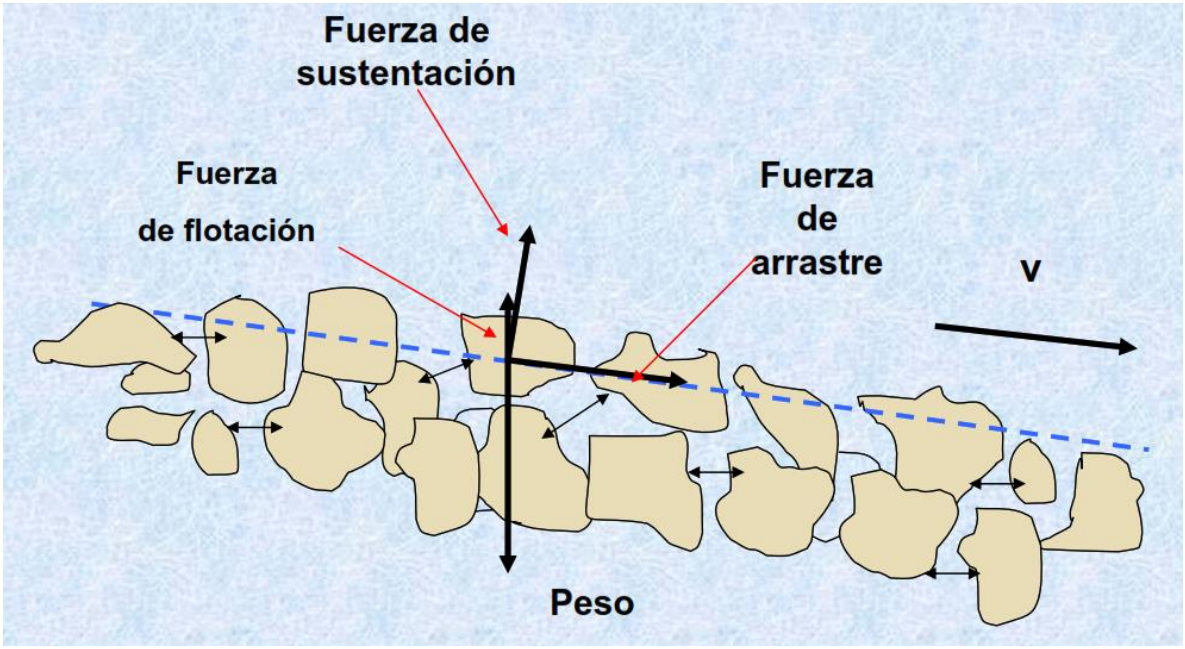


Figura 45. Fuerzas intervinientes en una partículas de sedimento
Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

La tensión hidráulica de arrastre, τ, ejercida por las aguas sobre las partículas del fondo del lecho tiene la expresión:

$$\tau = \gamma RI$$

Donde:

τ = es la tensión de arrastre
ϒ = es el peso específico del suelo
R: es el radio hidráulico
I = es la pendiente

Se denomina a la tensión crítica de arrastre (τc) a la tensión que inicia el movimiento de las partículas.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

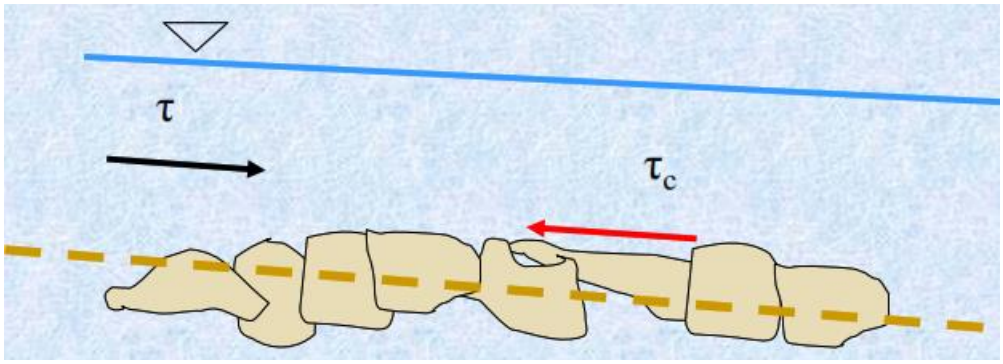


Figura 46. Fuerzas actuantes en una partícula de sedimento
Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

En cauces abiertos, las fuerzas actuantes en cada partícula de sedimento son:

- La gravedad y las fuerzas de flotación actúan en dirección vertical.
- La de arrastre y la de sustentación. La primera actúa en la dirección del flujo mientras que la de sustentación en dirección perpendicular de la dirección del flujo.
- La reacción de las fuerzas alrededor de los granos de sedimento. Las fuerzas intergranulares están relacionadas con la disposición del grano y su conjunto.

Tabla 41. Esfuerzo cortante critica, τc, para distintas materiales

Materiales	Di (mm)	τ_c (kg/m²)
Arena común	0,20 a 0,40	0,18 a 0,20
Arena común	0,40 a 1,00	0,25 a 0,30
Arena común	> 2,00	0,40
Grava rugosa	5 a 15	1,25
Suelo arcilloso	-	1 a 1,2
Grava muy gruesa	40 a 50	4,8
Roca calcárea llana	10 a 20 de espesor y 40 a 60 de longitud	5,6

Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Para un sedimento determinado la propiedad más importante es su tamaño, debido a que es una representación del volumen por la poca variación del peso específico de las partículas que se encuentran conformando los distintos lechos. Es importante señalar que en función del tamaño o escala de las partículas se pueden caracterizar distintas propiedades de estas como se observa en la siguiente Tabla:

Tabla 42. Propiedades aproximadas de los sedimentos de acuerdo con el tamaño (Julien P. Y., 2002

Nombre de Clase	Diámetro d_s (mm)	Angulo de Reposo ϕ (grados)	Esfuerzo cortante crítico $(\tau_o)_c$ (N/m^2)	Velocidad cortante crítica V_{*c} (m/s)	Velocidad de Sedimentación ω_o (mm/s)
Rocas					
Muy grande	>2048	42	1790	1.33	5430
Grande	>1024	42	895	0.94	3839
Mediano	>512	42	447	0.67	2715
Pequeño	>256	42	223	0.47	1919
Rocas redondeadas					
Grande	>128	42	111	0.33	1357
Pequeño	>64	41	53	0.23	959
Gravas					
Muy grueso	>32	40	26	0.16	678
Grueso	>16	38	12	0.11	479
Mediano	>8	36	5.7	0.074	338
Fino	>4	35	2.71	0.052	237
Muy fino	>2	33	1.26	0.036	164
Arenas					
Muy grueso	>1	32	0.47	0.0216	109
Grueso	>0,5	31	0.27	0.0164	66.4
Mediano	>0.25	30	0.194	0.0139	31.3
Fino	>0.125	30	0.145	0.012	10.1
Muy fino	>0,062	30	0.110	0.0105	2.66
Limo					
Grueso	>0.031	30	0.083	0.0091	0.067
Mediano	>0.016	30	0.065	0.0080	0.167
Fino	>0.008		Material		0.042
Muy fino	>0,004		Cohesivo		0.01
Arcilla					
Grueso	>0.0020				2.6x10-3
Mediano	>0.0010				6.5x10-4
Fino	>0.0005				1.63x10-4
Muy fino	>0.00024				4.1x10-5

Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

La denominación del tipo de partícula de acuerdo con el tamaño se presenta en la siguiente Tabla:

Tabla 43. Clasificación de partículas de acuerdo con su tamaño (Julien P. Y., 2002)

1) Cantos rodados (250-4000 mm)	muy grandes	4000-2000 mm
	grandes	2000-1000 mm
	medianos	1000-500 mm
	pequeños	500-250 mm
2) Guijarros (64-250 mm)	grandes	250-125 mm
	pequeños	125-64 mm
3) Gravas (2-64 mm)	muy gruesa	64-32 mm
	gruesa	32-16 mm
	media	16-8 mm
	fina	8-4 mm
	muy fina	4-2 mm
4) Arenas (0.062- 2 mm)	muy gruesa	2-1 mm
	gruesa	1-05 mm
	media	0.5-0.25 mm
	fina	0.25-0.125 mm
	muy fina	0.125-0.062 mm
5) Limos (4 a 62 μ) = (0.004 a 0.062 mm)		
6) Arcillas (0.24 a 4 μ) = (0.00024 a 0.004 mm)		

Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

Tabla 44. Velocidad limite en metros por segundo

Velocidad límite en metros por segundo.

