ALCALDIA DISTRITAL DE BARRANQUILLA

ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTECNICOS PARA LA CONSTRUCCION DEL CANAL EN CONCRETO DEL ARROYO LOS ANGELES 2 EN EL MUNICIPIO DE BARRANQUILLA – ATLANTICO

BARRANQUILLA - ATLANTICO

CARTAGENA, OCTUBRE 2021

Torices, Calle 47 Nº 16-41 Telefax 6566192 Celular 314-5950787
Cartagena Bolívar

CONTENIDO

Pág.

1. INTRODUCCION **4**

2. ALCANCE DEL ESTUDIO GEOTECNICO **7**

2.1. EXPLORACION DEL SUB-SUELO **7**

2.2. ENSAYOS DE LABORATORIOS DE SUELOS **9**

2.3. ANALISIS DE INGENIERIA **9**

3. CARACTERISTICAS DEL SITIO **9**

3.1. PERFIL ESTRATIGRAFICO **9**
3.1.1 Estratigrafía en la zona del Canal en Concreto 9

3.2. NIVEL FREATICO **11**

3.3 CONDICIONES GEOTECNICAS ESPECIALES – IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS, COLAPSABLES **11**

4. CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS DE LA ZONA **12**

4.1. GEOLOGIA. **12**

4.1.1. Geología regional **12**

4.1.2. Geología local **12**

4.1.3. Geología estructural **14**

4.2. CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA (PENDIENTES) **16**

4.3. UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS **17**

4.4. CLIMA **18**

4.5. PRECIPITACIÓN **18**

4.6. ANÁLISIS DE ACELERACIÓN SÌSMICA **18**

5 ANALISIS DE INGENIERIA **22**

5.1. PARAMETROS DE DISEÑO **22**

5.2. ESTIMATIVOS DE CARGA **23**

5.3. CAPACIDAD SUPERFICIAL PORTANTE DEL SUBSUELO **23**

5.4 ASENTAMIENTOS ESPERADOS CIMENTACION SUPERFICIAL **24**

5.5 COEFICIENTE DE REACCION DE LA SUBRASANTE, Ks **24**

5.6 ANALISIS DE LICUEFACCION DE LOS SUELOS **25**

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES. **25**

6.1. SOLUCION DE CIMENTACION SUPERFICIAL **25**

6.1.1 Cimentación Superficial **25**

6.1.2 Recomendaciones Especiales **26**

6.1.3 Excavaciones seguras y construcción **26**

6.1.4 Paredes del Canal de Concreto **26**

7. CONSIDERACIONES SISMICAS **27**

8. LIMITACIONES. **27**

Anexo

- Acta de grado de Maestría
- Ensayos de Laboratorio: Parámetros de Consolidación, registro de perforación, granulometrías.

ALCALDIA DISTRITAL DE BARRANQUILLA

ESTUDIOS Y DISEÑOS GEOTECNICOS PARA LA CONSTRUCCION DEL CANAL EN CONCRETO DEL ARROYO LOS ÁNGELES 2 EN EL MUNICIPIO DE BARRANQUILLA – ATLANTICO

BARRANQUILLA - ATLANTICO

1. INTRODUCCION

Este informe muestra los resultados de la evaluación geotécnica del sitio en donde se proyecta la construcción de Canal en Concreto del Arroyo Los Ángeles 2 en el Municipio de Barranquilla en el Departamento del Atlántico.

El proyecto consiste en la Construcción de un Canal en Concreto de 5.50 m de ancho, se contempla una losa de concreto inferior. En el sitio donde se plantea la construcción del Canal, no hay necesidad de realizar ninguna demolición de estructuras existentes.

El sistema estructural está conformado por pórticos resistentes a momentos sobre cimentaciones aisladas, conformados por losa de concreto, las cuales distribuyen la carga a un sistema superficial conformado por una placa de concreto, según los criterios planteados por el Ingeniero Estructural.

Se contrató con el Ingeniero Emiro F Vanegas la realización de los estudios geotécnicos en el sitio donde se va a construir la solución de cimentación y las recomendaciones geotécnicas para la construcción del Canal en Concreto.

Existe ***Una (1) unidades*** de construcción de acuerdo a la definición del Título H de la NSR-10, las cuales son de ***categoría Baja*** por ser estructuras cuya carga es inferior a 85 Tonelada en la cimentación más cargada, por lo cual se requieren Tres (3) sondeos de Seis (6) m de profundidad.

Realizándose en la zona del proyecto, Dos (2) sondeos de Seis (6) m de profundidad, distribuidos a lo largo del canal a construir, no se realizaron más sondeos, por ser un canal pequeño.

Imagen 1. Tabla H.3.1-1 y Tabla H.3.2-1 Titulo H, NSR10

Tabla H.3.1-1
Clasificación de las unidades de construcción por categorías

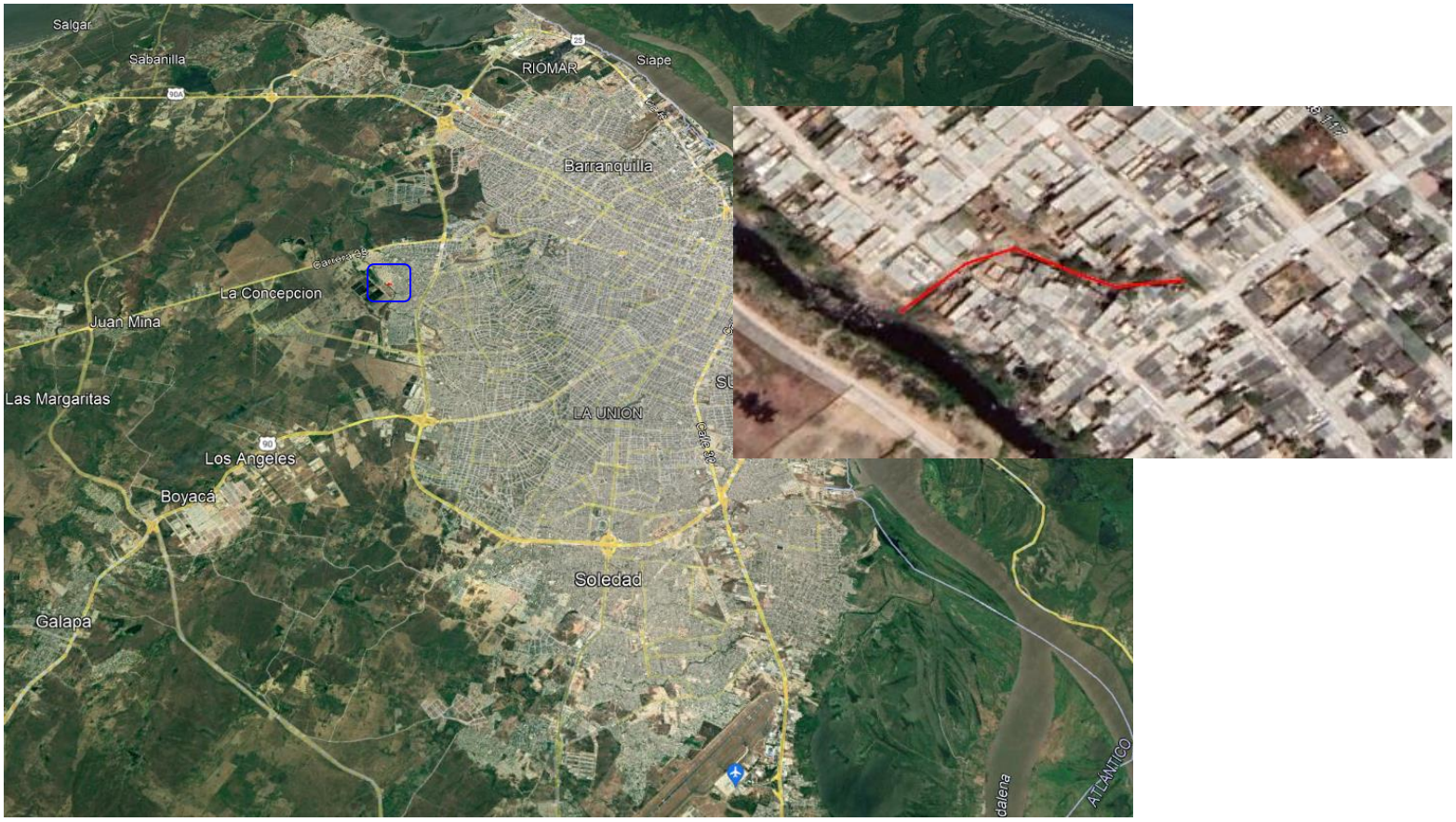
Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN)
Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800 kN
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4,000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4,001 y 8,000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8,000 kN

