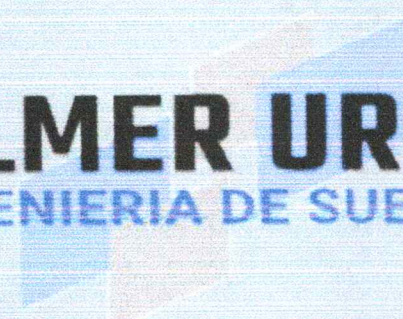


ESTUDIO GEOLÓGICO, GEOTÉCNICO Y DE SUELOS



WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA
CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA,
SUCRE"

**MUNICIPIO DE MORROA
DEPARTAMENTO DE SUCRE**

FEBRERO DEL 2025

ESTUDIO GEOLÓGICO, GEOTÉCNICO Y DE SUELOS

PROYECTO:

**"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"**

ALCALDÍA DEL MUNICIPIO DE MORROA

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

CC. N° 1.102.864.062 DE SINCELEJO

DEPARTAMENTO DE SUCRE

MUNICIPIO DE MORROA

FEBRERO DEL 2025

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN	7
2.	JUSTIFICACIÓN	7
3.	INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO	7
3.1	NOMBRE DEL PROYECTO	7
3.2	LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO	8
3.2.1	UBICACIÓN.....	8
3.2.2	LÍMITES	8
3.2.3	ALTITUD	8
3.3	GEOPOSICIONAMIENTO DE LOTE A INTERVENIR EN EL MUNICIPIO DE MORROA.	9
3.4	OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO	10
3.4.1	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	10
3.5	EQUIPO DE TRABAJO.....	10
3.6	ALCANCE Y LIMITACIONES	11
3.7	CARGAS	12
4	CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA	16
4.1	GEOLOGÍA REGIONAL.....	16
4.2	GEOLOGÍA ESTRUCTURAL.....	17
4.2.1	FORMACIONES GEOLÓGICAS.....	18
4.2.2	PLANO GEOLÓGICO DE DEPARTAMENTO DE SUCRE.....	20
4.2.3	PLANO GEOLÓGICO DEL MUNICIPIO DE MORROA	21
4.3	GEOLOGÍA LOCAL	22
4.3.1	PLANO GEOLÓGICO DEL LOTE A INTERVENIR	23
4.4	FALLA Y PLIEGUES GEOLÓGICOS.....	24
4.5	GEOMORFOLOGÍA.....	27
4.6	CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS.....	28
4.7	CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA	29
5	INFORMACIÓN DEL SUBSUELO	30
5.1	TRABAJO DE CAMPO.....	30
5.2	CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA	30
5.3	LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS REALIZADOS.....	31

5.4	RESUMEN PROPIEDADES DE LOS SONDEOS.....	32
5.5	PERFILES ESTRATIGRÁFICOS	32
5.6	TOPOGRAFÍA	32
5.7	NIVEL FREÁTICO	32
5.8	CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES.....	33
5.8.1	SUELOS EXPANSIVOS	33
5.8.2	SUELOS COLAPSABLES	36
5.8.3	EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN.....	38
5.8.4	SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES.....	39
6	DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO. 40	
6.1	ENSAYO SPT PARA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS.....	40
6.2	VERIFICACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS	44
6.2.1	ANÁLISIS DEL RIESGO POR LICUACIÓN EL MÉTODO DE SEED E IDRISS.....	45
6.3	OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO	49
7	FACTORES DE RESISTENCIA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14	53
7.1	ESTRUCTURAS DE LAS ALETAS DEL BOX CULVERT	54
7.1.1	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	54
7.1.2	ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.....	56
7.1.3	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	58
7.2	ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.....	60
7.2.1	ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.....	60
7.2.2	ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	62
7.2.3	ASENTAMIENTOS	63
7.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.....	66
7.3.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA ESTRUCTURAS DEL BOX CULVER.....	66
7.4	DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN	68

7.4.1	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA ESTRUCTURAS DE LAS ALETAS DEL BOX CULVERT.....	70
7.5	ENSAYOS REALIZADOS.....	74
7.6	VALORACIÓN SÍSMICA	75
8	RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.....	76
8.1	RECOMENDACIONES PARA LAS ESTRUCTURAS	76
8.1.1	CARACTERÍSTICAS DE LA FUNDACIÓN DEL BOX CULVERT 76	
8.1.2	CARACTERÍSTICAS DE LA FUNDACIÓN DE LAS ALETAS DEL BOX CULVERT.....	78
8.2	MANEJO DE ACEROS Y CONCRETOS.....	80
8.3	MANEJO DE EXCAVACIONES.....	80
8.4	MANEJO DEL NIVEL FREÁTICO	81
8.5	RECOMENDACIONES Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN. 82	
8.6	PLAN DE CONTINGENCIA.....	82
8.7	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOLÓGICAS.....	83
9	MARCO TEÓRICO	84
	REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	88
	ANEXO REGISTRO FOTOGRÁFICO.....	89
	ANEXO LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS EN EL PLANO.....	92
	ANEXO DOCUMENTOS DEL PROFESIONAL.....	94
	ANEXO ENSAYOS DE LABORATORIO.....	99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Geoposicionamiento Del Box Intervenir A Intervenir En El Municipio De Morroa.....	9
Tabla 2. Resumen de sondeos realizados para el proyecto.	30
Tabla 3. Coordenadas Sondeos Para La Estructuras De Box Culvert.	31
Tabla 4. Resumen Y Propiedades De Los Sondeos Para La Box Culvert. ...	32
Tabla 5. Perfil estratigráfico de los sondeos Para La Estructuras De La Box Culvert.	32
Tabla 6. Clasificación de suelos expansivos.....	34
Tabla 7. Valores de referencia del limite líquido para determinación del potencial de expansión de los suelos	34
Tabla 8. Potencial de expansión del suelo Para La Estructuras De La Box Culvert.	35
Tabla 9. Identificación De Colapsabilidad.....	37
Tabla 10. Evaluación Del Potencial De Licuación.	39
Tabla 11. Resultados ensayo SPT Para La Estructuras De La Box Culvert.	43
Tabla 12. Evaluación De Licuación Del Suelo Para La Estructuras De La Box Culvert.	48
Tabla 13. módulo de Poisson aproximado, para diferentes materiales.	51
Tabla 14. Capacidad De Carga En Estado Limite De Resistencia Para La Estructuras De Las Aletas Del Box Culvert.	55
Tabla 15. Capacidad De Carga En Estado Limite De Resistencia Para La Estructuras De La Box Culvert.....	61
Tabla 16. Asentamientos inmediatos Para La Estructuras De La Box Culvert.	64
Tabla 17. Asentamientos totales Para La Estructuras De La BOX CULVERT.....	65
Tabla 18. Análisis De Estabilidad Para box culvert.....	66
Tabla 19. Análisis De Estabilidad.....	70
Tabla 20. símbolos de suelos granulares	84
Tabla 21. símbolos de los suelos finos.....	84
Tabla 22. características y uso de los suelos (grupo del SUCS).....	87

3.2 LOCALIZACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

El sitio motivo del presente estudio se encuentra en el Municipio De Morroa, exactamente para la construcción de una obra hidráulica tipo box culvert.

3.2.1 UBICACIÓN

Morroa es un municipio del departamento de Sucre, en la región Caribe de Colombia, Su territorio se caracteriza por un clima seco tropical y suelos aptos para la agricultura y la ganadería. Es reconocido por su tradición en la fabricación de hamacas tejidas a mano, una práctica artesanal de gran importancia cultural. Además, su localización geográfica le permite tener una conexión estratégica con municipios cercanos, facilitando el comercio y la movilidad en la región.

Ilustración 1. Localización Del Municipio De Morroa En Colombia Y El Departamento De Sucre.



Localización de Galeras en Colombia



Localización de Galeras en Sucre (Colombia)

3.2.2 LÍMITES

- 📍 **Norte:** Sincelejo
- 📍 **Sur:** Los Palmitos
- 📍 **Este:** Ovejas
- 📍 **Oeste:** Corozal

3.2.3 ALTITUD

La cabecera Municipal tiene una altura sobre el nivel del mar de 170 m.

TABLA DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1. Localización Del Municipio De Morroa En Colombia Y El Departamento De Sucre.	8
Ilustración 2. Imágen satelital del lote a intervenir.	9
Ilustración 3. Formaciones en departamento de sucre según el plano geológico.	20
Ilustración 4. Formaciones En El Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.	21
Ilustración 5. Formaciones De La Zona A Intervenir Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.	23
Ilustración 6. Plano de fallas geológica	24
Ilustración 7. Mapa Hidrogeológico de Colombia 2002 Ideam	29
Ilustración 8. Plano Localización De Sondeos Para La Estructuras De Box Culvert.	31
Ilustración 9. evolución de sismos en la zona a intervenir.	47
Ilustración 10. Capacidad De Carga En Estados limite de evento extremo Para La Estructuras De Las Aletas Del Box Culvert.	57
Ilustración 11. clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg.	85
Ilustración 12. nombres típicos de los materiales	86
Ilustración 13. registro fotográfico.	90

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

1. INTRODUCCIÓN

El presente informe geotécnico contiene los resultados de la investigación realizada para el proyecto de la **"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"**. Esta investigación se llevó a cabo a través de trabajos de campo y ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras obtenidas en el sitio de estudio.

2. JUSTIFICACIÓN

La presente investigación se enfocó en estudiar el comportamiento y características principales del terreno con la finalidad de definir la propuesta del tipo de cimentación adecuada de acuerdo a las especificaciones del proyecto designado para este caso se presenta para un pavimento rígido.

3. INFORMACIÓN GENERAL DEL PROYECTO

La Alcaldía Del Municipio De Morroa, ha pedido la realización de este informe para la **"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"** En el Municipio de Morroa, departamento de Sucre. Específicamente obtener recomendaciones para la construcción de la cimentación.

Para la ejecución de este informe se siguen los parámetros establecidos en los requerimientos de la Normativa INVIAS, Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 y además de teorías obtenidas de investigadores a través de lo historia por diversos autores.

3.1 NOMBRE DEL PROYECTO

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

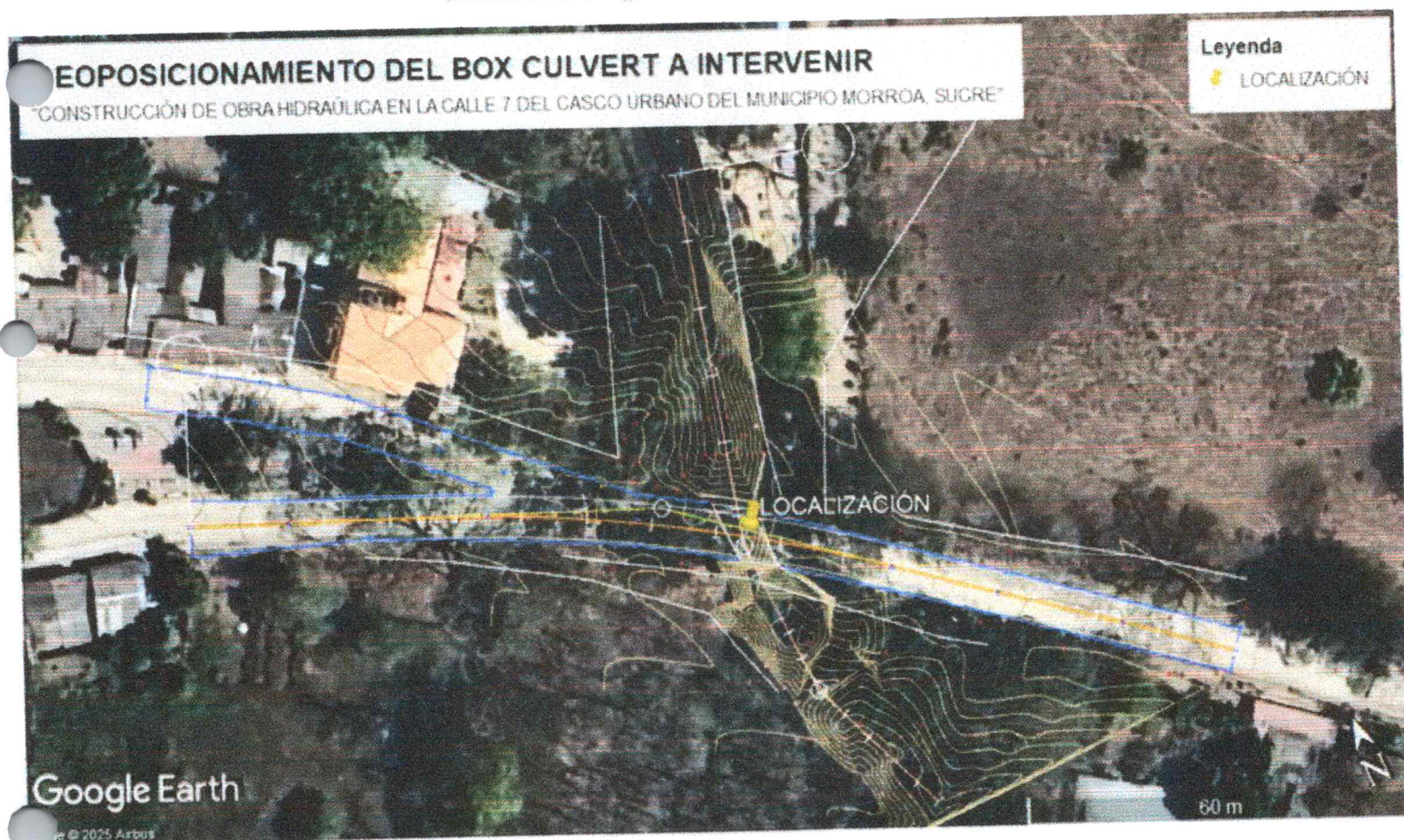
3.3 GEOPOSICIONAMIENTO DE LOTE A INTERVENIR EN EL MUNICIPIO DE MORROA.

El proyecto se encuentra ubicado en el Municipio De Morroa, específicamente en la construcción de obra hidráulica en la calle 7 del casco urbano para el mejoramiento en pavimento rígido. A continuación, se presenta la localización del proyecto con las siguientes coordenadas:

Tabla 1. Geoposicionamiento Del Box Intervenir A Intervenir En El Municipio De Morroa.

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"						
MUNICIPIO DE MORROA, SUCRE						
GEOPOSICIONAMIENTO DEL BOX CULVERT A INTERVENIR						
TRAMO	Ubicación	Alternativa	Coordenadas Gauss Kruger		Coordenadas Elipsoidales	
			Norte	Este	Latitud	Longitud
I	CALLE 7 DEL CASCO URBANO	BOX CULVERT	1524035.6105	865298.0467	9°19'57.25"N	75°18'12.93"O

Ilustración 2. Imagen satelital del lote a intervenir.



3.4 OBJETIVO GENERAL DEL ESTUDIO

El objetivo de este estudio es proporcionar recomendaciones para la estructura de soporte en el proyecto de **"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"**. Esto incluye el análisis del mejoramiento del suelo de soporte, con el fin de garantizar la estabilidad y durabilidad del pavimento en las zonas mencionadas. Además, se busca identificar y proponer soluciones para los puntos críticos que puedan afectar la integridad del pavimento, asegurando un diseño de calidad y coste-efectivo para el proyecto.

3.4.1 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- ✚ Clasificar los suelos según sus características y propiedades mecánicas.
- ✚ Identificar la expansividad de los suelos encontrados en cada sondeo.
- ✚ Determinar el Índice de Colapsabilidad de los suelos encontrados en cada sondeo.
- ✚ Reducir la susceptibilidad al hinchamiento por cambio de humedad en los suelos cohesivos.
- ✚ Determinar la capacidad de soporte del suelo para la vía

3.5 EQUIPO DE TRABAJO

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

CC. N° 1.102.864.062 DE SINCELEJO

OSNAIDER ROMERO SEVILLA

C.C 1102873759 DE SINCELEJO.

LABORATORISTA.