Diámetro de los elementos en mm.	Velocidad límite superior V_b	Velocidad de transporte V_c	Velocidad crítica inferior V_a
2	0,15	0,11	0,08
5	0,37	0,27	0,21
10	0,70	0,51	0,39
15	1,05	0,70	0,59
20	1,29	0,86	0,62
25	1,47	0,96	0,70
30	1,57	1,05	0,78
40	1,68	1,16	0,88
50	1,76	1,21	0,93
60	1,86	1,27	0,98
70	1,96	1,30	1,00

Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 45. Velocidad critica de arrastre (m/seg)

Velocidad crítica de arrastre (m/seg).

Naturaleza de los materiales	Aguas claras	Aguas con limos coloidales	Aguas con arena y detritus
Arena fina sin coloides	0,45	0,76	0,45
Tierra arenosa	0,53	0,76	0,61
Tierra limosa	0,61	0,91	0,61
Limos de aluvión	0,61	1,06	0,61
Pequeñas gravas	0,76	1,52	1,14
Arcilla compacta muy coloidal	1,14	1,51	0,91
Tierra con pequeños guijarros sin coloides	1,14	1,52	1,52
Limos de aluvión con coloides	1,15	1,52	0,91
Limos y pequeños guijarros con coloides	1,22	1,68	1,52
Guijarros gruesos sin coloides	1,22	1,82	1,98
Esquistos y trozos de roca	1,82	1,82	1,42

Fuente: Tema 20: Transporte de materiales (II), J. Rodríguez, E.T.S de Ingenieros de Montes, Universidad Politécnica de Madrid

Considerando las Tablas, Figuras y Formulación indicadas anteriormente, en la siguiente Tabla se presentan los valores de entrada para el cálculo de las tensiones y los resultados obtenidos:

Tabla 46. Valores de entrada y cálculo de esfuerzos o tensiones de arrastre

Ancho Superior	T	21.09	m
Altura	y	5.69	m
Ancho Inferior	b	13.12	m
Inclinación	z	2	-
Radio Hidráulico	Rh	3.61466993	m
Pendiente Cauce	I	0.000104	m/m
Peso Específico Suelo	ϒ	1.85	ton/m3
Tensión Crítica de Arrastre	**τc**	**0.0006955**	**ton/m²**
		0.6954625	**kg/m²**

De la Tabla anterior, se tiene el valor de tensión de arrastre de 0.695 kg/m² (6.815 N/m²) comparando este valor con lo establecido en la Tabla 41, donde para una arena común con diámetros entre 0.20mm y 0.40mm, 0.40mm y 1.00mm, y mayores a 2.00mm, se tiene valores de tensiones críticas de 0.18 kg/m², 0.25 kg/m² y 0.40 kg/m², se tiene que el valor obtenido supera ampliamente los valores críticos.

Por lo anterior, y con el fin de evitar procesos de erosión y socavación es necesario establecer una protección en el Puente Saverinera mediante la construcción de

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

un revestimiento como mecanismo de protección del fondo y de la ribera del puente.

Para esto, se propone la protección mediante la construcción de colcha gaviones en el fondo del cauce y un revestimiento en piedra pegada de 37.00 m longitud aproximadamente en el talud y fondo de la quebrada. Ubicado entre las abscisas K0+251.2 y K0+288.9 aproximadamente.

La solución integral consiste en la instalación de colcha gaviones los cuales estarán instalados entre las abscisas K0+288.9 a K0+310 aguas arriba y K0+241.37 a K0+251.2 aguas debajo de la sección del puente.

Cada unidad de colcha gavión tendrá una longitud de 4.50 m, un espesor de 0.40 m y un ancho igual al fondo del rio el primer gavión aguas arriba y aguas abajo estará anclado al terreno mediante pilotes pre excavados de 12m de profundidad y 0.40m de diámetro como se muestra en la siguiente figura:

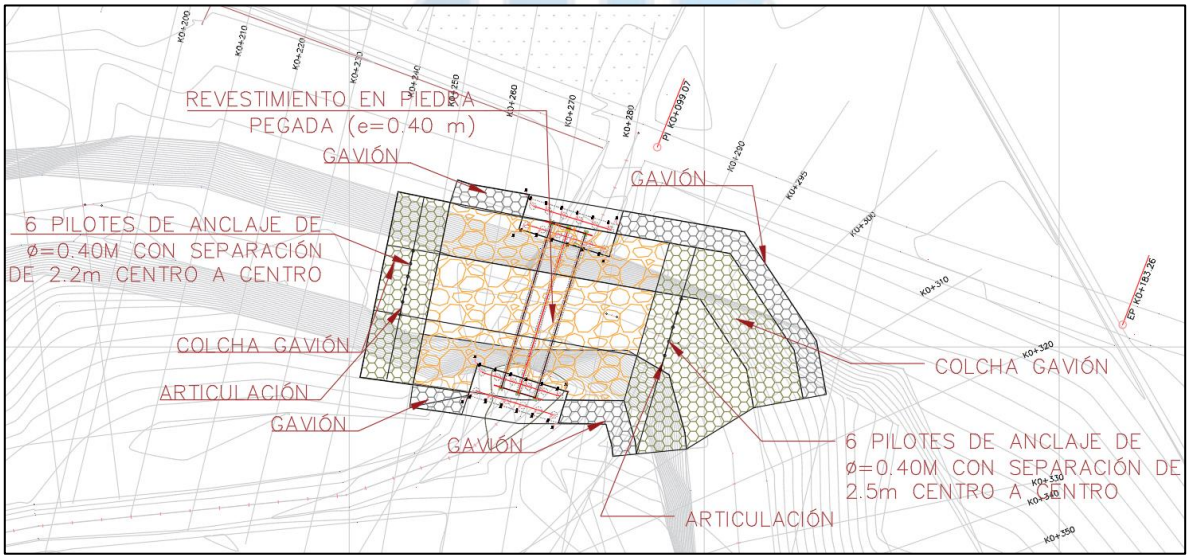


Figura 47. Protección propuesta para la rivera y fondo del cauce.

Los cálculo correspondiente a los pilotes de 0.40m se presentan en el **Anexos 6**.