Tabla H.3.2-1
Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción
Categoría de la unidad de construcción

Categoría Baja	Categoría Media	Categoría Alta	Categoría Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6 m. Número mínimo de sondeos: 3	Profundidad Mínima de sondeos: 15 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 25 m. Número mínimo de sondeos: 4	Profundidad Mínima de sondeos: 30 m. Número mínimo de sondeos: 5

En este estudio se presentan las recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación más conveniente, de acuerdo a los resultados obtenidos en la exploración del sub-suelo y los ensayos de laboratorio.

Figura 1. Localización general del proyecto.



Tomado de Google Earth

Figura 2. Localización de Sondeos en el proyecto.



Tomado de Google Earth

2. ALCANCE DEL ESTUDIO GEOTECNICO

Con el propósito de conocer el estado actual del sub-suelo, sus características índices y capacidad portante del terreno, así como las recomendaciones de interacción suelo - estructura necesaria para orientar el diseño de la cimentación de la nueva estructura, se realizaron los siguientes trabajos:

2.1. EXPLORACION DEL SUB-SUELO

En la exploración del sub-suelo se ejecutaron Doce (12) m lineales de perforación, distribuidos según las conveniencias del proyecto en Dos (2) sondeos de Seis (6) de profundidad, referenciados como sondeos S-1 y S-2.

El sistema empleado para la exploración fue de percusión y lavado, utilizando tuberías de revestimiento de 2 1/2 pulgadas de diámetro.

En los sondeos se ejecutaron ensayos de penetración estándar (E.P.E.) recuperando muestras alteradas de suelos cada 1.0 m, para su posterior identificación y clasificación en el laboratorio. Para este ensayo se utilizó un martillo de 140 lbs que corre sobre una guía de 30 pulgadas de longitud, con el cual se hinca un toma-muestra partido (Split Spoon) y se controla el número de golpes por pie de penetración.

Las tablas 1 y 2, presentan un resumen de las consideraciones geotécnicas descritas en los diferentes registros de perforación para establecer las propiedades mecánicas de los diferentes estratos encontrados en cada perforación en mención.

Tabla No. 1 Compacidad Relativa de las Arenas

Resistencia a la Penetración N (golpes/pie)	Términos Descriptivos		Densidad Relativa D-(%)	Angulo de Fricción Interna - ϕ Grados
0 – 4	A	Muy suelta	0 – 15	25 – 30
4 – 10	B	Suelta	15 – 35	28 – 32
10 – 30	C	Media	35 – 65	32 – 36
30 – 50	D	Compacta	65 – 85	36 – 41
> 50	E	Muy compacta	85 – 100	41 – 43

Según Terzaghi y Peck, 1948. Mecánica de Suelos. Lambe.

Tabla No. 2 Resistencia al Corte de Suelos Cohesivos

Resistencia a la Penetración N (golpes/pie)	Descripción de la Consistencia	Resistencia a la Compresión Simple Ton/m2	Peso Unitario Saturado Ton/m3
0 – 2	Muy blando	1.5 – 2.5	1.50 – 1.60
2 – 4	Blando	2.5 – 5.0	1.60 - 1.92
4 – 8	Firme	5.0 – 10.0	1.76 - 2.08
8 – 15	Resistente	10.0 – 20.0	1.92 - 2.24
15 – 30	Dura	20.0 – 40.0	
> 30	Muy dura	> 40.0	> 2.08

Según Terzaghi y Peck, 1948. Mecánica de Suelos. Lambe.

Anexos a este informe se encuentran los registros de perforación de cada uno de los sondeos efectuados, teniendo en cuenta lo descrito en las anteriores Tablas.

2.2. ENSAYOS DE LABORATORIOS DE SUELOS

Para clasificar y determinar las propiedades físicas y mecánicas de los tipos de suelos presentes en el sitio en estudio se ejecutaron diferentes ensayos de laboratorio de suelos sobre testigos recuperados en cada estrato del sub-suelo. Estos ensayos consistieron en análisis granulométricos, humedades naturales y límites de Atterberg. Los resultados obtenidos se muestran en un cuadro resumen anexo a este informe.

2.3. ANALISIS DE INGENIERIA

En esta etapa se procedió a una evaluación preliminar de las condiciones geomorfológicas y geotécnicas del sitio proyectado, basado en la información obtenida en el campo y relacionada con los ensayos de laboratorios, con el propósito de suministrar las recomendaciones que han de seguirse en el diseño y construcción de las cimentaciones de las estructuras proyectadas.

3. CARACTERISTICAS DEL SITIO

3.1. PERFIL ESTRATIGRAFICO

En los registros de perforación anexos al presente informe se presenta en forma gráfica y detallada la estratigrafía obtenida a partir de los sondeos y ensayos de laboratorio efectuados. A partir de esta información, para efectos de diseño, se ha obtenido el perfil estratigráfico, en la cual se ha tenido en cuenta los niveles del terreno en los sondeos localizados.

3.1.1 Estratigrafía en la zona del Canal en Concreto

En este sitio se observa que la estratigrafía es variable en cuanto a resistencia y conformación, encontrándose la siguiente distribución para cada uno de los sondeos:

Sondeo S-1

En este sitio se encuentra desde la superficie y hasta 2.50 m, se encuentra una Arena Arcillosa Parda Oscura con escombros y gravas de Densidad Muy Suelta (0<N<4), de allí y hasta la profundidad explorada de 6.0 m, se encuentra una Arcilla de Baja Plasticidad Parda Oscura con gravillas de Consistencia Blanda (2<N<4) a Resistente (8<N<15).

