

ESTUDIO DE SUELOS		
Versión: 003	IG-F-110	Diciembre de 2025

ESTUDIO DE SUELOS

CONSTRUCCIÓN DEL ALCANTARILLADO SANITARIO Y PLUVIAL DE LA
INSPECCIÓN LA UNILLA DEL MUNICIPIO DEL RETORNO DEPARTAMENTO DEL
GUAVIARE



**INSPECCIÓN LA UNILLA EL RETORNO
GUAVIARE
DICIEMBRE DE 2025**

ESTUDIO DE SUELOS




Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

INDICE

1.	GENERALIDADES	3
2.	LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO	4
3.	GEOLOGIA	6
4.	CLIMA	7
5.	CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO DE OBRA CIVIL.....	7
5.1.1.	EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS	8
6.	ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN	11
6.1.1.	CAPACIDAD DE CARGA:	11
6.1.2.	CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS.....	12
6.1.3.	EFFECTOS LOCALES PARA DISEÑO ANTISÍSMICO.....	13
6.1.4.	VERIFICACIÓN CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN NSR-10 A.2.4.3	13
7.	VERIFICACION DE CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN NSR-10 H.2.4, H.4.2.3	16
7.1.1.	FACTOR DE SEGURIDAD BÁSICO MÍNIMO FSBM	16
8.	DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE	17
9.	COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS.....	18
10.	ASPECTOS A MANEJAR EN LA EXCAVACIÓN	24
11.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	25
11.5.1.	MANEJO DEL AGUA DE INFILTRACIÓN Y LA CARGA HIDRÁULICA DE LA ZONA CONTIGUA. 34	

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

1. GENERALIDADES

Se ha realizado el estudio de suelos con el objeto de evaluar el comportamiento del subsuelo frente a los cambios estructurales que va a presentar.

Para esto se han programado de manera previa la ejecución de cinco sondeos en la zona donde está proyectada la construcción del plan maestro de alcantarillado. Se analizarán las propiedades físicas, gravimétricas y mecánicas del suelo, informándolas al profesional encargado con el objeto de modelar un diseño estructural eficiente y funcional.

De acuerdo con el RAS-2000 título B, deben conocerse todas las condiciones geológicas y las características del subsuelo en las zonas del trazado de la red de distribución. Utilizando planos geológicos y/o información de campo, deben identificarse las zonas de fallas, de deslizamiento, de inundación y, en general, todas las zonas que presenten algún tipo de problema causado por fallas geológicas.

Deben conocerse específicamente el nivel de amenaza sísmica de la zona en la cual se localiza el municipio en el cual se diseña o construye la red de distribución. En particular, debe tenerse en cuenta todo lo establecido por la NSR-10, con respecto a los niveles de amenaza sísmica de las diferentes zonas del territorio nacional.

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

Realizar diseños de redes de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado sobre las áreas sin servicio, y sobre proyectos en áreas de expansión.

Realizar diseños de las redes de alcantarillado sanitario, pluvial o combinado que requieran de una reposición, por problemas o inconvenientes en la operación o servicio de las redes.

2. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA DEL PROYECTO

La zona del proyecto se encuentra localizada en área rural del Municipio de el Retorno Guaviare, más exactamente en la inspección laUnilla.



(Ubicación general del proyecto fuente google earth)

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110


Octubre de 2019



(Ubicación general del proyecto fuente google earth)

SONDEO	ESTRUTURA	LOCALIZACIÓN
1	TANQUE ELEVADO Y TANQUE DE ALMACENAMIENTO	MATERIAL INSITU TANQUE ELEVADO 2°11'59.09"N 72°44'20.35"O
4	PLANTA PTAR	MATERIAL INSITU PLANTA PTAR 2°11'48.14"N 72°44'54.90"O
2	RED DE ALCANTARILLADO	MATERIAL INSITU ALCANTARILLADO 2°11'57.08"N 72°44'28.21"O
3		MATERIAL INSITU ALCANTARILLADO 2°11'56.64"N 72°44'42.44"O
5		MATERIAL INSITU ALCANTARILLADO 2°11'59.21"N 72°44'34.72"O
6		MATERIAL INSITU ALCANTARILLADO 2°11'59.14"N 72°44'43.42"O
7		MATERIAL INSITU ALCANTARILLADO 2°11'53.58"N 72°44'46.19"O

(Ubicación específica de los sondeos fuente propia)

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

El **Departamento de Guaviare** está situado en la parte oriental del país, en la región de la Amazonía, localizado entre los **00°39'21"** y **02°55'33"** de latitud norte y entre los **69°59'45"** y **73°39'48"** de longitud oeste. Cuenta con una superficie de 42.327 km² lo que representa el 3.7 % del territorio. Limita por el Norte con los departamentos de Meta y Vichada, por el Este con Guainía y Vaupés, por el Sur con Caquetá y Vaupés, y por el Oeste con Meta y Caquetá.

El departamento del Guaviare está dividido en 4 municipios: San José del Guaviare, ciudad capital, Calamar, El Retorno y Miraflores; 25 inspecciones de policía, así como numerosos caseríos y sitios poblados. Los municipios están agrupados en un círculo notarial con una notaría, un círculo principal de registro, y pertenecen al distrito judicial de Villavicencio. El departamento constituye la circunscripción electoral del Guaviare.

