

HECTOR DANIEL RIOS SORA
INGENIERO GEOLOGO
Nit. 15363646-1

OBJETO: ESTUDIO GEOTÉCNICO O DE SUELOS PARA EL PROYECTO CONSTRUCCION DE NUEVA INFRAESTRUCTURA EN LA INSTITUCION EDUCATIVA FRANCISCO DEL ROSARIO VELA DE BASICA PRIMARIA Y SECUNDARIA DEL MUNICIPIO DE LETICIA-DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS.

INFORME GEOTÉCNICO DEFINITIVO.

MUNICIPIO DE LETICIA
DEPARTAMENTO DE AMAZONAS
AGOSTO 2021



INTRODUCCIÓN


El presente informe contiene los resultados del estudio Geotécnico realizado para el proyecto “ESTUDIO GEOTENICO O DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCION DE NUEVA INFRAESTRUCTURA EN LA INSTITUCION EDUCATIVA FRANCISCO DEL ROSARIO VELA DE BASICA PRIMARIA Y SECUNDARIA MUNICIPIO DE LETICIA-. DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS.

Dicho informe contiene los resultados obtenidos en la exploración de campo y ensayos de laboratorio, recomendaciones para el tipo y profundidad de las cimentaciones de las obras proyectadas, además del cálculo de la capacidad de soporte del suelo y la determinación de los asentamientos producidos por las cimentaciones.

El estudio incluye un reconocimiento Geológico y Geotécnico preliminar del área del proyecto y sus zonas perimetrales, la exploración del suelo mediante tres (03) perforaciones.

Se efectuaron ensayos de campo y un muestreo sistemático de acuerdo a la Norma A.S.T.M. D1586-67; para realizar posteriormente los ensayos de laboratorio requeridos en la determinación de las características de resistencia y compresibilidad del suelo, propiedades necesarias en los análisis de estabilidad y deformación para las alternativas de fundación de las estructuras.

El informe presenta todos los detalles del estudio, memorias de los resultados de la investigación con base en las Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, las conclusiones y recomendaciones que deben tenerse en cuenta para el sistema de cimentación más adecuado, los parámetros sísmicos del perfil del suelo, lo mismo que su criterio para su diseño y construcción.



1 ALCANCE DEL ESTUDIO

- Determinar las características geo mecánicas del subsuelo mediante la toma de muestras en 2 perforaciones, para considerar el “ESTUDIO GEOTÉCNICO O DE SUELOS PARA LA CONSTRUCCION DE NUEVA INFRAESTRUCTURA EN LA INSTITUCION EDUCATIVA FRANCISCO DEL ROSARIO VELA DE BASICA PRIMARIA Y SECUNDARIA EN EL MUNICIPIO DE LETICIA –DEPARTAMENTO DEL AMAZONAS.”

- Obtener muestras representativas de los diferentes materiales afectados por el proyecto para establecer con claridad las propiedades geo mecánicas de compresibilidad y expansión de las muestras escogidas, así como las requeridas para determinar los parámetros de resistencia necesarios para el diseño de la cimentación mediante ensayos de campo y en laboratorio.

- Proporcionar un diagnóstico detallado de las condiciones del lugar de la construcción. Desde el punto de vista geotécnico, determinar los parámetros de diseño, y las recomendaciones a considerar para evitar los peligros inminentes del tipo de suelo.

. - Es importante aclarar que los trabajos ejecutados tanto a nivel de campo como a nivel de laboratorio y la interpretación y análisis de los resultados, se rigen bajo la siguiente normatividad.

- Lo establecido en el RAS.2000, específicamente entre los literales G.2.2; G.2.6; G.3.2 y G.3.4
- Art.191 “obligatoriedad de los Estudios Geotécnicos”, Art. 192 “Consideraciones Sísmicos de los diseños geotécnicos”, de la resolución No. 1096 del 2000.
- Reglamento Colombiano de construcción sismo resistente NSR-10, título H.



2 ASPECTOS GENERALES DEL ESTUDIO

2.1 Localización Del Proyecto

Ilustración 1. Vista de la zona de estudio

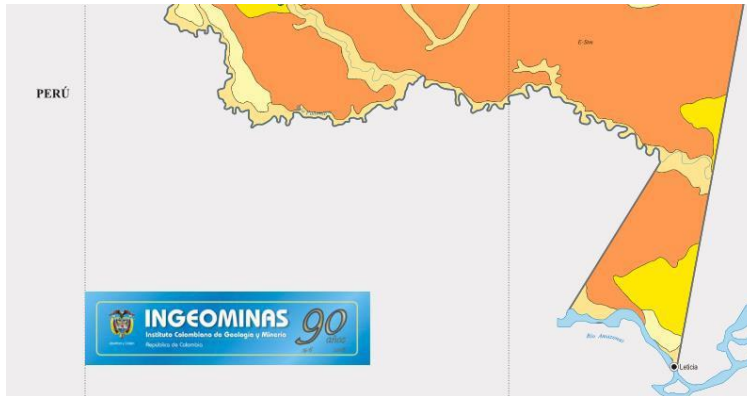


El estudio se desarrolló en el municipio de LETICIA, en el departamento de Amazonas, localizado en el perímetro urbano.

El terreno donde se proyecta la construcción de las estructuras, presenta una topografía plana, compuesto superficialmente por materiales cohesivos en especial arcillas de baja a media plasticidad color habano claro (CL) y arenas limosas color rojizo (SM). Se observa que el sitio no presenta grietas que evidencien riesgos de deslizamiento o fallas o evidencias de asentamientos del terreno o problemas geotécnicos externos que amenacen su estabilidad.

2.2 Características de ubicación geológica regional y local

Ilustración 2. Geología de la zona en estudio del Atlas Geológico de Colombia Ingeominas.



CODIFICACIÓN UNIDADES CRONOESTRATIGRÁFICAS						DEPÓSITOS										SEDIMENTARIAS (S)					
MP3NPI-Mg																					
EDAD* + LITOLOGÍA						Tipo de depósito										Ambiente					
Eón	Era	Período	Época	Edad	Ma	Aeolión (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	De la zona (e)	Continental (e)	Marino (e)	Transicional (e)	Continental - Marino (e)	Continental - Marino (e)	Continental - Marino (e)
				HOLOCENO Q ²																	
				PLEISTOCENO Q ¹																	
				Gelasiano n ⁹																	
				Piacenziano n ⁸																	
				Zancleano																	

Desde el punto de vista litológico el departamento está conformado por rocas ígneas, sedimentarias y metamórficas y depósitos sedimentarios, con edades que varían desde el Precámbrico hasta el Cuaternario reciente. En el área de interés se encuentran las siguientes unidades: Complejo Migmatítico de Mitú: de edad Precámbrica, integrado por rocas ígneas y metamórficas; Formación La Pedrera: secuencia sedimentaria con metamorfismo regional de muy bajo grado, en la que se ha encontrado oro y con posibilidades de hallar diamantes; Granófiros de Tijereto integrado por rocas ígneas intrusivas; Formación Piraparaná conformada por rocas vulcano-sedimentarias formadas entre los 920 ± 90 millones de años (m.a.). Estas rocas se encuentran principalmente en la parte norte y nororiental del departamento aflorando en varios tramos de los ríos Apaporis, Mirití-Paraná y Caquetá. Y la Formación Araracuara constituida por areniscas con algunas limolitas, lutitas y calizas depositadas en el Paleozoico presente en el sector comprendido entre La Chorrera y Puerto Santander.

Al Terciario corresponden la Formación Pebas y la formación Terciario Superior Amazónico. La primera integrada por arcillolitas con delgadas capas de arenas, depositadas entre los 45 y 20 m.a. en un ambiente de ríos meandriformes, con influencia marina local; mientras que la segunda, depositada entre los 20 m.a. y el

Holoceno, subrayase a la Formación Pebas y está integrada por arcillolitas con lentes de lignito y areniscas, y algunos conglomerados, reflejando un ambiente fluvial de ríos meandriformes. Estas dos unidades cubren cerca del 85% del departamento.

Del Cuaternario se presentan arenas eólicas cerca de La Chorrera; Terrazas asociadas a los ríos Amazonas, Apaporis, Caquetá y Putumayo, con edades entre 55.000 y 2.000 años A.P., y depósitos aluviales, asociados a un gran número de ríos.

Desde el punto de vista estructural se presenta plegamiento en la formación La Pedrera; se identifican tres (3) sistemas de fallas con los siguientes rumbos preferenciales: N40°E, N60°O a N70°O y N30°O a N40°O. Se presentan numerosos lineamientos, asociados a profundas estructuras, y otros que controlan el cauce de ríos y caños. Se han reportado rasgos neotectónicos (IGAC et al, 1997) en el Trapecio Amazónico, al igual que estructuras anulares de las cuales no se ha podido comprobar su origen, afectando al basamento cristalino y a las secuencias sedimentarias.

2.3 Características geomorfológicas y morfo dinámicas

Existe una unidad geomorfológica de llanura aluvial, con formas como: terrazas, abanicos aluviales, barras y playas de cauce. Aguas abajo el perfil permite la acumulación de sedimentos.

Estos mismos paisajes han venido siendo afectados por procesos exógenos con principal incidencia hidrogravitatoria, dando resultado a geoformas de relieve y/o modelado que han contribuido a la Formación de los paisajes acumulativos con modelados relativamente planos y una incidencia muy marcada por la dinámica fluvial.

GEOMORFOLOGIA

La Amazonia colombiana: características geológicas y geomorfológicas

1 Geomorfología de la Amazonía colombiana

El dominio Amazónico (IDEAM 2001), se ha subdivido en dos unidades: el Escudo Guayanés, que presenta afloramientos rocosos al oriente y que al occidente es cubierto por rocas sedimentarias del terciario; y la plataforma propiamente dicha, que se caracteriza por presentar pendientes planas a onduladas con un grado de disección bajo. Las Unidades Geomorfológicas presentes son

1.1.- Cerros

Corresponden a rocas graníticas aisladas, con alturas hasta de 400 metros. Se caracterizan por presentar pendientes abruptas y ser redondeados en la parte superior en forma de domo, presentan muy poca o escasa vegetación, aspecto que favorece el escurrimiento vertical, y presentando en temporadas lluviosas un patrón de drenaje radial y meteorización en cascaraes. Son restos precámbricos de una gran formación de rocas cristalinas, que han resistido a los procesos erosivos y se mantienen como verdaderas Islas del tiempo en medio de la selva Según (Loboguerrero, 2000). Entre los cerros presentes en la zona de estudio se pueden mencionar los cerros Mavicure, Pajarito y Mono.

