

**EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA
PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA-CIC DEL
MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO- DEPARTAMENTO DEL CHOCO**

INFORME FINAL

**CARLOS AVENDAÑO M.
ABRIL DE 2015**

1. INTRODUCCIÓN

A solicitud del Ingeniero Noé Dalberto Correa, se efectuó, una investigación del subsuelo para la construcción del Centro de Integración Ciudadana-CIC del Municipio del Bajo Baudo (Pizarro) en el Departamento del Choco. Dicha investigación está encaminada a conocer información geotécnica necesaria para la ampliación de las aulas. El estudio consistió, en la etapa de trabajos de campo, constituida por exploraciones del subsuelo (perforaciones a percusión) y labores de muestreo, seguida de los ensayos de laboratorio con muestras representativas y, por último, del análisis e interpretación de los resultados.

En este informe se hace una somera descripción de la totalidad de los trabajos efectuados y se presentan los resultados de la investigación en conjunción con algunas recomendaciones pertinentes de cimentación.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACION CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

1A. UBICACIÓN.

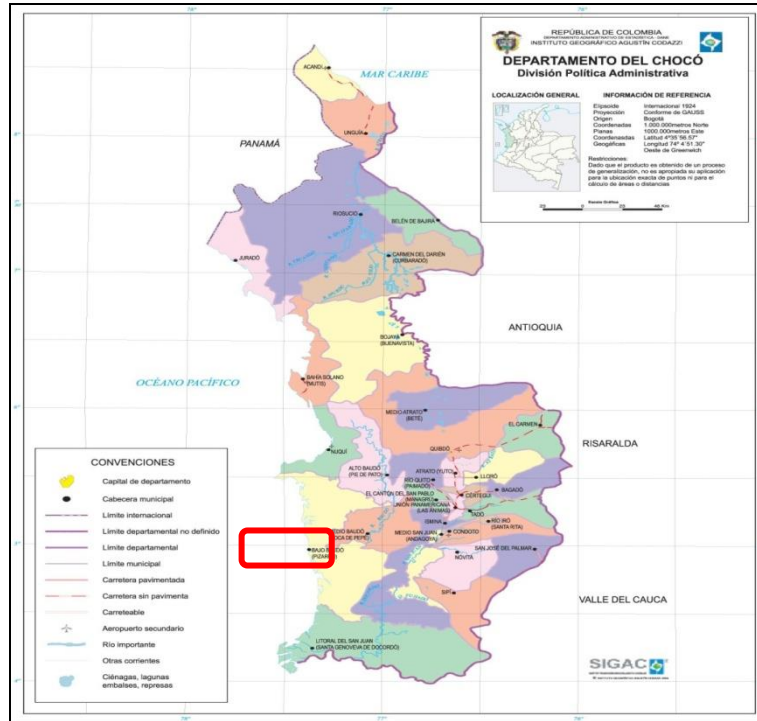


Figura No.1. Mapa - Departamento del Chocó – Municipio de Bajo Baudó (Pizarro)

Geográficamente se encuentra localizado entre las coordenadas 4° 57' de latitud norte y 77° 22' de longitud oeste, con una temperatura promedio de 28°C. Posee una extensión de 4.840 kilómetros cuadrados y limita por el norte con los Municipios de Nuquí y Alto Baudó, por el oriente con los Municipios de Medio Baudó y Medio Sanjuán, por el sur con el municipio de Litoral del San Juan y por el occidente con el Océano Pacífico.

Su población es de 18.878 habitantes, su territorio en la mayoría es plano y selvático, y cerca del 12.5% de la extensión territorial está dedicada a cultivos; sus suelos poseen un alto potencial agrícola y pecuario.

2. PROYECTO

El proyecto consiste en la construcción de un centro de Integración Ciudadana-CIC, consta de una cubierta, tribuna con accesos a través de escaleras y un palco, ubicada en cerca al casco urbano del Bajo Baudó. Ver Figura No.3.



Figura No.2. Imagen Satelital –Bajo Baudó (Pizarro) – Choco. Fuente GOOGLE.2011

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACION CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

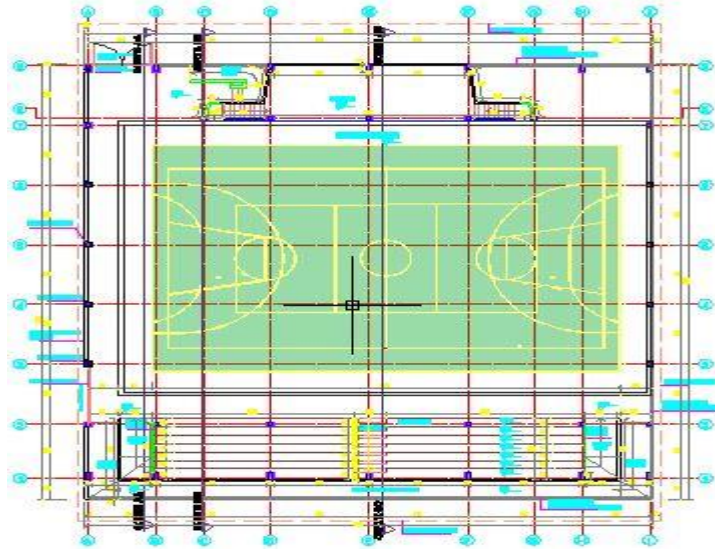


Figura No.3. Proyecto CIC-Bajo Baudo.

3. TRABAJOS EN EL TERRENO

Las exploraciones en el terreno ejecutadas, consistieron en la realización de cuatro (04) perforaciones (P-1 a P-4), a una profundidad de 18m, realizada a percusión. Ver Figura No.4. Ubicación de las perforaciones en el terreno.

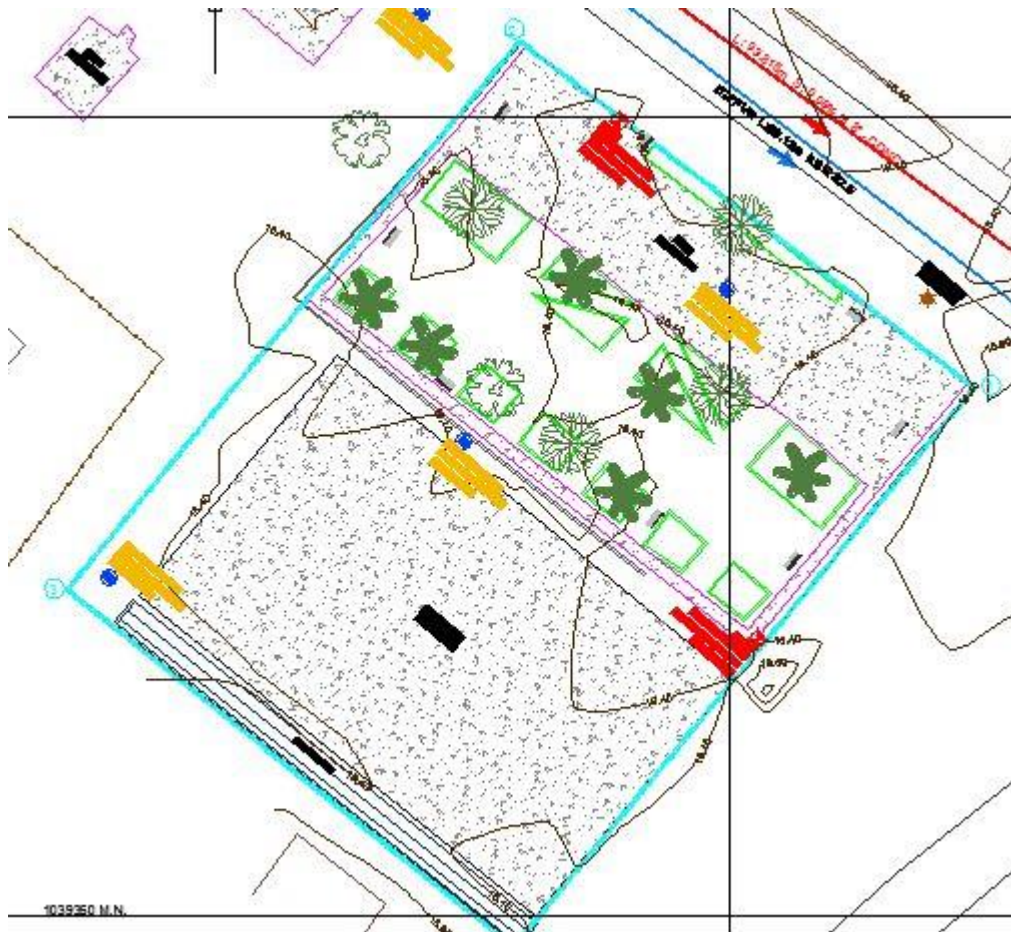


Figura No.4. Ubicación de los Sondeos en el Terreno.

Tabla No.1. Ubicación Sondeos Coordenadas.

Sondeo	E	N	Cota (msnm)
S1	967.730,75	1.039.406,50	16.29
S2	967.711,16	1.039.371,14	16.24
S3	967.749,80	1.039.389,16	16.44
S4	967.733,36	1.039.379,64	16.37

3.1. Ensayo de Penetración Estándar (SPT).

El ensayo de penetración estándar es una prueba dinámica algo sencilla, que se realiza a medida que se hacen las perforaciones y permite obtener la resistencia del suelo en el sitio.

La mecánica de la prueba consistió en hincar en el estrato de interés un muestreador del tipo cuchara partida (split sloop sampler) de 2” diámetro, golpeándola con un martillo de 140 lbs de peso, que se deja caer en forma libre desde 30” de altura, contando el número de golpes necesarios para lograr una penetración de 1 pie. Este número, se anotó como “N1” y en el resultado de la prueba.

Con el fin de establecer parámetros estándar con base a lo descrito en la norma ASTM D 1586 – 2001. El ensayo se repitió, en cada una de las perforaciones a intervalos máximos 1.50 m de profundidad.

En todas las perforaciones se efectuaron ensayos de penetración estándar (E.P.S) siguiendo los procedimientos estipulados en la Norma ASTM D-1586-64.