3. GEOLOGIA

En los territorios del departamento del Guaviare predominan las tierras planas o ligeramente onduladas, presentando dos unidades fisiográficas definidas. La primera, ocupa la mayor extensión, y corresponde a una gran planicie donde predominan áreas onduladas cubiertas de bosque húmedo tropical; la segunda, conocida como "Vega de río", está conformada por terrazas antiguas, llanuras aluviales y aluviones recientes; sobresalen algunas formaciones orográficas como la serranía y la mesa de La Lindosa, los cerros Paloma y Santa Ana, y las sierras de San José, Tunahí y Chiribiquete; ésta última hace parte del parque nacional natural Chiribiquete.

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019



El departamento del Guaviare está dividido por las grandes cuencas hidrográficas de los ríos Orinoco y Amazonas. La primera comprende la parte norte del territorio, y la conforman los ríos Inírida, Guaviare y Guayabero con sus mayores afluentes, los caños Rico, Aceite, Macú, La Tigra y Los Cachicamos. La segunda, en el sur del departamento, tiene como ríos principales el Vaupés y Apaporis; sus principales afluentes son los ríos Itilla y Unilla, Ajajú y Tunia o Macayá y los caños Aracá, Miraflores, Guacarú, Bacatí y Macuje; algunas lagunas como El Cedro, El Espejo y Negra hacen parte también del sistema hidrográfico.

4. CLIMA

El clima del departamento del Guaviare es de tipo tropical estacional; los vientos predominantes son en dirección norte - sur - norte presentes en el Ecuador climático; la precipitación anual promedio es de 2.600 mm; la región se caracteriza por su régimen mono modal, con una temporada seca corta y una lluviosa larga, que se extiende de abril a noviembre; las temperaturas medias anuales son superiores a 26°C. Sus tierras están comprendidas en el piso térmico cálido.

5. CARACTERIZACIÓN DEL PROYECTO DE OBRA CIVIL

Se contempla la construcción de alcantarillado, en zona rural del Municipio de Retorno Guaviare más exactamente en la inspección la Unilla; esta obra está considerada dentro del **Grupo IV “Edificaciones indispensables”, según las Normas NSR - 10.**

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

5.1.1. EXPLORACIÓN DE CAMPO Y ENSAYOS DE LABORATORIO REALIZADOS

La profundidad y número de sondeos se estableció según el Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes (NSR - 10) capítulo H numeral 3; Se define como categoría baja acorde indican las tablas H.3.1-1 y H.3.2-1. **ESTUDIO GEOTÉCNICO PRELIMINAR.**


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

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

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

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

Para investigar las propiedades geotécnicas, las características físicas y propiedades mecánicas del subsuelo, se realizaron cinco (5) sondeos a cielo abierto, con Equipo de Percusión y Perforación Manual, acoplado para Prueba de Penetración Estándar a seis (06) metros de profundidad.

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

En la perforación se registraron las condiciones estratigráficas del subsuelo y se recuperaron simultáneamente muestras representativas a diferentes profundidades. En las capas de suelo se hizo ensayo de penetración estándar SPT, con la recuperación de muestras en tubo partido y muestreador de ventana lateral.

Las muestras obtenidas durante la exploración se identificaron visualmente en campo, se empaquetaron y rotularon debidamente para llevarles a Laboratorio en donde se seleccionaron representativamente para realizar los ensayos correspondientes.

Todos los materiales encontrados y las muestras obtenidas, fueron identificados visualmente y sobre ellas se realizaron los siguientes ensayos: Humedad natural, lavados sobre tamiz 200, Granulometría, límites de atterberg, Determinación de los pesos específicos.

Para establecer las propiedades de resistencia y compresibilidad se realizaron los cálculos correspondientes a ensayo de penetración estándar, asentamientos (Terzaghi), capacidad de carga última y admisible, y módulo de reacción del suelo.

Los valores de ángulo de fricción de los materiales encontrados a través de la perforación, se establecieron a partir de la composición granulométrica y consistencia de los mismos.

ESTUDIO DE SUELOS



Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

Para arcillas:

Tabla 1. Correlación entre pruebas SPT y valores de resistencia de suelos arcillosos

OCR	N. GOLPES (SPT)	Qu (KG/CM ²)	DESCRIPCION	ANGULO DE FRICCION	E (KG/CM ²)
NC	> 2	<0.25	Muy blanda	0	3
NC	2 – 4	0.25 – 0.50	Blanda	0 – 2	30
NC	4 – 8	0.5 – 1.0	Media	2 – 4	45 – 90
NC	8 - 15	1.0 – 2.0	Compacta	4 – 6	90 – 200
>OCR	15 - 30	2.0 – 4.0	Muy compacta	6 – 12	> 200
>OCR	> 30	>4.0	Dura	> 14	

NC: Normalmente consolidados

OCR: Suelos sobreconsolidados

SPT: Ensayo Stándar Penetration Test


Para arenas:

Tabla 2. Correlación entre pruebas SPT y valores de resistencia de suelos arenosos.