A continuación, a modo de ilustración, se presenta el esquema general puente:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

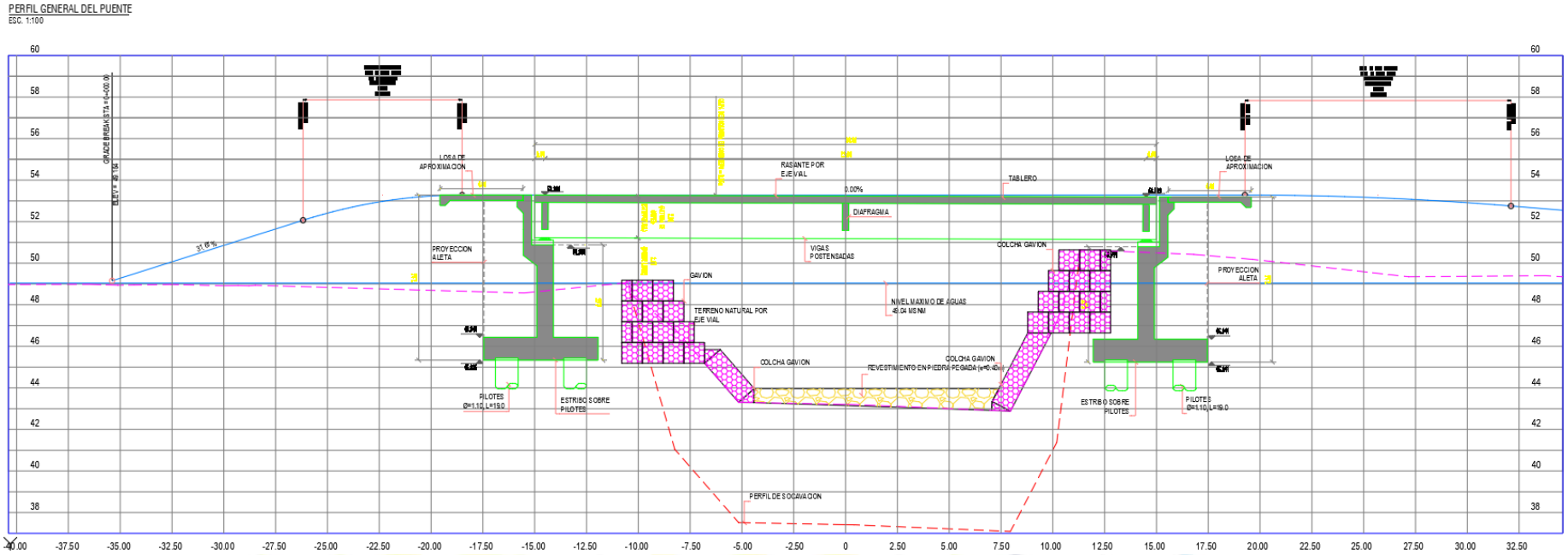


Figura 48. Esquema general de puente

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

14. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS ESTRUCTURA DE CONTENCIÓN TIPO GAVIONES

En el presente Capitulo, se analizan la alternativa de contención para la zona de rivera del puente considerando las recomendaciones del estudio hidrogeológico. De manera adicional, se realiza el cálculo de los empujes y esfuerzos actuantes y se realizarán las recomendaciones acerca del tipo de alternativa propuesta en función del análisis realizado.

Para la obtención de los parámetros de diseño, se efectúan cálculos con correlaciones matemáticas, debidamente establecidas en el estado del arte, que permiten obtener órdenes de magnitud para el cálculo de la capacidad portante y su posterior validación en la información secundaria y en la literatura técnica.

14.1. Diseño Gaviones

La alternativa propuesta para la contención y protección en el sitio de estudio es un muro en gaviones. Por lo anterior se plantea la construcción de dicho muro integral de contención en gavión con relleno, teniendo en cuenta la verificación de los siguientes Factores de Seguridad.

Según el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10 Titulo H, Sección H.6.9, los factores de seguridad que deben verificarse según los casos de aplicación son:

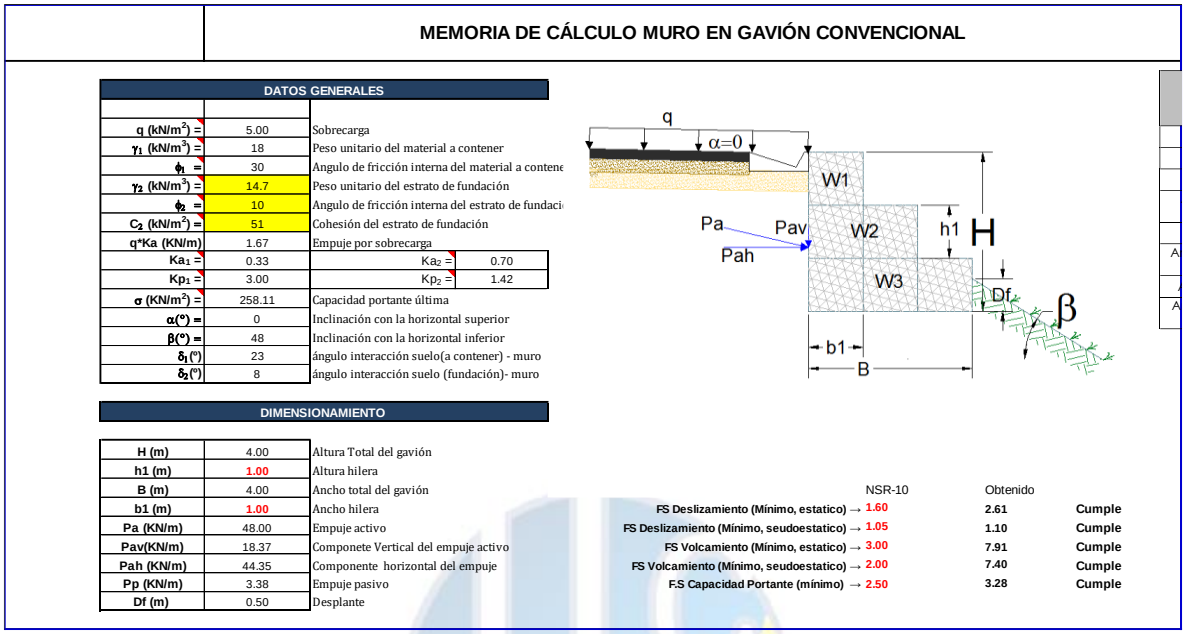
- Factor de Seguridad al Deslizamiento
  - Estático FS>1.60
  - Pseudo-estático FS>1.05

- Factor de Seguridad al volcamiento
  - Estático FS>3.00
  - Pseudo-estático FS>2.00

- Factor de Seguridad por Capacidad Portante FS>2.5

A continuación, se presenta el cálculo de estabilidad externa (F.S. ante Volcamiento y Deslizamiento) para la condición crítica de análisis (Pseudo-estática) para 2.0m de altura.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.



MEMORIA DE CÁLCULO MURO EN GAVIÓN CONVENCIONAL

DATOS GENERALES

q (kN/m^2) =	5.00	Sobrecarga
γ_1 (kN/m^3) =	18	Peso unitario del material a contener
ϕ_1 =	30	Angulo de fricción interna del material a contene
γ_2 (kN/m^3) =	14.7	Peso unitario del estrato de fundación
ϕ_2 =	10	Angulo de fricción interna del estrato de fundaci
C_2 (kN/m^2) =	51	Cohesión del estrato de fundación
q*Ka (KN/m)	1.67	Empuje por sobrecarga
Ka_1 =	0.33	Ka_2 = 0.70
Kp_1 =	3.00	Kp_2 = 1.42
σ (kN/m^2) =	258.11	Capacidad portante última
α(°) =	0	Inclinación con la horizontal superior
β(°) =	48	Inclinación con la horizontal inferior
δ_1(°)	23	ángulo interacción suelo(a contener) - muro
δ_2(°)	8	ángulo interacción suelo (fundación)- muro

