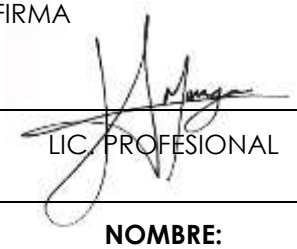
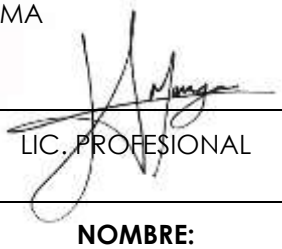
N° INFORME	**1**	**FECHA INFORME:**	28/OCTUBRE/2024
TIPO DE INFORME GEOTÉCNICO:		CANCHA DE FUTBOL	
PROYECTO:	**REALIZAR ESTUDIOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS REQUERIDOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN EN EL EN LA CANCHA DE MOCARÍ**		
ODS 426-24	**CLIENTE:**	CONSORCIO POR CÓRDOBA	
	DIRECCIÓN:	BARRIO MOCARÍ, MUNICIPIO DE MONTERÍA-CÓRDOBA	

CONTROL DE CAMBIOS

VERSIÓN	MOTIVO DEL CAMBIO	RUTA DE ATENCIÓN A 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.

ELABORADO	**REVISADO**	**VERIFICADO**	**VALIDADO**
FIRMA 	FIRMA 	FIRMA 	FIRMA 
LIC. PROFESIONAL	LIC. PROFESIONAL	LIC. PROFESIONAL	LIC. PROFESIONAL
NOMBRE: JUAN PABLO ÁLVAREZ MANGA	**NOMBRE:** JUAN PABLO ÁLVAREZ MANGA	**NOMBRE:** JESUS DAVID PIZARRO FERNANDEZ	**NOMBRE:** JORGE ELIECER MORALES PADILLA
PROFESIÓN/ESPECIALIDAD: Ingeniero Civil	**PROFESIÓN/ESPECIALIDAD:** Ingeniero Civil	**PROFESIÓN/ESPECIALIDAD:** Ingeniero Civil/Especialista en Geotecnia	**PROFESIÓN/ESPECIALIDAD:** Ingeniero Civil/Especialista en Geotecnia

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.

TABLA DE CONTENIDO

ÍNDICE DE FIGURAS 4

ÍNDICE DE TABLAS 5

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES 6

1. INTRODUCCIÓN 7

2. OBJETIVOS Y ALCANCE DEL ESTUDIO 8

3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO 9

4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO. 10

4.1 Localización 10

4.2 Geología y geomorfología del sitio 11

5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 16

6. RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO 20

6.1 Apiques 20

6.2 Sondeos 21

7. RESUMEN DE ESTRATIGRAFIA 22

7.1 Perfil Estratigráfico 23

8. DETERMINACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS. 24

8.1 Potencial de Expansión 24

9. DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN. 31

10. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYO CBR Y PARA RECOMENDACIÓN DE MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE 33

10.1 Análisis de la Capacidad Portante de la Subrasante 34

10.1.1 Condiciones de la Subrasante 34

10.2 Mejoramiento de la capacidad portante de la subrasante. 35

10.3 Análisis del Potencial de Expansión 37

10.4 Estructura Recomendada 38

11. SISMICIDAD 40

11.1 Movimientos Sísmicos de Diseño. 40

11.2 Zona de Amenaza Sísmica 41

11.3 Efectos Locales. 46

11.4 Parámetros Empleados en la Definición del Tipo de Perfil de Suelo. 46

11.5 Definición del Tipo de Perfil de Suelo. 47

12. FORMULACIÓN PARA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO 51

12.1 Parámetros de resistencia a partir del SPT 51

12.2 Módulo de deformación de los suelos 53

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.

12.3 Revisión bibliográfica para la estimación de parámetros de diseño ____54

13. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS ____62
13.1 Capacidad Portante ____62

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ____69
14.1 Conclusiones ____69
14.1.1 Características del Subsuelo: ____69
14.1.2 Propiedades Mecánicas: ____69
14.1.3 Sismicidad y licuefacción. ____70
14.1.4 Capacidad portante y asentamientos: ____70
14.2 Recomendaciones ____70
14.2.1 Manejo de Aguas Subterráneas: ____70
14.2.2 Mitigación de Expansividad y recomendación de mejoramiento (ZONAS DURAS) ____71
14.2.3 Monitoreo y Mantenimiento: ____71
14.2.4 Consideraciones sísmicas. ____72
14.2.5 Documentación y Referencias: ____72

15. LIMITACIONES ____73

16. REFERENCIAS ____74

ANEXOS ____75

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Imagen satelital de ubicación estudio 10
Figura 2. Mapa geológico de la zona..... 12
Figura 3. Geología del sitio de la obra 14
Figura 4. Unidades geológicas del sitio de la obra 15
Figura 5. Localización de los Apiques y Sondeos realizados-INGELABCON SAS..... 17
Figura 6. Exploración en campo y extracciones de muestras 18
Figura 7. Exploración en campo y extracciones de muestras 19
Figura 8. Humedad de equilibrio apiques y sondeos, Wequi Vs Humedad natural, Wn..... 29
Figura 9. Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av (FIGURA A.2.3-1 NSR10). 43
Figura 10. Mapa de valores de Aa (FIRGURA A.2.3-2 NSR10)..... 44
Figura 11. Mapa de valores de Av (FIGURA A.2.3-3)..... 45
Figura 12. Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de períodos cortos del espectro. 48
Figura 13. Coeficiente de amplificación Fv del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro. 49

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 14. Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo de elasticidad no drenado 53
Figura 15. Relación Su/σ'p de Mesri (1975) 58
Figura 16. N corregido contra profundidad 59
Figura 17. Ángulos de fricción obtenidos a partir del SPT. 60

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Geomorfología del municipio de Montería 13
Tabla 2. Coordenadas de los Apiques y Sondeos realizados por INGELABCON SAS. 16
Tabla 3. Programa de exploración y ensayos. 20
Tabla 4. Resultados de Laboratorio. Apiques- Ingelabcon SAS. 22
Tabla 5. Resultados de Laboratorio. Sondeos- Ingelabcon SAS. 23
Tabla 6. Clasificación suelos expansivos. Fuente: NSR-10, Capítulo H.9 Tabla H.9.1 24
Tabla 7. Presión de Expansión. Apiques y Sondeos- INGELABCON SAS 27
Tabla 8. Resultados Análisis de Licuación-Sondeos 32
Tabla 9. Resultados de CBR. 33
Tabla 10. Selección del CBR de diseño. 34
Tabla 11 Definición de la subrasante en función del % que pasa el tamiz No 200 apiques 35
Tabla 12. Clasificación del suelo según el CBR de la subrasante. 36
Tabla 13. Capacidad de soporte equivalente metodología IVANOV-CBR 3%. 37
Tabla 14. Análisis de expansión. Fuente: Elaboración propia. 38
Tabla 15. Análisis de mejoramiento. 39
Tabla 16. Valores de Aa y de Av, según las regiones De los mapas (tabla A.2.2-1-NSR10) 40
Tabla 17. Nivel de amenaza sísmica según valores de Aa y de Av (TABLA A.2.3-1). 41
Tabla 18. Valor de Aa y de Av para las ciudades capitales de departamento (TABLA A.2.3-2 NSR10) 42
Tabla 19. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10 Tabla 2.4-1 47
Tabla 20. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro. 48
Tabla 21. Valores del coeficiente Fv, para la zona de períodos intermedios del espectro. 49
Tabla 22. Valores de Aa, Fa, Av y Fv 50
Tabla 23. Propuestas para el factor de corrección por confinamiento. 52
Tabla 24. Propuestas para el cálculo del ángulo de fricción equivalente. 53

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 25. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos granulares a partir del ensayo SPT. 54
Tabla 26. Propiedades geotécnicas para diferentes tipos de material (Geociencias Library, 2005). 55
Tabla 27. Rangos típicos del módulo de elasticidad y relación de Poisson para distintos suelos (Das. B. 2001). 56
Tabla 28. Constantes elásticas de algunos suelos (U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles 1982). 56
Tabla 29. Ecuaciones de correlación del índice de compresibilidad (Cc) en suelos (Bowles 1997). 57
Tabla 30. Parámetros geotécnicos ponderados. 61
Tabla 31. Factores de capacidad de carga. 63
Tabla 32. Factores de corrección por forma. 63
Tabla 33. Factores de corrección por inclinación 64
Tabla 34. Parámetros del material de fundación para el cálculo de la cimentación 64
Tabla 35. Abaco de la capacidad portante 68

ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1 Modelo estructural de mejoramiento de la subrasante metodología IVANOV. 37
Ilustración 2 Modelo estructural de mejoramiento para el pavimento 39

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 el proyecto **REALIZAR ESTUDIOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS REQUERIDOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN EN EL EN LA CANCHA DE MOCARÍ.** 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 presentan los apiques, ensayos CBR, el análisis del potencial de expansión y licuación de los sondeos, parámetros geotécnicos, correlaciones, parámetros sísmicos y cálculos para el diseño de la cimentación recomendada para una estructura tipo basados en los resultados de las labores de exploración geotécnica, resultados de las actividades de laboratorio y recomendaciones generales para las zonas.

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 **REALIZAR ESTUDIOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS REQUERIDOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN EN EL EN LA CANCHA DE MOCARÍ**; con el fin de que las diferentes especialidades involucradas en el proyecto apliquen la información sobre las características físico-mecánicas del subsuelo.

- Realizar clasificaciones de suelos y obtener los parámetros de resistencias respectivos para el cálculo de la capacidad del suelo de fundación.

- Determinar mediante ensayos de laboratorio las propiedades físicas y mecánicas de los suelos representativos de subrasante y definir sectores de comportamiento homogéneo con base en los resultados de los apiques y CBR.

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

- Definir el dimensionamiento y materiales apropiados para cada una de las capas que componen la estructura de pavimento.

- 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.

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

- Evaluar el potencial de 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. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto trata de **REALIZAR ESTUDIOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS REQUERIDOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN EN EL EN LA CANCHA DE MOCARÍ.**

Consta de las siguientes unidades de construcción:

- Placa Polideportiva
- Graderías
- Vía

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

4. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO.

4.1 Localización

El área de estudio se encuentra en el barrio Mocarí, ubicado en la zona urbana del municipio de Montería, departamento de Córdoba. A continuación, se muestra una imagen satelital de la ubicación general del proyecto:

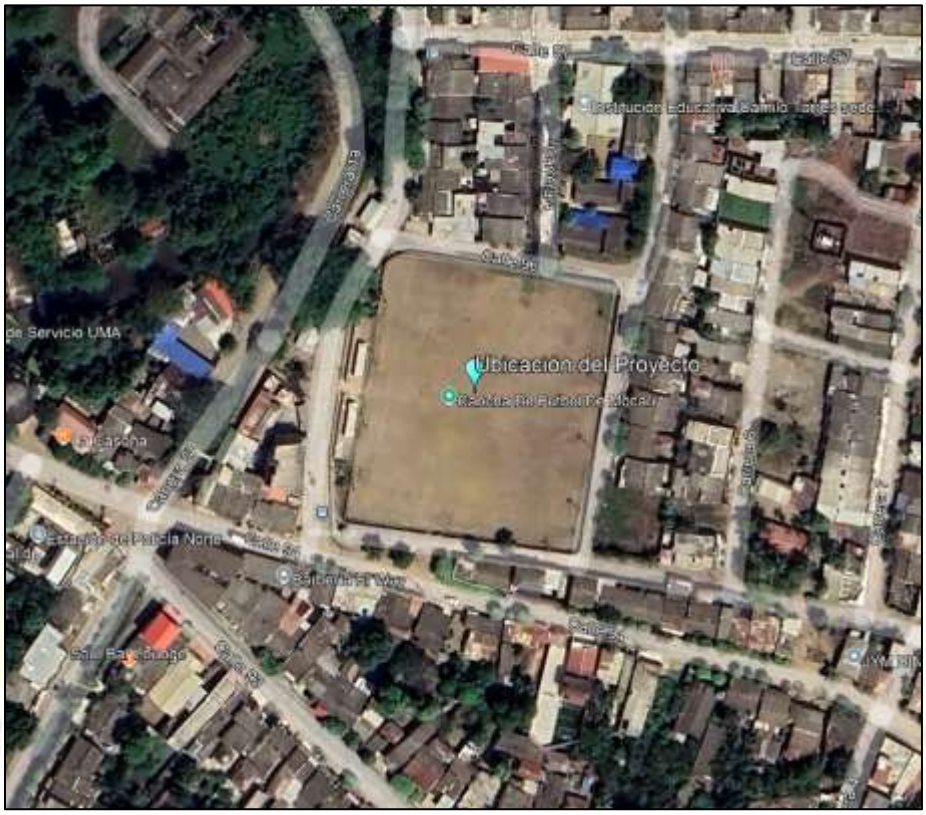


Figura 1. Imagen satelital de ubicación estudio[1]
Fuente: Google EARTH.

[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.

4.2 Geología y geomorfología del sitio

El municipio de Montería es la capital del departamento de Córdoba, el cual, se encuentra ubicado a 8°45´de latitud norte y a 7°53´ minutos de longitud oeste del meridiano de Greenwich, al noroccidente de Colombia. Este municipio se encuentra en el centro occidente del departamento y Limita al norte con el municipio de Cereté, al sur con los municipios de Tierra Alta y Valencia, al oriente con San Carlos y Planeta Rica y al occidente con el departamento de Antioquia. Se extiende por la parte media del Valle del rio Sinú.

La geología de la ciudad de Montería indica la presencia de depósitos aluviales del período cuaternario (Holoceno). Geológicamente el sector se encuentra en la zona de ubicación del Cinturón Plegado del Sinú y el Cinturón de San Jacinto, más específicamente en el segundo.

Estos dos cinturones se han formado por la ubicación geográfica que tiene esta zona del país, en donde la complejidad estructural y sedimentaria es producto de la estrecha interrelación y evolución tectono sedimentaria de la esquina noroccidental de Suramérica, donde la interacción de las placas tectónicas del Caribe y de Suramérica ha jugado un papel preponderante. Como resultado de la convergencia de estas placas desde finales del Mesozoico se han formados dos franjas plegadas, conocidas como Cinturón del Sinú, en la parte más occidental costera, y el Cinturón Fragmentado de San Jacinto, en la parte oriental del área, limitadas por el lineamiento del Sinú.

Los depósitos que conforman los suelos del sitio son de naturaleza aluvial, producto de la sedimentación que ha producido el río Sinú y sus caños a lo largo de su existencia geológica. Son principalmente de características limo-arcillosas de consistencia media y baja con intercalaciones de depósitos arenosos sueltos, limpios y finos. El cauce del río Sinú a lo largo de su historia geológica ha ido migrando de occidente a oriente lo cual ha hecho que existan meandros y cursos antiguos abandonados.

Las formaciones asociadas al Cinturón del Sinú presentan rocas sedimentarias con edades que varían desde el Oligoceno hasta sedimentos recientes; en general se asocian a ambientes turbidíticos con predominio de sedimentación fina; las formaciones asociadas a este elemento estructural son Marralú, Floresanto, Pajuil y Corpa, estructuralmente se presentan en el Cinturón del Sinú sinclinales amplios y apreciables y anticlinales estrechos con estructuras radiales, domos y diarismo de lodo.

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 Anticlinorio de San Jerónimo las edades de los materiales varían de Cretáceas a Recientes, con predominio de materiales sedimentarios, las rocas presentes en este cinturón se pueden dividir en ciclos tectónico- batimétricos conocidos como Cansona, Carmen y Sincelejo.

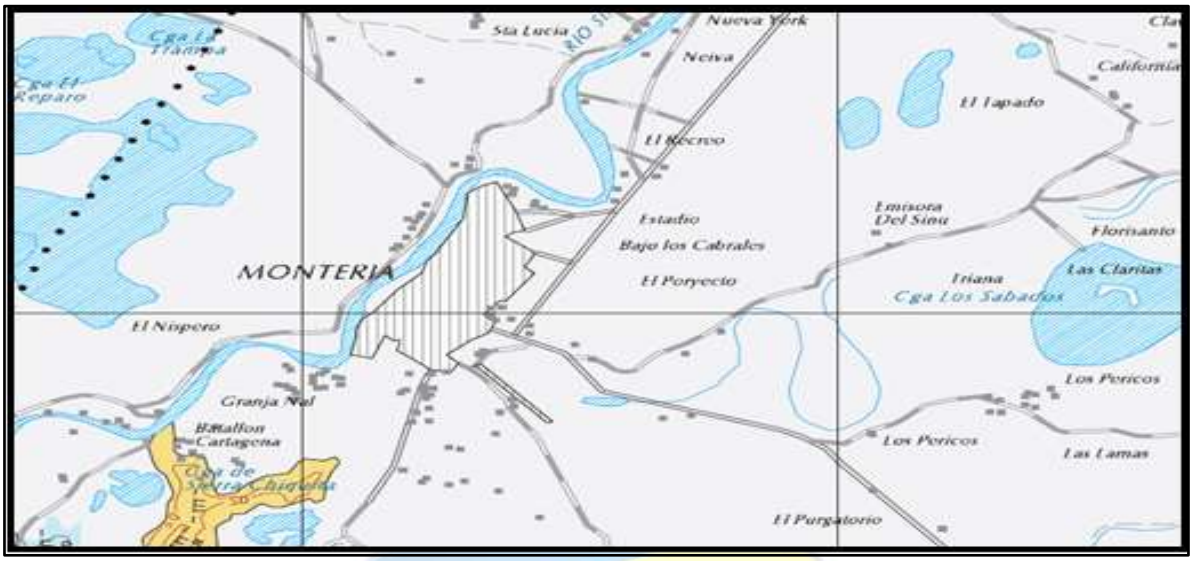


Figura 2. Mapa geológico de la zona.
fuente: SGC

En toda el área del municipio de Montería se identificaron tres grandes paisajes que son las colinas estructurales, denudativas, superficie de aplanamiento y llanura aluvial; de los tres grandes paisajes el que menos área ocupa es la superficie de aplanamiento y hacia el occidente predominan las colinas estructurales denudativas y al oriente la llanura aluvial del río Sinú.