Los resultados de este ensayo, relacionados con la profundidad, se muestran en el Anexo No. 1, al final de este informe. Los registros estratigráficos de las exploraciones se incluyen al final, así como el registro fotográfico. (Ver Registro Fotográfico de las perforaciones)

3.2. Muestreo.

Se realizó la toma de muestras alteradas del recobro de la cuchara. Además, mediante la utilización de tubos de pared delgada (shelby), se obtuvieron las muestras, para ser sometidas a ensayos de compresión inconfiada (ver Imagen No.3).

4. Estratigrafía.

El perfil estratigráfico del suelo, obtenido de los resultados de las perforaciones y los ensayos realizados, muestran una secuencia de los suelos finos cohesivos, dispuestos en franjas de gran espesor. Tal como lo describe, para éste caso es más representativo, la clasificación de Deere and Patton (1971), sobre suelos residuales tropicales.

Capa A: En el rango de profundidad de 0.00m-1.0m se tiene una arena limosa color café claro, presencia de raicillas.

Capa B: Corresponde a la capa de Arena limosa color azul con algunas trazas grises, compacidad de media alta entre 1.0-2.0m, recuperación con cuchara del 40%-60%. Clasificación (SM). A partir de los 2.5 m la compacidad pasa de alta a muy alta a los Cinco (5m), toda la capa de suelo recuperada a lo largo de los 18m de perforaciones corresponde a una arena limosa (SM).

5. PRUEBAS DE LABORATORIO.

Con todas las muestras alteradas, (de la cuchara partida o split-spoon), se llevaron a cabo pruebas de carácter rutinario, constituidas por gradación completa con lavado por el tamiz No. 200 (ASTM-D-2487), límites de consistencia (líquido y plástico ASTM-D-4318) para clasificación según el sistema USCS y determinación del contenido de humedad natural (ASTM-D-2216). Consistencia del material, (arenas limosas bien gradadas SM) con un $N > 14$ golpes/pie, a una profundidad de 1.5m, el material no se comporta muy bien al momento de realizar la prueba de compresión inconfiada, por tanto no se pudo realizar dicha prueba. Por tanto no se pudieron extraer muestras inalteradas, mediante los tubos de pared delgada (tubos shelby de la ASTM-D-1587), para someter a pruebas de compresión inconfiada (ASTM-D-2166) con estimación del peso unitario (ASTM-D-2167), debido a que el material es más friccional, que cohesivo.

Los resultados de la totalidad de las pruebas de laboratorio se presentan en el Anexo No. 1. Los formatos correspondientes a las pruebas realizadas se muestran al final del informe (Ver Anexo No.1). Es de anotar que a los materiales arenosos No Presentan (NP) Límites de Atterberg.

6. CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

6.1. GEOLOGÍA REGIONAL.

La génesis de estos accidentes costeros parece ser sedimentos aluviales y basaltos en el cretácico y terciario. El cretáceo en el Bajo Baudó está representado por rocas volcánicas de composición basáltica, las cuales están intercaladas con rocas de origen marino. La composición más común es la plagioclasa, clinopiroxeno y vidrio, como minerales accesorios se observan magnetitas y ceolitas rellenas de fisuras y cavidades. Ver Figura No.5.

El terciario está representado por calizas de carácter arrecifal, chert y areniscas que afloran en el área de cabo corriente y cabito, en la depresión de Coquí- Gella se presenta una serie de calizas arrecifales de color crema con olor a alquitrán y fuertemente fracturada y al sur de esta misma se presenta una secuencia de chert negro y areniscas lodolíticas de color gris oscuro o verde con matriz arcillosa y cemento calcáreo, el contacto con los basaltos de la serranía del Baudó se hace a través de la Falla de Utría. El Cuaternario en el Bajo Baudó está representado principalmente por las zonas de Manglares y las playas. Corporación OSSO (1998).

Geología Local:

En el Bajo Baudó encontramos cinco clases de formaciones:

- **Formación Clavo (Tec):** Conformada por lodolitas grises oscuros intercalados con limolitas calcáreas en capas de 1 a 3cm de espesor.
- **Formación Uva (Tmu):** Conformada por Calizas, limolitas calcáreas y arcillas, en la base se presentan horizontes conglomerados.
- **Formación Salaqui (Tos):** Conformada por Calizas intercaladas con chert blanco y lentes de chert negro y areniscas, en la margen oriental se encuentra en la base un conglomerado poliédrico con bloque de rocas volcánicas y chert en matriz areno calcárea.
- **Formación Napipi (Tmu):** Conformada por Lodolitas grises con inclusiones de nódulos calcáreas y lentes de calizas, en la margen oriental se observa una secuencia areno arcillosa que aumenta de tamaño de grano hacia el sur.
- **Formación Sierra (Tms):** Sucesión de calizas con limolitas grises oscuros, que graban localmente a lodolitas y areniscas arcillosas en la base y a lodolitas con areniscas conglomeraticas en el techo.

- **BASALTOS DE LA SERRANÍA DEL BAUDÓ (Kvb):** Basaltos, lavas andesíticas y brechas. Presentan vesículas rellenas con zeolitas. Ocasionalmente lavas, almohadillas e intercalaciones de chert y arenisca".
- **Rocas volcánicas extrusivas e intrusivas del Cretáceo Superior (Kv):** Diabasa y basalto espitilizados y uralitizados; toba máfica y rocas piroclásticas; intercalaciones de lidita y shale negro.

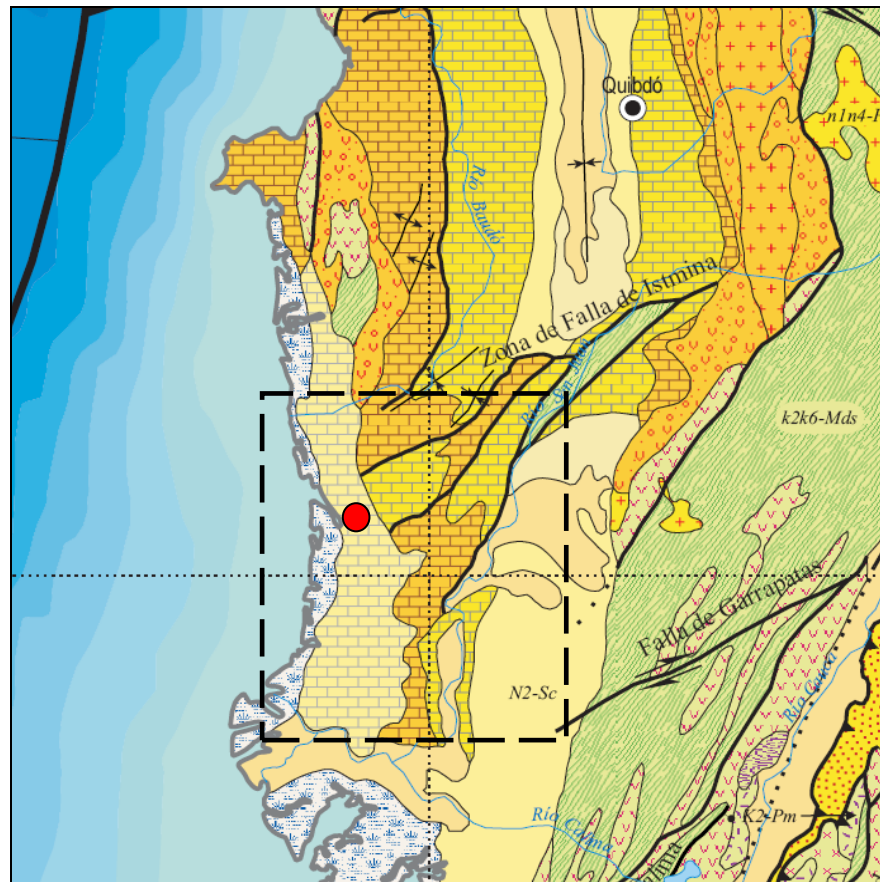


Figura No.5. Geología Regional. Fuente: Ingeominas-Mapa Geológico de Colombia.2007.

Geología estructural:

El noroeste de Colombia, donde están emplazados algunos resguardos indígenas dentro de la gran cuenca hidrográfica del río Atrato, está una zona donde interactúan tres placas tectónicas: Nazca, Caribe y Sudamérica.

Esta zona se conoce con el nombre de Unión Triple del Darién, donde la tectónica es muy complicada. En Colombia la placa de Nazca se desplaza hacia el oriente y se hunde por debajo de la placa de Suramérica que se mueve hacia el oeste. Este movimiento de subducción de la placa de nazca en la placa suramericana es el causante primario de los terremotos muy frecuentes en la región.

El choque de las placas ocasiona la deformación y ruptura de las rocas con la subsiguiente liberación de energía expresada en forma de onda sísmica. El proceso de subducción ha formado las estructuras geológicas: Plegamientos y fallas. En el Pacífico Colombiano, la placa continental o suramericana se subdividió en tres bloques tectónicos: el bloque de Tumaco, el bloque del San Juan y el bloque del Atrato, este último llamado también bloque Andino del Norte (Corporación OSSO, 1998).

Durante el cuaternario toda la cordillera Occidental tuvo un intenso levantamiento que aún hoy continúa. La elevación de ésta cordillera, está relacionada con fallas y pliegues cuyas direcciones tienen una marcada tendencia norte-noroeste.

Al oeste cerca de la costa Pacífica, está la falla Bahía solano, llamada también falla de utría, por cuanto es una falla activa que produce fuertes sismos de gran magnitud que influyen en los procesos de erosión y sedimentación de los ríos y en su régimen fluvial. Esta falla está considerada como peligrosamente activa (Espinosa et al, 1985), (Duque Caro, 1985).

Geomorfología.

En razón a su ubicación costera este municipio es generalmente de topografía plana con ondulaciones que van desde pequeñas a fuertes a medida que avanza hacia los límites con Alto Baudó.