3.6 ALCANCE Y LIMITACIONES

El presente estudio comprende las generalidades del proyecto, incluyendo la localización, descripción, objetivos y alcances generales del estudio geotécnico, así como los aspectos de geología y geomorfología del área de estudio. Posteriormente, se incluye la descripción de la exploración realizada con la respectiva localización, indicando la cantidad y tipo de ensayos efectuados.

Se incluye la caracterización geotécnica del proyecto, teniendo como base el alineamiento de las obras civiles proyectadas (considerando la información suministrada por el cliente). La caracterización se presenta de acuerdo con los resultados de campo y laboratorio, y se describe las diferentes propiedades geomecánicas, indicando su distribución tanto en profundidad como en extensión lineal.

Se presentan los parámetros geotécnicos representativos a tener en cuenta en la etapa de análisis y diseño geotécnico. Finalmente, se ofrecen recomendaciones para la adecuación del terreno, cortes y/o rellenos para la construcción de la obra proyectada.

Las recomendaciones contenidas en el presente informe se basan en la experiencia de los profesionales capacitados, la exploración del subsuelo, los análisis empleados bajo las hipótesis propuestas por los profesionales y su percepción de los procesos en campo. Por ende, puede contener imprecisiones propias de las incertidumbres relacionadas con las hipótesis de diseño, la génesis aleatoria de los depósitos de suelo y, por consiguiente, de su comportamiento físico, químico y mecánico. Si durante la construcción se presentan situaciones o condiciones no previstas en este informe, deberá darse aviso oportuno al profesional responsable de los presentes análisis para estudiar la solución más adecuada. Esto también incluye cambios en el diseño que puedan generar una variación en la localización, uso, niveles o cargas utilizados para este informe. Este documento no podrá ser alterado o modificado sin autorización explícita del profesional responsable del mismo.

3.7 CARGAS

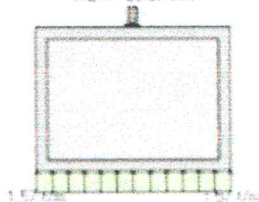
Cargas suministradas por el estructural para el box culvert en Ton

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES BÁSICAS CARGA VIVA LL+1

CARGA VIVA LL+1 POSICIÓN CRÍTICA 1 CAMIÓN

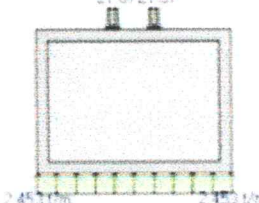
WL+1 = 26.97 t/m



Item	Valor	Descripción
Carga Q	16.896 t/m	Carga Distribuida Equivalente
Fact Imp. IM	33 %	Factor Dinámico de Impacto
Factor m	1.2	Factor de Presencia Múltiple
Carga W	36.968 t/m	Carga Distrib. Equiv. Efectiva
L Carga lw	0.312 m	Longitud lw de la Carga W
Brazo a1	2.519 m	Brazo Aplicac a1 de Carga W
Brazo a2	No aplica	Brazo de Aplic a2 (si aplica)
Carga S1	1.57 t/m	Carga de Reacción Máxima
Carga S2	1.57 t/m	Carga de Reacción Mínima

CARGA VIVA LL+1 POSICIÓN CRÍTICA 2 TÁNDEM

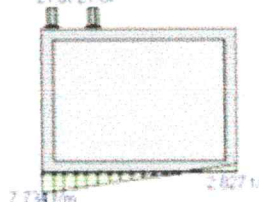
21.0721.07



Item	Valor	Descripción
Carga Q	13.2 t/m	Carga Distribuida Equivalente
Fact Imp. IM	33 %	Factor Dinámico de Impacto
Factor m	1.2	Factor de Presencia Múltiple
Carga W	21.067 t/m	Carga Distrib. Equiv. Efectiva
L Carga lw	0.312 m	Longitud lw de la Carga W
Brazo a1	1.919 m	Brazo Aplicac a1 de Carga W
Brazo a2	2.119 m	Brazo de Aplic a2 (si aplica)
Carga S1	2.453 t/m	Carga de Reacción Máxima
Carga S2	2.453 t/m	Carga de Reacción Mínima

CARGA VIVA LL+1 POSICIÓN CRÍTICA 3 MÁX. CORTANTE

21.0721.07



Item	Valor	Descripción
Carga Q	13.2 t/m	Carga Distribuida Equivalente
Fact Imp. IM	33 %	Factor Dinámico de Impacto
Factor m	1.2	Factor de Presencia Múltiple
Carga W	21.067 t/m	Carga Distrib. Equiv. Efectiva
L Carga lw	0.312 m	Longitud lw de la Carga W
Brazo a1	0 m	Brazo Aplicac a1 de Carga W
Brazo a2	1.2 m	Brazo de Aplic a2 (si aplica)
Carga S1	7.734 t/m	Carga de Reacción Máxima
Carga S2	-2.827 t/m	Carga de Reacción Mínima

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL SUELO

ESTADO DE CARGA	ESFUZO SUELO t/m2
Carga Muerta y Acc DC	2.71
Carga Pavedimento DW	0.12
Presión Vert Reten EV	0
Presión Peso Agua WA	3.07
Carga Viva+Imp LL+1	7.73

ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA

1.26(DC) + 1.56(DW) + 1.36(EV) + 1.0(WA) + 1.75(LL+1)

Esfuerzo Actante

20.17 t/m2

Resist. Suelo L. Lim. de Resistencia

25 t/m2

Diagnóstico

Cumple OK

Print

Carga en estado limite de resistencia = 20.17 Ton/m²

Carga puntal = 20.17 Ton/m² * (5*10)m² = 1008,5 Ton

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA IB
Máx. Carga Vertical y Máx. Carga Horizontal

0.9DC+1.50DW+1.35EW+1.75LV+1.5EH+1.75LS

Momentos interiores en cada Miembro

Miembro	Posic.(m)	Mom Mu(t-m)
m1	0	-12.06
m1	0.175	-9.42
m1	0.8	0.97
m1	1.425	0.08
m1	2.05	12.85
m1	2.675	14.33
m1	3.3	12.85
m1	3.925	0.08
m1	4.55	0.97
m1	5.175	-9.42
m1	5.35	-12.06
m2	0	-12.86
m2	0.385	-11.24
m2	0.77	-8.06
m2	1.155	-6.04
m2	1.54	-5.03
m2	1.925	-4.93
m2	2.31	-5.61
m2	2.695	-6.94
m2	3.08	-8.8
m2	3.465	-12.06
m2	3.85	-12.06
m2	0	12.06
m3	0.385	11.24
m3	0.77	8.06
m3	1.155	6.04
m3	1.54	5.03
m3	1.925	4.93
m3	2.31	5.61
m3	2.695	6.94
m3	3.08	8.8
m3	3.465	12.07
m3	3.85	12.06

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA IB
Máxima Carga Vertical y Mínima Carga Horizontal

1.25DC+1.50DW+1.55EW+1.75LV+1.35LV+1.35LV+1.75LS

Momentos interiores en cada Miembro

Miembro	Posic.(m)	Mom Mu(t-m)
m1	0	-11.12
m1	0.175	-7.68
m1	0.8	2.71
m1	1.425	10.13
m1	2.05	14.58
m1	2.675	16.87
m1	3.3	14.58
m1	3.925	10.13
m1	4.55	2.71
m1	5.175	-7.68
m1	5.35	-11.12
m2	0	-11.12
m2	0.385	-10.3
m2	0.77	-10.1
m2	1.155	-9.58
m2	1.54	-9.2
m2	1.925	-9.02
m2	2.31	-9.03
m2	2.695	-9.24
m2	3.08	-9.67
m2	3.465	-10.63
m2	3.85	-10.63
m2	0	11.12
m3	0.385	10.8
m3	0.77	10.1
m3	1.155	9.58
m3	1.54	9.2
m3	1.925	9.02
m3	2.31	9.03
m3	2.695	9.24
m3	3.08	9.67
m3	3.465	10.31
m3	3.85	10.63

ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA IC
Mín. Carga Vertical y Máx. Carga Horizontal

0.9DC+0.65DW+1.45EW+0.8EH+1.75LS

Momentos interiores en cada Miembro

Miembro	Posic.(m)	Mom Mu(t-m)
m1	0	-12.86
m1	0.175	-9.41
m1	0.8	0.98
m1	1.425	0.4
m1	2.05	12.85
m1	2.675	14.33
m1	3.3	12.85
m1	3.925	0.4
m1	4.55	0.98
m1	5.175	-9.41
m1	5.35	-12.86
m2	0	-12.86
m2	0.385	-11.32
m2	0.77	-8.24
m2	1.155	-6.18
m2	1.54	-5.06
m2	1.925	-4.8
m2	2.31	-5.35
m2	2.695	-6.62
m2	3.08	-8.53
m2	3.465	-12.16
m2	3.85	-12.16
m2	0	12.06
m3	0.385	11.32
m3	0.77	8.24
m3	1.155	6.18
m3	1.54	5.06
m3	1.925	4.8
m3	2.31	5.35
m3	2.695	6.62
m3	3.08	8.53
m3	3.465	11.02
m3	3.85	12.16

CONTINUÉ >>

< BACK

<<Main Menu

Vista de Reporte



Momentos de estado limite de resistencias

m1=16.07Ton/m

m2=14.33Ton/m

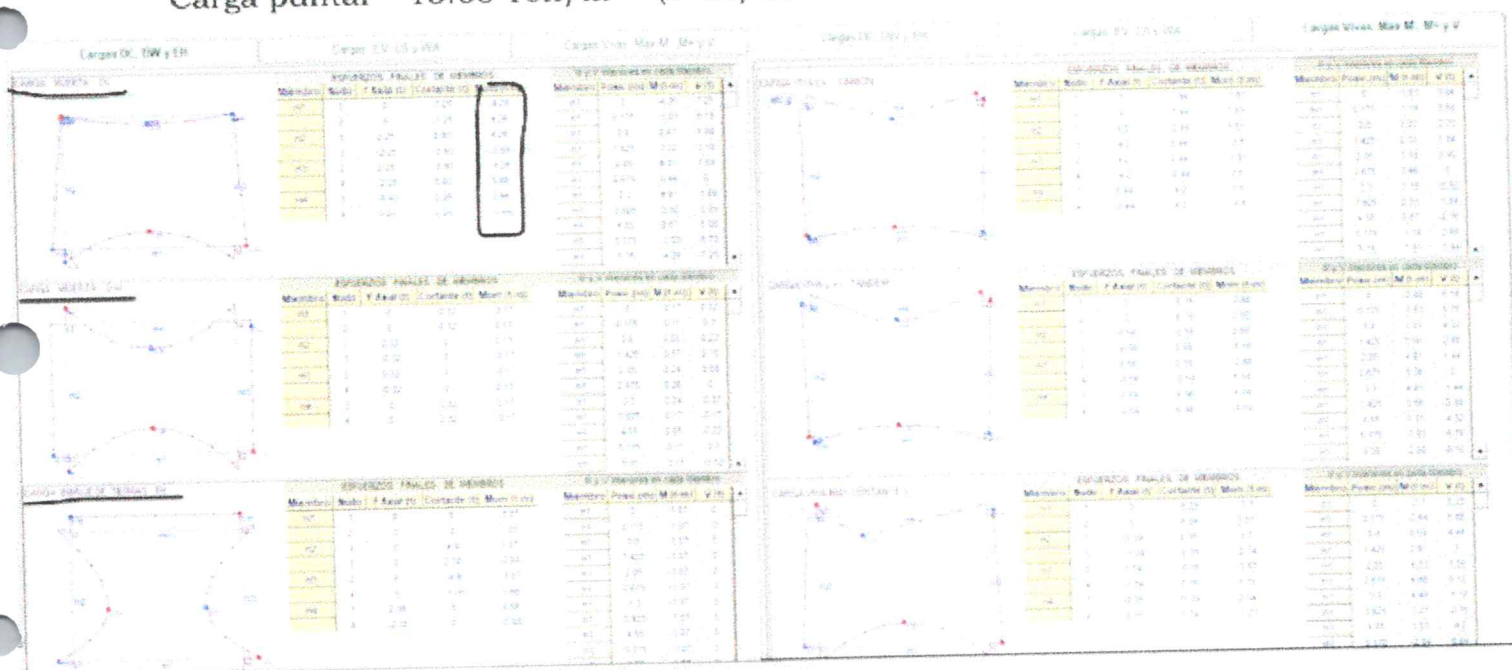
ESTADO LÍMITE DE SERVICIOS

CHEQUEO DE ESFUERZOS EN EL SUELO

ESTADO DE CARGA	ESFUZO SUELO tm/m²
Carga Muerta y Acc DC	2.73
Carga Pavimento DW	0.12
Presión Vert Reten EV	0
Presión Peso Agua WA	0.07
Carga Viva+Imp L+V	7.73

Carga en estado limite de servicio = 13.63 Ton/m²

Carga puntal = 13.63 Ton/m² * (5*10) m² = 681,5 Ton



DC = 4.26 Ton/m

DW = 0.17 Ton/m

EH = 1.07 Ton/m

Momentos totales = 10.66 Ton/m

CV Tande = 5.16 Ton/m

FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 15 DE 99

VERSIÓN 1.0

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
 INGENIERÍA DE SUELOS

Cargas suministradas por el estructural para las aletas del box culvert en Ton

Ext.Lim	SERVICIO I		RESISTENCIA I		EV EXTREMO I		Denominación Cargas
Combin	MAX	MIN	MAX	MIN	MAX	MIN	
CC	1.00	1.00	1.25	0.90	1.25	0.90	CC P. Comp. Est. y Accesor
DW	1.00	1.00	1.00	0.00	1.00	0.00	DW P. de Rodadura e Instalac
LL	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	LL Carga Viva Vehicular
BR	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	BR Fuerza Frenado Vehicular
EH	1.00	1.00	1.50	0.90	1.00	0.90	EH Choque Horizontal del Guano
EV	1.00	1.00	1.35	1.00	1.35	1.00	EV Presión Vert. Suelo Retenido
LS	1.00	1.00	1.75	1.75	0.00	0.00	LS Sobrecarga por C. Viva
TU	1.00	1.20	0.90	1.20	0.90	1.20	TU Fuerza por Temp. Uniforme
SH	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	SH Fuerzas por Retención
WA	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	WA Pres. Agua y Corriente
WS	0.30	0.00	0.00	0.00	1.40	0.00	WS Viento sobre Estructura
WL	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	WL Viento sobre C. Viva
EQ	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	EQ Carga Sísmica

Estado Límite de SERVICIO I								
Servicio I	P (t)	H (t)	M (t-m)	Pu Max (t)	Hu Max (t)	Mu max (t-m)	Pu Min (t)	Hu Min (t)
CC	28.90		9.399	28.90		9.399	28.90	9.399
EH		27.252	38.153		27.252	38.153		27.252
EV	75.400		50.924	75.400		50.924	75.400	50.924
LS	5.140	9.820	20.839	5.140	9.820	20.839	5.140	9.820
EQ								
S			105.193		37.08	105.193		37.08

Estado Límite de RESISTENCIA I								
Resistencia I	P (t)	H (t)	M (t-m)	Pu Max (t)	Hu Max (t)	Mu max (t-m)	Pu Min (t)	Hu Min (t)
CC	28.90		9.399	30.225		11.149	20.582	8.459
EH		27.252	38.153		40.876	51.23	24.527	34.330
EV	75.400		50.924	101.870		68.740	75.400	50.924
LS	5.140	9.820	20.839	9.008	17.190	38.115	9.008	17.190
EQ								
S			147.112		68.377	147.112		68.377

Estado Límite de EVENTO EXTREMO I								
Ev. Extremo I	P (t)	H (t)	M (t-m)	Pu Max (t)	Hu Max (t)	Mu max (t-m)	Pu Min (t)	Hu Min (t)
CC	43.95		13.995	38.225		17.749	28.582	8.459
EH		27.252	38.153		40.876	51.23	24.527	34.330
EV	75.400		50.924	101.870		68.740	75.400	50.924
LS	5.140	9.820	20.839	2.574	4.914	10.510	2.574	4.914
EQ				20.240	47.457	20.240	20.240	47.457
S			140.877		79.794	140.877		79.794

CONTINUAR CÁLCULO >>

4 CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA

4.1 GEOLOGÍA REGIONAL

El Departamento de Sucre, hace parte de la región noroccidental de Colombia, la cual ha tenido una gran complejidad estructural y sedimentaria producto de la estrecha interrelación y evolución tectono-sedimentaria de la esquina noroccidental de Suramérica, donde la interacción de las placas de Nazca, Caribe y suramericana, ha jugado un papel preponderante desde finales del Mesozoico.

