

ACEVEDO HUILA, ENERO DE 2025,

ESTUDIO DE SUELOS PROYECTO CONSTRUCCIÓN PUENTE SOBRE LA QUEBRADA LA CALLE, VEREDA SAN MARCOS CORREGIMIENTO DE SAN MARCOS.

Dirección: Carrera 9 No 8a-51 Barrio San Antonio,
Pitalito Huila
Email: indisuelos@gmail.com

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 4

1.0. OBJETIVOS 5

1.1. OBJETIVO GENERAL 5

1.2. OBJETIVO ESPECIFICO 5

2.0. EXPLORACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO 6

2.1. EXPLORACIÓN Y ENSAYOS 6

2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO 8

2.3. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO 8

2.4. NIVEL FREÁTICO 8

2.5. SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN 9

2.6. TRATAMIENTOS DEL TERRENO 12

2.7. PERFIL ESTRATIGRÁFICO 13

2.8. CLASIFICACIÓN DEL SUELO 14

2.9. ESQUEMA DE SONDEOS 16

2.9.1. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS 17

2.9.2. CIMIENTOS CUADRADOS 18

2.9.3. CIMIENTOS CUADRADOS MÉTODO TERZAGHI 18

2.9.4. CIMIENTOS CUADRADOS MÉTODO MEYERHOF 18

2.9.5. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS 19

3.0. GENERALIDADES 21

3.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO 21

3.2. COORDENADAS REALES DEL LOTE 21

3.3. GEOLOGÍA REGIONAL 22

3.4. GEOLOGÍA LOCAL 23

4.0. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS 24

5.0. PARÁMETROS PARA DISEÑO 25

6.0. ANÁLISIS GEOTÉCNICO 29

6.1. CONCLUSIONES 29

6.2. RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN 29

7.0. REGISTRO FOTOGRAFICO ENSAYS DE LABORATORIO 33

INTRODUCCIÓN

El presente estudio comprende en síntesis la determinación de la naturaleza y características físico resistente del suelo en el sitio ubicado en la Vereda San Marcos, Corregimiento de San Marcos. Municipio de Acevedo Huila donde se proyecta construir puente, para el efecto se realizaron los estudios necesarios para caracterizar geotécnicamente el sitio y determinar las propiedades mecánicas existentes con el fin de poder realizar las evaluaciones de la capacidad estructural del suelo. Se procedió a evaluar las características geotécnicas del subsuelo del sitio, definiendo el perfil estratigráfico y determinando los parámetros de resistencia y compresibilidad a utilizar en los análisis de las estructuras a edificarse. Adicionalmente realizar una evaluación de la condición geotécnica actual, con la finalidad de dotar al calculista de valores reales del subsuelo para el posterior diseño de la cimentación del Proyecto que es motivo del presente estudio. Standard (SPT), con cuchara bipartida. De esta manera se hace el análisis riguroso de los suelos para determinar la estratigrafía, clasificación, índice de liquidez y compresión, capacidad portante admisible y ensayos complementarios, las cuales son herramientas claves para la toma de decisiones en el diseño de las estructuras por parte de los profesionales responsables de la obra.

1.0. OBJETIVOS

1.1. OBJETIVO GENERAL

El objetivo principal del presente estudio consiste en la exploración del suelo para conocer las características geomecánicas, capacidad portante y asentamientos de acuerdo a las especificaciones y condiciones del proyecto y la norma NSR 10 del predio descrito anteriormente, también se tendrá en cuenta los requerimientos específicos del cliente, buscando la calidad y buenas prácticas en cada uno de los procedimientos y productos.

1.2. OBJETIVO ESPECIFICO

Realizar el estudio de suelos para obtener información del subsuelo, analizarlo y dar las recomendaciones necesarias para el diseño y construcción puente garantizando el adecuado funcionamiento.

2.0. EXPLORACIÓN Y CARACTERÍSTICAS DEL SUBSUELO

2.1. EXPLORACIÓN Y ENSAYOS

Con respecto a la profundidad de las perforaciones en el numeral H.3.2.5 de la NSR-10 dice que por lo menos el 50% de estas deben alcanzar la profundidad mínima.

Con el propósito de conocer las características del subsuelo en el lote de la referencia, se adelantaron dos (2) perforaciones a una profundidad de hasta 4.17 metros, localizados en el área del lote.

Las perforaciones se realizaron usando equipo de percusión y en cada una de ellas se tomaron muestras alteradas en tubo partido (Split-Spoon), con el fin de realizar ensayos de identificación y clasificación, así como también, resistencia al ensayo de penetración Standard, a intervalos de 1.00 Mts.

De cada perforación se llevó un registro detallado donde se describió el tipo de muestra, profundidad y descripción visual correspondiente, definiendo el tipo de material, los cambios de estrato y resultados de los ensayos de penetración Standard.

Las muestras tomadas en los sondeos, fueron debidamente empacadas, rotuladas y enviadas al laboratorio ubicado en la carrera 9 No 8a-51 Municipio de Pitalito Departamento del Huila para su posterior análisis. Los resultados de estos ensayos se resumen y anexan al final del informe.

En las fotografías que se presentan a continuación se pueden apreciar las actividades de exploración geotécnica y la recuperación de muestras para la realización de ensayos de laboratorio.



Ejecución de perforaciones



Recuperación de muestras

Dirección: Carrera 9 No 8a-51 Barrio San Antonio,
Pitalito Huila
Email: indisuelos@gmail.com

2.2. ENSAYOS DE LABORATORIO

De las muestras alteradas con cuchara partida se obtuvieron los ensayos para clasificación correspondientes a Humedad Natural, Límites de Atterberg, Granulometría, compresión inconfinada y peso unitario.

2.3. DESCRIPCIÓN DEL SUBSUELO

Tomando como base el estudio, establece que en el área afloran básicamente los grupos de Arenas limosas con presencia de Grava (SM).

2.4. NIVEL FREÁTICO

En el momento de realizar este estudio de suelos no se identificó nivel freático, en el momento constructivo de este proyecto si las aguas subterráneas y/o superficiales hacen presencia es importante controlarlas y no descenderlas para evitar licuefacción y cambios físicos en los estratos naturales. Al presentarse tal situación se hace la recomendación de construir un sistema filtrante en el sitio donde se pueda presentar dicho fenómeno, el cual será drenado hacia los sistemas ya existentes de desagües.