En términos generales la región está constituida por cuatro unidades fisiográficas bien determinadas:

Llanuras costeras: caracterizadas por la presencia de mareas, presenta dos niveles en cuanto a evaluación se refiere y por consiguiente a la influencia de salinidad y drenaje. La llanura baja ocurre en forma de arenales y lodazales directamente por la marea. A medida que se aleja de la costa y disminuye la influencia directa de las mareas, la llanura costera presenta un nivel superior característico de la llanura fluvio-marina, la cual también es afectada por inundaciones periódicas pero con menor grado de salinidad.

Llanura aluvial: Va desde los 10 hasta los 20msnm, con topografía plana característica de las vegas de los ríos y quebradas, forman fajas relativamente estrechas que constituyen la llanura aluvial de desborde y está interrumpida frecuentemente por áreas más bajas plano cóncavo que dan origen a los pantanos.

Terrazas: existen dos subpaisajes de terrazas que se diferencian por la intensidad por la cual han actuado los procesos de erosión. En algunos lugares se encuentran terrazas planas en las Interfluviales (zonas comprendidas entre cauces de ríos y quebradas) y otros muy desvertebrados con pendientes del 50% hasta mayores de 100%, su altura sobre el nivel del mar varía entre 30 y 100 m aproximadamente.

Colinas: este paisaje presenta una topografía muy quebrada con pendientes cortas que con frecuencia alcanzan grados mayores del 100%, presentan alturas desde 30 hasta 200msnm, según el IGAC, esta zona es considerada elevada por agentes erosivos y construidas por materiales como limolitas, arcillolitas y en menor proporción por conglomerados y areniscas.

6.2. Propiedades de los Suelos- Ensayos de Laboratorio.

Todas las muestras obtenidas durante la etapa de investigación del subsuelo fueron llevadas al laboratorio de CONGRESUELOS S.A.S. de la Ciudad de Buga. Las perforaciones y el trabajo de laboratorio fueron supervisados por el Ingeniero Civil-Especialista en Geotecnia Carlos Avendaño M, donde se determinaron sus características físicas, propiedades e índices de resistencia.

Es de destacar que en las perforaciones se tomaron muestras y se les determinó, la granulometría, límites de Attemberg y la humedad natural, donde los suelos son de características arenosas, por tanto no se registra límites de Attemberg. Igualmente no se registró resultados de las pruebas de compresión inconfina, por ser un material friccional.

Humedad natural

Como se podrá observar, en las cuatro (4) perforaciones, la humedad natural en los suelos es de baja a media. Los valores obtenidos variaron, se tiene un valor máximo de 19.6% y un valor mínimo de 15.6%. Esta característica indica que el suelo se encuentra en una zona de precipitaciones medias, región medianamente húmeda.

Índice de Plasticidad y Liquidez.

El índice de plasticidad tiende NP, porque es un material de características arenosas, por tanto NP Límites de Attemberg.

A las muestras obtenidas se le practicaron ensayos de humedad natural, granulometría con lavado por el tamiz 200, límites de Attemberg (NP) y compresión inconfina (NR), con los cuales se realizó la clasificación mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos de la USCS, registrando una arena limosa (SM).

Comprensión Inconfinada.

Para determinar la resistencia cortante no drenada a compresión, del estrato superficial de suelo, se debe contar con muestras inalteradas y de un material homogéneo y que corresponda a un material muy fino. En éste caso se registró un material de características arenosas muy friccional, por tanto la recuperación y el tipo de material no dieron para realizar la prueba de compresión inconfinada.

7. NIVEL FREÁTICO Y DRENAJE.

El nivel freático Si se encontró a una profundidad de 0.50-1.0m, en todas las cuatro (4) perforaciones.

8. RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO SISMO-RESISTENTE.

8.1 SISMICIDAD REGIONAL (Fuente: OSSO-Ingeominas).

Toda la región andina de Colombia está determinada, en términos de fallas geológicas y sismos, por la convergencia de dos grandes placas tectónicas, la de Nazca (oceánica) y la de Sudamérica (continental). Entre estas dos, el llamado "Bloque Norandino" se ha desarrollado como una micro-placa, con movimiento en dirección NNE. Ver Figura No.6.

Dentro del esquema de esfuerzos regionales producidos por la fricción entre estas placas, se destacan tres tipos de fuentes sísmicas de importancia para la zona:

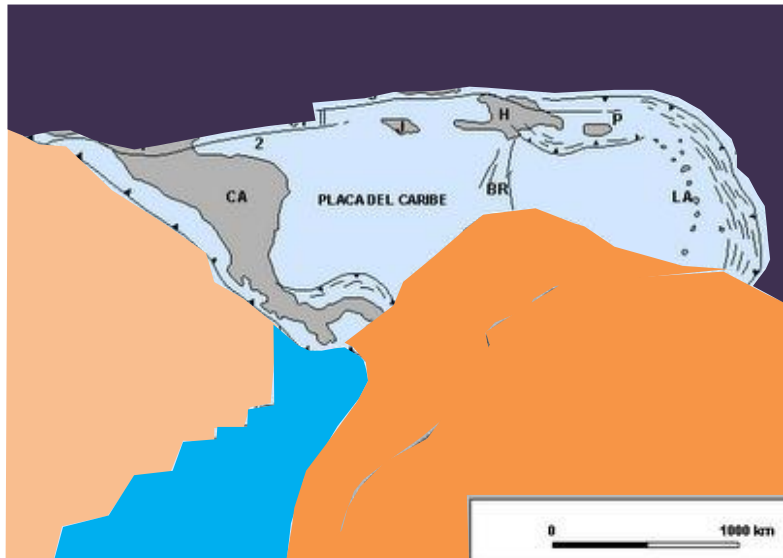


Figura No.6. Estado de esfuerzos-tectónica regional. Fuente OSSO-2008.

- a) La "Zona de Subducción", cuya traza superficial corre a unos 150-200 Km de la Costa Pacífica. Es la más importante de las fuentes sísmicas en Colombia, en términos de magnitudes máximas (mayores de 8.0) y recurrencias, con sismicidad superficial hasta profundidades de 40 Km, aproximadamente.
- b) Sismicidad de la "Zona de Wadati-Benioff", en la parte profunda del plano de fricción entre las placas que convergen. Su sismicidad es la más profunda de la región, hasta más de 100 Km.


Su actividad se concentra básicamente en la parte norte del departamento del Valle del Cauca, provenientes de fuentes tales como las *Fallas Orientales del Rio Cauca* y el *Sistema Frontal de la Cordillera Oriental*. Sus magnitudes pueden ser de 7.0, a profundidades intermedias (cerca de 50 Km)

c) "Sismicidad "Intraplaca". A esta categoría pertenecen fallas del sistema que atraviesa el País de Sur a Norte y puede generar los sismos más cercanos a la ciudad. Otros sistemas de fallas activos que eventualmente afectarían por su cercanía a la zona son la *Falla de Trujillo*, *Falla de Dagua-Calima* y algunas fallas transversales.

8.2. PERFIL DE SUELO.

Al cruzar tanto las informaciones preliminares de orden geológico y geotécnico, podemos recomendar en la modelación estructural a fin de valorar los efectos locales de amplificación de ondas sísmicas de acuerdo a la Norma Sismo-Resistente Colombiana (NSR-2010) lo siguiente:

Siguiendo lo estipulado en el título A de la NSR 2010, se puede asumir como un perfil tipo D, cuyo espectro de respuesta se puede trazar con los parámetros mostrados en las tablas Nos 7.2.A y 7.2B. $F_a=1.3$ y $F_v=1.9$, para $A_a=0,25$ y $A_v=0.25$.



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	1.1
E	2.5	1.7	1.2	0.9	nota
F	nota	nota	nota	nota	nota

nota: debe realizarse una investigación geotécnica para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Fuente NSR-010 Titulo Ay B.

Tabla No.1. Valores del coeficiente F_a para la zona de períodos, cortos del espectro.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO



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	1.7	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	nota
F	nota	nota	nota	nota	nota

nota: debe realizarse una investigación geotécnica para el lugar específico y debe llevarse a cabo un análisis de amplificación de onda.

Fuente NSR-010 Título A y B.

Tabla No.2. Valores del coeficiente Fv para la zona de períodos largos del espectro.

ZONA DE AMENAZA	ALTA
Coeficiente De Aceleracion Pico Efectiva (Aa)	0,45
Coeficiente De Velocidad Pico Efectiva (Av)	0,40

EFFECTOS LOCALES

NUMERO MEDIO DE GOLPES DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{N_i}} \quad \text{A .2 .4-1 NSR 10}$$

Dónde:

N_i = número de golpes por píe obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D1586. Sin hacerle corrección alguna, correspondiente al estrato i El valor de N, a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

\bar{N} = Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

Usando el procedimiento para la definición de los efectos locales tenemos lo siguiente:

$\bar{N} = 25$

Donde

\bar{N} = Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

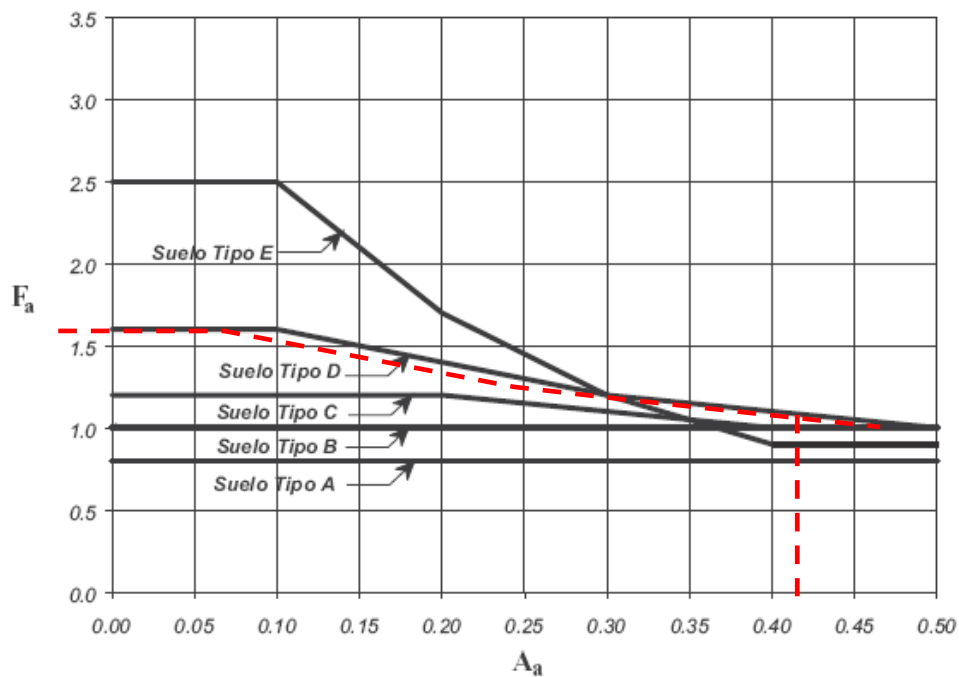


Figura A.2.4-1 - Coeficiente de amplificación Fa del suelo para la zona de periodos cortos del espectro