Sondeo S-2

En este sitio se encuentra desde la superficie y hasta 2.50 m, una Arcilla de Alta Plasticidad Parda Oscura con vetas grises y oxido de Consistencia Firme (4<N<8), de allí y hasta la profundidad explorada de 6.0 m, se encuentra una Arcilla de Alta Plasticidad Parda Grisácea con vetas de óxido de Consistencia Firme (4<N<8) a Dura (15<N<30).

Sondeos Realizados













3.2. NIVEL FREATICO

En ninguno de los sitios explorados se detectó la presencia del nivel freático, pero se podrán encontrar humedades en época lluviosa. Ver registros de perforación.

3.3 CONDICIONES GEOTECNICAS ESPECIALES – IDENTIFICACION DE SUELOS EXPANSIVOS, COLAPSABLES

No existen en la zona del proyecto condiciones geotécnicas especiales, a pesar de presentarse Arcillas de Alta plasticidad por tener el límite liquido menor a 60, la expansividad en la zona del proyecto es Marginal.

Adicionalmente dada la topografía plana en la zona del proyecto no se presentan zonas susceptibles a colapso. En revisión de las estructuras existentes no se observan ningún tipo de problemas asociados a la geotecnia en la zona.

Grado de Expansión	LL %	IP %	τ nat (Ton/pie^2)
Elevado	> 60	> 35	> 4
Marginal	50-60	25-35	1.5-4
Bajo	< 50	< 25	< 1.5

Determinación de suelos expansivos – INV-132 – Norma Invias.

4. CARACTERÍSTICAS GEOLOGICAS DE LA ZONA

4.1. GEOLOGIA.

4.1.1. Geología regional

En el Departamento del Atlántico afloran rocas sedimentarias con edades que varían desde el Paleoceno hasta la actualidad y que fueron depositadas en ambientes de dominio marino, margen continental y continental.

El territorio del departamento hace parte de una provincia tectónica ubicada en el Cinturón del Sinú y San Jacinto, conocida como Anticlinorio de Luruaco; la Formación San Cayetano, de edad paleocena, es la única unidad que se extiende fuera del Anticlinorio de Luruaco y se ha reconocido a lo largo del Cinturón de San Jacinto. La deformación tectónica sucedió en varias etapas y depende de la edad de las rocas, con una acción tectónica más intensa en la parte axial del anticlinorio en rocas del Paleoceno, y más leve hacia los flancos en unidad del Neógeno – Cuaternario (INGEOMINAS, 2001).

La evolución geológica de esta provincia es importante a partir del Eoceno tardío; se evidencia por litologías de características faciales diferentes a las que se depositaron en los adyacentes anticlinorios de San Jacinto y Turbaco.

El área Sinú-San Jacinto comprende parte de dos provincias tectónicas identificadas de este a oeste como el Cinturón Plegado de San Jacinto y el Cinturón Plegado del Sinú. Tectónicamente estas provincias presentan una historia geológica y estructural diferente, donde el Cinturón Plegado de San Jacinto se caracteriza por presentar una tectónica transpresiva que genera fallas inversas de escama gruesa y pliegues compresivos, y el Cinturón Plegado del Sinú, es producto de procesos estructurales y tectónicos no muy claros que ha sido afectado por un intenso diapirismo de lodo, se identifican pliegues asociados a etapas tempranas de formación de diapiros de lodo que no rompen completamente la secuencia y discordancias sindeposicionales (INGEOMINAS, 2011).

Según Molina (1986), el área de Barranquilla se ha comportado como un paleo alto desde el Eoceno inferior (desde aproximadamente hace 55 m.a.), con eventos de sumergimiento asociados a transgresiones marinas durante el Eoceno medio, Oligoceno y Pleistoceno - Holoceno (1 m.a.). Tal dinámica es la responsable de la presencia de materiales arenosos de playa y arcillosos calcáreos intercalados, localmente aún sin litificar, particularmente en los dos últimos millones de años (INGEOMINAS, 2011).

4.1.2. Geología local

La ciudad de Barranquilla geológicamente se encuentra localizada sobre materiales pertenecientes al denominado Cinturón del Sínú, unidad que se encuentra constituida por

rocas de origen marino profundo y transicional continental, que se extienden en edad desde el Mioceno superior (hace 15 m.a. aproximadamente) hasta el Pleistoceno – Holoceno (hasta 1.6 m.a. aproximadamente). Cubriendo las rocas mencionadas, se encuentran los depósitos Cuaternarios recientes de origen fluvial y denudacional asociados con coluviones de deslizamiento y flujos de detritos actuales (Informe de Zonificación de amenaza por movimiento en masa en la Zona Urbana del Distrito de Barranquilla, 2012).

En el área de Barranquilla convergen dos trenes estructurales: Uno de dirección N 20° E de edad Eoceno medio y otro de dirección N 45°E de edad Plioceno – Pleistoceno, que corresponden a los Cinturones de San Jacinto y Sínú, respectivamente (Duque, 1984).
Las rocas que afloran en el municipio de Barranquilla, corresponden a rocas sedimentarias, de más antiguo a más reciente se presenta la Formación Perdices y la Formación La Popa, y de manera discordante sobre las rocas mencionadas, se encuentran depósitos Cuaternarios correspondientes a materiales de origen aluvial, eólico, coluvial de movimientos en masa y depósitos recientes de origen antrópico (INGEOMINAS, 1997).

Formación Las Perdices, (Anderson, 1929)
Ésta Formación designa una secuencia de shales, shales arenosos, capas de chert y algunas areniscas observadas al suroccidente de Barranquilla. Aflora en una extensa área, principalmente hacia la parte media y baja de las laderas occidentales de la ciudad y desarrolla morfologías suaves, con un relieve bajo a suavemente ondulado, debido a su litología predominantemente arcillosa.

Formación La Popa (Anderson, 1926)
Esta Formación reposa discordante sobre las formaciones del Paleógeno y del Neógeno y a su vez está cubierta en forma discordante por los depósitos eólicos y recientes. Por las características sedimentológicas de la Formación La Popa, se deduce un ambiente marino somero con influencia continental.

Formación La Popa (Qpp)
Formación de La Popa, se encuentra como La Popa Group en Anderson (1926), pero el origen de este nombre como Formación La Popa fue utilizado por primera vez en una descripción hecha por Bürgl (1957) de los estratos que constituyen el cerro de La Popa en Cartagena, con un espesor de 150 metros y cuya descripción es:
Nivel e: caliza maciza de arrecifes coralinos.
Nivel d: caliza porosa arrecifal.
Nivel c: caliche amarillo con bloques de arrecifes coralinos.
Nivel b: arcillas arenosas con bloques y grumos de calizas arrecifales.
Nivel a: arcillas micáceas gris oscuras, con yeso.

En este mismo informe denomina a las arcillas de la base del cerro como Arcillas de La Popa y las calizas arrecifales como Calizas de La Popa. Dos años después, Bürgl en 1959

(en De Porta et al., 1974) define propiamente la unidad, constituida, según sus propias palabras, de "arcillas macizas que pasan gradualmente hacia arriba a calizas arrecifales, las que componen exclusivamente la parte superior".