N(SPT)	DESCRIPCION	VALOR CR	ANG. FRICCION	E (KG/CM ²)
0 – 4	Muy suelta	0 – 15	28	100
5 – 10	Suelta	16 – 35	28 – 30	100 – 250
11 – 30	Media	36 – 65	30 – 36	250 – 500
31 – 50	Densa	66 – 85	36 – 41	500 – 1000
> 50	Muy densa	86 – 100	41	> 1000

E: Modulo de Young

CR: Compactación relativa

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

6. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN

6.1.1. CAPACIDAD DE CARGA:

Con base en las propiedades geotécnicas, físicas y mecánicas del subsuelo y en las características estructurales del proyecto, se han tenido en cuenta los valores de capacidad portante encontrados en las pruebas in situ y en las de Laboratorio.

El cálculo de la capacidad portante se realizó considerando el suelo cohesivo presente en los estratos y con las recomendaciones de la norma NSR-10. La ecuación utilizada fue la siguiente:

$$q_u = c N_c + q N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$


Dónde:

q_u	Capacidad de carga ultima (Kg/Cm ²)
C	Cohesión del estrato de fundación (Kg/cm ²)
N_c, N_q, N_γ	Coeficientes de capacidad de carga adimensionales.
B	Ancho de cimiento asumido (cm)
γ	Peso específico del suelo en el cual está el cimiento. (Gr/cm ²)

La capacidad de carga admisible se calculó considerando un factor de seguridad de tres que es el recomendado por la norma para prevenir la falla por capacidad portante.

Los valores de capacidad portante se encuentran registrados en el cuadro resumen del ensayo de penetración Standard con sus respectivas profundidades, número de sondeo y tipo de suelo ensayado.

Se trabajó sobre el valor más crítico de la prueba de penetración estándar, sobre la cual el especialista en el área estará dispuesto a desarrollar la aplicación de las condiciones para el diseño estructural.

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

Para el cálculo de carga última y admisible además del tipo de cimentación que vaya a escoger el Ingeniero Calculista, se recomienda utilizar un factor de seguridad de tres, FS = 3.

6.1.2. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS:

Este cálculo está basado en la prueba de penetración estándar realizada en terreno. La teoría utilizada es la de Meyerhof (1975), la cual toma en cuenta la siguiente expresión:

$$S = q \times C_1 \times K_B \times K_D \times K_W.$$

Dónde: q = esfuerzo efectivo

$C_1 = 5.08$ / número de golpes S.P.T.

K_B , K_D , K_W , factores que dependen de ancho de cimiento y profundidad de Cimentación.

Los asentamientos en suelos cohesivo- friccionantes se presentan inmediatamente después de este ser cargado el sector de construcción, a diferencia de los suelos cohesivos para los cuales el período de respuesta es más lento. Para su análisis pueden ser apreciablemente reducidos, sin embargo hay que estimarlos con precisión porque la mayoría de las estructuras son más sensibles a los asentamientos rápidos de distorsión que a los lentos, hasta el punto que el diseño en este tipo de suelos resulta regido por el criterio de asentamiento. Es importante contar con estos valores para la carga estructural dimensionada para el proyecto.

Adicionalmente tener en cuenta el factor de cargas vivas, el rebote elástico del terreno frente a las excavaciones previstas y los demás factores de diseño, tales como topografía, niveles freáticos (si se llegarán a presentar), y obras anexas a la nueva estructura.

6.1.3. EFECTOS LOCALES PARA DISEÑO ANTISÍSMICO

Teniendo en cuenta el Código Colombiano de Construcciones Sismo resistentes (NSR 10) se realiza la siguiente caracterización:

La edificación se encuentra dentro de la zona No. 1, de amenaza sísmica baja, y con un coeficiente de aceleración pico efectiva para diseño de $A_a = 0.05$ Y $A_v = 0.05$.

6.1.4. VERIFICACIÓN CLASIFICACIÓN DEL SUELO SEGÚN NSR-10 A.2.4.3

Numero 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 la siguiente fórmula:

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

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

donde **Ni** = 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 **Ni** a emplear para obtener el valor medio, no debe exceder 100.

Teniendo en cuenta lo anterior se identifica que el N identificado en el presente estudio es

13

Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500 \text{ m/s}$
B	Perfil de roca de rigidez media	$1500 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 760 \text{ m/s}$
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$760 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 360 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2)$
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$360 \text{ m/s} > \bar{V}_s \geq 180 \text{ m/s}$
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	$50 > \bar{N} \geq 15$, o $100 \text{ kPa} (\approx 1 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u \geq 50 \text{ kPa} (\approx 0.5 \text{ kgf/cm}^2)$
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	$180 \text{ m/s} > \bar{V}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	$IP > 20$ $w \geq 40\%$ $50 \text{ kPa} (\approx 0.50 \text{ kgf/cm}^2) > \bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

y este valor se analiza en la siguiente tabla:

Se clasifica como un perfil de suelo Tipo E con una velocidad de la onda de cortante cuyo valor está en 180 m/seg. Los coeficientes de sitio F_v y F_a se determinan en las siguientes tablas:

Tabla A.2.4-3
 Valores del coeficiente F_a , para la zona de periodos cortos del espectro


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

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

Tabla A.2.4-4
 Valores del coeficiente F_v , para la zona de periodos intermedios del espectro

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

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

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

Según el numeral A-2.5.2. Coeficiente de Importancia, de acuerdo al grupo de uso al cual está asignada la edificación, el valor de $I = 1.50$, el cual modifica el espectro de diseño.