2.5. SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUEFACCIÓN

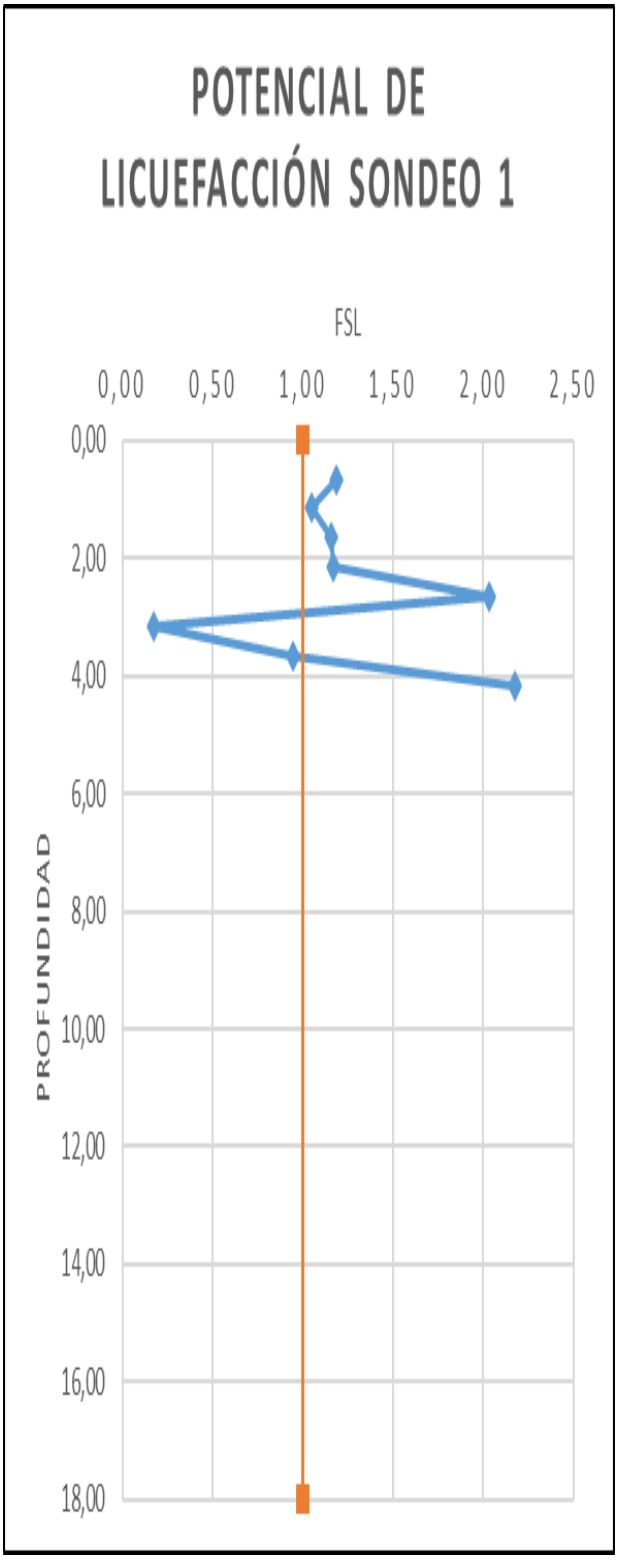
De acuerdo a lo expuesto en el numeral H.7.4.4 – SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN, establecido en la Norma Sismo Resistente NSR - 10, se indica que los depósitos de suelo clasificados como arenas finas y arenas limosas de granulometría relativamente uniforme, cuya compacidad se encuentre en estado suelto a medio, pueden ser muy susceptibles a sufrir variaciones volumétricas severas como consecuencia de la ocurrencia de fenómenos de licuefacción si estos además se encuentran en estado de saturación o cerca de la saturación. Se establece además que los suelos clasificados como limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido (LL), también son susceptibles de presentar licuación. En el caso de los depósitos de suelo encontrados en la zona de estudio, cuya naturaleza corresponde a materiales granulares, clasificados como arenas limosas (SM) y limos inorgánicos (ML y MH), en estado de saturación permanente dada la presencia de niveles freáticos estacionarios encontrados a una profundidad de 0.00 m, se estable de acuerdo al análisis desarrollado, que el perfil estratigráfico obtenido de la zona de estudio, presenta estratos de suelo susceptibles a sufrir fenómenos relacionados con la licuación. Dentro del análisis se tuvo en cuenta una magnitud momento sísmico (MW) de 6.00 y una aceleración de 0.30.

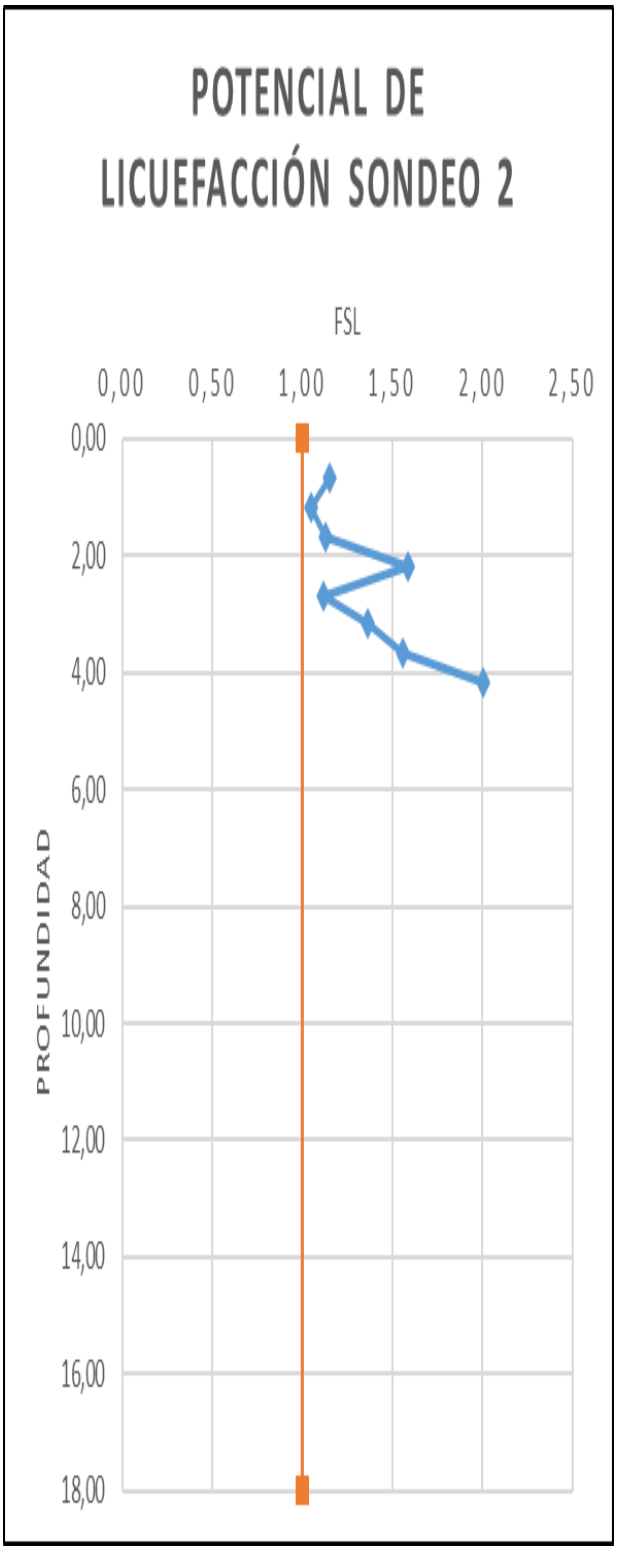
Sondeo No	1														
Clasificación	Profundidad (m)	Nspt	CN	ηR	(N1)60	Y (kN/m3)	U (kPa)	Esf Total (kPa)	Esf efectivo (kPa)	rd	CSR	CRR	FSL		CONDICIÓN DEL SUELO
SM	0,65	15	1,70	0,75	19	16,67	6,38	10,84	4,46	0,645	0,3056157	0,2047894	1,19	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM	1,15	19	1,70	0,75	24	16,67	11,28	19,17	7,89	0,991	0,4696344	0,2773522	1,05	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM	1,65	20	1,70	0,75	26	17,16	16,19	27,75	11,57	0,987	0,4619870	0,3020915	1,16	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM	2,15	20	1,70	0,75	26	17,16	21,09	36,33	15,24	0,984	0,4571883	0,3020915	1,17	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SP-SM	2,65	24	1,70	0,75	31	17,85	26,00	45,26	19,26	0,980	0,4488996	0,5161902	2,04	NO EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	3,15	30	1,70	0,75	38	17,85	30,90	54,18	23,28	0,976	0,4429009	0,0433128	0,17	NO EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	3,65	35	1,70	0,75	45	18,53	35,81	63,45	27,64	0,972	0,4350936	0,2316451	0,94	NO EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	4,15	52	1,70	0,85	75	18,53	40,71	72,72	32,00	0,968	0,4289827	0,5273642	2,18	NO EVALUABLE	NO LICUABLE