El departamento comprende dos regiones morfoestructurales con características geológicas diferentes, las cuales corresponden de sur a norte a la Cuenca San Jorge-Plato y al llamado Terreno Sinú - San Jacinto (Duque, 1984). Este terreno se constituye de dos cuñas de materiales sedimentarios (Cinturones de San Jacinto y Sinú), caracterizados por presentar pliegues anticlinales estrechos y sinclinales amplios. No obstante, lo anterior, las unidades litoestratigráficas presentes en el departamento hacen parte exclusivamente del llamado Cinturón de San Jacinto, que constituye la parte montañosa al noroccidente, donde se hallan las rocas aflorantes más antiguas que hacen parte de la Formación Cansona, de edad Cretáceo superior, compuesta por limolitas color crema, cherts y areniscas conglomeráticas, de ambientes marinos profundos asociadas a rocas volcánicas.

4.2 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

LINEAMIENTO SAN JORGE

En la plancha 53 Magangué, es un rasgo con dirección NE que atraviesa la plancha de SW a NW, el lineamiento está marcado por un cambio fuerte en la dirección del curso del Río Magdalena de una tendencia NW a tendencia NE a la altura de la población de Magangué y se puede seguir hacia el SW a un tramo rectilíneo del Río San Jorge a la altura de Santiago Apóstol. Este lineamiento es llamado Falla de Ayapel por Page (1986) en Ujueta (2007), la cual sería una falla normal con buzamiento al SE, que es asociada a un control del Río San Jorge en cercanías a la desembocadura al Río Magdalena al sur de plancha 53 Magangué. Sin embargo, durante los trabajos de campo en la plancha 53 Magangué no se encontraron evidencias de deformación que apoye la Falla de Ayapel.

LINEAMIENTO DE LOBA

En la plancha 53 Magangué se observa un rasgo de dirección NW que se identifica en la parte oriental de la plancha por un tramo rectilíneo del Brazo de Loba del Río Magdalena y que llegaría hasta el lineamiento de San Jorge, Duque-Caro (1980) denomina este rasgo como Lineamiento de Loba, posteriormente este lineamiento es denominado Falla Chicagua y es caracterizada como una falla normal con buzamiento al SO (Page (1986) en Ujueta (2007)), en el Mapa geológico de Colombia de 1988 es nombrado Falla de Loba (Ingeominas (1988) en Ujueta (2007)). No se encontraron evidencias de deformación asociadas que apoyen la idea de una falla en este sector

4.2.1 FORMACIONES GEOLÓGICAS

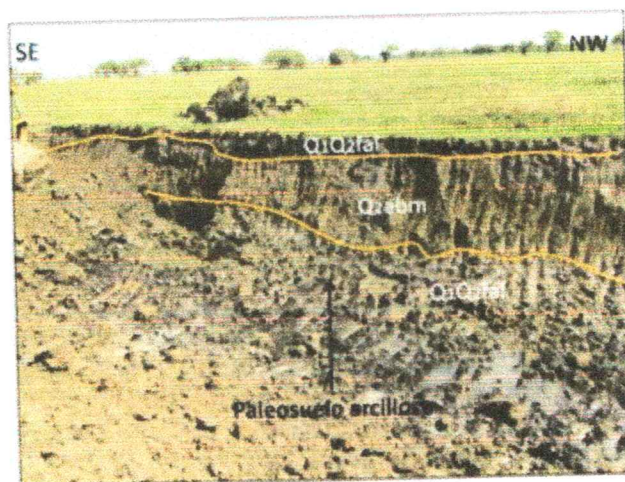
FORMACIÓN BETULIA (Q1b) El primer autor que describe las unidades que hoy se denominan Grupo Sincelejo fue Beck (1921), nombrándolas como Formación San Antonio. Posteriormente Werenfels (1926) renombra la parte superior como Sincelejo Sandstone, conformada por los sedimentos arenosos pobremente consolidados y discordantes sobre Sabana Sandstone (sedimentos arcillosos). Kassem et al. (1967), dividieron la secuencia en las formaciones Sincelejo Superior y Sincelejo Inferior e indican que los cambios faciales rápidos hacia el norte, permiten dividir la secuencia en tres unidades: Sincelejo, Morroa y Betulia, sin mayor precisión en cuanto a localidad tipo. El nombre se deriva de la población de Betulia en el departamento de Sucre. Clavijo et al. (1998 a, b), retoman las divisiones de Formación Sincelejo y Formación Betulia y Clavijo & Barrera (2001), describen la Formación Sincelejo incluyendo el Sincelejo Inferior, el Sincelejo Superior y la Formación Morroa; adicionalmente cartografiaron la Formación Betulia, independiente de la Formación Sincelejo. Forero et al. (1997a,b), consideran la presencia de dos unidades: la primera corresponde a los alrededores de Sincelejo con nomenclatura N2-Sc (Sincelejo) del Plioceno Medio, compuesta por conglomerados y arenitas líticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas; la segunda unidad es cuaternaria (Q1-l) y está compuesta por arcillas, turbas, arcillas arenosas con niveles delgados de gravas y localmente, capas de diatomitas. Rodríguez et al. (2011, 2012) y Bermúdez et al. (2012), utilizan el termino Grupo Sincelejo, dividiéndolo en los Miembros Inferior y Superior, este último aflora en el sector oriental de la Plancha 62 – La Yc, que de acuerdo con Rodríguez et al. (2013), corresponde a lo que Clavijo y Barrera (2001), denominaron Formación Betulia. Consideran que la ausencia de buenas exposiciones y la presentación subhorizontal de los estratos impiden una buena diferenciación cartográfica. Lazala & Parra (2010), dividen el Grupo Sincelejo de base a techo, en Formación Sincelejo, Formación Morroa para la parte media y Formación Betulia también llamada Formación Caucasia para la parte superior.

Distribución geográfica y expresión geomorfológica La parte superior de la Formación Betulia aflora en el costado occidental de la Plancha 63 – San Marcos, entre los cascos urbanos de los municipios de San Marcos al sur y Morroa y San Benito Abad al norte; cubre un área aproximada de 530 km² (Cuadrículas A-1, A-4, B-1, B-2, C-1, E-1 y F1).

La unidad presenta una morfología de montículos de cerros residuales muy bajos, que corresponden a las zonas de mayor altura topográfica en la plancha, disectados por la erosión que causan las aguas lluvia, pues éstas disgregan el material y lo movilizan hacia las áreas circundantes.

La Formación Betulia está compuesta por niveles que varían de conglomerados a areniscas conglomeráticas, areniscas arcillosas con gravas y arcillolitas arenosas a arcillolitas. En el área no está expuesta la totalidad de la secuencia; por lo general, los afloramientos son escasos y no superan los 20 m de espesor, estos factores dificultan definir la continuidad lateral de las capas y el levantamiento de una columna estratigráfica generalizada de la unidad. En los afloramientos visitados se observó que la unidad se compone de capas intercaladas e irregulares, subhorizontales, con espesores entre 0,1 m y 4 m, con variación lateral que hace que se presenten como capas lentiformes, como se observa en Los Cayitos y en la cantera Las Mercedes.

Litología Las llanuras de inundación hacen parte de la llanura aluvial en la confluencia de los ríos Cauca y Magdalena (Brazo de Loba) y están compuestas por intercalaciones e interdigitaciones de arenas finas a muy finas, limos y arcillas de color gris a gris claro (N7) que por oxidación varían a gris amarillento (5Y 7/2) a marrón amarillento moderado (10YR 5/4). Estos sedimentos están interdigitados con los del Abanico Aluvial de La Mojana y con los Depósitos fluviolacustres, por lo que en la secuencia aparecen niveles de arcillas de color gris claro (N7) que cambian tajantemente a gris oscuro (N3) por presencia de materia orgánica, que indica la existencia de paleosuelo (Fotografía 10).



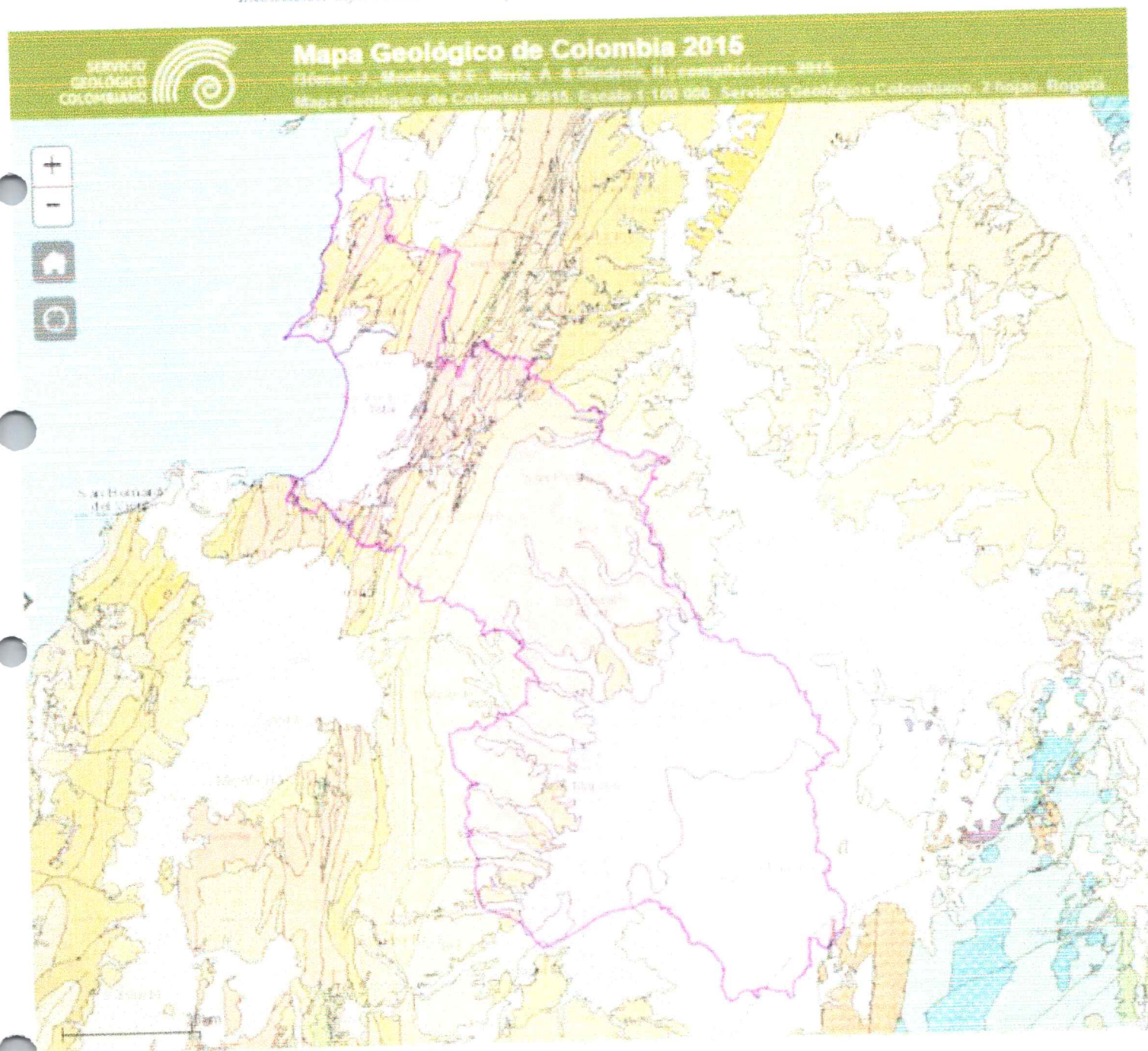
Fotografía 10. Arcillas grises de Llanura de inundación (Q1Q2fal) sobre arenas finas micáceas a limo arcillosas del Abanico Aluvial de La Mojana (Q2abm).

Estación ABM-0118, 1 478 484m.N y 930 924 m.E.

4.2.2 PLANO GEOLÓGICO DE DEPARTAMENTO DE SUCRE

En el departamento de sucre según el plano geológico, se encuentran las siguientes formaciones del suelo:

Ilustración 3. formaciones en departamento de sucre según el plano geológico.



FUENTE: MAPA GEOLOGÍA DE COLOMBIA 2015

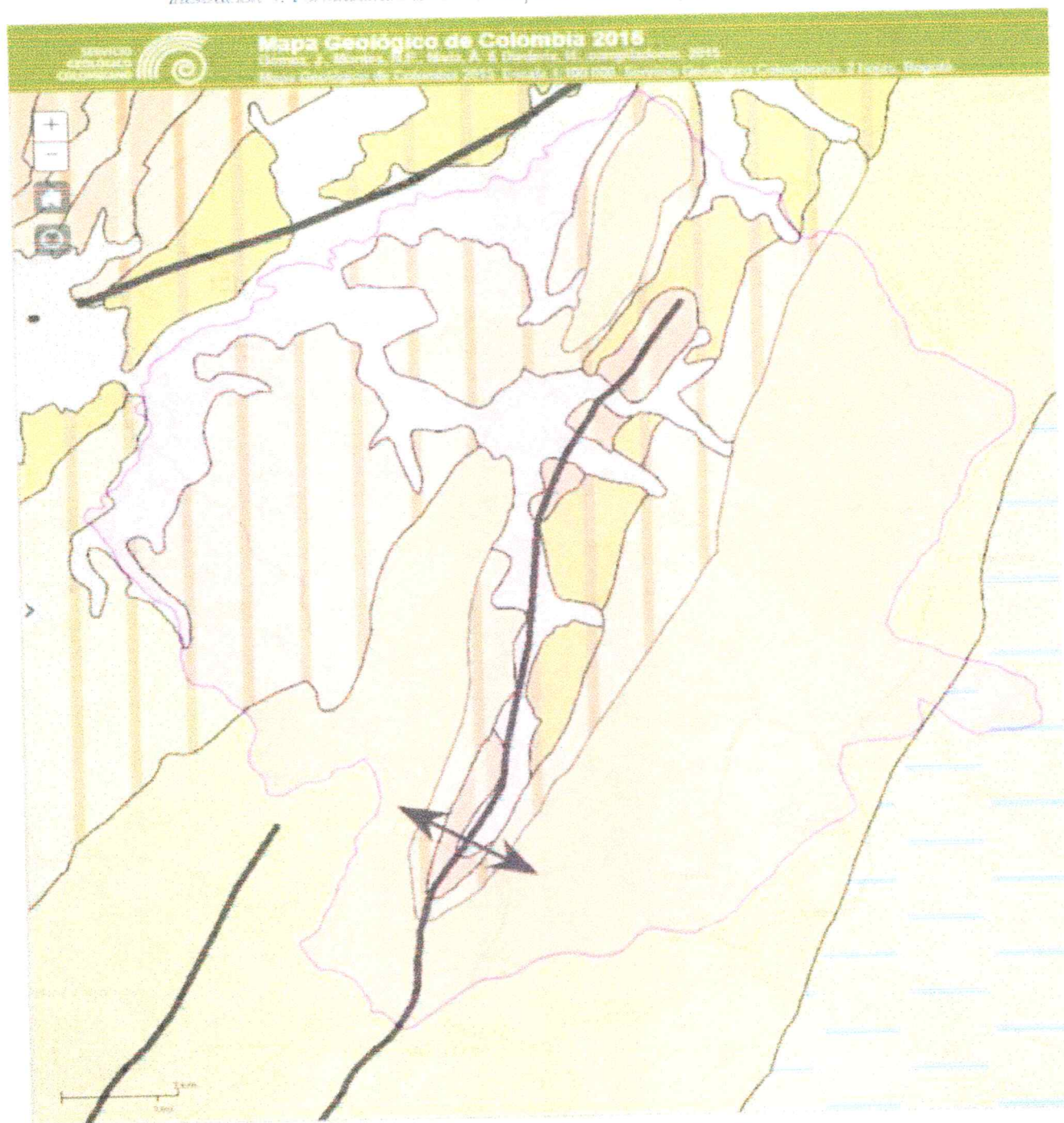
wu.ingenieriadesuelos@gmail.com

ESTUDIO GEOLOGICO GEOTECNICO Y DE SUELOS
CELULAR 3006209972

4.2.3 PLANO GEOLÓGICO DEL MUNICIPIO DE MORROA

En el Municipio De Morroa según el plano geológico, se encuentran las siguientes formaciones del suelo:

Ilustración 4. Formaciones En El Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.