7. VERIFICACION DE CAPACIDAD PORTANTE SEGÚN NSR-10 H.2.4, H.4.2.3

7.1.1. FACTOR DE SEGURIDAD BÁSICO MÍNIMO FSBM

CONDICIÓN	DISEÑO	CONSTRUCCIÓN
Carga muerta + carga viva normal	1.50	1.25
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	1.25	1.10
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de diseño seudo estático	1.10	1.00
Talud Condición estática + Agua Normal	1.50	1.25
Talud Condición estática + Agua Normal + Sismo de Diseño seudo estático	1.05	1.00

Para el caso se tiene que:

$FS = \text{Esfuerzo cortante ultimo} / \text{Esfuerzo cortante actuante}$

Según la modelación estructural los esfuerzos cortantes actuantes derivados del análisis estructural inicial.

8. DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

El esfuerzo límite básico de falla de cimentaciones superficiales, puede establecerse de acuerdo con la Ecuación General de Capacidad Portante según Terzaghi:

$$\delta u_l = C * N_c * S_c + \gamma t * D_f * N_q * S_q + 0,5 * \gamma t * B * N_\gamma * S_\gamma$$

Donde N_c , N_q , y N_γ son factores adimensionales de capacidad portante los cuales dependen únicamente del ángulo de fricción interna del suelo de fundación, calculados según las siguientes ecuaciones:

Factores de corrección por Fricción

$$N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$$

Factores de corrección por Sobrecarga

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

Factores de corrección por Base

$$N_\gamma = \tan \phi / 2 \left((K_p) / (\cos^2 \phi) - 1 \right)$$

Factores de Corrección por Forma de la Cimentación

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

Continua	Redonda	Cuadrada	Rectangular
$Sc = 1.0$	$Sc = 1.3$	$Sc = 1.3$	$Sc = 1 + 0.2K_p(B/L)$
$S_y = 1.0$	$S_y = 0.6$	$S_y = 0.8$	$K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$

Siendo,

L = longitud de la cimentación

B = ancho de la cimentación

$L \geq B$

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo de cimentación Una vez obtenidos todos los parámetros de la ecuación de Terzaghi se realizó la gráfica en la que se interrelacionan la profundidad de cimentación (Df) y la capacidad máximo admisible, según el ancho del cimientto (B).

Hay que tener en cuenta que este gráfico se realizó para la capacidad portante del suelo de fundación, para un tipo de cimentación superficial con una relación $B/L=0.001$.

9. COEFICIENTE DE PRESIÓN DE TIERRAS

Los coeficientes de presión de tierras en estado activo y estado pasivo k_a y k_p respectivamente se determinaron según Coulomb de acuerdo a la Norma NSR – 2010, Título H, como se muestra a continuación, siendo el ángulo de fricción interna del suelo de fundación.

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{1^\circ}{2} \right) = 0.93$$

$$k_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{1^\circ}{2} \right) = 1.07$$

9.1. Condiciones Originales del Talud (*Susceptibilidad*)

Todo talud tiene unas propiedades o características físicas como son el relieve, geología, propiedades mecánicas de los materiales y perfiles, condiciones ambientales, cobertura vegetal, etc. Estas condiciones determinan una susceptibilidad al deterioro, a la acción de los factores detonantes y al fallamiento.

9.2. Equilibrio o Desequilibrio de Fuerzas (*Factor de seguridad*)

En un talud estable hay un equilibrio entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes, entre las cuales es determinante la fuerza de gravedad. En la figura 2.13 se muestran las masas que tratan de producir el movimiento y las masas que tratan de contrarrestarla.

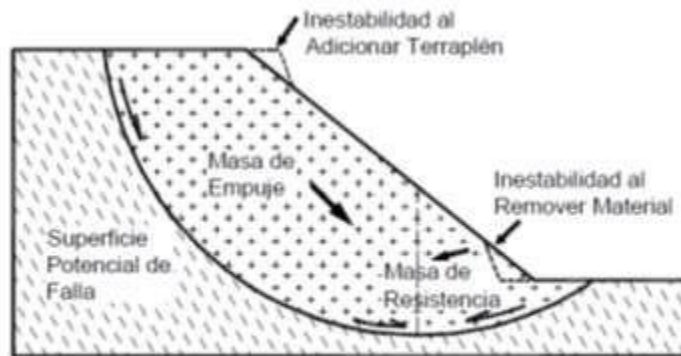


Figura 2.13 Equilibrio o desequilibrio de fuerzas en un talud.

Si se colocan cargas adicionales en la parte superior del talud o se remueven en el pie, se puede producir la inestabilidad de éste. Igualmente, la inestabilidad puede ocurrir por el aumento de la pendiente del talud.

9.3. El Deterioro (*Modificación de las condiciones originales*)

El deterioro comprende la alteración física y química de los materiales y su subsecuente desprendimiento o remoción. Esto incluye la alteración mineral, los efectos de relajación y la abrasión. Los efectos del deterioro pueden ser lentos o rápidos y se acumulan hasta producir la falla en forma progresiva (Figura 2.13).