Aa	0,30	Agua (kN/m3)	9,81	ηB :factor de corrección por diámetro de		ηs :factor de corrección por el		ηR :factor de corrección por longitud de la tubería	
NF(m)	0,00	ηH :factor de corrección por eficiencia del martillo		Diametro de Perforación	1	Tipo de muestreador	1	>10	1
Magnitud (Mw)	6,00	Martillo tipo	1	60-120	1	Standard	1	6-10	0,95
FS	1,2	Seguridad	60	150	1,5	Con revestimiento para	0,8	4-6	0,85
MSF	1,77	Pesa	45	200	1,15	Con revestimiento para	0,9	0,4	0,75

Sondeo No	2														
Clasificación	Profundidad (m)	Nspt	CN	ηR	(N1)60	Y (kN/m3)	U (kPa)	Esf Total (kPa)	Esf efectivo (kPa)	rd	CSR	CRR	FSL		CONDICIÓN DEL SUELO
SM	0,67	15	1,70	0,75	19	16,67	6,57	11,17	4,60	0,665	0,3150193	0,2047894	1,15	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM	1,17	19	1,70	0,75	24	16,67	11,48	19,51	8,03	0,991	0,4695619	0,2773522	1,05	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM	1,67	20	1,70	0,75	26	16,18	16,38	27,60	11,21	0,987	0,4737675	0,3020915	1,13	EVALUABLE	SUSCEPTIBLE DE LICUACIÓN
SM	2,17	23	1,70	0,75	29	16,18	21,29	35,69	14,40	0,983	0,4752740	0,4265630	1,59	EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	2,67	20	1,70	0,75	26	15,69	26,19	43,53	17,34	0,980	0,4795715	0,3020915	1,11	NO EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	3,17	22	1,70	0,75	28	15,69	31,10	51,38	20,28	0,976	0,4820457	0,3713169	1,36	NO EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	3,67	23	1,70	0,75	29	15,49	36,00	59,12	23,12	0,972	0,4846356	0,4265630	1,56	NO EVALUABLE	NO LICUABLE
SP-SM	4,17	54	1,70	0,85	78	15,49	40,91	66,87	25,96	0,968	0,4862134	0,5503616	2,00	NO EVALUABLE	NO LICUABLE

Aa	0,30	Agua (kN/m3)	9,81	ηB :factor de corrección por diámetro de		ηs :factor de corrección por el		ηR :factor de corrección por longitud de la tubería	
NF(m)	0,00	ηH :factor de corrección por eficiencia del martillo		Diametro de Perforación	1	Tipo de muestreador	1	>10	1
Magnitud (Mw)	6,00	Martillo tipo	1	60-120	1	Standard	1	6-10	0,95
FS	1,2	Seguridad	60	150	1,5	Con revestimiento para	0,8	4-6	0,85
MSF	1,77	Pesa	45	200	1,15	Con revestimiento para	0,9	0,4	0,75


POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN SONDEO 1
FSL
0,00 0,50 1,00 1,50 2,00 2,50
PROFUNDIDAD
0,00 2,00 4,00 6,00 8,00 10,00 12,00 14,00 16,00 18,00


POTENCIAL DE LICUEFACCIÓN SONDEO 2
FSL
0,00 0,50 1,00 1,50 2,00 2,50
PROFUNDIDAD
0,00 2,00 4,00 6,00 8,00 10,00 12,00 14,00 16,00 18,00

2.6. TRATAMIENTOS DEL TERRENO

Los tratamientos del terreno se definen como un sistema de refuerzo de suelos inadecuados o de baja capacidad portante, que incrementa sus parámetros resistentes y deformaciones. De este modo se consigue, dependiendo de la técnica empleada, resistir las cargas transmitidas, reducir asientos hasta umbrales admisibles, acelerar los asientos de consolidación en terrenos de baja permeabilidad, y mejorar el comportamiento frente a acciones sísmicas.

Actualmente son muchos los tipos de tratamiento que se pueden llevar a cabo. Su idoneidad depende de las características del terreno y de la propia obra. A modo de resumen, se presentan algunas de las técnicas más habituales, con las profundidades de influencia y los campos de aplicación. Obviamente, debe entenderse solo de forma orientativa, teniendo en cuenta que en la selección del tratamiento intervienen numerosos factores (entre otros, la tecnología disponible en el contexto local).

Tipo de tratamiento	Profundidad máxima de influencia	Tipo de suelo a tratar	Mejora de la capacidad de carga	Reducción de asientos totales	Aceleración de asientos consolidación	Reducción del potencial de licuefacción	Costo estimado
Saneo y sustitución	Capa saneada	Cualquiera	Efectivo	Efectivo	.	Efectivo	Bajo
Precarga	Variable	Cualquiera	Poco efectivo	Efectivo	.	Poco efectivo	Bajo
Drenes Verticales	Hasta 50 m	Cohesivo	.	.	Muy efectivo	.	Bajo
Compactación dinámica	Hasta 8-10 m	Granular	Efectivo	Efectivo	.	Efectivo	Medio
Vibro compactación	Hasta 50 m	Granular	Efectivo	Efectivo	.	Efectivo	Medio/alto
Columnas de grava	Hasta 15-25 m	Cohesivo	Efectivo	Efectivo	Muy efectivo	Muy efectivo	Alto
Inclusiones rígidas	Hasta 20-30 m	Cualquiera	Efectivo	Muy efectivo	.	Efectivo	Alto
Inyecciones jet Grouting	Hasta 50 m	Cualquiera	Muy efectivo	Muy efectivo	.	Muy efectivo	Muy alto