1.2.-Pene planicies.

Esta geoforma se caracteriza por presentar una superficie con pendientes entre plana a semiondulada, *con presencia de pequeñas colinas; está desarrollada sobre el zócalo cristalino del Complejo Migmatítico del Mitú.* Sobre la peneplanicie se observan muy claramente los cerros mencionados

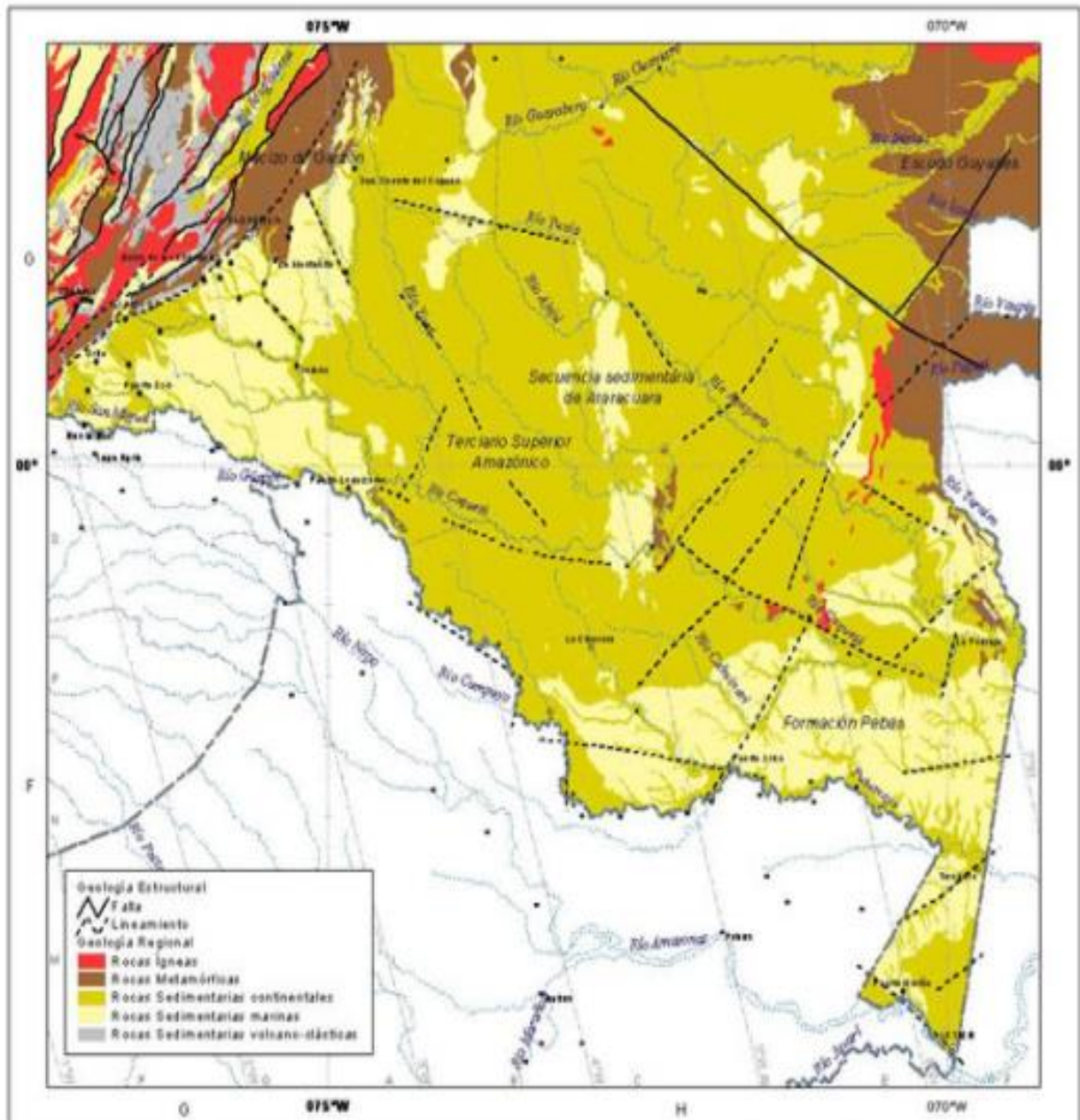
1.3.- Zonas aluviales,

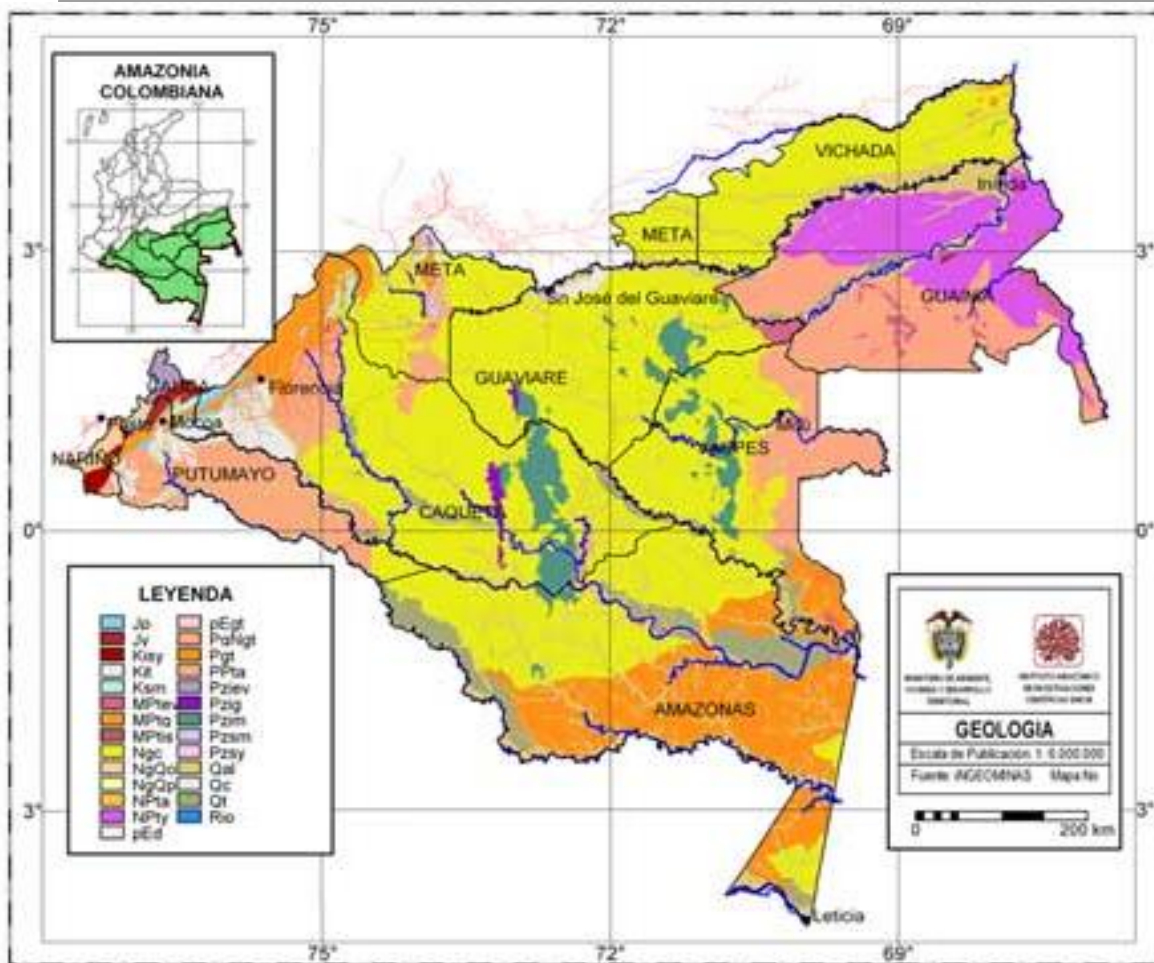
Corresponden a los depósitos que han dejado los ríos Inírida, Atabapo, Guainía, Guaviare y los caños tributarios.

En estas se presentan depósitos típicos de ríos meándricos, presentando un canal único y sinuoso con curvas grandes que son conocidas como meandros; presentan además llanuras de inundación, terrazas aluviales y cauces abandonados.

1. Geología

La zona está conformada principalmente por rocas del Precámbrico de origen ígneo metamórfico y por rocas sedimentarias que van desde el paleozoico hasta los depósitos recientes. El primer grupo está conformado por un grupo de rocas conocidas como el Escudo Guayanés (IGAC, 1999), el cual ha sufrido diferentes eventos tectónicos y de metamorfismo, y que posteriormente fue cubierto por rocas sedimentarias originadas a partir de procesos de fallamiento y meteorización; igualmente, estas rocas sufrieron otra etapa de metamorfismo, y deposición de sedimentos de tipo fluvial y eólico. Luego sucedieron diferentes fenómenos geológicos tales como subsidencia, volcanismo, sedimentación, etc., que dieron lugar a la formación de diferentes unidades rocosas que cubrieron el basamento cristalino Precámbrico (Galvis et al. 1979). La información acerca de la distribución espacial de las rocas de distintas eras es mostrada en el siguiente capítulo.



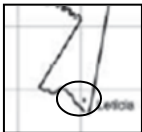


2.4 Sismicidad

El municipio de LETICIA, se encuentra relativamente lejos de las estructuras geológicas que se conocen como fallas, que permanentemente están produciendo sismicidad que hasta el momento ha sido pequeña.