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

El sitio de construcción del proyecto corresponde a un paisaje tipo planicie, con un relieve de piano de inundación y terrazas, con una litología de sedimentos medios y finos, esta zona también pertenece a las unidades de paisaje de planicie y piedemonte, siendo el paisaje de planicie una geoforma caracterizada por ser una zona amplia y plana a ligeramente plana, cuyas pendientes son menores a 3.00%, que corresponde a los diferentes aportes de origen aluvial, marino o eólico. Por otra parte, el piedemonte es una planicie inclinada con topógrafa de glacis, que se extiende al pie de sistemas montañosos, serranías y lomeríos, que ha sido

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.

formada por la sedimentación de materiales transportados por las corrientes de agua que emergen de los terrenos más elevados hacia las zonas más bajas u abiertas. En la siguiente tabla se resume la información geomorfológica del municipio de Montería.

GRAN PAISAJE	PAISAJE	SUBPAISAJE
Colinas estructurales denudativas	Espinazo	Colinas altas y empinadas
	Colinas	Colinas media cima convexa
		Colinas bajas
		Colinas bajas a medias
		Colinas medias
	Sinclinal	Colinas media cima convexa
		Colinas medias a muy altas
		Colinas Bajas
Superficie de aplanamiento	Colinas	Colinas bajas a onduladas
Llanura aluvial	Plano de inundación	Llanura aluvial río Sinú
		Llanura aluvial cauce menor

Tabla 1. Geomorfología del municipio de Montería.
fuente: SGC

- **Amenazas naturales**

El municipio de Montería se encuentra en la zona de la subregión Sinú Medio, presentan de acuerdo con sus características amenazas naturales como:

- **Remoción en masa**

Esta se presenta esporádicamente en sierra chiquita en montería, donde Las fuertes lluvias han hecho que el suelo se sature de agua y pierda adherencia, así que el peso que ejerce la acumulación de agua hace que eventualmente el suelo ceda y se presenten deslizamientos.

- **Inundaciones**

Se presentan inundaciones por desbordamiento del río Sinú en la ciudad de Montería debido a las fuertes lluvias que caen todos los años en la época de lluvia, sin embargo, este fenómeno ha aumentado debido al fenómeno de la niña, lo que ha causado grandes pérdidas materiales y de cultivos. Sin embargo, hay factores antrópicos que bajo condiciones de precipitación son determinantes para que se generen estas inundaciones. Algunos son:

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.

- Deforestación en las cabeceras de las cuencas hidrográficas.
- Infraestructuras como canales y desviación de corriente de agua.
- Vertimientos de residuos sólidos, escombros o aguas residuales en corrientes hídricas.

En específico el sitio donde se localiza la obra se encuentra sobre el siguiente tipo de depósito:

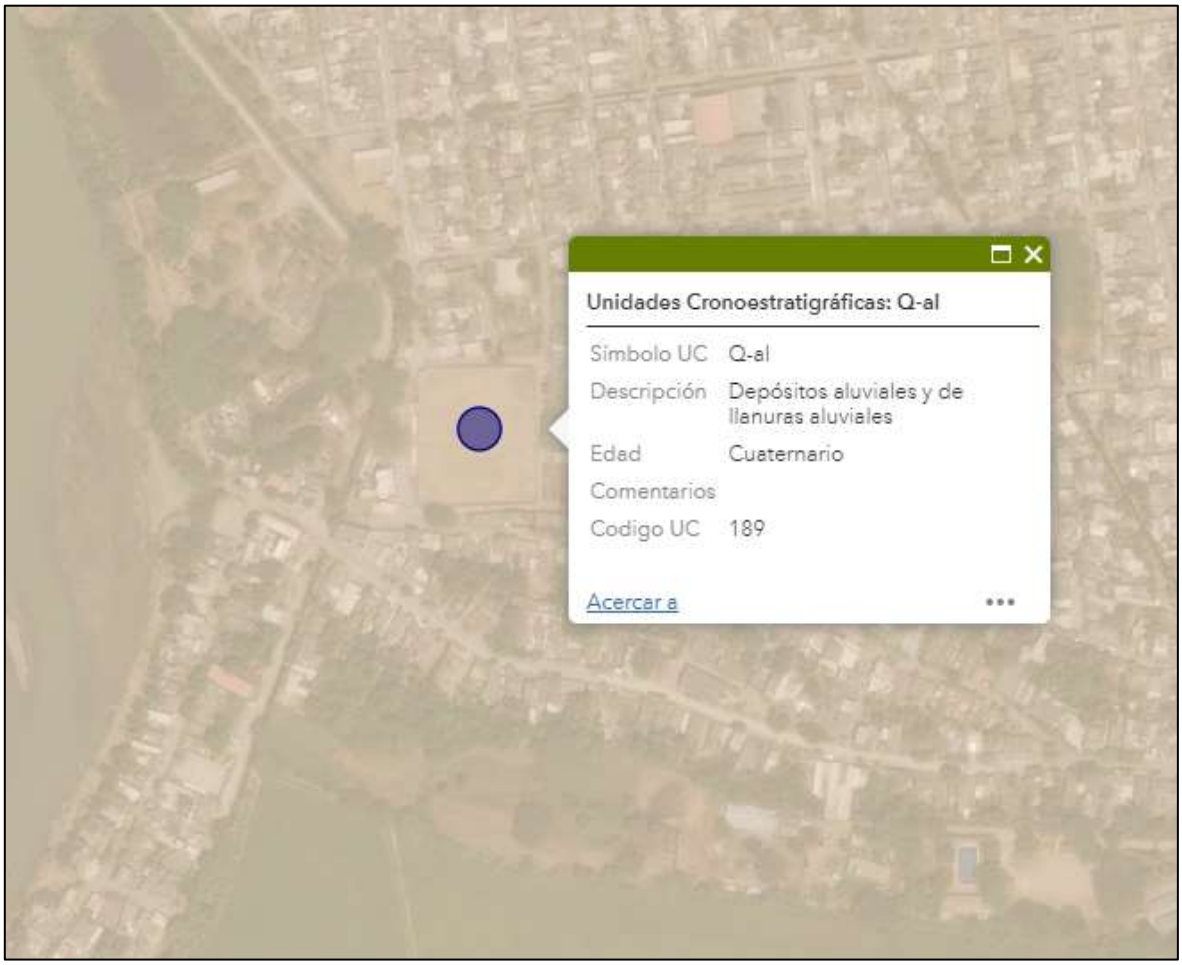


Figura 3. Geología del sitio de la obra[2]
Fuente: Mapa extraído - Google Earth

Q – al. Depósitos aluviales y de llanuras aluviales.

[2] Mapa Geológico de Colombia escala 1M 2015 (http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Mapa_Geologico_colombiano_2015/)

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.

- **Puntos críticos**

El mapa geológico de Colombia desarrollado por el INGEOMINAS presenta las principales fallas geológicas, pliegues, fallas tectónicas, volcanes y unidades cronoestratigráficas.

A continuación, se localiza la zona de influencia del proyecto sobre el Shape file desarrollado por el Servicio Geológico Colombiano.

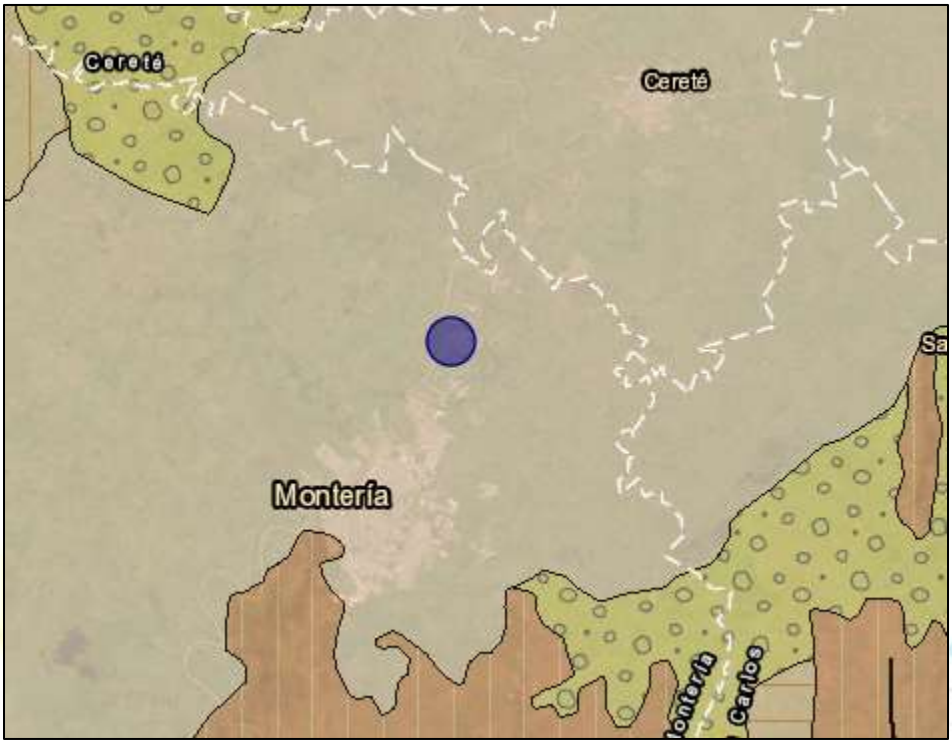


Figura 4. Unidades geológicas del sitio de la obra[3]
Fuente: Mapa extraído - Google Earth

En la figura se tiene que en la zona del proyecto no se evidencian fallas geológicas, por lo que no se presenta ningún riesgo para la estructura propuesta.

[3] Mapa Geológico de Colombia escala 1M 2015 (http://srvags.sgc.gov.co/JSViewer/Mapa_Geologico_colombiano_2015/)

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.

5. EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

El proyecto trata de **REALIZAR ESTUDIOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS REQUERIDOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN EN EL EN LA CANCHA DE MOCARÍ.**

La empresa INGELABCON S.A.S, realizó un estudio de mecánica de suelos en el municipio de Montería, Córdoba.

Para esto se ordenó la realización de dos (2) sondeos, a una profundidad de (6) metros cada uno, se realizaran en las zonas donde se llevará a cabo el proyecto ya mencionado, tomando muestras de SPT e inalteradas con una separación máxima de 1.0 metro entre ellas, además de realizar cuatro (4) apiques para la extracción de muestras en moldes para la realización del ensayo de relación de soporte de California (CBR, por sus siglas en inglés, California Bearing Ratio) a una profundidad de 1.50 m con el fin de analizar y determinar el mejoramiento de las estructuras.

De los cuatro (4) apiques inicialmente establecidos se obtuvieron cuatro (4) muestras para el ensayo CBR, los sondeos se realizaron hasta la profundidad definida inicialmente, se realizó mediante la utilización de un equipo de percusión, permitiendo realizar pruebas de SPT e inalteradas (Shelby). 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.

La localización de la exploración geotécnica realizada por INGELABCON SAS se presentan en la siguiente tabla.

EXPLORACIONES	COORDENADAS	
	ESTE	NORTE
APIQUE 1	75°51'23.43"	8°48'8.42"
APIQUE 2	75°51'25.20"	8°48'8.50"
APIQUE 3	75°51'23.40"	8°48'7.20"
APIQUE 4	75°51'23.44"	8°48'5.68"
SONDEO 1	75°51'24.30"	8°48'6.70"
SONDEO 2	75°51'26.03"	8°48'6.43"

Tabla 2. Coordenadas de los Apiques y Sondeos realizados por INGELABCON SAS.
Fuente: Elaboración propia

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 exploración de campo se realizó mediante la utilización de moldes para el ensayo de CBR y la utilización de un equipo de percusión, permitiendo realizar pruebas de SPT e inalteradas, de cada perforación se obtuvo muestras representativas del terreno con el fin de llevarlas al laboratorio para realizarles las pruebas necesarias para identificar las propiedades y características del terreno.

La localización de las perforaciones en el lote realizadas por el laboratorio de INGELABCON SAS.



Figura 5. Localización de los Apiques y Sondeos realizados-INGELABCON SAS[4].

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

[4] 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.



Figura 6. Exploración en campo y extracciones de muestras
Fuente: Registro fotográfico Ingelabcon SA

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. Exploración en campo y extracciones de muestras
Fuente: Registro fotográfico Ingelabcon SA

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 EN LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

Con el fin de conocer la distribución de los materiales en profundidad en el área donde se realizó el estudio y obtener muestras representativas del sitio, se efectuó un programa de exploración el cual dio como resultado dos (2) sondeos a 6.0 metros y cuatro (4) muestras para el ensayo CBR. El programa de exploración en campo y las pruebas de laboratorio contemplan lo siguiente:

PROGRAMA DE EXPLORACIÓN	CANTIDAD
Apiques	4
CBR Inalterado	4
Perforaciones manuales y con equipo de percusión	2
SPT – SHELBY	12
Contenido de humedad	22
Límites de Atterberg	20
Granulometrías	22
Cantidad de material que pasa el tamiz No.200	22

Tabla 3. Programa de exploración y ensayos.
Fuente: Elaboración propia

El análisis de los resultados de la exploración y ensayos de laboratorio, permiten establecer las siguientes características geotécnicas:

6.1 Apiques

a. En resumen, se evidencian estratos de:

- ✓ Grava limosa con arena (GM)
- ✓ Grava mal gradada con limo y arena (GM-GP)
- ✓ Limo arenoso de alta plasticidad (MH)
- ✓ Limo de alta plasticidad (MH)
- ✓ Limo de muy alta plasticidad (MH)
- ✓ Arcilla de muy alta plasticidad (CH)
- ✓ Arcilla de alta plasticidad con presencia de arena (CH)

b. El nivel freático **NO** se encontró en los apiques realizados.

c. La humedad más alta registrada de todas las muestras obtenidas es del 35%. La mínima humedad registrada es de 4%.

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.

d. El grado de plasticidad muestra que los límites líquidos de los estratos de limo varían entre 50% y 81%. El límite plástico de los estratos de limo varía entre 29% y 37%. De igual manera para los estratos de limo el menor índice de plasticidad obtenido presenta un valor de 21% y el mayor un valor de 44%.

e. El grado de plasticidad muestra que los límites líquidos de los estratos de Arcilla varían entre 56% y 73%. El límite plástico de los estratos de Arcilla varía entre 26% y 31%. De igual manera para los estratos de Arcilla el menor índice de plasticidad obtenido presenta un valor de 30% y el mayor un valor de 42%.

6.2 Sondeos

a. En resumen, se evidencian estratos de:

- ✓ Limo de muy alta plasticidad (MH)
- ✓ Limo de alta plasticidad con presencia de arena (MH)
- ✓ Arcilla de alta plasticidad (CH)
- ✓ Arcilla de muy alta plasticidad (CH)

b. El nivel freático se encontró en los sondeos realizados a una profundidad de 3.50m.

c. La humedad más alta registrada de todas las muestras obtenidas es del 42%. La mínima humedad registrada es de 31%.

d. El grado de plasticidad muestra que los límites líquidos de los estratos de arcilla varían entre 51% y 81%. El límite plástico de los estratos de arcilla varía entre 24% y 36%. De igual manera para los estratos de arcilla el menor índice de plasticidad obtenido presenta un valor de 24% y el mayor un valor de 45%.

e. El grado de plasticidad muestra que los límites líquidos de los estratos de limo varían entre 65% y 75%. El límite plástico de los estratos de limo varía entre 36% y 39%. De igual manera para los estratos de limo el menor índice de plasticidad obtenido presenta un valor de 29% y el mayor un valor de 36%.

f. El contenido de humedad en laboratorio para los estratos de arcilla fue de promedio 36% y estrato de limo fue de promedio 36%.

g. El contenido de humedad en laboratorio para los estratos de limo fue de promedio 36% y estrato de limo fue de promedio 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.

7. RESUMEN DE ESTRATIGRAFIA

A continuación, se presente el resumen de los resultados obtenidos en la exploración en campo mediante una tabla resumen de la caracterización del material de subrasante y un modelo geológico-geotécnico los cuales se presentarán a continuación:

Apique	Profundidad de la muestra (m)			Ensayos de Caracterización							SUCS	AASHTO
	Inicial	Final	Media	%Hum NAT.	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IL	Pasa N°4	Pasa N°200		
APIQUE 1	0.00	0.40	0.20	5%	0%	0%	0%	0.00	55%	21%	GM	A-1-b (0)
	0.40	0.70	0.55	22%	50%	29%	21%	-0.35	99%	75%	MH	A-7-6(16)
	1.20	1.50	1.35	27%	65%	34%	31%	-0.23	100%	99%	MH	A-7-5(20)
APIQUE 2	0.00	0.25	0.13	4%	0%	0%	0%	0.00	39%	9%	GM-GP	A-1-a (0)
	0.25	0.75	0.50	22%	51%	29%	22%	-0.34	100%	73%	MH	A-7-6(15)
	1.20	1.50	1.35	35%	81%	37%	44%	-0.05	100%	99%	MH	A-7-5(20)
APIQUE 3	0.00	0.50	0.25	7%	37%	25%	12%	-1.51	33%	9%	GM-GP	A-1-a (0)
	1.20	1.50	1.35	28%	73%	31%	42%	-0.08	99%	94%	CH	A-7-5(20)
APIQUE 4	0.00	0.50	0.25	18%	56%	26%	30%	-0.27	100%	90%	CH	A-7-6(20)
	1.20	1.50	1.35	31%	61%	32%	29%	-0.03	100%	97%	MH	A-7-5(20)

Tabla 4. Resultados de Laboratorio. Apiques- Ingelabcon SAS.
Fuente: Elaboración propia.