Cuando se corta un talud, para la construcción de una vía o de una obra de infraestructura, ocurre una relajación de los esfuerzos de confinamiento y una exposición al medio ambiente, cambiándose la posición de equilibrio por una de deterioro acelerado.

La iniciación y propagación de fracturas es de significancia particular en la destrucción de la superficie que puede conducir a caídos de roca o colapso del talud.

El resultado del deterioro es una disminución en la resistencia al cortante del material, falla progresiva por expansión o fisuración, deformación al cortante, inclinación, desmoronamiento, etc. Igualmente se puede producir descomposición por desecación, reducción de la cohesión, lavado y remoción de los cementantes, disolución, erosión interna o sifonamiento.

Los factores de deterioro producen movimientos o agrietamientos en el talud, los cuales pueden ser detectados por medio de métodos geocústicos o por inclinómetros. El deterioro, con el tiempo, da lugar a la necesidad de mantenimiento o construcción de obras de estabilización.

9.4. Factores Detonantes (*Activación del movimiento*)

En el fenómeno de detonación o activación de un deslizamiento, actúa una serie compleja de procesos, los cuales, ocasionalmente, se traslapan con los factores de deterioro. Los deslizamientos pueden activarse en forma instantánea o en forma progresiva. El resultado generalmente es un aumento en los esfuerzos de cortante. Estos esfuerzos aumentan a lo largo de la superficie de falla hasta que ocurre el movimiento.

Los elementos externos más comunes que pueden generar la activación de un deslizamiento son los siguientes:

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019



- Corte del soporte en el pie del talud por acción de la erosión o de actividades humanas, como la construcción de carreteras.
- Lluvias intensas o prolongadas y/o fluctuaciones fuertes del nivel de aguas subterráneas.
- Sismos o vibraciones fuertes.
- Colocación de cargas sobre el talud.
- Combinación de algunos de los elementos anteriores.

9.5. Pendientes y Alturas de Taludes


El diseño de cortes en los países tropicales es muy complejo por las dificultades para caracterizar las propiedades de las rocas meteorizadas y los suelos residuales. En zonas tropicales, la pendiente del talud depende de los niveles de meteorización y la fracturación. Es difícil cuantificar la influencia de las estructuras heredadas y de la depositación de sesquióxidos (Óxidos de hierro y aluminio) en la subsuperficie del talud. Igualmente las tensiones negativas relacionadas con la humedad representan un aporte importante a la estabilidad de los suelos no saturados.

Se han realizado investigaciones sobre los suelos tropicales, las cuales deben tenerse en cuenta (Anon, 1971; Ayetey, 1988, 1991; Deere y Patton, 1971; Brand, 1982; Ho y Fredlund, 1982; Paige-Green, 1984; Bacciarelli and Hearn, 1990).

El problema no puede reducirse a determinar los parámetros c y ϕ . Tsidzi (1997) propone unas pendientes de acuerdo al estado de la roca, las cuales se presentan en la tabla 8.3 y la figura 8.6. Como puede observarse, los taludes hasta de 8.0 m de altura permiten pendientes relativamente fuertes si la meteorización no es excesiva.

Tabla 8.2 Pendientes típicas para taludes en terraplenes (Departamento de Carreteras del Japón).

Material	Altura	Pendiente Sugerida
Arena o grava de buena calidad SW, GM, GC, GW, GP	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
	5 a 15	1.8H:1V a 2H:1V
Arena de mala calidad SP	Menos de 10	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 10	1.5H:1V a 1.8H:1V
Material rocoso	10 a 20	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
Suelos arcillosos de buena calidad	5 a 10	1.8H:1V a 2H:1V
	Menos de 5	1.5H:1V a 1.8H:1V
Suelos arcillosos blandos	Menos de 5	1.8H:1V a 2H:1V

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	


Para el análisis de la estabilidad de los taludes, y de acuerdo a los sondeos realizados se encontró los siguientes materiales (Arenas limosas, arenas arcillosas y arcillas de baja plasticidad) El cual se interactuó con el registro Spt (N) para calcular el ángulo de fricción de los materiales encontrados.

10 ASPECTOS A MANEJAR EN LA EXCAVACIÓN

ZONA DE INFLUENCIA DE LA EXCAVACIÓN

El diseño de alcantarillados se plantea con trazado lineal de forma que el eje se basa en el centro de las vías de esta forma la zona de influencia estar demarcado por el ancho de la excavación más una franja de seguridad de 1.50 m en el cual no se podrá colocar ningún tipo de elemento que transmita carga ya que esta carga se direccionara en esfuerzo horizontal sobre la excavación.

Dentro del proceso de excavación se deberá manejar esta misma franja de seguridad de forma que los escombros se deberán retirar inmediatamente de esta franja de seguridad que deberá está delimitada con cinta de seguridad.