Figura No.7. Fuente: NSR-010. 2010. Titulo A.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACION CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

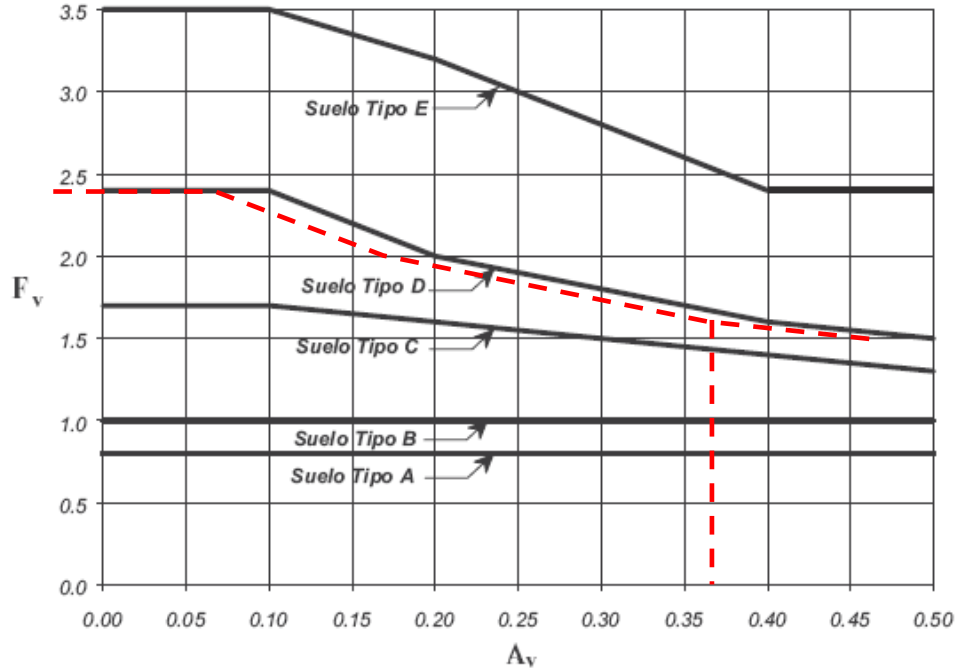


Figura A.2.4-2 — Coeficiente de amplificación F_v del suelo para la zona de períodos intermedios del espectro

Figura No.8. Fuente: NSR-010. 2010. Título A.

TIPO DE PERFIL DE SUELO	D
Fa	1,1
Fv	1,6

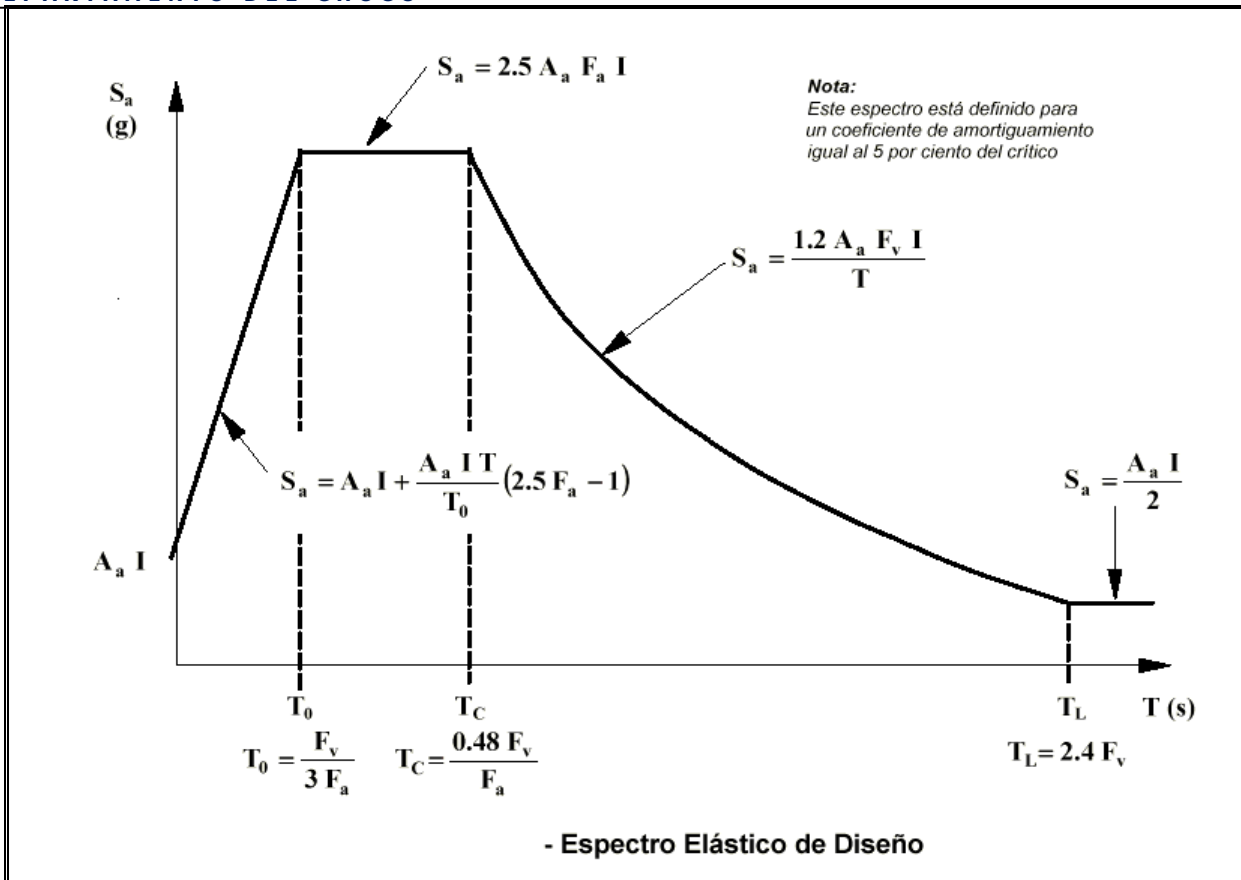


Figura No.9. Fuente: NSR-010. 2010. Título A.

7.3 LICUACIÓN

La licuación de suelos, es un fenómeno en el que, el incremento de la presión del agua intersticial de los suelos, hace que la fricción entre los granos se pierda, reduciendo la resistencia al corte al mínimo, al punto de no poder soportar su propio peso y mucho menos, el de las cargas impuestas., comportándose mecánicamente el suelo, como un líquido.

Este incremento de presión lo pueden generar entre otros factores, un flujo de agua de infiltración con sub-presión excesiva, y en la mayoría de los casos, vibraciones de alta frecuencia, como la generada por maquinaria y generalmente, los sismos. Las arenas limpias, relativamente sueltas son los materiales más susceptibles.

El riesgo de licuación de estratos superficiales, inducido por cargas dinámicas, (en este caso, sísmicas) se puede presentar en suelos con las siguientes características:

- Fracción menor que 0.05 mm \leq 15%
- Contenido de humedad < límite líquido
- Límite líquido \leq 35%
- Índice de plasticidad \leq 6
- $D_{10} < 0.1$ mm y $C_u \leq 5$ para arenas sueltas saturadas
- (SPT) $N < 20$. arenas y gravas finas saturadas

De acuerdo a los materiales encontrados en el presente estudio, la posibilidad de licuación de los suelos de los niveles 0.0-18.0m, es baja, ya que $SPT > 20$ golpes/pie.

8. POTENCIAL CONTRACTO EXPANSIVO DEL SUELO.

Los suelos pueden contener minerales arcillosos que, dada su composición química, pueden causar reacciones físico-químicas al contacto con moléculas de agua. Estas reacciones se ven reflejadas de manera macroscópica, con incrementos (ante el exceso de agua) o disminuciones (con la pérdida de agua) del volumen de los materiales.

Estas variaciones se ven reflejadas en movimientos estacionales ascendentes o descendientes de la superficie del suelo, que pueden afectar la estabilidad de las estructuras y pisos apoyados sobre el mismo. Las arcillas y limos de alta plasticidad, ubicados sobre el nivel freático son los suelos más susceptibles.

En este caso, los materiales encontrados en las cuatro (4) perforaciones, no muestran materiales de características expansivas. Los datos de las demás muestras arrojan resultados donde No hay registro de Límites de Atterberg.

9.0 CAPACIDAD PORTANTE.

Ver los resultados de la capacidad portante por los métodos de Jumikis, expuesto en el Libro Ingeniería de Fundaciones de Joseph Bowles, 1995. Para zapatas a nivel superficial. Para la cimentación de la zapata a 3.0m se tiene una capacidad portante promedio en las cuatro perforaciones así:

Para Condición drenada $Q_a=2.13 \text{ kg/cm}^2$, es decir $Q_a=21.3 \text{ Ton/m}^2$ y para condición No drenada $Q_a=2.44\text{kg/cm}^2$ es decir $Q_a=24.4 \text{ Ton /m}^2$.