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	
SONDEO 1	0.50	2.00	1.25	1.01	1.35	34%	75%	39%	36%	-0.13	100%	100%	MH
	2.00	4.00	3.00	1.13	1.48	31%	51%	27%	24%	0.17	99%	93%	CH
	4.50	5.00	4.75	1.11	1.57	42%	81%	36%	45%	0.12	100%	97%	CH
	5.50	6.00	5.75	1.24	1.67	34%	65%	31%	34%	0.09	100%	99%	CH
SONDEO 2	0.50	2.00	1.25	1.01	1.38	36%	65%	36%	29%	0.02	100%	85%	MH
	2.50	3.00	2.75	1.05	1.45	38%	64%	31%	33%	0.22	100%	98%	CH
	3.50	4.00	3.75	1.14	1.54	35%	58%	24%	34%	0.32	100%	96%	CH
	4.50	5.00	4.75	1.18	1.63	38%	68%	26%	42%	0.29	100%	96%	CH
	5.50	6.00	5.75	1.29	1.73	34%	59%	26%	33%	0.24	100%	99%	CH

Tabla 5. Resultados de Laboratorio. Sondeos- Ingelabcon SAS.
Fuente: Elaboración propia.

7.1 Perfil Estratigráfico

El perfil estratigráfico obtenido de los apiques en la campaña de exploración geotécnica muestra que los materiales predominantes son los limos, arcillas y gravas, con un notable predominio del limo de alta y muy alta plasticidad. Además, se identifican estratos de grava limosa con arena y grava mal gradada con limo y rena. La arcillosa se presenta como de muy alta plasticidad y de alta plasticidad con presencia de arena.

El perfil estratigráfico obtenido de los sondeos en la campaña de exploración geotécnica revela una predominancia significativa de arcillas de alta y muy alta plasticidad. Además, se identifican dos estratos de limo de muy alta plasticidad y de alta plasticidad con presencia de arena.

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

8. DETERMINACIÓN DEL GRADO DE EXPANSIVIDAD DE LOS SUELOS.

De acuerdo con la caracterización realizada en el sector analizado se estableció una tipología del perfil estratigráfico obtenido de las campañas de exploración geotécnica, tanto de los apiques como de los sondeos, revela una predominancia de limos y arcillas. Dada la caracterización de los materiales presentes en el proyecto se analizará la presencia de suelos con potencial expansivo 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 con una plasticidad alta y mediana, presentando en su mayoría índices de plasticidad (IP) menores 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 que los suelos cohesivos como las arcillas y los limos presentan en su mayoría un potencial de expansión en su mayoría bajo y alto.

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

Tabla 6. Clasificación suelos expansivos. Fuente: NSR-10, Capítulo H.9 Tabla H.9.1

De acuerdo con el análisis de los resultados de los ensayos de límites de consistencia, los cuales no deben tomarse como un indicador directo y concluyente de la expansión, se calculó la humedad de equilibrio (si la humedad natural está por debajo de dicho valor, el material buscará satisfacer la demanda de agua hasta llegar a este valor) como valor complementario.

$$W_{eq} = 0{,}47\,LL + 3.6$$ (H.6.1.4, NSR 98)

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 base en la presión probable de campo (expansión) de acuerdo con la NSR 98 (H.6.1.5) se determina la magnitud de la presión de levantamiento para efectuar un análisis primario de equilibrio de presiones, es decir, positiva (sobrecarga), presión negativa (expansión) y elementos externos requeridos (reforzamiento o estabilización con cal y/o cemento en función de los resultados).

$$LogP_{ex} = -1{,}868 + 2{,}08LL + 0{,}065\gamma_d - 2{,}69W_n$$

Donde:

P_{ex}:	Presión probable de expansión de campo.
LL	límite líquido.
γ_d	Peso unitario seco.
W_n	Humedad natural del suelo.

En la siguiente Tabla, se presenta la presión probable de expansión de campo:

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

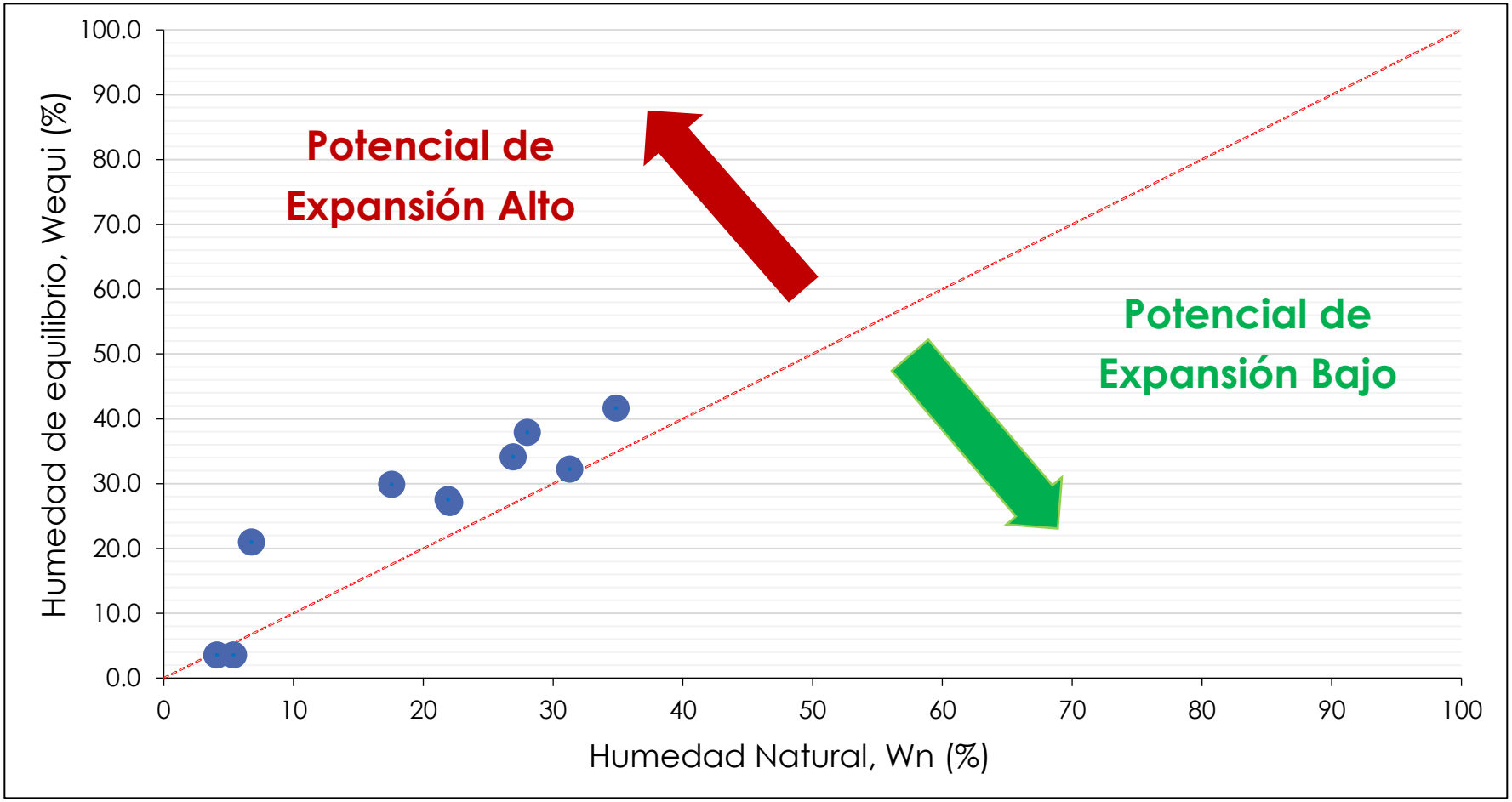
Apiques	Profundidad (m)	Muestra	Descripción General	Límites de consistencia %			Humedad natural, Wn (%)	IL	Evaluación de Expansividad	Potencial de Expansión					
				LL	LP	IP				LL	IP	Humedad de Equilibrio, Wequi (%)	Potencial	Peso Unitario Seco (ton/m³)	Pex (Ton/m²)
APIQUE 1	0.00 - 0.40	1	Grava limosa con arena	0	0	0	5	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3.6	Potencial Bajo	1.160	0.057
	0.40 - 0.70	2	Limo arenoso de alta plasticidad	50	29	21	22	-0.35	Expansible	Medio	Medio	27.1	Potencial Alto	1.320	0.287
	1.20 - 1.50	3	Limo de alta plasticidad	65	34	31	27	-0.23	Expansible	Muy Alto	Alto	34.2	Potencial Alto	1.503	0.574
APIQUE 2	0.00 - 0.25	1	Grava mal gradada con limo y arena	0	0	0	4	N/A	No Expansible	Bajo	Bajo	3.6	Potencial Bajo	1.485	0.102
	0.25 - 0.75	2	Limo arenoso de alta plasticidad	51	29	22	22	-0.34	Expansible	Alto	Medio	27.6	Potencial Alto	1.587	0.456
	1.20 -1.50	3	Limo de muy alta plasticidad	81	37	44	35	-0.05	Expansible	Muy Alto	Muy Alto	41.7	Potencial Alto	1.366	0.613
APIQUE 3	0.00 - 0.50	1	Grava mal gradada con limo y arena	37	25	12	7	-1.51	Expansible	Bajo	Medio	21.0	Potencial Alto	1.593	0.601
	1.20 -1.50	2	Arcilla de muy alta plasticidad	73	31	42	28	-0.08	Expansible	Muy Alto	Muy Alto	37.9	Potencial Alto	1.464	0.742
APIQUE 4	0.00 - 0.50	1	Arcilla de alta plasticidad con presencia de arena	56	26	30	18	-0.27	Expansible	Alto	Alto	29.9	Potencial Alto	1.424	0.590
	1.20 -1.50	2	Limo de alta plasticidad	61	32	29	31	-0.03	Expansible	Alto	Alto	32.3	Potencial Alto	1.471	0.344

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.

Sondeos	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)
Sondeo 1	0.50 - 2.00	1	Limo de muy alta plasticidad	75	39	36	34	-0.13	Expansible	Muy Alto	Muy Alto	38.9	Potencial Alto	1.005	0.274
	2.50 - 4.00	2	Arcilla de alta plasticidad	51	27	24	31	0.17	Expansible	Alto	Alto	27.6	Potencial Bajo	1.128	0.127
	4.50 - 5.00	3	Arcilla de muy alta plasticidad	81	36	45	42	0.12	Expansible	Muy Alto	Muy Alto	41.7	Potencial Bajo	1.108	0.270
	5.50 - 6.00	4	Arcilla de alta plasticidad	65	31	34	34	0.09	Expansible	Muy Alto	Muy Alto	34.2	Potencial Bajo	1.245	0.247
Sondeo 2	0.50 - 2.00	1	Limo de alta plasticidad con presencia de arena	65	36	29	36	0.02	Expansible	Muy Alto	Alto	34.2	Potencial Bajo	1.011	0.150
	2.50 - 3.00	2	Arcilla de alta plasticidad	64	31	33	38	0.22	No Expansible	Muy Alto	Muy Alto	33.7	Potencial Bajo	1.051	0.139
	3.50 - 4.00	3	Arcilla de alta plasticidad	58	24	34	35	0.32	No Expansible	Alto	Muy Alto	30.9	Potencial Bajo	1.140	0.142
	4.50 - 5.00	4	Arcilla de alta plasticidad	68	26	42	38	0.29	No Expansible	Muy Alto	Muy Alto	35.6	Potencial Bajo	1.183	0.207
	5.50 - 6.00	5	Arcilla de alta plasticidad	59	26	33	34	0.24	No Expansible	Alto	Muy Alto	31.3	Potencial Bajo	1.293	0.204

Tabla 7. Presión de Expansión. Apiques y Sondeos- INGELABCON SAS.
Fuente: elaboración propia

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.



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.

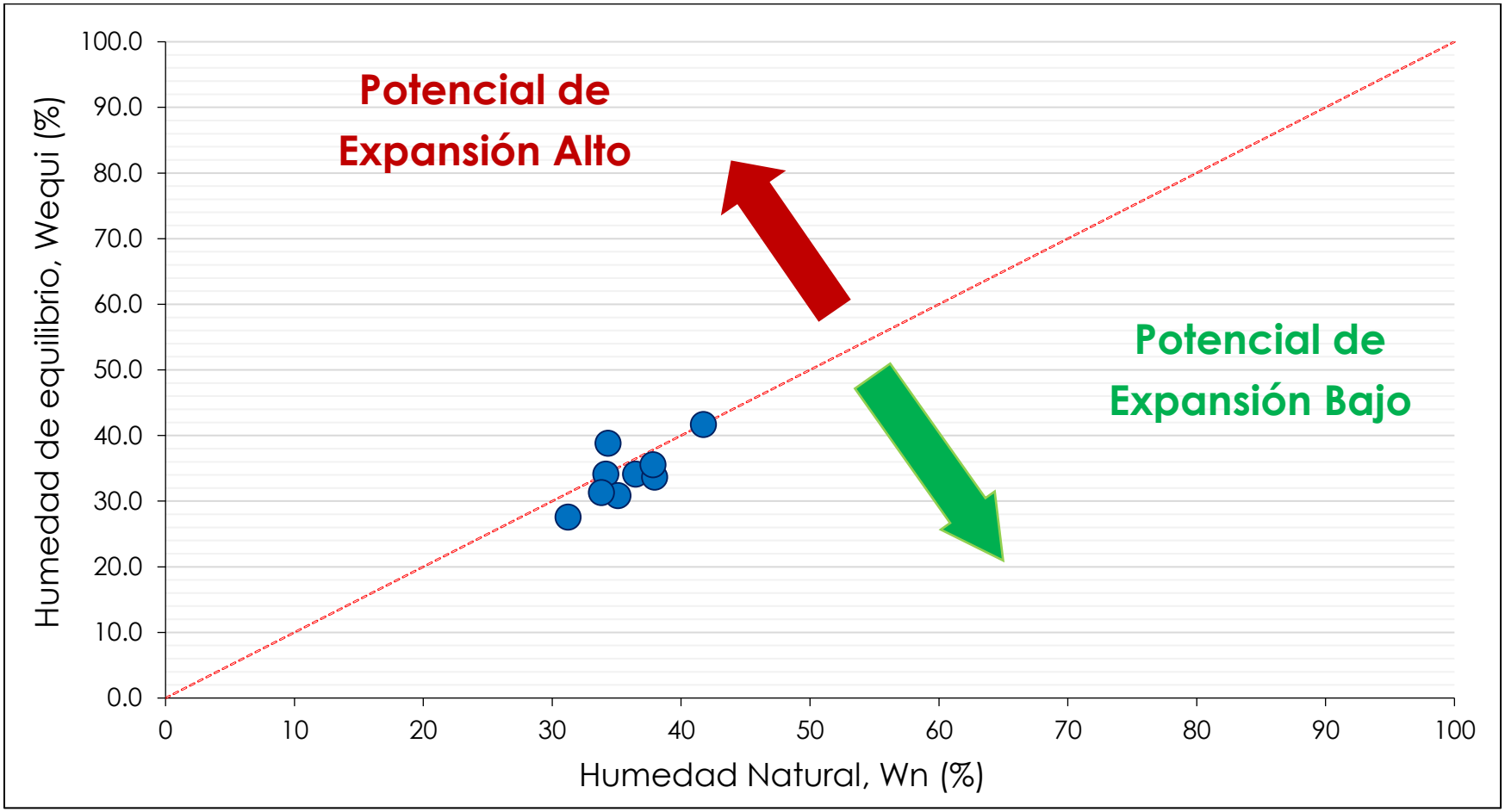


Figura 8. Humedad de equilibrio apiques y sondeos, Wequi Vs Humedad natural, Wn.
Fuente: Elaboración propia

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 apiques y 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.

Para las muestras que presentan potencial bajo, esto significa que conlleva a manifestar que para estos suelos no se espera que presenten cambios volumétricos por la avidez al agua.

De la evaluación realizada, se tiene que la presión probable de expansión de campo oscila entre ***0.057 Ton/m² y 0.742 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 estructura que pueda contrarrestar las presiones o expansiones probables en las zonas con mayor potencial de expansión.

A partir del ejercicio anterior se concluye que los materiales que componen el sector de estudio presentan muestras alternadas con un ***potencial de expansión bajo*** y otras en su ***mayoría con un potencial de expansión alto,*** por lo que se recomienda analizar la presión que ejercen estos estratos para tenerlo en cuenta durante el proceso constructivo y así no poner en peligro la estabilidad de las obras en los sectores. En el **Anexo 2**, se presenta la memoria de cálculo del Análisis de Potencial de Expansión de los apiques y sondeos realizados.

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.

9. DETERMINACIÓN DEL POTENCIAL 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:

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

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: Con los resultados anteriores se puede establecer que no se presentan estratos potencialmente licuables en los sondeos analizados.

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.