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Durante la ejecución de las perforaciones, se encontraron las siguientes características:

Sondeo No. 2: Arena limosa con grava color café oscuro – Arena arcillosa color gris oscuro con presencia de materia orgánica – Arena limosa con grava color café claro (material con arrecife) – Arena arcillosa color beige con vetas naranjas – Arcilla de baja plasticidad color gris – Se evidencio la existencia de nivel freático a los 3.65 metros de profundidad

Sondeo No. 3: Arena limosa con grava color café oscuro – Arena arcillosa color gris oscuro con presencia de materia orgánica – Arena limosa con grava color café claro (material con arrecife) – Arena arcillosa color beige con vetas naranjas – Arcilla de baja plasticidad color gris – Se evidencio la existencia de nivel freático a los 3.65 metros de profundidad

Sondeo No. 5: Arena limosa con grava color café oscuro – Arena arcillosa color gris oscuro con presencia de materia orgánica – Arena limosa con grava color café claro (material con arrecife) – Arena arcillosa color beige con vetas naranjas – Arcilla de baja plasticidad color gris – Se evidencio la existencia de nivel freático a los 3.60 metros de profundidad

ESTUDIO DE SUELOS



Versión: 003

IG-F-110


Octubre de 2019

Sondeo No. 6: Arena limosa con grava color café oscuro – Arena arcillosa color gris oscuro con presencia de materia orgánica – Arena limosa con grava color café claro (material con arrecife) – Arena arcillosa color beige con vetas naranjas – Arcilla de baja plasticidad color gris – Se evidencio la existencia de nivel freático a los 3.63 metros de profundidad

Sondeo No. 7: Arena limosa con grava color café oscuro – Arena arcillosa color gris oscuro con presencia de materia orgánica – Arena limosa con grava color café claro (material con arrecife) – Arena arcillosa color beige con vetas naranjas – Arcilla de baja plasticidad color gris – Se evidencio la existencia de nivel freático a los 3.68 metros de profundidad

La capacidad de carga admisible se anexa en las tablas en la que se tuvo en cuenta para las perforaciones, un ancho asumido típico en este tipo de estructuras, y diferentes profundidades dentro del estrato escogido como cota de cimentación.

Es importante que el ingeniero calculista tenga en cuenta las cargas reales, y, con la ayuda del cuadro de carga admisible realice el chequeo de capacidades portantes. De esta manera, se analizará en que cota de trabajo el suelo compensa el efecto de la estructura.

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

11.1. ELECCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DE CIMENTACIÓN

El procedimiento para elegir la profundidad de cimentación consiste en optar por una profundidad determinada, con base en consideraciones de tipo constructivo y de diseño hidráulico, económico principalmente, chequeando con un factor de seguridad F.S. (3,0 Norma NSR –10), y en el diseño hidráulico que se lleve a cabo para dicho proyecto, si a esta profundidad el suelo de cimentación nos ofrece las condiciones de resistencia para fundar la estructura.

Para este caso aplica los criterios de diseño hidráulico con el cual se implantara la profundidad ideal para la tubería, basados en pendiente tipo de suelo y el uso de suelo que tenga ya que este transmitirá las cargas al line de la tubería.

- La zanja debe ser lo más angosta posible dentro de los límites practicables: un ancho de 30 cm adicional al diámetro exterior del tubo. Sin embargo dicho ancho de zanja no debe ser inferior a 0.60m.
- A cada lado de la zanja se debe dejar una franja mínima de 0.6m libre de tierra excavada, escombros u otros elementos que ejerzan sobrecargas sobre las paredes de la excavación.

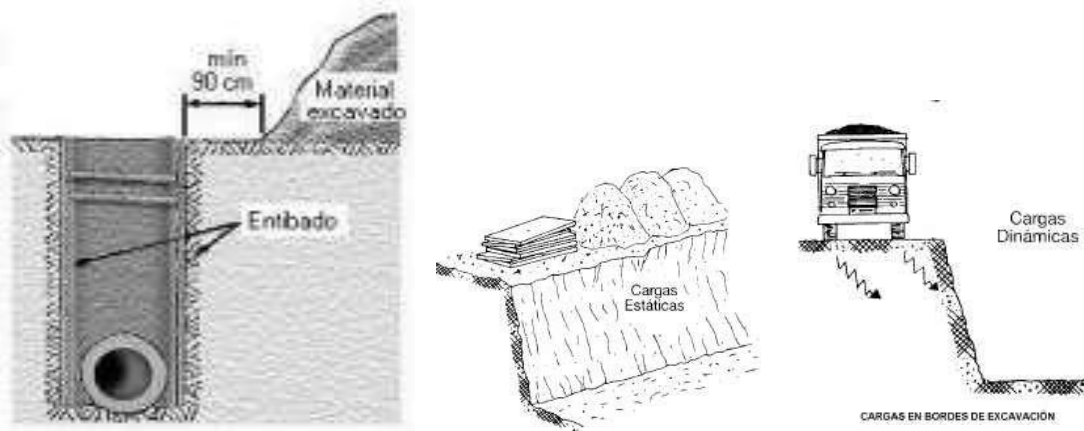
ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

IG-F-110

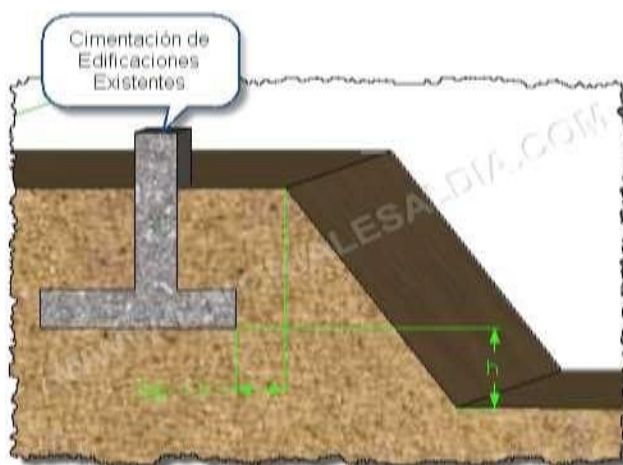
Octubre de 2019

Franja libre de cargas a lado y lado de la zanja.