De acuerdo a los mapas de amenaza sísmica, encontrados en el código de construcciones sismoresistentes NSR-10, el sitio de estudio se encuentra en una franja típica de **categoría baja**, con un coeficiente de aceleración **Aa= 0,05**, dicho parámetro caracteriza los movimientos sísmicos del terreno causados por sismo relativamente cercanos en el rango de períodos de vibración de las edificaciones comprendido entre 0.1 y 0.5 s lo cual corresponde en general a edificaciones entre uno y cinco pisos de altura y coeficiente de aceleración **AV=005 g**, el cual caracteriza los movimientos sísmicos de sismos fuertes ocurridos a distancia moderadas a través de periodos de vibración de aproximadamente 1 s, lo cual corresponde a edificaciones de 10 pisos o más.

Ilustración 3. Zona de amenaza sísmica para edificaciones NSR-10.



De acuerdo con los parámetros climáticos de precipitación y temperatura prevalecientes en el Departamento aplicando el modelo de Thornthwaite se determinó que el clima predominante es el Tropical Lluvioso de Selva Húmeda, con variaciones al Tropical Lluvioso de Selva muy Húmeda, sin temporada de sequía, con presencia de lluvias durante todo el año. Las temperaturas varían entre los 23,8°C y 26,6°C. La evapotranspiración potencial fluctúa entre 1.300 mm y 2.000 mm y la humedad se presenta por encima del 80%. El clima tropical lluvioso de selva húmeda se presenta en por lo menos el 80% del territorio del departamento, mientras que el clima tropical lluvioso de selva muy húmeda se presenta en el resto del departamento, hacia el sector nororiental.

2.6 Vegetación.

De acuerdo con las visitas técnicas se observa que el área destinada para el proyecto presenta cobertura de pasto bien podado.

2.7 Existencia de edificaciones e infraestructura vecinas.

En el lote destinado para el desarrollo del proyecto, NO se encuentran edificaciones adyacentes que deban considerarse en el análisis de los estudios, y que se puedan afectar por la apertura de la excavación para la cimentación.

2.8 Levantamiento topográfico.

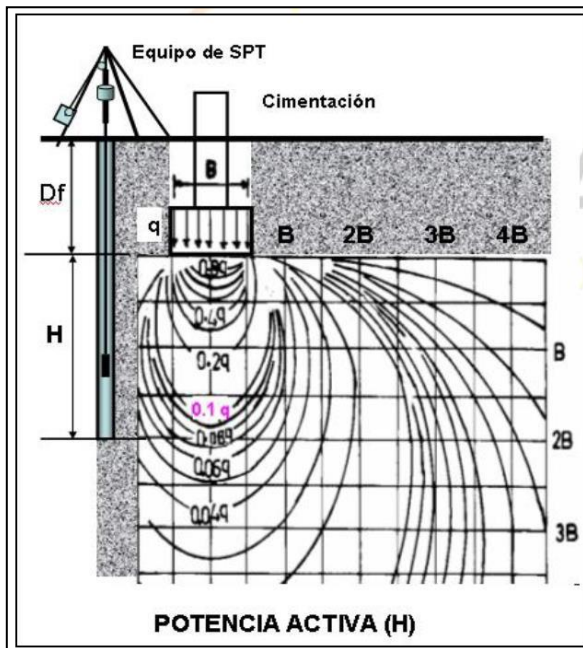
El levantamiento topográfico fue realizado por el urbanista, la topografía del terreno se considera plana, de acuerdo a lo observado en las visitas al sitio de la obra.

2.9 Tipo de edificación y sistema estructural.

Se trata de la construcción de baterías sanitarias, resistente a momentos, la cual transmitirá las cargas al terreno mediante zapatas enlazadas con vigas de cimentación o losa de cimentación.

3 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Ilustración 4. Análisis SPT, vs profundidad de cimentación.



Para la exploración geotécnica en el campo y debido a las características de los materiales representativos de la zona de estudio, dichas exploraciones se realizaron en forma manual con el equipo de perforación realizando simultáneamente ensayos SPT, de esta manera se realiza una correlación teniendo en cuenta el número de golpes (N), para determinar el ángulo de fricción interna (ϕ) y cohesión (c) del material.

La exploración buscó reconocer el subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la categoría del proyecto, el criterio del ingeniero geotecnista y lo dispuesto en las tablas H.3.1-1. Y H.3.2-1 de la NSR-2010.

El Ensayo de penetración estándar (SPT, Standar Penetration Test).

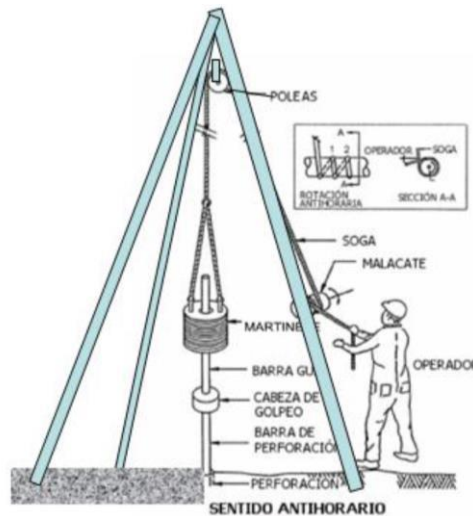
Es ejecutado "in situ", se requiere para este ensayo, de trípode, motor, polea, martillo, cuerda, tubería perforación, guía y cuchara partida.

El martillo golpea a la tubería, a través de un tope, para que penetre 30 cm, el número de golpes para que penetre esta distancia se identifica como N.

Con el valor de N se puede determinar, la resistencia a compresión, el módulo de elasticidad, el coeficiente de balasto, el coeficiente de variación volumétrica y la capacidad portante.

Hay que hacerle algunas correcciones, pero que hacen variar ligeramente el valor de N. Al valor nuevo se le llama N corregido.

Ilustración 5. Equipo de perforación para prueba SPT.



$$N_{crr} = N \times C_n \times \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times \eta_4 \quad (1)$$

N_{crr} = valor de N corregido

N = valor de N de campo

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo

η_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq \eta_1 \leq 1$)

η_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq \eta_2 \leq 1$)

η_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq \eta_3 \leq 1$)

η_4 = factor por diámetro de la perforación (> 1 para $D > 5"$, $= 1.15$ para $D = 8"$)

En este caso en particular se aplicará la corrección por energía (η_1)

Se considera que el valor de N es inversamente proporcional a la energía efectiva aplicada al martillo y entonces, para obtener un valor de N_{e1} a una energía dada " e_1 ", sabiendo su valor N_{e2} a otra energía " e_2 " se aplica sencillamente la relación:

$$N_{e1} = N_{e2} \times (e_2/e_1)$$

Para cálculo de la capacidad admisible comúnmente se utiliza la teoría de Terzaghi, que requiere del ensayo de corte directo. Sin embargo, también puede usarse el equipo de Penetración Estándar (SPT). A pesar de que sus valores parecen de poca variación, por ejemplo, de 0.5 a 1.0 kg/cm², sus valores definen en gran medida el tipo de cimentación a usar.

La capacidad neta admisible del suelo, se obtiene a partir del número de golpes N, con las siguientes relaciones:

Para zapatas:

$Q_{\text{admisible}} = 0.133 \cdot N$, kg/cm² (Arcillas), C. Crespo

$Q_{\text{admisible}} = 0.215 \cdot N$, kg/cm² (Arenas y limos no plásticos)

Ilustración 6. Fotografías apique 1 realizados para obtención de muestras alteradas, realizada con barreno



Ilustración 7. Fotografías apique 2 realizado para determinar parámetros en terreno por medio de veleta y penetró metro de bolsillo, con avance con barreno.



Ilustración 8. Fotografías apique 3 realizado para obtención de muestras semialterada con cuchara, avance con equipo de perforación SPT, tubería AWG, pesa, contrapesa.



3.1 Profundidad de sondeos

La profundidad de exploración se llevó hasta una profundidad de **6.0 m**, profundidad que cumple con el criterio expuesto en el numeral *H.3.2.5-(a)* de la *NSR-10*, el cual establece que esta profundidad debe alcanzar el punto donde el incremento de esfuerzos o bulbos elásticos inducidos por las sobrecargas estructurales, sea inferior al 10% del esfuerzo en la interface suelo-cimentación.

Grupo de uso	Coefficiente importancia (I)	TIPOS DE EDIFICACION
IV	1.50	Edificaciones indispensables (a) Todas las edificaciones que componen hospitales clínicas y centros de salud que dispongan de servicios de cirugía, salas de cuidados intensivos, salas de neonatos y/o atención de urgencias. (b) Todas las edificaciones que componen aeropuertos, estaciones ferroviarias y de sistemas masivos de transporte, centrales telefónicas, de telecomunicación y de radiodifusión. (c) Edificaciones designadas como refugios para emergencias, centrales de aeronavegación, hangares de aeronaves de servicios de emergencia. (d) Edificaciones de centrales de operación y control de líneas vitales de energía eléctrica, agua, combustibles, información y transporte de personas y productos. (e) Edificaciones que contengan agentes explosivos, tóxicos y dañinos para el público, y (f) En el grupo IV deben incluirse las estructuras que alberguen plantas de generación eléctrica de emergencia, los tanques y estructuras que formen parte de sus sistemas contra incendio, y los accesos, peatonales y vehiculares de las edificaciones tipificadas en los literales a, b, c, d y e del presente numeral.
III	1.25	Edificaciones de atención a la comunidad (a) Estaciones de bomberos, defensa civil, policía, cuarteles de las fuerzas armadas, y sedes de las oficinas de prevención y atención de desastres. (b) Garajes de vehículos de emergencia. (c) Estructuras y equipos de centros de atención de emergencias. (d) Guarderías, escuelas, colegios, universidades y otros centros de enseñanza, (e) Aquellas del grupo II para las que el propietario desee contar con seguridad adicional, y (f) Aquellas otras que la administración municipal, distrital, departamental o nacional designe como tales.
II	1.10	Estructuras de ocupación especial (a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón. (b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez. (c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m ² por piso. (d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1. (e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y (f) Edificios gubernamentales
I	1.00	Estructuras de ocupación normal Todas la edificaciones que no se han incluido en los Grupos II, III y IV.