2.7. PERFIL ESTRATIGRÁFICO

NO SE IDENTIFICÓ NIVEL FREÁTICO			
PROFUNDIDAD (m)	SONDEO 1	PROFUNDIDAD (m)	SONDEO 2
0,15	CAPA VEGETAL	0,17	CAPA VEGETAL
0,65	ARENA LIMOSA (SM)	0,67	ARENA LIMOSA (SM)
1,15		1,17	
1,65	ARENA LIMOSA CON PRESENCIA DE GRAVA (SM)	1,67	ARENA LIMOSA CON PRESENCIA DE GRAVA (SM)
2,15		2,17	
2,65	ARENA LIMO-GRAVILLOSA POBREMENTE GRADADA (SP-SM)	2,67	ARENA LIMO-GRAVILLOSA POBREMENTE GRADADA (SP-SM)
3,15		3,17	
3,65		3,67	
4,15		4,17	
4,65	RECHAZO	4,67	RECHAZO
5,15		5,17	
5,65		5,67	
6,15		6,17	

Figura No 1. Perfil estratigráfico

2.8. CLASIFICACIÓN DEL SUELO

Según la norma NSR-10 el perfil del suelo encontrado se clasifica según la velocidad de onda de corte.

No DE MUESTRA	STANDARD PENETRATION TEST - SPT			STANDARD PENETRATION TEST - SPT		
	INCREMENTO No. 2 - 0,15m	INCREMENTO No. 3 - 0,15m	VALOR "N"	INCREMENTO No. 2 - 0,15m	INCREMENTO No. 3 - 0,15m	VALOR "N"
	SONDEO 1			SONDEO 2		
M.1	8	7	15	10	5	15
	10	9	19	12	7	19
M.2	10	10	20	12	8	20
	11	9	20	13	10	23
M.3	12	12	24	10	10	20
	15	15	30	11	11	22
M.4	20	15	35	12	11	23
	52	RECHAZO	52	54	RECHAZO	54
M.5						
M.6						
	S1 VALOR N		27	S2 VALOR N		25
	VALOR "N" DEL ESTUDIO			26		

Figura No 2. Valor "N"

ECUACIÓN	N (PROMEDIO)	Vs
$Vs = 76*N^{0.33}$	26	222.7 m/s

Dado los resultados del anterior cuadro, se concluye el valor de 222.7 m/s. Relacionado este valor se define el tipo de perfil **D**, ya que la velocidad de onda de corte se encuentra dentro de los límites establecidos en la tabla A.2.4-1 NSR-10, clasificación de los perfiles del suelo.

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

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
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: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

TIPO DE PERFIL	Vs	ÑoÑch	Su
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kpa
D	**entre 180 y 360 m/s**	**entre 15 y 20**	**entre 100 y 50 kpa**
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kpa

2.9. ESQUEMA DE SONDEOS

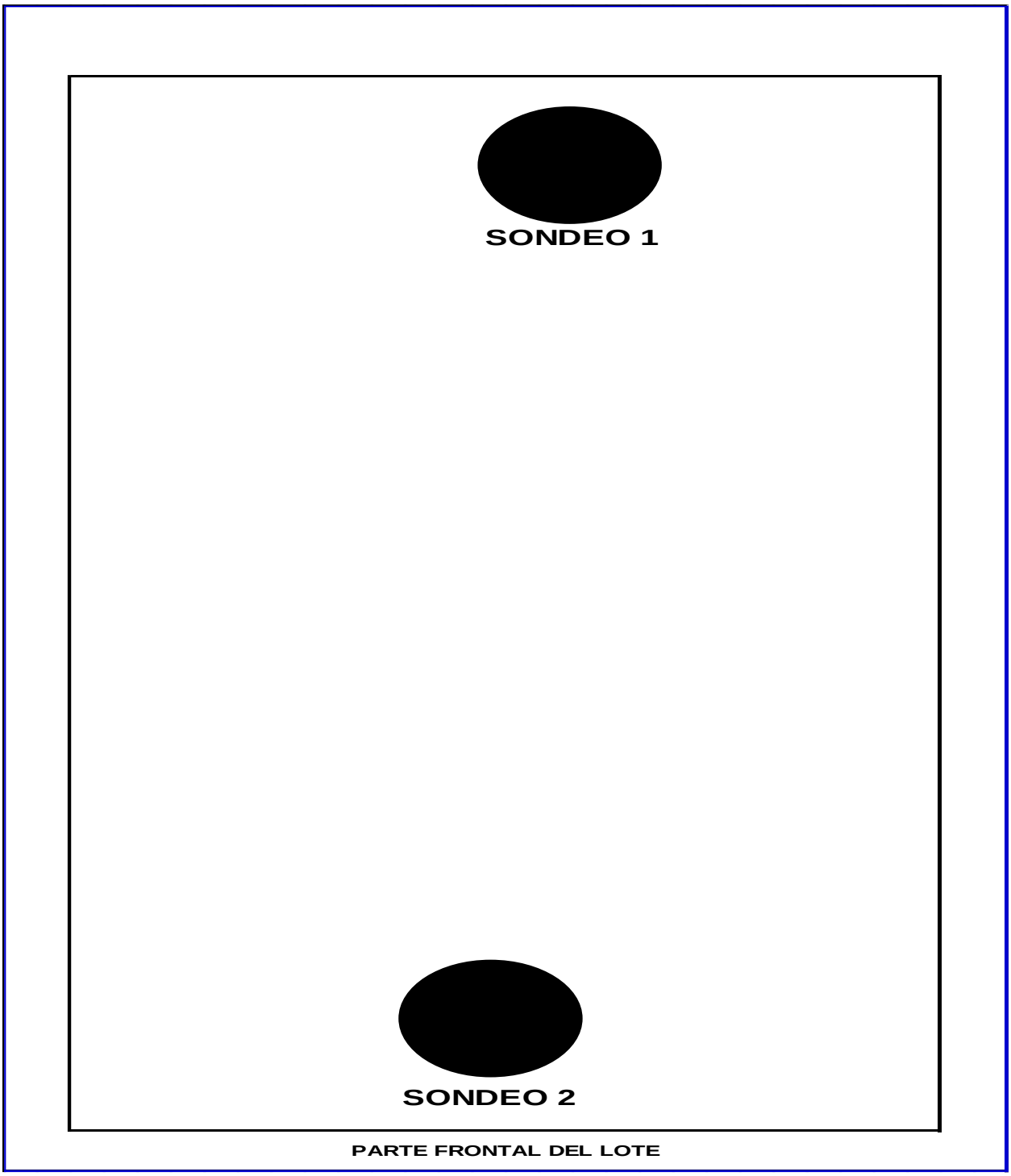


Figura No 3. Esquema de sondeos

2.9.1. EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS

Teniendo en cuenta las características de los materiales encontrados, se evalúa el sistema de cimentación superficial mediante zapatas cuadradas o cimientos continuos. El estrato de cimentación es un material compuesto por Arena limosa con presencia de Grava (SM).

