

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

ALCALDIA DEL GUAMO



CONTRATO DE CONSULTORÍA N° 392 DEL 24 DE OCTUBRE DEL 2024

**“CONSULTORIA PARA LA ACTUALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS
PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE QUE COMUNICA LAS VEREDAS
CHIPUELO Y LA CHAMBA DEL MUNICIPIO DEL GUAMO TOLIMA CONOCIDO
COMO PUENTE INGA ”**

ESTUDIO DE SUELOS

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

IBAGUÉ, TOLIMA

2025

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

CONTENIDO

1.	GENERALIDAD DEL ESTUDIO.....	6
1.1	INTRUDUCCION.....	6
1.2	OBJETIVOS	6
1.2.1	Objetivo general	6
1.2.2	objetivos específicos:	6
1.3	Normatividad aplicada.....	7
1.4	Metodología del estudio	7
2	Descripcion del proyecto	8
2.1	LOCALIZACION.....	8
2.2	distribucion y composicion del proyecto.....	10
3	Metodología	11
3.1	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA	13
3.1.1	Regional.	13
3.1.1.1	Terrazas aluviales altas (Qta).....	13
3.1.1.2	Abanico de guamo (Qag) Y abanico Espinal (Qae).....	15
3.1.1.3	Descripción litológica	16
3.2	GEOLOGIA LOCAL.....	18
3.2.1	Abanico aluvial.....	18
3.2.2	Abanico de guamo (Qag) Y abanico Espinal (Qae).....	20
3.3	GEOMORFOLOGIA.....	20
3.3.1	Unidad Fluvial Activa (Qal)	20
3.3.2	Unidad Volcanica (Q2v-rc).....	21
4	GEOLOGIA DE ESTRUCTURAL	21
4.1	Falla La Aguada Oeste y Falla La Aguada Este.....	21
4.2	Falla La Bacava	22
4.3	RECOPIACION Y PROCESAMIENTO DE INFORMACION DE CAMPO	22

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

4.4	Procesamiento de Nspt.....	25
5	Caracterizacion Sismica.....	28
5.1	Caracterizacion sismica por nsr-10	28
5.2	CARACTERIZACION SISMICA METODOLOGIA CCP-14	29
6	Plan de exploracion.....	33
6.1	TRABAJOS DE CAMPO	33
6.1.1	Acceso y Traslado	33
6.2	SONDEOS	34
6.2.1	Equipo	34
6.3	Perforación.....	35
6.3.1	Muestreo.....	36
6.4	ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO.....	37
6.4.1	perfil estratigrafico	38
7	CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES	46
7.1	ANALISIS DE CIMENTACION PROFUNDA.....	46
7.2	Cálculo del módulo de Balasto Horizontal Kh Para un pilote de 1.2	49
7.3	Chequeo de la capacidad ultima de falla.....	52
8	Propiedad geotecnica especiales.....	54
8.1	Licuación	54
8.2	Expansividad del suelo.....	55
8.3	Suelos Dispersivos O erodables.	55
8.4	Suelos Colapsables.....	56
9	Conclusion y recomendaciones.	56
9.1	Conclusiones.....	56
9.2	Recomendaciones constructivas.....	57
9.3	Estabilidad de taludes.	57
9.4	Rellenos	57
9.5	Recomendaciones Proceso Constructivo.....	58
10	Bibliografia.....	58

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Listado de tablas

Tabla 1	Exploraciones geotécnicas realizadas	23
Tabla 2	Tipo de exploración desarrollada y muestras obtenidas	24
Tabla 3	Ensayos realizados	24
Tabla 4	Tabla 3: Zona de amenaza sísmica Guamo, Tolima – NSR 10.	28
Tabla 5	Clasificación Perfil de Suelo según Nprom	29
Tabla 6	Parámetros de aceleración sísmica	33
Tabla 7	Consistencia de los suelos según el índice de consistencia según Norma Alemana DIN 1054	42
Tabla 8	Densidad relativa - SPT	43
Tabla 9	: Distribución granulométrica.....	44
Tabla 10	Distribución granulométrica	45
Tabla 11	Capacidad para un pilote de diámetro de 1.2 metros Estribo. 1	47
Tabla 12	Capacidad portante para un pilote de diámetro de 1.2 metros. Estribo 2	48
Tabla 13	COEFICIENTE LATERAL DE TIERRAS, COEFICIENTE DE PRESION ACTIVA DE TIERRAY PASIVO, SEGÚN RANKIE. PUNTO CRITICO 1	49
Tabla 14	Coeficiente de arenas nh.....	50
Tabla 15	Cálculo de módulo de balasto horizontal para un pilote de diámetro 1.2 metros (kh)51	
Tabla 16	Cálculo de módulo de balasto horizontal para un pilote de diámetro 1.5 metros (kh) 52	
Tabla 17	Capacidad ultima de falla Estribo 1	52
Tabla 18	Capacidad ultima de falla estribo 2.....	53
Tabla 19	Análisis por estado límite de servicio estribo 1	53
Tabla 20	Análisis por estado limite de servicios estribo 2.....	54
Tabla 21	Clasificación de suelos expansivos (tabla H.9.1 NSR-10)	55
Tabla 22	Verificación de la colapsabilidad del suelo	56

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Listado de Figuras

Figura 1	Localización general del proyecto.....	9
Figura 2	Localización del proyecto.	10
Figura 3	Plancha 264 ESPINAL.....	13
Figura 4	Abanico aluvial.....	19
Figura 5	Localización de Sondeos puente.....	23
Figura 6	Realización de Spt 1.....	25
Figura 7	Realización de spt 2.....	25
Figura 8	Coeficiente PGA-CCP-14.....	30
Figura 9	Coeficiente S1 – CCP-14.....	31
Figura 10	Coeficiente Ss – CCP-14.....	32
Figura 11	Esquema de equipo de perforación mecánico convencional. Fuente: After Hvorslev – (1948)	35
Figura 12	Perfil estratigráfico sondeo 1	40
Figura 13	Perfil estratigráfico sondeo 2.	41
Figura 14	Capacidad portante del pilote vs Longitud Estribo 1.....	48
Figura 15	Capacidad portante del pilote vs longitud estribo 2.....	48
Figura 16	Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.....	51

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

1. GENERALIDAD DEL ESTUDIO

1.1 INTRODUCCION

En el siguiente informe se presenta el estudio de suelos para las obra complementaria tipo Pontón, Departamento del Tolima, indicando una caracterización geológica general del sector contemplando la memoria del plan de ordenamiento territorial del municipio, y en el estudio de amenazas desarrollado para el mismo, adicionalmente se presenta un resumen de la caracterización geotécnica desarrollada por medio de tablas y cuadros que permiten el mejor entendimiento del perfil estratigráfico encontrado, determinando parámetros de esfuerzo y deformación los cuales permiten definir la capacidad de carga de diferentes tipos de cimentaciones que garantizaran la estabilidad general de la obra. Por último, en las conclusiones y recomendaciones se enumeran diferentes observaciones a tener en cuenta en el proceso constructivo.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

Realizar el estudio geotécnico para la fabricación o construcción de un pontón en el municipio del guamo vereda la chamba, Departamento del Tolima siguiendo la norma CCP-14.

1.2.2 objetivos específicos:

- Realizar un trabajo de campo por medio de equipos de exploración geotécnica los cuales garanticen la obtención de muestras representativas para su respectiva caracterización física y mecánica, adicionalmente estas exploraciones deben garantizar una adecuada caracterización geotécnica cumpliendo con la Normatividad actual CCP-14.
- Conocer la distribución espacial y a profundidad de los materiales térreos de la zona del proyecto.
- Determinar el sistema de cimentación óptimo para la estructura.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

1.3 NORMATIVIDAD APLICADA.

Para la elaboración de este estudio, se emplearon los lineamientos dados por la siguiente normatividad:

- Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente - NSR-10, Expedido por medio del Decreto 926 del 19 de marzo de 2010
- NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14

1.4 METODOLOGÍA DEL ESTUDIO

A continuación, se describen cada una de las actividades llevadas a cabo en el desarrollo del estudio:

Recopilación, análisis y evaluación de información del proyecto

Se recopiló información relacionada con la localización y topografía del predio con el fin de valorar una distribución homogénea de los ensayos Spt y las muestras inalteradas tipo bloque.

Métodos Directos

Se denominan métodos directos o invasivos a la exploración realizada con el fin de obtener muestras representativas del subsuelo, para realizar ensayos de laboratorio destinados a la caracterización de los estratos que lo componen y obtener parámetros de resistencia geomecánicas de estos materiales. Las muestras obtenidas pueden ser inalteradas o alteradas.

Con base en los resultados de los sondeos se elaboraron los registros de campo donde se recopila la información obtenida. Los resultados de las exploraciones de campo se analizaron y se llevó a cabo la selección de muestras, programación y ejecución de ensayos de laboratorio para clasificación de los suelos encontrados y para determinar las propiedades de resistencia geomecánicas y otras propiedades necesarias para los análisis de capacidad portante y asentamientos.

Caracterización Geotécnica

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Con los resultados de las actividades anteriormente descritas se adelantó la interpretación y análisis de la exploración, se delimitó y caracterizó las diferentes capas que constituyen el perfil estratigráfico y se calculó los parámetros de resistencia y compresibilidad del suelo.

Los parámetros de resistencia al corte, para el cálculo de la capacidad portante, se determinaron a partir de ensayos de campo para la caracterización geomecánicas de los materiales.

Los parámetros de compresibilidad, para el cálculo de asentamientos se determinarán con base en correlaciones a partir de las características humedad y de plasticidad de los materiales.

2 DESCRIPCION DEL PROYECTO

2.1 LOCALIZACION.

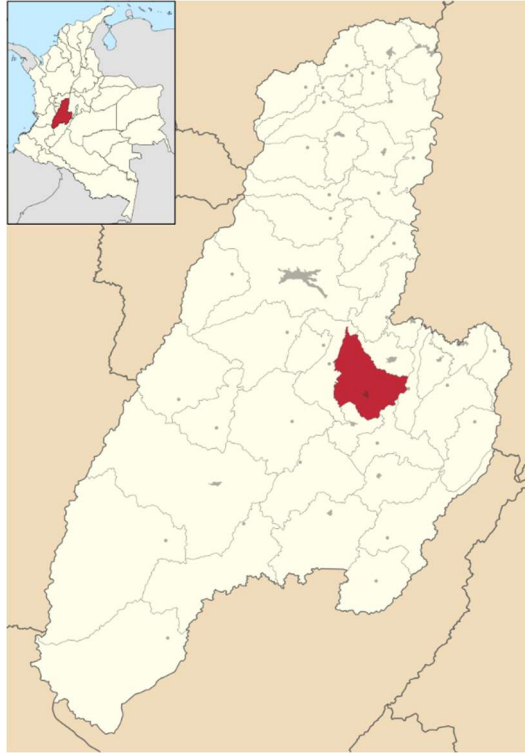
El proyecto en cuestión está ubicado en la vía que conduce del municipio del Guamo, Departamento del Tolima, el sitio del proyecto colinda con fincas o casas

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

durante el tramo las cuales se encuentran a una distancia considerable en el sitio, pero al ser una zona rural las casas se encuentran distantes a la vía.

Figura 1 Localización general del proyecto

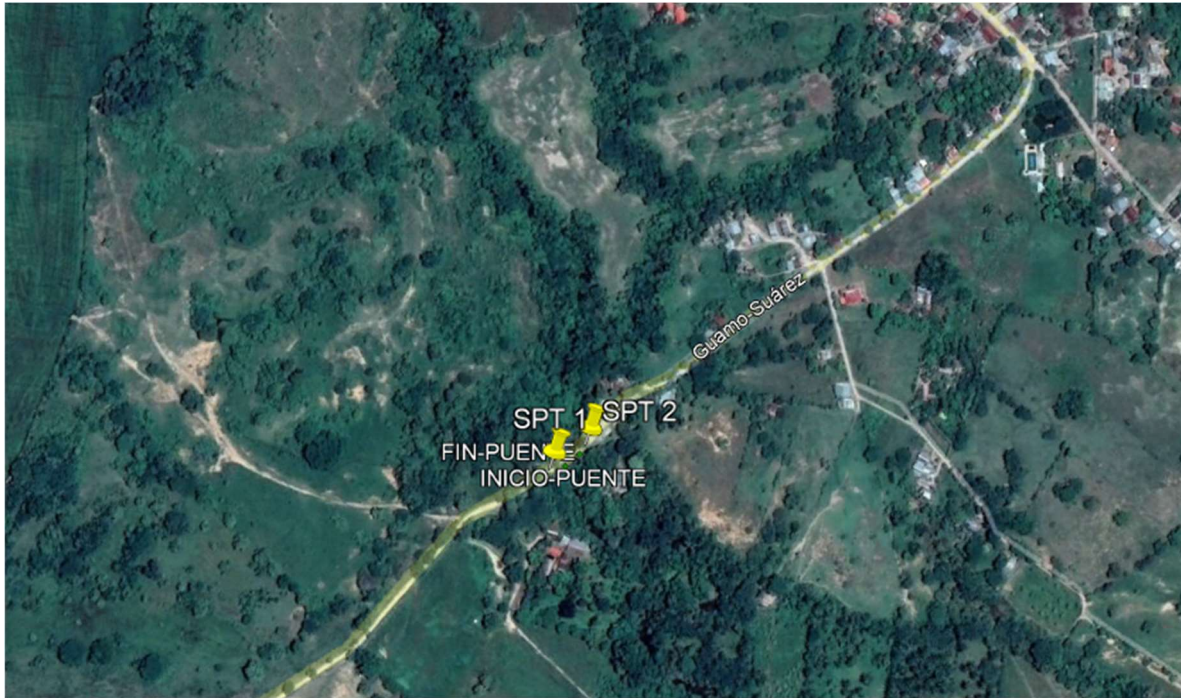


Fuente: Google maps

El estudio Geotécnico se realizó en sobre la vía Guamo – Suarez, en un sitio específicos en el cual será reemplazada la estructura.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Figura 2 Localización del proyecto.



Fuente: elaboracion propia.

2.2 DISTRIBUCION Y COMPOSICION DEL PROYECTO.

Este proyecto es para la construcción de las obras complementarias que se deban realizar en los puntos relacionados en la justificación técnica del contrato.