Considerando la construcción como menor o igual a tres niveles y con cargas máximas de servicio menores de 800 KN, el proyecto se clasifica en **categoría baja**, el número mínimo de sondeos de exploración que se efectuaron en el terreno donde se desarrollará el proyecto cumple con lo definido en la tabla H.3.2-1 y la profundidad se realizó hasta alcanzar la profundidad mínima.





	Categoría de la unidad de construcción	Según los niveles de construcción	Según las cargas máximas de servicio columnas (KN)
	Baja	Hasta 3 niveles	Menores de 800
	Media	Entre 3 y 10 niveles	Entre 800 y 4000
	Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4000 y 8000
	Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8000

Tabla 1. Profundidad y cantidad mínima de exploración NSR-2010.

Especificaciones mínimas del sondeo	Baja	Media	Alta	Especial
Profundidad (m)	6	15	25	30
Cantidad (und)	3	4	4	5

3.2 Número mínimo sondeos

Para definir el número de sondeos del proyecto, se definirán Inicialmente las unidades de construcción de acuerdo con las normas dadas en el numeral H.3.1.1 de la NSR-2010. En todos los casos el número mínimo de sondeos para un estudio será de **tres (3)** y para definir el número se debe aplicar el mayor número de sondeos resultante y el número de unidades de construcción.

En cada perforación se realizó un muestreo representativo de los diferentes estratos o capas de suelo del perfil explorado, tomando muestras semi alteradas con Split Spoon (Cuchara partida) y alteradas. Simultáneamente se efectuaron en campo ensayos de resistencia a la penetración tipo *SPT*.

3.3 Selección de muestras y ensayos de laboratorio

Se efectuó un muestreo representativo para el perfil estratigráfico encontrado, tomando muestras por medio de la cuchara partida (Split spoon) y alteradas tipo bolsa, simultáneamente se tomaron datos de resistencia al corte in situ a partir del número de golpes N de la Prueba de Penetración Estándar (SPT) y de veleta y penetrómetro de bolsillo.

Todas las muestras se identificaron visualmente en campo y en laboratorio, y sobre un número representativo de los diferentes estratos se realizó el siguiente programa de ensayos:

- Ensayos de humedad natural.
- Granulometría.
- Peso unitario total y seco.
- Limites de Atterberg.
- Compresión inconfiada.

Las muestras obtenidas de la exploración de campo garantizan la representatividad del suelo. Las muestras para la ejecución de ensayos de laboratorio se seleccionaron por el ingeniero geotecnista y corresponden a los diferentes materiales afectados por el proyecto.

Las muestras obtenidas o recuperadas se describieron e identificaron en campo y laboratorio para realizar el siguiente programa de ensayos:

Ilustración 9. Ensayos en laboratorio.

- *Humedad natural y peso unitario.*



- *Granulometría y gradación.*



- *Límites de consistencia o de Atterberg para el suelo cohesivo.*



A partir de los registros estratigráficos del perfil del suelo de cada perforación, así como de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio, en cuanto a las propiedades índice y geomecánicas de resistencia al corte y compresibilidad; obtenidas con los ensayos de laboratorio y también la resistencia a la penetración en campo; se estableció el modelo geotécnico del suelo, que constituye la base para el análisis y cálculo de estabilidad y deformación para las condiciones de fundación de las estructuras del proyecto.

4 RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA DEL PERFIL DEL SUELO DE FUNDACIÓN DEL PROYECTO

4.1 Perfil estratigráfico del suelo

La historia geológica del perfil de suelo explorado permite clasificarlo como un material de depósito cuaternario de origen aluvial (conformado por arcillas de baja plasticidad CL y arenas limosas SM, Estos suelos se encuentran normalmente consolidados (N.C.), es decir, que, durante el tiempo geológico y actual, no han soportado cargas de tipo permanente ni transitorio.

En el Anexo del registro en campo, se presenta la correlación estratigráfica de los perfiles para los sondeos de exploración realizados en el predio de fundación del proyecto; obtenidos a partir de los registros de campo y las propiedades geomecánicas e índice, halladas con los ensayos de laboratorio y también con los resultados de la resistencia a la penetración SPT.

El perfil estratigráfico del suelo de fundación del proyecto, se describe tomando como nivel 0.0 o cota de referencia, la topografía del predio:

- Capa No 1: Entre 0.00m y -0.10m de profundidad promedio, se encontró un suelo cohesivo, con **material orgánico** color café oscuro.
- Capa No 2: -0.10 y -1.00m de profundidad promedio, se encontró una capa de arcilla de baja plasticidad color habano, consistencia baja, resistencia al corte baja. La capa es continua y según la clasificación unificada de suelos USC, pertenece al grupo **CL**.
- Capa No 3: -1.00 y -2.00m de profundidad promedio, se encontró una capa cohesiva tipo arenas limosas y mezcla de arena y limo mal gradado color habano, resistencia al corte baja. La capa es continua y según la clasificación unificada de suelos USC, pertenece al grupo **SM**.
- Capa No 4: -2.00 y -3.00m de profundidad promedio, se encontró una capa granular tipo arena limosa y mezcla de arena grano fino color amarillo, resistencia al corte medio. La capa es continua y según la clasificación unificada de suelos USC, pertenece al grupo **SM**.
- Capa No 5: -3.00 y -6.00m de profundidad promedio, se encontró una capa granular tipo arena limosas y mezcla de arena de grano medio color amarillo con betas grises y rojas, resistencia al corte bajo y saturado. La capa es continua y según la clasificación unificada de suelos USC, pertenece al grupo **SM**.

4.2 Parámetros geotécnicos de los suelos del perfil

A continuación, se presenta el análisis de las propiedades geotécnicas evaluadas por medio de correlaciones con el número de golpes del ensayo de penetración SPT.

	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10
Nivel en estudio (m)	0.60	1.20	1.80	2.40	3.00	3.60	4.20	6.20	8.20	10.20
Nivel Freático	No	No	No	No	No	Si	Si	Si	Si	Si
Nspt	1	3	7	8	7	7	9	9	9	9
N60	1	3	6	7	6	8	10	10	10	10

ANGULO DE RESISTENCIA AL CORTE (°)

R.B.S.	18.6	21.3	24.5	25.2	24.4	26.0	27.4	27.9	27.2	27.7
J.N.R.	27.3	27.8	28.8	29.1	28.8	29.4	30.1	30.3	30.0	30.2
De Mello	17.1	21.4	24.7	25.3	24.9	26.1	27.1	27.5	27.1	27.4
Owasaki & Iwasaki	19.2	22.2	26.0	26.8	25.9	27.7	29.3	29.9	29.1	29.7
Sowers	28.2	28.7	29.7	30.0	29.7	30.3	30.9	31.1	30.8	31.0
Peck Hanson & Thornburn	27.4	27.9	28.9	29.2	28.9	29.5	30.1	30.3	30.0	30.2
Meyerhof	24.2	25.2	32.1	27.4	32.1	32.9				
Hatanaka & Uchida	23.6	26.3	29.6	30.4	29.6	31.1	32.5	33.1	32.3	32.9
Wolff	27.4	27.9	28.9	29.2	28.9	29.5	30.1	30.4	30.0	30.3
Schmertmann (DR)	39.0	40.2	40.2	40.2	42.0	38.0				
Valor Crítico	17.1 °	21.3 °	24.5 °	25.2 °	24.4 °	26.0 °	27.1 °	27.5 °	27.1 °	27.4 °

Tabla 2. Parámetros de diseño geotécnico basados en el número de golpes del ensayo de penetración SPT.

DENSIDAD RELATIVA (%)										
Gibbs & Holtz	13	32	49	52	47	53	58	59	55	56
Meyerhof	18	31	45	48	42	49	54	56	53	55
Schultze & Menzebach	24	35	48	50	44	49	55	57	53	55
Bazaraa	14	23	32	33	28	32	35	36	34	35
Skempton	13	22	35	37	33	37				
Marcuson & Bieganousky	40	44	49							
Cubrinowski & Ishihara	36	54	77	80	70					

MODULO ELASTICO [Young] (MPa)										
D'Appolonia <i>et al</i>	19.2	20.2	22.2	22.9	41.9	44.0				
Tornaghi <i>et al</i>	5.5	9.7	15.1	16.4	15.6	18.5	21.0	22.1	21.0	22.1
Jambu	4.0	8.6	16.2	11.3	20.6	8.4				
Schmertmann	0.5	1.5	5.5	6.5	5.9	8.2				
Schultz & Menzebach	/	/	/	/	/	11.1	12.1	12.6	12.1	12.6
Webb	1.8	/	/	/	/	10.5				
Jamiolkowski <i>et al</i> [E25]	0.6	1.8	4.4	5.2	4.7	7.2				

MODULO DE CORTE (MPa)										
Ohsaki & Iwasaki	7.9	19.1	27.1	42.4	28.9	50.8				
Ohta & Goto	6.8	12.6	22.8	21.3	44.2	33.2				
Yoshida e Motonori	7.0	14.2	36.4	24.1	41.8	43.1				

MODULO EDOMETRICO (MPa)										
Farrent	0.4	1.3	3.3	3.8	3.5	4.9	6.3	7.0	6.3	7.0
Menzebach & Malcev	3.9	4.4	8.5	9.4	9.5	10.9				

VELOCIDAD ONDAS (m/seg)										
Ohta & Goto	60	84	113	117	160	139				
Yoshida e Motonori	61	89	143	124	155	159				

4.3 Nivel piezométrico y aguas freáticas

Al momento de la exploración se evidenció la presencia de niveles libres de aguas freáticas a una profundidad promedio de **-3.50 m**, se espera que en época de invierno se supere este nivel.

Se debe tener en cuenta que los niveles de aguas pueden presentar fluctuaciones dependiendo del periodo climático del año, de manera que, dependiendo de la época de construcción de la cimentación del proyecto, es posible que se puedan encontrar o no aguas freáticas dentro de las excavaciones.