- En zanjas en las que se conformen taludes cercanos a cimentaciones de edificaciones existentes, se deberá mantener una separación mínima igual a la diferencia de altura entre el pie del talud y la cota de fundación de la cimentación.

Cimentación de edificaciones existentes



- La profundidad mínima a clave a la cual debe instalarse las tuberías de la red de distribución no deberá ser menor a 1.00 m para calzada y 0.80 m para zonas verdes medidos desde la clave exterior de la tubería hasta la superficie del terreno.
- La profundidad de instalación de las tuberías que conforman la red de distribución, no deberá exceder 1.50 m medidos desde la clave exterior de la tubería hasta la superficie del terreno.
- Si en el momento de la instalación de la tubería se presenta agua sobre el fondo de la zanja, esta deberá evacuarse por lo menos hasta que la tubería sea instalada y rellenada al menos un diámetro sobre la clave de la tubería para evitar flotación.

ESTUDIO DE SUELOS



Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

- Se recomienda realizar las excavaciones con un ángulo de 40° y entibado continuo apuntalado para profundidades entre 1.50 y 4.00 m, en caso de realizar excavaciones más profundas se recomienda un entibado continuo hincado. En longitudes no mayores a 2 metros para ambos casos.
- Se deberá reemplazar el material existente por material de relleno seleccionado con tamaño máximo de 1 ½", con el fin de mejorar la capacidad de soporte de la sub rasante. Este material se usará para cimentación, atraque y relleno inicial.
- El relleno final se conformará en capas de 25cm al 95% del proctor modificado con material clasificado tamaño máx 2 ½".
- En todo caso, la estructura de pavimento sobre la tubería debe tener condiciones geomecánicas iguales o mejores a las de la estructura existente en el momento de la excavación.
- No se deberá permitir el paso de equipo pesado o tráfico pesado sobre las tuberías instaladas hasta que estas tengan un relleno compactado mínimo de 0.60 m sobre la clave exterior del tubo.
- No se esperan problemas de humedad en la construcción de la cimentación a las cotas de fundación, sin embargo debe preverse un sistema temporal de bombeo en el caso de la aparición del nivel freático, de fuertes lluvias o canales de agua no previstos a