3 METODOLOGÍA

La metodología empleada en este diseño comprende la realización de las siguientes actividades:

- **Revisión de la información secundaria**

Se recopila la información secundaria disponible con el propósito de tener una visualización integral de la zona en estudio. En general, se realizaron las siguientes actividades:

- Revisión de fotografías satelitales de la zona objeto de estudio.
- Revisión de la información geotécnica disponible en estudios ejecutados en las inmediaciones al lote cuya exploración se desarrolló sobre la misma formación geológica donde se emplaza el proyecto, esto permite construir una base datos confiable la cual facilitará la evaluación estadística de los parámetros de diseño. Dentro de los estudios considerados para el presente informe resaltan:

- **Caracterización geológica y geomorfológica**

- Identificación y descripción de las formaciones superficiales.
- Caracterización de los geomateriales mediante observación directa de muestras obtenidas a partir de sondeos y apiques.
- Descripción de la geología regional y local que implica el área del proyecto.
- Definición de la relación espacial y estratigráfica de los materiales presentes y su grado de meteorización.

- **Recopilación y procesamiento de información de campo**

- Reunir y procesar la información de cuatro perforaciones ejecutadas directamente en el predio de interés. En cada uno de estos sondeos se realiza extracción de muestras alteradas e inalteradas sobre las cuales se ejecutan ensayos de laboratorio para la caracterización geológica y geotécnica de los materiales.
- Con base en los resultados de campo, se construyen columnas y perfiles estratigráficos.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

- A partir de recorridos de campo, se localizan procesos Antrópicos, morfodinámicos, afloramientos, drenajes naturales e intermitentes sobre el área de influencia.

- **Caracterización geotécnica de los materiales**

A partir de la exploración de campo y los ensayos de laboratorio ejecutados en la información secundaria y el estudio actual, se realizan las siguientes actividades:

- Se revisan y validan los ensayos de granulometría sobre lavado en malla N°200. Se estiman porcentajes de arenas, gravas y finos.
- Validación de índices de plasticidad y clasificación de suelos según el sistema unificado.
- Ejecución de parámetros de resistencia y deformabilidad a partir de ensayos de correlaciones.
- Caracterización de estratos según los resultados de la exploración y los ensayos de laboratorio.
- Determinación de los parámetros de resistencia del suelo para la evaluación de su comportamiento a corto y largo plazo.
- Se evalúa la posición del nivel freático y su posible variación.
- Estimación de parámetros de deformabilidad propios para el cálculo de asentamientos por consolidación.

- **Diseño de cimentaciones**

- Planteamiento y evaluación de alternativas de cimentación para la estructura que compone el proyecto con base en las combinaciones de cargas estructurales y la caracterización del terreno.
- Con base en los resultados de la caracterización del terreno, y considerando los parámetros de resistencia adquiridos en la fase de exploración y muestreo, se

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

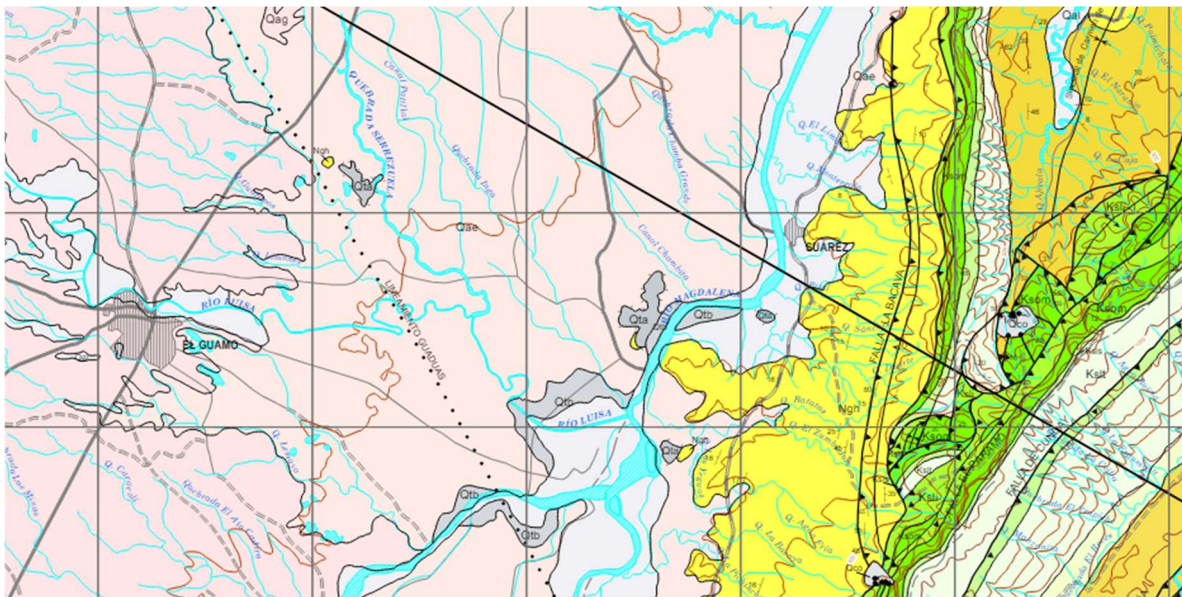
calcula la capacidad de soporte del terreno y se proponen ábacos de capacidad de soporte.

- Se evalúan los asentamientos totales según el título 10 de la CCP-14
- Finalmente, se presentan las dimensiones mínimas de las cimentaciones para garantizar su buen funcionamiento frente a cargas axiales y asentamientos.

3.1 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA Y GEOMORFOLÓGICA

3.1.1 Regional.

Figura 3 Plancha 264 ESPINAL



3.1.1 Terrazas aluviales altas (Qta)

Se encuentran situadas en la Vereda Chimbí (A10) y en Tolemaida (A11, A12), al oriente de la Plancha 264 Espinal; al occidente se observan en Lozanía (H9), en la Vereda Paujil al sur de Espinal (D6) y al norte de la Vereda La Chamba (E7).

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Morfológicamente corresponden a superficies planas, horizontales o inclinadas, que altimétricamente alcanzan entre 15 y 100m de altura sobre el nivel medio de los ríos.

Las terrazas del oriente se extienden hacia el SW del río Sumapaz; la de Tolemaida es horizontal, mientras que la de Chimbí se encuentra basculada 10° hacia el sur, lo que indica movimientos neotectónicos. Están constituidas por cantos, gravas y bloques de cuarzoarenitas de color blanco, cantos de areniscas arcósicas, cantos angulares de areniscas limosas de color verde claro y bloques de limolitas y lodolitas laminadas. El tamaño promedio de los componentes es de 10 a 30 cm. Su aspecto general es una alternancia de niveles lenticulares de bloques con cantos y gravas, matriz areno-arcillosa y esporádicos niveles arcillosos. Presentan variación lateral de tamaños gruesos a tamaños más finos en forma lenticular.

Los tamaños más grandes varían entre 10 y 60 cm y son subredondeados, mientras que los más pequeños tienden a ser subangulares. La selección varía de regular a mala. El espesor promedio es de 10 m.

Al occidente de la plancha se presentan algunas terrazas altas, aisladas, en los valles de los ríos Magdalena y Saldaña, que han sido erosionadas. Se componen de cantos, gravas y bloques subredondeados a subangulares de cuarzoarenitas, areniscas arcósicas, limolitas rojas, aglomerados, tobas líticas y cristalinas de color violeta y pardo, rocas intrusivas ácidas a intermedias muy alteradas (granitos y cuarzomonzonitas), pórfidos andesíticos, filitas, esquistos verdes, esquistos biotíticos, neises, chert negro y crema; cuarzo lechoso, ahumado y hialino.

Los cantos de diámetro mayor a 10 cm tienden a ser redondeados; la matriz es areno - arcillosa, rojiza. La selección es regular a mala. El 20% de los cantos son subredondeados, aplanados y elipsoidales. Presentan niveles de arcillas rojas de 1 m. El espesor máximo observado de los depósitos fue de 12 m

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6



3.1.2 Abanico de guamo (Qag) Y abanico Espinal (Qae)

La diferenciación entre el Abanico de Guamo y el Abanico de Espinal es morfológica, puesto que litológicamente son muy similares, por lo tanto, se describirán como una sola unidad litoestratigráfica.

El Abanico de Guamo se extiende de norte a sur, desde el Municipio de San Luis hasta los ríos Cucuana y Saldaña y se halla limitado al NE por la quebrada Guaduala (o Guaduas) que atraviesa la vía entre Espinal y Guamo (D5). Se encuentra fuertemente disecado, forma valles profundos con escarpes de más de 50 m en el río Luisa al NW de Guamo (C2, C3), y constituye un paisaje de red dendrítica con alto grado de desarrollo. Su morfología es levemente ondulada a plana, con inclinación muy suave hacia el SE en dirección al río Magdalena. Presenta tres patrones de drenaje paralelos a subparalelos con direcciones NE, SE y S.

El Abanico de Espinal se extiende desde Chicoral (A4) hasta el río Magdalena en la Vereda La Chamba (E7) y se encuentra limitado al SW por la quebrada Guaduala (o Guaduas) y continúa más al norte de Espinal hasta el Municipio de Girardot (Plancha 245 Girardot); la unidad puede seguirse hacia el sur del río Saldaña hasta el suroccidente de Purificación (Plancha 283 Purificación). Su morfología es totalmente plana en toda su extensión y forma una meseta con una inclinación casi imperceptible hacia el río Magdalena.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Presenta un patrón de drenaje subdendríptico predominante con dirección SE. El rasgo principal que lo separa claramente del Abanico de Guamo es la quebrada Guaduala (o Guaduas), la cual forma un rasgo rectilíneo con dirección NW - SE (Lineamiento Guaduas). Tuvo su ingreso al valle del río Magdalena por la localidad de Gualanday, donde tiene su ápice.

En este sitio rompió la barrera existente, constituida por estratos del Grupo Gualanday la cual impidió una mayor extensión del Abanico de Ibagué (INGEOMINAS, 1997b).

La acumulación de estos abanicos probablemente ha modificado el curso de los principales ríos y tributarios que se encontraban en el área de influencia en el momento de formarse los depósitos; esto es evidenciado por el cambio brusco de dirección del río Saldaña, en el sitio de confluencia con el río Cucuana (G2), el cual varía de NE a E - W y del río Magdalena, en el sector de Flandes - Girardot (Plancha 245 Girardot), que cambia de dirección NNE a E - W.

3.1.3 Descripción litológica

La litología de estos abanicos está compuesta por depósitos de materiales volcánicos retrabajados, acumulados por dinámica fluvial. Predominan los niveles pumíticos con arenas de cuarzo, intercalados con niveles no pumíticos, menos frecuentes, que varían en espesor desde 0,30 m (A5) hasta 12 m (D5).

Se observan niveles de ceniza de 0,05 a 0,30 m (E4, G4). Se encontró un paleosuelo con dos horizontes bien definidos, en la Vereda Las Delicias, al oriente de Chicoral (E4), con un espesor de 0,30 m que descansan sobre un nivel aluvial no pumítico (Foto 41).

Los niveles pumíticos contienen un 70% de pumita y, en menor proporción, fragmentos de dacitas, que varían desde tamaño arena hasta bloques de 0,40 m, con variación de color entre gris claro a tonos intermedios; están compuestos por cantos de cuarzo lechoso, rosado y ahumado; por rocas metamórficas (esquistos verdes, esquistos biotíticos) y por rocas intrusivas ácidas muy meteorizadas de 10 y 15 cm y por granos de plagioclasa de tamaño arena gruesa a muy gruesa; la estratificación es plana paralela inclinada, levemente ondulada no paralela y ocasionalmente en artesa. La selección es regular a mala.

Tienen intercalaciones de arena gruesa a media compuestas de cuarzo hialino, lechoso y rosado con granos muy gruesos de pumita y dacita.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

En los depósitos no pumíticos predominan arenas y gravas, con frecuentes bloques de hasta 2 m de diámetro; están compuestos por rocas intrusivas ácidas a intermedias, pórfidos andesíticos, filitas, esquistos verdes, esquistos biotíticos, neises, tobas de color rosado violáceo, tobas líticas y cristalinas, aglomerados de color pardo con fragmentos de tobas y matriz tobácea y cantos de cuarzo lechoso, en su mayoría materiales volcánicos re TRABAJADOS; las gravas son angulares en su mayoría y están dispuestas dentro de una matriz lodosa de color amarillo rojizo; la disposición de los clastos es caótica y la selección mala.

No se descarta que existan flujos piroclásticos distales intercalados con los depósitos pumíticos y no pumíticos. De acuerdo con el mapa de isopropundidades de INGEOMINAS (1997), los mayores espesores se ubican entre San Luis y Guamo, lugar de ingreso de los flujos, donde se destacan valores entre 117 m (E4, D2, C2) y 95 m (B4), entre las veredas San Cayetano y Pringamosal.

Posición estratigráfica y edad Los abanicos de Espinal y Guamo cubren de manera discordante las unidades del Cretácico y Cenozoico en la Plancha 264 Espinal.

Los abanicos de Guamo y Espinal son posteriores a la formación del Abanico de Ibagué, debido a que en diversos sitios, como en los alrededores de Payandé y cerca de Chicoral, se observa que el Abanico de Guamo descansa sobre el Abanico de Ibagué; uno de estos sitios está localizado 100 m adelante del puente sobre el río Coello en la vía Ibagué - Chicoral (Núñez, 1996).

Soeters (1976) reporta un dato radiométrico (C14) determinado por Van der Hammen en 3.400 años, que indica una edad Holoceno para el Abanico de Espinal - Guamo (como él los denomina) que estaría muy acorde con las edades reportadas por Cepeda et al. (1996) para los eventos explosivos del Cerro Machín.

Interpretación paleoambiental

El origen de los abanicos de Guamo y Espinal está relacionado con actividad eruptiva del Cerro Machín (volcán activo localizado a unos 70 km al occidente de la Plancha 264, sobre la Cordillera Central) y corresponden a depósitos de materiales volcánicos re TRABAJADOS y acumulados por dinámica fluvial (flujos hiperconcentrados y flujos de escombros).

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

3.2 GEOLOGIA LOCAL.

3.2.1 Abanico aluvial.

En el área central, donde se encuentra la quebrada, predominan los depósitos aluviales recientes (Qal). Estos depósitos son el resultado de la acumulación de sedimentos transportados por la corriente de agua, formando un abanico aluvial, estos depósitos están representados en su gran mayoría por arenas limosas intercaladas con algunas, gravas y material de gran tamaño.