La humedad natural promedio del suelo analizado es del **34.03%** y la humedad media de equilibrio para dicho suelo es del **21.15%**, valores que resultan cualitativamente altos y desfavorables, reflejados pequeñas deformaciones del perfil del suelo, durante el proceso de consolidación primaria por efectos de las sobrecargas inducidas por la estructura del proyecto.

4.4 Propiedades geomecánicas e índice del perfil del suelo de fundación

El perfil de suelo de fundación del proyecto, está conformado por depósitos cuaternarios, compuestos de capas homogéneas y continuas de materiales cohesivos y granulares tipo arenas, clasificado dentro del grupo SM según la clasificación unificada de suelos U.S.C. De acuerdo con la historia geológica del suelo y el ensayo de consolidación unidimensional, se clasifica como un material normalmente consolidado, de compresibilidad media a alta.

Con base en las propiedades geotécnicas o geomecánicas del perfil del suelo, este se caracteriza por presentar contenido de humedad alto, peso unitario medio, plasticidad media, inestabilidad volumétrica o potencial de expansión medio y resistencia al corte bajo. El comportamiento de esfuerzo deformación del perfil de suelo se asume dentro del modelo elástico perfectamente plástico.

Como se observa en el anexo No. 1 los registros de ensayos a la penetración dinámica la resistencia al corte y el grado de compactación presentan valores variables, donde se puede apreciar fácilmente un incremento del número de golpes N del ensayo SPT, en forma proporcional a la profundidad. De forma tal que la resistencia al corte muestra una tendencia de incremento directo con la profundidad explorada.

En general, las propiedades geomecánicas e índice del suelo de fundación son las siguientes:

- ☐ Suelo de origen torrencial, normalmente consolidado (NC) y estratificado.
- ☐ Plasticidad o potencial volumétrico de expansión: Media
- ☐ Resistencia al corte no drenada: Baja ($N(SPT)= 5$, $\Phi=6^\circ$)

- ☐ Compresibilidad o deformabilidad: **Baja**
- ☐ Humedad natural: 33.77%
- ☐ Humedad de equilibrio: 20.84% (suelo cohesivo)
- ☐ Peso Unitario: 1.81 ton/m3.

Según los resultados obtenidos de la caracterización geotécnica del perfil del suelo de fundación o implantación del proyecto, las propiedades de resistencia al corte, deformabilidad, rigidez, compacidad, plasticidad y estabilidad volumétrica potencial; son adecuados para la cimentación del proyecto y el comportamiento de interacción suelo-estructura del mismo.

5 TIPOS DE PERFIL DE SUELO

Se definen seis tipos de perfil de suelo los cuales se presentan en la tabla A.2.4-1. De la NSR-10. Los parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los perfiles tipo A a E.

Aquellos perfiles que tengan estratos claramente diferenciados deben subdividirse, asignándoles un subíndice *i* que va desde 1 en la superficie, hasta *n* en la parte inferior de los 30 m superiores del perfil. Para el perfil tipo F se aplican otros criterios y la respuesta no debe limitarse a los 30 m superiores del perfil en los casos de perfiles con espesor de suelo significativo.

5.1 Parámetros empleados en la definición del tipo de perfil de suelo

Los parámetros que se utilizan para definir el tipo de perfil de suelo con base en los 30 m superiores del mismo y considerando ensayos realizados en muestras tomadas al menos cada 1.50 m de espesor del suelo.

Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo — El número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo, indistintamente que esté integrado por suelos no cohesivos o cohesivos, se obtiene por medio de:

$$N = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{n_i}}$$

donde:

N_i = número de golpes por pie obtenidos en el ensayo de penetración estándar, realizado in situ de acuerdo con la norma ASTM D 1586, haciendo corrección por energía N60, correspondiente al estrato *i* El valor de *N_i* a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

Tabla 3. Cálculo de N spt desde nivel 0 hasta 6m.

	SPT1	SPT2	SPT3	SPT4	SPT5	SPT6	SPT7	SPT8	SPT9	SPT10	
Nivel en estudio (m)	0.60	1.20	1.80	2.40	3.00	3.60	4.20	6.20	8.20	10.20	
Nivel Freático	No	No	No	No	No	Si	Si	Si	Si	Si	
Nspt	1	3	7	8	7	7	9	9	9	9	
N60	1	3	6	7	6	8	10	10	10	10	
espesor(di)	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	2.00	2.00	2.00	10.20
di/Ni	0.70	0.23	0.10	0.09	0.10	0.07	0.06	0.20	0.20	0.20	1.93

N 5.3

5.2 Definición del tipo de perfil de suelo

El procedimiento que se emplea para definir el tipo de perfil de suelo se basa en los valores de los parámetros del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio. La clasificación se da en la tabla A.2.4-1. De la norma sismo resistente de 2010 y que se presenta a continuación:

Tabla 4. Clasificación de los perfiles de suelo.

TIPO DE PERFIL	DESCRIPCION	DEFINICION		
		Vs (m/s)	Su (KPa)	N (golp)
A	Roca competente	≥1500		
B	Roca rigidez media	760 a 1500		
C	Suelo muy denso, roca blanda	360 a 760		
	Suelo muy denso que cumpla cualquiera de los dos criterios		≥100	≥50
D	Suelo rígido que cumple con el criterio de velocidad de la onda de cortante	180 a 360		
	Suelo rígido que cumple cualquiera de las dos condiciones		50 a 100	15 a 50
E	Perfil cumple con el criterio de velocidad de la onda de cortante	<180		
	Perfil que contiene un espesor H mayor de 3m de arcillas blandas	lp>20, w> 40%	<50	
F	Evaluación explícita en el sitio con el procedimiento A.2.10			
F1	Suelos susceptibles a la falla o colapso por excitación sísmica, suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersos o débilmente cementados			
F2	Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H> 3m)			
F3	Arcillas de muy alta plasticidad (H>7.5m con índice de plasticidad > 75)			
F4	Perfil de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36m)			

De acuerdo a lo anterior y teniendo en cuenta los ensayos de SPT realizados en sitio, se puede determinar que el valor de N está por debajo de 15, con valores de compresión inconfiada $S_u < 50$ Kpa, compuesta por arcillas blandas con $ip > 20$ y humedad $> 30\%$, tratándose de un perfil de arcillas blandas, clasificado como **E**.

5.3 Potencial de licuación

La licuación es la respuesta de los suelos sometidos a vibraciones, en la cual éstos se comportan como un fluido denso y no como una masa de suelo húmeda.

El estudio de clasificación y características de los suelos debe identificar la presencia de suelos granulares saturados y poco compactos, con el fin de establecer la susceptibilidad a la licuación.

Para que exista la probabilidad de licuación, el depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, lo cual no se evidencio en el perfil explorado.

Por considerarse que los depósitos fluviales son muy susceptibles a la licuación, las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media.

La presencia de suelos licuables, generalmente producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.

A partir de 2.80 metros de perforación se presentan depósitos con tamaños hasta areno-limosas, los cuales deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.

Cuando el depósito está en condición seca o con bajo grado de saturación, se genera un proceso de densificación con las consecuentes deformaciones permanentes del terreno y estructuras apoyadas en él.

De acuerdo al análisis que se presenta a continuación, se observa que los suelos cumplen el criterio de factor de seguridad frente al potencial de licuación.

Ilustración 10. Análisis de potencial de Licuación para los suelos donde se comprueba que el suelo no contiene suelos con potencial de licuación.

VALORACION DEL POTENCIAL DE LICUACION					
Metodo simplificado					
Metodo di Seed e Idris (1982)					
PARAMETROS:					
γ	=	1.71	g/cm ³	<div>R= Resistencia al corte</div> <div>T= Esfuerzo de corte producido por sismo</div> <div>d₅₀= Diametro de la curva granulométrica correspondiente al pasante al 50%</div>	
σ_{vo}	=	0.58	kg/cm ²		
σ'_{vo}	=	0.58	kg/cm ²		
Profundidad de la prueba	=	340	cm		
N _{SPT}	=	8			
Profundidad del N.F.	=	350	cm		
γ_{H_2O}	=	1	g/cm ³		
Presión neutral	=	0.000	kg/cm ²		
z	=	3.4	m		
FORMULA:				RESULTANTE	
Na	=	(N _{SPT} * $(1,7/((\sigma_{vo}+0,7)))+N_f$)		=	18.1133916 Na
N _f	=	7.5			
R	=	Na/90	=	0.201259907	R
T	=	0,65* $((a_{max}/g)*(\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}))^*r_d$		=	0.0308425 T
a _{max} /g	=	0.05			
r _d	=	0.949			
1.3	≤	Fs=R/T	Arena saturada	=	6.525408339 Verificato Fs
SIGMA LAB INGENIEROS SAS					
Carrera 12 No. 14 105 Ofc. 209 Sogamoso					
Laboratorio de suelos Cile 11 No. 36 - 18 Duitama					
Carrera 12 No. 14 105 Ofc. 209 Sogamoso					

5.4 Análisis de Colapsibilidad del suelo

Se identifica la colapsibilidad de estos depósitos, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable.

$$\gamma_d \text{ crit} = \gamma_w / ((1/G_s) + w_l);$$

Donde:

$\gamma_d \text{ crit}$ = peso unitario crítico como identificación de la colapsibilidad.

γ_w = peso unitario del agua.

G_s = Gravedad específica del suelo.

w_l = limite liquido en fracción decimal.