Sondeo	Profundidad de la muestra (m)			Tipo de Material	SPT	s' (Ksf)	C_N	N_1	$N1_{60}$	P. Unitario	Pasa N° 200	Esfuerzos				SISMICIDAD				CSR	N160 cs	CRR	FS	Potencial Licuación
	Inicial	Final	Media		N (golpes/pie)					Seco (KN/m3)		Esfuerzo Vertical Total y Efectivo												
												s (kPa)	N.F (m)	m	s' (kPa)	Aa ó Ss	Fa	Amax	Ksth					
SONDEO 1	0.50	2.00	1.25	Limo de muy alta plasticidad	3	0.26	1.68	5	4	10.05	100%	12.56	3.50	0.00	12.56	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	3.75	0.06	3.88	No Licuable
	2.50	4.00	3.25	Arcilla de alta plasticidad	7	0.66	1.37	10	7	11.28	93%	36.66	3.50	4.91	31.75	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	7.13	0.09	4.87	No Licuable
	4.50	5.00	4.75	Arcilla de muy alta plasticidad	10	0.79	1.31	13	10	11.08	97%	52.62	3.50	14.72	37.91	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	9.75	0.11	5.19	No Licuable
	5.50	6.00	5.75	Arcilla de alta plasticidad	13	0.98	1.24	16	12	12.45	99%	71.58	3.50	24.53	47.05	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	11.98	0.13	5.68	No Licuable
SONDEO 2	0.50	2.00	1.25	Limo de alta plasticidad con presencia de arena	4	0.26	1.68	7	5	10.11	85%	12.64	3.50	0.00	12.64	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	4.99	0.07	4.42	No Licuable
	2.50	3.00	2.75	Arcilla de alta plasticidad	6	0.60	1.40	8	6	10.51	98%	28.91	3.50	0.00	28.91	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	6.25	0.08	5.14	No Licuable
	3.50	4.00	3.75	Arcilla de alta plasticidad	9	0.79	1.31	12	9	11.40	96%	42.75	3.50	4.91	37.84	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	8.78	0.10	5.80	No Licuable
	4.50	5.00	4.75	Arcilla de alta plasticidad	12	0.87	1.28	15	12	11.83	96%	56.18	3.50	14.72	41.47	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	11.43	0.13	6.04	No Licuable
	5.50	6.00	5.75	Arcilla de alta plasticidad	15	1.04	1.22	18	14	12.93	99%	74.34	3.50	24.53	49.82	0.10	2.50	0.25	0.20	0.02	13.60	0.15	6.47	No Licuable

Tabla 8. Resultados Análisis de Licuación-Sondeos.
Fuente: Elaboración Propia

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.

10. ANÁLISIS DE RESULTADOS DE ENSAYO CBR Y PARA RECOMENDACIÓN DE MEJORAMIENTO DE LA SUBRASANTE

La condición de la subrasante juega un papel fundamental para poder desarrollar un diseño óptimo de una placa de concreto, por tal motivo es necesario conocer su potencial expansivo y su capacidad portante la cual es expresada por medio de la resistencia al corte o rigidez bajo carga cíclica. Para conocer la capacidad de resistencia se utiliza el ensayo desarrollado por Stanton y Porter en 1929 "CBR Californian Bearing Ratio". En Colombia este ensayo se realiza bajo los lineamientos que se especifican por INVIAS (INV. E-148-22), basado en AASHTO 193-72. En este ensayo el CBR se determina como parámetro mecánico y puede ser realizado in situ o en laboratorio. Cabe resaltar que, para caracterizar la subrasante en laboratorio, se debe realizar sobre muestras inalteradas, dicho de otra forma, no se puede cuantificar de manera directa este parámetro mecánico sobre suelos friccionantes o gruesos (gravas y arenas).

Con el fin de determinar la capacidad portante del suelo de subrasante o competencia mecánica de los materiales de fundación de la estructura, se realizaron cuatro (4) ensayos de relación de soporte de California (CBR, por sus siglas en inglés, California Bearing Ratio). A continuación, se resumen los valores obtenidos:

N° de Apique	TIPO DE CBR	CBR					
		Sin sumergir			Sumergido		
		CBR, 0.1" (%)	CBR, 0.2" (%)	HUMEDAD (%)	CBR, 0.1" (%)	CBR, 0.2" (%)	HUMEDAD (%)
CBR1	INALTERADO	3.44	3.36	26.93%	1.96	2.31	36.37%
CBR2	INALTERADO	4.18	3.48	34.86%	1.96	2.00	48.95%
CBR3	INALTERADO	3.41	3.09	28.01%	1.52	1.56	43.19%
CBR4	INALTERADO	4.16	3.65	31.29%	1.48	1.45	50.57%

Tabla 9. Resultados de CBR.
Fuente: Elaboración propia

De acuerdo con los resultados para los ensayos de laboratorio, se encontró que el CBR sumergido oscila entre 1.48 % y 2.31% a lo largo del área en condición saturada. En el **Anexo 4**, se presenta el resultado del CBR.

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

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 análisis CBR de diseño se realizará aplicando la siguiente metodología para su selección: cuando se tengan menos de 5 resultados, se recomienda aplicar la metodología del promedio o tomar el menor valor de resistencia, cuando se tengan 5 resultados o más, se pueden usar otros métodos por ejemplo por el criterio de la media o promedio.

El cálculo del CBR de diseño se realizó aplicando la metodología del promedio y según lo anterior, el ***CBR de diseño será igual a 0.65%.***

Localización	Apique N°	CBR Promedio (%)	CBR (%) Seleccionado
Cancha Mocarí	AP 1	2.31	1.84
	AP 2	2.00	
	AP 3	1.56	
	AP 4	1.48	

Tabla 10. Selección del CBR de diseño.

10.1 Análisis de la Capacidad Portante de la Subrasante

Según los ensayos de laboratorio y el presente estudio geotécnico, el suelo de la vía de estudio presenta problemas de capacidad de soporte por baja resistencia al corte, por lo cual es necesario realizar un reemplazo de la subrasante por un material seleccionado con características granulares evitando así asentamientos por consolidación de suelos y fenómeno de bombeo que se puede producir en las losas de pavimento rígido. Ya que la composición geotécnica de la subrasante está dada por suelos arcillosos de alta plasticidad presentando baja resistencia y afectando la capacidad portante.

Como se puede observar en los resultados que se obtuvieron en los estudios de suelo, el suelo de soporte no cumple en muchos de los casos, con el valor mínimo requerido de una subrasante (CBR = 3%) ya que el CBR de diseño hallado fue **1.84%** ≈ Mr= 265.36 Kg/cm2, correlación obtenida de la ecuación $Mr=2555*(CBR^{0.64})*0.0703$), presentada por Lister y Powell (1987), la cual es la utilizada en la metodología mecánico - empírica para el método de diseño INVIAS 2022.

10.1.1 Condiciones de la Subrasante

Este parámetro es de gran importancia a la hora de evaluar condiciones de mejoramiento o reemplazo de la subrasante, definir si son suelos granulares de los cuales nos interesa conocer la resistencia o si son suelos finos de los cuales nos interesa la estabilidad volumétrica.

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.

Generalmente los suelos de subrasante son suelos arcillosos, limosos o materiales finos con alta plasticidad, los cuales tienden a ser colapsables. Los resultados geotécnicos, permiten observar dentro del análisis granulométrico de las muestras estudiadas en función del porcentaje que pasa el tamiz No 200 que tipo de material es: material arcilloso y limoso de mediana plasticidad.

Localización	Apique N°	Muestra	Profundidad (m)	% Que Pasa Tamiz No 200 (%)	Tipo de Suelo
Cancha Mocarí	1	3	1.20 - 1.50	98.9	Limo de alta plasticidad
	2	3	1.20 - 1.50	98.6	Limo de muy alta plasticidad
	3	2	1.20 - 1.50	94.6	Arcilla de muy alta plasticidad
	4	2	1.20 - 1.50	970	Limo de alta plasticidad

Tabla 11 Definición de la subrasante en función del % que pasa el tamiz No 200 apiques

Como la subrasante está conformada en su gran mayoría por suelos finos tipo limo y arcilla se considera un potencial de cambio volumétrico, y por suelos con baja resistencia a corte, es necesario realizar un reemplazo de la subrasante por un material granular que cumpla las especificaciones técnicas de INVIAS.

A continuación, se presenta una metodología para calcular el espesor de mejoramiento de la subrasante en función del CBR del suelo de reemplazo que permite encontrar un CBR equivalente.

10.2 Mejoramiento de la capacidad portante de la subrasante.

Para determinar el espesor de mejoramiento de la subrasante empleamos la metodología de Ivanov que permite calcular el espesor del refuerzo de mejoramiento de la subrasante, el cual plantea una ecuación en función del espesor del material de mejoramiento y su módulo, el módulo de resiliencia de las condiciones actuales de la subrasante y el radio del área cargada.

Es necesario garantizar que en todo el tramo vial el material encontrado en campo cumpla con un valor mínimo requerido para una subrasante de buenas condiciones. un mejoramiento en la subrasante ya que el suelo de soporte no cumple con el valor mínimo requerido para una subrasante de buenas condiciones. El material de mejoramiento a emplear debe cumplir con los requerimientos de la (tabla 8.12 Pavimentos (Materiales, Construcción y Diseño),

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.

Hugo Rondón y Freddy Reyes), debe tener un valor de **CBR mínimo de 3% y/o más** para afirmados y subbase, además debe cumplir con las especificaciones del articulo 230-22 de la norma INVIAS.

CBR [%]	Clasificación general	Usos
0 - 3	Muy pobre	Subrasante
3 - 7	Pobre a regular	Subrasante
7 - 20	Regular	Afirmados y subbase
20 - 50	Bueno	Subbase y base
>50	Excelente	Base

Tabla 12. Clasificación del suelo según el CBR de la subrasante.
Fuente: Tabla 8.12 Pavimentos (Materiales, Construcción y Diseño), Hugo Rondón y Freddy Reyes.

Para determinar el módulo resiliente de la subrasante y del material de mejoramiento se utilizó la correlación con el valor de CBR cuya expresión es $Mr=2555*(CBR^{0.64})$ *0.0703, adicional a esto para obtener el CBR de diseño equivalente se plantea el cálculo del modelo resiliente equivalente, mediante la formulación propuesta por IVANOV.

$$E_e = \frac{E_0}{1 - \frac{2}{\pi}\left(1 - \frac{1}{n^{3.5}}\right)\arctan\left(\frac{ns}{2a}\right)}$$

$$n = 2.5\sqrt{\frac{E_1}{E_0}}$$

EC

Donde:
Ee: Modulo resiliente equivalente (kg/cm2)
E0: Modulo resiliente del material de la subrasante (kg/cm2)
E1: Modulo resiliente del material de mejoramiento (kg/cm2)
n: Modulo ponderado de las capas
s: Espesor del material de mejoramiento (cm)
a: Radio del área cargada (cm)

La ecuación 1, permite encontrar una equivalencia del módulo de resiliencia y CBR de diseño, el cual según especificaciones y experiencia debe estar limitado a 3.0%, para lo cual se considera que el CBR del material de reemplazo equivale a 10%. En nuestro caso el CBR equivalente es igual a **0.77%.** En la siguiente tabla se reporta el resultado de la modelación utilizando la teoría de Ivanov.

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.

Metodología Ivanov		
CBR Subrasante (%)	1.84	CBR suministrado estudio geotécnico
CBR Material de mejoramiento (%)	**10**	CBR del material de remplazo
MR subrasante (Kg/cm2)	265.38	Módulos resilientes por correlación (MR=2555*CBR^0.64) *0.070307. Lister y Powell (1987)
MR Mejoramiento (Kg/cm2)	**784.13**	
N	1.54	Modulo ponderado de las Capas
2a (cm)	30.14	Radio del área cargada (15.07)
s (cm)	15	Espesor del material de mejoramiento
MR Equivalente (Kg/cm2)	**393.36**	Modulo resiliente equivalente (Ivanov)
MR Equivalente (PSI)	**5594.85**	
CBR de Diseño Equivalente (%)	3.4	CBR de diseño

Tabla 13. Capacidad de soporte equivalente metodología IVANOV-CBR 3%.
Fuente: Elaboración propia.

De lo anterior se infiere que el mejoramiento que debe tener la estructura donde ira la losa de concreto es de **15 cm** de un material seleccionado con **CBR de 10%,** esto mejora la capacidad de soporte del conjunto para el periodo de construcción y el periodo de diseño.

En el **Anexo 5**, se presenta el cálculo de mejoramiento por la metodología de Ivanov.

Reemplazo con espesor de 15 cm para mejoramiento de la subrasante, CBR: 10%
Material existente en campo según estudio geotécnico

Ilustración 1 Modelo estructural de mejoramiento de la subrasante metodología IVANOV.
Fuente: Elaboración propia.

10.3 Análisis del Potencial de Expansión

Un factor que influye contundentemente en el comportamiento del suelo es la expansividad, para determinar la influencia del factor expansividad a la hora de recomendar una estructura de pavimento que cumpla con las condiciones mecánicas que contrarresten la posible expansividad generada por la subrasante.

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 este proyecto el valor de expansividad máximo encontrado de las exploraciones realizadas en campo fue de ***0.742 Ton/m²***, lo cual indica que la subrasante necesita material seleccionado para compensar las posibles sobrecargas producidas por el suelo, para ello se recomienda una capa de mejoramiento de **15 cm** sobre el área del proyecto y así contrarrestaríamos la posible expansión de los suelos encontrados en condiciones de saturación.

Estructura para evitar Expansión			
Material	**Espesor (m)**	**ɣ (Ton/m³)**	**σ (Ton/m²)**
Losa	0.15	2.40	0.36
Mejoramiento en Afirmado	0.15	2.00	0.30
Esfuerzo Total Estructura (Ton/m²)			**0.66**

Tabla 14. Análisis de expansión. Fuente: Elaboración propia.

De la Tabla anterior, se tiene que el esfuerzo total producido por la estructura corresponde a **0.660 Ton/m²,** con lo que no se contrarrestaría la presión más crítica ejercida por el suelo, por tal motivo se deberá aumentar el espesor de mejoramiento para lograr contrarrestar dicha presión.

A continuación, se realiza nuevamente el análisis, con el fin de determinar el espesor de mejoramiento adecuado para contrarrestar la expansión más crítica.

Estructura para evitar Expansión			
Material	**Espesor (m)**	**ɣ (Ton/m³)**	**σ (Ton/m²)**
Losa	0.15	2.40	0.36
Mejoramiento en Afirmado	0.20	2.00	0.40
Esfuerzo Total Estructura (Ton/m²)			**0.76**

De la Tabla anterior, se tiene que el esfuerzo total producido por la estructura planteada corresponde a **0.760 Ton/m²,** con lo que se contrarrestaría la presión más crítica ejercida por el suelo.

10.4 Estructura Recomendada

En general, la estructura recomendada por esta consultoría está compuesta por una capa de material seleccionado, de acuerdo con lo establecido en las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2022.

En este caso el suelo presenta un CBR<3%, lo cual indica que necesita material seleccionado para mejorar su capacidad portante, de lo anterior se infiere que el

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.

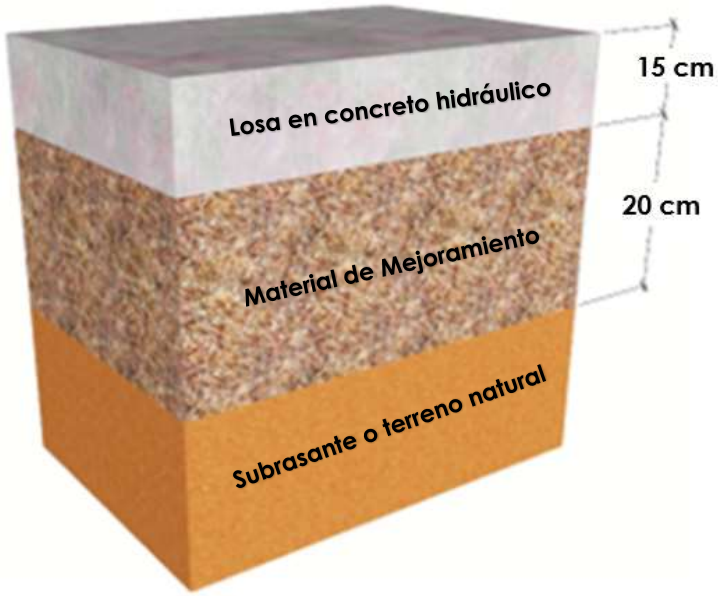
espesor de mejoramiento que debe tener la estructura es de **20 cm en Afirmado** para garantizar que se contrarrestara la posible expansión de los suelos encontrados en condiciones de saturación y cumplir con un CBR de Diseño Equivalente de **3%** además de presentar un **CBR de 10%**.

El material de mejoramiento que se deberá utilizar debe cumplir con las especificaciones técnicas de un **material de Afirmado Art. INV-311-22** de la normativa INVIAS.

TRAMO	MATERIAL DE MEJORAMIENTO	CBR EQUIVALENTE	CAPA DE MEJORAMIENTO
Cancha Mocarí	AFIRMADO ART. INV-311-22	**3%**	**20 cm**

Tabla 15. Análisis de mejoramiento.
Fuente: Elaboración propia.

En la siguiente ilustración, se presenta el esquema de la estructura propuesta



Fuente: Elaboración propia.
Ilustración 2 Modelo estructural de mejoramiento para el pavimento

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.SISMICIDAD

11.1 Movimientos Sísmicos de Diseño.

- Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectiva, representada por el parámetro Aa, y de la velocidad pico efectiva, representada por el parámetro Av, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para efectos de este Reglamento, deben determinarse de acuerdo con A.2.2.2 y A.2.2.3. (NSR10-Titulo a).