FUENTE: MAPA GEOLOGÍA DE COLOMBIA 2015

4.3 GEOLOGÍA LOCAL

El municipio de Morroa se encuentra ubicado en la región Caribe de Colombia, dentro del departamento de Sucre. Geológicamente, la zona pertenece a la subcuenca de Sincelejo, dentro de la cuenca del Valle Inferior del Magdalena, donde predominan formaciones sedimentarias del Neógeno y depósitos recientes del Cuaternario.

Unidades Geológicas

Las principales unidades geológicas presentes en el municipio son:

Formación Sincelejo (Neógeno): Compuesta principalmente por areniscas de grano medio a grueso, intercaladas con lutitas grisáceas y niveles calcáreos. Esta formación es de gran interés paleontológico debido a la presencia de fósiles de vertebrados, lo que indica condiciones deposicionales de ambientes fluviales y lacustres en el pasado.

Depósitos Cuaternarios: Se encuentran depósitos de origen aluvial y coluvial, conformados por arcillas, limos y arenas. Estos sedimentos recientes se han acumulado por procesos de erosión y transporte fluvial, generando suelos con características variables en términos de estabilidad y capacidad portante.

Hidrogeología

Uno de los aspectos más relevantes de la geología local es la presencia del acuífero Morroa, una formación hidrogeológica de alta importancia en la región, ya que abastece de agua potable a Sincelejo y otros municipios. Este acuífero está compuesto por materiales sedimentarios permeables, permitiendo el almacenamiento y circulación de aguas subterráneas.

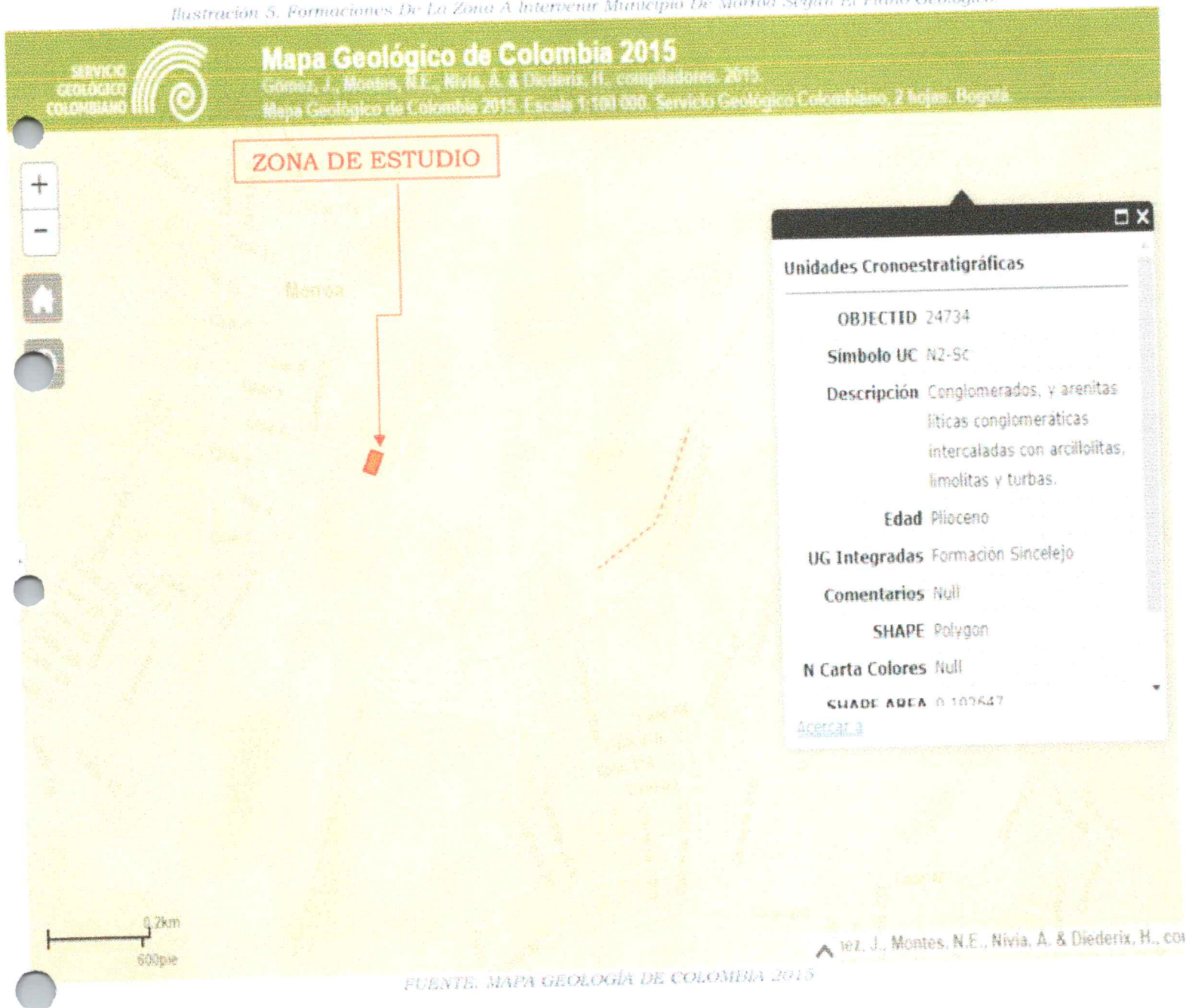
Geotecnia y Estabilidad del Terreno

Desde el punto de vista geotécnico, los suelos del municipio presentan una combinación de arcillas expansivas y arenas limosas, lo que puede generar problemas de asentamientos diferenciales y expansión volumétrica en estructuras. Se recomienda la realización de estudios detallados de mecánica de suelos antes de desarrollar obras de infraestructura, especialmente en zonas donde predominan suelos arcillosos.

4.3.1 PLANO GEOLÓGICO DEL LOTE A INTERVENIR

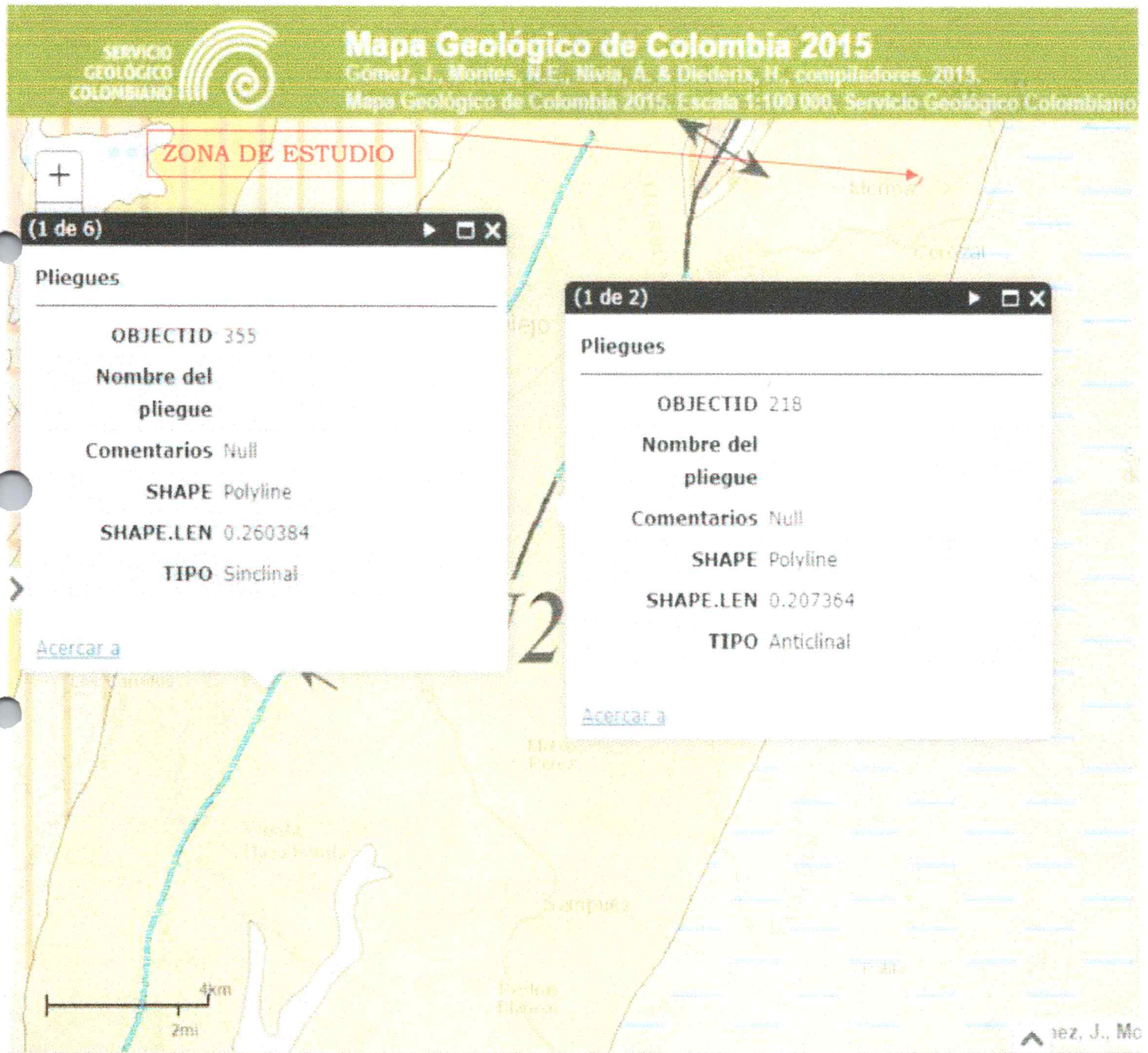
En el Municipio De Morroa, en la zona del lote a intervenir, según el plano geológico, se encuentra la Unidad Cronoestratigráfica identificada como **N2-Sc**. Esta unidad geológica se caracteriza por la presencia de Conglomerados, y arenitas líticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas.

Ilustración 5. Formaciones De La Zona A Intervenir Municipio De Morroa Según El Plano Geológico.



4.4 FALLA Y PLIEGUES GEOLÓGICOS

Ilustración 6. Plano de fallas geológicas



FUENTE: MAPA GEOLOGÍA DE COLOMBIA 2015

Sinclinal de Sincelejo

El Sinclinal de Sincelejo es una estructura geológica ubicada en el departamento de Sucre, Colombia, con una longitud aproximada de 12 km y una dirección SSW-NNE (Sur-Suroeste a Norte-Noreste). Se encuentra visible tanto al sur como al norte de Sincelejo y ha sido identificado en estudios geológicos representados en la Plancha 44, H-5 y la Plancha 52, A-4 del Servicio Geológico Colombiano.

Características Geológicas

Tipo de estructura: Se trata de un sinclinal, es decir, una deformación tectónica donde los estratos más recientes se encuentran en el núcleo y los más antiguos en los flancos.

Litología: Está conformado principalmente por secuencias sedimentarias del Neógeno y el Cuaternario, predominando areniscas, lutitas y depósitos aluviales.

Importancia hidrogeológica: Su configuración estructural favorece la presencia y almacenamiento de agua subterránea, siendo fundamental en la recarga del acuífero Morroa, que abastece de agua a Sincelejo y municipios aledaños.

Anticlinal del Cedro (Providencia)

El Anticlinal del Cedro, también conocido como Anticlinal de Providencia, es una estructura geológica ubicada en el noreste del área de la Plancha 44, al oriente de Don Gabriel (coordenadas aproximadas B-7, A-8 según la cartografía del Servicio Geológico Colombiano).

Características Geológicas

Extensión: Tiene una longitud aproximada de 11 km.

Tipo de pliegue: Se trata de un pliegue parcialmente invertido, lo que indica que ha sido afectado por esfuerzos tectónicos que han modificado su geometría original.

Estructura: Presenta cierres en ambos extremos de su eje, lo que sugiere una configuración de pliegue bien definida con deformaciones en sus extremos.

Fallas asociadas: El eje del anticlinal está fraccionado por fallas transversales, lo que indica actividad tectónica que ha afectado la estabilidad y disposición de los estratos en la zona.

Litología: Su núcleo está compuesto por areniscas y lodolitas pertenecientes a la Formación San Jacinto, la cual es característica del cinturón de deformación del Sinú-San Jacinto y está compuesta por materiales sedimentarios de origen marino y continental.

4.5 GEOMORFOLOGÍA.

El municipio de Morroa, ubicado en el departamento de Sucre, Colombia, presenta una geomorfología influenciada por su posición dentro del Cinturón de San Jacinto, una unidad estructural y fisiográfica asociada a la zona de transición entre la Depresión Momposina y los Montes de María.

Desde el punto de vista geomorfológico, el territorio de Morroa está caracterizado por:

Superficies de lomerío y colinas suaves: Predominan elevaciones de baja a media altura con pendientes moderadas, modeladas por procesos erosivos y tectónicos.

Terrazas y depósitos aluviales: Se encuentran en sectores más bajos, formadas por la acumulación de sedimentos transportados por los drenajes locales.

Formaciones estructurales plegadas: La presencia del Sinclinal de Sincelejo y del Anticlinal del Pital condiciona el relieve del área, generando alineaciones topográficas alargadas.

Sectores de interfluvios y drenajes dendríticos: La red hidrográfica presenta un patrón irregular con pequeños arroyos estacionales que han contribuido al modelado del paisaje.

4.6 CARACTERÍSTICAS CLIMATOLÓGICAS

El municipio de Morroa, ubicado en el departamento de Sucre, Colombia, presenta un clima característico de la región Caribe colombiana. Según el Instituto de Hidrología, Meteorología y Estudios Ambientales (IDEAM), Morroa se clasifica dentro de la zona de vida de bosque seco tropical.

Temperatura

Promedio anual:

La temperatura media en Morroa es de aproximadamente 27 °C.

Variaciones diurnas:

Durante el día, las fluctuaciones térmicas son mínimas; sin embargo, en las noches, los cambios son más notables.

Extremos térmicos:

En la temporada seca, las temperaturas pueden alcanzar hasta 40 °C, mientras que en los periodos lluviosos pueden descender hasta 12 °C.

Precipitación

Estacionalidad:

Morroa experimenta una estación húmeda y una estación seca bien definidas.

Estación húmeda:

Durante esta fase, el cielo suele estar mayormente nublado, y se registra la mayor cantidad de precipitaciones anuales.

Estación seca:

Caracterizada por cielos parcialmente despejados y una notable reducción en las lluvias.