DIMENSIONAMIENTO

H (m)	4.00	Altura Total del gavión
h1 (m)	1.00	Altura hilera
B (m)	4.00	Ancho total del gavión
b1 (m)	1.00	Ancho hilera
Pa (KN/m)	48.00	Empuje activo
Pav(KN/m)	18.37	Componente Vertical del empuje activo
Pah (KN/m)	44.35	Componente horizontal del empuje
Pp (KN/m)	3.38	Empuje pasivo
Df (m)	0.50	Desplante

	NSR-10	Obtenido	
FS Deslizamiento (Mínimo, estatico) →	1.60	2.61	Cumple
FS Deslizamiento (Mínimo, seudoestatico) →	1.05	1.10	Cumple
FS Volcamiento (Mínimo, estatico) →	3.00	7.91	Cumple
FS Volcamiento (Mínimo, seudoestatico) →	2.00	7.40	Cumple
F.S Capacidad Portante (mínimo) →	2.50	3.28	Cumple

Figura 49. Diseño general para la estructura de contención con gaviones para 4.0m de altura- Gavión

La cimentación de la estructura de contención, se deberá considerar un apoyo en material competente (suelo seleccionado) con el fin de garantizar la estabilidad de las estructuras de contención. La intervención, se deberá extender a lo largo del sector analizado, por lo anterior, se presenta a continuación, las abscisas de las zonas de intervención.

Tabla 47. Resumen zona de intervención

Obra	Abscisas de Intervención		Longitud Total (m)
	Inicio	Fin	
Sector Gavión 1	K0+251	K0+315	64
Sector Gavión 2	K0+250	K0+305	55

En el **Anexo 7**, se presentan la memoria de cálculo de la estructura de contención con gaviones. En el **Anexo 8**, se presenta la especificación técnica que se debe seguir para la construcción de los gaviones.

14.2. Cálculo de la Capacidad Portante- Gaviones

De acuerdo con las condiciones geotécnicas empleadas para el análisis de la cimentación de la estructura de contención, se proyecta una cimentación superficial. A continuación, se presentan los parámetros del material de fundación

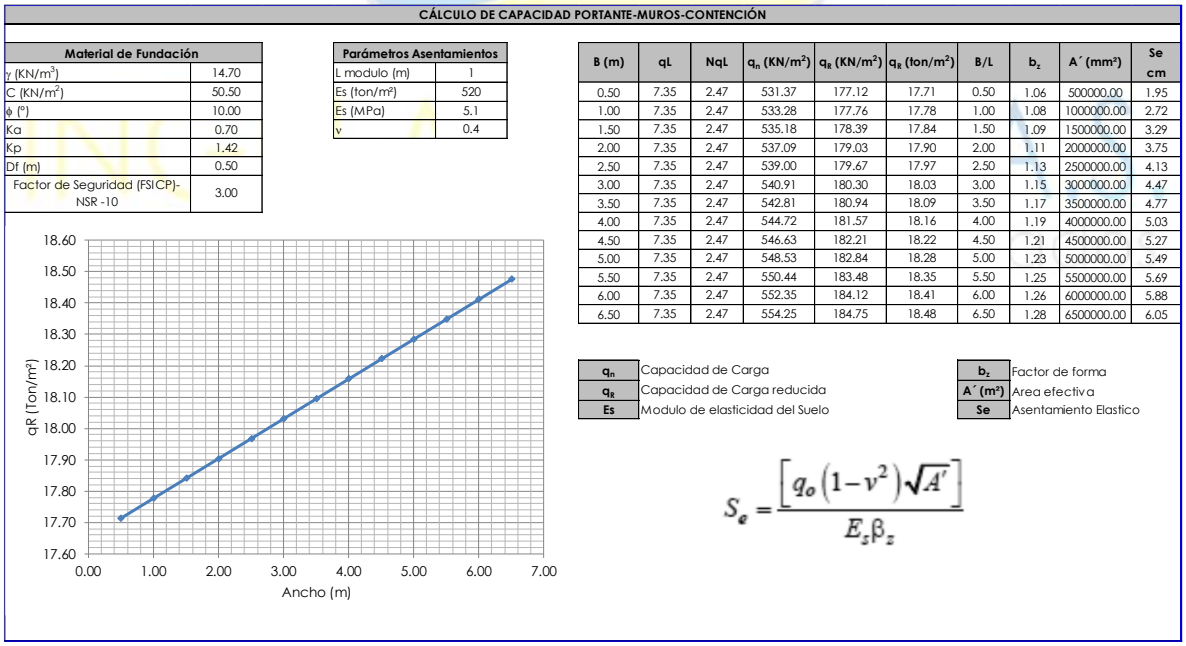
Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

para el cálculo de la capacidad portante del terreno sobre el cual se pretende emplazar las estructuras:

Tabla 48. Parámetros del material de fundación para el cálculo de la cimentación de la estructura de contención-Gaviones

Material de Fundación	
γ (KN/m^3)	14.70
C (KN/m^2)	50.50
ϕ (°)	10.00
Ka	0.70
Kp	1.42
Df (m)	0.50
Factor de Seguridad (FSICP)-NSR -10	3.00

Teniendo en cuenta el estrato de cimentación, se presenta a continuación se presentan los ábacos de capacidad portante en el cual, en función del ancho del muro, se puede obtener el valor de capacidad y asentamiento respectivo para una profundidad de desplante de 0.5m.



CÁLCULO DE CAPACIDAD PORTANTE-MUROS-CONTENCIÓN

Material de Fundación	
γ (KN/m^3)	14.70
C (KN/m^2)	50.50
ϕ (°)	10.00
Ka	0.70
Kp	1.42
Df (m)	0.50
Factor de Seguridad (FSICP)-NSR -10	3.00

Parámetros Asentamientos	
L modulo (m)	1
Es (ton/m^2)	520
Es (MPa)	5.1
v	0.4

B (m)	qL	NqL	q_n (KN/m^2)	q_R (KN/m^2)	q_R (ton/m^2)	B/L	b_z	A´ (mm^2)	Se cm
0.50	7.35	2.47	531.37	177.12	17.71	0.50	1.06	500000.00	1.95
1.00	7.35	2.47	533.28	177.76	17.78	1.00	1.08	1000000.00	2.72
1.50	7.35	2.47	535.18	178.39	17.84	1.50	1.09	1500000.00	3.29
2.00	7.35	2.47	537.09	179.03	17.90	2.00	1.11	2000000.00	3.75
2.50	7.35	2.47	539.00	179.67	17.97	2.50	1.13	2500000.00	4.13
3.00	7.35	2.47	540.91	180.30	18.03	3.00	1.15	3000000.00	4.47
3.50	7.35	2.47	542.81	180.94	18.09	3.50	1.17	3500000.00	4.77
4.00	7.35	2.47	544.72	181.57	18.16	4.00	1.19	4000000.00	5.03
4.50	7.35	2.47	546.63	182.21	18.22	4.50	1.21	4500000.00	5.27
5.00	7.35	2.47	548.53	182.84	18.28	5.00	1.23	5000000.00	5.49
5.50	7.35	2.47	550.44	183.48	18.35	5.50	1.25	5500000.00	5.69
6.00	7.35	2.47	552.35	184.12	18.41	6.00	1.26	6000000.00	5.88
6.50	7.35	2.47	554.25	184.75	18.48	6.50	1.28	6500000.00	6.05

q_n	Capacidad de Carga
q_R	Capacidad de Carga reducida
Es	Modulo de elasticidad del Suelo

b_z	Factor de forma
A´ (m^2)	Area efectiva
Se	Asentamiento Elastico

$$S_e = \frac{\left[q_o\left(1-v^2\right)\sqrt{A'}\right]}{E_s \beta_z}$$

Figura 50. Capacidad portante y asentamiento para la estructura de contención tipo gavión-Gavión.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