LITOLOGIA	AGUA	M	suel	prof	Prof (m)		DESCRIPCION VISUAL	DENSIDAD Y MODULO ELAST.																																
					tipo	niv		De	A	E	γ _w	γ _d	Cc	Colapsibilidad			W _{eq}	L.L.	L.P.	I _p	w _n																			
														G _s	γ _d crit	Criterio																								
								[MPa]	[t/m ³]	[t/m ³]																														
0						0		Corteza superficial.																																
								Macanilla																																
1						0.10	0.40	Capa orgánica																																
								Material cohesivo color habano, consistencia muy blanda, resistencia al corte bajo.																																
								1														1	0.10																	
								2														2	0.25																	
								2														2	0.40																	
								2														2	0.55																	
								2														2	0.70																	
								2														2	0.85																	
								2														2	1.00																	
								2														2	1.15																	
2					1.00	1.45	2.05	Arcilla media plasticidad de color blanco. Consistencia blanda																																
																						3	3	1.30																
																						3	3	1.45																
																						β	β	1.60																
																						3	3	1.75																
																						3	3	1.90																
																						3	3	2.05																
																						3	3	2.20																
																						3	3	2.35																
																						3	3	2.50																
3					2.20	2.65	3.25	Arena limosa de grano fino color amarillo de consistencia muy blanda																																
																						3	3	2.65																
																						4	4	2.80																
																						4	4	2.95																
																						4	4	3.10																
																						4	4	3.25																
																						4	4	3.40																
																						4	4	3.55																
																						5	5	3.70																
																						5	5	3.85																

*Si $\gamma_d / \gamma_d \text{ crit} > 1$ = Suelo estable o expansivo; Si $\gamma_d / \gamma_d \text{ crit} < 1$ = Suelo colapsable
Por lo tanto, **SI** existen suelos colapsables en el perfil examinado.*

6 ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN

De acuerdo al tipo de estructura a modelar, la magnitud de sobrecargas del proyecto, el suelo de fundación, caracterizado geotécnicamente mediante este estudio, se pueden utilizar una estructura de cimentación superficial tipo convencional, conformada por elementos tipo zapatas unidos con vigas de enlace, que cargue la losa de contrapiso o una cimentación de losa compensada con el fin de disminuir el asentamiento provocado por la pérdida de agua al ser cargado el suelo con la estructura.

Para efectos del diseño estructural de los elementos que componen la cimentación, se emplean los resultados de las combinaciones incluidas en la norma, empleando las cargas apropiadas y las fuerzas sísmicas reducidas de diseño, E, a partir de las reacciones de la estructura sobre estos elementos, tomando en cuenta la capacidad de la estructura. En el diseño de los elementos de cimentación deben seguirse los requisitos propios del material estructural y del Título H de la NSR-10.

6.1 Niveles o cotas de fundación para las estructuras del proyecto

A partir de las características de la estructura y el perfil de suelo encontrado, se recomienda para fines de diseño de cimientos, el nivel de fundación mínimo (**N -0.80 m**), el nivel necesario será el que se utilice para poder realizar el soporte necesario de la estructura a construirse.

Bajo estas condiciones, los elementos de cimentación se implantarán en la siguiente capa: Se determinó que el nivel más óptimo para disponer el sistema de cimentación en cuestión, es a una profundidad de 0.80 metros desde la superficie del terreno, en la cual se relacionan las dimensiones con la capacidad portante admisible.

Se escoge como suelo de cimentación el estrato denominado capa granular tipo arena limosa y mezcla de arena grano fino color amarillo, con humedad media de compacidad medio que clasifica según el sistema unificado de suelos como SM, que se encuentra entre 1,00mts a 2.00mts de profundidad

Este nivel está compuesto por arenas limosas, de plasticidad baja y consistencia o resistencia al corte bajo; Clasificada según la USC como **SM**; capa que posee las siguientes propiedades geomecánicas e índice promedio:

Tabla 5. Propiedades geomecánicas e índice promedio para la capa de fundación.

Propiedad	Wn (%)	LL (%)	LP (%)	IP	γ_t (t/m ³)	Cu. (Kpa)	Φ	Dr
Valor	33.8	36.7	30.97	5.72	1.81	64.30	6°	31%

6.2 Capacidad Portante Del Suelo De Fundación

Para cada una de las alternativas de cimentación y de acuerdo a los niveles de fundación adoptados, las condiciones estratigráficas del perfil de suelo, los parámetros de resistencia al corte, las condiciones topográficas e hidráulicas del suelo y los sistemas de cimentación propuestos; se establece la presión de hundimiento por falla general es decir la presión total máxima en la cual el suelo presenta deformaciones excesivas o alcanza el equilibrio límite:

- Capacidad portante ultima

$$\sigma_u = C N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \gamma D N_q s_q d_q i_q g_q b_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma$$

Donde:

C = cohesión

D = Nivel de fundación

γ = peso unitario suelo fundación

B = Anchocimiento

s = factores de corrección por forma.

d = factores de corrección por profundidad.

i = factores de corrección por inclinación de la carga.

b = factores de corrección por inclinación del terreno

g = factores por inclinación de la base del cimiento

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left[\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right]$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1.0) \tan \phi$$

$$N_c = (N_q - 1.0) \cot \phi$$

				Ancho de cimentacion (m)			
				1.0	2.0	3.0	4.0
Desplante (m)	c	ϕ	γ	Capacidad de carga (Ton / m2)			
-	3.4	-	1.90	7.1	7.1	7.1	7.1
0.5	3.4	-	1.90	7.8	7.4	7.3	7.2
1	6.4	-	1.81	15.9	14.5	14.1	13.9
1.5	5.5	-	1.78	14.8	13.1	12.5	12.2
2	3.5	-	1.78	10.2	8.7	8.2	8.0
3	-	25.3	1.73	73.7	54.1	49.3	48.2
4	-	25.1	1.71	111.4	76.5	66.5	62.7
5	-	24.9	1.71	157.4	103.2	86.7	79.6
6	-	24.1	1.71	187.7	89.5	73.5	66.3
				-	-	-	-

Ilustración 11. Capacidad Portante dependiendo de profundidad de desplante y ancho de cimienta empleando un factor de seguridad de 3.

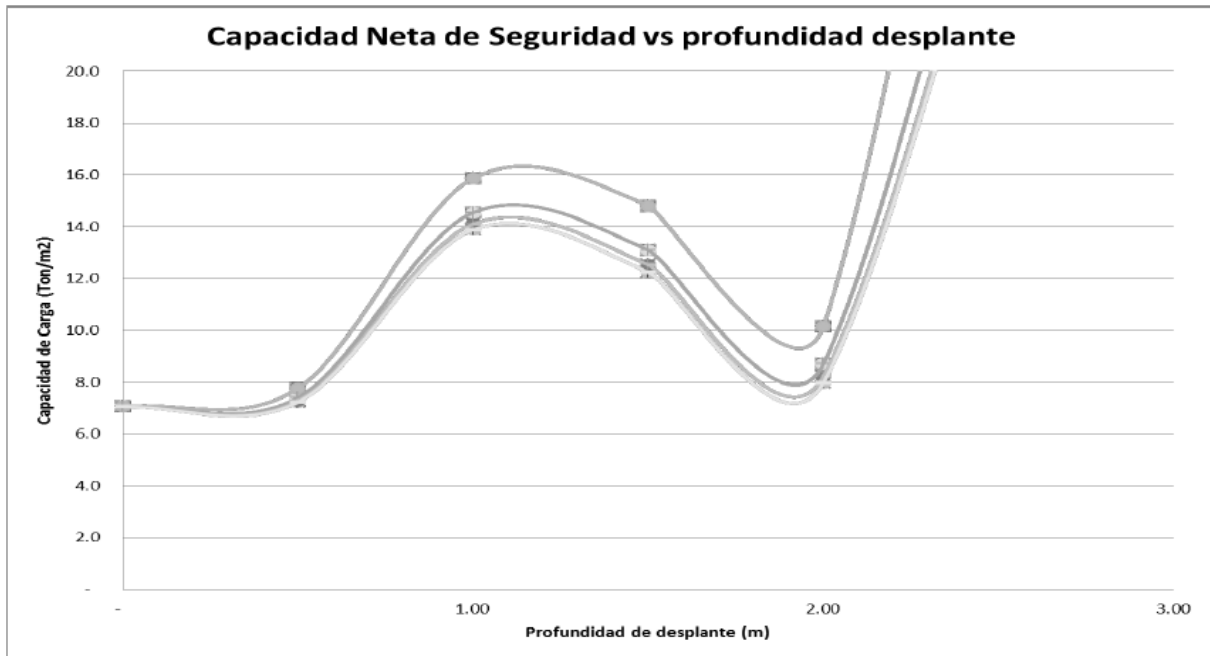
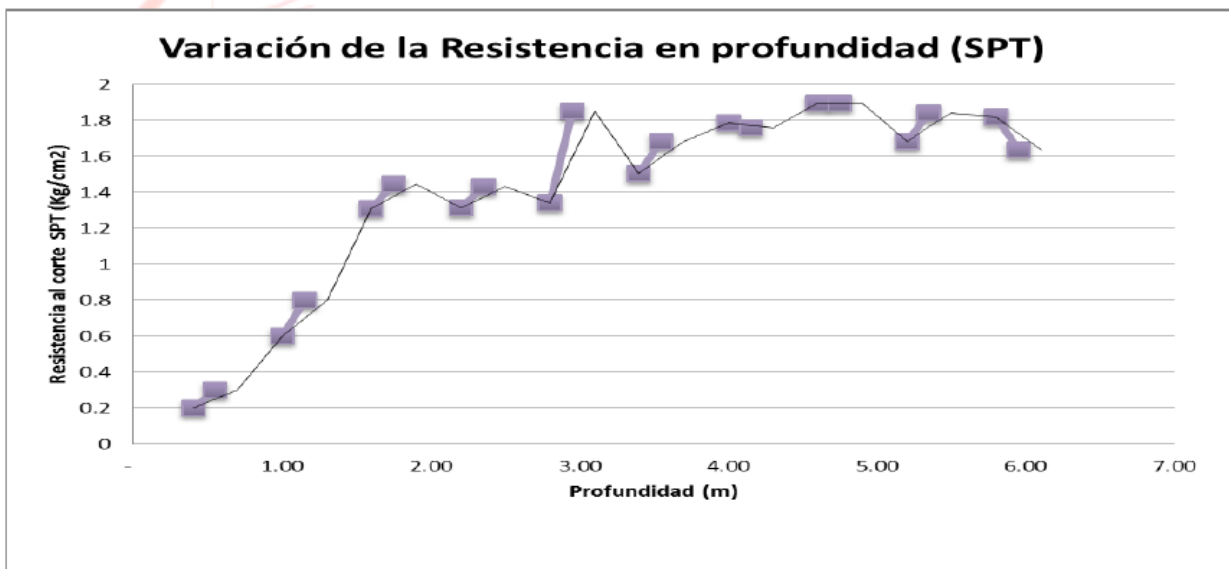


Ilustración 12. Evaluación de la capacidad portante de cimentación.