Para la cimentación de la zapata a 5.0m se tiene una capacidad portante promedio en las cuatro perforaciones así:

Para Condición drenada $Q_a=4.10 \text{ kg/cm}^2$, es decir $Q_a=41 \text{ Ton/m}^2$ y para condición No drenada $Q_a=3.41 \text{ kg/cm}^2$ es decir $Q_a=34.1 \text{ Ton /m}^2$.

Esto cálculos aplicando el Método de Jumikis. (Ver Anexo No.3.). Donde se calculó la capacidad portante para un rango de 3.00-5.0m, donde el suelo es duro a muy duro. Por ésta razón se sugiere La excavación de las zapatas hasta 2.5m, es decir del nivel 0.0 hasta 2.5m y sobre éste nivel cimentar con una zapata de espesor de 0.6m y luego levantar la columna o muro, de acuerdo al diseño estructural.

Fundir los pilotes a una profundidad de 6.00, diámetro $\varnothing 0.70\text{m}$, para una carga aplicada de 24.11 Ton y un asentamiento de 0.024m, en los sectores donde van los pórticos, es decir donde van las cargas puntuales y en los demás sectores con zapatas, se hace el desplante a 2.5m

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

10.1 CIMENTACIÓN ZAPATA.

- Dado las características y el tipo de suelos y N, se recomienda, cimentar el muro sobre zapatas con un espesor de 0.150-1.80 m. Los materiales encontrados son conformados por materiales in situ de gran espesor de arenas limosas de muy baja plasticidad, donde a medida que avancemos se va incrementando N hasta llegar a los 7m donde $N>28$ golpes/pie. En las Perforaciones no se encontró materiales cohesivos,
- Las zapatas deben ser de concreto de mínimo $f'c 3.000 \text{ psi}$, se excavarán hasta la lograr el estrato de capacidad admisible acorde a las cargas que transmitirá el proyecto a la cimentación.

- Para garantizar el amarre de los cimientos profundos al cabezal o zapata y para soportar los esfuerzos de tensión originados por el efecto de vuelco que causan las fuerzas horizontales, se debe prolongar el refuerzo de tensión en el cabezal.
- Se recomienda la instalación de un sistema de drenaje de aguas lluvias para evacuarlas a través de un sistema de cunetas. En éste punto es fundamental, para garantizar estabilidad de las obras.
- Con los valores de la capacidad portante, No se esperan asentamientos mayores a 0.00025m, los estratos son de materiales, que no son tan cohesivos, de ahí que no se esperan asentamientos por consolidación.
- Las cimentaciones superficiales deben tener columnas o dados de apoyo que se cimienten a -2.5m, conforme a la recomendación.
- Se recomienda para todas las estructuras a porticadas, cimentarlas sobre pilotes a una profundidad de 6.0m y una capacidad portante de 4.1kg/cm². Es decir 41Ton/m².
- Se presenta riesgo de licuación de los estratos superficiales inducidos por cargas dinámicas preferencialmente sísmicas, el ingrediente fundamental para que se produzca la licuación es que el depósito sea granular y que se encuentre en estado suelto y saturado. Por ello es fundamental asegurar los pórticos, que son los que soportan las cargas, mediante la cimentación de ellas por medio de pilotes.
- Si se requiere fundar una estructura de cubierta y gradería, esta se debe cimentar en profundidad con pilas pre excavadas o hincadas, se recomienda excavar hasta encontrar el estrato de capacidad de soporte admisible, este se presenta a partir de 6.00 metros, en especial donde van los pórticos.
- Angulo De Fricción Interna 32° a los 6m.
-

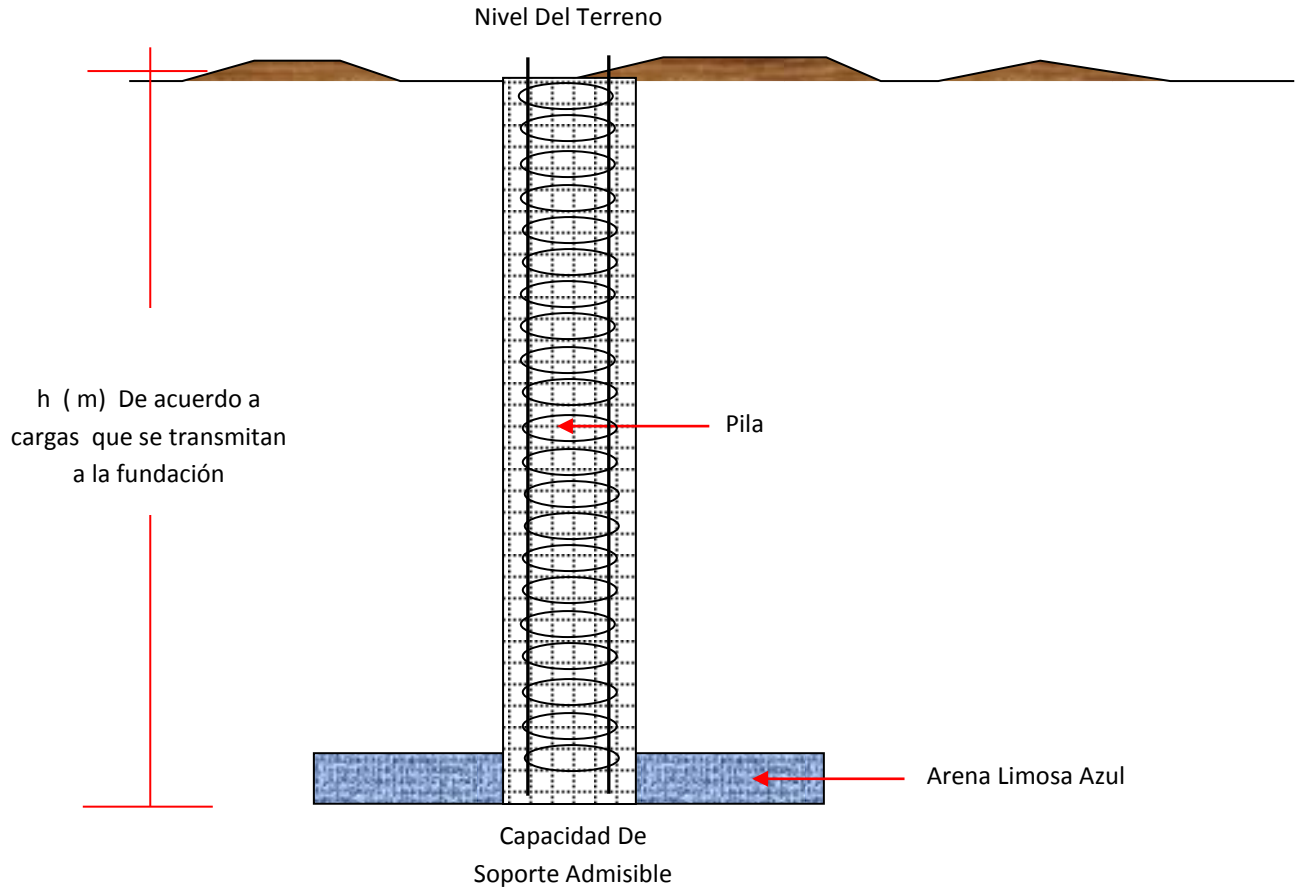
- La construcción de la cimentación debe demorar el menor tiempo posible, las excavaciones no deben quedar expuestas a la intemperie.
- Se detectó nivel freático en todas las exploraciones, a partir de 0.50m.
- Peso unitario húmedo = Es muy variable, entre 1.0-2.0m el peso unitario es de 1.75 ton/m³, entre 2.00m-4.00 es de 1.85 ton/m³, entre 4.0-5.00 es de 1.95 ton/m³ y de 5.00 en adelante de 2.1 ton/m³.

Recomendaciones

- Las pilas deben ser de concreto de mínimo f'c 3.000 psi diámetro mínimo 50cm. o el que sea construible, se excavarán hasta la lograr el estrato de capacidad admisible acorde a las cargas que transmitirá el proyecto a la cimentación.
- Las pilas de concreto deben dotarse de refuerzo continuo en toda su longitud, esta cuantía será como mínimo del 0.5% de la sección transversal de la pila y dotarse de espirales de barra No.3. Se debe seguir lo establecido en la Tabla C.15.1 de la NSR-10.
- Para garantizar el amarre de los cimientos profundos al cabezal o zapata y para soportar los esfuerzos de tensión originados por el efecto de vuelco que causan las fuerzas horizontales, se debe prolongar el refuerzo de tensión en el cabezal.
- La separación mínima de los pilotes, centro a centro, debe ser por lo menos 3.0 veces el diámetro.

- La cuantía longitudinal mínima de la pila o pilote, será del 0.5% del área transversal, en un número mínimo de 4 barras y su longitud será igual a la longitud del pilote más la longitud de desarrollo que entra en el cabezal. El diámetro de las barras de los estribos, será de 3/8" para pilotes y de 1/2" para pilas y la separación máxima será de 7.5 cm en los primeros 1.20 m del pilote o pila y 16 diámetros de barra longitudinal desde ahí hasta el final, en la siguiente figura se muestra la distribución del refuerzo
- Resistencia Neta = Res. punta + Res. Fricción o fuste – peso del pilote.
- En las excavaciones pueden aparecer aguas de infiltración, que se controlarán con motobombas que mantengan seco el hueco y permitan realizar las labores de excavación y vaciado del concreto

10.2 Sistema De Fundación Propuesto



- Para la adecuación del terreno para cancha múltiple:

Sub-rasante

- Se debe cajear según estructura de pavimento diseñada y niveles del proyecto, hasta conformar y compactar una sub-rasante de superficie homogénea, plana y dura, libre de materia orgánica y/o cualesquier elemento indeseable, logrando como mínimo el 90% del PM.

Sub-base

- Capa granular homogénea, dura, de alta capacidad de soporte, que se debe compactar hasta alcanzar como mínimo el 95% del PM. La cual nunca debe estar expuesta a la intemperie, siempre debe estar cubierta; su superficie debe ser homogénea y plana. Usar Sub-base granular con I_p menor al 12%, CBR > 25%. espesor mínimo 15cm.