La Formación La Popa aflora para formar una serie de colinas menos abruptas y alargadas que las que constituyen las serranías de Pajuancho y Capiro y las montañas de Tubará. Las más representativas de esta morfología son las lomas de Camarón y Juaruco al nororiente y norte de la población de Tubará y las lomas de la Risota, Nisperal, Aguas Vivas y Pan Azúcar en los alrededores de Puerto Colombia, con un patrón de drenaje subparalelo.

Teniendo en cuenta su posición y edad, la Formación La Popa es una unidad muy abundante en macrofósiles de algas, fragmentos de equínidos y moluscos los cuales han sido utilizados para postular su edad; sin embargo, la estimación de su edad ha sufrido varios cambios desde Anderson (1926), quien la consideró, con base en su posición estratigráfica, como del Plioceno; un año después, Link (1927) asignó al Pleistoceno inferior a las Calizas de La Popa. Anderson (1929) reafirma nuevamente el Plioceno para esta unidad. Posteriormente, Royo y Gómez (1950) sugiere el Mioceno superior. A partir de esta fecha, la Formación La Popa, según De Porta et al. (1974), se ha considerado como del Plioceno, pero estos autores notan que Solé De Porta (1960) y Hopping & Müller (1968) indican que puede corresponder al Pleistoceno. Con base en lo anterior, y los resultados de las muestras micropaleontológicas recolectadas durante este proyecto en el área tipo, se asume el Pleistoceno para la Formación La Popa. En el área de estudio la Formación La Popa descansa indistintamente y en forma discordante sobre las rocas sedimentarias del Terciario y está suprayacida principalmente y en forma discordante por los depósitos eólicos antiguos y recientes del Cuaternario.

4.1.3. Geología estructural

La disposición geológica del Caribe colombiano es producto de la interacción tectónica de las placas de Nazca, Caribe y Suramérica (INGEOMINAS, 1997). Regionalmente el área de Barranquilla se ubica en el llamado Terreno Sinú – San Jacinto constituido por dos cuñas de materiales sedimentarios (cinturones de San Jacinto y Sinú), caracterizado por presentar pliegues anticlinales estrechos y sinclinales amplios, donde también convergen dos trenes estructurales de dirección N20ºE de edad Eoceno medio y otro de dirección N45ºE de edad Plioceno-Pleistoceno (Duque, 1984).

Barranquilla cuenta con dos zonas estructurales que presentan diferente grado de fracturamiento y plegamiento, siendo las laderas occidentales el sector limite. Al oriente muestra una zona con basculamiento y plegamiento suave y al occidente una zona con plegamiento mayor, cuya génesis puede estar relacionada con la actividad tectónica convergente de las placas Caribe y Suramericana, (INGEOMINAS, 1997).

La zona oriental está asociada con las rocas de la formación La Popa, que se inclina hacia el NE con buzamientos de 7°-20°. Las rocas presentan dos tendencias de diaclasamiento de rumbo N60-70W y otras menos definidas en dirección S50°W que coinciden con las direcciones predominantes del escarpe de plataforma, dándole un aspecto festonado en planta.

La zona plegada occidental incluye las rocas de la Formación Perdices, en esta zona se encuentran anticlinales amplios de ejes curvos en planta, asociados a anticlinales dómicos en los flancos. Se encuentran el sinclinal de arroyo El Salado cuyo eje es de dirección 4°NE y se profundiza hacia el suroeste. Los buzamientos del flanco norte son del orden de 12°-15°
Entre las fallas y lineamientos se destacan el lineamiento de El Mirador de dirección NW-SE. Igualmente se evidencian lineamientos en dirección NE-SW y N-S que son los responsables de las facetas y salientes del escarpe de la plataforma de abrasión de origen arrecifal.
Paralelo al anterior lineamiento que es considerada como una falla normal con el bloque sur hundido, se encuentra el lineamiento de las Terrazas - El Rosario de características inversas. A la par se encuentran los lineamientos de El Salado, El Bosque, El Romano y Santo Domingo.

Por tratarse de una región formada únicamente por depósitos recientes, formados por sedimentos no consolidados, no se presentan estructuras geológicas superficiales (fallas) que afecten el área de influencia, ya que éstas si las hay se formaron antes y por lo tanto están cubiertas por éstos depósitos recientes, el recubrimiento de éstas enmascara los efectos que puedan ejercer con el tiempo estas estructuras geológicas sobre el área de influencia del corredor vial (INGEOMINAS, 2011).

Lineamiento Las Terrazas-El Rosario
Lineamiento paralelo al del Mirador que cruza por la parte baja de los barrios Las Terrazas y Villa del Rosario. Genera algunos cambios en la dirección de corrientes y arroyos en la parte media y baja de las laderas, con presencia de algunos movimientos en masa asociados.

Lineamiento El Salado
Controla parte del Arroyo El Salado, con dirección N70ºE, posiblemente puede corresponder a una falla inversa con el bloque nororiental levantado (INGEOMINAS,1997). A la altura del arroyo El Salado se presentan buzamientos mayores a 40ºNWcambiando la estratificación general que buza al SE.

Lineamiento El Bosque
Cruza en dirección N65ºW por el barrio El Bosque controlando el curso de los arroyos del sector. En la parte alta genera pliegues en las areniscas calcáreas de la base de la Formación La Popa.

Lineamiento El Romano
Paralelo al del Bosque, controla el curso inferior del arroyo Santo Domingo. Hacia la parte alta, en el barrio Las Américas, basculan las areniscas de la base de la Formación La Popa hacia el suroccidente y posiblemente puede tener desplazamientos mínimos inversos hundiendo el bloque norte.

Lineamiento Santo Domingo
Presenta dirección NS controlando el curso superior del arroyo del mismo nombre. Teniendo en cuenta el control que presenta sobre los drenajes que descienden del nororiente permite evidenciar posiblemente una falla normal con el flanco oriental levantado.

4.2. CARACTERIZACIÓN MORFOMÉTRICA (PENDIENTES)

La clasificación de pendientes para el Distrito de Barranquilla se efectuó siguiendo el criterio de clasificación de pendientes adoptado por el IGAC en los estudios de suelos y tierras realizados en todo el país, y que incluye siete rangos de pendiente que sirvieron también de apoyo para la identificación y descripción de las unidades geomorfológicas (INGEOMINAS, 2011).

Pendiente (%)	Calificación
0-3	Plano
3-7	Ligeramente Plano
7-12	Ligeramente Inclinado
12-25	Fuertemente Ondulado
25-50	Fuertemente Quebrado
50-75	Escarpado
>75	Muy escarpado

En el área de estudio predomina un relieve plano a ligeramente plano de pendientes muy suaves que contrastan con algunas zonas ligeramente inclinadas y onduladas, y muy puntualmente zonas escarpadas. El rango de pendiente de mayor frecuencia corresponde a las categorías plana (0-3%), y ligeramente planas (3-7%), seguidas por las zonas ligeramente inclinadas (7-12%) fuertemente onduladas (12-25%) y por ultimo las zonas fuertemente quebradas y escarpadas. Es importante mencionar que la distribución de la

pendiente es bastante sesgada hacia los valores bajos y las zonas con valores altos comparados proporcionalmente con la totalidad son muy bajos, lo que indica una distribución desequilibrada de la pendiente en la zona de estudio.