- Los parámetros geotécnicos utilizados para la evaluación de capacidad portante son:
- Cohesión del suelo, c: 0.00 t/m^2 (0.00 kPa)
- Angulo de fricción: 27.5°
- Peso Volumétrico del suelo: 1.80 t/m^3 (17.65 kN/m^3)
- Nivel de Desplante (Df): 1.20 m

MÉTODO TERZAGHI

$$Qu = 1.3.C.N_c + q.N_q + 0.4.\gamma.B.N_\gamma \quad \text{(Cimiento cuadrado)}$$

$$Qu = 1.3.C.N_c + q.N_q + 0.3.\gamma.B.N_\gamma \quad \text{(Cimiento rectangular)}$$

$$Qu = C.N_c + q.N_q + 0.5.\gamma.B.N_\gamma \quad \text{(Cimiento continuo)}$$

MÉTODO MEYERHOF

$$Qu = C.N_c.F_{cs}.F_{cd} + q.N_q.F_{qs}.F_{qd} + 0.5.\gamma.B.N_\gamma.F_{\gamma s}.F_{\gamma d}$$

Dónde:

C	:	Cohesión del suelo
γ	:	Peso unitario del suelo
B	:	Ancho de la cimentación
q	:	Sobrecarga del suelo sobre el nivel de cimentación (γ.Df)
N_i	:	Factores de capacidad de carga en función de ϕ (N_c, N_q, N_γ)
ϕ	:	Angulo de fricción interno del suelo
F_{is}	:	Factores de corrección por forma (F_{cs}, F_{qs}, $F_{\gamma s}$)
F_{id}	:	Factores de corrección por profundidad (F_{cd}, F_{qd}, $F_{\gamma d}$)

2.9.2. CIMIENTOS CUADRADOS

Para la evaluación de la capacidad portante se utilizó el método de Terzaghi el cual es el más adecuado para este tipo de cimientos, igualmente se utilizó el método de Meyerhof, el cual incluye factores de corrección por forma y profundidad de la cimentación.

Las expresiones utilizadas para el cálculo de capacidad portante de cimentaciones superficiales por el método de Terzaghi y Meyerhof, se presentan a continuación:

2.9.3. CIMIENTOS CUADRADOS MÉTODO TERZAGHI

FS =	3,00	CAPACIDAD PORTANTE CIMIENTO CUADRADO METODO TERZAGHI										
Cu (kPa)	ϕ (°)	B (m)	L (m)	Df (m)	γ1 (kN/m3)	γ2 (kN/m3)	Nc	Nq	Nγ	Qadm (kPa)	Qadm (Ton/m2)	L/B
0,00	27,50	1,00	1,00	1,20	17,65	17,65	30,39	16,82	14,70	153,37	15,64	1,00
0,00	**27,50**	**1,50**	**1,50**	**1,20**	**17,65**	**17,65**	**30,39**	**16,82**	**14,70**	**170,67**	**17,40**	**1,00**
0,00	27,50	2,00	2,00	1,20	17,65	17,65	30,39	16,82	14,70	187,97	19,17	1,00
0,00	27,50	2,50	2,50	1,20	17,65	17,65	30,39	16,82	14,70	205,27	20,93	1,00
0,00	27,50	3,00	3,00	1,20	17,65	17,65	30,39	16,82	14,70	222,57	22,70	1,00
0,00	27,50	3,50	3,50	1,20	17,65	17,65	30,39	16,82	14,70	239,87	24,46	1,00
0,00	27,50	4,00	4,00	1,20	17,65	17,65	30,39	16,82	14,70	257,17	26,22	1,00

Figura No 4. Capacidad portante cimientos cuadrados Terzaghi DF 1.50 m

2.9.4. CIMIENTOS CUADRADOS MÉTODO MEYERHOF

FS =	3,00	CAPACIDAD PORTANTE CIMIENTO CUADRADO METODO MEYERHOF										
Cu (kPa)	ϕ (°)	B (m)	L (m)	Df (m)	γ1 (kN/m3)	γ2 (kN/m3)	Nc	Nq	Nγ	Qadm (kPa)	Qadm (Ton/m2)	L/B
0,00	27,50	1,00	1,00	1,20	17,65	17,65	24,85	13,94	10,29	195,97	19,98	1,00
0,00	**27,50**	**1,50**	**1,50**	**1,20**	**17,65**	**17,65**	**24,85**	**13,94**	**10,29**	**206,97**	**21,11**	**1,00**
0,00	27,50	2,00	2,00	1,20	17,65	17,65	24,85	13,94	10,29	222,09	22,65	1,00
0,00	27,50	2,50	2,50	1,20	17,65	17,65	24,85	13,94	10,29	238,86	24,36	1,00
0,00	27,50	3,00	3,00	1,20	17,65	17,65	24,85	13,94	10,29	256,46	26,15	1,00
0,00	27,50	3,50	3,50	1,20	17,65	17,65	24,85	13,94	10,29	239,87	24,46	1,00
0,00	27,50	4,00	4,00	1,20	17,65	17,65	24,85	13,94	10,29	292,89	29,87	1,00

Figura No 5. Capacidad portante cimientos cuadrados Meyerhof DF 1.50 m

2.9.5. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS

Solo se evaluarán los asentamientos inmediatos bajo el nivel de cimentación. Para este caso, se empleó la metodología propuesta por HART para el cálculo de asentamientos inmediatos en cimentaciones superficiales rígidas, los cuales se hallan por medio de la siguiente expresión:

$$Se = \frac{B.q_o}{E_s}(1-\mu^2).\alpha \quad \text{(Centro de la cimentación)}$$

Dónde:

B : Ancho de la cimentación
q : Esfuerzo de sobrecarga (Capacidad portante recomendada)
μ_s : Relación de Poisson
E_s : Módulo de elasticidad en condición confinada
α_f : Factor de influencia para cimentación rígida

Los parámetros de deformación utilizados para la evaluación de los asentamientos inmediatos son:

- Módulo de Elasticidad (Es): 68948 kPa para el material encontrado.
- Relación de Poisson (□s): 0.35
- Esfuerzo de sobrecarga (qo): Variable
- Profundidad de cimentación: 1.20 m.

Ancho de cimentación: Variable

Cimentación cuadrada

Para una cimentación cuadrada rígida, los asentamientos inmediatos varían entre 2.6 mm y 12.0 mm, en un ancho de cimentación comprendido entre los 1.00 m y 4.0 m. Ver tabla No 6

B (m)	Qadm. (kPa)	Es (kPa)	μs	L/B	αr	Se (mm)
1,00	153,4	68948	0,35	1,00	0,988	1,9
1,50	170,7	68948	0,35	1,00	0,988	3,2
2,00	188,0	68948	0,35	1,00	0,988	4,7
2,50	205,3	68948	0,35	1,00	0,988	6,4
3,00	222,6	68948	0,35	1,00	0,988	8,4
3,50	239,9	68948	0,35	1,00	0,988	10,6
4,00	257,2	68948	0,35	1,00	0,988	12,9

Figura No 6. Evaluación de asentamientos inmediatos para una cimentación cuadrada

3.0. GENERALIDADES

3.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO

El predio que se plantea el objeto de intervención se encuentra ubicado en el municipio de Acevedo departamento del Huila. En la Figura No 7 se presenta la localización general del sitio de estudio.