En el **Anexo 9**, se presentan las memorias de cálculo de la capacidad portante y asentamientos para las estructuras de contención tipo gavión. A continuación, se presenta un esquema general del muro en gavión proyectado:

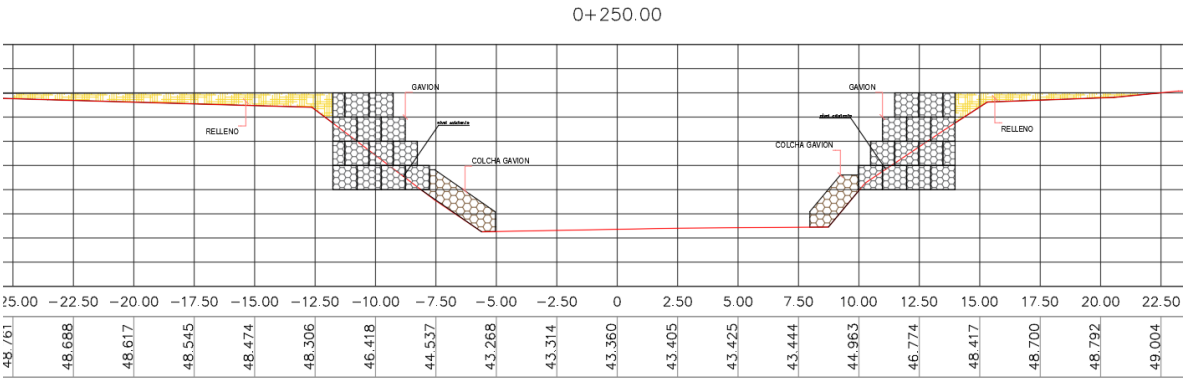


Figura 51. Esquema general implantación del muro en gaviones y relleno.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

15. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para llevar a cabo la exitosa construcción del terraplén de ampliación, se recomiendan los procedimientos constructivos descritos a continuación, así como el cumplimiento de las Especificaciones Técnicas de construcción del INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS – INVIAS, al igual que las normas de seguridad industrial, y de impacto ambiental vigentes en el momento de ejecución de las obras.

15.1. Procedimiento constructivo general

A nivel general se propone el siguiente procedimiento constructivo para la construcción de los terraplenes que componen el proyecto.

1. Desmonte y limpieza.
2. Localización y replanteo de obras.
3. Construcción de la cimentación y muro proyectado.
4. Construcción de terraplenes con su adosamiento al terreno actual.

A continuación, se enumeran los pasos recomendados para la construcción del terraplén de ampliación.

1. Realización de las excavaciones temporales

Las excavaciones temporales tienen dimensiones que varían de acuerdo con lo indicado en los planos de diseño geométrico y en función de la estructura a implantar.

Estas excavaciones se realizarán con paredes verticales en tramos longitudinales de 10,0m y en módulos B/2 de ancho.

2. Construcción terraplén

El material con el que se construirá el terraplén corresponde a material seleccionado cuyas características se indican en la Tabla 220-1 de las Especificaciones INVIAS-22. La construcción del terraplén se llevará a cabo teniendo en cuenta que la compactación del material debe alcanzar un Proctor modificado de 95%.

3. Construcción de la estructura de pavimento

Se deberá construir la estructura de pavimentos en función de lo establecido en el Informe de esa especialidad.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

4. Colocación de empradización en la cara de los taludes

Se deberá incorporar un Manto Permanente TRM 500 o de referencias similares. Así como la empradización, que normalmente se realiza con una siembra de especies arbóreas de la zona de fácil crecimiento (Art. INV-E 810-13). O también puede colocarse un revestimiento en la superficie del talud con el fin de generar protección.

15.2. Recomendaciones de Instrumentación

Dadas las condiciones presentes del subsuelo encontrado en el sector de ampliación y en función de la altura de terraplén obtenida del diseño geométrico se hace necesaria la implementación de un sistema de monitoreo que identifique la tasa de deformabilidad (asentamientos) del suelo in-situ con respecto a la carga aplicada en el mismo (terraplén), estableciendo así las condiciones bajo las cuales se podrá determinar el momento de construcción de la estructura de pavimento, o en su efecto, la necesidad de efectuar acciones de mejora que permitan garantizar el adecuado funcionamiento del corredor vial.

Teniendo en cuenta lo anterior, se propone un plan de instrumentación general considerando el avance en las obras proyectadas. Para el control general de los terraplenes de aproximación al puente, se recomienda la implementación controles topográficos con el fin de obtener información de los asentamientos presentados. Se deben instalar mojones topográficos de concreto en el cuerpo del terraplén, los cuales deben ser controlados según se incremente la altura del terraplén o la estructura de pavimento. Los mojones se deben instalar cada 5 m, en forma "Tres bolillos", la frecuencia de toma de datos debe ser diaria al principio de la colocación de los terraplenes y posterior a la construcción, se deberá tomar lecturas cada semana.

Durante la construcción se deben "calibrar" los tiempos de espera y asentamientos finales, para lo cual se hace uso de los resultados de la instrumentación para la proyección de estos. En fase de diseño lo que se lleva a cabo es una estimación teórica para tener una referencia comparativa. Es importante tener en cuenta que los asentamientos de referencia (teóricos) corresponden a aquellos que se presentan una vez se llega a la corona del terraplén (asentamientos por consolidación).

Es importante tener en cuenta que más que un asiento absoluto se busca un grado de consolidación (asiento en un momento dado/ asiento total), por lo cual se insiste en la necesidad de realizar una "calibración" que depende de los resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

obtenidos de la instrumentación, los cuales permitirán estimar el asentamiento definitivo (grado de consolidación).

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

16. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los diseños aquí presentados están basados en la exploración geotécnica realizada en el sitio en el cual se proyecta la **CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA.** En cada estribo se tiene información de dos sondeos cumpliendo ampliamente lo establecido en el Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-2014.

16.1. Campaña de exploración y resultado de ensayos

- La campaña de exploración realizada constó de dos (2) sondeos, en los que se profundizó 30.0 m y se evidenciaron estratos predominantemente arenosos, limosos y arcillosos.

- Respecto a los resultados de laboratorio reportados para las muestras evaluadas, se tiene que, no se presentan problemas relacionados con el potencial de licuación. Sin embargo, se presenta expansividad en alguno de los estratos evaluados. Por lo cual se optó por una cimentación de tipo profunda y así no poner en peligro la estabilidad de las obras en el sector.

- Durante la campaña de exploración geotécnica, se evidenció presencia de nivel freático a (0.50 m) de profundidad para el sondeo 1, para el sondeo 2 a una profundidad de (6.10 m). En condiciones normales y durante el proceso constructivo puede presentarse una ascensión o una mayor fluctuación del nivel de agua. Esto implica que para el desarrollo de las actividades constructivas es necesario el bombeo de aguas subterráneas según la época del año y caudal del cuerpo de agua.

- El área del proyecto está conformada litológicamente por depósitos aluviales conformados por Arcilla, Limos, Arenas y Gravas con variaciones litológicas laterales y verticales.

- Las geoformas predominantes en el ares de estudio son cauce y llanura aluvial.

- A pesar que la zona de estudio presenta estructuras de fallas, pliegues y amenaza media por sísmica, en el área puntual del proyecto no se evidencia actividad símica reciente o que indique que la tectónica de la zona se encuentra activa.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

16.2. Curvas de Transferencia-Cimentación Profunda

- Por las características del subsuelo en estudio y teniendo en cuenta las características de la estructura del proyecto, se debe construir la cimentación tipo profunda (Pilotes). Lo anterior, debido a las condiciones encontradas, estratos con potencial de expansión elevados y la socavación presentada en el volumen de Hidráulica, lo que podría en riesgo las estructuras.