- Se determina el número de la región en donde está localizada la edificación usando para Aa el mapa de la figura A.2.3-2 y el número de la región donde está localizada la edificación para Av, en el mapa de la figura A.2.3-3. (NSR10-Titulo a).

- Los valores de Aa y Av se obtienen de la tabla A.2.2-1, en función del número de la región determinado en A.2.2.2. Para las ciudades capitales de departamento del país los valores se presentan en la tabla A.2.3-2 y para todos los municipios del país en el Apéndice A-4 incluido al final del presente Título. (NSR-10-Titulo a).

Región Nº	Valor de A_a o de A_v
10	0.50
9	0.45
8	0.40
7	0.35
6	0.30
5	0.25
4	0.20
3	0.15
2	0.10
1	0.05

Tabla 16. Valores de Aa y de Av, según las regiones De los mapas (tabla A.2.2-1- NSR10)

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.

11.2 Zona de Amenaza Sísmica

La edificación debe localizarse dentro de una de las zonas de amenaza sísmica que se definen en esta sección y que están presentadas en el Mapa de la figura A.2.3-1.

- **Zona de amenaza sísmica baja:** Es el conjunto de lugares en donde tanto Aa como Av son menores o iguales a 0.10. Véase la tabla A.2.3-1.

- **Zona de amenaza sísmica intermedia:** Es el conjunto de lugares en donde Aa o Av, o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

- **Zona de amenaza sísmica alta:** Es el conjunto de lugares en donde Aa o Av, o ambos, son mayores que 0.20. Véase la tabla A.2.3-1.

Mayor valor entre A_a y A_v	Asociado en mapas de las figuras A.2.3-2 y A.2.3-3 a Región Nº	Amenaza Sísmica
0.50	10	Alta
0.45	9	Alta
0.40	8	Alta
0.35	7	Alta
0.30	6	Alta
0.25	5	Alta
0.20	4	Intermedia
0.15	3	Intermedia
0.10	2	Baja
0.05	1	Baja

Tabla 17. Nivel de amenaza sísmica según valores de Aa y de Av (TABLA A.2.3-1).

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.

Ciudad	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica
Arauca	0.15	0.15	Intermedia
Armenia	0.25	0.25	Alta
Barranquilla	0.10	0.10	Baja
Bogotá D. C.	0.15	0.20	Intermedia
Bucaramanga	0.25	0.25	Alta
Cali	0.25	0.25	Alta
Cartagena	0.10	0.10	Baja
Cúcuta	0.35	0.30	Alta
Florencia	0.20	0.15	Intermedia
Ibagué	0.20	0.20	Intermedia
Leticia	0.05	0.05	Baja
Manizales	0.25	0.25	Alta
Medellín	0.15	0.20	Intermedia
Mitú	0.05	0.05	Baja
Mocoa	0.30	0.25	Alta
Montería	0.10	0.15	Intermedia
Neiva	0.25	0.25	Alta
Pasto	0.25	0.25	Alta
Pereira	0.25	0.25	Alta
Popayán	0.25	0.20	Alta
Puerto Carreño	0.05	0.05	Baja
Puerto Inírida	0.05	0.05	Baja
Quibdó	0.35	0.35	Alta
Riohacha	0.10	0.15	Intermedia
San Andrés, Isla	0.10	0.10	Baja
Santa Marta	0.15	0.10	Intermedia
San José del Guaviare	0.05	0.05	Baja
Sincelejo	0.10	0.15	Intermedia
Tunja	0.20	0.20	Intermedia
Valledupar	0.10	0.10	Baja
Villavicencio	0.35	0.30	Alta
Yopal	0.30	0.20	Alta

Tabla 18. Valor de Aa y de Av para las ciudades capitales de departamento (TABLA A.2.3-2 NSR10)

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.

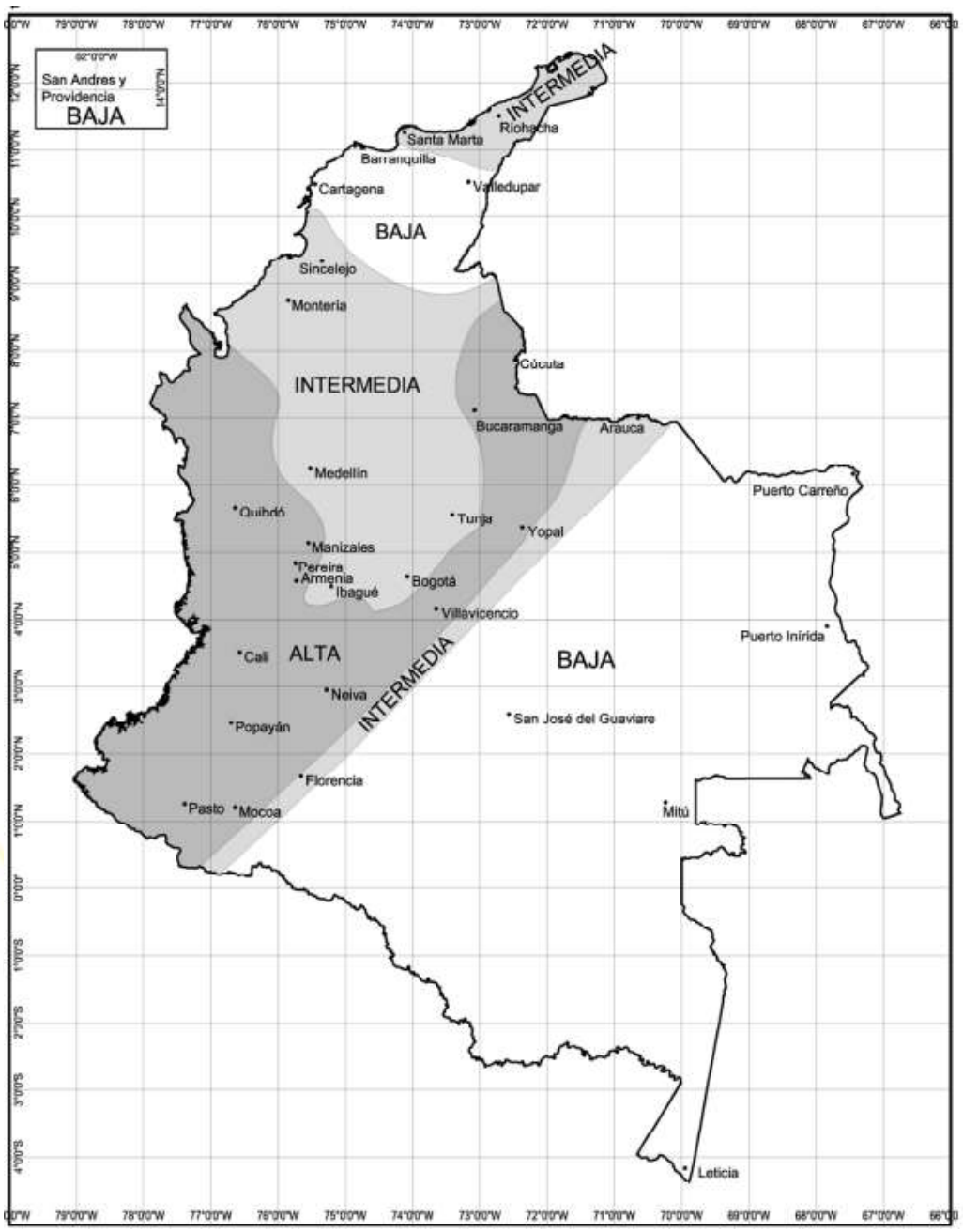


Figura 9. Zonas de Amenaza Sísmica aplicable a edificaciones para la NSR-10 en función de Aa y Av (FIGURA A.2.3-1 NSR10).

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.

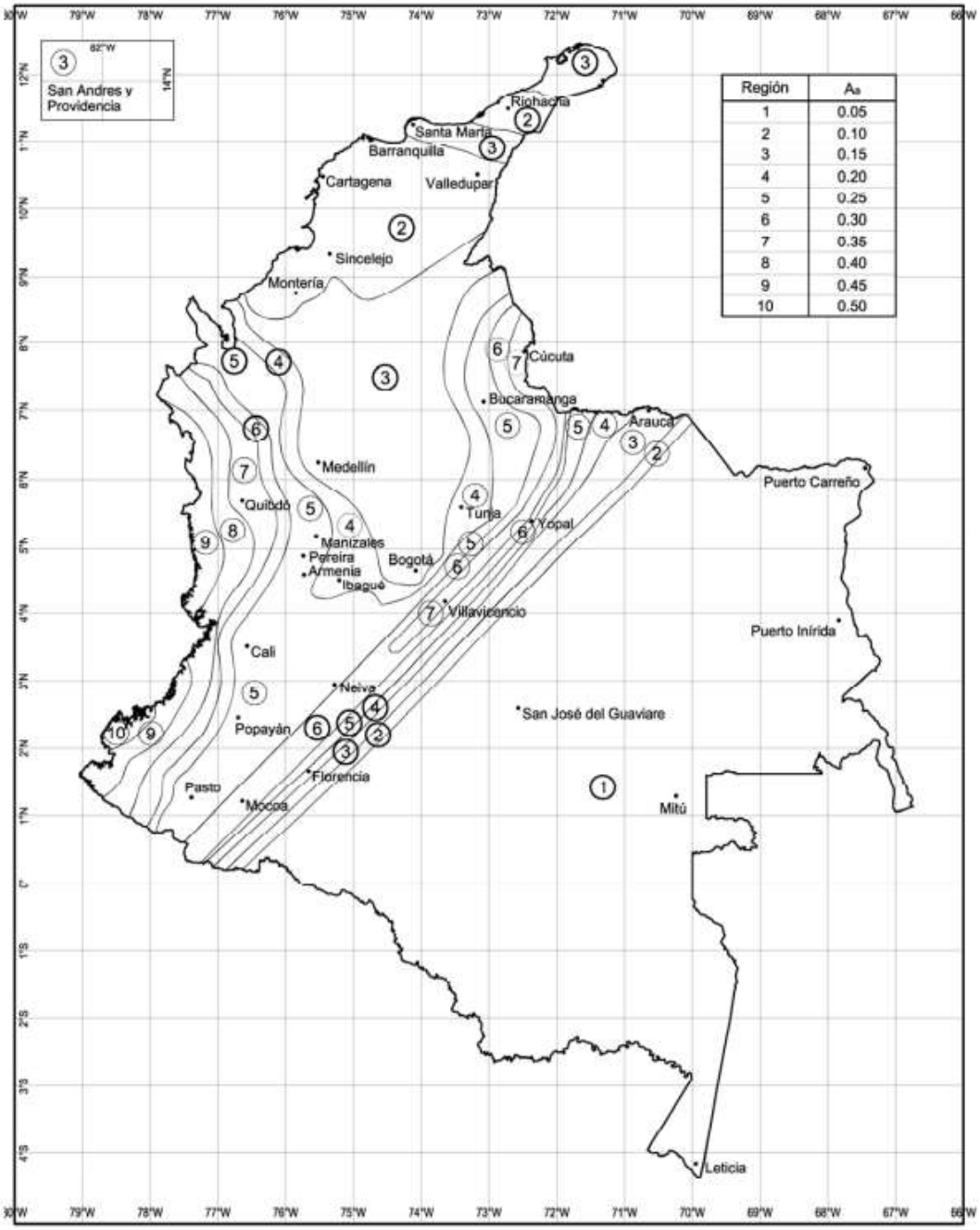


Figura 10. Mapa de valores de Aa (FIRGURA A.2.3-2 NSR10).

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.

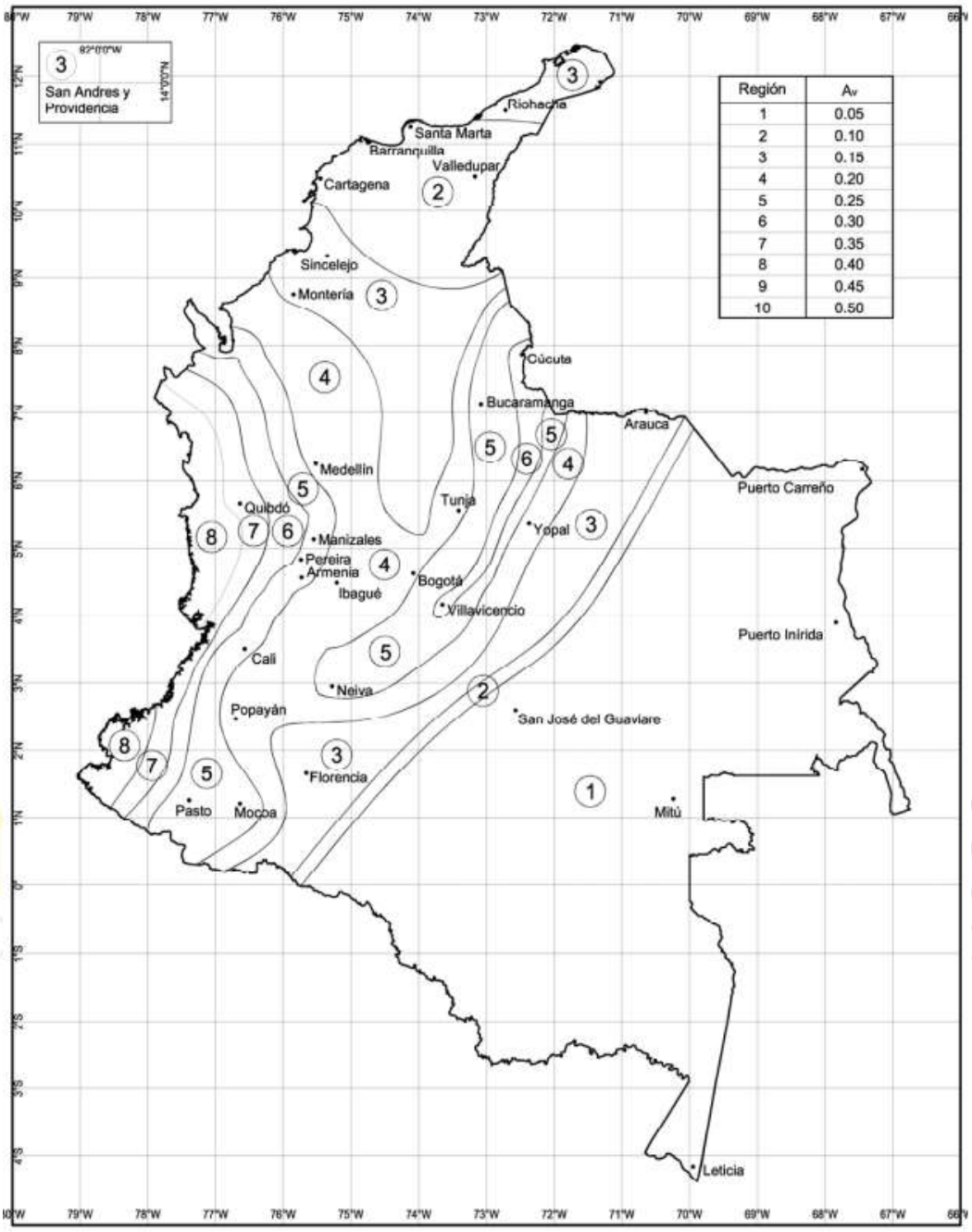


Figura 11. Mapa de valores de Av (FIGURA A.2.3-3).

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.

11.3 Efectos Locales.

En esta sección se dan los tipos de perfil de suelo y los valores de los coeficientes de sitio. El perfil de suelo debe ser determinado por el ingeniero geotécnista a partir de unos datos geotécnicos debidamente sustentados.

- **General.**

Se prescriben dos factores de amplificación del espectro por efectos de sitio, Fa y Fv, los cuales afectan la zona del espectro de períodos cortos y períodos intermedios, respectivamente. Los efectos locales de la respuesta sísmica de la edificación deben evaluarse con base en los perfiles de suelo dados a continuación, independientemente del tipo de cimentación empleado. La identificación del perfil de suelo se realiza a partir de la superficie del terreno. Cuando existan sótanos, o en edificio en ladera, el ingeniero geotécnista, de acuerdo con el tipo de cimentación propuesta, puede variar el punto a partir del cual se inicia la definición del perfil, por medio de un estudio acerca de la interacción que pueda existir entre la estructura de contención y el suelo circundante; pero en ningún caso este punto puede estar por debajo de la losa sobre el terreno del sótano inferior.

- **Estabilidad del depósito de suelo:** Los perfiles de suelo presentados en esta sección A.2.4 hacen referencia a depósitos estables de suelo. Cuando exista la posibilidad de que el depósito no sea estable, especialmente ante la ocurrencia de un sismo, como puede ser en sitios en ladera o en sitios con suelos potencialmente licuables, no deben utilizarse las definiciones dadas y hay necesidad de realizar una investigación geotécnica que identifique la estabilidad del depósito, además de las medidas correctivas, si son posibles, que se deben tomar para poder adelantar una construcción en el lugar. El estudio geotécnico debe indicar claramente las medidas correctivas y los coeficientes de sitio que se debe utilizar en el diseño, dado que se lleven a cabo las medidas correctivas planteadas. La construcción de edificaciones en el sitio no puede adelantarse sin tomar medidas correctivas, cuando éstas sean necesarias.

11.4 Parámetros Empleados en la Definición del Tipo de Perfil de Suelo.

A continuación, se definen los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.0 m de espesor del suelo. Estos parámetros son (a) la velocidad media de la onda de cortante, s v , en m/s, (b) el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, N , en golpes/píe a

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.

lo largo de todo el perfil, o, (c) cuando se trate de considerar por separado los estratos no cohesivos y los cohesivos del perfil, para los estratos de suelos no cohesivos se determinará el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar, Nch , en golpes/píe, y para los cohesivos la resistencia media al corte obtenida del ensayo para determinar su resistencia no drenada, us , en kPa. Además, se emplean el Índice de Plasticidad (%) IP, y el contenido de agua en porcentaje, w.