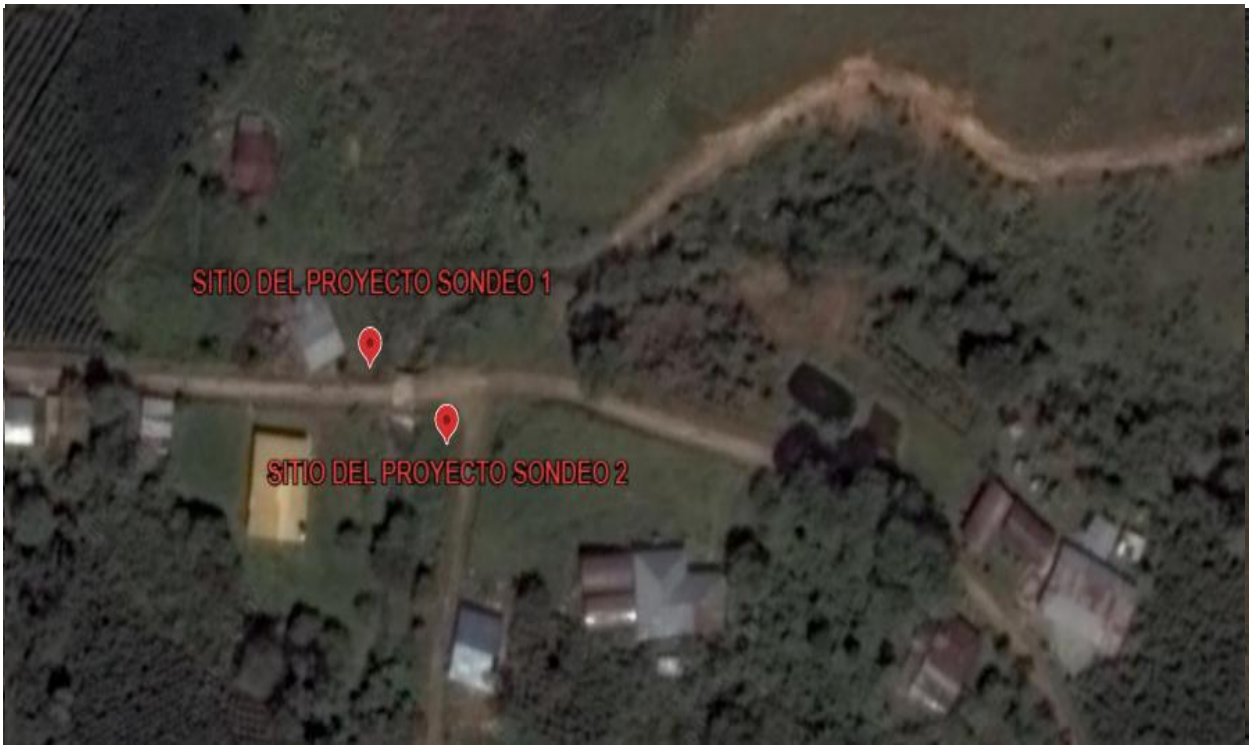


Figura No 7 Localización general sitio del estudio

3.2. COORDENADAS REALES DEL LOTE

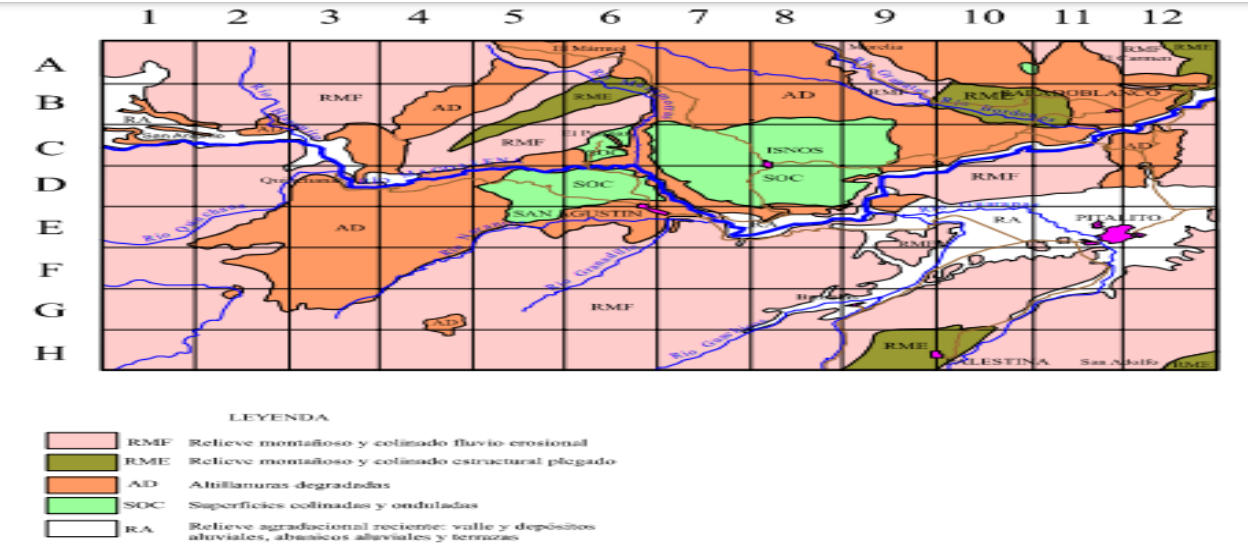
Lote	N	O
Vereda San Marcos Corregimiento de San Marcos Acevedo Huila Lote- Sondeo 1	1°44'46"N	75° 57'56"O
Sondeo 2	1°44'47"N	75° 57'56"O

3.3. GEOLOGÍA REGIONAL

El municipio de Acevedo, ubicado en el departamento del Huila en Colombia, se encuentra en una región geográfica que cuenta con una geología muy diversa debido a su ubicación en la cordillera Central de los Andes. En términos generales, la geología del municipio de Acevedo se compone principalmente de rocas sedimentarias. Estas rocas se formaron en diferentes períodos geológicos y proporcionan información valiosa sobre la historia geológica de la región. Las rocas más comunes en Acevedo son las calizas, areniscas y lutitas, que se formaron durante el período cretácico. Estas rocas se depositaron en antiguos ambientes marinos y continentales, y hoy en día son visibles en forma de formaciones rocosas y montañas. Además de las rocas sedimentarias, también se pueden encontrar rocas ígneas en la geología de Acevedo. Estas rocas se formaron a partir del enfriamiento y solidificación del magma debajo de la superficie terrestre. Algunas de las rocas ígneas presentes en la región son basaltos y piroclastos, que son productos de antiguas erupciones volcánicas. Es importante destacar que la geología de Acevedo ha influido en la topografía y en la formación de los paisajes característicos de la región. Las montañas escarpadas y los valles profundos son el resultado de procesos de erosión y deformación tectónica a lo largo de millones de años. Además de sus características geológicas, Acevedo también cuenta con una rica diversidad de recursos naturales. Algunos de los recursos destacados en la región son los yacimientos de minerales como el oro, la plata, el cobre y el zinc. Estos recursos han sido aprovechados a lo largo de la historia, aunque es importante tener en cuenta los impactos ambientales y sociales asociados con su explotación.