- Teniendo en cuenta lo anterior, se presentan las curvas de transferencia de carga axial, la tracción y los módulos de reacción para elementos de transferencia en los estados límite requeridos para el análisis estructural y la definición de la cimentación. Así mismo, se presentan los asentamientos elásticos.

- Los pilotes proyectados no deberán estar cimentados en materiales orgánicos de bajas capacidades geomecánicas que pongan en riesgo la cimentación. Se recomienda que la profundidad de los pilotes supere o esté por encima del estrato orgánico con un rango de 3.00 m.

- La longitud efectiva de empotramiento de los elementos de transferencia (pilotes) debe ser mínimo de tres veces el diámetro, lo anterior, con el fin de obtener un estrato adecuado de empotramiento.

- El cabezal (o dado) que une los pilotes debe ser diseñado de tal manera que garantice la rigidez necesaria para que los pilotes funcionen monolíticamente. Según lo contemplado en la NSR-10, aparte A.3.6.4.2, los elementos de cimentación como los dados para pilotes, deben amarrase por medio de elementos capaces de resistir en tensión o compresión una fuerza no menor de (0.25 Aa) veces la carga vertical total del elemento que tengas la mayor carga entre los que interconectan, además de las fuerzas que le transmita la superestructura.

- Los estratos de cimentación deberán ser revisados y aprobados en obra por un especialista en Geotecnia, para validar las hipótesis de diseño establecidas por esta Consultoría.

- Se recomienda la utilización de camisas metálicas durante el proceso constructivo de pilotes donde se encuentre la presencia de estratos arenoso de baja densidad y en condición saturada. Para el presente proyecto, se recomienda este encamisado en los primero 6m de perforación considerando los materiales arenosos presente en los primeros estratos.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- Para llevar a cabo la exitosa construcción de los pilotes preexcavados, se recomiendan los procedimientos constructivos establecidos en el Artículo 621 de las Especificaciones Técnicas de construcción del INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS – INVIAS en su versión 2022, al igual que las normas de seguridad industrial, y de impacto ambiental vigentes en el momento de ejecución de las obras.

- Se debe tener en cuenta que para el procedimiento de avance constructivo con taludes de inclinación máxima de 1.0V:0.5H. En virtud de esto, se sugiere el avance progresivo de la excavación que permita evaluar la necesidad de aumentar o reducir la inclinación.

- Debido a las características de socavación enunciadas en el Capítulo 7. SOCAVACIÓN, los primeros 4.0m no son tenidos en cuenta como aporte a la transferencia de carga.

- Para garantizar que se desarrolle la capacidad de carga en los pilotes, se recomienda que su separación entre centros no sea inferior a 3.0 veces el diámetro.

- La punta del pilote no deberá apoyarse en estratos orgánicos. Al respecto, dada la presencia de materiales con pobres condiciones geomecánicas, se recomiendan las siguientes longitudes mínimas de cimentación en cada estribo:

  - ✓ Longitud mínima de pilote recomendada para ambos estribos es de 19.0 m (Estrato de arcilla de mediana plasticidad con presencia de arena).
  - ✓ Se recomienda la utilización de pilotes de diámetro de 1.10 m
  - ✓ Debido a las características de socavación 4.0m en promedio, se recomienda el desplante de 4.0m.

- Con el arreglo estructural de dos filas de pilotes y 6 pilotes en cada fila de 1.1 m de diámetro y una longitud de 19m, se tiene un capacidad grupal afectada por la eficiencia de 1170.69 ton con una separación mínima de 3.0 veces el diámetro (distancia de centro a centro).

- **Es importante aclarar que el área estructural será la encargada de definir de forma completa la cimentación a emplear (Número de pilotes y longitud de pilotes) en CONSTRUCCIÓN DE UN PUENTE VEHICULAR SOBRE LA QUEBRADA SEVERINERA EN LA VÍA QUE COMUNICA A LOS MUNICIPIO DE PLANETA RICA Y**

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

TIERRALTA, DEPARTAMENTO DE CÓRDOBA considerando las modelaciones incluyendo las cuantías de acero y demás cargas actuantes.

- Los estratos de cimentación deberán ser revisados y aprobados en obra por un especialista en Geotecnia, para validar las hipótesis de diseño establecidas por esta Consultoría.

- La escogencia final del tipo de cimentación debe ir acompañado del análisis y modelaciones de las cargas proyectadas (Cargas por peso propio, viento, momentos y demás).

16.3. Empujes Actuantes

- Por medio de la metodología propuesta por Mononobe – Okabe, se determinaron los empujes actuantes en condición estática y pseudo-estática considerando un coeficiente sísmico de diseño de 0.26 y teniendo en cuenta el coeficiente Sísmico de Diseño (KST) igual a 0.11 g, equivalente al 50.0% de la aceleración máxima en superficie (As), de acuerdo con las recomendaciones del CCP-14 en su numeral 11.6.5.2.2.