Humedad y Nubosidad

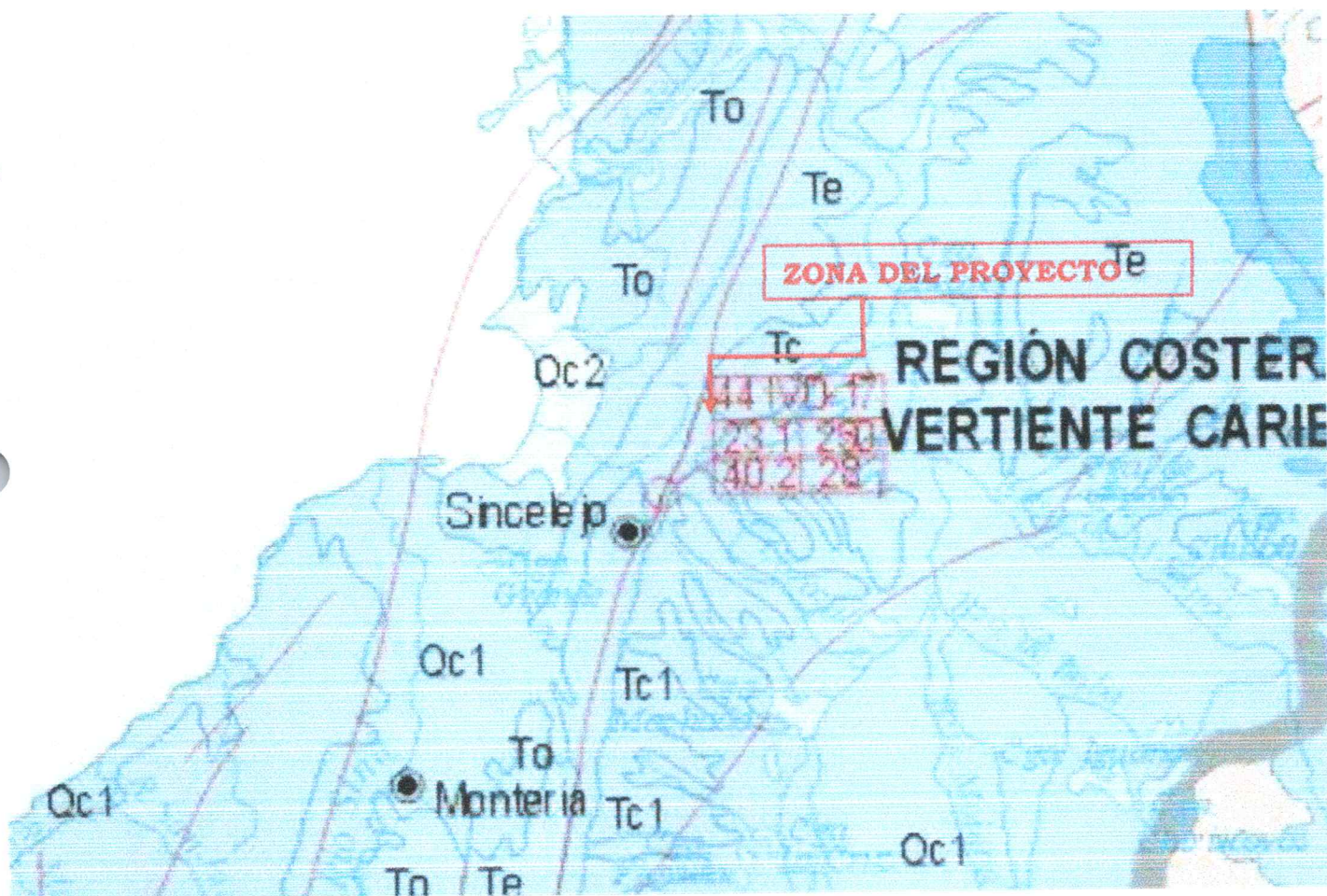
Humedad: La proximidad a los Montes de María y la influencia de corrientes de aire cargadas de humedad desde el occidente contribuyen a niveles de humedad relativa elevados, especialmente durante la estación húmeda.

Nubosidad: La cobertura nubosa varía estacionalmente, con periodos más despejados en la estación seca y mayor nubosidad en la húmeda.

4.7 CARACTERIZACIÓN HIDROGEOLÓGICA

Los suelos de la zona en estudio se localizan sobre el sector Hidrogeológico denominado **Tc**, correspondiente a Rocas sedimentarias de ambientes continental y transicional, del Terciario superior, conglomerados, areniscas Y arcillitas.

Ilustración 7. Mapa Hidrogeológico de Colombia 2002 Ideam



FUENTE: Mapa Hidrogeológico de Colombia 2002 Ideam.

5 INFORMACIÓN DEL SUBSUELO

El subsuelo o sustrato es la capa de suelo debajo de la capa superficial de la tierra.

El subsuelo puede incluir estrato como arcilla y/o arena, que solo han sido parcialmente desglosadas por aire, luz solar, agua, viento, entre otros, para producir suelo verdadero. Debajo del subsuelo está el sustrato, que puede ser rocoso, de sedimentos o depósitos eólicos, en gran medida afectados por factores formadores de suelo activo en el subsuelo. El subsuelo contiene partículas parcialmente degradadas, por lo general, de un tono más claro de color marrón o amarillo y contiene las raíces profundas de las plantas grandes, como los árboles.

5.1 TRABAJO DE CAMPO

Para la estructura del Box Culvert, se realizaron dos sondeos con recuperación de muestras a cada metro de profundidad. Los ensayos de campo indicaron una consistencia dura, característica que fue corroborada mediante los resultados del ensayo SPT.

5.2 CARACTERIZACIÓN GEOTÉCNICA

Para la zona en estudio se realizó unos sondeos correspondientes a la siguiente estructura Box Culvert, para una profundidad de 6m con los parámetros establecidos en los requerimientos de la Normativa INVIAS, Norma Colombiana de Diseño de Puentes CCP-14 y además de teorías obtenidas de investigadores a través de lo historia por diversos autores.

Tabla 2. Resumen de sondeos realizados para el proyecto

ESTRUCTURA	N° DE SONDEOS	PROFUNDIDAD
Box Culvert	2	6 metros

Descripción de las Perforaciones

Se realizaron dos perforaciones en el sitio de estudio con el objetivo de caracterizar el subsuelo y evaluar su capacidad portante. Durante el proceso de perforación, se presentaron rechazos a profundidades menores a las previstas, lo que indica la presencia de estratos de alta densidad o resistencia significativa en dichas profundidades.

- ✚ Perforación 1 y 2: Se planificó con un alcance de 6 metros; sin embargo, el terreno presentó rechazo a los 4 metros, impidiendo la continuidad de la perforación.

5.3 LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS REALIZADOS

ESTRUCTURAS BOX CULVERT.

Tabla 3. Coordenadas Sondeos Para La Estructuras De Box Culvert.

LOCALIZACION DE LOS SONDEOS				
ESTRUCTURA	SONDEO	UBICACIÓN	N	O
BOX CULVERT	S1	MORROA	9°19'56.69"N	75°18'13.02"O
	S2	MORROA	9°19'57.79"N	75°18'12.84"O

Ilustración 8. Plano Localización De Sondeos Para La Estructuras De Box Culvert.



5.4 RESUMEN PROPIEDADES DE LOS SONDEOS

ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

Tabla 4. Resumen Y Propiedades De Los Sondeos Para La Box Culvert.

ESTRUCTURA	SONDEO	TRAMO	PROF [m]	L.L [%]	L.P [%]	I.P [%]	W [%]	RETENIDO 200 [gr]	PESO UNITARIO HUMEDO [KN/M³]	PESO UNITARIO SECO [KN/M3]	TIPO DE SUELO
BOX CULVERT	S1	MORROA	1.00	0.00	0.00	0.00	13.34	25.83	17.66	15.58	SM
			2.00	0.00	0.00	0.00	10.53	17.47	16.10	14.57	SM
			3.00	0.00	0.00	0.00	12.61	14.67	17.07	15.16	SM
			4.00	0.00	0.00	0.00	12.06	14.31	17.82	15.91	SM
	S2	MORROA	1.00	0.00	0.00	0.00	13.87	11.86	18.27	16.05	SP-SM
			2.00	0.00	0.00	0.00	13.60	21.93	17.66	15.55	SM
			3.00	0.00	0.00	0.00	14.05	14.15	17.12	15.01	SM
			4.00	0.00	0.00	0.00	14.34	17.88	17.82	15.58	SM

Las Perforaciones fueron realizadas el día 21 de febrero del 2025 por **WILMER URIBE**.

5.5 PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

Tabla 5. Perfil estratigráfico de los sondeos Para La Estructuras De La Box Culvert.

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS						
ESTRUCTURA	SONDEO	TRAMOS	PROF. [m]	NIVEL FREÁTICO	PROF. [m]	ESTRATIGRAFÍA
BOX CULVERT	S1	MORROA	1.00	NO	-	SM
			2.00			SM
			3.00			SM
			4.00			SM
	S2	MORROA	1.00	NO	-	SP-SM
			2.00			SM
			3.00			SM
			4.00			SM

5.6 TOPOGRAFÍA
 no se presentan diferencias altimétricas en las zonas del proyecto.

5.7 NIVEL FREÁTICO
 No se halló una superficie o nivel estático de agua freático en la zona del box culvert.

5.8 CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

5.8.1 SUELOS EXPANSIVOS

Como característica especial, todas las arcillas tienen, de una forma u otra, la propiedad de contraerse cuando pierden humedad y de expandirse cuando la ganan de nuevo según las condiciones ambientales.

Como minerales activos se reconocen la montmorillonita, la vermiculita y algunas variedades de haloisita; la particularidad de éstos radica en que tienen la propiedad de "absorber" moléculas de agua dentro de su propia estructura molecular.

Los daños que presentan las edificaciones cimentadas superficialmente en estos suelos se manifiestan progresivamente mediante fisuramientos, agrietamientos y giros de conjunto de los muros y elementos estructurales, a causa de movimientos desiguales de sus cimientos, especialmente en los años de prolongados periodos de verano e invierno, como los causados por los fenómenos del Niño y de la Niña.

Identificación de los suelos expansivos.

Se debe observar el comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, pérdida de verticalidad, fisuras, etc., como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del subsuelo. Si el reconocimiento se realiza en verano, se debe verificar la existencia de grietas en la superficie del terreno, tanto en la dirección vertical como horizontal.

En los mapas e informes de suelos del Instituto Geográfico Agustín Codazzi (IGAC) es posible identificar áreas donde existan suelos potencialmente expansivos, los cuales se denominan "vertisoles" o suelos con "característica vérticas". En la taxonomía agrológica se identifican con el sufijo "ert" o con la palabra "Vertic". (Por ejemplo: Udert, Haplustert; Vertic Paleoudult, etc): Los mapas geológicos y geomorfológicos del área, y especialmente las fotografías aéreas estereoscópicas, son útiles para la identificación de paleocauces que se encuentran cubiertos por eventos naturales o antrópicos en los procesos urbanísticos. Estos paleocauces pueden ocasionar importantes incrementos en el contenido de agua del subsuelo durante las temporadas de lluvias, y por lo tanto altas expansiones y posteriores contracciones diferenciales en el terreno durante el verano. Se debe verificar y precisar su localización, profundidad, dimensiones y materiales, mediante técnicas de exploración directas o indirectas.

Se debe evaluar el régimen de las aguas subterráneas, el nivel freático y las probables fluctuaciones durante la vida útil del proyecto, dado que estas condiciones son muy importantes para definir la profundidad de la zona activa.

Se debe realizar la exploración de campo de acuerdo a los requisitos establecidos en el Capítulo H.3 de la NSR-10. Por lo menos el 50 % de los sondeos deben reconocer suficientemente los materiales que se encuentran por debajo de la zona activa.

En la tabla H.9.1-1 de la NSR-10, se reproducen los criterios de laboratorio más aceptados para el reconocimiento de los suelos expansivos basados en altos valores del límite líquido, del índice de plasticidad, contenido de partículas coloidales y bajos valores del límite de contracción. Estos criterios deben verificarse en el laboratorio mediante ensayos de las propiedades índices correspondientes y de expansión en el consolidómetro.

Tabla 6. Clasificación de suelos expansivos

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

Potencial de expansión	Expansión (%) medida en consolidómetro bajo presión vertical de 0.07 kgf/cm ²	Límite líquido L.L., en (%)	Límite de contracción en (%)	Índice de plasticidad, IP, en (%)	Porcentaje de partículas menores de una micra (μ)	Expansión libre EL en (%), medida en probeta
Muy alto	> 30	> 63	< 10	> 32	> 37	> 100
Alto	20 - 30	50 - 63	6 - 12	23 - 45	18 - 37	> 100
Medio	10 - 20	39 - 50	8 - 18	12 - 34	12 - 27	50 - 100
Bajo	< 10	< 39	> 13	< 20	< 17	< 50

Para la verificación del potencial de expansión de los suelos presentes en los distintos sondeos, se realizó una evaluación con base al límite líquido determinado en las muestras de suelo recolectadas en los diferentes puntos.

Tabla 7. Valores de referencia del límite líquido para determinación del potencial de expansión de los suelos

LÍMITE LÍQUIDO	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
mayor a 63	muy alto
entre 50 y 63	alto
entre 39 y 50	medio
menor a 39	bajo

ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

Tabla 8. Potencial de expansión del suelo Para La Estructuras De La Box Culvert.

POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS					
ESTRUCTURA	SONDEO	TRAMO	PROF [m]	L.L[%]	POTENCIAL DE EXPANSIÓN
BOX CULVERT	S1	MORROA	1.00	0.00	BAJO
			2.00	0.00	BAJO
			3.00	0.00	BAJO
			4.00	0.00	BAJO
	S2	MORROA	1.00	0.00	BAJO
			2.00	0.00	BAJO
			3.00	0.00	BAJO
			4.00	0.00	BAJO

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

5.8.2 SUELOS COLAPSABLES

GENERALIDADES

Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (carbonato de calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan

TIPOS DE SUELOS COLAPSABLES

Se distinguen cuatro tipos principales de suelos colapsables, a saber:

- (a) Suelos aluviales y coluviales — Depositados en ambientes semi-desérticos por flujos más o menos torrenciales, tienen con frecuencia una estructura inestable (suelos metastables).
- (b) Suelos eólicos — Depositados por el viento, son arenas y limos arenosos con escaso cemento arcilloso en una estructura suelta o inestable. Reciben el nombre genérico de "loess" en las zonas templadas.
- (c) Cenizas volcánicas — Provenientes de cenizas arrojadas al aire por eventos recientes de actividad volcánica explosiva, conforman planicies de suelos limosos y limo-arcillosos con manifiesto carácter metastable.
- (d) Suelos residuales — Derivados de la descomposición in-situ de minerales de ciertas rocas, son luego lixiviados por el agua y pierden su cemento y su sustento por lo cual también terminan con una estructura inestable.

IDENTIFICACIÓN DE COLAPSABILIDAD

Se identifica la colapsabilidad 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. La evaluación se puede hacer mediante la siguiente formulación

Tabla 9. Identificación De Colapsabilidad.

COLAPSABILIDAD DE LOS SUELOS									
ESTRUCTURA	SONDEO	TRAMO	PROF (M)	PESO ESPECÍFICO SECO (KN/m3)	L.L [%]	Gs	γ_{crit} [kN/m3]	FS	REVISIÓN COLAPSO
BOX CULVERT	S1	MORROA	1.00	15.58	0.00	1.00	10.00	1.56	No colapsable
			2.00	14.57	0.00	1.00	10.00	1.46	No colapsable
			3.00	15.16	0.00	1.00	10.00	1.52	No colapsable
			4.00	15.91	0.00	1.00	10.00	1.59	No colapsable
	S2	MORROA	1.00	16.05	0.00	1.00	10.00	1.60	No colapsable
			2.00	15.55	0.00	1.00	10.00	1.55	No colapsable
			3.00	15.01	0.00	1.00	10.00	1.50	No colapsable
			4.00	15.58	0.00	1.00	10.00	1.56	No colapsable

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

5.8.3 EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

MÉTODOS DE EVALUACIÓN DEL POTENCIAL DE LICUACIÓN

Para la evaluación del potencial de licuación y de las deformaciones permanentes, se deben emplear técnicas de laboratorio y/o ensayos de campo, que correspondan a metodologías determinísticas o probabilísticas actualizadas reconocidas internacionalmente.

En suelos finos, por su comportamiento particular, podrá verificarse mediante relaciones que incluyan el IP, W_n/LL , y demás parámetros sugeridos por las metodologías modernas sobre el tema.