Losa de concreto hidráulico

La placa de concreto hidráulico con MR 36 kg/cm², tendrá un espesor mínimo de 10cm. las losas tendrán una longitud menor o igual a 2.50m. Guardaran la proporción Largo/Ancho menor o igual a 1.2. Se reforzaran con malla electro soldada 15x15cm.x 3.5mm. Colocada en el centro de la placa.

Juntas

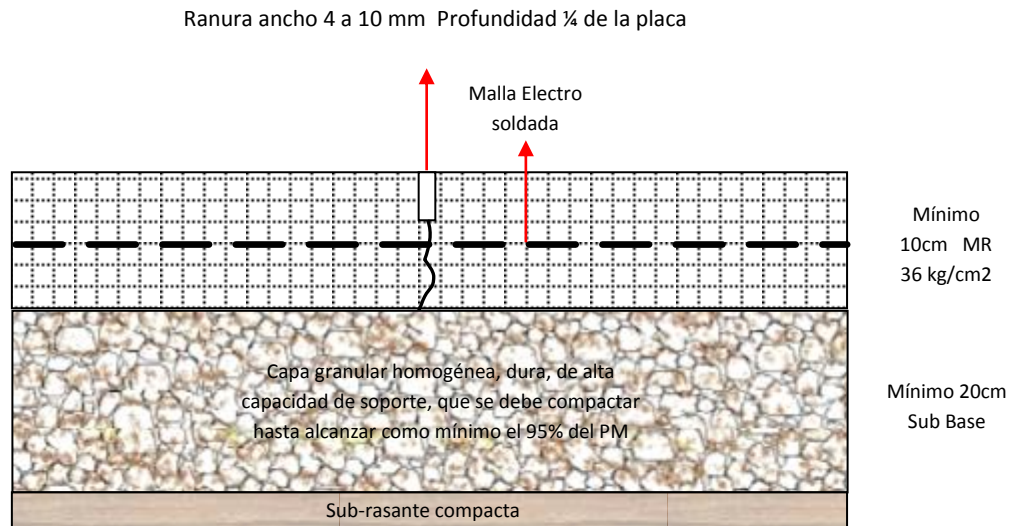
Las juntas son discontinuidades en el pavimento rígido, dispuestas tanto en el sentido longitudinal como en el transversal; tienen por objeto inducir y controlar la dirección los agrietamientos que se producen por efectos de temperatura (retracción, expansión y alabeo) y racionalizar la construcción.

Se colocaran juntas transversales por trabazón de agregados mínimo cada 3.0m. Se deben sellar para evitar el agua de infiltración. a una profundidad de la ranura será de $\frac{1}{4}$ del espesor de la placa.

Se debe dar gran importancia a la colocación del producto que cubre las juntas. Esto es tan importante como el producto mismo porque de esto depende en particular la adherencia de las masillas a los bordes y su durabilidad. Es necesario que en momento de su aplicación, la junta esté perfectamente seca y limpia, sin polvo, lo cual prohíbe la aplicación en tiempos húmedos y de vientos, lo que implica también una operación de soplado de la junta.

-

COTA EXISTENTE	1760.67	1762.15	1762.89
ABSC	-35.00	-30.00	-25.00



11. Normas Técnicas.

Se dio cumplimiento a los procedimientos emanados de las Normas Técnicas NTC del Instituto Colombiano de Normas Técnicas y Certificación, ICONTEC, de la Sociedad Americana para ensayos y materiales, ASTM.

- ❖ NTC 1493 : Suelos Ensayo para determinar el LP y el IP (ASTM D 4318)
- ❖ NTC 1494 : Suelos Ensayo para determinar el LL (ASTM D 4318)
- ❖ NTC 1495 : Suelos Ensayo para determinar el contenido de humedad (ASTM D 2216)
- ❖ NTC 1504 :Suelos Ensayo para clasificación para propósitos de ingeniería (ASTM D 2487)
- ❖ NTC 1527: Suelos Ensayo para determinar la Resistencia a la Compresión Inconfinada (ASTM D 2166).

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

12.1 Suelos

- La zona corresponde a depósitos estables de arenas limosas (SM), donde, No presenta plasticidad.
- Se detectó la presencia de NF a os 0.50m, durante las exploraciones, en las cuatro (4) perforaciones.
- Peso unitario húmedo = 1.75 ton/m³. para la profundidad 0.0-2.0m, 2.00-4.00 es de 1.85 ton/m³, en el rango de 4.0-5.00 es de 1.95 ton/m³ y en los restantes metros es de 2.1 ton/m³.
- Módulo de balasto recomendado para pisos y losas:
Kh= 6000 Kg/m³ y Kv=12000 Kg/m³.

Coeficientes de presión de tierras

Según NSR 10 H.4.2.2, la presión que ejercen las tierras sobre la estructura que las contiene mantiene una estrecha interacción entre una y otra. Depende en términos generales del desplazamiento del conjunto, así, en el estado natural se dice que la presión es la del reposo; si la estructura cede, la presión disminuye hasta un mínimo que se identifica como el estado activo; si por el contrario, la estructura se desplaza contra el frente de tierra, la presión sube hasta un máximo que se identifica como el estado pasivo. Si el desplazamiento de la estructura es vertical o implica un giro sobre la base, su distribución debe ser lineal o similar a la hidrostática; si el giro se efectúa alrededor del extremo superior la estructura, la distribución debe adoptar una forma curvilínea.

Estado activo – Según NSR 10 H.4.2.4 El estado activo se identifica con un desplazamiento menor de la estructura en el sentido contrario al banco de tierra que contiene. El valor del coeficiente activo de presión de tierras es entonces K_A .

Estado pasivo - Según NSR 10 H.4.2.5 El estado pasivo se identifica con la resistencia del banco de tierra cuando es empujado por la estructura; al contrario del caso activo, en este caso el desplazamiento es considerablemente mayor. El valor del coeficiente pasivo de presión de tierras es entonces K_P

Tabla No 3. Angulo de fricción interna en relación con la profundidad

PROFUNDIDAD (m)	f (Según Bowles)
6,0	32

Se dan aquí las formulaciones más usadas para dichos coeficientes

Coulomb ($\alpha = \pi / 2, \delta' = \beta = 0$)

$$K_A = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_P = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

Para el sitio de estudio se obtuvieron los siguientes parámetros

ϕ	32
K_A	0.31
K_P	3.25

Inclinacion De Relleno	10°
Densidad De Relleno	1.80 Ton/m3

13. LIMITACIONES

Todas las especificaciones y recomendaciones consignadas en este informe (cuya variación no debe hacerse sin previa autorización escrita) son fruto de los resultados obtenidos tanto en los trabajos de campo como en los ensayos de laboratorio, para las condiciones del suelo en el momento de la perforación.

Por lo tanto, no se anticipa limitación alguna a menos que se cambie la magnitud de las cargas, sin previo aviso o se ejecuten las labores de diseño y construcción sin la correspondiente a la supervisión técnica (interventoría) ni el debido control de calidad en cada uno de los pasos del proyecto.

14. BIBLIOGRAFIA.

AIS, INGEOMINAS y UNIANDES. Estudio General de Amenaza Sísmica de Colombia. Publicación Especial. 2ed. Santafé de Bogotá: INGEOMINAS. 1998. 257P

Bowles, J.E. (2011). Manual de Ingeniería de Fundaciones. Editorial Mc Graw Hill.

Corporación OSSO, 1998. Geología del Noroccidente el departamento del Choco.

Das. Braja M. (2001) Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Editorial Thomson learning.

Das. Braja M. (2010) Principios de Ingeniería de Cimentaciones Editorial Cengage Learning.

Duque Caro, H. (1985). Geotectónica de la Región Noroccidental de Colombia. Boletín Geológico Ingeominas, v23, p 4-37.

Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial (MAVDT), 2010. Reglamento Colombiano de Construcciones Sismorresistentes. NSR-010.

TERZAGHI, K Y PECK, R. 1959. "Soil Mechanics in engineering Practice" Segunda Edition, John Wiley and Sons, New York.

Agradeciendo su atención y atento a resolver cualquier inquietud ante la presente.
Atentamente,



CARLOS AVENDAÑO M.

Ingeniero Civil TP: 05202-182816 ANT.

Ingeniero Geólogo T.P: 05223-37833 ANT.

Especialista en Geotecnia-Universidad de Caldas.

ANEXO No 1
RESULTADOS TRABAJO DE LABORATORIO y ESTRATIGRAFIA

ANEXO No 2. RESULTADOS CAPACIDAD PORTANTE ZAPATAS

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

SONDEO	N	Z	Z	PESO ESP.	q	N60	Dr	ANG FRIC	ANG FRIC	ANG FRIC	PROMEDIO	cohesión
		m	cm	Kn/m3	Kn/m2			1	2	3	ANG FRIC	kg-f/cm2
P1	7	1.00	100	17.5	17.50	8.17	46.59	26.2	27.52	35.0	29.58	0.31
P1	15	1.50	150	17.5	26.25	17.50	63.01	31.4	30.4	37.5	33.09	0.66
P1	19	2.00	200	17.5	35.00	22.17	67.87	33.5	31.84	38.2	34.50	0.84
P1	14	2.50	250	17.5	43.75	16.33	57.42	30.9	30.04	36.6	32.51	0.62
P1	21	3.00	300	17.5	52.50	24.50	67.69	34.4	32.56	38.2	35.05	0.92
P1	20	3.50	350	18.5	64.75	23.33	64.54	34.0	32.2	37.7	34.62	0.88
P1	27	4.00	400	19.5	78.00	31.50	72.46	37.0	34.72	38.9	36.88	1.19
P1	26	4.50	450	19.5	87.75	30.33	70.22	36.6	34.36	38.5	36.51	1.14
P1	22	5.00	500	19.5	97.50	25.67	64.21	34.9	32.92	37.6	35.15	0.97
P1	24	5.50	550	19.5	107.25	28.00	66.07	35.8	33.64	37.9	35.78	1.06
P1	24	6.00	600	21.0	126.00	28.00	64.80	35.8	33.64	37.7	35.71	1.06
P1	22	6.50	650	21.0	136.50	25.67	61.66	34.9	32.92	37.2	35.02	0.97
P1	23	7.00	700	21.0	147.00	26.83	62.38	35.3	33.28	37.4	35.33	1.01