De acuerdo al análisis de cargas asumidas comparadas frente al valor de capacidad portante, ésta última es mayor a los esfuerzos producidos por las estructuras, por lo tanto, el nivel de cimentación es aceptable frente al análisis por capacidad portante, pero se debe garantizar que la profundidad de cimentación sea la mínima para garantizar la estabilidad de la obra frente a volcamiento y deslizamiento.

6.3 Asentamientos o deformaciones

Los asentamientos son el efecto que se produce en un suelo debido a la aplicación de una carga la cual dependiendo del tipo de suelo se va sentir de una manera diferente. Esto quiere decir, que en un suelo granular (saturado) los asentamientos se van a producir de una manera más rápida que en suelo arcilloso bajo las mismas condiciones de saturación, debido a que el agua puede migrar más fácilmente en el suelo granular que en el arcilloso.

Lo anterior define lo que se conoce como asentamientos inmediatos o primarios y asentamientos por disipación de presión de poros o por consolidación. En los primeros se producen casi instantáneamente; es decir casi al mismo tiempo de ser colocada la carga en el suelo de fundación. En los segundos debido a que las arcillas son suelos de muy bajo coeficiente de permeabilidad, el agua no puede drenar al mismo tiempo en que se produce la consolidación por efecto de la carga aplicada, sino que esta va drenando a medida que va pasando el tiempo.

Los asentamientos inmediatos dependen de las propiedades de los suelos a muy bajas deformaciones, en cuyo caso puede aceptarse su comportamiento elástico, de la rigidez y extensión del cimiento mismo.

Para determinar estos asentamientos es necesario conocer el perfil litológico del suelo de fundación, las propiedades físico mecánicas, determinar si el suelo es normalmente consolidado o sobre consolidado.

Para el estudio en mención el suelo es normalmente consolidado (N.C.), lo que significa que el suelo de fundación no ha soportado cargas a través del tiempo., lo que indica que los análisis realizados estarán en función de esfuerzos totales, la presión de poros considerada dependiendo de la profundidad del nivel freático (N.F.), y de los esfuerzos efectivos.

Entonces se determina el incremento del esfuerzo producido en el suelo debido a la máxima carga aplicada, considerados hasta una cierta profundidad llamada zona de influencia de esfuerzos que para el caso de cimentaciones corridas es de aproximadamente 10 veces el ancho de menor dimensión en planta de la estructura de cimentación proyectada. Los asentamientos que se consideran en el presente diseño comprenden los asentamientos inmediatos o primarios y los asentamientos por consolidación.

Los asentamientos primarios o inmediatos se basan en la teoría de la elasticidad, es decir que tienen en cuenta el Modulo de Elasticidad E y la Relación de Poisson del suelo de fundación.

CALCULO DE ASENTAMIENTOS

Los asentamientos están relacionados en mayor medida, al constituyente del perfil litológico y al valor de las sobrecargas que de acuerdo a los datos suministrados los esfuerzos a considerar para la realización de este informe son del orden de a **2 Ton/m²**.

Ilustración 13. Valores de asentamientos calculados.

<i>Asentamiento Inmediato</i>											
Carga (ton)	0	1	1	2	3	5	7	11	20	31	
Ancho (m)	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	2.50	
Tipo zapata (flexible:1, rigida:2)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
Zapata (centro:1; Esquina: 2; Medio:3)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Carga (circ:1, cuad:2, rect:3)	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	
Factor de forma	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	0.82	
Largo (m)	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	2.50	
Area (m ²)	0.09	0.16	0.25	0.36	0.64	1.00	1.44	2.25	4.00	6.25	
Esfuerzo de contacto (t/m ²)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	
Modulo de Poisson	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	
Modulo de Elasticidad (t/m ²)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	
Asentamiento inmediato (m)	0.003	0.004	0.005	0.006	0.008	0.010	0.012	0.015	0.021	0.026	
<i>Asentamiento inmediato (cm)</i>	0.31	0.41	0.51	0.62	0.82	1.03	1.23	1.54	2.05	2.56	

<i>Asentamiento Consolidación Primaria</i>											
Carga (ton)	0	1	1	2	3	5	7	11	20	31	
Ancho (m)	0.30	0.40	0.50	0.60	0.80	1.00	1.20	1.50	2.00	2.50	
γ (T/m ³)	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	1.81	
Profundidad (m)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
α (t/m ³)	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	5.00	
K _b	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	
H(m)	0.54	0.73	0.91	1.09	1.45	1.82	2.18	2.72	3.63	4.54	
Z(m)	0.77	0.86	0.95	1.04	1.23	1.41	1.59	1.86	2.32	2.77	
P (ton/m ²)	1.40	1.56	1.73	1.89	2.22	2.55	2.88	3.37	4.19	5.02	
Il (%)	36.69	36.69	36.69	36.69	36.69	36.69	36.69	36.69	36.69	36.69	
C _c	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	0.19	
e	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	0.92	
$\sigma'v$	1.40	1.56	1.73	1.89	2.22	2.55	2.88	3.37	4.19	5.02	
$\Delta\sigma v$	0.43	0.55	0.65	0.73	0.86	0.95	1.02	1.09	1.18	1.24	
δp (m)	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.03	
δp (cm)	0.62	1.10	1.29	1.44	1.69	1.88	2.03	2.21	2.43	2.58	

<i>Asentamiento Total</i>											
δt (cm)	0.9	1.5	1.8	2.1	2.5	2.9	3.3	3.8	4.5	5.1	

Es importante tener en cuenta que el perfil puede manifestar asentamientos o deformaciones adicionales a las calculadas, a causa de factores provocados o procedimientos constructivos erróneos que lleguen a aumentar las condiciones de humedad del terreno en la capa superior de implantación.

Sin embargo, para evitar la ocurrencia de deformaciones adicionales se deben seguir las recomendaciones dadas en el contenido de este informe.

Con el fin de evitar inconvenientes relacionados con los esfuerzos transmitidos diferencialmente a las capas del subsuelo por las cargas de la estructura, lo que finalmente se puede traducir en asentamientos diferenciales, se recomienda trabajar con presiones de contacto (cimiento-suelo) del orden del 90% de las máximas permitidas por resistencia al corte, en las áreas más cargadas y del 100% para las de menor carga, esto permitirá balancear la cimentación, verificando en todos los casos las condiciones de la carta de diseño.

La seguridad para el estado límite de servicio resulta del cálculo de asentamientos inmediatos, por consolidación, los asentamientos secundarios y los asentamientos por sismo. La evaluación de los asentamientos se realiza mediante modelos de aceptación generalizada empleando parámetros de deformación obtenidos a partir de ensayos de laboratorio o correlaciones de campo suficientemente apoyadas en la experiencia.

Se debe controlar los asentamientos diferenciales, para que éstos no sobrepasen los valores estipulados en la siguiente tabla:

Tabla 6. Valores máximos de asentamientos diferenciales calculados, expresados en función de la distancia entre apoyos o columnas (l).

TIPO DE CONSTRUCCIÓN	Δ_{max}
A. Edificaciones con muros y acabados susceptibles a dañarse con asentamientos menores	L / 1000
B. Edificaciones con muros de carga en concreto o en mampostería	L / 500
C. Edificaciones con pórticos en concreto, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L / 300
D. Edificaciones en estructura metálica, sin acabados susceptibles de dañarse con asentamientos menores.	L / 160

6.3.1 Verificación de asentamientos diferenciales

Se trata de una edificación de muro de concreto, por lo tanto, el asentamiento diferencial máximo debe ser de $l/1000 = 13000 \text{ mm} / 1000 = 13.00 \text{ mm}$

7 EXCAVACIONES Y RELLENOS

Para cualquier excavación que forme parte de una edificación se requiere investigar la estabilidad de sus taludes, sus deformaciones y la posibilidad de falla de fondo, para ello se dan las recomendaciones necesarias para la excavación y los parámetros para el diseño de las estructuras de contención.

Las excavaciones para los cimientos y los cortes de adecuación del proyecto, deben planearse preferiblemente en periodo seco. Las excavaciones de cimientos se pueden hacer con taludes verticales con entibado teniendo en cuenta que lateralmente se presentan cargas generadas por las construcciones existentes.

Se recomienda controlar las excavaciones para la cimentación de las estructuras de cimentación proyectadas, por medio del soporte de taludes con entibado y además dar un adecuado manejo de aguas superficiales y sub superficiales, y así evitar fallas en los sistemas estructurales o deformaciones excesivas del terreno que pueda ocasionar alteraciones al suelo de fundación.