La quebrada actúa como un sistema de drenaje activo, influyendo en la distribución y características de los depósitos aluviales.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Figura 4 Abanico aluvial.



CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

3.2.2 Abanico de guamo (Qag) Y abanico Espinal (Qae)

En las áreas más elevadas, se observa la presencia de suelos arenosos, lo que sugiere la existencia de formaciones geológicas más antiguas o depósitos superficiales con una alta proporción de arena.



3.3 GEOMORFOLOGIA.

3.3.1 Unidad Fluvial Activa (Qal)

El cauce exhibe una sinuosidad moderada, con tramos rectos intercalados con curvas suaves. Los márgenes muestran señales de erosión lateral, especialmente en las zonas exteriores de los meandros, mientras que en los interiores se aprecian barras de deposición. El fondo de la quebrada es irregular, con acumulaciones locales de sedimentos más gruesos.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Procesos dominantes.

Los principales procesos que moldean esta unidad son la erosión lateral, la sedimentación por pérdida de energía hidráulica y el transporte de sedimentos, los cuales varían según el régimen de caudales estacionales. En época de lluvias intensas, es probable que se generen procesos de socavación local y deposición en tramos de menor pendiente.

3.3.2 Unidad Volcanica (Q2v-rc)

Presenta una superficie ligeramente ondulada, con sectores más elevados que contrastan con la depresión del cauce fluvial. La textura del terreno es irregular, con afloramientos rocosos dispersos y cubiertos parcialmente por vegetación secundaria.

Procesos dominantes.

La unidad muestra signos de erosión progresiva en los bordes más próximos a la quebrada, donde la acción del agua desgasta los materiales menos consolidados. En zonas más alejadas del canal principal, la estabilidad es mayor, aunque se observan procesos de meteorización física y química que contribuyen a la fragmentación de la roca.

4 GEOLOGIA DE ESTRUCTURAL

Con respecto a la geología estructural, el Servicio Geológico Colombiano destaca la presencia del lineamiento de aguadas y la falla de bacava.

4.1 FALLA LA AGUADA OESTE Y FALLA LA AGUADA ESTE

Estas fallas se encuentran en los flancos del Sinclinal de La Aguada y deben su nombre a la Vereda La Aguada (B1). La Falla La Aguada Oeste es predominantemente un cabalgamiento con vergencia al NW, dirección del plano de falla N35°E y buzamiento de 35° al SE, estimado por la inclinación de los estratos que conforman el flanco del sinclinal; esta falla monta casi todas las formaciones Hondita y Loma Gorda sobre rocas del Grupo Honda; la expresión morfológica de

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

la falla se manifiesta porque conforma un valle rectilíneo entre las cuchillas Valle de San Juan y El Pital (Plancha 263 Ortega).

No presenta indicios de neotectónica. La continuación de esta estructura hacia el suroeste, en la Plancha 263, coincide con el trazo de la Falla Colorada - Samaria, la cual ha sido interpretada como un cabalgamiento con vergencia al SE (Amézquita & Montes, 1994; Amaya & Santamaría, 1994) o una falla vertical (Núñez et al., 1984). Sin embargo, el análisis realizado para la Falla Colorada - Samaria en la Plancha 263 Ortega, indica que de la Falla de Cucuana hacia el norte, el plano de la falla buza en sentido contrario que el trazo que va de la Falla de Cucuana hacia el sur; por lo tanto, se piensa que se trata de dos fallas distintas.

La Falla La Aguada Este es un retrocabalgamiento de la Falla La Aguada Oeste, con vergencia al SE, dirección predominante del plano de falla N50°E y buzamiento de 45° al NW, estimado por la inclinación de los estratos en el bloque colgante; esta falla monta estratos de las formaciones Hondita y Loma Gorda sobre estratos del Grupo Olini e interrumpe el Anticlinal Valle de San Juan; morfológicamente origina un valle a lo largo de su traza. No muestra evidencias neotectónicas.

4.2 FALLA LA BACAVA

Su nombre se debe a la Vereda Bacava (F8); se trata de una falla de cabalgamiento con vergencia W, dirección del plano de falla N-S y buzamiento menor a 40°, deducido en corte geológico; repite rocas del Grupo Honda. No muestra evidencias de actividad en el Cuaternario.

4.3 RECOPIACION Y PROCESAMIENTO DE INFORMACION DE CAMPO

La caracterización de los materiales presentes en la zona en estudio se llevó a cabo mediante la exploración del subsuelo y los correspondientes ensayos de laboratorio.

Con base en estas dos actividades se definieron los horizontes de suelo que conforman la zona y los parámetros de resistencia de los materiales.

El proyecto se clasificó en la categoría BAJA, por tratarse de una edificación de menos de 3 niveles.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 5 Localización de Sondeos puente.



Fuente: Autores

Tabla 1 Exploraciones geotécnicas realizadas.

EXPLORACION	PROFUNDIDAD	COORDENADAS	
		LATITUD	LONGITUD
SPT 1	15	4° 1'9.87"N	74°52'22.60"O
SPT 2	15	4° 1'10.70"N	74°52'21.35"O

Fuente: Autores.

De forma general las exploraciones geotécnicas adelantadas consideraron la complejidad del proyecto se definieron 2 exploraciones por medio de equipos de percusión para el Puente número 1, conforme a lo dispuesto en el H.3.2.6 y H.3.2.5 de la NSR-10 Y el título 10 de la CCP-14, dando un perfecto cubrimiento al área del proyecto, aclarando que estas son de categoría baja, conforme a dispuesto en el numeral H.3.1.1 de la norma anteriormente mencionada, estas exploraciones fueron llevadas hasta presentar rechazo en el ensayo de SPT o hasta una profundidad mínima de 15.0 m, de forma general el perfil fue consistente en las 2 exploraciones, las exploraciones sirvieron como referencia para toma de muestras para

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

clasificación de los suelos, y de verificación de perfiles, las cuales fueron tomadas cada metro y seleccionadas por el geotecnista para la realización de los ensayos, se tomaron 2 muestra inalteradas para tener parámetros de diseño directos y ser comparados con las correlaciones que se utilizaran en este estudio.

Cada una de las muestras recobradas por medio de la prueba de SPT fueron clasificadas según el método SUCS, por medio de ensayos de granulometría y límites de Atterberg, adicionalmente se determinó la humedad natural de la masa de suelo encontrándose con una humedad media. Es reiterativa la alta resistencia que presentó el manto inferior.

Tabla 2 Tipo de exploración desarrollada y muestras obtenidas

Tipo de exploración	Profundidad Alcanzada (m)	Cantidad	Numero de Muestras por sondeo	Tipo de Muestras
Percusión – barreno de rotación	15	2	10	Alteradas - SS

Fuente: Autores

Tabla 3 Ensayos realizados

<i>Ensayo de Laboratorio</i>	<i>Norma Utilizada</i>	<i>Cantidad</i>	<i>tipo de muestra</i>
Humedad Natural	INVE 122	20	Alterada
Limite Liquido y Plástico	INVE 125 - 126	20	Alterada
Granulometría Lavado Tamiz No. 200	INVE 123	20	Alterada

Fuentes: autores

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 6 Realización de Spt 1



Figura 7 Realización de spt 2



Fuente: Autores.

4.4 PROCESAMIENTO DE NSPT

Con el objetivo de trabajar con parámetros conservadores de diseño, se procesaron y analizaron los ensayos de penetración estándar ejecutados y se escoge el Angulo de fricción más probable del suelo. El registro de perforación de cada uno de los sondeos se puede apreciar en el Anexo 1: Exploración en campo.

Se estimaron los parámetros de resistencia al corte, mostrando la variación y el comportamiento de dichos parámetros en profundidad. Los parámetros de resistencia al corte de los materiales se estimaron usando la metodología propuesta por A. González, en su artículo “estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el spt”. Las resistencias promedio de los diferentes estratos estimadas con el SPT se encontraron empleando la metodología anteriormente citada; para lo cual se tiene que:

- σ : esfuerzo total ($\gamma_{sat} \cdot h_s$)
- u_w : presión de poros ($\gamma_w \cdot h_w$)

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

- s' : esfuerzo efectivo ($s-\mu$)
- C_n : factor de corrección por confinamiento efectivo (Skempton)
- $C_n=2/(1+R_s)$, donde $R_s= \sigma_v'/P_a$
- P_a : presión atmosférica.
- $\phi_{eq}' = \left[(15 + (9.375N_1 - 45)) \right]^{0.5}$
- según Japan Road Bureau (JRB)
- $\phi'^{eq} = 15 + \left[(12.5 * \left[N_1 \right] - 45) \right]^{0.5}$
- Seguin kishiida
- Las metodologías del Angulo de fricción interno se comparan y se determina que la más conservadora es la de Japan Road Bureau.

El procedimiento para obtener valores aproximados de valores efectivos de resistencia c' y ϕ' con SPT es el siguiente, teniendo en cuenta todo lo expuesto anteriormente:

- Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar al tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo.
- Colocar al ensayo la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se use
- Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra, preferentemente en el sitio. Esta se puede obtener de la muestra de la cuchara perdida, pero corrigiendo el área por la compresión que sufre la muestra al entrar al muestreador.
- Obtener lo más fiablemente posible la posición del nivel piezométrico
- Calcular el valor de los esfuerzos totales (σ), la presión de poros (u_w) y los esfuerzos efectivos ($\sigma' = \sigma - u_w$) para toda la columna de ensayo. Hay que tener en cuenta que el material puede estar saturado y la presión de poros puede ser negativa hasta la altura de capilaridad.

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

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

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

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

- CN: Factor de ajuste para tener en cuenta el esfuerzo geostático, σ_v . Se evaluó con base en las propuestas de Peck, Seed, Meyerhoff-Ishihara, Liao-Whitman, Skempton, Seed-Isdriss, Schmertmann y A. González, cuidando siempre que este factor no resultara mayor que 2. Se trabaja con los resultados más bajos, la cual es la metodología de Skempton.
- η_1 : Factor de corrección por eficiencia de energía transmitida del martillo al varillaje y al tomar muestras. Se obtiene como la relación entre las eficiencias medias de cada país así, para Japón la eficiencia es del 72%, para USA del 60% y para Colombia del orden de 45%.
- η_2 : Factor de corrección por longitud del varillaje, el cual está en función de la profundidad, tomando valores de 75% en profundidades menores a 4.0 m, en profundidades entre 4.0m a 6.0 m se relaciona un porcentaje del 85%, menores 10 m y mayores m se toma un porcentaje de 95%.
- η_3 : Factor de corrección por presencia de retenedor. Debido a que no se utilizó, el factor de corrección es 1.0.
- η_4 : Factor de corrección por diámetro de la perforación. Los diámetros de las perforaciones fueron inferiores a 0,12 m, por lo cual el factor de corrección es 1.0

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

5 CARACTERIZACION SISMICA

5.1 CARACTERIZACION SISMICA POR NSR-10

Se realiza el análisis de sismicidad en el área de estudio tomando como base el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. El estudio presenta de forma detallada las condiciones geológicas y tectónicas existentes desde el punto de vista regional y local para la ciudad de Ibagué en el departamento de Tolima.

Teniendo en cuenta la localización del proyecto, fue posible establecer que este se encuentra en una zona de Amenaza sísmica Intermedia y los parámetros de aceleración se encuentran en Tabla 5

Tabla 4 Tabla 3: Zona de amenaza sísmica Guamo, Tolima – NSR 10.

Zona	Amenaza Sísmica	A_a	A_v	A_e	A_d
Guamo	Alta	0.25	0.25	0.11	0.06

Fuente: Nsr-10

dónde:

- A_a= Coeficiente de aceleración pico efectiva A_a.
- A_v= Coeficiente de velocidad pico efectiva
- A_e Coeficiente de velocidad pico efectiva reducida para diseño
- A_d= Coeficiente de aceleración pico efectiva para el umbral de daño

Según lo establecido por la NSR-10 en el título A, capítulo A.2; el perfil de suelo caracterizado en la zona dependerá de la velocidad de onda de corte promedio y el número de golpes SPT promedio. Para el caso específico del proyecto, según los valores obtenidos para el número de golpes por SPT promedio, se obtiene:

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

$$N_{pom} = \frac{\sum di}{\sum \frac{di}{Ni}} \quad N_{pom} = \frac{30}{\frac{di}{Ni}}$$

Tabla 5 Clasificación Perfil de Suelo según Nprom

Perforación	Nprom	Perfil del suelo
Spt 1	50 > N > 15	D
Spt 2	50 > N > 15	D

Fuente: Autores

A partir de las magnitudes del parámetro mencionado, se emplea la Tabla 5 para obtener la clasificación del suelo correspondiente a tipo D; debido al cumplimiento del Nprom dentro del rango establecido para dicho perfil.