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

CALCULO CAPACIDAD PORTANTE CENTRO DE INTGRACION CIUDADANA BAJO BAUDO P1

$$q_{ult} = c * \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right) + \bar{q} \frac{\sqrt{Kp}Kp}{\cos\phi} + \frac{\gamma B}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

$$N_c = \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right)$$

$$N_q = \frac{\sqrt{Kp}Kp}{\cos\phi}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

Sond.	cohe. kg/cm2	PROF. cm	peso esp kg/cm3	cim. cm	ang friccion	cos ang	kp*0.5	kp	Nc	Nq	Nn gamma	qult kg/cm2	qadm	qadm	qadm
														cond. dren.	cond.no dren.
P1	0.31	100	0.00175	100	29.58	0.86968	1.717	2.950	5.6669	5.8246	2.0715	3.13	1.04	0.46	0.70
P1	0.66	150	0.00175	150	33.09	0.83777	1.845	3.406	6.2510	7.5017	2.9996	6.88	2.29	0.92	1.64
P1	0.84	200	0.00175	200	34.50	0.82408	1.901	3.613	6.5142	8.3348	3.4857	9.58	3.19	1.38	2.22
P1	0.62	250	0.00175	250	32.51	0.84331	1.823	3.324	6.1468	7.1854	2.8192	8.16	2.72	1.46	1.67
P1	0.92	300	0.00175	300	35.05	0.81863	1.923	3.698	6.6215	8.6883	3.6964	12.62	4.21	2.17	2.69
P1	0.88	350	0.00185	350	34.62	0.82295	1.905	3.631	6.5363	8.4069	3.5284	13.48	4.49	2.58	2.68
P1	1.19	400	0.00195	400	36.88	0.79991	2.000	4.002	7.0019	10.0068	4.5042	19.64	6.55	3.77	3.94
P1	1.14	450	0.00195	450	36.51	0.80377	1.984	3.938	6.9220	9.7212	4.3265	20.25	6.75	4.11	3.91
P1	0.97	500	0.00195	500	35.15	0.81765	1.927	3.714	6.6411	8.7536	3.7356	18.61	6.20	4.06	3.36
P1	1.06	550	0.00195	550	35.78	0.81129	1.953	3.815	6.7685	9.1857	3.9972	21.29	7.10	4.71	3.81
P1	1.06	600	0.00210	600	35.71	0.81193	1.951	3.805	6.7555	9.1410	3.9700	23.65	7.88	5.51	4.05
P1	0.97	650	0.00210	650	35.02	0.81892	1.922	3.694	6.6158	8.6692	3.6849	23.27	7.76	5.62	3.81
P1	1.01	700	0.00210	700	35.33	0.81585	1.934	3.742	6.6768	8.8734	3.8078	25.40	8.47	6.21	4.12

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

SONDEO	N	Z	Z	PESO ESP.	q	N60	Dr	ANG FRIC	ANG FRIC	ANG FRIC	PROMEDIO	cohesión
		m	cm	Kn/m3	Kn/m2			1	2	3	ANG FRIC	kg-f/cm2
P2	8	1.00	100	17.5	17.50	9.33	49.54	27.0	27.88	35.4	30.10	0.35
P2	12	1.50	150	17.5	26.25	14.00	56.87	29.7	29.32	36.5	31.85	0.53
P2	14	2.00	200	17.5	35.00	16.33	58.97	30.9	30.04	36.8	32.59	0.62
P2	16	2.50	250	18.5	46.25	18.67	60.65	32.0	30.76	37.1	33.28	0.70
P2	18	3.00	300	18.5	55.50	21.00	62.64	33.0	31.48	37.4	33.96	0.79
P2	19	3.50	350	18.5	64.75	22.17	63.04	33.5	31.84	37.5	34.26	0.84
P2	20	4.00	400	19.5	78.00	23.33	63.12	34.0	32.2	37.5	34.55	0.88
P2	22	4.50	450	19.5	87.75	25.67	65.02	34.9	32.92	37.8	35.19	0.97
P2	25	5.00	500	19.5	97.50	29.17	68.09	36.2	34	38.2	36.14	1.10
P2	24	5.50	550	19.5	107.25	28.00	66.07	35.8	33.64	37.9	35.78	1.06
P2	21	6.00	600	21.0	126.00	24.50	60.94	34.4	32.56	37.1	34.71	0.92
P2	25	6.50	650	21.0	136.50	29.17	65.40	36.2	34	37.8	36.01	1.10
P2	22	7.00	700	21.0	147.00	25.67	61.12	34.9	32.92	37.2	35.00	0.97

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

CALCULO CAPACIDAD PORTANTE CENTRO DE INTGRACION CIUDADANA BAJO BAUDO P2

$$qult = c * \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right) + \bar{q} \frac{\sqrt{Kp}Kp}{\cos\phi} + \frac{\gamma B}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

$$Nc = \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right)$$

$$Nq = \frac{\sqrt{Kp}Kp}{\cos\phi}$$

$$N\gamma = \frac{1}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

Sond.	cohe.	PROF.	peso esp	cim.	ang	cos	kp^0.5	kp	Nc	Nq	Nn	qult	qadm	cond.	cond.no
	kg/cm2	cm	kg/cm3	cm	friccion	ang					gamma	kg/cm2	qadm	dren.	dren.
P2	0.35	100	0.00175	100	30.10	0.86512	1.736	3.013	5.7483	6.0443	2.1888	3.46	1.15	0.48	0.80
P2	0.53	150	0.00175	150	31.85	0.84944	1.798	3.234	6.0329	6.8482	2.6294	5.67	1.89	0.83	1.29
P2	0.62	200	0.00175	200	32.59	0.84257	1.826	3.334	6.1605	7.2266	2.8425	7.32	2.44	1.17	1.60
P2	0.70	250	0.00185	250	33.28	0.83604	1.852	3.431	6.2838	7.6030	3.0578	9.35	3.12	1.64	1.95
P2	0.79	300	0.00185	300	33.96	0.82944	1.879	3.531	6.4101	7.9995	3.2882	11.34	3.78	2.09	2.30
P2	0.84	350	0.00185	350	34.26	0.82646	1.891	3.577	6.4678	8.1844	3.3968	12.91	4.30	2.50	2.54
P2	0.88	400	0.00195	400	34.55	0.82366	1.903	3.620	6.5225	8.3617	3.5016	14.99	5.00	3.08	2.82
P2	0.97	450	0.00195	450	35.19	0.81723	1.929	3.720	6.6492	8.7809	3.7520	17.43	5.81	3.67	3.24
P2	1.10	500	0.00195	500	36.14	0.80755	1.969	3.876	6.8443	9.4481	4.1579	20.79	6.93	4.42	3.86
P2	1.06	550	0.00195	550	35.78	0.81129	1.953	3.815	6.7685	9.1857	3.9972	21.29	7.10	4.71	3.81
P2	0.92	600	0.00210	600	34.71	0.82200	1.909	3.646	6.5550	8.4683	3.5649	21.22	7.07	5.05	3.52
P2	1.10	650	0.00210	650	36.01	0.80894	1.963	3.853	6.8161	9.3500	4.0977	25.85	8.62	6.12	4.36
P2	0.97	700	0.00210	700	35.00	0.81919	1.921	3.690	6.6104	8.6512	3.6742	24.52	8.17	6.04	3.93

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

SONDEO	N	Z	Z	PESO ESP.	q	N60	Dr	ANG FRIC	ANG FRIC	ANG FRIC	PROMEDIO	cohesión
		m	cm	Kn/m3	Kn/m2			1	2	3	ANG FRIC	kg-f/cm2
P3	7	1.00	100	17.5	17.50	8.17	46.59	26.2	27.52	35.0	29.58	0.31
P3	17	1.50	150	17.5	26.25	19.83	66.75	32.5	31.12	38.0	33.88	0.75
P3	18	2.00	200	18.5	37.00	21.00	65.76	33.0	31.48	37.9	34.11	0.79
P3	20	2.50	250	18.5	46.25	23.33	67.20	34.0	32.2	38.1	34.75	0.88
P3	21	3.00	300	18.5	55.50	24.50	67.24	34.4	32.56	38.1	35.03	0.92
P3	15	3.50	350	19.5	68.25	17.50	56.19	31.4	30.4	36.4	32.75	0.66
P3	22	4.00	400	19.5	78.00	25.67	65.95	34.9	32.92	37.9	35.24	0.97
P3	20	4.50	450	19.5	87.75	23.33	62.23	34.0	32.2	37.3	34.50	0.88
P3	19	5.00	500	19.5	97.50	22.17	60.02	33.5	31.84	37.0	34.11	0.84
P3	29	5.50	550	19.5	107.25	33.83	72.08	37.8	35.44	38.8	37.37	1.28
P3	28	6.00	600	21.0	126.00	32.67	69.56	37.4	35.08	38.4	36.99	1.23
P3	23	6.50	650	21.0	136.50	26.83	62.94	35.3	33.28	37.4	35.36	1.01
P3	28	7.00	700	21.0	147.00	32.67	68.29	37.4	35.08	38.2	36.92	1.23