Evaluación de la Susceptibilidad a la Licuefacción de Suelos de Grano Fino Jonathan D. Bray y Rodolfo B. Sancio,

se centra en evaluar el potencial de licuefacción de los suelos de grano fino. Este fenómeno generalmente implica una pérdida temporal de la resistencia al corte y un aumento de la deformabilidad debido a la presión de poros excesiva generada bajo carga ciclica, como la causada por actividad sísmica.

La investigación establece varios criterios basados en la relación entre el contenido de agua y el limite liquido (w_c/LL) y el índice de plasticidad (PI) para predecir la susceptibilidad a la licuefacción. Sus hallazgos sugieren que:

- ✚ Los limos no plásticos o de baja plasticidad y los limos arcillosos con una alta relación w_c/LL (generalmente ≥ 0.85) son más propensos a la licuefacción, particularmente bajo cargas ciclicas significativas.
- ✚ Los suelos de plasticidad moderada (PI entre 12 y 18) también pueden ser susceptibles si w_c/LL es ≥ 0.8 , especialmente bajo sacudidas intensas.
- ✚ Los suelos con $PI > 18$ y $w_c/LL < 0.8$ son generalmente menos susceptibles.

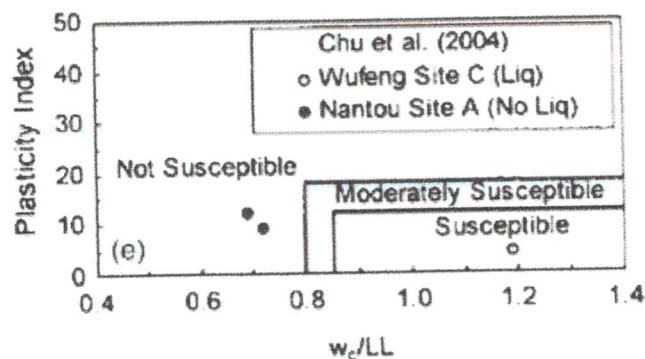


Tabla 10. Evaluación Del Potencial De Licuación.

POTENCIAL DE LICUACIÓN DE LOS SUELOS								
ESTRUCTURA	SONDEO	TRAMO	PROF (M)	W [%]	LL [%]	IP [%]	W/LL	REVISIÓN LICUACIÓN
BOX CULVERT	S1	MORROA	1.00	13.34	0.00	0.00	13341.54	Si Susceptible
			2.00	10.53	0.00	0.00	10530.57	Si Susceptible
			3.00	12.61	0.00	0.00	12609.52	Si Susceptible
			4.00	12.06	0.00	0.00	12057.04	Si Susceptible
	S2	MORROA	1.00	13.87	0.00	0.00	13865.62	Si Susceptible
			2.00	13.60	0.00	0.00	13603.41	Si Susceptible
			3.00	14.05	0.00	0.00	14050.81	Si Susceptible
			4.00	14.34	0.00	0.00	14344.54	Si Susceptible

Dado que en los sondeos presenta susceptibilidad se realizará la verificación de licuación.

5.8.4 SUELOS DISPERSIVOS O ERODABLES

Los suelos erodables no se presentaron ya que no se hallaron estratos de arenas finas, limos no cohesivos y depósitos eólicos, tal como lo exige la NSR 10 en su sección H.9.2.2 inciso b.

No se vio presencia de suelos dispersivos ya que no se hallaron en la zona de construcción fallas por tubificación, erosión en las pendientes presentes en el tramo de vía, grietas o cárcavas por efecto de erosión, además se realizaron ensayos de crumb sobre suelos cohesivos en los cuales no se presentó ninguna reacción.

6 DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO.

6.1 ENSAYO SPT PARA DETERMINACIÓN DE PROPIEDADES MECÁNICAS

El ensayo de penetración estándar o SPT (del inglés Standard Penetration Test), es un tipo de prueba de penetración dinámica, empleada para ensayar terrenos en los que se quiere realizar un reconocimiento geotécnico.

Constituye el ensayo o prueba más utilizada en la realización de sondeos, y se realiza en el fondo de la perforación.

Se realizaron ensayos de penetración estándar utilizando la norma ASTM D 1586, que consiste en contar el número de golpes necesarios para que se introduzca a una determinada profundidad una cuchara (cilíndrica y hueca) muy robusta (diámetro exterior de 51 milímetros e interior de 35 milímetros, lo que supone una relación de áreas superior a 100, que permite tomar una muestra, naturalmente alterada, en su interior. El peso de la masa está normalizado, así como la altura de caída libre, equivalente a la norma I.N.V.E. 111.

- + Peso del martillo: 140 libras.
- + Altura de caída: 76 centímetros.
- + Penetración: 3 intervalos de 15 centímetros cada uno (6").
- + N de diseño: Sumatoria de los golpes de los últimos 30 centímetros (12").
- + Diámetro exterior del tubo: 50.8 mm.
- + Diámetro interior del muestreador en la punta: 35 mm.
- + Longitud del tubo: 75 centímetros.
- + Sistema de hincado: Malacate y polea.
- + Motor del equipo: 16 HP.
- + **Criterio de Rechazo: Más de 50 golpes para 15 centímetros (6").**

Estandarización del número de penetración estándar.

Aunque se denomina "estándar", el ensayo tiene muchas variantes y fuentes de diferencia, en especial a la energía que llega a la toma muestras, entre las cuales sobresalen (Bowles, 1988):

- 1) Equipos producidos por diferentes fabricantes.
- 2) Diferentes configuraciones del martillo de hinca, de las cuales tres son las más comunes (Figura 2): (a) el antiguo de pesa con varilla de guía interna, (b) el martillo anular ("donut") y (c) el de seguridad.
- 3) La forma de control de la altura de caída: (a) si es manual, cómo se controle la caída y (b) si es con la manila en la polea del equipo depende de: el diámetro y condición de la manila, el diámetro y condición de la polea, del número de vueltas de la manila en la polea y de la altura real de caída de la pesa.
- 4) Si hay o no revestimiento interno en la toma muestras, el cual normalmente no se usa.
- 5) La cercanía del revestimiento externo al sitio de ensayo, el cual debe ser estar alejado.
- 6) La longitud de la varilla desde el sitio de golpe y la toma muestras.
- 7) El diámetro de la perforación.
- 8) La presión de confinamiento efectiva a la toma muestras, la cual depende del esfuerzo vertical efectivo en el sitio del ensayo.

Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia E_r y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma (Bowles, 1988):

$$N_{Crr} = N * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

El cual,

N_{Crr} = valor de N corregido.

N = valor de N de campo.

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo.

n_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq n_1 \leq 1$)

n_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq n_2 \leq 1$)

n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq n_3 \leq 1$)

n_4 = factor por diámetro de la perforación (1 para $D > 5"$; 1.15 para $D = 8"$)

Corrección por Energía (n_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 " $e1$ ", sabiendo su valor N_{e2} a otra energía " $e2$ " se aplica sencillamente la relación:

$$N_{e1} = C_{e2} * \frac{e2}{e1}$$

Corrección por Confinamiento (C_n)

Este factor ha sido identificado desde hace tiempo (Gibbs y Holtz, 1957) y se hace por medio del factor C_n de forma tal que:

$$N_{Crr} = N_1 = N * C_n$$

esfuerzo vertical de referencia σ_v' como función del parámetro R_s , definido por:

$$R_s = \sigma_v' / P_a$$

Existen numerosas propuestas, entre las que se destacan las siguientes:

Peck $C_n = \log(20/R_s) / \log(20)$

Seed $C_n = 1 - 1.25 \log(R_s)$

Meyerhof-Ishihara $C_n = 1.7 / (0.7 + R_s)$

Liao-Whitman $C_n = (1/R_s)^{0.5}$

Skempton $C_n = 2 / (1 + R_s)$

Seed-Ildriss $C_n = 1 - K * \log R_s$

(Marcuson) ($K=1.41$ para $R_s < 1$; $K=0.92$ para $R_s \geq 1$)

González (Logaritmo) $C_n = \log(10/R_s)$

Schmertmann $C_n = 32.5 / (10.2 + 20.3 R_s)$

En general se recomienda que $C_n \leq 2.0$, por lo cual la formulación de Skempton es la única que cumple exactamente esta recomendación para $R_s = 0$

6.2 VERIFICACIÓN DE LICUEFACCIÓN DE SUELOS

SUSCEPTIBILIDAD A LA LICUACIÓN — Teniendo en cuenta que no todos los suelos son licuables es preciso conformar una lista de características del suelo mismo y de su circunstancia, que conducen a que sean susceptibles a la licuación:

- (a) La edad geológica es determinante: suelos del Holoceno son más susceptibles que los del Pleistoceno y la licuación de depósitos de edades anteriores no es común.
- (b) El depósito de suelo debe estar saturado, o cerca de la saturación, para que ocurra la licuación.
- (c) Depósitos fluviales, coluviales, granulares, eólicos, cuando saturados, son susceptibles de licuación.
- (d) Asimismo, pueden clasificarse como licuables los depósitos de abanicos aluviales, planicies aluviales, playas, terrazas y estuarios.
- (e) Son muy susceptibles a la licuación las arenas finas y arenas limosas, relativamente uniformes, con densidad suelta y media. Generalmente se producen grandes deformaciones del terreno y de las estructuras apoyadas, y pueden formar volcanes de arena en superficie con los correspondientes cambios volumétricos severos.
- (f) Los depósitos bien gradados con tamaños hasta de gravas, gravas arenosas y gravas areno-limosas, son menos susceptibles a licuación, pero de todas formas deben verificarse. Estos materiales también pueden generar cambios volumétricos del terreno.
- (g) Los limos, limos arcillosos y arcillas limosas, de baja plasticidad y con la humedad natural cercana al límite líquido, también son susceptibles de presentar licuación o falla cíclica. Generalmente se produce la degradación progresiva de la resistencia dinámica de los suelos finos con el número de ciclos de carga equivalente, llevándolos a la falla o generando grandes asentamientos del terreno y de las estructuras apoyadas en él.
- (h) Suelos con partículas redondeadas, son más susceptibles que suelos con partículas angulares. Suelos con partículas micáceas, propios de suelos volcánicos, son más susceptibles.

- (i) 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.

6.2.1 ANÁLISIS DEL RIESGO POR LICUACIÓN EL MÉTODO DE SEED E IDRIS.

Donde la relación de resistencia cíclica (CRR) representa la capacidad de resistencia del suelo y la relación de esfuerzo cíclico (CSR) representa la fuerza que actúan el suelo.

Cuando el valor del factor de seguridad contra licuación es menor que la unidad se presenta el fenómeno de licuación a la profundidad analizada.

Según el Building Seismic Safety Council (BSSC, 1997) cuando se usa el método de Seed e Idriss (1971) para estructuras típicas, se requiere como mínimo un valor de FS2 1.2 y en el caso de estructuras críticas un $FS \geq 1.5$.

$$FS = \frac{CRR}{CSR}$$

El cálculo del CSR se basa en la aceleración horizontal máxima y se determina por medio de un análisis de respuesta de sitio o con el procedimiento simplificado.

Por otra parte, el CRR se estima comúnmente por métodos indirectos, tales como pruebas de campo.

Determinación del CRR por métodos de campo: Método basado en el número de golpes del SPT.

A partir del estudio del comportamiento de suelos granulares saturados, Seed et al. (1982) lograron establecer una correlación entre la resistencia a la licuación y las características del terreno expresadas a través del número de golpes en la prueba de penetración estándar (Nspt).

Las curvas CRR fueron posicionadas de manera conservadora, para separar en dos regiones los datos de licuación y de no-licuación, esta gráfica fue desarrollada para suelos granulares con contenido de finos menor o igual a 5%, 15% y 35%, y es válida sólo para magnitudes de $M_w = 7.5$.

$$CRR_{7.5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10 * (N_1)_{60} + 45]^2} - \frac{1}{200}$$

Esta ecuación sólo es válida para $(N_1)_{60} < 30$ golpes, ya que para valores mayores de 30 golpes los suelos se clasifican como no licuables.

$$(N_1)_{60} = N * C_n * n_1 * n_2 * n_3 * n_4$$

El cual,

$(N_1)_{60}$ = valor de N corregido.

N = valor de N de campo.

C_n = factor de corrección por confinamiento efectivo.

n_1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq n_1 \leq 1$)

n_2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq n_2 \leq 1$)

n_3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq n_3 \leq 1$)

n_4 = factor por diámetro de la perforación (1 para $D > 5"$; 1.15 para $D = 8"$)

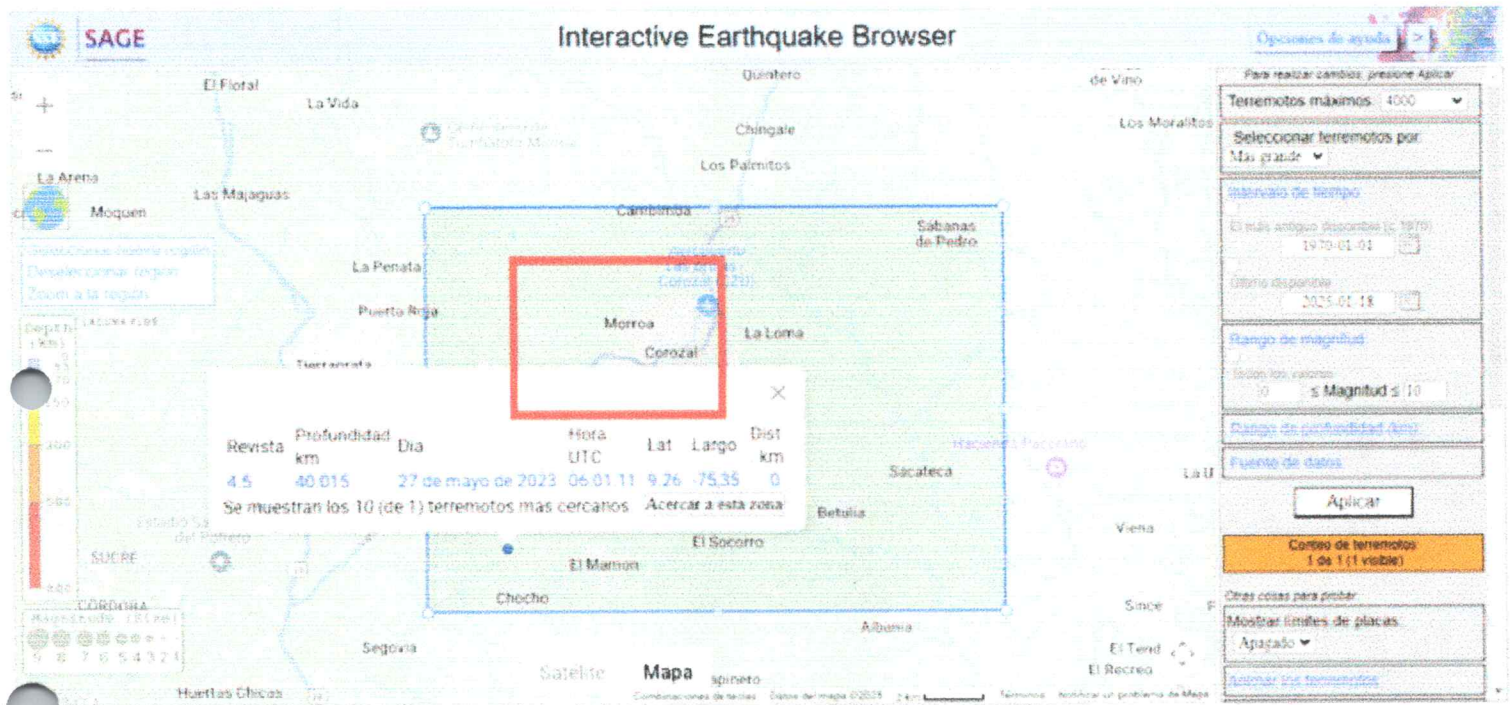
Factor de escala de la magnitud del sismo (MSF).

método de seed e idriss (1982)

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{W_M^{2.56}}$$

Nota: Se ha realizado una evaluación de la ocurrencia de sismos en la zona de influencia del proyecto, considerando un rango de fechas desde el 1 de enero de 1970 hasta la fecha del informe. Se han identificado un total de 4 sismos en este periodo.