4.3. UNIDADES GEOMORFOLÓGICAS

Las geoformas en el área urbana del distrito de Barranquilla son de tipo denudacional y depositacional y están definidas por la acción combinada de procesos moderados a intensos de meteorización, erosión y transporte de origen gravitacional y pluvial, que han remodelado y dejado remanentes de geoformas morfo estructurales preexistentes y creado nuevas geoformas por acumulación de sedimentos. En la parte media y baja de las laderas occidentales de Barranquilla se presentan, según la expresión morfológica y el grado de disección, laderas desde suavemente onduladas hasta muy disectadas; igualmente se encuentran conos y lóbulos coluviales, flujos de detritos y conos de deslizamiento del tipo rotacional predominantemente （INGEOMINAS, 1997).

Unidad de laderas fuertes a moderadas (Ulfm)
Localizada en la zona occidental del área urbana del distrito, constituye una franja orientada en sentido NW donde se presentan las mayores alturas de la zona urbana. Se caracteriza por constituir superficies cortas e inclinadas, con pendientes que varían entre el 7 y el 50%, donde el rango que más se repite está por encima del 12%. Los procesos erosivos asociados a las corrientes de agua son los principales modeladores de esta superficie generando una morfología consecutiva de cañones y filos, que presentan diferencias de altura de hasta 12 m.

La mayor parte de los procesos erosivos de la ciudad se encuentran sobre esta unidad, evidenciando la gran dinámica geomorfológica que presenta. Sobre esta unidad se localizan entre otros los barrios Miramar, Me quejo, El Tabor, La Manga, Cuchilla de Villate, El Bosque, Evaristo Sourdis, La Esmeralda, Nueva Colombia, La Manga, La Sierrita, Las Américas, Santo Domingo de Guzmán y 7 de Abril.

Unidad de Superficies Aluviotorrenciales (Usat)
Localizada en el extremo occidental del área urbana, se caracteriza por presentar una morfología suave y semiondulada derivada de la actividad depositacional propia de este tipo de unidades. Está comprendida entre los 20 y 24 m.s.n.m y presenta pendientes con valores máximos del 3%, aunque la mayor parte del sector presenta valores mucho más bajos. Su actividad geomorfológica está controlada principalmente por la sedimentación y la erosión, ya que constituye una zona topográficamente más baja y de menor pendiente donde se presenta principalmente acumulación de sedimentos.

Unidad de planicies Aluviales (Upa)
Esta unidad corresponde a las superficies construidas por la depositación de materiales aluviales provenientes del río Magdalena y algunas de las corrientes que desembocan en él

y que fluyen sobre la vertiente oriental de la ciudad. Son superficies planas con pendientes menores del 1%. Los procesos geomorfológicos en esta zona están supeditados a la dinámica del río Magdalena donde la erosión de márgenes y la sedimentación presentan un ciclo alternante. Sobre esta unidad se localizan entre otros la Zona Industrial La Loma, Barranquillita, la Zona franca y de transporte marítimo, y los barrios Pasadena y La Luz.

4.4. CLIMA

Los cambios climáticos provocan una variación de acuerdo a las diferentes épocas climáticas en el litoral Caribe Colombiano que son la época seca o época de verano que van desde el mes diciembre a marzo, la época húmeda o época de invierno desde el mes de abril a junio, época húmeda o época de invierno desde agosto a noviembre y la época de transición entre junio y julio donde se presenta el fenómeno llamado “veranillo de san juan”7.

La temporada de más lluvias en la ciudad de Barranquilla se presentó en el año 2010, a pesar de que en el año 2011 se presentaron más días de lluvias que en el año 2008, para éste primero.

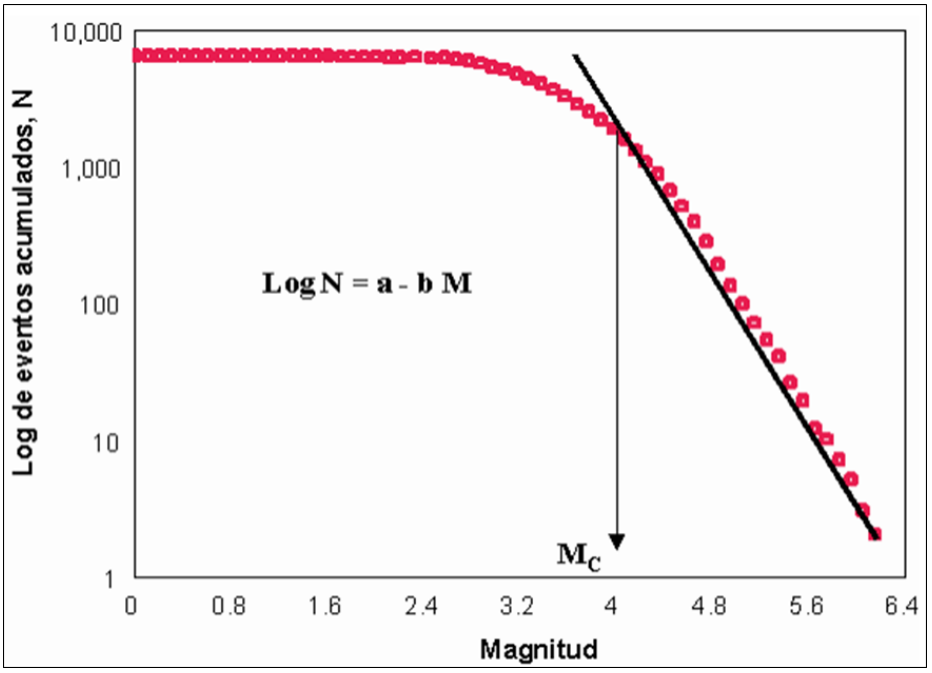
4.5. PRECIPITACIÓN

La precipitación anual promedio de Barranquilla es de 821 mm aproximadamente, las precipitaciones mensuales se acentúan en el mes de mayo a octubre, lo cual genera el incremento de inundaciones en con lluvias que oscilan entre 70 y 178 mm/mes, constituyéndose este último como el de más altos índices de pluviosidad. El período seco transcurre entre los meses de diciembre hasta abril, con promedios entre 1.0 y 25 mm/mes. Así mismo, el número de días con precipitación oscila a lo largo del año entre 0.0 y 14.0 días. La duración de los eventos es en general de 90 minutos, con eventos extraordinarios de duración superior a 120 minutos. Las tormentas son de corta duración, pero de gran intensidad.
La hora de iniciación de los eventos está en general, entre las 11:00 a.m. y las 4:00 p.m.