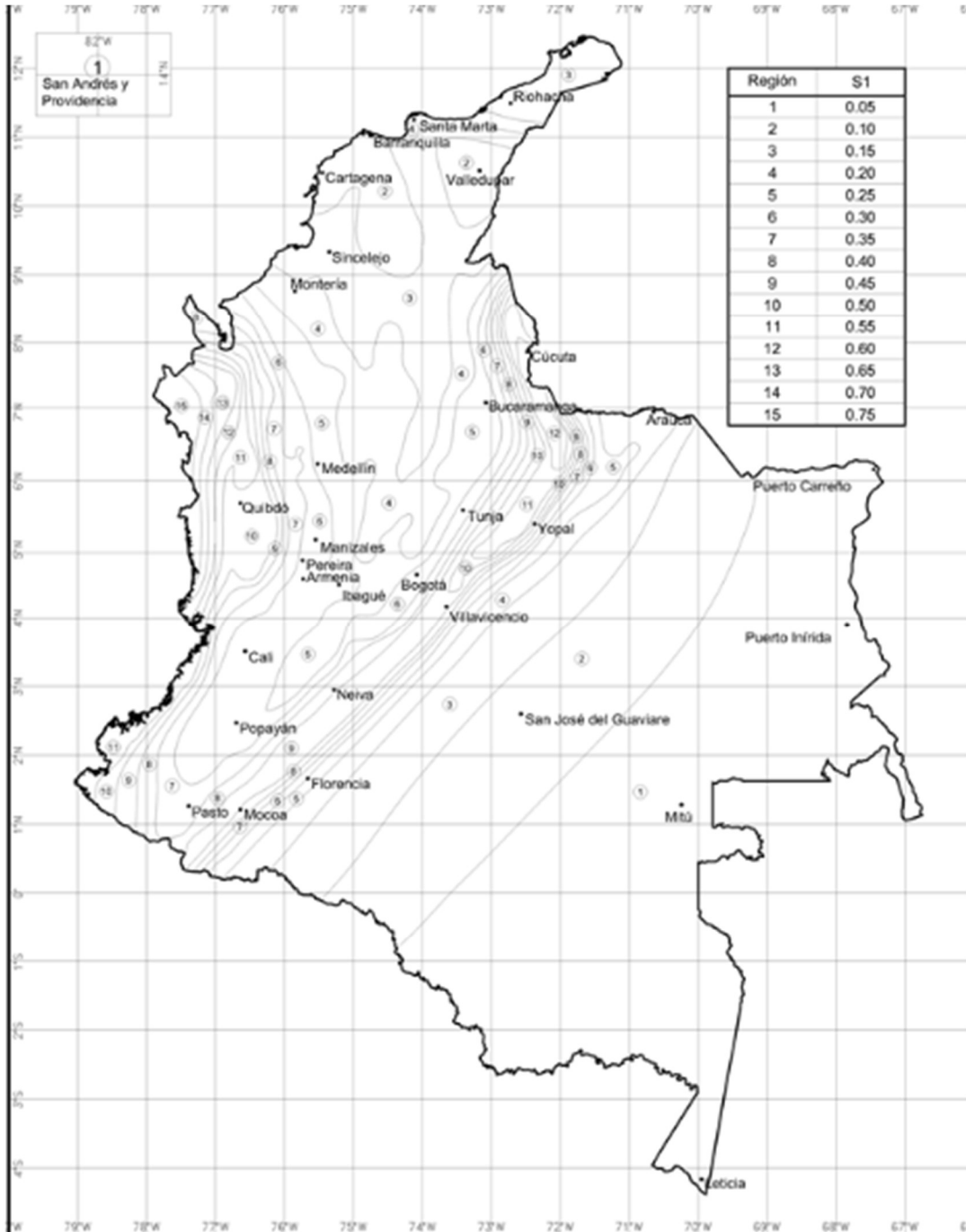
5.2 CARACTERIZACION SISMICA METODOLOGIA CCP-14

De acuerdo a la zonificación obtenida a través de la CCP-14 tenemos los siguientes valores para los diferentes coeficientes de diseño, se adoptará valores más cercanos a Guamo Tolima.

Figura 8 Coeficiente PGA-CCP-14

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Figura 9 Coeficiente S1 – CCP-14

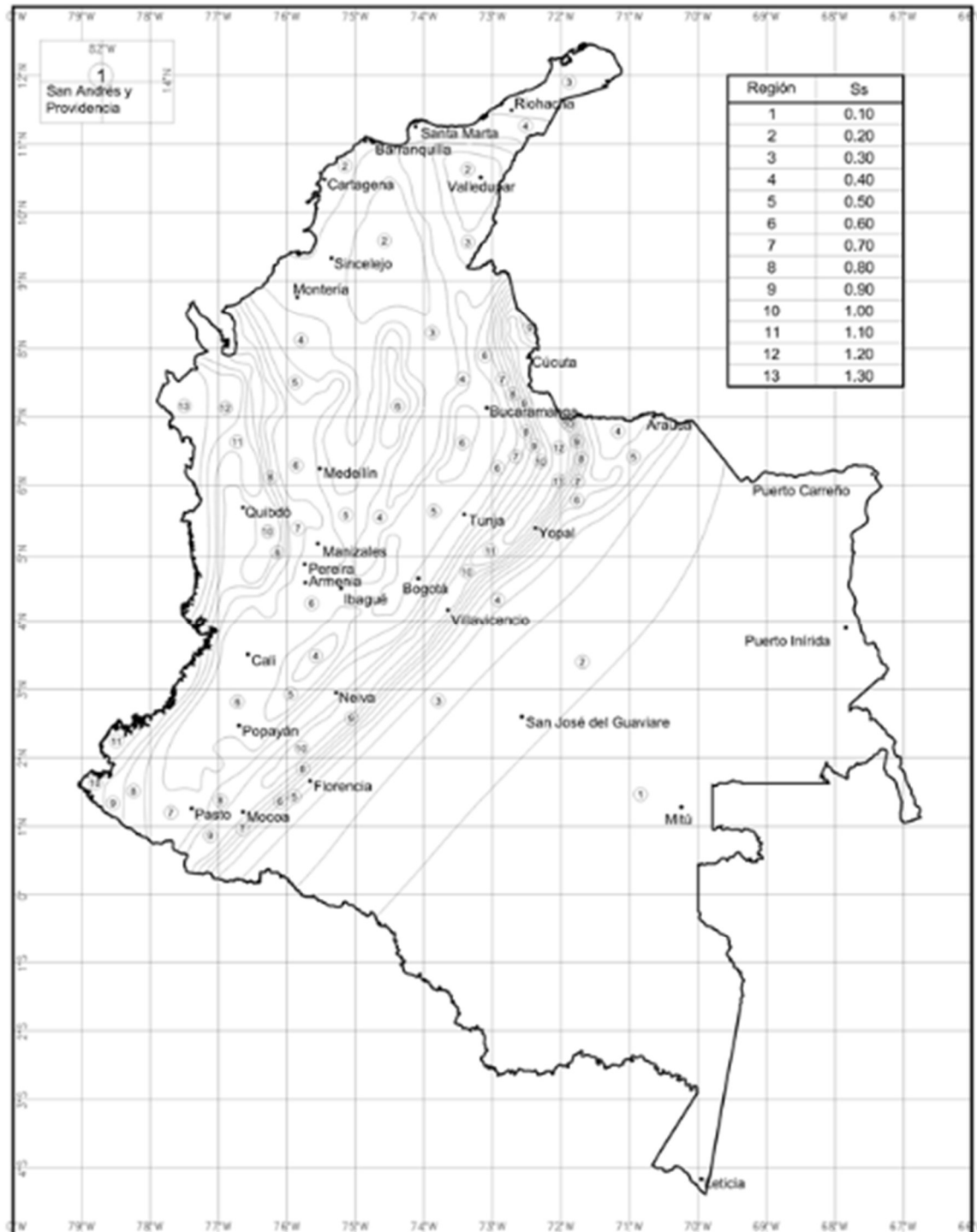


MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
TELEFONO 3187836823
guamoamarillo2024@gmail.com
Ibagué-Tolima

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 10 Coeficiente Ss – CCP-14



MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
TELEFONO 3187836823
guamoamarillo2024@gmail.com
Ibagué-Tolima

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

De acuerdo con las recomendaciones sísmicas del Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes CCDSP-14, la zona del proyecto presenta los siguientes parámetros para la definición de la amenaza sísmica.

Tabla 6 Parámetros de aceleración sísmica

PGA	0.25	PGA
SS	0.6	SS
S1	0.3	S1

6 PLAN DE EXPLORACION.

El presente capítulo indica las metodologías empleadas para el desarrollo del estudio, comprende desde los trabajos de campo hasta las metodologías para el estudio geotécnico en el diseño de la cimentación de las estructuras.

6.1 TRABAJOS DE CAMPO

En la descripción y clasificación de suelos y rocas se considera las características físicas y las propiedades geomecánicas (para ingeniería) del material. Las descripciones que se consignan en los registros de campo deben fundamentarse solo en las características tangibles (factual información).

6.1.1 Acceso y Traslado

Una vez se tengan ubicados y materializados los puntos de exploración, se analiza las condiciones topográficas, geomorfológicas, pero dado que en gran parte de la exploración geotécnica estará sobre la zona verde del canal, se realizará la respectiva delimitación de la zona, y en el caso de tener sondeos que intervengan zonas de tránsito estas se realizarán con la señalización respectiva del PMT.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

6.2 SONDEOS

El objetivo principal de las perforaciones es identificar claramente la estratigrafía de la zona, buscando definir el tipo de material representativo de cada estrato y sus características geomecánicas.

La exploración se realizará mediante un equipo roto percutor en diámetro NQ, la recuperación de las muestras se realizará, SPT y barrena tipo wire line.

En los suelos granulares se efectuarán ensayos de penetración estándar (SPT) a intervalos no mayores de 1,50 m o siempre que cambie la naturaleza del terreno; además, se realizarán ensayos de veleta de campo (SVT) donde la condición del suelo lo permita.

Inicialmente se procederá con muestreo continuo con SPT hasta encontrar rechazo (cuando N supera 50 golpes/pie), posteriormente se alternará entre barrena y SPT y finalmente se recuperará mediante rotación, con corona de diamante para materiales de roca.

6.2.1 Equipo

Especificaciones del equipo de perforación

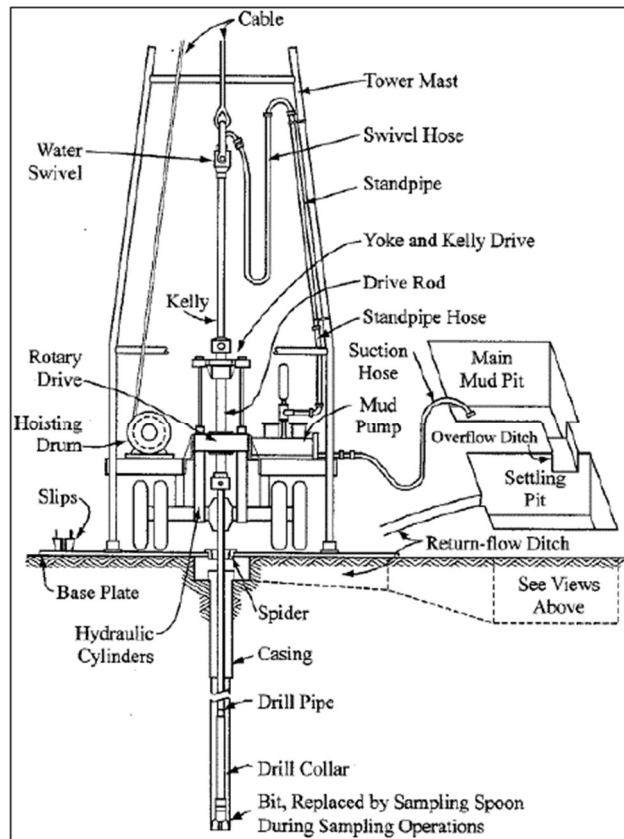
Para el desarrollo de los trabajos de exploración objeto del presente alcance, se contará con equipos de perforación con las siguientes características:

Equipo de perforación por rotación, con recobro continuo y mediante el uso de broca diamantada o de carburo de tungsteno. El diámetro mínimo estipulado para el desarrollo de las perforaciones será NQ (2.992 in o 76 mm), en la siguiente Figura, se indica el esquema de perforación convencional

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 11 Esquema de equipo de perforación mecánico convencional. Fuente: After Hvorslev – (1948)



En suelos arenosos y gravas finas, se efectuará muestreo con cuchara partida - SPT (Standard Penetration Test) -, de acuerdo con norma ASTM D1586 y canastilla de fondo.

La barrena de perforación contará con sistema wire-line, de tipo triple tubo (NQ) y bocas de descarga para asegurar la máxima recuperación del material a perforar.

6.3 PERFORACIÓN

Durante el proceso de perforación, se realiza el ensayo de penetración estándar SPT bajo la normatividad INV E-111-13, que consiste básicamente en hincar en el terreno un muestreador de tubo partido con el fin de obtener una muestra representativa del suelo y una medida de resistencia de dicho suelo, a la penetración del muestreador.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Se registra el número de golpes requeridos para efectuar cada 0.15 m (6") de penetración o de la fracción correspondiente. Se considera que los primeros 0.15 m (6") son para una penetración de asentamiento. La suma del número de golpes requeridos para el segundo y tercer avance de 0.15 m (6") de penetración, se llama la "resistencia a la penetración normal" o "valor N". El ensayo se dice que muestra "rechazo" si:

- (a) N es mayor de 50 golpes/15cm,
- (b) N es igual a 100golpes/pie o
- (c) No hay avance luego de 10 golpes.

6.3.1 Muestreo

Durante el proceso de exploración se van a tomar diferentes tipos de muestra como son:

- Muestra alterada
- Muestra inalterada
- Muestra parcialmente alterada

Para arenas y gravas, se esperaría que la muestra recuperada mediante muestreador SPT sea una muestra parcialmente alterada, teniendo en cuenta las limitaciones de cada ensayo, y será una muestra alterada en caso de recuperar por lavado; para el caso de limos y arcillas, las muestras son parcialmente alteradas o inalteradas y se recuperan con rotación, tubo Shelby o SPT; para roca se recupera con la barrena y la muestra obtenida puede ser inalterada o parcialmente alterada, dependiendo de la litología de la misma.

Procedimiento de exploración y muestreo

El avance del ensayo SPT estará definido por el tipo de material encontrado y según normativa INVIAS E-111 (Art – 1.4 y 1.5).

Inicialmente se procederá con muestreo continuo con SPT hasta encontrar rechazo es decir si: (a) N (número de golpes) es mayor de 50 golpes/15cm, (b) N es igual a 100golpes/pie o (c) No hay avance luego de 10 golpes; posteriormente se alternará entre barrena y SPT y finalmente se recuperará mediante rotación con boca de

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

diamante (en caso de encontrar roca). El porcentaje de recuperación es variable dependiendo del tipo de material encontrado y está sujeto a las limitaciones de la tabla 1 para suelos y rocas blandas y la tabla 3.13 para rocas del MANUAL DE DISEÑO DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES Y PROFUNDAS PARA CARRETERAS – INVIAS.

6.4 ENSAYOS DE CAMPO Y LABORATORIO.

Una vez se tengan las muestras de las perforaciones se programa el tipo de ensayo a realizar, teniendo en cuenta el diseño geotécnico el cual será definido por el profesional de área de geología y geotecnia, estableciendo el programa de ensayos de laboratorio con el fin de determinar parámetros de resistencia, para luego pasar dichos parámetros al ingeniero estructural para las alternativas de cimentación que más se adecuado.