11.5 Definición del Tipo de Perfil de Suelo.

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1.

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ 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> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ 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 > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$
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)	

Tabla 19. Clasificación de los perfiles de suelo. Fuente NSR-10 Tabla 2.4-1

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.

Tipo de Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_a \leq 0.1$	$A_a = 0.2$	$A_a = 0.3$	$A_a = 0.4$	$A_a \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 20. Valores del coeficiente Fa, para la zona de periodos cortos del espectro.

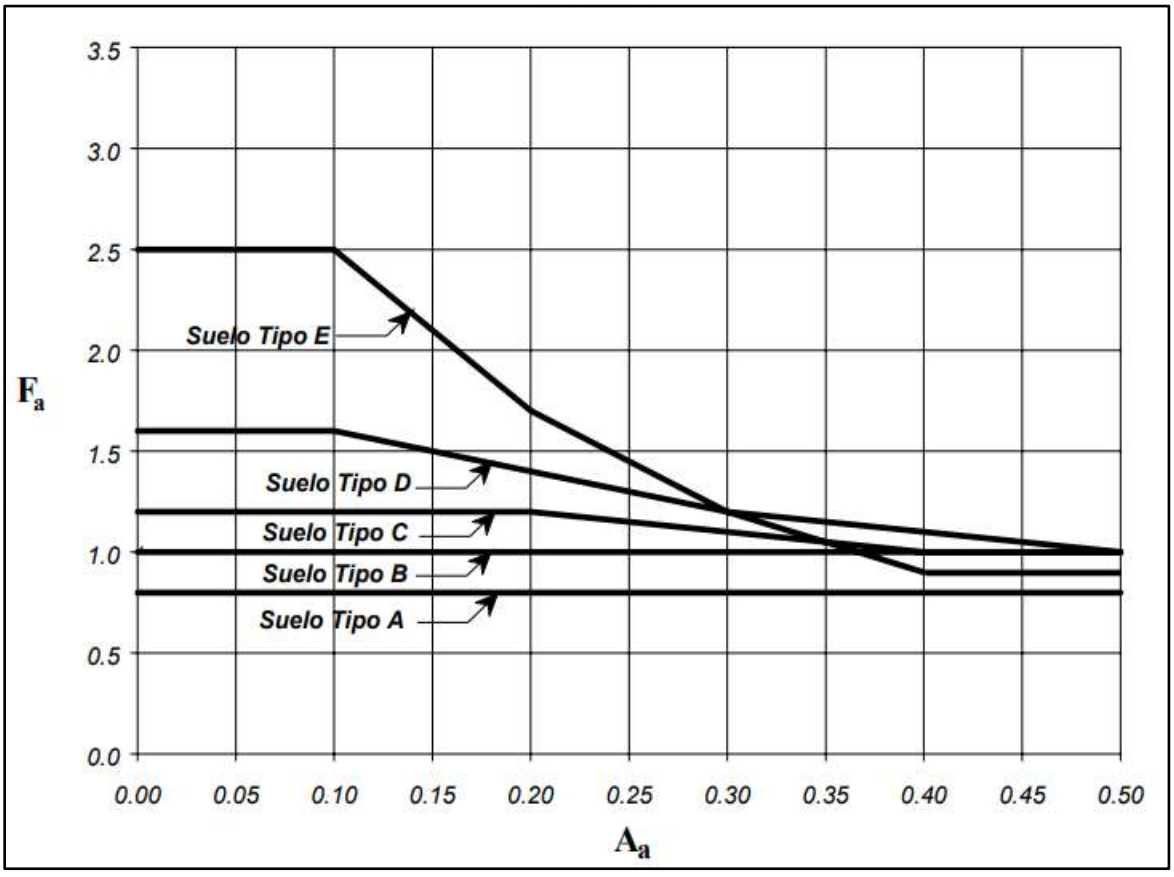


Figura 12. Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de períodos cortos del espectro.

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 Perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	$A_v \leq 0.1$	$A_v = 0.2$	$A_v = 0.3$	$A_v = 0.4$	$A_v \geq 0.5$
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	véase nota	véase nota	véase nota	Véase nota	véase nota

Nota: Para el perfil tipo **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda de acuerdo con A.2.10.

Tabla 21. Valores del coeficiente Fv, para la zona de períodos intermedios del espectro.

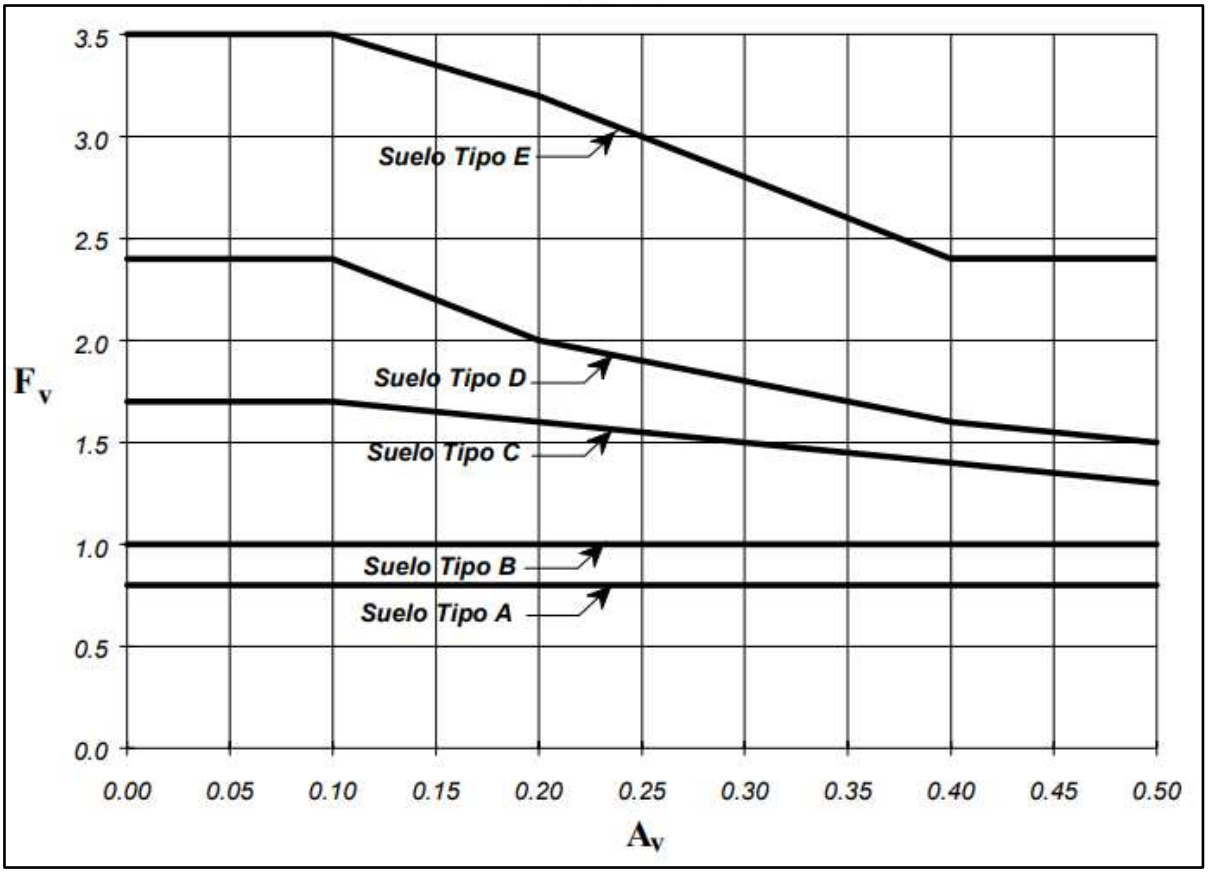


Figura 13. Coeficiente de amplificación Fv del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro.

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.

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 proyectado**: CANCHA MOCARÍ.**

- **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 ***el tipo de suelos es E dado que el promedio de numero de golpes se encuentra por debajo del promedio de 15 – 50 golpes, con un valor de 5 golpes.*** En la **Tabla 20,** 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.

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

Perfil de Suelo	Aa	Fa	Av	Fv
E	0.10	2.50	0.20	3.20

Tabla 22. Valores de Aa, Fa, Av y Fv.

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.

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. FORMULACIÓN PARA LOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En este capítulo se presenta la formulación adoptada para la estimación de los parámetros de diseño de los materiales del perfil lito estratigráfico determinado para cada uno de los sondeos realizados.

12.1 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)**

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

(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:

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.

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	$C_n = \frac{325}{(102 + 203Rs)}$

Tabla 23. Propuestas para el factor de corrección por confinamiento.

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.
σv: 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.
μw: Presión de poros
Rs: Parámetro utilizado para el cálculo de Cn.
φ: Ángulo de fricción interna.

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.

Según los factores de corrección propuestos en la tabla anterior, se presentan las fórmulas para el cálculo del ángulo de fricción.

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

Tabla 24. Propuestas para el cálculo del ángulo de fricción equivalente.

12.2 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 a continuación.

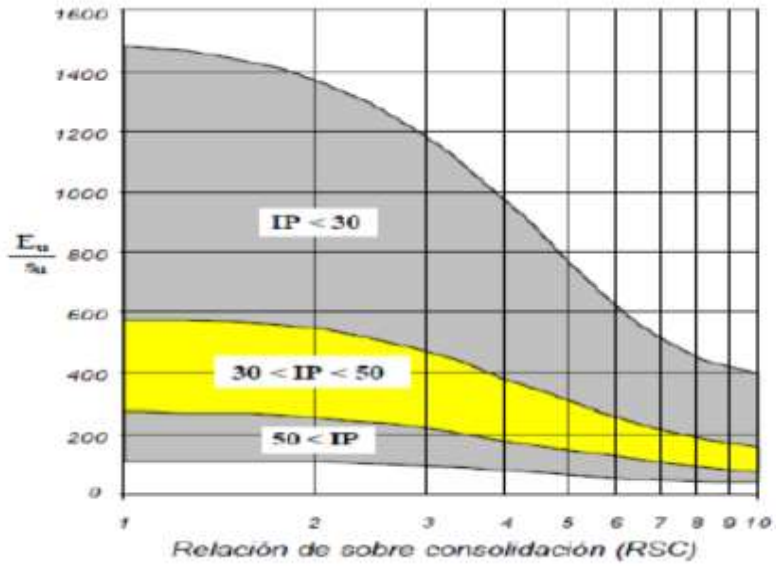


Figura 14. Correlación entre la resistencia al corte no drenado y el módulo de elasticidad no drenado

El módulo de Young en suelos granulares se estimará empleando las correlaciones planteadas por Bowles (1996) y Schertmann (1970) que 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.

Tipo de suelo	Correlación (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

Tabla 25. Correlaciones empíricas para estimar el módulo de Young (E) en suelos granulares a partir del ensayo SPT.
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).

12.3 Revisión bibliográfica para la estimación de parámetros de diseño

En el presente numeral se presentan algunas referencias bibliográficas obtenidas de la literatura técnica con el fin de efectuar una caracterización y establecimiento de los parámetros de diseño del proyecto, teniendo en cuenta que la zona de estudio se encuentra enmarcada por materiales de origen lacustre, aluvial y residual, con lo cual se pretende complementar la información obtenida.

Así las cosas, se presenta a continuación valores de referencia obtenidos a partir de la revisión de la información bibliográfica, con el fin de ilustrar y/o sustentar de manera apropiada los parámetros de diseño empleados en el diseño geotécnico de la cimentación para las estructuras objeto de análisis.

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.

Clasificación		Tamaño del grano	Valoración	Densidad Seca (pcf)	Ángulo de fricción (deg)	Cohesión (psf)	Permeabilidad (fpm)	Capacidad de Almacenamiento	Velocidad sísmica (fpsx1000)	Resistividad (ohm.mx1000)
Geológica	USCS									
ALUVIAL										
Alta Energía	GW, GP, GM	Medio-Grueso	Media-Buena	115-130	30-35	0	0.01-10	0.1-0.3	0.1-0.3	0.3-30 seco 0.2-20 húmedo
Baja Energía	ML, SM, SP, SW	Fino-Medio	Media-Buena	90-115	15-30	0-500	0.0001-0.1	0.05-0.2	0.05-0.2	0.01-10 seco 0.001 húmedo
COLUVIAL	.....Variable..... Refleja la causa del material.....									
EÓLICO										
Arena de duna	SP	Medio	Muy Bueno	90-110	30-35	0	0.01-0.1	0.1-0.3	1-2.5	0.5-100
Loess	ML, SM	Fino	Medio-Bueno	80-100	20-30	500-1000	0.001-0.01	0.05-0.1	0.75-2.5	0.01-2
GLACIAL										
Till	SM, ML	Fino-Medio	Pobre	120-140	35-45	1000-4000	0-0.001	0-0.01	3.5-10	0.01-5
Outwash	GW, GP, SW, SP, SM	Medio-Grueso	Pobre-Bueno	115-130	30-40	0-1000	0.01-10	0.01-0.3	4-6 seco 5-8.5 húmedo	0.1-10 seco 0.1-5 húmedo
Glaciolacustre	ML, SM, SP	Fino-Medio	Bueno	100-120	15-35	0-3000	0.0-0.1	0.0-0.1	2.5-8.5	0.001-2.0
LACUSTRE										
Inorgánico	ML, SM, MH	Fino	Bueno	70-100	5-20	0-200	0.0001-0.1	0.05-0.3	1.0-2.5	0.001-0.5
Orgánico	OL, PT	Fino-Medio	Pobre-Bueno	10-70	0-10	0-200	0.0001-1.0	0.005-0.8	0.5-1.5	0.001-0.5

Tabla 26. Propiedades geotécnicas para diferentes tipos de material (Geociencias Library, 2005).

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 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

Tabla 27. Rangos típicos del módulo de elasticidad y relación de Poisson para distintos suelos (Das. B. 2001).

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)

Tabla 28. Constantes elásticas de algunos suelos (U.S. Department of the Navy 1982 y Bowles 1982).

Así mismo, en cuento 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:

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
$C_c=0.007(w_L-10)$	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
$C_c=0.30(e_0-0.27)$	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
$C_c=0.2e^{1.6}$	Suelos recientemente sedimentados naturalmente	Shorten, 1995
$C_c=0.5\ (\gamma_w/\gamma_d)^{2.4}$	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
$C_r=0.096Cc^{0.863}$	Arcillas Limosas	IGAC, 1987
$C_r = 0.2342\ Cc$	Arcillas Bogotanas	Rodriguez, 2002

Tabla 29. Ecuaciones de correlación del índice de compresibilidad (Cc) en suelos (Bowles 1997).

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).

$$Cc = 0.009*(LL-10)$$

$$Cc = 0.0097*(LL-16.4)$$

$$Cc = 0.046+0.0104*IP)$$

$$Cc = 0{,}0087*(LL-10.3)$$

$$Cc = 0{,}0112*IP+0{,}00478$$

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

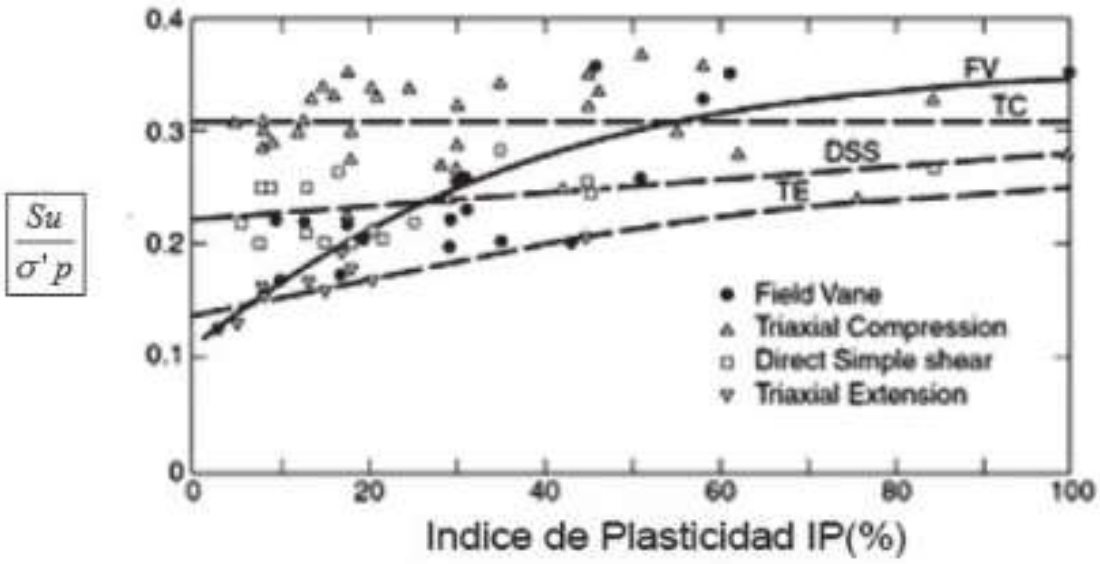


Figura 15. Relación Su/σ'p de Mesri (1975)
Fuente: Holtz y Kovacs (1981)

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.

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

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.