4.6. ANÁLISIS DE ACELERACIÓN SÌSMICA

La variación de espacio-temporal de los parámetros de recurrencia sísmica puede estudiarse siguiendo los lineamientos de la distribución frecuencia-magnitud de Gutenberg-Ritcher, la cual describe la relación ente la ocurrencia y la magnitud de los sismos. La Figura 3 representa gráficamente la relación de recurrencia (Bendito, Rivero, & Lobo, 2002).

Figura 3. Relación de recurrencia típica de acuerdo a la distribución Gutenberg-Ritcher.



En un análisis probabilístico de amenaza sísmica, las relaciones de recurrencia proporcionan una herramienta que incorpora la descripción completa de la historia de sismicidad, la cual se refiere a la extensión de tiempo donde todos los eventos sísmicos, dentro de un rango de magnitudes, son reportados y aparecen en un catálogo, el problema más importante asociado a la base de datos usada para su definición. Por lo tanto, la capacidad de detección de las redes sismológicas se convierte en un factor determinante en la información instrumental de una región (Bendito, Rivero, & Lobo, 2002).

La metodología empleada consistió en la determinación del total de eventos registrados para un área representativa circundante al área de estudio, luego se procedió a clasificarlos según su magnitud y profundidad.

Para la construcción de las gráficas de recurrencia se tuvo en cuenta la magnitud registrada en las bases de datos para eventos sísmicos, relacionándola con la frecuencia con que se registraron los mismos, obteniendo preliminarmente a través de la distribución Gutenberg-Ritcher lo que se muestra en la Figura 4.

Figura 4. Relación de recurrencia típica para Barranquilla.

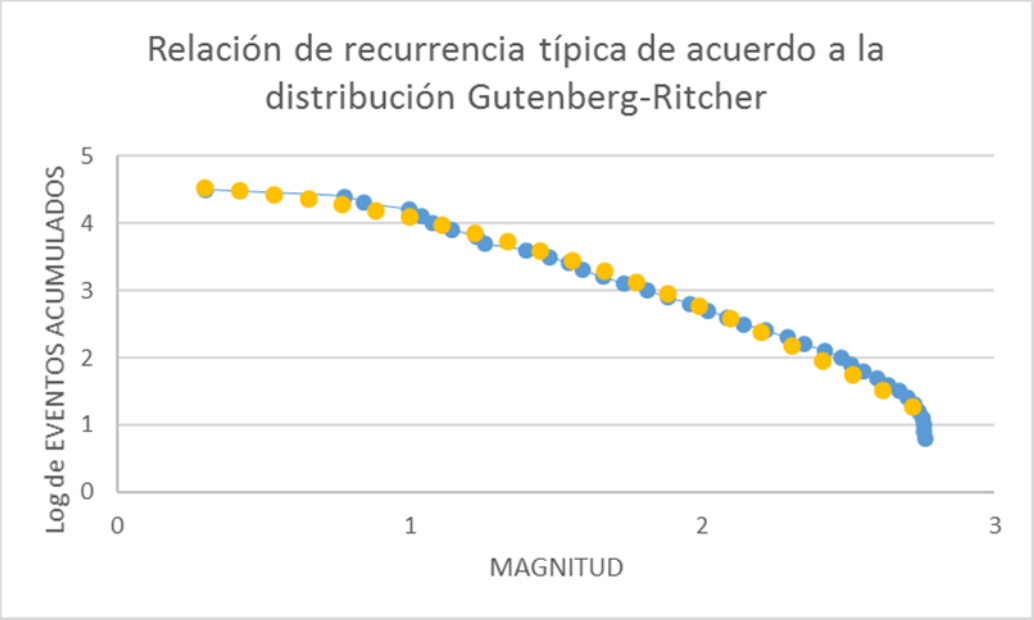
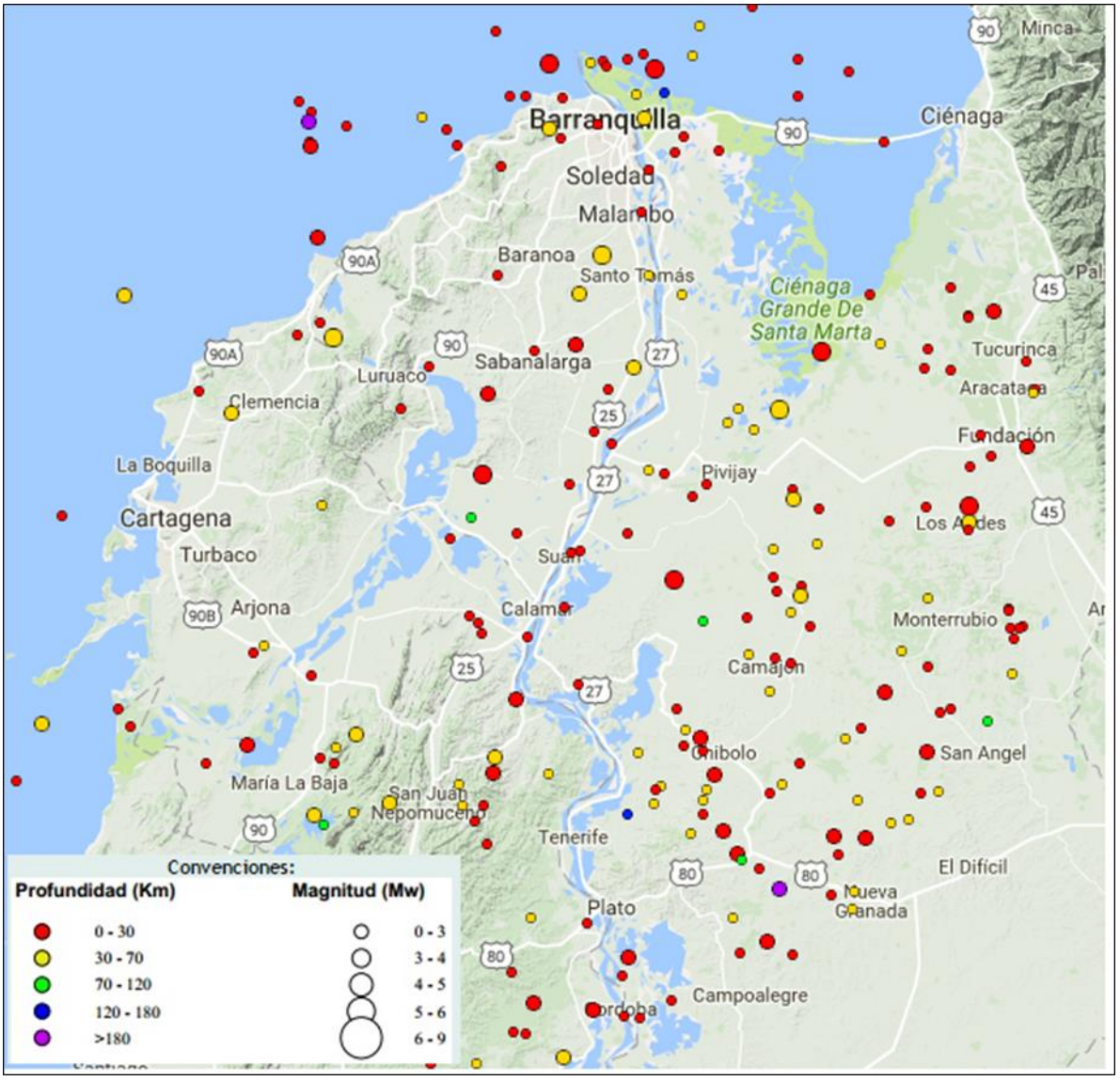


Figura 5. Esquema de ubicación de eventos sísmicos evaluados a 100km a la redonda con centro en la ubicación del proyecto. Tomado y modificado del Servicio Geológico Colombiano.