3.4. GEOLOGÍA LOCAL

La geología local del municipio de Acevedo, en el departamento del Huila, presenta una diversidad de características geológicas debido a su ubicación en la cordillera Central de los Andes. En primer lugar, en cuanto a las rocas que componen la geología local, predominan las rocas sedimentarias. Estas rocas se formaron durante diferentes períodos geológicos y dan pistas sobre la historia geológica de la región. Las rocas sedimentarias más comunes en Acevedo son las calizas, areniscas y lutitas. Estas rocas se depositaron en antiguos ambientes marinos y continentales. Las calizas, formadas a partir de sedimentos de origen orgánico, son especialmente importantes en la región. Además, también se pueden encontrar conglomerados, que son rocas formadas por fragmentos de rocas más grandes unidos por un matriz cementada. Además de las rocas sedimentarias, también se pueden encontrar rocas ígneas en la geología local de Acevedo. Estas rocas se formaron a partir del enfriamiento y solidificación del magma. Los basaltos y piroclastos son ejemplos de rocas ígneas que pueden encontrarse en la zona, producto de antiguas erupciones volcánicas



4.0. CARACTERÍSTICAS SÍSMICAS

Municipio	Código municipio	Aa	Av	zona de amenaza sísmica	Ae	Ab
Acevedo Huila	41006	0.30	0.15	Alta	0.17	0.06

Coeficiente de importancia

Las obras a ejecutar pertenecen al grupo de uso No **IV** correspondientes a **EDIFICACIONES INDISPENSABLES** y cuyo coeficiente de importancia es 1.50.

Grupo de uso	Coeficiente de importancia, I
IV	**1.50**
III	**1.25**
II	**1.10**
I	**1.00**

Valores del coeficiente Fa, periodos cortos

Tipo de perfil	INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS				
	Aa ≤ 0.1	Aa=0.2	Aa=0.3	Aa=0.4	Aa≥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

Valores del coeficiente Fv, periodos cortos

Tipo de perfil	INTENSIDAD DE LOS MOVIMIENTOS SISMICOS				
	Av ≤ 0.1	Av=0.2	Av=0.3	Av=0.4	Av≥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

Coeficiente del sitio fa = **1.20** Coeficiente del sitio fv = **2.20**

5.0. PARÁMETROS PARA DISEÑO

Características del proyecto

1. materiales:

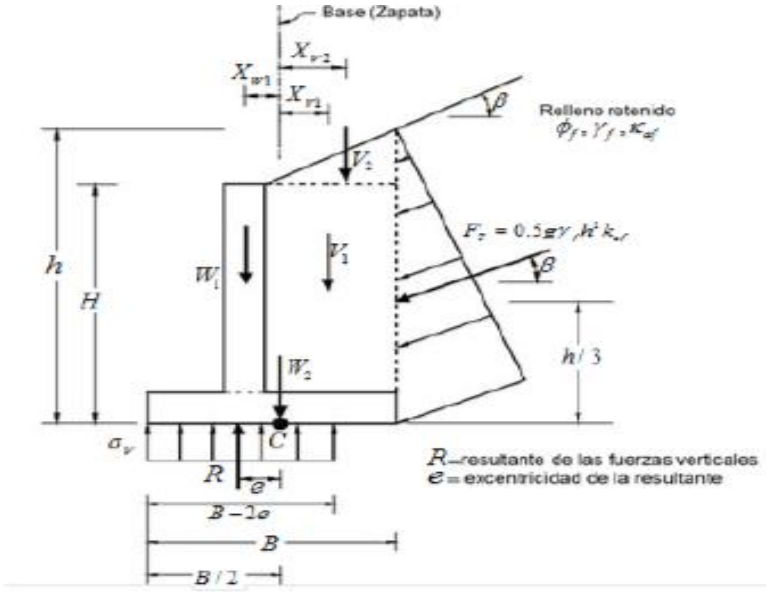
Concreto del estribo: f'c= 21 Mpa

Concreto para la estructura: f'c= 28 Mpa

Acero de refuerzo: 420 Mpa

2. Información del estudio de suelos

Tipo del suelos: Suelos no rocoso Figura 11.6.3.2-1



Sumando los momentos respecto al punto C:

$$e = \frac{(F_r \cos\beta)\,h/3 - (F_r \sin\beta)\,B/2 - V_1 X_{v1} - V_2 X_{v2} + W_1 X_{w1}}{V_1 + V_2 + W_1 + W_2 + F_r \sin\beta}$$

Peso específico del suelo: 1.80 Ton/m3 = 17.65 Kn/m3

Capacidad de carga nominal del suelo qn = 0.17 Mpa

Angulo de fricción interna del suelo = 0.00

Perfil del suelos = Tipo D

Tabla 3.10.3.1-1 — Definición de los Tipos de Perfil de Suelo

Tipo de Perfil de Suelo	Características del perfil
A	Roca competente con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s \geq 1500$ m/s.
B	Perfil de roca de rigidez media con $\bar{v}_s$ en el intervalo 1500 m/s $> \bar{v}_s \geq 760$ m/s.
C	Perfiles de suelo muy densos o roca blanda con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s$ en el intervalo 760 m/s $> \bar{v}_s \geq 360$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N} > 50$ golpes/pie, o $\bar{s}_u > 100$ kPa ($\approx$ 1 kgf/cm^2).
D	Perfiles de suelos rígidos con velocidad medida de onda de cortante $\bar{v}_s$ en el intervalo 360 m/s $> \bar{v}_s \geq 180$ m/s, o
	perfiles que cumplan con cualquiera de los dos criterios siguientes: $\bar{N}$ en el intervalo 50 golpes/pie $> \bar{N} \geq 15$ golpes/pie, o $\bar{s}_u$ en el intervalo 100 kPa ($\approx$ 1 kgf/cm^2) $> \bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm^2).
E	Perfil de suelo con velocidad medida de onda de cortante, $\bar{v}_s < 180$ m/s, o

Profundidad de cimentación = 1.20 metros por debajo del nivel actual del suelos.

Nivel freático = No se identificó.