Teniendo en cuenta la campaña de exploración se obtendrán los resultados de ensayos a partir de los lineamientos de la metodología de exploración.

Los ensayos necesarios por estrato, para conocer los parámetros que permitan determinar la resistencia, deformación y compresibilidad del suelo de fundación se mencionan a continuación.

En principio a las muestras alteradas se realizan los siguientes ensayos:

- Contenido de humedad natural
- Granulometría
- Límites de Atterberg

A las muestras inalteradas se les realizan los siguientes ensayos dependiendo del tipo de análisis y estructura proyectada.

- Contenido de humedad natural
- Granulometría
- Límites de Atterberg
- Peso unitario
- Corte directo CD

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Debido a las condiciones geológicas del proyecto, se estima encontrar depósitos compuesta por bolos en matrices arenosas o limosas, por lo cual el plan de ensayos de laboratorio se concentra en caracterización de materiales granulares.

6.4.1 perfil estratigrafico

El perfil de suelo será clasificado según el Sistema Unificado de clasificación de Suelos (USCS) y las rocas se describirán incluyendo su formación, identificación, características litológicas y físicas, y demás que lleven a una caracterización geomecánica reconocida, y cualquiera otra información útil desde el punto de vista del diseño de ingeniería, información que se presentará en perfiles estratigráficos por sondeo dentro de los anexos y el presente informe.

0.0	Afirmando con escombros.
0.5	
1.0	Suelo fino, limoso de color gris claro, en profundidad se comporta como suelos densos, posee humedad baja, y plasticidad media.
1.5	
2.0	
2.5	
3.0	
3.5	
4	
4.5	Los perfiles de la rotación se encuentran pequeños recobros de bolos, con una matriz arenosa de grano grueso
5	
5.5	
6	
6.5	
7	
7.5	
8	
8.5	
9	
9.5	
10	
10.5	
11	

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

11.5	
12	
12.5	
13	
13.5	
14	
14.5	
15	

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 12 Perfil estratigráfico sondeo 1

CLIENTE		CONSORCIO DISEÑO PUENTE					FECHA	2024	
PROYECTO		COMUNICA LAS VEREDAS CHIPUELO Y LA CHAMBA DEL MUNICIPIO DEL GUAMO TOLIMA CONOCIDO COMO PUENTE INGA					sondeo No	1	
COORDENADAS N:		4° 1'9.97"N		ESTE	74°52'22.39"O		ABSCISA	No aplica	
PROF. M	Muestra No	Tipo	Avance del Spt			SIMBOLO	Descripción del Subsuelo	Nº	Observaciones
0.000 0.150 0.400 0.800 1.000	1 (0.0m - 2.50m)	Ro	0.15	0.3	0.45		Se inicia la exploracion mediante percucion pero se encuentra rechazo rapidamente, se procede con la perforacion, en el primer metro no se logra recobrar muestras tipo roca, se tiene un retorno de color gris, su matiz principalmente se compone de arenas.	Np	REC:0%
1.200 1.400 1.600 1.800 2.000			-	-	-				
2.200 2.400			-	-	-				
2.600 2.800 3.000			-	-	-				
3.200 3.400 3.600 3.800 4.000			-	-	-				
4.200 4.400 4.600 4.800	2 (2.50m - 4.00m)	Ro	-	-	-		Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencai de granos finos a gruesos, no presenta graves.	Np	REC:0%
5.000 5.200 5.400			-	-	-				
5.600 5.800 6.000			-	-	-				
6.200 6.400 6.600 6.800 7.000			-	-	-				
7.200 7.400 7.600 7.800 8.000			-	-	-				
8.200 8.400	3(4.00m - 5.50 m)	Ro	-	-	-		Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencai de granos finos a gruesos, no presenta graves.	NP	REC:0%
8.600 8.800 9.000 9.200 9.400 9.600 9.800 10.000			-	-	-				
10.200 10.400 10.600 10.800 11.000 11.200 11.400			-	-	-				
11.600 11.800 12.000 12.200 12.400 12.600 12.800 13.000			-	-	-				
13.200 13.400 13.600 13.800 14.000 14.200 14.400			-	-	-				
14.600 14.800 15.000 15.200 15.400 15.600 15.800 16.000	4 (5.50 - 7.00 m)	Ro	-	-	-	Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencai de granos finos a gruesos, no presenta graves.	NP	REC:0%	
16.200 16.400 16.600 16.800 17.000 17.200 17.400			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	5 (7.00m - 8.50m)	Ro	-	-	-	Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencia de granos finos a gruesos, no presenta graves.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	6 (8.50m - 10.00m)	Ro	-	-	-	Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	7 (10.00m - 11.50m)	Ro	-	-	-	Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	8 (11.50-13.00)	Ro	-	-	-	Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	9 (13.00-14.50)	Ro	-	-	-	Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	10(14.50 - 16.00)	Ro	-	-	-	Se presenta en el retorno arenas oscuras con presencia de arenas. No posee plasticidad y su humedad es alta debido a la perforacion.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
	11 (16.00 - 17.50)	RO	-	-	-	Se presenta en el retorno arenas oscuras con presencia de arenas. No posee plasticidad y su humedad es alta debido a la perforacion.	NP	REC:0%	
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
			-	-	-				
EQUIPO DE PERFORACION.			DATOS DE CAMPO						
Masa del martillo, Kg	70	Caida, m	S:	SONDEO	C:	Muestra Cuchara Partida	Sh:	Muestra Shelby	Ro: Rotacion

MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
 TELEFONO 3187836823
 guamoamarillo2024@gmail.com
 Ibagué-Tolima

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 13 Perfil estratigráfico sondeo 2.

CLIENTE	CONSORCIO DISEÑO PUENTE						FECHA	2024	
PROYECTO	CONSULTORIA PARA LA ACTUALIZACIÓN DE LOS ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL PUENTE QUE COMUNICA LAS VEREDAS CHIPUELO Y LA CHAMBA DEL MUNICIPIO DEL GUAMO TOLIMA CONOCIDO COMO PUENTE INGA						sondeo No	2	
COORDENADAS N:	4° 1'10.72"N		ESTE	74°52'21.27"O		ABSCISA	No aplica		
PROF. M	Muestra No	Tipo	Avance del Spt			SIMBOLO	Descripción del Subsuelo	Nº	Observaciones
0.000 0.150 0.400 0.800 1.000	1 (0.0m - 2.50m)	Ro	0.15	0.3	0.45		Se inicia la exploracion mediante percucion pero se encuentra rechazo rapidamente, se procede con la perforacion, en el primer metro no se logra recuperar muestras tipo roca, se tiene un retorno de color gris, su matriz principalmente se compone de arenas.	Np	REC:0%
1.200 1.400 1.600 1.800 2.000			-	-	-				
2.200 2.400			-	-	-				
2.600 2.800 3.000			-	-	-				
3.200 3.400 3.600 3.800 4.000			-	-	-				
4.200 4.400 4.600 4.800 5.000	2 (2.50m - 4.00m)	Ro	-	-	-		Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencia de granos finos a gruesos, no presenta gravas.	Np	REC:0%
5.200 5.400			-	-	-				
5.600 5.800 6.000			-	-	-				
6.200 6.400 6.600 6.800 7.000			-	-	-				
7.200 7.400 7.600 7.800 8.000			-	-	-				
8.200 8.400	3(4.00m - 5.50 m)	Ro	-	-	-		Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencia de granos finos a gruesos, no presenta gravas.	NP	REC:0%
8.600 8.800 9.000			-	-	-				
9.200 9.400 9.600 9.800 10.000			-	-	-				
10.200 10.400 10.600 10.800 11.000 11.200 11.400			-	-	-				
11.600 11.800 12.000 12.200 12.400 12.600 12.800 13.000			-	-	-				
13.200 13.400 13.600 13.800 14.000	4 (5.50 - 7.00 m)	Ro	-	-	-		Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencia de granos finos a gruesos, no presenta gravas.	NP	REC:0%
14.200 14.400			-	-	-				
14.600 14.800 15.000			-	-	-				
15.200 15.400 15.600 15.800 16.000			-	-	-				
16.200 16.400 16.600 16.800 17.000 17.200 17.400			-	-	-				
17.600 17.800 18.000	5 (7.00m - 8.50m)	Ro	-	-	-		Se presenta el mismo color en el retorno color gris, con presencia de granos finos a gruesos, no presenta gravas.	NP	REC:0%
18.200 18.400			-	-	-				
18.600 18.800 19.000			-	-	-				
19.200 19.400 19.600 19.800 20.000			-	-	-				
20.200 20.400 20.600 20.800 21.000 21.200 21.400			-	-	-				
21.600 21.800 22.000 22.200 22.400 22.600 22.800 23.000	6 (8.50m - 10.00m)	Ro	-	-	-		Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%
23.200 23.400 23.600 23.800 24.000			-	-	-				
24.200 24.400			-	-	-				
24.600 24.800 25.000			-	-	-				
25.200 25.400 25.600 25.800 26.000			-	-	-				
26.200 26.400 26.600 26.800 27.000 27.200 27.400	7 (10.00m - 11.50m)	Ro	-	-	-		Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%
27.600 27.800 28.000			-	-	-				
28.200 28.400 28.600 28.800 29.000			-	-	-				
29.200 29.400 29.600 29.800 30.000			-	-	-				
30.200 30.400 30.600 30.800 31.000			-	-	-				
31.200 31.400 31.600 31.800 32.000	8 (11.50-13.00)	Ro	-	-	-		Se presenta un color mas oscuro, el suelo tiene presencia arenas finas y gruesas, posee poco material grueso.	NP	REC:0%
32.200 32.400 32.600 32.800 33.000			-	-	-				
33.200 33.400 33.600 33.800 34.000			-	-	-				
34.200 34.400			-	-	-				
34.600 34.800 35.000			-	-	-				
35.200 35.400 35.600 35.800 36.000	9 (13.00-14.50)	Ro	-	-	-		En esta muestra se logra recuperar un roca asociada a la cementación del grupo geológico, es decir esta compuesto por arenas, no posee buena resistencia.	NP	REC:0%
36.200 36.400 36.600 36.800 37.000 37.200 37.400			-	-	-				
37.600 37.800 38.000			-	-	-				
38.200 38.400 38.600 38.800 39.000			-	-	-				
39.200 39.400 39.600 39.800 40.000			-	-	-				
40.200 40.400 40.600 40.800 41.000 41.200 41.400	10(14.50 - 16.00)	Ro	-	-	-		Se presenta en el retorno arenas oscuras con presencia de arenas. No posee plasticidad y su humedad es alta debido a la perforación.	NP	REC:0%
41.600 41.800 42.000			-	-	-				
42.200 42.400 42.600 42.800 43.000			-	-	-				
43.200 43.400 43.600 43.800 44.000			-	-	-				
44.200 44.400 44.600 44.800 45.000			-	-	-				
45.200 45.400 45.600 45.800 46.000	11 (16.00 - 17.50)	RO	-	-	-		Se presenta en el retorno arenas oscuras con presencia de arenas. No posee plasticidad y su humedad es alta debido a la perforación.	NP	REC:0%
46.200 46.400 46.600 46.800 47.000 47.200 47.400			-	-	-				
47.600 47.800 48.000			-	-	-				
48.200 48.400 48.600 48.800 49.000			-	-	-				
49.200 49.400 49.600 49.800 50.000			-	-	-				
EQUIPO DE PERFORACION.			DATOS DE CAMPO						
Mesa del martillo, Kg	70	Celda, m	S:	SONDEO	C:	Muestra Cuchara Partida	Sh	Muestra Shelby	Ro: Rotacion
REALIZO			REVISO			APROBO			
Juan Jose Triana Suarez			Juan Jose Triana Suarez			HERNANDO RESTREPO HUELGOS			
MP 161037-0589479 TLM			MP 161037-0589479 TLM			MP 70202-086288 TLM			

MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
TELEFONO 3187836823
guamoamarillo2024@gmail.com
Ibagué-Tolima

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Con el objetivo de complementar los resultados de la exploración de campo y poder caracterizar el suelo, se tomaron muestras alteradas de los suelos encontrados. Sobre dichas muestras, se realizaron diferentes ensayos de clasificación tales como humedad natural, límites de consistencia y granulometría, los cuales permitieron obtener las condiciones de estado de los materiales de la zona y adicionalmente permiten clasificar los materiales.

Desde la Tabla 12 hasta la Tabla 16, se presentan los resúmenes de los ensayos de clasificación efectuados sobre las muestras alteradas recuperadas mediante información primaria como secundaria. Para interpretar la información obtenida con los ensayos, se presentan los límites de Atterberg ubicados en la Carta de Plasticidad de Casagrande (Figura 10), y se han trazado las gráficas de la variación de la humedad y los índices de consistencia con la profundidad. Se define el índice de consistencia según la norma (DIN, 2010) cómo:

$$IC = \frac{LL - W}{LL - LP}$$

De acuerdo con este índice, la consistencia del suelo puede calificarse como se indica en la Tabla 10.

Tabla 7 Consistencia de los suelos según el índice de consistencia según Norma Alemana DIN 1054

IC	CONSISTENCIA
0.50-0.75	BLANDO
0.75-1.00	MEDIO
>1.00	DURO

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Para conocer en detalle el procedimiento llevado a cabo en laboratorio durante la ejecución del ensayo de granulometría y clasificación para la obtención de resultados, remitirse al Anexo B.

Ahora de los parámetros obtenidos del ensayo de SPT en campo se pueden obtener diferentes parámetros adicionales como lo es el caso de la densidad relativa, que para este estudio se basa en la correlación planteada por Terzaghi y Peck, donde se indica que, los suelos objetos de estudio poseen una compacidad medianamente densa.