Ilustración 9. evolución de sismos en la zona a intervenir.



Fuente: dsiris

Es la zona que está señalada en el cuadro rojo Morroa se encuentra el proyecto, lo cual muestra que no se ha evidenciado sismos cercanos, pero si embargo se realiza la verificación con el sismo ocurrido en Hato Nuevo. La magnitud del sismo es de 4.5 en la escala de Richter, por lo tanto, se llevará a cabo una evaluación de licuación considerando un sismo de magnitud 5.5 en la escala de Richter.

Determinación del CSR por el método simplificado Seed e Idriss, 1971.

$$CSR = 0,65 * \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma_v'} * r_d$$

Donde a_{max} es la aceleración máxima medida en la superficie del terreno; g , es la aceleración de la gravedad; σ_v , es el esfuerzo vertical total; σ_v' , es el esfuerzo vertical efectivo y r_d , es el factor de reducción que tiene en cuenta la deformabilidad de la columna de suelo.

$$r_d = 1 - 0,00765 Z \text{ para } z \leq 9,15$$

$$r_d = 1,174 - 0,00765 Z \text{ para } z > 9,15$$

ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

Tabla 12. Evaluación De Licuación Del Suelo Para La Estructuras De La Box Culvert.

ESTRUCTURA	SONDEO	TRAMO	PROFUNDIDAD		TIPO DE SUELO	I.P [%]	N.F	Y	Ysat	μ	σ_1	σ_1'	N _{crit}	r _d	CSR	CRR7.5	FS _{3.5}	FS	CHEQUEO
			DE	A				kg/m ²	kg/m ³	kg/m ³	kg/m ²	kg/m ²							
BOX CULVERT	S1	MORROA	0.00	1.00	SM	0.00		17.66	19.52	0.00	17.66	17.66	14	0.9924	0.129	0.162	2.77	1.5	NO LICUACION
			1.00	2.00	SM	0.00		16.10	18.51	0.00	33.76	33.76	20	0.9847	0.128	0.226	3.91	1.5	NO LICUACION
			2.00	3.00	SM	0.00		17.07	19.10	0.00	50.83	50.83	38	0.9771	0.127	0.019	0.33	1.5	NO LICUACION
			3.00	4.00	SM	0.00		17.82	19.84	0.00	68.65	68.65	45	0.9694	0.126	0.246	4.32	1.5	NO LICUACION
	S2	MORROA	0.00	1.00	SP-SM	0.00		18.27	19.99	0.00	18.27	18.27	17	0.9924	0.129	0.186	3.19	1.5	NO LICUACION
			1.00	2.00	SM	0.00		17.66	19.48	0.00	35.93	35.93	19	0.9847	0.128	0.213	3.67	1.5	NO LICUACION
			2.00	3.00	SM	0.00		17.12	18.95	0.00	53.05	53.05	26	0.9771	0.127	0.325	5.65	1.5	NO LICUACION
			3.00	4.00	SM	0.00		17.82	19.52	0.00	70.87	70.87	45	0.9694	0.126	0.244	4.29	1.5	NO LICUACION

6.3 OBTENCIÓN DE LOS PARÁMETROS DE RESISTENCIA DEL SUELO

Ángulo de fricción: Para los suelos arenosos, el ángulo de fricción se determinó a través de la metodología de Japan Road Boreau, cuyo valor promedio se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$\Phi = 15^\circ + \sqrt{9.375 * (N1)_{SPT}}$$

Dónde:

N_{SPT}: Número de penetración estándar obtenido en campo, corregido por energía y confinamiento.

Módulos de elasticidad:

Los valores de módulo de elasticidad se obtienen trabajando en condiciones no drenadas, el coeficiente de Poisson (μ_u) es siempre 0,5, pudiéndose obtener el valor del módulo de Young (E_u) sin drenaje a partir del valor de la resistencia a corte sin drenaje (C_u) mediante la expresión.

$$E_u = 220 * C_u$$

Donde C_u se introduce en kPa, obteniéndose E_u en la misma unidad.

Bowles (1996): limos, limos arenosos y limos arcillosos es calculado de acuerdo a la siguiente formulación:

$$E = 300 * [N_{SPT} + 6]$$

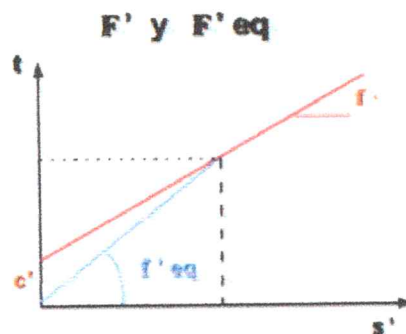
Dónde:

E: Modulo de elasticidad (kPa).

N_{SPT}: Número de golpes corregido por energía.

CORRELACIONES ENTRE N Y RESISTENCIA EFECTIVA DE LOS SUELOS

Existen numerosas correlaciones entre N y f, pero, antes de mencionar algunas de ellas, es conveniente discutir cual valor de f es el que se está obteniendo. Dado que la mayor parte de estas correlaciones fueron obtenidas con materiales granulares, para los cuales usualmente $c' = 0$, lo que realmente se obtiene es la relacion entre esfuerzos cortantes y esfuerzos normales efectivos.



RESISTENCIA EFECTIVA APROXIMADA CON SPT

Procedimiento

El procedimiento para obtener valores aproximados de valores efectivos de resistencia c' y $\tan\phi'$ con

SPT es el siguiente, teniendo en cuenta todo lo expuesto anteriormente:

- a) Obtener el valor de N (golpes/pie) en campo, con la profundidad respectiva e identificar al tipo de suelo en el cual se hizo el ensayo.
- b) Colocar al ensayo la profundidad media entre las dos lecturas de golpes que se usen
- c) Obtener o estimar el valor del peso unitario total de la muestra, preferentemente en el sitio. Esta se puede obtener de la muestra de la cuchara perdida, pero corrigiendo el área por la compresión que sufre la muestra al entrar al muestreador.
- d) Obtener lo más fiablemente posible la posición del nivel piezométrico
- e) Calcular el valor de los esfuerzos totales (s), la presión de poros (u_w) y los esfuerzos efectivos ($s' = s - u_w$) para toda la columna de ensayo. Hay que tener en cuenta que el material puede estar saturado y la presión de poros puede ser negativa hasta la altura de capilaridad.
- f) El valor de N_{45} para Colombia se corrige por confinamiento con la formulación de C_n de Seed & Idriss (Marcuson), Fórmula (5f), teniendo cuidado que $C_n < 2$.
- g) Se obtiene el valor de ϕ_{eq}' con la fórmula de Kishida (8c).
- h) Se calcula el valor de $t = s' \cdot \tan(\phi_{eq}')$
- i) Se agrupan los valores de t y s' por tipos de materiales
- j) Se hace la regresión t vs s' para cada tipo de material y se obtienen c' y $\tan\phi'$. Si en la regresión resulta $c' < 0$, se obliga a la regresión a pasar por cero.
- k) Se puede obtener el ϕ' mínimo de cada material haciendo $\phi' \text{ mínimo} = \phi_{eq}' \text{ mínimo}$. Se colocan los resultados en un diagrama $c' - \tan\phi'$ y si son materiales del mismo origen geológico, los puntos normalmente se alinean en forma aproximada.

Relación de Poisson μ : Los valores de relación de Poisson se obtienen a partir de la siguiente tabla:

Tabla 13. módulo de Poisson aproximado, para diferentes materiales.

Material	Relación de Poisson μ
Arcilla húmeda	0.10 a 0.30
Arcilla arenosa	0.20 a 0.35
Arcilla saturada	0.45 a 0.50
Limo	0.30 a 0.35
Limo saturado	0.45 a 0.50
Arena suelta	0.20 a 0.35
Arena densa	0.30 a 0.40
Arena fina	0.25
Arena gruesa	0.15
Rocas	0.15 a 0.25
Loess	0.10 a 0.30
Concreto	0.15 a 0.25
Acero	0.28 a 0.31

FUENTE: Tabla 13.1, Crespo Villalaz, *Mecánica de suelos y cimentaciones*

A continuación, se muestra el perfil de diseño del suelo, el cual es realizado con los parámetros obtenidos de los ensayos de laboratorio y utilizando las metodologías descritas en párrafos anteriores.

PERFIL GEOTÉCNICO DE DISEÑO

PERFIL GEOTÉCNICO									
ESTRUCTURA	TRAMO	PROF. [m]	PESO UNITARIO HUMEDO [KN/M³]	PESO UNITARIO SECO [KN/M3]	ESTIMATIVOS DE PARAMETROS EFECTIVOS DE RESISTENCIA CON EL SPT ALVARO J. GONZALEZ G.		Módulo de elasticidad E (KN/m²)	Relación de Poisson μ	U.S.C.S
					c' [kPa]	φ'			
BOX CULVERT	MORROA	1.00	17.66	15.58	0.00	26.56	6078	0.3	SM
		2.00					7871	0.3	SM
		3.00					13145	0.3	SM
		4.00					15370	0.3	SM

WILMER URIBE

INGENIERIA DE SUELOS

7 FACTORES DE RESISTENCIA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14

La fórmula general para la capacidad última (q_u) de un suelo en cimentaciones superficiales según Meyerhof es:

$$q_u = cN_c + \gamma D_f N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma$$

c =cohesión del suelo (kPa)

γ =peso unitario del suelo (kN/m³)

D_f =profundidad de cimentación (m)

B =ancho de la cimentación (m)

N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga que dependen del ángulo de fricción interna (ϕ) del suelo.

Factores de Capacidad de Carga

Los factores N_c, N_q y N_γ se obtienen de tablas o gráficas en función del ángulo de fricción interna (ϕ). Algunos valores comunes son:

- ✚ Para $\phi = 0^\circ$ (suelo cohesivo puro, como una arcilla saturada):
 $N_c = 5.7, N_q = 1.0, N_\gamma = 0.0$.

- ✚ Para $\phi > 0^\circ$ (suelo con fricción, como arena), los factores aumentan con el ángulo de fricción.

Ajustes por Factores de Forma y Profundidad

Meyerhof propuso factores de corrección para las dimensiones y la profundidad de la cimentación:

$$q_u = cN_c * s_c * d_c + \gamma * D_f * N_q * s_q * d_q + 0.5 * \gamma * B * N_\gamma * s_\gamma * d_\gamma$$

Pasos para el Cálculo de la Capacidad de Carga

- ✚ Caracterización del suelo: Obtener valores de cohesión (c), peso unitario (γ) y ángulo de fricción interna (ϕ).
- ✚ Dimensiones y tipo de cimentación: Determinar el ancho (B) y la profundidad de desplante (D_f).
- ✚ Selección de factores N_c, N_q, N_γ según el ángulo de fricción (ϕ).
- ✚ Aplicación de factores de corrección por forma y profundidad.
- ✚ Cálculo de la capacidad última (q_u).

7.1 ESTRUCTURAS DE LAS ALETAS DEL BOX CULVERT

7.1.1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

10.5.5.2 — Estado limite de resistencia

10.5.5.2.1 — General — Los factores de resistencia para diferentes tipos de cimentaciones en el estado limite de resistencia deben tomarse según se especifica en los artículos 10.5.5.2.2, 10.5.5.2.3, 10.5.5.2.4, 10.5.5.2.5, a menos que haya disponibilidad de valores regionales específicos o una experiencia exitosa sustancial que justifiquen valores más altos.

Después de la socavación debido a la inundación de diseño la resistencia de la cimentación debe ser adecuada utilizando los factores de resistencia que son proporcionados en este artículo.

10.5.5.2.2 — Zapatas — Los factores de resistencia proporcionados en la Tabla 10.5.5.2.2-1 deben utilizarse para el diseño de zapatas por estado estado limite de resistencia con la excepción de las desviaciones permitidas para las prácticas locales y las consideraciones específicas del sitio en el artículo 10.5.5.2.

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

		Método/Suelo/Condición	Factor de resistencia
Capacidad de carga	q_u	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
		Concreto prefabricado colocado sobre arena	0.90
Deslizamiento	q_u	Concreto fundido in situ sobre arena	0.80
		Concreto fundido in situ o prefabricado sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	q_{cr}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Tabla 14. Capacidad De Carga En Estado Limite De Resistencia Para La Estructuras De Las Aletas
Del Box Culvert.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO MÉTODO DE MEYERHOF "ESTADO LIMITE RESISTENCIA"			
DATOS DE LAS CARGAS DE LA ESTRUCTURAS			
P [kN]=	1421.1		
Mx [kN*m]=	363.4		
My [kN*m]=	279.9		
DATOS DEL SUELO			
γ [kN/m ³]=	17.66		
f [°]=	26.6		
Su [kN/m ²]=			
DIMENSIONES DE LA ZAPATA		DIMENSIONES ESTRUCTURALES	
B [m]=	3.20	t [m]=	0.50
L [m]=	4.90	Bc [m]=	0.00
Df [m]=	0.50	Lc [m]=	0.00
CARGA VERTICAL CORREGIDA		DIMENSIONES CORREGIDAS	
P* [kN]=	1609.2600	Kp=	2.62
ex [m]=	0.1739	B' [m]=	2.852
ey [m]=	0.2258	L' [m]=	4.448
HALLAR FACTORES DE MEYERHOF			
Factores de capacidad de carga		Factores de forma	
Nc=	23.18	Sc=	1.34
Nq=	12.59	Sq=	1.168
N _γ =	8.79	S _γ =	1.171
Factores de profundidad			
dc=	1.05		
dq=	1.03		
d _γ =	1.03		
HALLAR CAPACIDAD ULTIMA Qu [kPa]			
Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma}$			
qu [kPa]=	398.94		
ϕ	0.45	*Tabla 10.5.5.2.2-1 CCP-14	
qadm [kPa]=	179.6		
qadm [Ton/m ²]=	18.0		
qact [kPa]=	126.84		
qact [Ton/m ²]=	12.68		
Diseño	Cumple		
REVISIÓN HORIZONTAL			
H [kN]=	355.5		
Ff [kN]=	513.83		
Fp [kN]=	2.89		
qHult [kN]=	516.72		
ϕ =	0.800		
Qr [kN]=	413.38		
Diseño	Cumple		

7.1.2 ESTADOS LÍMITE DE EVENTO EXTREMO.

10.5.5.3 — Estados limite de evento extremo

10.5.5.3.1 — General — El diseño de cimentaciones por estados limite de evento extremo debe ser consistente con la expectativa de prevebir el colapso de la estructura y proteger la vida.

10.5.5.3.2 — Socavación — Las disposiciones de los artículos 2.6.4.4.2 y 3.7.5 aplican a las condiciones de cimentación modificadas debido a la socavación. Los factores de resistencia en el estado limite de resistencia deben tomarse como se especifica en este documento. Los factores de resistencia para el estado límite de evento extremo deben tomarse como 1.0 excepto para la resistencia al levantamiento de los pilotes hincados y perforados, donde el factor de resistencia debe tomarse como 0.80 o menor.

La cimentación debe resistir no sólo las cargas aplicadas por la estructura, sino que también cualquier carga producida por residuos durante el evento de inundación.