5 ANALISIS DE INGENIERIA

5.1. PARAMETROS DE DISEÑO

Los parámetros utilizados en la determinación de la capacidad portante del subsuelo fueron la cohesión y el peso unitario de los materiales que conforman cada estrato, obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio y de correlaciones existentes entre estos parámetros y la resistencia a la penetración estándar. Se utilizaron los criterios de capacidad superficial desarrollados por Hansen (1970). Anexo las memorias de cálculo y resumen de laboratorio.

Los parámetros requeridos para el estimativo de asentamientos fueron obtenidos a partir de correlaciones entre estos parámetros y las propiedades índices de los suelos.

Anexo se presentan ensayos de Compresión Inconfinada realizado a las muestras tomadas con SPT, en la que se observa que las cohesiones no drenadas, Cu=Qult/2, tienen magnitudes superiores a las determinadas con base en la correlación Cu=0.6N, razón por la cual, de manera conservadora se tomó las obtenidas por correlaciones para la determinación de la capacidad admisible de los suelos.

Los criterios de los Módulos edométricos, se realizó con base en correlaciones del módulo elástico y la relación de poisson de los suelos.

De acuerdo a la teoría de la elasticidad, se puede determinar el Modulo Edométricos, teniendo en cuenta la relación de poisson, tal y como se observa en la siguiente formula:

$$Edo = E*(1-\upsilon)/(1-\upsilon-\upsilon^2)$$

Los criterios establecidos para determinar los parámetros de deformación de las arcillas, se basó en una relación de recompresión (RR) y relación de compresión (CR), los cuales son criterios para calcular los asentamientos por consolidación con base en el Módulo Edométricos de los suelos. A continuación, los parámetros y criterios empleados.

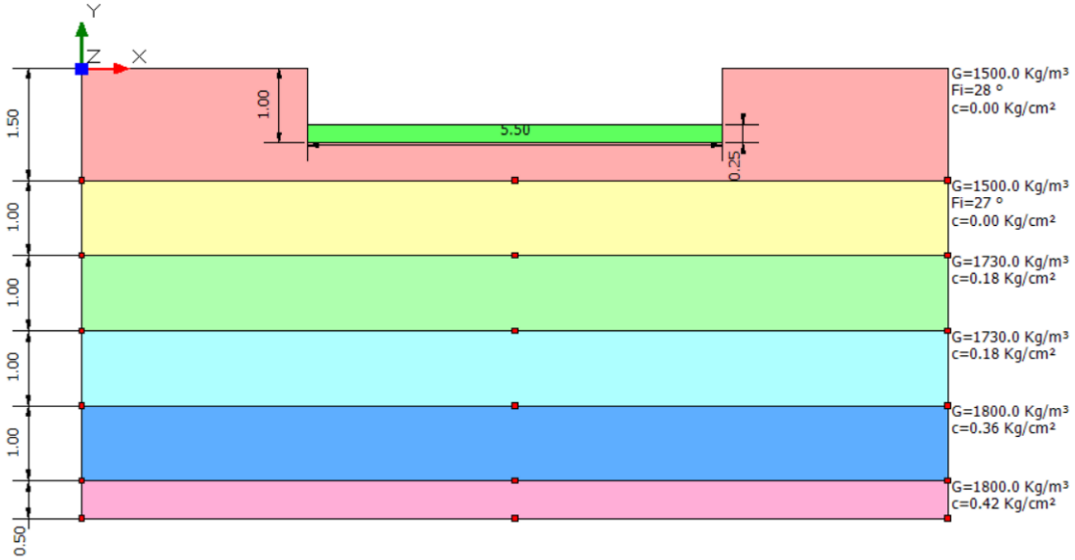
Cu (t/m2)	0,6*N (Número de Golpes). Ref. Ecuación Terzaghi and Peck. 1967. Ecuación 4,59. Kulhawy and Mayne. 1990
ϕ	0,36*N(número de Golpes)+27 .Ref. Foundation Analysis and Desing. Pag. 163. Quinta edición.
γ d(t/m3)	γ/(1+W) , para valores de humedad y $\gamma \neq$ a 0.Ref. Foundation Analysis and Desing. Pag. 19. Quinta edición.
γ (t/m3)	Ensayos sobre muestras alteradas de SPT
γ s(t/m3)	Ensayos sobre muestras alteradas de SPT
E(t/m2) ARCILLAS	250*Cu. Ref. Foundation Analysis and Desing. Pag. 316-317. Quinta edición.
E(t/m2) ARENAS Y LIMOS	500*(N+15)/10. Ref. Foundation Analysis and Desing. Pag. 316-317. Quinta edición.

Para el cálculo de los asentamientos elásticos, se tiene en cuenta el Modulo elástico del suelo debajo de la zapata, y para los asentamientos por consolidación se tienen en cuenta los módulos edométricos de los distintos estratos.

Nota: los *parámetros para determinar las capacidades admisibles de los suelos, se realizaron con base en el análisis de la condición No drenada de los suelos.*

5.2. ESTIMATIVOS DE CARGA

La estructura a construir está conformada por un canal en concreto de 5.50 m de ancho y una altura de aproximadamente 1.0 a 2.0 m, por tal razón de acuerdo a estimativos de carga, las cargas máximas transmitidas al suelo son del orden de 4.0 Ton/m^2. Esta carga se utilizó con el fin de evaluar la capacidad portante admisible y los asentamientos esperados de la estructura a construir.



5.3. CAPACIDAD SUPERFICIAL PORTANTE DEL SUBSUELO

El análisis de capacidad portante del subsuelo para el uso de cimentación superficial fue efectuado utilizando los criterios propuestos por Hansen (1970), para suelos de naturaleza Arcillosa estableciéndose las siguientes capacidades admisibles, asentamientos y Módulo de reacción del Suelo (Ks) para cada uno de los sondeos.

Tabla No. 3 Capacidad admisible, asentamientos y Modulo de Reacción del suelo para cimentaciones Superficiales

Sondeo No	*Profundidad Desplante (m)*	*Dimensión cimentación (mxm)*	*Carga Ultima (Kg/cm^2)*	*Carga Admisible (Kg/cm^2)*	*Asentamientos Elásticos (cm)*	*Asentamientos por Consolidación (cm)*	*Asentamientos totales (cm)*	*Ks (Kg/cm^3)*
1	1,0	5,5 x 5,0	6,22	2,07	0,09	0,97	1,06	3,0
2	1,0	5,5 x 5,0	1,77	0,59	0,11	0,63	0,74	0,6

Para el diseño de la cimentación superficial se tendrán en cuenta los parámetros del sondeo S-2, por ser el más desfavorables dentro de la unidad de construcción, con un Factor de Seguridad de Carga de 3.0.