Tabla 8 Densidad relativa - SPT

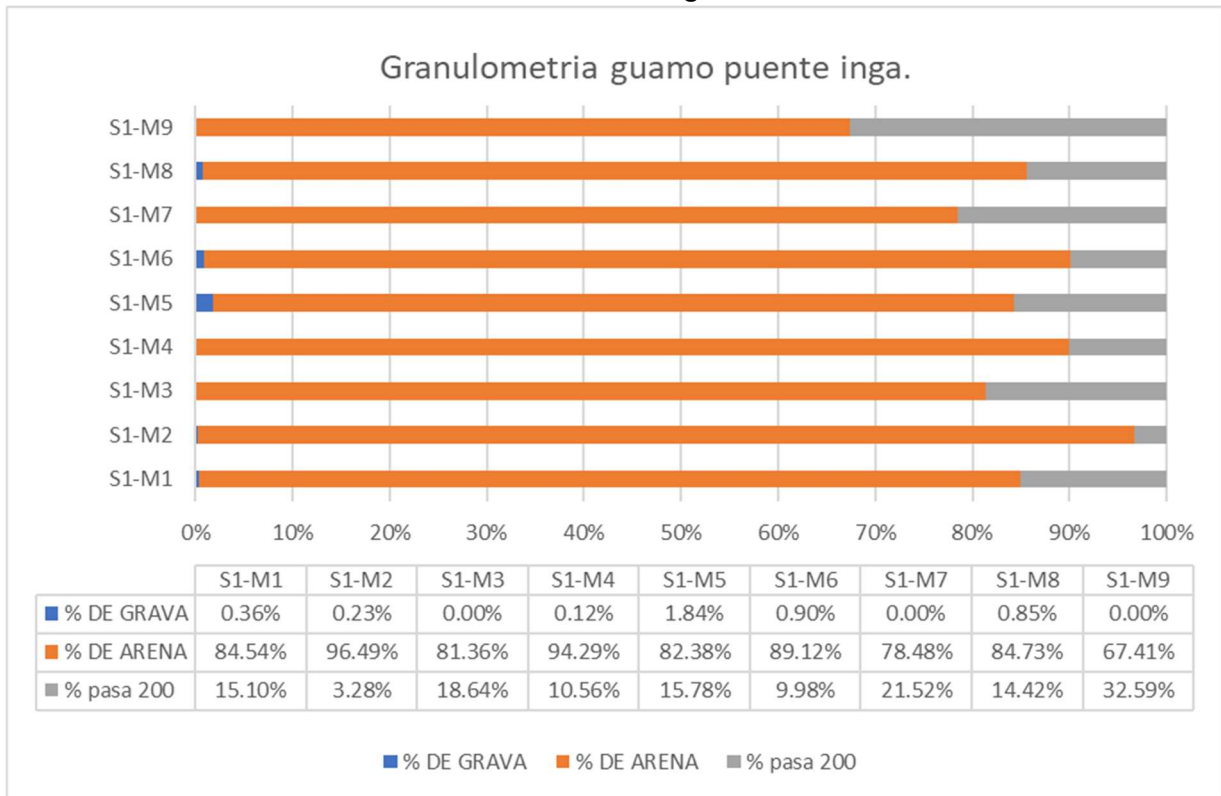
(N_{60})	$Dr\%$	Compacidad
0-3	0-15	Muy suelta
3-8	15-35	Suelta
8-25	35-65	Medianamente densa
25-42	65-85	Densa
42-58	85-100	Muy densa

A continuación, se presentan las tablas resumen de los sondeos realizados en el proyecto

A continuación, se presentan las tablas resumen de los sondeos realizados en el proyecto

CONSORCIO DISEÑO PUENTE **NIT: 901.884.162-6**

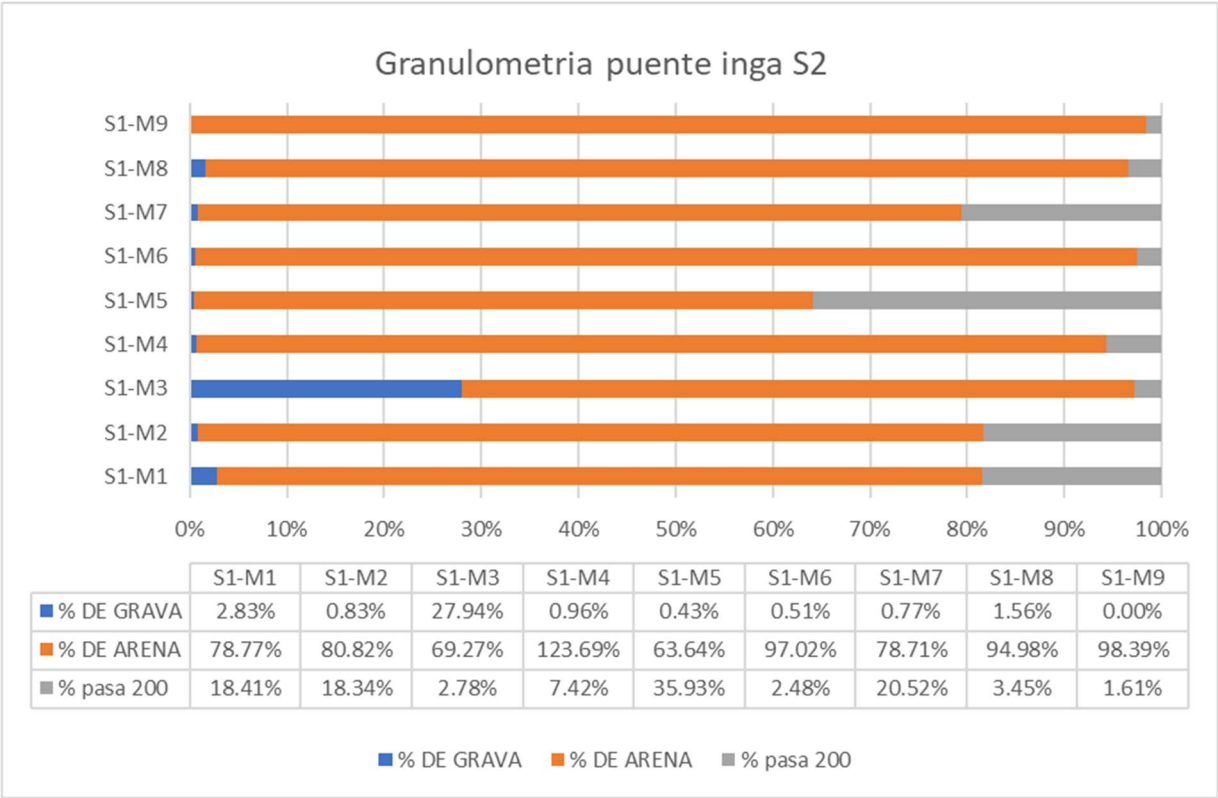
Tabla 9 : Distribución granulométrica



Fuente: Autores.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Tabla 10 Distribución granulométrica



Fuente: Autores

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

7 CAPACIDAD DE CARGA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS.

Se Realiza el análisis de cimentación profundas, con el objeto de verificar que la resistencia del terreno sea mayor a las cargas solicitadas, de esta manera se realizaron pruebas de campo que consistieron en revisar la capacidad portante del suelo a partir de las exploraciones geotécnica por el método de SPT hasta que se presente rechazo, en el caso de las exploraciones adelantadas tenemos rechazos a 1 metro, teniendo recobros de roca en los otros metros del perfil estratigráfico, la capacidad de soporte de carga Q_u de un pilote se determina por la ecuación

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

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

Q_s = Resistencia por Fricción,
Derivada de la interfaz suelo- Pilote

W_p = Peso del pilote.

Fuente: Formula 11.9 Braja Das

7.1 ANALISIS DE CIMENTACION PROFUNDA.

Para el cálculo de cimientos profundos pre- excavados se aplicará la teoría expuesta por Goodman, 1980, la cual corresponde a pilotes que se hincan hasta un estrato subyacente de roca, el cual es necesario evaluar la capacidad de carga de la roca, En el anterior título se presenta las diferentes cargas que se le aplicaron a los diferentes estratos, sin embargo como para el presente estudio no se encontró un material tipo roca, se realizara sobre arenas densas, obteniendo que el pilote trabaja por punta y no por fricción con el objetivo de ser aún más conservador.

se tendrá en cuenta al final.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

$$Qp = Ap * qp = Ap \sigma' N_{\sigma}^* \quad \sigma' = \left(\frac{1+2xK_0}{3} \right) x q'$$

$$K_0 = 1 - \text{Sen } \phi'$$

$$N^* = f(I_{rr})$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \Delta}$$

Fuente: Ecuación (11.19) Braja das

Para el caso del valor de Angulo de fricción interna se ajustan los valores de acuerdo a los ángulos de fricción obtenidos en los cortes directos en la zona de colindante con la rivera del rio.

Por último, el factor N_{σ}^* se obtiene a partir de la tabla 11.7, factores de capacidad de carga con base en la teoría de expansión de cavidades. Una vez se obtiene el I_{rr} y el Angulo de fricción interna se obtiene el valor en cuestión. Así mismo se obtiene una capacidad de soporte por punta, para un pilote de diámetro 1.2

Tabla 11 Capacidad para un pilote de diámetro de 1.2 metros Estribo. 1

Profundidad (m)	Vs		Y	μ	Es (KN/m2)	Angulo de fricción interna	Coeficiente precion de tierra	Esfuerzo efectivo medio promedio	Indice de rigides				Area (pilote de 1.2 D m)		Qp	W (peso del pilote)	Qu= Qp - W	Qu/3
	(m/s)	KN/m2				ϕ'	ko	(kN/m2)	Ir	IrΔ	Irr	N°σ	A (m2)	kN	kN	kN	Tn	
0	1.07	188	17.56	0.35	6445	34	0.444	11.8275	190.042	0.00053	172.72	76.02	1.131	1016.89	29.67872	987.21	33.56	
1.07	2.31	192	17.66	0.35	6789	35	0.429	25.2720	88.701	0.00104	81.21	75.17	1.131	2148.51	64.0727508	2084.43	70.85	
2.31	3.71	231	17.76	0.35	9869	37	0.400	39.5460	74.073	0.00134	67.36	76.57	1.131	3514.08	102.904721	3411.18	115.95	
2.31	5.27	260	17.76	0.35	12478	38	0.382	55.0475	62.897	0.00160	57.13	70.03	1.131	4359.88	146.174631	4213.70	143.23	
5.27	7.01	274	17.85	0.38	13577	39	0.375	72.9671	49.026	0.00197	44.72	76.5	1.131	6313.08	194.437222	6118.64	207.98	
7.01	8.9	273	17.85	0.40	13312	39	0.375	92.6983	37.375	0.00251	34.17	53.5	1.131	5608.90	246.860382	5362.04	182.26	
8.9	10.96	289	17.95	0.40	15049	39	0.367	113.6637	33.365	0.00280	30.51	53.5	1.131	6877.46	303.998852	6573.46	223.44	
10.96	13.19	317	18.15	0.40	18198	40	0.353	136.1031	31.984	0.00280	29.36	58.1	1.131	8943.27	365.852633	8577.42	291.55	
13.19	15.58	361	18.25	0.40	23878	42	0.334	158.0569	33.597	0.00230	31.18	68.46	1.131	12237.78	432.144354	11805.64	401.28	
15.58	18.13	415	18.34	0.40	31657	43	0.314	180.5299	36.075	0.00141	34.32	74.3	1.131	15170.1665	502.874013	14667.29	498.55	
18.13	20.85	468	18.54	0.40	40643	45	0.298	205.5423	38.044	0.00036	37.53	87.48	1.131	20335.8508	578.318984	19757.53	671.57	

Fuente: autores.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Figura 14 Capacidad portante del pilote vs Longitud Estribo 1

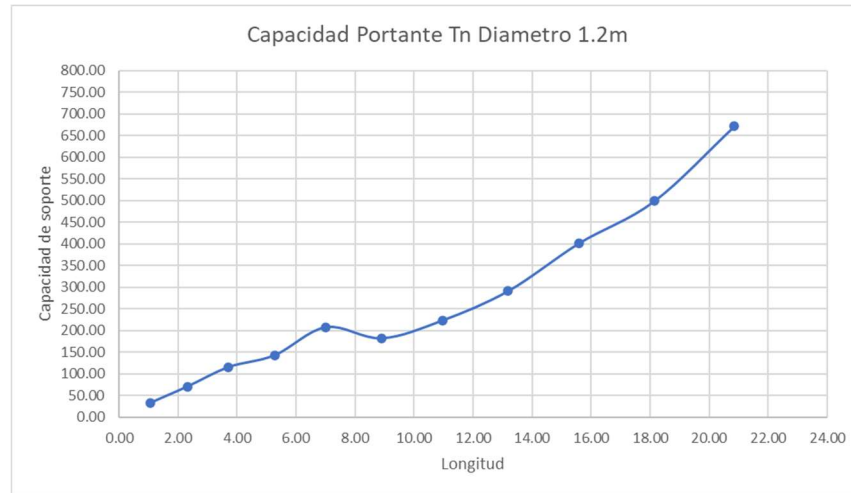
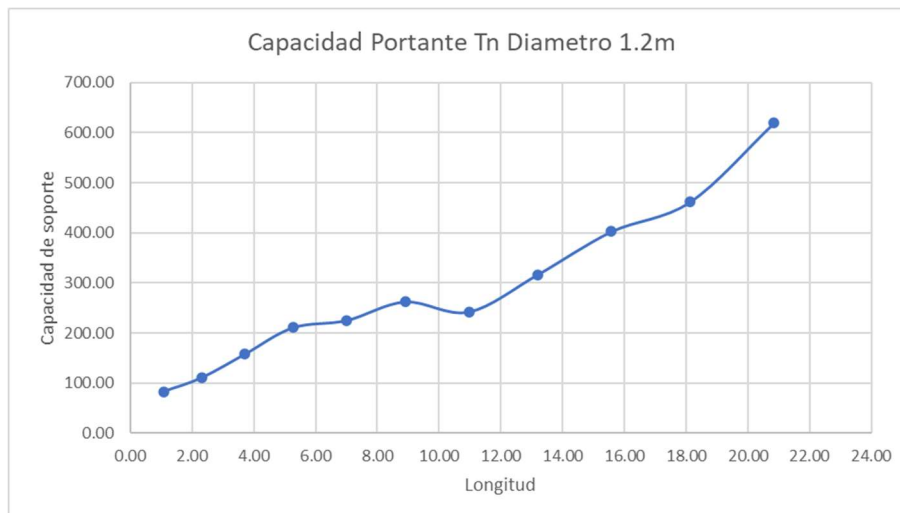