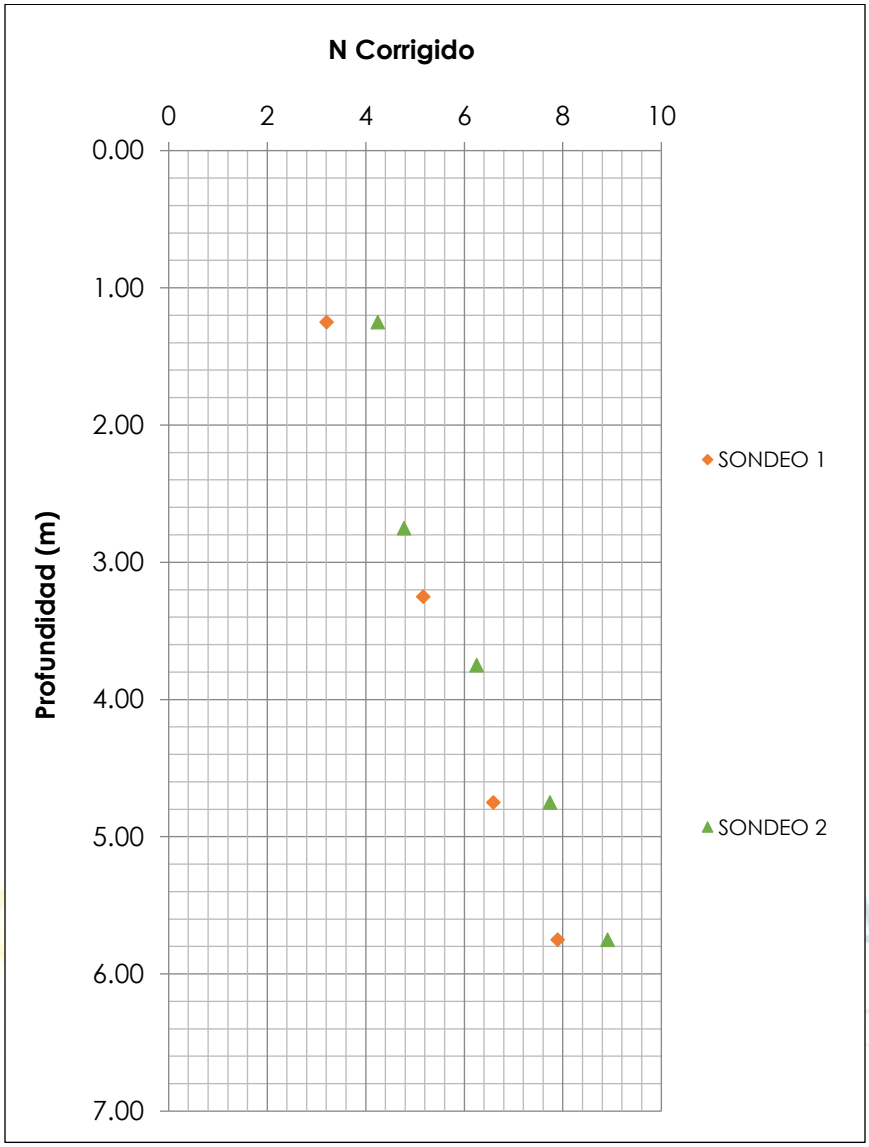


Figura 16. N corregido contra profundidad

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.

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.

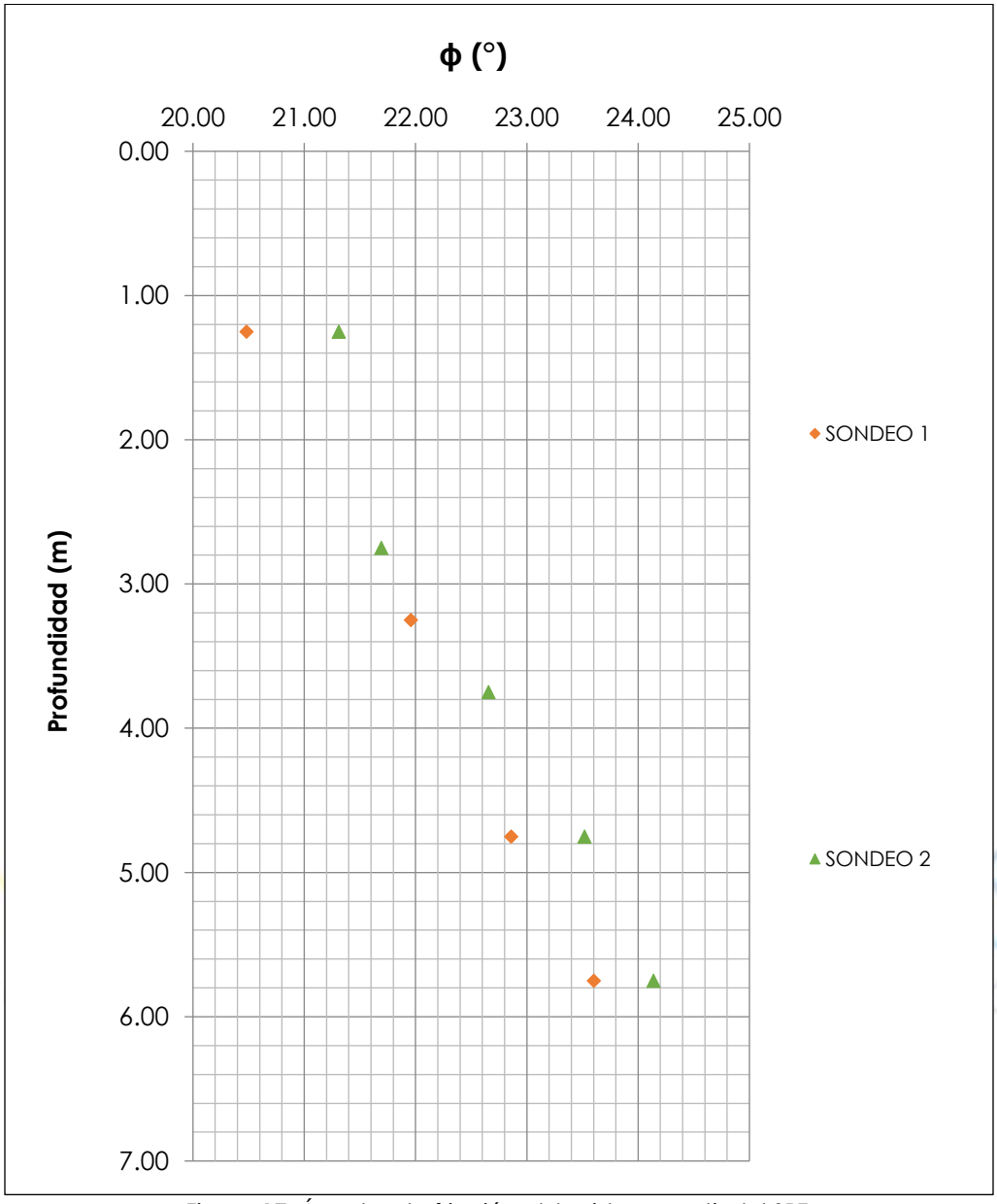


Figura 17. Ángulos de fricción obtenidos a partir del SPT.

Adicional a lo anterior se emplea la metodología propuesta por González (1999), análisis que se presenta en la Figura 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.

Profundidad (m)		γ sec	γ sat	ϕ	c	E	ν	S_u (kN/m²)
Inicial	Final	(kN/m³)	(kN/m³)	(°)	(kN/m²)	(kPa)		
0.00	2.00	10.1	13.5	21.3	14.4	5825	0.40	13.1
2.00	4.00	11.3	14.8	23.9	28.5	7026	0.45	26.0
4.00	5.00	11.1	15.7	25.5	39.6	7963	0.45	36.0
5.00	6.00	12.4	16.7	26.8	49.8	8832	0.45	45.3

Profundidad (m)		γ sec	γ sat	ϕ	c	E	ν	S_u (kN/m²)
Inicial	Final	(kN/m³)	(kN/m³)	(°)	(kN/m²)	(kPa)		
0.00	6.00	11.05	14.83	23.78	29.2	7083	0.43	30.1

Tabla 30. Parámetros geotécnicos ponderados.

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 el **Anexo 6**, 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.

13. ANÁLISIS GEOTÉCNICOS

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 si es factible o no una cimentación del tipo superficial.

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.

13.1 Capacidad Portante

Para cimientos superficiales cimentaciones superficiales, se adopta la formulación general de capacidad portante de Hansen, en función de los parámetros adicionales de carga que depende única y exclusivamente de la resistencia al corte no drenada. Como criterios generales de cimentación, se tienen en cuenta:

Para el cálculo de la capacidad de carga admisible de las estructuras en estudio definidas para este documento, se tiene la siguiente ecuación:

$$q_{ult} = 5.14 s_u (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + \bar{q}$$

Dónde:

qult = Capacidad portante última del suelo de fundación
s'_c = Factor de forma
Su = Resistencia al corte no drenado
d'_c = Factor de profundidad
i'_i = Factor de inclinación

A continuación, se presentan los factores de capacidad de carga, factores de corrección por forma y factor por corrección de inclinación:

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 31. Factores de capacidad de carga.

TABLE 4-5*a*

Shape and depth factors for use in either the Hansen (1970) or Vesić (1973, 1975*b*) bearing-capacity equations of Table 4-1. Use s'_c, d'_c when $\phi = 0$ only for Hansen equations. Subscripts H, V for Hansen, Vesić, respectively.

Shape factors	Depth factors
$s'_{c(H)} = 0.2\frac{B'}{L'} \quad (\phi = 0°)$	$d'_c = 0.4k \quad (\phi = 0°)$
$s_{c(H)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B'}{L'}$	$d_c = 1.0 + 0.4k$
$s_{c(V)} = 1.0 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$k = D/B$ for $D/B \leq 1$
$s_c = 1.0$ for strip	$k = \tan^{-1}(D/B)$ for $D/B > 1$
	k in radians

Tabla 32. Factores de corrección por forma.

AUTOR	Sc	Sq	Sγ
TERZAGHI	s_c=1.0 corrida s_c=1.3 cuadrada s_c=1.3 circular $S_c = \left(1+0{,}2\frac{B}{L}\right)$ rectangular	———	s_γ=1.0 corrida s_γ=0,8 cuadrada s_γ=0,6 circular $S_\gamma = \left(1+0{,}3\frac{B}{L}\right)$ rectangular
MEYERHOF	$s_c = 1+0{,}2\ K_p\frac{B}{L}$	$s_q = 1+0{,}1\ K_p\frac{B}{L}$ s_q=1 , para ϕ=0°	$s_\gamma = 1+0{,}1\ K_p\frac{B}{L}$, para ϕ>10° s_γ=1 , para ϕ=0°
HANSEN	$s_c = 1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$	$s_q = 1+\frac{B}{L}\tan\phi$	$s_\gamma = 1+0{,}4\frac{B}{L}$
VESIC	$s_c = 1+\frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$	$s_q = 1+\frac{B}{L}\tan\phi$	$s_\gamma = 1+0{,}4\frac{B}{L}$
$K_p = \tan^2\left(45+\frac{\emptyset}{2}\right)$			

Fuente: Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras, INVIAS, 2012.

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 33. Factores de corrección por inclinación

AUTOR	i_c	i_q	i_γ
TERZAGHI	_____	_____	_____
MEYERHOF	$i_c = \left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_q = \left(1-\frac{\theta^\circ}{90^\circ}\right)^2$	$i_\gamma = \left(1-\frac{\theta^\circ}{\phi^\circ}\right)^2$ para $\phi>10$ $i_\gamma = 0$, para $\theta>0$ y $\phi=0$
HANSEN	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$	$i_q = \left[1-\frac{0,5_x H}{V+A_f\ c_a\ \cot\phi}\right]^{\alpha_1}$ $2 \le \alpha_2 \le 5$	$i_\gamma = \left[1-\frac{(0,7-\frac{\delta^\circ}{450^\circ})H}{V+A_f\ c_a\ \cot\phi}\right]^{\alpha_2}$ $\eta>0$, $2 \le \alpha_2 \le 5$
VESIC	$i_c = i_q - \frac{1-i_q}{N_q-1}$	$i_q = \left[1-\frac{H}{V+A_f\ c_a\ \cot\phi}\right]^{m}$	$i_\gamma = \left[1-\frac{H}{V+A_f\ c_a\ \cot\phi}\right]^{m+1}$
$m = m_B = \frac{2+\frac{B}{L}}{1+\frac{B}{L}}$ cuando H es paralela a B , $m = m_L = \frac{2+\frac{L}{B}}{1+\frac{L}{B}}$ cuando H es paralela a L , $m = \sqrt{m_L^2+m_B^2}$			

Fuente: Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales y Profundas para Carreteras, INVIAS, 2012.

A partir de los resultados de laboratorio obtenidos de los ensayos ejecutados sobre las muestras recuperadas durante la exploración geotécnica, se procede a realizar los cálculos correspondientes a capacidad portante del terreno y cálculo de asentamientos para las estructuras, en función de las cargas a nivel de cimentación transmitidas al suelo de fundación.

A continuación, se presentan los parámetros del material de fundación para el cálculo de la capacidad portante del terreno sobre el cual se pretenden ubicar las estructuras:

Material de Fundación	
ɣ (kN/m³)	14.80
qu (kN/m²)	60.26
Su (kN/m²)	30.13
N.F. (m)	3.50
Factor de Seguridad (FSICP)-NSR -10	3.00

Tabla 34. Parámetros del material de fundación para el cálculo de la cimentación
Fuente: elaboración propia

Así mismo, se presenta el cálculo de la capacidad portante mediante un ábaco.

En el **Anexo 7**, se presentan las memorias del cálculo de capacidad portante.

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.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
0.50	1.00	1.00	0.50	0.50	1.00	7.40	7.40	0.20	0.20	-0.50	0.00	0.61	206.83	3.00	68.94	6.92
0.50	1.00	1.50	0.50	0.50	1.50	7.40	7.40	0.13	0.20	-0.50	0.00	0.61	196.51	3.00	65.50	6.57
0.50	1.00	2.00	0.50	0.50	2.00	7.40	7.40	0.10	0.20	-0.50	0.00	0.61	191.35	3.00	63.78	6.40
0.50	1.00	2.50	0.50	0.50	2.50	7.40	7.40	0.08	0.20	-0.50	0.00	0.61	188.25	3.00	62.75	6.30
0.50	1.00	3.00	0.50	0.50	3.00	7.40	7.40	0.07	0.20	-0.50	0.00	0.61	186.18	3.00	62.06	6.23
0.50	1.50	1.00	0.33	0.33	1.50	7.40	7.40	0.30	0.13	-0.50	0.00	0.61	211.99	3.00	70.66	7.09
0.50	1.50	1.50	0.33	0.33	2.25	7.40	7.40	0.20	0.13	-0.50	0.00	0.61	196.51	3.00	65.50	6.57
0.50	1.50	2.00	0.33	0.33	3.00	7.40	7.40	0.15	0.13	-0.50	0.00	0.61	188.76	3.00	62.92	6.31
0.50	1.50	2.50	0.33	0.33	3.75	7.40	7.40	0.12	0.13	-0.50	0.00	0.61	184.12	3.00	61.37	6.16
0.50	1.50	3.00	0.33	0.33	4.50	7.40	7.40	0.10	0.13	-0.50	0.00	0.61	181.02	3.00	60.34	6.06
0.50	2.00	1.00	0.25	0.25	2.00	7.40	7.40	0.40	0.10	-0.50	0.00	0.61	222.32	3.00	74.11	7.44
0.50	2.00	1.50	0.25	0.25	3.00	7.40	7.40	0.27	0.10	-0.50	0.00	0.61	201.67	3.00	67.22	6.75
0.50	2.00	2.00	0.25	0.25	4.00	7.40	7.40	0.20	0.10	-0.50	0.00	0.61	191.35	3.00	63.78	6.40
0.50	2.00	2.50	0.25	0.25	5.00	7.40	7.40	0.16	0.10	-0.50	0.00	0.61	185.15	3.00	61.72	6.19
0.50	2.00	3.00	0.25	0.25	6.00	7.40	7.40	0.13	0.10	-0.50	0.00	0.61	181.02	3.00	60.34	6.06
0.50	2.50	1.00	0.20	0.20	2.50	7.40	7.40	0.50	0.08	-0.50	0.00	0.61	234.71	3.00	78.24	7.85
0.50	2.50	1.50	0.20	0.20	3.75	7.40	7.40	0.33	0.08	-0.50	0.00	0.61	208.90	3.00	69.63	6.99
0.50	2.50	2.00	0.20	0.20	5.00	7.40	7.40	0.25	0.08	-0.50	0.00	0.61	195.99	3.00	65.33	6.56
0.50	2.50	2.50	0.20	0.20	6.25	7.40	7.40	0.20	0.08	-0.50	0.00	0.61	188.25	3.00	62.75	6.30
0.50	2.50	3.00	0.20	0.20	7.50	7.40	7.40	0.17	0.08	-0.50	0.00	0.61	183.09	3.00	61.03	6.12