3. estados límites del suelo

Estado límite de resistencia I = 0.45

Tabla 10.5.5.2.2-1 — Los factores de resistencia para la resistencia geotécnica de cimentaciones superficiales en el estado límite de resistencia

Método/Suelo/Condición			Factor de resistencia
Capacidad de carga	φ_b	Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arcilla	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando CPT	0.50
		Método teórico (Munfakh et al., 2001), en arena, usando SPT	0.45
		Métodos Semi-empíricos (Meyerhof, 1957), todos los suelos	0.45
		Zapatas sobre roca	0.45
		Pruebas de carga con placa	0.55
Deslizamiento	φ_τ	Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
		Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	φ_{ep}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Qr= φb*qn = 0.45*0.17= 0.08 Mpa = 8.15 Ton/m2

Estado límite de servicio = 0.65

TIPO DE MURO Y CONDICIÓN		FACTOR DE RESISTENCIA
Muros en voladizo y muros anclados		
Resistencia axial a compresión de los elementos verticales		Aplica el Artículo 10.5
Resistencia de los elementos verticales a la compresión axial		0.75
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (1)	• Suelos no cohesivos (granulares)	0.65 (1)
	• Suelos cohesivos	0.70 (1)
	• Roca	0.50 (1)
Resistencia al arrancamiento de los anclajes (2)	• Cuando se realizan pruebas de verificación	1.0 (2)
Resistencia a la tensión de los tendones de anclaje	• Acero dulce (por ejemplo barras ASTM A615)	0.90 (3)
	• Acero de alta resistencia (por ejemplo barras ASTM A722)	0.80 (3)
Capacidad a flexión de los elementos verticales		0.90
Muros de suelo estabilizado mecánicamente, Muros de gravedad, y Muros de Semigravedad		
Capacidad de carga	• Muros de gravedad y semigravedad	0.55
	• Muros de suelo estabilizado mecánicamente	0.65
Deslizamiento		1.0
Resistencia a la tensión de los refuerzos metálicos y sus conectores	Refuerzos en franja (4) • Fuerza estática	0.75
	Refuerzos en malla (4) (5) • Fuerza estática	0.65
Resistencia a la tensión de los refuerzos geosintéticos y sus conectores	• Carga estática	0.90
Resistencia al arrancamiento de los refuerzos a tensión.	• Carga estática	0.90
Muros prefabricados		
Capacidad		Se aplica el artículo 10.5
Deslizamiento		Se aplica el artículo 10.5
Resistencia pasiva		Se aplica el artículo 10.5

Qr= φ*qn = 0.65*0.17= 0.11 Mpa = 11.21 Ton/m2

Estado límite de evento extremo I = 0.80

φ= 0.80

Qr= φ*qn = 0.80*0.17= 0.14 Mpa = 14.27 Ton/m2

Clasificación sísmica del viaducto

Municipio de acevedo Departamento del Huila

Coeficiente de aceleración PGA = 0.35 Región 7.

Coeficiente de aceleración espectral horizontal, periodo de 1s. S_1 = 0.40 Región 8.

Tipo de perfil del suelo = D

Clasificación operacional = Otros puentes

Fpga = 1.15

Fv = 1.6

6.0. ANÁLISIS GEOTÉCNICO

Teniendo en cuenta las características del subsuelo encontrado y sus propiedades geotécnicas el sistema de cimentación más conveniente en un sistema superficial (zapatas)

6.1. CONCLUSIONES

El presente estudio de suelos deberá cumplir con todo lo especificado en el Reglamento Nacional de Construcciones de puentes (CCP - 2014).

6.2. RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

Una vez analizada la información se recomienda que las cimentaciones más apropiadas para el proyecto sean las de tipo zapatas corrida para cada estribo. El calculista debe tener en cuenta los componentes cuantificados en estos estudios para diseñar la estructura, para lo cual se debe basar en la Norma Colombiana de Diseño de Puentes.

Según con lo investigado y analizado se recomienda realizar los siguientes trabajos:

ADECUACIÓN DEL TERRENO

Previo a la ejecución de los trabajos se deberá acondicionar el terreno, eliminando cualquier material inapropiado como suelos orgánicos (o capa vegetal), suelos muy plásticos, (como los encontrados), maleza o similares.

De igual forma, los escombros producidos por las demoliciones de construcciones existentes, incluidos los cimientos, deben ser retirados en el área del proyecto.

En general se sugiere un reemplazo o mejoramiento en concreto ciclópeo del material superficial, en un espesor no menor a 0.30 en todo el sitio de interés.

Se deberán realizar trabajos de nivelación y/o rellenos tendientes a optimizar los drenajes en el área del proyecto y eliminar cualquier punto susceptible a estancamiento de aguas.

Los rellenos, reemplazos o nivelaciones que se requieran en el proyecto, se realizarán con capas de material seleccionado de no más de 0.2 metros de espesor cada una y compactadas por lo menos al 95% del Proctor Modificado o su equivalente en densidad relativa.

EXCAVACIONES GENERALES

Se recomienda realizar excavaciones de mínimo 1.20 metros para instalar correctamente los cimientos. Esta profundidad de desplante se contará a nivel de terreno natural ya que se sugiere retirar todo el relleno encontrado.

Se debe desarrollar un plan de trabajo de manera que el tiempo transcurrido entre las operaciones de excavación y las de vaciado y sellado de los cimientos, sea el menor posible con

El fin de reducir al máximo la exposición del suelo de fundación a fenómenos ambientales que puedan alterar su comportamiento.

Cualquier material indeseable que se detecte en las excavaciones (como rellenos contaminados o suelo muy suelto) deberá ser reemplazado por material seleccionado o suelo cemento debidamente compactado, concreto pobre o ciclópeo.

Se contará con un adecuado sistema de bombeo o construcción de filtros para abatir el N.A.F. y evacuar las aguas lluvias o de cualquier otra naturaleza. Esto para proporcionar una adecuada plataforma de trabajo.

En las excavaciones se puede requerir un sistema de entibado, el cual podrá estar conformado por puntales verticales y largueros horizontales de madera para mantener las paredes del terreno

El tendido de los taludes es otra medida para contribuir con la estabilidad de los cortes.

RELLENOS

El material seleccionado de los rellenos deberá cumplir en lo posible con las siguientes especificaciones: Límite líquido < 25%, Índice de plasticidad < 6%, porcentaje material que pasa el tamiz de 76.2 mm: 100%, porcentaje material que pasa el tamiz de 4.75 mm: entre 30% y 70%, porcentaje material que pasa el tamiz de 0.074 mm: entre 0 y 15%. 4.8.3. Manejo de aguas.

Las redes de servicio que se proyecten se construirán en PVC y su conexión con las primarias será realizada de acuerdo a la normatividad existente. Se recomienda especial cuidado en la colocación de las tuberías por donde circule agua (negra y blanca), principalmente en lo referente a juntas, a fin de prevenir filtraciones.

En la construcción proyectada y sus alrededores, se deben construir eficientes sistemas de recolección y evacuación de aguas lluvias o de cualquier naturaleza.

La zona debe ser acondicionada con pendientes apropiadas y la edificación debe constar con andenes generosos que reduzcan el potencial de infiltración de aguas.

7.0. REGISTRO FOTOGRAFICO ENSAYS DE LABORATORIO





Dirección: Carrera 9 No 8a-51 Barrio San Antonio,
Pitalito Huila
Email: indisuelos@gmail.com








Dirección: Carrera 9 No 8a-51 Barrio San Antonio,
Pitalito Huila
Email: indisuelos@gmail.com









Dirección: Carrera 9 No 8a-51 Barrio San Antonio,
Pitalito Huila
Email: indisuelos@gmail.com