Tabla 12 Capacidad portante para un pilote de diámetro de 1.2 metros. Estribo 2

Profundidad (m)	Vs (m/s)	p (kg/cm ³)	Y (KN/m ²)	μ	Es (kN/m ²)	Angulo de friccion interna φ'	Coefficiente pacion de tierra ko	Esfuerzo efectivo medio promedio (kN/m ²)	Indice de rigides Ir	IrΔ	Ir	N ^o σ	Area (pilote de 1.2 D m) A (m ²)	Qp (kN)	W (peso del pilote) (kN)	Qu= Qp - W (kN)	Qu/3 (kN)	Tn
0	1.07	281	1.82	17.85	0.35	14705	38	0.382	11.2284	362.323	0.00032	324.16	194.94	1.131	2475.56	29.67872	2445.88	83.14
1.07	2.31	279	1.82	17.85	0.35	14519	39	0.372	23.9702	161.477	0.00063	146.63	122.54	1.131	3322.02	64.0727508	3257.95	110.74
2.31	3.71	283	1.82	17.85	0.35	14931	39	0.370	38.4036	102.818	0.00098	93.40	109.24	1.131	4744.66	102.904721	4641.76	157.78
3.71	5.27	296	1.83	17.95	0.35	16275	40	0.363	54.4295	77.094	0.00128	70.15	103.05	1.131	6343.59	146.174631	6197.41	210.65
5.27	7.01	299	1.83	17.95	0.38	16363	40	0.361	72.2751	56.781	0.00167	51.85	83.4	1.131	6817.22	194.437222	6622.78	225.11
7.01	8.9	293	1.83	17.95	0.40	15431	39	0.364	92.0820	41.905	0.00221	38.35	76.45	1.131	7961.68	246.860382	7714.82	262.23
8.9	10.96	299	1.83	17.95	0.40	16118	40	0.361	113.0007	35.262	0.00262	32.28	58.1	1.131	7425.23	303.998852	7121.23	242.06
10.96	13.19	324	1.85	18.15	0.40	19120	41	0.350	135.5924	33.319	0.00265	30.61	63.07	1.131	9671.87	365.852633	9306.02	316.32
13.19	15.58	355	1.86	18.25	0.40	22946	42	0.336	158.5137	32.496	0.00243	30.11	68.46	1.131	12273.15	432.144354	11841.01	402.48
15.58	18.13	384	1.86	18.25	0.40	27046	42	0.325	181.9804	31.930	0.00212	29.91	68.46	1.131	14090.0972	502.874013	13587.22	461.84
18.13	20.85	431	1.87	18.34	0.40	34149	44	0.309	206.2674	33.348	0.00123	32.04	80.62	1.131	18807.2691	578.318984	18228.95	619.61

Figura 15 Capacidad portante del pilote vs longitud estribo 2



CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Tabla 13 COEFICIENTE LATERAL DE TIERRAS, COEFICIENTE DE PRESION ACTIVA DE TIERRAY PASIVO, SEGÚN RANKIE. PUNTO CRITICO 1

Profundidad (m)		Vs	Y	μ	Es	Angulo de friccion interna	Coeficiente precion de tierra	Ka	Kp
		(m/s)	KN/m2		(kN/m2)	ϕ'	ko	-	-
0	1.07	188	17.56	0.35	6445	34	0.444	0.259	3.50214914
1.07	2.31	192	17.66	0.35	6789	35	0.429	0.562	3.65824882
2.31	3.71	231	17.76	0.35	9869	37	0.400	1.669	3.99404488
2.31	5.27	260	17.76	0.35	12478	38	0.382	0.268	4.22998251
5.27	7.01	274	17.85	0.38	13577	39	0.375	0.202	4.34044787
7.01	8.9	273	17.85	0.40	13312	39	0.375	0.205	4.33262494
8.9	10.96	289	17.95	0.40	15049	39	0.367	0.183	4.45662065
10.96	13.19	317	18.15	0.40	18198	40	0.353	0.237	4.66809633
13.19	15.58	361	18.25	0.40	23878	42	0.334	1.634	4.98839614
15.58	18.13	415	18.34	0.40	31657	43	0.314	0.853	5.36533803
18.13	20.85	468	18.54	0.40	40643	45	0.298	0.186	5.72165616

7.2 CÁLCULO DEL MÓDULO DE BALASTO HORIZONTAL KH PARA UN PILOTE DE 1.2

El análisis tradicional del coeficiente de balasto nace del método de Winkler, desarrollado en el año 1867. Se basa en que el asiento (s) producido en un punto es proporcional a una tensión (σ) transmitida por una cimentación al suelo, de esta manera se han desarrollado diversas metodologías para determinar este coeficiente, dentro de ellas esta la de Terzaghi, la de Vesic (1961) y la de Biot (1937).

La ecuación Utilizada por Terzaghi para arenas:

$$Kh = nh * \frac{Z}{D}$$

Z = Profundidad de análisis

D = Diametro del pilote

Nh = depende de la compacidad del material, de acuerdo al Nspt y si esta por encima o por debajo respecto al nivel freático.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

Tabla 14 Coeficiente de arenas nh

COMPACIDAD DE LAS ARENAS	N Spt	Nh (Mpa/m) Situacion del punto (a prundidad z) respecto al nivel freatico	
		Por encima del Nf	Por debajo del NF
Muy Floja	<50	1.0	0.6
Floja	5-10	2.0	1.2
Media	11-30	5.0	3.0
Densa	31-50	10.0	6.0
Muy Densa	>5	20.	12.

La ecuación utilizada por Vesic (1961) se muestra a continuación.

Es = Modulo de elasticidad del suelo.

$$Kh = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s * D^4}{E_p * I_p}} * \frac{E_s}{(1 - u^2)}$$

el análisis.

Ep= corresponde al coeficiente de elasticidad del pilote dependiendo de la resistencia propuesta.

Ip= Corresponde al momento de inercia y que depende de la sección propuesta para

D= Diámetro del pilote

u= corresponde al coeficiente de poisson.

La ecuación utilizada por Biot (1937) se evidencia a continuación:

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

$$K = \frac{0.95 * E_s}{(1 - u^2)} * \left(\frac{E_s * D^4}{(1 - u^2) * } \right)^{0.108}$$

Sus variables son las mismas que se utilizan en la fórmula de vesic, igualmente se presentan los parámetros elásticos para varios tipos de suelo.

Figura 16 Parámetros elásticos para varios tipos de suelo.

Tipo de suelo	Módulo de elasticidad, E_s (MN/m ²)	Coefficiente de Poisson, μ_s
Arena suelta	10–25	0.20–0.40
Arena semi-densa	15–30	0.25–0.40
Arena densa	35–55	0.30–0.45
Arena limosa	10–20	0.20–0.40
Arena y grava	70–170	0.15–0.35
Arcilla blanda	4–20	
Arcilla media	20–40	0.20–0.50
Arcilla dura	40–100	

Así entonces se presentan los cálculos realizados para determinar el cálculo del módulo de balasto Horizontal comparando las diferentes metodologías y el diámetro vario de 1.2 metros a 1.5 metros.

Tabla 15 Cálculo de módulo de balasto horizontal para un pilote de diámetro 1.2 metros (kh)

Coeficiente de balasto					Kh Terzagui	Es (MN/m ²)	Coeficiente de poisson	Ep F'c = 27 Mpa (Mn/m ²)	Masa del pilote	Inercia	Kh Vesic (MN/m ²)	kh BIOT (MN/M ²)
Perfil	Longitud	Y (ton/m3)	D Pilote (m)	nh	Kh							
1.00-1.45	1.450	2.000	1.2	5	6.04	40	0.35	22863.07	4.01	0.10	22.44	30.64
1.00-2.5	2.500	2.560	1.2	5	10.42	40	0.35	22863.07	6.92	0.10	22.44	30.64
2.50-4.00	4.000	2.560	1.2	5	16.67	55	0.45	22863.07	11.07	0.10	34.87	48.47
4.00-5.50	5.500	2.580	1.2	5	22.92	55	0.45	22863.07	15.22	0.10	34.87	48.47
5.5-7.0	7.000	2.540	1.2	5	29.17	55	0.45	22863.07	19.37	0.10	34.87	48.47
7.0-8.50	8.500	2.300	1.2	5	35.42	55	0.45	22863.07	23.52	0.10	34.87	48.47
8.5-10 m	10.000	2.400	1.2	3	25.00	55	0.45	22863.07	27.67	0.10	34.87	48.47
10.00-11.5	11.500	2.000	1.2	3	28.75	35	0.3	22863.07	31.82	0.10	18.73	25.38
11.5-13.00	13.000	2.000	1.2	3	32.50	35	0.3	22863.07	35.97	0.10	18.73	25.38
13.0-15.00	15.000	2.420	1.2	3	37.50	45	0.45	22863.07	41.50	0.10	28.05	38.81

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Así pues, se tiene la solución para las variables de la ecuación anterior por medio de las ecuaciones empíricas de Vesic usando la mecánica de materiales:

Tabla 16 Cálculo de módulo de balasto horizontal para un pilote de diámetro 1.5 metros (kh)

Coeficiente de balasto					Kh Terzagui	Es (MN/m ²)	Coeficiente de poisson	Ep F'c = 27 Mpa (Mn/m ²)	Masa del pilote	Inercia	Kh Vesic (MN/m ²)	kh BIOT (MN/M ²)
Perfil	Longitud	Y (ton/m ³)	D Pilote (m)	nh	Kh							
1.00-1.45	1.450	2.000	1.5	5	4.83	40	0.35	22863.07	6.27	0.25	22.44	30.64
1.00-2.5	2.500	2.560	1.5	5	8.33	40	0.35	22863.07	10.81	0.25	22.44	30.64
2.50-4.00	4.000	2.560	1.5	5	13.33	55	0.45	22863.07	17.29	0.25	34.87	48.47
4.00-5.50	5.500	2.580	1.5	5	18.33	55	0.45	22863.07	23.78	0.25	34.87	48.47
5.5-7.0	7.000	2.540	1.5	5	23.33	55	0.45	22863.07	30.26	0.25	34.87	48.47
7.0-8.50	8.500	2.300	1.5	5	28.33	55	0.45	22863.07	36.75	0.25	34.87	48.47
8.5-10 m	10.000	2.400	1.5	3	20.00	55	0.45	22863.07	43.23	0.25	34.87	48.47
10.00-11.5	11.500	2.000	1.5	3	23.00	35	0.3	22863.07	49.72	0.25	18.73	25.38
11.5-13.00	13.000	2.000	1.5	3	26.00	35	0.3	22863.07	56.20	0.25	18.73	25.38
13.0-15.00	15.000	2.420	1.5	3	30.00	45	0.45	22863.07	64.85	0.25	28.05	38.81

7.3 CHEQUEO DE LA CAPACIDAD ULTIMA DE FALLA.

Tabla 17 Capacidad ultima de falla Estribo 1

Profundidad (m)	Vs (m/s)	Y (KN/m ²)	μ	B	Angulo de fricción interna	Coeficiente predon de tierra	Esfuerzo efectivo medio promedio	Índice de rigidez				Area (pilote de 1.5 m D)		Qp	W (peso del pilote)	Qu = Qp - W	Qu/β	Carga ultima (QU)		FS Con Qu
				(KN/m ²)	φ'	ko	(kN/m ²)	Ir	IrΔ	Irπ	N°a	A (m ²)	A (m ²)					Tn	Tn	
0	1.07	188	17.56	0.35	6.445	34	0.444	11.8275	190.042	0.00053	172.72	76.02	1.7671	1.131	10.16.89	29.67872	987.21	33.56	132.5	7.5
1.07	2.31	192	17.66	0.35	6.789	35	0.429	25.2720	88.701	0.00104	81.21	75.17	1.7671	1.131	21.48.51	64.0727508	2084.43	70.85	132.5	15.7
2.31	3.71	231	17.76	0.35	9.869	37	0.400	39.5460	74.073	0.00134	67.36	78.57	1.7671	1.131	35.14.08	102.904721	3411.18	115.95	132.5	25.8
2.31	5.27	260	17.76	0.35	12478	38	0.382	55.0475	62.897	0.00160	57.13	70.03	1.7671	1.131	43.59.88	146.174631	4213.70	143.23	132.5	31.8
5.27	7.01	274	17.85	0.38	13577	39	0.375	72.9671	49.026	0.00197	44.72	76.5	1.7671	1.131	63.13.08	194.437222	6118.64	207.98	132.5	46.2
7.01	8.9	273	17.85	0.40	13312	39	0.375	92.6983	37.375	0.00251	34.17	53.5	1.7671	1.131	56.08.90	246.860382	5362.04	182.26	132.5	40.5
8.9	10.96	289	17.95	0.40	15049	39	0.367	113.6637	33.365	0.00280	30.51	53.5	1.7671	1.131	68.77.46	303.988852	6573.46	223.44	132.5	49.6
10.96	13.19	317	18.15	0.40	18198	40	0.353	136.1031	31.984	0.00280	29.36	58.1	1.7671	1.131	89.43.27	365.852633	8577.42	291.55	132.5	64.8
13.19	15.58	361	18.25	0.40	23878	42	0.334	158.0569	33.597	0.00230	31.18	68.46	1.7671	1.131	12237.78	432.144354	11805.64	401.28	132.5	88.1
15.58	18.13	415	18.34	0.40	31657	43	0.314	180.5299	36.075	0.00141	34.32	74.3	1.7671	1.131	15170.1665	502.874013	14667.29	498.55	132.5	110.7
18.13	20.85	468	18.54	0.40	40643	45	0.298	205.5423	38.044	0.00036	37.53	87.48	1.76714587	1.131	20335.8508	578.319884	19757.53	671.57	132.5	149.2

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Tabla 18 Capacidad ultima de falla estribo 2