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

CALCULO CAPACIDAD PORTANTE CENTRO DE INTGRACION CIUDADANA BAJO BAUDO P3

$$qult = c * \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right) + \bar{q} \frac{\sqrt{KpKp}}{\cos\phi} + \frac{\gamma B}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

$$Nc = \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right)$$

$$Nq = \frac{\sqrt{KpKp}}{\cos\phi}$$

$$N\gamma = \frac{1}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

Sond.	cohe. kg/cm2	PROF. cm	peso esp kg/cm3	cim. cm	ang friccion	cos ang	kp^0.5	kp	Nc	Nq	Nn gamma	qult kg/cm2	qadm	qadm	qadm
														cond. dren.	cond.no dren.
P3	0.31	100	0.00175	100	29.58	0.86968	1.717	2.950	5.6669	5.8246	2.0715	3.13	1.04	0.46	0.70
P3	0.75	150	0.00175	150	33.88	0.83025	1.876	3.519	6.3944	7.9497	3.2591	7.73	2.58	0.98	1.88
P3	0.79	200	0.00185	200	34.11	0.82791	1.885	3.554	6.4396	8.0937	3.3434	9.33	3.11	1.41	2.11
P3	0.88	250	0.00185	250	34.75	0.82163	1.911	3.651	6.5622	8.4920	3.5791	11.36	3.79	1.86	2.48
P3	0.92	300	0.00185	300	35.03	0.81886	1.922	3.695	6.6171	8.6734	3.6875	12.97	4.32	2.29	2.72
P3	0.66	350	0.00195	350	32.75	0.84101	1.832	3.358	6.1899	7.3154	2.8930	11.05	3.68	2.32	2.02
P3	0.97	400	0.00195	400	35.24	0.81677	1.931	3.728	6.6585	8.8120	3.7708	16.26	5.42	3.27	3.13
P3	0.88	450	0.00195	450	34.50	0.82410	1.901	3.613	6.5139	8.3338	3.4850	16.10	5.37	3.46	2.93
P3	0.84	500	0.00195	500	34.11	0.82794	1.885	3.554	6.4391	8.0920	3.3424	16.53	5.51	3.72	2.88
P3	1.28	550	0.00195	550	37.37	0.79477	2.022	4.088	7.1098	10.3995	4.7511	25.32	8.44	5.42	4.72
P3	1.23	600	0.00210	600	36.99	0.79876	2.005	4.021	7.0259	10.0936	4.5586	27.12	9.04	6.15	4.80
P3	1.01	650	0.00210	650	35.36	0.81557	1.936	3.747	6.6824	8.8924	3.8192	24.11	8.04	5.78	3.99
P3	1.23	700	0.00210	700	36.92	0.79943	2.002	4.010	7.0120	10.0431	4.5270	30.06	10.02	7.14	5.10

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

SONDEO	N	Z	Z	PESO ESP.	q	N60	Dr	ANG FRIC	ANG FRIC	ANG FRIC	PROMEDIO	cohesión
		m	cm	Kn/m3	Kn/m2			1	2	3	ANG FRIC	kg-f/cm2
P4	8	1.00	100	17.5	17.50	9.33	49.54	27.0	27.88	35.4	30.10	0.35
P4	12	1.50	150	17.5	26.25	14.00	56.87	29.7	29.32	36.5	31.85	0.53
P4	10	2.00	200	18.5	37.00	11.67	50.18	28.4	28.6	35.5	30.85	0.44
P4	23	2.50	250	18.5	46.25	26.83	71.67	35.3	33.28	38.7	35.79	1.01
P4	16	3.00	300	18.5	55.50	18.67	59.34	32.0	30.76	36.9	33.21	0.70
P4	23	3.50	350	19.5	68.25	26.83	68.40	35.3	33.28	38.3	35.63	1.01
P4	22	4.00	400	19.5	78.00	25.67	65.95	34.9	32.92	37.9	35.24	0.97
P4	23	4.50	450	19.5	87.75	26.83	66.37	35.3	33.28	38.0	35.53	1.01
P4	23	5.00	500	19.5	97.50	26.83	65.53	35.3	33.28	37.8	35.49	1.01
P4	29	5.50	550	21.0	115.50	33.83	71.44	37.8	35.44	38.7	37.33	1.28
P4	31	6.00	600	21.0	126.00	36.17	72.90	38.6	36.16	38.9	37.91	1.36
P4	26	6.50	650	21.0	136.50	30.33	66.59	36.6	34.36	38.0	36.33	1.14
P4	28	7.00	700	21.0	147.00	32.67	68.29	37.4	35.08	38.2	36.92	1.23

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

CALCULO CAPACIDAD PORTANTE CENTRO DE INTEGRACION CIUDADANA BAJO BAUDO P4

$$q_{ult} = c * \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right) + \bar{q} \frac{\sqrt{KpKp}}{\cos\phi} + \frac{\gamma B}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

$$N_c = \left(\frac{2\sqrt{Kp}}{\cos\phi} + \sqrt{Kp} \right)$$

$$N_q = \frac{\sqrt{KpKp}}{\cos\phi}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} \left(\frac{Kp^2}{\cos\phi} - \sqrt{Kp} \right)$$

Sond.	cohe.	PROF.	peso esp	cim.	ang	cos	kp^0.5	kp	Nc	Nq	Nn	qult	qadm	cond.	cond.no
	kg/cm2	cm	kg/cm3	cm	friccion	ang					gamma	kg/cm2	qadm	dren.	dren.
P4	0.35	100	0.00175	100	30.10	0.86512	1.736	3.013	5.7483	6.0443	2.1888	3.46	1.15	0.48	0.80
P4	0.53	150	0.00175	150	31.85	0.84944	1.798	3.234	6.0329	6.8482	2.6294	5.67	1.89	0.83	1.29
P4	0.44	200	0.00185	200	30.85	0.85853	1.762	3.105	5.8668	6.3723	2.3665	5.81	1.94	1.08	1.15
P4	1.01	250	0.00185	250	35.79	0.81114	1.954	3.818	6.7714	9.1957	4.0033	12.96	4.32	2.03	2.90
P4	0.70	300	0.00185	300	33.21	0.83667	1.850	3.422	6.2719	7.5661	3.0366	10.30	3.43	1.96	2.03
P4	1.01	350	0.00195	350	35.63	0.81281	1.947	3.791	6.7378	9.0806	3.9333	15.70	5.23	2.96	3.17
P4	0.97	400	0.00195	400	35.24	0.81677	1.931	3.728	6.6585	8.8120	3.7708	16.26	5.42	3.27	3.13
P4	1.01	450	0.00195	450	35.53	0.81384	1.943	3.774	6.7171	9.0100	3.8904	18.12	6.04	3.77	3.40
P4	1.01	500	0.00195	500	35.49	0.81426	1.941	3.768	6.7086	8.9812	3.8729	19.32	6.44	4.18	3.52
P4	1.28	550	0.00210	550	37.33	0.79511	2.020	4.082	7.1026	10.3732	4.7345	26.51	8.84	5.82	4.84
P4	1.36	600	0.00210	600	37.91	0.78902	2.046	4.186	7.2323	10.8555	5.0412	29.89	9.96	6.68	5.41
P4	1.14	650	0.00210	650	36.33	0.80565	1.977	3.907	6.8833	9.5848	4.2421	26.75	8.92	6.29	4.55
P4	1.23	700	0.00210	700	36.92	0.79943	2.002	4.010	7.0120	10.0431	4.5270	30.06	10.02	7.14	5.10

CARLOS AVENDAÑO M. INGENIERIA CIVIL E INGENIERIA GEOTECNICA

EMAIL: avemonca@gmail.com. Celular 3113601620.

ANEXO No.4. CÁLCULO DE PILOTES.

CAPACIDAD DE CARGA CIMENTACIÓN PROFUNDA-PILOTES

La capacidad de carga de los pilotes se calculará mediante el siguiente método.

Método de Vesic:

El estimativo se hizo para Caissons de diferentes diámetros hasta profundidades de 6 m, logrando los siguientes resultados

Tabla No.1. Capacidad de carga vertical cimientos profundos. F.S = 3.0

Diametr o (m)	Ap (m ²)	Long (m)	N SPT	Cu (t/m ²)	f	Nc	Nq	Resistenc ia ultima (t)	a	Resistencia por fricción (t)	Resistencia admisible . (t)	Asentamiento (m)
0,50	0,20	6	28	0,5	32	9	25	54,0	0,30	0,24	15,24	0,054
0,60	0,28	6	28	0,5	32	9	25	77,6	0,30	0,28	21,88	0,032
0,70	0,38	6	28	0,5	32	9	25	105,3	0,30	0,33	29,68	0,020

Tabla No.2. Coeficiente de reacción horizontal KH y Vertical KV. Pilas con sección circular.

Diametro (m)	Prof (m)	Modulo de deformación (kg/cm ²)	KH (kg/cm ³)	KV (kg/cm ³)
0,50	6,0	3,2	0,05	0,10
0,60	6,0	3,2	0,04	0,08
0,70	6,0	3,2	0,03	0,07

Eo = Modulo de deformación = (Arena seca o húmeda suelta, SPT 3 a 9 Eo= 0.16 H; Arena seca o húmeda media, SPT 9 a 30 Eo = 1.60 H; Arena seca o húmeda densa SPT 30 a 50 Eo=3.2 H)

Resistencia lateral de Caissons. Método de Reese y Matlock

El cálculo de la capacidad de carga horizontal, se hizo con el método de Matlock y Reese(4), con base en la rigidez relativa suelo pilote y la deformación permitida en la cabeza del pilote.

La fórmula de cálculo es la siguiente:

$$H = Yz Ep Ip$$

$$Cy T^3$$

En donde:

H: Es la carga horizontal que soporta el elemento.

Yz: Es la deformación permitida en la cabeza.

Ep, Ip: Coeficiente de elasticidad y momento de inercia del pilote.

Cy: Coeficiente de desplazamiento.

T: Longitud donde se desarrollan los mayores esfuerzos.

$$T = (Ep Ip/Kh)^{1/5}$$

Kh = Es el coeficiente de reacción horizontal.

EXPLORACION Y RECOMENDACIÓN GEOTECNICA PARA LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE INTEGRACIÓN CIUDADANA DEL MUNICIPIO DEL BAJO BAUDO-PIZARRO DEPARTAMENTO DEL CHOCO

Tabla No 4. Resistencia lateral cimientos profundos

Diametro (m)	Prof (m)	I	E	KH (t/m ³)	T	Ha (ton) Res. Lateral	Ma (t-m)
0,50	6,00	0,003068	1883879	50,0	2,59	1,20	3,10
0,60	6,00	0,006362	1883879	40,0	3,13	1,40	4,39
0,70	6,00	0,011786	1883879	30,0	3,75	1,51	5,66