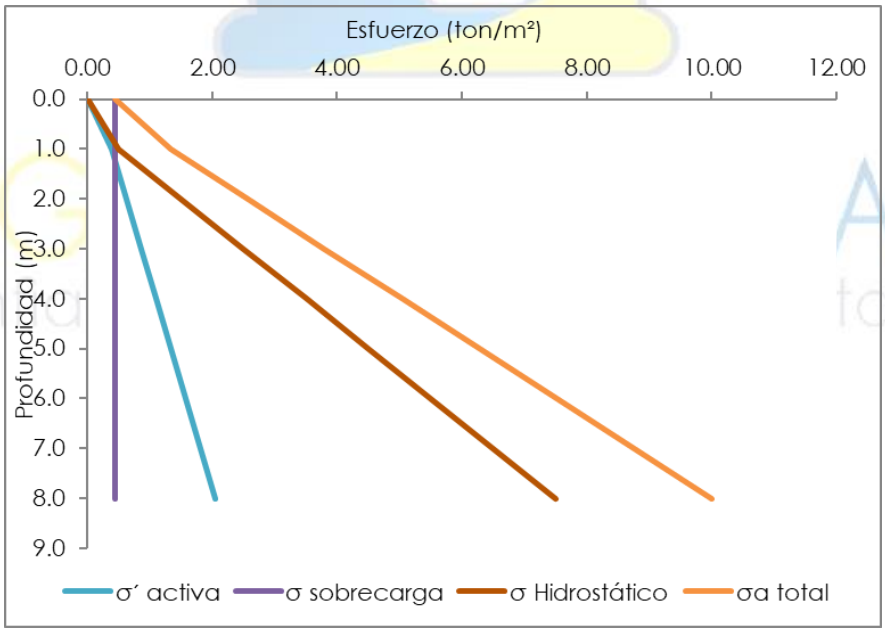


Figura 52. Esfuerzos actuantes en condición estática

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

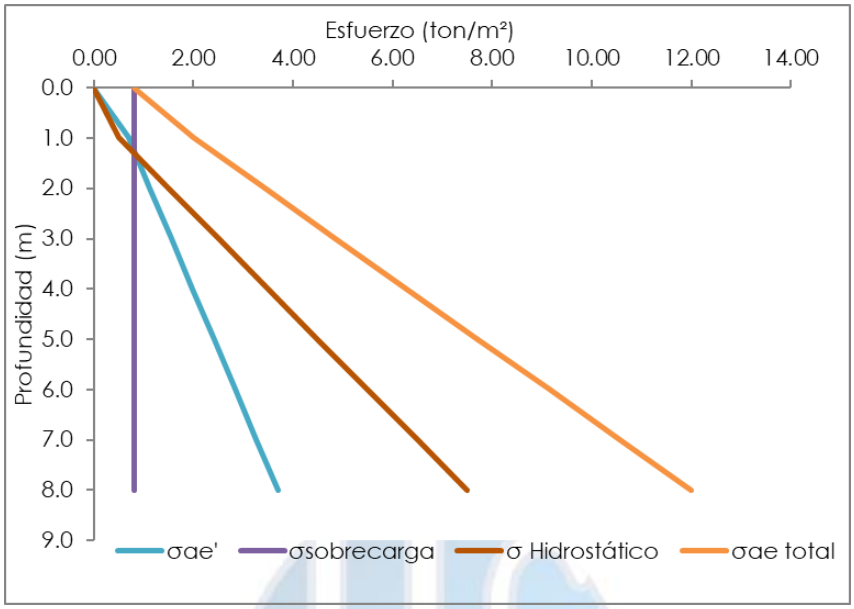


Figura 53. Esfuerzos actuantes en condición pseudo-estática

- Todas las actividades de compactación deberán realizarse en capas de materiales con espesores entre 15 a 30 cm según el tipo de equipo de compactación y material utilizado para la actividad.

- En todo caso, el espesor compactado deberá ser inferior a los 30 cm y se deberá garantizar en cada capa el grado de compactación no deberá ser menor al 95% de la Máxima Densidad Seca obtenida del Próctor Modificado.

- De manera adicional, para el material que se proyecta utilizar para los llenos (Relleno), se recomienda la utilización de un material seleccionado INV-220-13 o material de sitio compactado al 95% del Proctor Modificado, el material debe cumplir como mínimo con las siguientes características:

  - Peso unitario (γ)= 18kN/m^3
  - Cohesión (c)= 10kN/m^2
  - Ángulo de fricción (φ)= 30°

16.4 Análisis de las estructuras de contención en el sitio de estudio

- Se propone la inclusión de una estructura de contención con el fin de garantizar la estabilidad de las alternativas de intervención. La intervención, se deberá extender a lo largo del sector afectado, por lo anterior, se presenta a continuación, las abscisas de las zonas de intervención.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

Tabla 49. Resumen zonas de intervención

Obra	Abscisas de Intervención		Longitud Total (m)
	Inicio	Fin	
Sector Gavión 1	K0+251	K0+315	64
Sector Gavión 2	K0+250	K0+305	55

- Para el caso de rellenos, la compactación se realizará en capas de materiales utilizados deben tener espesores entre 15 a 30 cm según el tipo de equipo de compactación utilizado para la actividad.

- En todo caso, el espesor compactado deberá ser inferior a los 30 cm y se deberá garantizar en cada capa el grado de compactación no deberá ser menor al 95% de la Máxima Densidad Seca obtenida del Próctor Modificado.

- De manera adicional, para el material que se proyecta utilizar para los llenos (Relleno), se recomienda la utilización de un material seleccionado INV-220-13 o material de sitio compactado al 95% del Proctor Modificado, el material debe cumplir como mínimo con las siguientes características:

  - Peso unitario (γ)= 18kN/m^3
  - Cohesión (c)= 10kN/m^2
  - Ángulo de fricción (φ)= 25°

- Para estructura de contención, se propone la utilización de una estructura tipo gavión. En las memorias se presentan muros en gavión de 4.0m y 2.0m para el sitio de estudio. La protección deberá, se deberá implantar en la longitud mínima indicada.

- La cimentación de la estructura de contención, se deberá considerar un apoyo en material competente (suelo seleccionado) con el fin de garantizar la estabilidad de las estructuras de contención.

- Para la construcción de los gaviones, se debe seguir estrictamente las especificaciones planteadas en los anexos técnico del presente documento y las Especificaciones Generales de Construcción del INVIAS, 2022, y de manera particular el Artículo 681-22 o las que en su momento se encuentren vigentes, y el Código Colombiano de Puentes y demás normas vigentes que apliquen.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- Se recomienda en el proceso constructivo, tomar las precauciones necesarias para proteger las paredes de las excavaciones y cimentaciones en general, mediante entibaciones y/o calzaduras con la finalidad de proteger a los trabajadores y evitar daños a terceros.

- El presente estudio geotécnico, se aplica exclusivamente para los fines mencionados y se ha elaborado de acuerdo con las condiciones encontradas durante la etapa de los ensayos en campo.

- No se recomienda utilizar relleno que contenga materia orgánica, basuras, tierra vegetal y terrones de arcilla.

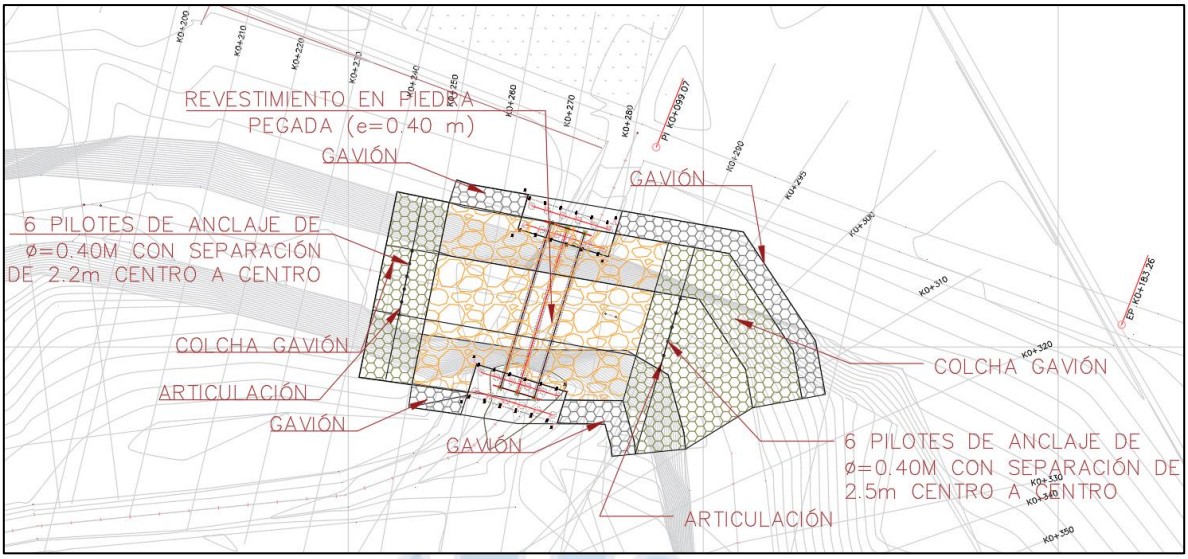
- Debido a que el proceso constructivo debe ser riguroso en su ejecución y el control debe estar a cargo de personal idóneo tanto por parte del constructor, es importante que en este proyecto se tomen los registros y soportes que permitan demostrar la correcta ejecución del proceso constructivo. Así mismo, se debe llevar un estricto control de la calidad de los materiales y los procesos constructivos llevados a cabo para la realización de la obra.

- Para esto, se propone la protección mediante la construcción de colcha gaviones en el fondo del cauce y un revestimiento en piedra pegada de 37.00 m longitud aproximadamente en el talud y fondo de la quebrada. Ubicado entre las abscisas K0+251.2 y K0+288.9 aproximadamente.

- La solución integral consiste en la instalación de colcha gaviones los cuales estarán instalados entre las abscisas K0+288.9 a K0+310 aguas arriba y K0+241.37 a K0+251.2 aguas debajo de la sección del puente.