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.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
0.50	3.00	1.00	0.17	0.17	3.00	7.40	7.40	0.60	0.07	-0.50	0.00	0.61	248.13	3.00	82.71	8.30
0.50	3.00	1.50	0.17	0.17	4.50	7.40	7.40	0.40	0.07	-0.50	0.00	0.61	217.16	3.00	72.39	7.26
0.50	3.00	2.00	0.17	0.17	6.00	7.40	7.40	0.30	0.07	-0.50	0.00	0.61	201.67	3.00	67.22	6.75
0.50	3.00	2.50	0.17	0.17	7.50	7.40	7.40	0.24	0.07	-0.50	0.00	0.61	192.38	3.00	64.13	6.44
0.50	3.00	3.00	0.17	0.17	9.00	7.40	7.40	0.20	0.07	-0.50	0.00	0.61	186.18	3.00	62.06	6.23
1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	14.80	14.80	0.20	0.40	-0.50	0.00	0.61	245.21	3.00	81.74	8.20
1.00	1.00	1.50	1.00	1.00	1.50	14.80	14.80	0.13	0.40	-0.50	0.00	0.61	234.88	3.00	78.29	7.86
1.00	1.00	2.00	1.00	1.00	2.00	14.80	14.80	0.10	0.40	-0.50	0.00	0.61	229.72	3.00	76.57	7.68
1.00	1.00	2.50	1.00	1.00	2.50	14.80	14.80	0.08	0.40	-0.50	0.00	0.61	226.62	3.00	75.54	7.58
1.00	1.00	3.00	1.00	1.00	3.00	14.80	14.80	0.07	0.40	-0.50	0.00	0.61	224.56	3.00	74.85	7.51
1.00	1.50	1.00	0.67	0.67	1.50	14.80	14.80	0.30	0.27	-0.50	0.00	0.61	240.04	3.00	80.01	8.03
1.00	1.50	1.50	0.67	0.67	2.25	14.80	14.80	0.20	0.27	-0.50	0.00	0.61	224.56	3.00	74.85	7.51
1.00	1.50	2.00	0.67	0.67	3.00	14.80	14.80	0.15	0.27	-0.50	0.00	0.61	216.81	3.00	72.27	7.25
1.00	1.50	2.50	0.67	0.67	3.75	14.80	14.80	0.12	0.27	-0.50	0.00	0.61	212.17	3.00	70.72	7.10
1.00	1.50	3.00	0.67	0.67	4.50	14.80	14.80	0.10	0.27	-0.50	0.00	0.61	209.07	3.00	69.69	6.99
1.00	2.00	1.00	0.50	0.50	2.00	14.80	14.80	0.40	0.20	-0.50	0.00	0.61	245.21	3.00	81.74	8.20
1.00	2.00	1.50	0.50	0.50	3.00	14.80	14.80	0.27	0.20	-0.50	0.00	0.61	224.56	3.00	74.85	7.51
1.00	2.00	2.00	0.50	0.50	4.00	14.80	14.80	0.20	0.20	-0.50	0.00	0.61	214.23	3.00	71.41	7.17
1.00	2.00	2.50	0.50	0.50	5.00	14.80	14.80	0.16	0.20	-0.50	0.00	0.61	208.04	3.00	69.35	6.96
1.00	2.00	3.00	0.50	0.50	6.00	14.80	14.80	0.13	0.20	-0.50	0.00	0.61	203.91	3.00	67.97	6.82

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.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
1.00	2.50	1.00	0.40	0.40	2.50	14.80	14.80	0.50	0.16	-0.50	0.00	0.61	254.50	3.00	84.83	8.51
1.00	2.50	1.50	0.40	0.40	3.75	14.80	14.80	0.33	0.16	-0.50	0.00	0.61	228.69	3.00	76.23	7.65
1.00	2.50	2.00	0.40	0.40	5.00	14.80	14.80	0.25	0.16	-0.50	0.00	0.61	215.78	3.00	71.93	7.22
1.00	2.50	2.50	0.40	0.40	6.25	14.80	14.80	0.20	0.16	-0.50	0.00	0.61	208.04	3.00	69.35	6.96
1.00	2.50	3.00	0.40	0.40	7.50	14.80	14.80	0.17	0.16	-0.50	0.00	0.61	202.88	3.00	67.63	6.79
1.00	3.00	1.00	0.33	0.33	3.00	14.80	14.80	0.60	0.13	-0.50	0.00	0.61	265.86	3.00	88.62	8.89
1.00	3.00	1.50	0.33	0.33	4.50	14.80	14.80	0.40	0.13	-0.50	0.00	0.61	234.88	3.00	78.29	7.86
1.00	3.00	2.00	0.33	0.33	6.00	14.80	14.80	0.30	0.13	-0.50	0.00	0.61	219.39	3.00	73.13	7.34
1.00	3.00	2.50	0.33	0.33	7.50	14.80	14.80	0.24	0.13	-0.50	0.00	0.61	210.10	3.00	70.03	7.03
1.00	3.00	3.00	0.33	0.33	9.00	14.80	14.80	0.20	0.13	-0.50	0.00	0.61	203.91	3.00	67.97	6.82
1.50	1.00	1.00	1.50	0.98	1.00	22.20	22.20	0.20	0.39	-0.50	0.00	0.61	251.54	3.00	83.85	8.41
1.50	1.00	1.50	1.50	0.98	1.50	22.20	22.20	0.13	0.39	-0.50	0.00	0.61	241.22	3.00	80.41	8.07
1.50	1.00	2.00	1.50	0.98	2.00	22.20	22.20	0.10	0.39	-0.50	0.00	0.61	236.05	3.00	78.68	7.90
1.50	1.00	2.50	1.50	0.98	2.50	22.20	22.20	0.08	0.39	-0.50	0.00	0.61	232.96	3.00	77.65	7.79
1.50	1.00	3.00	1.50	0.98	3.00	22.20	22.20	0.07	0.39	-0.50	0.00	0.61	230.89	3.00	76.96	7.72
1.50	1.50	1.00	1.00	1.00	1.50	22.20	22.20	0.30	0.40	-0.50	0.00	0.61	268.09	3.00	89.36	8.97
1.50	1.50	1.50	1.00	1.00	2.25	22.20	22.20	0.20	0.40	-0.50	0.00	0.61	252.61	3.00	84.20	8.45
1.50	1.50	2.00	1.00	1.00	3.00	22.20	22.20	0.15	0.40	-0.50	0.00	0.61	244.86	3.00	81.62	8.19
1.50	1.50	2.50	1.00	1.00	3.75	22.20	22.20	0.12	0.40	-0.50	0.00	0.61	240.22	3.00	80.07	8.04
1.50	1.50	3.00	1.00	1.00	4.50	22.20	22.20	0.10	0.40	-0.50	0.00	0.61	237.12	3.00	79.04	7.93

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.

D_f (m)	DIMENSIONES			k	Af (m^2)	SOBRECARGA		FORMA	PROFUNDIDAD	INCLIN	g'c	b'c	CAPACIDAD PORTANTE			
	B (m)	L (m)	Df/B			sv (kPa)	s'v (kPa)	S'c	d'c	i'c			q_{ult} (kPa)	F.S.	$q_{admisible}$ (kPa)	$q_{admisible}$ (Ton/m2)
1.50	2.00	1.00	0.75	0.75	2.00	22.20	22.20	0.40	0.30	-0.50	0.00	0.61	268.09	3.00	89.36	8.97
1.50	2.00	1.50	0.75	0.75	3.00	22.20	22.20	0.27	0.30	-0.50	0.00	0.61	247.44	3.00	82.48	8.28
1.50	2.00	2.00	0.75	0.75	4.00	22.20	22.20	0.20	0.30	-0.50	0.00	0.61	237.12	3.00	79.04	7.93
1.50	2.00	2.50	0.75	0.75	5.00	22.20	22.20	0.16	0.30	-0.50	0.00	0.61	230.92	3.00	76.97	7.73
1.50	2.00	3.00	0.75	0.75	6.00	22.20	22.20	0.13	0.30	-0.50	0.00	0.61	226.79	3.00	75.60	7.59
1.50	2.50	1.00	0.60	0.60	2.50	22.20	22.20	0.50	0.24	-0.50	0.00	0.61	274.29	3.00	91.43	9.18
1.50	2.50	1.50	0.60	0.60	3.75	22.20	22.20	0.33	0.24	-0.50	0.00	0.61	248.48	3.00	82.83	8.31
1.50	2.50	2.00	0.60	0.60	5.00	22.20	22.20	0.25	0.24	-0.50	0.00	0.61	235.57	3.00	78.52	7.88
1.50	2.50	2.50	0.60	0.60	6.25	22.20	22.20	0.20	0.24	-0.50	0.00	0.61	227.83	3.00	75.94	7.62
1.50	2.50	3.00	0.60	0.60	7.50	22.20	22.20	0.17	0.24	-0.50	0.00	0.61	222.66	3.00	74.22	7.45
1.50	3.00	1.00	0.50	0.50	3.00	22.20	22.20	0.60	0.20	-0.50	0.00	0.61	283.58	3.00	94.53	9.49
1.50	3.00	1.50	0.50	0.50	4.50	22.20	22.20	0.40	0.20	-0.50	0.00	0.61	252.61	3.00	84.20	8.45
1.50	3.00	2.00	0.50	0.50	6.00	22.20	22.20	0.30	0.20	-0.50	0.00	0.61	237.12	3.00	79.04	7.93
1.50	3.00	2.50	0.50	0.50	7.50	22.20	22.20	0.24	0.20	-0.50	0.00	0.61	227.83	3.00	75.94	7.62
1.50	3.00	3.00	0.50	0.50	9.00	22.20	22.20	0.20	0.20	-0.50	0.00	0.61	221.63	3.00	73.88	7.41

Tabla 35. Abaco de la capacidad portante.
Fuente: elaboración propia

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.

INGELABCON S.A.S
NIT. 901.124.673-8
Oficina: Cra 9ª #34-35 Barrio Ospina Pérez – Montería –Córdoba
Cel: 3146317410 – **Email:** ingelabcon@gmail.com

14. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los diseños y recomendaciones aquí presentados están basados en la exploración geotécnica realizada en el sitio en el cual se proyecta **REALIZAR ESTUDIOS TÉCNICOS ESPECIALIZADOS REQUERIDOS PARA LA ESTRUCTURACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN EN EL EN LA CANCHA DE MOCARÍ.**

14.1 Conclusiones

14.1.1 Características del Subsuelo:

- Los resultados del estudio geotécnico realizado en el sector urbano del municipio de Montería indican que el perfil estratigráfico obtenido de las campañas de exploración geotécnica, tanto de los apiques como de los sondeos, revela una predominancia de limos y arcillas.

- Los suelos presentan características variables en cuanto a su plasticidad, con límites líquidos que oscilan entre 0% y 81%, y límites plásticos entre 0% y 39%.

- Se encontró la presencia del nivel freático durante las exploraciones realizadas a una profundidad de 3.50 metros, por lo que se recomienda mantener un monitoreo continuo de las condiciones del sitio, ya que cambios en la saturación del suelo podrían afectar el comportamiento a largo plazo de las cimentaciones y la infraestructura en general.

- Se tiene que en el área de influencia del proyecto no se evidencian fallas geológicas, por lo tanto, no se presentan riesgos para la estabilidad estructura.

14.1.2 Propiedades Mecánicas:

- Los resultados del ensayo de CBR (California Bearing Ratio) indican que la subrasante presenta una capacidad portante baja-media, con valores de CBR sumergido que varían entre 1.48% y 2.31%. Esto sugiere que el suelo de soporte no cumple con los requisitos mínimos para una subrasante adecuada, lo que podría comprometer la estabilidad del terreno en condiciones de carga.

- El análisis de los sondeos geotécnicos ha proporcionado información crucial sobre las propiedades mecánicas del suelo en el sitio. Las muestras 1 y 3 del sondeo 1, sometida a un ensayo de compresión inconfinada, mostraron una resistencia al corte (Su) de 74.283 kPa y 102.045 kPa.

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 identificó un potencial de expansión en algunas muestras, con presiones probables de expansión de campo que oscilan entre 0.057 Ton/m² y 0.742 Ton/m². Esto implica la necesidad de tomar medidas para mitigar los efectos de la expansividad en ciertas áreas.

14.1.3 Sismicidad y licuefacción.

- El análisis sísmico, basado en la normativa NSR-10, indica que el sitio se encuentra en una zona de amenaza sísmica moderada. Los perfiles de suelo **tipo E** requieren de un diseño específico para mitigar los efectos sísmicos.

- Los estudios de licuefacción no identificaron estratos potencialmente licuables hasta la profundidad investigada.

14.1.4 Capacidad portante y asentamientos:

- Se presentan los ábacos de diseño para la determinación de la capacidad de soporte del suelo en función de las dimensiones de la cimentación y la profundidad de desplante. En el documento y en las memorias de cálculo se presenta los valores requeridos para el análisis estructural y la definición de la cimentación.

- En cualquiera de los casos de cargas aplicadas se recomienda una profundidad de desplante mínima de 1.00m.

NOTA: *No se presentan cálculos de asentamientos, puesto que, no se tiene información de dimensiones de cimentación y cargas de la estructura, por lo tanto, se hace entrega de un informe preliminar. Esta consultoría queda a la espera de las cargas reales para poder realizar los cálculos de los asentamientos.*

14.2 Recomendaciones

14.2.1 Manejo de Aguas Subterráneas:

- Durante la construcción, se deben implementar sistemas de desagüe adecuados para controlar el nivel freático fluctuantes o aguas de lluvia que se puedan presentar y evitar problemas de estabilidad. Se recomienda el uso de bombas de alta potencia y drenajes periféricos a las excavaciones.

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.

14.2.2 Mitigación de Expansividad y recomendación de mejoramiento (ZONAS DURAS)

- Teniendo en cuenta los resultados del análisis de expansividad realizado, se determina que los datos presentados por las muestras arrojaron un valor promedio, sin embargo, los suelos encontrados en la zona están compuestos predominantemente de arcillas y limos. Estos tipos de suelos son susceptibles a procesos de expansión y contracción, especialmente ante los cambios volumétricos de agua, lo cual podría comprometer la integridad de la obra.

- Dada la capacidad portante y el potencial de expansión observado, se recomienda utilizar una capa de **AFIRMADO de 20 cm** de espesor conforme a las especificaciones del articulo 311-22 de INVIAS para contrarrestar las posibles presiones expansivas. Este material ayudará a equilibrar las fuerzas de expansión, mejorar la capacidad de soporte y reducirá el riesgo de levantamientos o daños en la estructura del pavimento.

- El material de mejoramiento que se deberá utilizar debe cumplir con las especificaciones técnicas de un **material de Afirmado Art. INV-311-22** de la normativa INVIAS.

14.2.3 Monitoreo y Mantenimiento:

- Se recomienda que durante la etapa constructiva no se exponga el suelo natural durante la excavación o movimientos de tierra requeridos por el diseño geométrico, en todos los casos se debe ajustar el diseño de pendiente de la vía por encima del nivel actual de la misma.
- Realizar mantenimientos preventivos, especialmente en zonas donde el suelo muestra tendencias a cambios volumétricos o expansividad, para garantizar la durabilidad de la infraestructura.

- La construcción de cada una de las estructuras debe hacerse con los más altos estándares de calidad. Para el caso del concreto hidráulico se debe tener especial cuidado en los procesos de curado, compactación, corte de juntas e instalación de sellos.

- La cimentación proyectada no deberá estar cimentada en materiales orgánicos de bajas capacidades geomecánicas que pongan en riesgo la estabilidad de la obra.

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.

14.2.4 Consideraciones sísmicas.

- Las cimentaciones deben diseñarse para resistir los efectos sísmicos de acuerdo con los parámetros establecidos en la normativa NSR-10. Se recomienda el uso de técnicas de mejoramiento de suelos, como la compactación dinámica o el uso de inclusiones rígidas, para aumentar la capacidad portante y reducir los asentamientos diferenciales.

14.2.5 Documentación y Referencias:

- Es importante referenciar las normativas locales y nacionales aplicables, como las Especificaciones Generales de Construcción de Carreteras, del Instituto Nacional de Vías-INVIAS, 2022, NSR 10 y las guías metodológicas del Servicio Geológico Colombiano y otros estándares de diseño geotécnico reconocidos, para asegurar que el diseño y la ejecución del proyecto cumplan con los estándares técnicos y de seguridad vigentes.

- 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.

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados

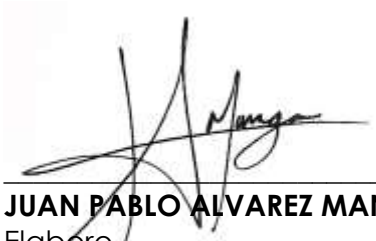
Los informes presentados por la empresa INGELABCON S.A.S., son realizados bajo el alcance de la presente consultoría, los cuales no podrán ser editados, reproducidos o usados en cualquier tipo de campaña de información técnica sin autorización escrita de gerencia.

15. 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.

Los resultados, recomendaciones y conclusiones presentadas, se realizaron a partir de métodos analíticos validados por los códigos colombianos, y por el cliente en la aceptación del servicio, sin embargo, no logran predecir el comportamiento general de todo el entorno de las estructuras proyectadas con la exactitud de modelos numéricos tridimensionales.

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 fin de realizar los ajustes que sean del caso.



JUAN PABLO ALVAREZ MANGA
Elaboro
Ingeniero Civil



JORGE ELIECER MORALES PADILLA
Reviso y Aprobó
Especialista en Geotecnia

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. REFERENCIAS

- 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.
- 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
- 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.
- Martínez-Cepeda, Correlación entre el límite líquido y el coeficiente de compresibilidad para arcillas de llanura costera, Ingenio Magno, ISSN Impreso 2145-9282, ISSN en línea 2422-2399, enero - junio 2016, Vol. 7 N°. 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.
- U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS. Engineering and Design. Design of Pile Foundations, 1991.
- Yilmaz, I. 2000. "Evaluation of shear strength of clayey soils by using their liquidity index". Bulletin of Engineering and Geological Environmental No. 59 pp 227-229.

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. Resultados ensayo CBR en campo**
- **Anexo 5. Cálculo de mejoramiento por la metodología de Ivanov.**
- **Anexo 6. Correlaciones SPT-Parámetros Geotécnicos**
- **Anexo 7. Memoria de cálculo capacidad portante**

INGELABCON S.A.S.
Confiabilidad en nuestros resultados