30

ESTUDIO DE SUELOS

Versión: 003

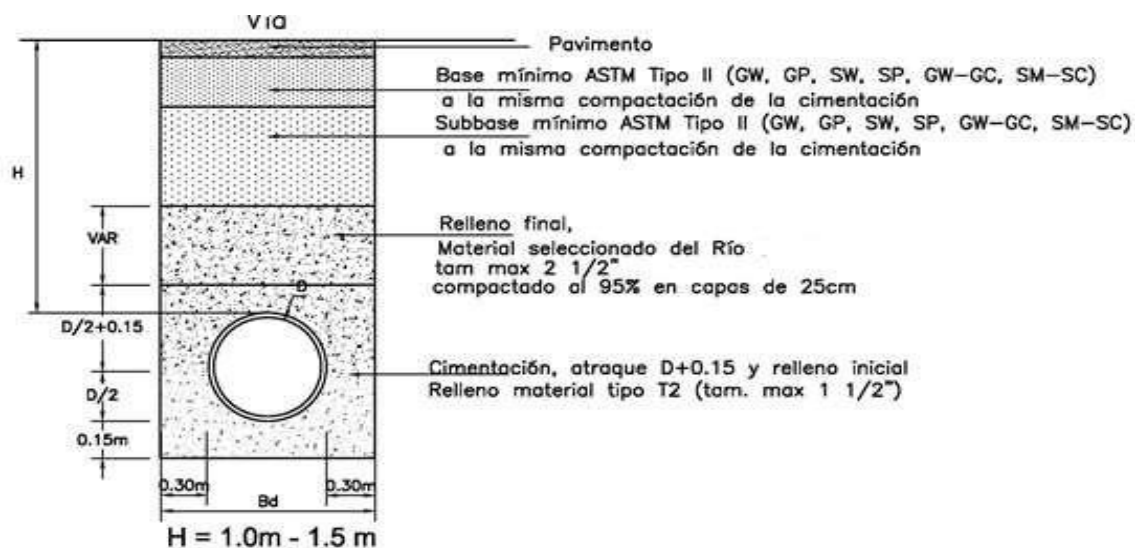
IG-F-110

Octubre de 2019

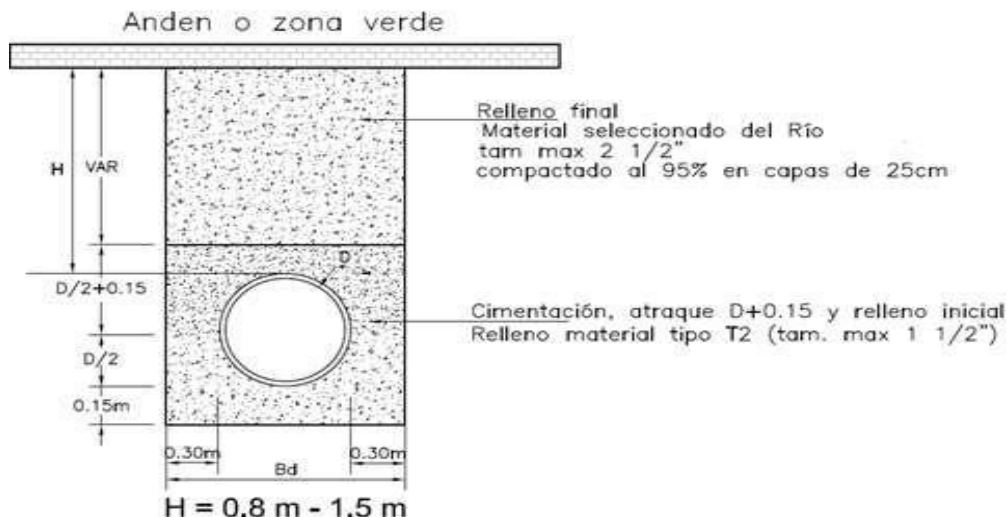
los costados de la estructura con el fin de recoger las mismas y evitar encharcamientos en las áreas de trabajo.

A continuación se presenta el esquema típico de cimentación:

11.2. Esquema típico de cimentación para rasante vía




Nota: Los 0.15 m de material de relleno sobre la clave pueden ser parte de la subbase cuando H es menor al espesor de la estructura de la vía

11.3. Esquema típico de cimentación para andén y zona verde**11.4. ASPECTOS A MANEJAR EN LA EXCAVACIÓN****ENTIBADO**

Para profundidades de excavación Mayores a 2 m, para instalar las tuberías se hará necesario la utilización de entibado para garantizar la estabilidad de las zanjas. Para evaluar las zonas con entibado se deben tener en cuenta las alturas críticas admisibles contempladas en los parámetros de consolidación anexos al presente informe.

Es necesario apuntalar la excavación en uno o más niveles a medida que progresa la excavación del interior de la zanja, para evitar el desplazamiento de la pantalla hacia el interior de la excavación.


Se deberán drenar las aguas de infiltración del interior de las excavaciones durante el proceso constructivo, mediante motobomba.

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

11.5. RECOMENDACIONES ESPECIALES

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

- La base se colocara una gravilla con una cama mínimo de 30 cms, el relleno Inicial será un material granular seleccionado del Rio, con un tamaño máximo nominal de 1 ½", el cual se compactara al 90% del proctor modificado en capas no mayores a 15 cms.
- El ancho de las zanjas dependerá del tamaño de la tubería, profundidad de la zanja, taludes de las paredes laterales, naturaleza del terreno y consiguiente necesidad o no de entibación.
- El ancho de la zanja deberá ser uniforme en toda la longitud de la excavación y en general debe obedecer a las recomendaciones del proyecto.
- En los planos generales se darán las recomendaciones de acuerdo al tipo de terreno. Las zanjas se realizarán en cada punto con la profundidad indicada por el perfil longitudinal.
- Las excavaciones no deberán efectuarse con demasiada anticipación a la instalación de las tuberías, para evitar derrumbes y accidentes.

ESTUDIO DE SUELOS			
Versión: 003	IG-F-110	Octubre de 2019	

-De acuerdo a la clasificación de los materiales y a las características encontradas se determina un porcentaje de expansión o esponjamiento del 30% para terrenos compactos.

Es importante que el Ingeniero Calculista, tenga en cuenta para la cota de cimentación la capacidad portante del terreno; el análisis de asentamientos; el uso adecuado del sistema de cimentación; el perfil estratigráfico del presente estudio; las recomendaciones de mejoramiento del suelo y las especificaciones contempladas en la NSR-10.

11.5.1. MANEJO DEL AGUA DE INFILTRACIÓN Y LA CARGA HIDRÁULICA DE LA ZONA CONTIGUA.

En caso de construir en época de invierno, para contrarrestar los efectos del agua, debe tenerse en cuenta las obras de drenaje periféricas y la disposición de motobombas con el objeto de evitar la saturación del suelo en el sector contiguo a la fuente hídrica. Además, para los concretos utilizados en la fundación se recomiendan aditivos impermeabilizantes.

NOTA: El presente estudio está limitado por las condiciones actuales del terreno y el factor clima reinante en la zona en el momento de realizar las perforaciones. Cualquier cambio representativo en las condiciones del mismo, se debe informar a la persona especialista para analizar y evaluar dichos parámetros adicionales.

ESTUDIO DE SUELOS



Versión: 003

IG-F-110

Octubre de 2019

Las condiciones expuestas en este informe están contempladas en las características que presentaron los materiales, y el posible comportamiento que puedan tener en el proceso constructivo de la obra.

Atentamente,



HECTOR FERNANDO GARCIA SARAY
Ingeniero Civil
Esp. Ingeniería de fundaciones E.C.I