- Cada unidad de colcha gavión tendrá una longitud de 4.50 m, un espesor de 0.40 m y un ancho igual al fondo del rio el primer gavión aguas arriba y aguas abajo estará anclado al terreno mediante pilotes pre excavados de 12m de profundidad y 0.40m de diámetro como se muestra en la siguiente figura:

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.



- Figura 54. Protección propuesta para la rivera y fondo del cauce.

16.5. Recomendaciones Generales

- Para llevar a cabo la exitosa construcción de la cimentación propuesta, se recomiendan los procedimientos constructivos establecidos en las Especificaciones Técnicas de construcción del INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS – INVIAS en su versión 2022, al igual que las normas de seguridad industrial, y de impacto ambiental vigentes en el momento de ejecución de las obras.

- En caso de requerirse excavaciones durante la construcción, se debe tener en cuenta que para el procedimiento de avance constructivo con taludes de inclinación máxima de 1.0V:0.5H. En virtud de esto, se sugiere el avance progresivo de la excavación que permita evaluar la necesidad de aumentar o reducir la inclinación.

- Deberán organizarse las estructuras de manejo de aguas de escorrentía e infiltración de manera que estas sean recolectadas y evacuadas eficientemente de la excavación.

- En todo caso el material de relleno recomendado corresponde a un suelo seleccionado que cumpla con lo establecido en la Especificaciones General para la Construcción de Carreteras del Instituto Nacional de Vías INVIAS en su Artículo 220-22.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

- Deberán organizarse las estructuras de manejo de aguas de escorrentía e infiltración de manera que estas sean recolectadas y evacuadas eficientemente de la excavación.

- En todo caso el material de relleno recomendado corresponde a un suelo seleccionado que cumpla con lo establecido en la Especificaciones General para la Construcción de Carreteras del Instituto Nacional de Vías INVIAS en su Artículo 220-22.

- En el caso de la existencia del fenómeno de socavación en la zona de implantación de cada de la estructura tipo puente analizados, se hará necesario el establecimiento de una estructura de protección del puente y sus zonas adyacentes (aguas arriba y aguas abajo), con el fin de evitar daños en esta, y así garantizar un óptimo funcionamiento en su periodo de diseño. Todo esto, debe ser evaluado y analizado en los estudio hidrológico e hidráulico.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

17. REFERENCIAS

- American Association of State Highway and Transportation Officials. AASTHO LRFD Bridge Design Specifications., Eighth Edition, 2017.
- Bowles, J. (1996). Foundations Analysis and Design (Quinta edición internacional ed.). Singapore: McGrawHill.
- Bowles, J. E. (1976). Foundation analysis and design (5.a ed). Preoria: McGraw-Hill.
- Braja M. Das. Principio de Ingeniería de cimentaciones. Quinta Edición. Thomson, 2006.
- B. Broms, "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils" Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM2, pp. 27-63, March, 1964.
- B. Broms, ""Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils" Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, SM2, pp. 123-156, March, 1964.
- Brown, et al. Drilled shafts: Construction procedures and LRFD design methods, U.S Departament of Transportation, 2010.
- D. Braja, Fundamentos de Ingeniería de Cimentaciones, vol. Séptimo, México D.F: CENGAGE Learning, 2012.
- Delgado V. Ingeniería de Fundaciones. Escuela Colombiana de ingeniería. Sexta Edición. 2016. Página 149
- E.L. Salamanca-Medina y N.A. Abril-González, "Modelamiento físico a escala de pilotes individuales, de cabeza libre, sometidos a carga lateral en suelos cohesivos", Revista Ingeniería Investigación y Desarrollo, vol. 17 N° 2, pp. 73-82, Julio, 2017.
- Holl, D.L., 1940. Stress transmission in earths. Proc. High. Res. Board, Vol. 20, pp.709-721.
- Holl, D.L., 1940. Stress transmission in earths. Proc. High. Res. Board, Vol. 20, pp.709-721.
- Holtz, R. y Kovacs, W. (1981). An introduction to Geotechnical Engineering. Nueva Jersey: Prentice Hall.
- INVIAS, "Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP14" Ministerio de Transporte, Bogotá, 2015.
- INVIAS, "Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras," Ministerio de Transporte, Bogotá, 2012.
- Martínez-Cepeda, Correlación entre el límite líquido y el coeficiente de compresibilidad para arcillas de llanura costera, Ingenio Magno,

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

ISSN Impreso 2145-9282, ISSN en línea 2422-2399, enero - junio 2016, Vol. 7 Nº. 1.

- Nakase, T. y Boekhout, T. (1988). Emendation of the genus Bensingtonia Ingold. Journal of General and Applied Microbiology Tokyo, 34(5), 433-437.
- Naval Facilities Engineering Command, 1983. "Soils and Geology Procedures for Foundation Design of Buildings and Other Structures". TM 5-818-1/AIR FORCE AFM 88-3, CHAP 3. pp. 16-22. Washington, D.C.
- Naval Facilities Engineering Command. Foundation & Earth Structures. Design Manual 7.02, 1986.
- Norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente (NSR-10) – Ley 400 de 1997 decreto 926 de 2010.
- Peck, Handson y Thornburn. Ingeniería de cimentaciones. Limusa, 1982.
- Peck, R. B. y Hanson W. E. y Thorburn T. H. (2009). Ingeniería de cimentaciones, Editorial Limusa, pp. 239-249
- Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, R.M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefactionresistance evaluations. Journal of GeotechnicalEngineering 111(12), 1425-1445
- Skempton, A. W. (1986). Standard penetration test pro.cedures and the effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and overconsolidation. Geotechnique, 36(3), 425-447.
- Terzaghi, K. y Peck, R. B. (1967) Soil mechanics in engineering practice (2.a ed.). Nueva York: John Wiley & Sons.

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

18. LIMITACIONES

Este informe y las recomendaciones que aquí se consignan se realizan con base en las perforaciones realizadas en campo y con las muestras obtenidas y llevadas a laboratorio, a las cuales se les practicaron los ensayos respectivos anteriormente descritos.

Si por cualquier motivo durante los trabajos de diseño y construcción surgen variaciones y se observan otras condiciones del subsuelo se solicita que se comuniquen con el consultor con el fin de realizar los ajustes que sean del caso.

LEONEL COTES DE LA HOZ
Consultor en Geotecnia / Pavimentos
Magister en Ingeniería-Geotecnia
Ingeniero Civil
Celular 300 428 97 34

BERNARDO ANTONIO ACUÑA AYAZO
Geólogo
M.P. 4402

JESÚS DAVID PIZARRO FERNANDEZ
Coordinador de Consultoría INGELABCON S.A.S.
Ingeniero Civil
Celular: 314 631 74 10

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

ANEXOS

- **Anexo 1. Perfiles Estratigráficos y Ensayos de Laboratorio**
- **Anexo 2. Análisis de potencial de expansión**
- **Anexo 3. Potencial de Licuación**
- **Anexo 4. Correlaciones SPT-Parámetros Geotécnicos**
- **Anexo 5. Memoria de cálculo- Cimentación profunda Puente Tierralta (Diámetros de 0.9m a 1.2m)**
- **Anexo 6. Memoria de cálculo- Cimentación profunda Puente Tierralta (Diámetros de 0.3m a 0.7m)**
- **Anexo 7. Memorias de Cálculo Gaviones**
- **Anexo 8. Especificaciones Alternativa Gavión**
- **Anexo 9. Memoria de cálculo de la Capacidad portante-Gaviones**
- **Anexo 10. Planos generales**

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.