Profundidad (m)	Vs	ρ	γ	μ	Es	Angulo de friccion interna	Coeficiente predion de tierra	Esfuerzo efectivo medio promedio	Indice de rigides			Area (pilote de 1.2 D m)		Qp	W (peso del pilote)	Qu= Qp - W	Qu/3	Carga ultima (QU) Estructura.		FS Con Qu				
									Ir	IrΔ	Irr	N°σ	A (m2)					kN	kN		kN	Tn	Tn	Tn
0	1.07	281	1.82	17.85	0.35	14705	38	ko	11.2284	362.323	0.00032	324.16	194.94	1.131	2475.56	29.67872	2445.88	83.14	132.5	18.5				
1.07	2.31	279	1.82	17.85	0.35	14519	39	0.372	23.9702	161.477	0.00063	146.63	122.54	1.131	3322.02	64.0727508	3257.95	110.74	132.5	24.6				
2.31	3.71	283	1.82	17.85	0.35	14991	39	0.370	38.4036	102.818	0.00098	93.40	109.24	1.131	4744.66	102.904721	4641.76	157.78	132.5	35.0				
2.31	5.27	296	1.83	17.95	0.35	16275	40	0.363	54.4295	77.094	0.00128	70.15	103.05	1.131	6343.59	146.174631	6197.41	210.65	132.5	46.8				
5.27	7.01	299	1.83	17.95	0.38	16363	40	0.361	72.2751	56.781	0.00167	51.85	83.4	1.131	6817.22	194.437222	6622.78	225.11	132.5	50.0				
7.01	8.9	293	1.83	17.95	0.40	15431	39	0.364	92.0820	41.905	0.00221	38.35	76.45	1.131	7961.68	246.860382	7714.82	262.23	132.5	58.2				
8.9	10.96	299	1.83	17.95	0.40	16118	40	0.361	113.0007	35.262	0.00262	32.28	58.1	1.131	7425.23	303.998852	7121.23	242.06	132.5	53.8				
10.96	13.19	324	1.85	18.15	0.40	19120	41	0.350	135.5924	33.319	0.00265	30.61	63.07	1.131	9671.87	365.852633	9306.02	316.32	132.5	70.3				
13.19	15.58	355	1.86	18.25	0.40	22946	42	0.336	158.5137	32.496	0.00243	30.11	68.46	1.131	12273.15	432.144354	11841.01	402.48	132.5	89.4				
15.58	18.13	384	1.86	18.25	0.40	27046	42	0.325	181.9804	31.930	0.00212	29.91	68.46	1.131	14090.0972	502.874013	13587.22	461.84	132.5	102.6				
18.13	20.85	431	1.87	18.34	0.40	34149	44	0.309	206.2674	33.348	0.00123	32.04	80.62	1.131	18807.2691	578.318984	18228.95	619.61	132.5	137.6				

Tabla 19 Análisis por estado límite de servicio estribo 1

Perfil	Longitud	D Pilote (m)	Ap(m2)	Ep(kn/m2)	μ	Es (Kn)	Qwp (Kn)	Qws (Kn)	lws
0.00 - 1.07	1.07	1.2	1.13	21538000	0.35	6445.17	132.5	0	2.33049836
1.07-2.31	2.31	1.2	1.13	21538000	0.35	6788.52	132.5	0	2.48560529
2.31-3.71	3.71	1.2	1.13	21538000	0.35	9868.86	132.5	0	2.61540976
2.31-5.27	5.27	1.2	1.13	21538000	0.35	12478.32	132.5	0	2.73347063
5.27-7.01	7.01	1.2	1.13	21538000	0.38	13577.04	132.5	0	2.8459339
7.01-8.90	8.9	1.2	1.13	21538000	0.40	13312.17	132.5	0	2.95317452
8.90-10.96	10.96	1.2	1.13	21538000	0.40	15048.54	132.5	0	3.05774918
10.96-13.19	13.25	1.2	1.13	21538000	0.40	18197.55	132.5	0	3.16301512
13.19-15.58	15.73	1.2	1.13	21538000	0.40	23877.54	132.5	0	3.26719013
15.58-18.13	18.36	1.2	1.13	21538000	0.40	31656.87	132.5	0	3.36903251

Se 1 (m)	Se2 (m)	Se3 (m)	Asentamiento Se (m)	Asentamiento Se (cm)
5.82527E-06	0.0162836	0	0.016289423	1.62894226
1.25652E-05	0.0154467	0	0.015459265	1.54592648
2.01805E-05	0.01062536	0	0.010645544	1.06455444
2.86661E-05	0.00840339	0	0.008432059	0.84320593
3.81308E-05	0.0075306	0	0.007568727	0.75687269
4.84115E-05	0.0075404	0	0.007588807	0.75888066
5.96168E-05	0.00667035	0	0.006729966	0.67299664
7.20732E-05	0.00551607	0	0.005588147	0.55881467
8.55632E-05	0.00420391	0	0.004289473	0.42894729
9.9869E-05	0.00317084	0	0.003270714	0.32707139

MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
 TELEFONO 3187836823
 guamoamarillo2024@gmail.com
 Ibagué-Tolima

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

Tabla 20 Análisis por estado limite de servicios estribo 2.

Perfil	Longitud	D Pilote (m)	Ap(m2)	Ep(kn/m2)	μ	Es (Kn)	Qwp (Kn)	Qws (Kn)	lws
0.00 - 1.07	1.07	1.2	1.13	21538000	0.35	14705.19	132.5	0	2.33049836
1.07-2.31	2.31	1.2	1.13	21538000	0.35	14518.8	132.5	0	2.48560529
2.31-3.71	3.71	1.2	1.13	21538000	0.35	14930.82	132.5	0	2.61540976
2.31-5.27	5.27	1.2	1.13	21538000	0.35	16274.79	132.5	0	2.73347063
5.27-7.01	7.01	1.2	1.13	21538000	0.38	16363.08	132.5	0	2.8459339
7.01-8.90	8.9	1.2	1.13	21538000	0.40	15431.13	132.5	0	2.95317452
8.90-10.96	10.96	1.2	1.13	21538000	0.40	16117.83	132.5	0	3.05774918
10.96-13.19	13.25	1.2	1.13	21538000	0.40	19119.69	132.5	0	3.16301512
13.19-15.58	15.73	1.2	1.13	21538000	0.40	22945.59	132.5	0	3.26719013
15.58-18.13	18.36	1.2	1.13	21538000	0.40	27046.17	132.5	0	3.36903251

Se 1 (m)	Se2 (m)	Se3 (m)	Asentamiento Se (m)	Asentamiento Se (cm)
5.82527E-06	0.00713697	0	0.007142799	0.71427989
1.25652E-05	0.00722238	0	0.007234941	0.7234941
2.01805E-05	0.00702307	0	0.007043253	0.70432528
2.86661E-05	0.00644311	0	0.006471774	0.64717741
3.81308E-05	0.00624841	0	0.006286539	0.62865391
4.84115E-05	0.00650497	0	0.00655338	0.65533805
5.96168E-05	0.00622782	0	0.006287442	0.62874417
7.20732E-05	0.00525003	0	0.005322107	0.53221072
8.55632E-05	0.00437465	0	0.004460217	0.44602174
9.9869E-05	0.0037114	0	0.003811264	0.38112641

8 PROPIEDAD GEOTECNICA ESPECIALES.

Otros aspectos geotécnicos de importancia se tratarán a continuación con el fin de evaluar las condiciones de los mismos.

8.1 LICUACIÓN

Dentro de la evaluación del potencial de licuación el NSR-10 menciona los siguientes aspectos que cumplirían con las características del subsuelo del sitio estudiado, entre estas están:

- Edad geológica de depósitos superficiales de suelo del Holoceno.
- Depósitos coluviales, granulares, eólicos en caso de llegar a saturación.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

- Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes y densidad suelta a media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.
- Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se producen la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.

Es por esto que los suelos presentes en la rivera del río poseen susceptibilidad a la licuación, sin embargo al ser cimentación profunda sobre arenas densas garantizaran la estabilidad del puente sin embargo, se deberán instalar protecciones para que la cimentación y evitar la infiltración de agua en ellas, así mismo se establecerá protecciones contra la erosión lateral.

8.2 EXPANSIVIDAD DEL SUELO

Existen suelos que se hinchan cuando aumentan su cantidad de agua y se retraen cuando ésta disminuye. La tabla H.9.1 –1 de la NSR 10 clasifica los suelos expansivos con base en los siguientes criterios

Tabla 21 Clasificación de suelos expansivos (tabla H.9.1 NSR-10)

Potencial de Expansión	G.E consolidado	LL	LC	IP	% < 0.001	EL
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%

Dentro de los suelos identificados no se encontraron materiales arcillosos de carácter expansivo como montmorillonitas, los materiales que componen los depósitos superficiales de la zona tienen una textura limo arenosa que no presenta un potencial expansivo apreciable.

8.3 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES.

dentro de la campaña de prospección se identificaron materiales erodables como lo son las arenas densas, es decir que se puedan erodar en la presencia agua. Es por esto que la cimentación se tiene que realizar por debajo de la socavación calculado

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

en el informe hidráulico, así como no tener en cuenta el aporte por fricción que genera el pilote ya que esta con el tiempo correra el riesgo de verse reducida por el encajonamiento de la quebrada.

8.4 SUELOS COLAPSABLES.

Son suelos generalmente formados por arenas y limos y en suelos arcillosos o cementados con carbonatos de calcio, que resisten grandes cargas en estado seco pero que con el aumento de la humedad se destruye su fábrica estructural y se reduce su volumen. Con el fin de identificar si es colapsable o no, a continuación, se realiza la evaluación.

Tabla 22 Verificación de la colapsabilidad del suelo

Yderit	1.242	$\gamma_{dcrít} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_L}$ $\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrít}} > 1 \text{ el suelo es estable o expansivo.}$ $\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcrít}} \leq 1 \text{ el suelo es colapsable}$
Yw	1.0	
Gs	2.6	
WL	0.42	
Yd	1.8	
Yd/yderit	1.44	Estable

9 CONCLUSION Y RECOMENDACIONES.

9.1 CONCLUSIONES

- El perfil consignado dentro del informe corresponde a las condiciones encontradas de humedad y consistencia de la época en la cual se desarrolla la exploración geotécnica.
- Para el manejo y control de la escorrentía superficial se recomienda adecuar el sector e implementar obras hidráulicas que permitan la conducción del flujo superficial y minimicen el riesgo de infiltración del flujo a los materiales superficiales
- Para mantener los niveles freáticos durante la ejecución de la excavación temporal, se deberá contar con un sistema de bombeo permanente que garantice el abatimiento del nivel freático en caso de presentarse

CONSORCIO DISEÑO PUENTE

NIT: 901.884.162-6

- Si se llega a presentar un perfil estratigráfico o del terreno diferente a los citados en este informe es necesario informar y solicitar la visita del ingeniero geotecnista.
- Se recomienda implementar los pilotes con un diámetro de 1.2 con el fin de dejar una distancia radial como mínimo de 2D con el fin de asegurar que los bulbos de los asentamientos no se traslapen.
- Como bien se pudo establecer y en el desarrollo de los pilotes de cimentación, no se tuvo en cuenta el aporte friccionante ya que estos colindan con la posible socavación que se pueda presentar a lo largo del proyecto
- Se recomienda realizar la cimentación como mínimo a 15 metros de profundidad medidos a nivel de la rasante, esto con el fin de garantizar que su apoyo estará por debajo de la socavación máxima a 100 años.
-

9.2 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS.

9.3 ESTABILIDAD DE TALUDES.

Para taludes permanentes se recomienda 1.5H: 1V. Para cortes temporales se recomienda un talud no mayor a 0.5H 1V, Sin embargo, no se realiza el análisis de estabilidad de taludes ya que no se tiene previsto el corte de taludes o excavaciones mayores a un metro de profundidad

9.4 RELLENOS

Para los rellenos debajo de estructuras se deben seguir como mínimo las siguientes recomendaciones:

- Las dos últimas capas antes de llegar a la cota de implantación arquitectónica se deben realizar con material tipo subbase granular SBG-1 compactado al 95% del P.M.
- Este relleno se debe conformar en capas que no superen los 25 cm de espesor.

Los rellenos a emplear deberán cumplir con las especificaciones técnicas dadas en especificación INVIAS.

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

9.5 RECOMENDACIONES PROCESO CONSTRUCTIVO

- Los cortes siempre deben realizarse de arriba y hacia abajo de la excavación, evaluando las condiciones de estabilidad de la misma.
- Para taludes temporales generados durante la fase de construcción se recomienda realizarlos con una inclinación 1H:1V.
- Los taludes temporales que hagan parte de la excavación no deben permanecer más de 15 días desprotegidos, especialmente en época lluviosa.
- Si durante la excavación se observan condiciones desfavorables en cuanto a la estabilidad del talud se recomienda implementar un entibado siguiendo los lineamientos del Artículo 600-13 de Excavaciones varias.
- Para mantener los niveles freáticos controlados durante la ejecución de la excavación temporal, se deberá contar con un sistema de bombeo permanente que garantice el abatimiento del nivel freático en caso de presentarse.
- Debe haber permanencia en la asesoría geotécnica a la obra. Las excavaciones menores a 1,0 m de altura se podrán realizar manualmente o con equipo mecánico, con taludes 1H:1V.
- No se deben realizar excavaciones en la parte baja de los cortes, que excedan la superficie superior del mismo

Quien elaboro.



HERNANDO RESTREPO HUELGOS
Ingeniero civil
Esp. GEOTECNIA AMBIENTAL
MP. 70202-086288 TLM

10 BIBLIOGRAFIA

MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
TELEFONO 3187836823
guamoamarillo2024@gmail.com
Ibagué-Tolima

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

- Budhu, M. (2008). Foundations and earth retaining structures. Jhon Wiley & Sons.
- Delgado Vargas, M. (2008). Ingeniería de Fundaciones Fundamentos e Introducción al análisis geotécnico. Bogotá D.C., Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Holtz, R., & Kovacs, W. (1986). An Introduction to geotechnical engineering. New Jersey: Prentice - Hall.
- Manilla Aceves, A. A., Garnica Anguas, P., & Perez Salazar, A. (2003). Evaluación Indirecta de los Módulos Elásticos de Rigidez In Situ y la relación entre V_p/V_s y el ángulo de fricción interna. Sanfandila: Instituto Mexicano del Transporte.
- Núñez Tello, A. (2001). Mapa Geológico del Departamento del Tolima. Ingeominas.
- Peck, R., Hanson, W., & Thornburn, T. (2008). Ingeniería de cimentaciones. México: Limusa.
- Powrie, W. (2004). Soil Mechanics Concepts & Applications. Spon Press.
- Vergara, H. (2005). Actualización cartográfica geológico-geotécnica y de aptitud urbanística de la ciudad de Ibagué. Ibagué: Alcaldía de Ibagué.
- NORMA COLOMBIANA DE PUENTES CCP-14

CONSORCIO DISEÑO PUENTE
NIT: 901.884.162-6

ANEXO A ENSAYOS DE LABORATORIO.

MZ 5. CASA 16 URB. CANTABRIA
TELEFONO 3187836823
guamoamarillo2024@gmail.com
Ibagué-Tolima