En cuanto a los factores de seguridad indirectos mínimos para una cimentación superficial, el ***Titulo H de la NSR-10*** en su ***parágrafo 4.7*** para el Diseño, establece un Factor de seguridad de 3.0 para un análisis de cargas Muerta + Carga Viva normal, el cual, a criterio del geotecnísta, se considera adecuado.

En este orden de ideas, la capacidad admisible para cargas verticales (muerta más viva normal) recomendada para cimentaciones superficiales es 0.59 kg/cm^2 para la losa del canal, estarán desplantadas a 1.0 m de profundidad medidos a partir de la superficie del terreno natural.

5.4 ASENTAMIENTOS ESPERADOS CIMENTACION SUPERFICIAL

El análisis de asentamientos inmediatos para cimientos superficiales se efectuó utilizando la teoría de Elasticidad y la consolidación unidimensional de suelos, teniendo en cuenta los distintos sondeos para una losa corrida de 5.5 m x 5.0 m y con Carga de 4 Ton/m2 distribuida en la losa, se presentarán asentamientos máximos inmediatos de 0.09 cm y con respecto al tiempo de 0.97 cm, asentamientos totales máximo del orden de 1.06 cm.

5.5 COEFICIENTE DE REACCION DE LA SUBRASANTE, Ks

Para determinar el *Ks* se tomaron los criterios de diseños contemplados en la práctica normal de la Ingeniería de suelos, la formula utilizada es la siguiente:

$$k_s^{'} = 0.65\sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f}}\frac{E_s}{1-\mu^2}$$

La raíz doceava de cualquier valor por 0.65 tiende a un valor cercano a uno, para un propósito más práctico la ecuación de Vesic se reduce a:

$$k_s = \frac{E_s}{(1-\mu^2) * B}$$

Anexo a la hoja de Cálculo de los asentamientos se referencian los distintos Ks para el estrato de suelo más desfavorable.

5.6 ANALISIS DE LICUEFACCION DE LOS SUELOS

No se realizó análisis de licuefacción porque los suelos que predominan son Arcillas de Baja y alta plasticidad de Consistencia Blanda (2<N<4) a Resistente (8<N<15), adicionalmente no existe la presencia del nivel freático.

6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

6.1. SOLUCION DE CIMENTACION SUPERFICIAL

6.1.1 Cimentación Superficial

La cimentación de las estructuras será de tipo superficial, conformada por una losa corrida. La profundidad de las excavaciones para la solución de cimentación será de 1.0 m, medidos a partir del terreno natural.

La losa estará soportada por piedra rajón de 40 cm de espesor, el cual servirá como base para la colocación de la misma.

La losa de cimentación (y rellenos de concreto pobre) deberán dimensionarse de tal manera que la presión de contacto no exceda de 5.9 T/m^2, para la losa del Canal. En el cálculo de las presiones de contacto deberán incluirse, el peso de la losa y paredes.

En concordancia con el Numeral H.2.2.2.1 de la NSR-10, se aclara que el sistema estructural a contemplar está conformado por zapatas aisladas unidas, mediante vigas de amarre, las cuales estarán desplantadas a 1.0 m de profundidad, medidos a partir del

terreno natural, no se contemplan ningún tipo de problemas asociados a la excavación dada la buena resistencia de los estratos encontrados.

6.1.2 Recomendaciones Especiales

Durante la construcción de la obra deberá llevarse a cabo un registro continuó de los asentamientos sufridos por la estructura. El chequeo de los asentamientos deberá efectuarse de acuerdo con el incremento de las cargas de la estructura y en el registro deberá consignarse el avance de la obra hasta la fecha del chequeo. El registro de los asentamientos deberá ser enviado a esta empresa cada vez que se haga un chequeo, con el fin de evaluar la evolución de los asentamientos que se estimaron.

6.1.3 Excavaciones seguras y construcción

Dada la naturaleza Arcillosa de los suelos presentes en la zona del proyecto, se determina la Altura crítica (Hcr), en la cual se pueden realizar cortes verticales a 90 grados, dada la naturaleza cohesiva de los suelos, para lo cual se emplea la siguiente formula, de acuerdo a la hipótesis de Rankine para Empuje Activo. Anexo al presente informe se presentan los cálculos estrato por estrato.

$$H_{cr} = \frac{4\,C}{\gamma}\tan\left(\frac{\pi}{4}+\frac{\emptyset}{2}\right)$$

De acuerdo a los resultados obtenidos se pueden establecer una altura critica en la condición más desfavorable en los sondeos de 0.81 m, con un factor de seguridad de 3.0. Debido a que las excavaciones de las zapatas serán de 1.0 m, no se esperan que se produzcan problemas asociados a la estabilidad de las excavaciones.

Nota: Dada la topografía plana en la zona del proyecto, tal y como se puede observar en la implantación, los materiales de corte provenientes de la cimentación, deben ser retirados a un sitio fuera de la obra, con permiso de parte de las entidades ambientales.

6.1.4 Paredes del Canal de Concreto

Se deben tener en cuenta que las arcillas se pueden excavar verticalmente teniendo en cuenta las alturas criticas contempladas en los parámetros del suelo, y como adicional se deben tener las siguientes condiciones: Peso específico del suelo = 1.95 ton/m3, Peso específico saturado = 2.1 ton/m3, Coeficiente de empuje activo y neutro de tierras de 1.0

por estar conformados en su mayoría de los sitios explorados por Arcillas de alta plasticidad. En la zona donde se contemplan rellenos con base en Zahorra y Arenas se debe tener en Cuenta un Coeficiente de Empuje Activo de 0.33.

7. CONSIDERACIONES SISMICAS

Para el diseño de las estructuras sismo resistentes se debe tener en cuenta que el proyecto está ubicado en el Municipio de Barranquilla en el Departamento de Bolívar, la cual está clasificada como una zona de amenaza sísmica Baja, ***Aa = 0.10, Av=0.10, Ae=0.05 y Ad=0.03.***

El ***perfil de suelo*** según la Norma NSR-10 es ***E***, al ser perfiles de suelos con rígidos los cuales cumplen con cualquiera de estas dos condiciones:

a) 180 m/s > Vs
b) IP > 20 w >= 40% 50 Kpa (≈0.5 kgf/cm^2) >= Su

El grupo de uso es III — Edificaciones de atención a la comunidad.

8. LIMITACIONES.

El presente informe se basó en las condiciones de campo de las muestras obtenidas a distintas profundidades, mediante la ejecución de los sondeos practicados en diferentes sitios del área; podrán presentarse condiciones del subsuelo no encontradas en la investigación, sin embargo, se considera que el alcance de los trabajos de campo y laboratorio fueron los adecuados para definir las condiciones del subsuelo en los sitios del proyecto. Si durante la construcción se encuentran diferencias en las condiciones del subsuelo establecidas como típicas en este informe, se deberán comunicar oportunamente para realizar los ajustes necesarios a las conclusiones y recomendaciones.

EMIRO VANEGAS GOMEZ
Magíster en Geotecnia