Si se proyectan placas de piso, y para la base de la cimentación deberán apoyarse en una capa de recebo de 0,25 m de espesor compacto, una vez descapotada la capa superior; las características del material de recebo para el relleno deben ser: Límite líquido máximo 26%, Índice de plasticidad máximo 6%, Espesor de compactación 0,10 a 0,15 m, Grado de compactación; mínimo 90% del peso unitario seco máximo del Próctor Modificado y con una granulometría como la siguiente:

Tamiz	% que pasa
2 1/2"	75-100
1"	50-80
No 4	20-55
No 200	0-20

$$N = C / (\gamma^* H * F)$$

$$C = 3 \text{ Ton/m}^2$$

$$\gamma^* = 1.81 \text{ Ton/m}^3$$

$$F = \text{Factor seguridad deslizamiento} = 1.5$$

$$H = \text{altura talud} = 3.0 \text{ m}$$

$$\Phi = 0$$

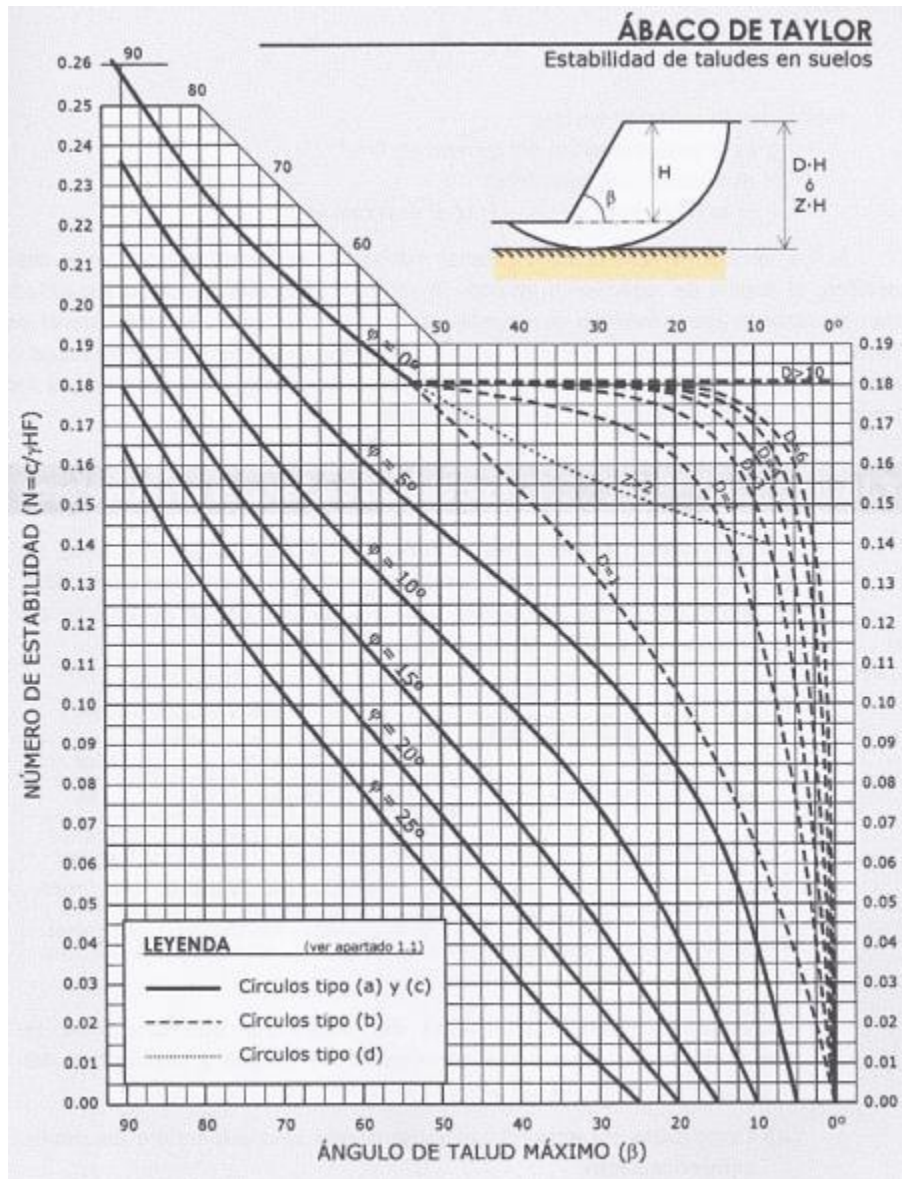
$$N = 3 / 1.81 \times 3.00 \times 1.5$$

$$N = 1 / 2.71$$

$$N = 0.36$$

$$\text{Talud} = 90 \text{ grados}$$

Ilustración 14. Abaco de Taylor para determinar inclinación de talud.



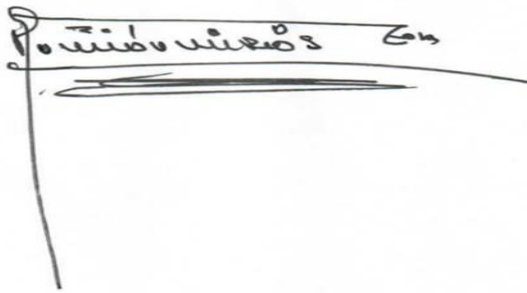
Las excavaciones para cimientos se recomienda realizarlas con taludes inclinados (1:1) sin sostenimiento hasta **2 m**, ya que se trata de suelos compactos y duros, o verticales con sostenimiento.

8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El predio o área de fundación del proyecto se encuentra localizado en el municipio de **LETICIA - AMAZONAS**, terrenos caracterizados por una topografía plana.
- Geológicamente, el perfil del suelo explorado en el predio de fundación del proyecto, corresponde a materiales de origen torrencial desarrollados a partir de la depositación de material proveniente de arrastre y normalmente consolidado, de composición predominantemente suelos cohesivos; constituido por arenas arcillosas y mezcla de arenas de baja plasticidad **SE** y arcillas de plasticidad baja y resistencia baja, clasificadas según el sistema unificado de suelos USC, como **CL**.
- La humedad natural promedio del suelo explorado es del **31.03%** y la humedad media de equilibrio para el mismo es del **21.15%**, valores que resultan cualitativamente altos y desfavorables, reflejados en deformaciones del perfil del suelo, durante el proceso de consolidación primaria por efectos de las sobrecargas inducidas por la estructura del proyecto.
- Las deformaciones o asentamientos son de tipo inmediato al momento de la construcción y principalmente por consolidación primaria, y se estiman **inferiores a 5cm**, las cuales se consideran aceptables según el código vigente NSR-10.
- La capacidad portante se estima en 14 **Ton/m²**, para la profundidad mínima estimada y aumenta al profundizarse, variando de acuerdo a las dimensiones de la cimentación, tal como lo muestran las ilustraciones de capacidad portante.
- De acuerdo a la resistencia al corte del perfil, propiedad de la cual es función la capacidad portante y según el grado de deformabilidad del mismo, **no existen inconvenientes** desfavorables para la transmisión de las cargas estructurales inducidas por el proyecto, teniendo en cuenta la alternativa de cimentación adoptada y recomendada, al igual que los criterios y variables de diseño.
- Teniendo en cuenta la magnitud de las sobrecargas del proyecto y las propiedades del suelo de fundación, caracterizado geotécnicamente mediante este estudio, es posible utilizar estructuras de cimentación superficial conformadas por elementos tipo zapatas aisladas enlazadas mediante vigas o losas como **cimentación compensada** adecuadas para el suelo encontrado, que presenta alta compresibilidad, y baja capacidad de carga.

- Las condiciones encontradas en la investigación de este estudio, permiten concluir que la fundación del proyecto **no está expuesta a inconvenientes geotécnicos relevantes** en condiciones naturales. Sin embargo, durante el proceso constructivo de excavaciones para la implantación y conformación de los niveles arquitectónicos, se pueden ocasionar impactos negativos sobre el terreno, por lo que se requiere seguir a cabalidad todas las recomendaciones de diseño y construcción, dadas en este informe. Igualmente deben adoptarse estrictamente cada uno de los parámetros o variables estimadas y recomendadas para el diseño, producto del estudio.
- El perfil de suelo fue clasificado según la tabla A 2.4-1 N.S.R-10 como un suelo **tipo E**, es decir el valor promedio de N_{spt} para los 30 metros superiores, es menor a 15 y la resistencia promedio a la compresión inconfiada menor a 50 Kpa.
- Se recomienda que las excavaciones para la implantación de los cimientos se realicen con taludes inclinados y preferiblemente en período seco, protegiendo las paredes por pérdida de humedad y del efecto de los agentes meteóricos y la intemperie; con mortero pobre o con membrana de polietileno.
- Se recomienda realizar las excavaciones para cimientos con alturas mayor de 1m **con taludes inclinados (1:1) sin sostenimiento**, o verticales con sostenimiento.
- El proceso constructivo excavación-cimentación debe efectuarse en el menor tiempo posible con el fin de controlar el levantamiento del fondo de las excavaciones debido al **rebote elástico** del suelo, especialmente en las zonas donde serán removidas capas de espesor considerable, lo que posteriormente puede traducirse en asentamientos perjudiciales.
- En caso de detectarse **niveles de aguas freáticas** o de escorrentía superficial, durante las excavaciones para la implantación de los cimientos, debe disponerse de zanjas interconectadas en el fondo que lleven el agua a un cárcamo situado a un nivel inferior del resto de la excavación.
- De acuerdo al chequeo realizado con las cargas consideradas sobre la estructura, detallado de esfuerzos y asentamientos se verifica la decisión adecuada sobre la cimentación adaptada, de acuerdo a la NSR-10.
- Bajo ninguna circunstancia pueden colocarse **sobrecargas** de materiales, maquinaria o equipos en los bordes cercanos a las excavaciones para cambio de niveles y los cimientos mismos; lo cual expondría a falla por colapso o deslizamiento las paredes excavadas.
- Se deben aplicar políticas de seguridad industrial y estabilidad ambiental, cumpliendo con todos los requerimientos legales al respecto, como lo son la disposición de escombros y requerimientos de contaminación.

- Se debe enviar al ingeniero geotecnista una **copia de diseño de la cimentación** de las estructuras que conforman el proyecto, para su revisión y aprobación desde el punto de vista de interacción suelo-estructura y para referencia posterior.
- Si durante la construcción aparecen **circunstancias no previstas** en este informe, o de presentarse algún tipo de cambio en el, proyecto o si se encuentran condiciones del subsuelo diferentes a las contempladas en el presente, se deberá informar al ingeniero de suelos encargado, para que se realicen los cambios y estudios adicionales que sean necesarios, para garantizar la estabilidad de la estructura en cuestión.



HECTOR DANIEL RIOS SORA

Ingeniero Geólogo-T.P. 02598

Ingvolcan56@gmail.com

Celular 3214338272-3156712143

Dirección Cra.2ª-No. 14ª-69 Barrio humarizal.