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

Ilustración 10. Capacidad De Carga En Estados limite de evento extremo Para La Estructuras De Las
Aletas Del Box Culvert.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO MÉTODO DE MEYERHOF "ESTADO LIMITE RESISTENCIA"			
DATOS DE LAS CARGAS DE LA ESTRUCTURAS			
P [kN]=		1406.7	
Mx [kN*m]=		580	
My [kN*m]=		496.5	
DATOS DEL SUELO			
γ [kN/m ³]=		17.66	
f [°]=		26.56	
C [kN/m ²]=		0.00	
DIMENSIONES DE LA ZAPATA		DIMENSIONES ESTRUCTURALES	
B [m]= 3.20		t [m]= 0.50	
L [m]= 4.90		Bc [m]= 0.00	
Df [m]= 0.50		Lc [m]= 0.00	
CARGA VERTICAL CORREGIDA		DIMENSIONES CORREGIDAS	
P* [kN]= 1594.86		Kp= 2.62	
ex [m]= 0.31		B' [m]= 2.577	
ey [m]= 0.36		L' [m]= 4.173	
HALLAR FACTORES DE MEYERHOF			
Factores de capacidad de carga		Factores de forma	
Nc= 23.18	Sc= 1.32	Factores de profundidad	
Nq= 12.59	Sq= 1.162	dc= 1.05	
N γ = 8.79	S γ = 1.171	dq= 1.03	
		d γ = 1.03	
HALLAR CAPACIDAD ULTIMA Qu [kPa]			
Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma$			
qu [kPa]=		372.63	
ϕ		1.00	
qadm [kPa]=		372.6	
qadm [Ton/m ²]=		37.3	
qact [kPa]=		148.30	
qact [Ton/m ²]=		14.83	
Diseño		Cumple	
REVISIÓN HORIZONTAL			
H [kN]=		380.8	
Ff [kN]=		509.24	
Fp [kN]=		2.89	
qHult [kN]=		512.13	
ϕ		0.800	
Qr [kN]=		409.70	
Diseño		Cumple	

7.1.3 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

10.5.2 — Estados límite de servicio

10.5.2.1 — General — El diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:

- ✚ Asentamientos,
- ✚ Movimientos horizontales,
- ✚ Estabilidad global, y
- ✚ Socavación para la inundación de diseño.

La consideración de los movimientos de la cimentación debe estar basada en la tolerancia de la estructura a los movimientos totales y diferenciales, transpirabilidad y economía. Los movimientos de la cimentación deben incluir todos los movimientos producidos asentamiento, movimiento horizontal y rotación.

Si se utiliza zapatas, la capacidad de carga estimada utilizando la presión de contacto admisible, asumida debe aplicarse únicamente para abordar el estado límite de servicio.

10.5.5.1 — Estados límite de servicio — Los factores de resistencia para los estados límite de servicio deben tomarse como 1.0 a excepción de lo dispuesto en el artículo 11.6.2.3 para la estabilidad global.

Para evaluar si la cimentación cumple los criterios de deflexión especificados después la socavación producida por la inundación de diseño debe utilizarse un factor de resistencia de 1.0.

ESTADO LIMITE DE SERVICIOS ASENTAMIENTOS

DATOS ESTRUCTURALES

P [kN]	1095.3
Mx [kN*m]	172.60
My [kN*m]	172.60
H [kN]	30.00

DATOS DEL SUELO

γ [kN/m³]	17.66	E [kPa]	6077.99
f [°]	26.56	μ	0.30
C [kN/m²]	0.00		

DIMENSIONES DE LA ZAPATA

B [m]	3.20
L [m]	4.90
Df [m]	0.50

DIMENSIONES ESTRUCTURALES

t [m]	0.50
Bc [m]	0.00
Lc [m]	0.00

CARGA VERTICAL CORREGIDA

P* [kN]	1283.46
ex [m]	0.13
ey [m]	0.13

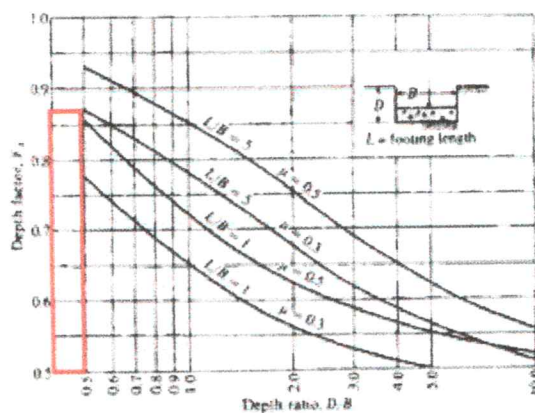
DIMENSIONES CORREGIDAS

H [m]	8.25
B' [m]	2.93
L' [m]	4.63

ASENTAMIENTOS ELASTICOS

M	1.58	I1	0.38
N	2.81	I2	0.07
L/B	1.58	D/B	0.17
		qact [kPa]	94.55
		If	0.83

Figure 5.7 Influence factor I_d for footing at a depth D . Use actual footing width and depth dimension for this D/B ratio. Use program FACTOR for values to avoid interpolation.

 **δe [m]** 0.0145 **δe [cm]** 1.452 **δe [mm]** 14.52

7.2 ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

7.2.1 ESTADO LÍMITE DE RESISTENCIA.

10.5.5.2 — Estado limite de resistencia

10.5.5.2.1 — General — Los factores de resistencia para diferentes tipos de cimentaciones en el estado limite de resistencia deben tomarse según se especifica en los artículos 10.5.5.2.2, 10.5.5.2.3, 10.5.5.2.4, 10.5.5.2.5, a menos que haya disponibilidad de valores regionales específicos o una experiencia exitosa sustancial que justifiquen valores más altos.

Después de la socavación debido a la inundación de diseño la resistencia de la cimentación debe ser adecuada utilizando los factores de resistencia que son proporcionados en este artículo.

10.5.5.2.2 — Zapatas — Los factores de resistencia proporcionados en la Tabla 10.5.5.2.2-1 deben utilizarse para el diseño de zapatas por estado estado limite de resistencia con la excepción de las desviaciones permitidas para las prácticas locales y las consideraciones específicas del sitio en el artículo 10.5.5.2.

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_c	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_s	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_{cr}	Presión pasiva del suelo, componente de la resistencia al deslizamiento	0.50

Tabla 15. Capacidad De Carga En Estado Límite De Resistencia Para La Estructuras De La Box Culvert.

DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO MÉTODO DE MEYERHOF "ESTADO LIMITE RESISTENCIA"			
DATOS DE LAS CARGAS DE LA ESTRUCTURAS			
P [kN]=		10085	
Mx [kN*m]=		160.7	
My [kN*m]=		143.3	
DATOS DEL SUELO			
γ [kN/m ³]=		17.66	
f [°]=		26.6	
Su [kN/m ²]=			
DIMENSIONES DE LA ZAPATA		DIMENSIONES ESTRUCTURALES	
B [m]=	5.00	t [m]=	0.30
L [m]=	10.00	Bc [m]=	0.00
Df [m]=	0.50	Lc [m]=	0.00
CARGA VERTICAL CORREGIDA		DIMENSIONES CORREGIDAS	
P* [kN]=	10621.5798	Kp=	2.62
ex [m]=	0.0135	B' [m]=	4.973
ey [m]=	0.0151	L' [m]=	9.970
HALLAR FACTORES DE MEYERHOF			
Factores de capacidad de carga		Factores de forma	
Nc=	23.18	Sc=	1.26
Nq=	12.59	Sq=	1.131
N _f =	8.79	S _f =	1.131
Factores de profundidad			
dc=	1.03		
dq=	1.02		
d _f =	1.02		
HALLAR CAPACIDAD ULTIMA Qu [kPa]			
Vertical load: $q_{ult} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma B' N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma}$			
qu [kPa]=		571.40	
ϕ		0.45	
qadm [kPa]=		267.1	
qadm [Ton/m ²]=		25.7	
qact [kPa]=		214.23	
qact [Ton/m ²]=		21.42	
Diseño		Cumple	
REVISIÓN HORIZONTAL			
H [kN]=		138.5	
Ff [kN]=		3391.46	
Fp [kN]=		2.89	
qHult [kN]=		3394.35	
ϕ		0.800	
Qr [kN]=		2715.48	
Diseño		Cumple	

7.2.2 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

10.5.2 — Estados límite de servicio

10.5.2.1 — General — El diseño de la cimentación en el estado límite de servicio debe incluir:

- ✚ Asentamientos,
- ✚ Movimientos horizontales,
- ✚ Estabilidad global, y
- ✚ Socavación para la inundación de diseño.

La consideración de los movimientos de la cimentación debe estar basada en la tolerancia de la estructura a los movimientos totales y diferenciales, transpirabilidad y economía. Los movimientos de la cimentación deben incluir todos los movimientos producidos asentamiento, movimiento horizontal y rotación.

Si se utiliza zapatas, la capacidad de carga estimada utilizando la presión de contacto admisible, asumida debe aplicarse únicamente para abordar el estado límite de servicio.

10.5.5.1 — Estados límite de servicio — Los factores de resistencia para los estados límite de servicio deben tomarse como 1.0 a excepción de lo dispuesto en el artículo 11.6.2.3 para la estabilidad global.

Para evaluar si la cimentación cumple los criterios de deflexión especificados después la socavación producida por la inundación de diseño debe utilizarse un factor de resistencia de 1.0.

7.2.3 ASENTAMIENTOS

Teoría del Asentamiento Elástico según Bowles

El asentamiento de una cimentación puede dividirse en tres componentes principales:

1. Asentamiento inmediato o elástico (S_e)
2. Asentamiento por consolidación (S_c)
3. Asentamiento totales (S_t)

7.2.3.1 ASENTAMIENTOS INMEDIATOS PARA LA ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

El asentamiento elástico es la deformación instantánea del suelo al aplicar una carga y se calcula con base en la teoría de la elasticidad. Según Bowles, este asentamiento se puede estimar con la ecuación:

$$S_e = q_0 B' \frac{1 - \mu^2}{E_s} \left[I_1 + \frac{1 - 2\mu}{1 - \mu} * I_2 \right] I_F$$

Donde:

- ✚ q_0 = Intensidad de la presión de contacto (en unidades de E_s).
- ✚ B' = Menor dimensión lateral del área de la cimentación (en unidades de S_e).
- ✚ E_s = Módulo de elasticidad del suelo.
- ✚ μ = Coeficiente de Poisson del suelo.
- ✚ I_1, I_2 = Factores de influencia que dependen de L'/B' , espesor del estrato H , μ y la profundidad de desplante D .
- ✚ I_F = Factor de influencia de profundidad.

Tabla 16. Asentamientos inmediatos Para La Estructuras De La Box Culvert.

ESTADO LIMITE DE SERVICIOS			
DATOS ESTRUCTURALES			
P [kN]	6815		
M_x [kN*m]	106.60		
M_y [kN*m]	106.60		
H [kN]	30.00		
DATOS DEL SUELO			
γ [kN/m ³]=	17.66	E [kPa]	6077.99
f [°]=	26.56	μ	0.30
C [kN/m ²]=	0.00		
DIMENSIONES DE LA ZAPATA		DIMENSIONES ESTRUCTURALES	
B [m]	5.00	t [m]	0.30
L [m]	10.00	B_c [m]	0.00
D_f [m]	0.50	L_c [m]	0.00
CARGA VERTICAL CORREGIDA		DIMENSIONES CORREGIDAS	
P^* [kN]	7351.58	H [m]	14.74
e_x [m]	0.01	B' [m]	4.97
e_y [m]	0.01	L' [m]	9.97
ASENTAMIENTOS ELÁSTICOS			
M	2.01	I_1	0.40
N	2.97	I_2	0.08
L/B	2.01	D/B	0.10
		q_{act} [kPa]	148.32
		I_f	0.86
Figure 5-7 Influence factor I_f for footing at a depth D. Use actual footing width and depth dimension for this D/B ratio. Use program FFACTOR for values to avoid interpolation			
δe [m]	0.04	δe [cm]	4.24
		δe [mm]	42.44

7.2.3.2 ASENTAMIENTOS POR CONSOLIDACIÓN PARA LA ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

Los asentamientos por consolidación solo se pueden medir cuando los suelos arcillosos se encuentren totalmente saturado o debajo del nivel freático, por lo tanto, en las exploraciones realizadas no se halló suelos arcillosos saturado o debajo del nivel freático lo que indica que este fenómeno de asentamiento no se presentara en su momento.

7.2.3.3 ASENTAMIENTO TOTALES PARA LA ESTRUCTURAS DE LA BOX CULVERT.

Es calculado como la suma de los asentamientos inmediatos y los asentamientos por consolidación, los valores obtenidos se muestran a continuación:

Dónde:

Df: Profundidad de apoyo.

B: Ancho del cimiento.

L: Longitud del cimiento.

Si: Asentamientos inmediatos.

Sc: Asentamientos por consolidación.

St total: Asentamientos total.

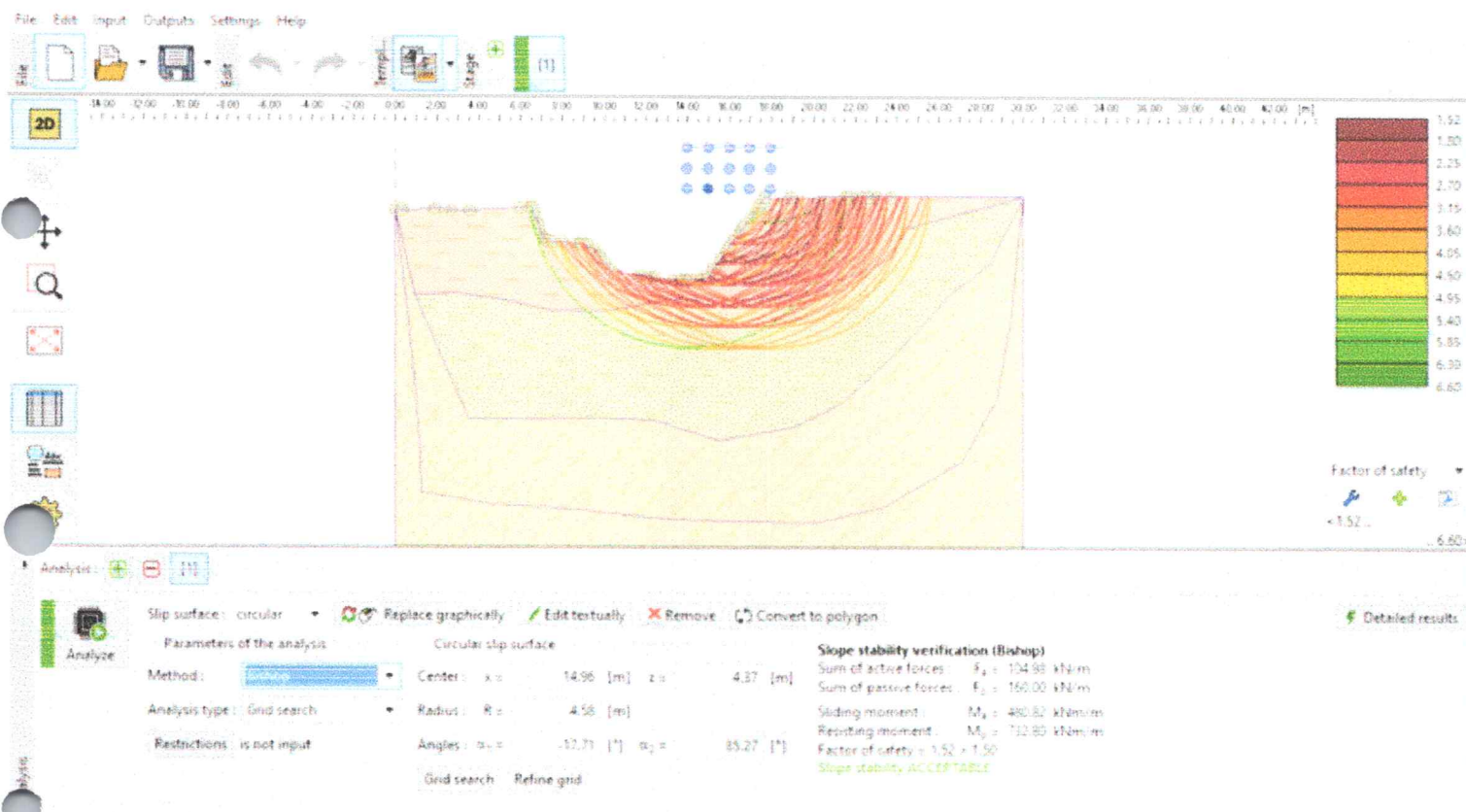
Tabla 17. Asentamientos totales Para La Estructuras De La BOX CULVERT.

ASENTAMIENTO TOTALES							
ESTRUCTURA	PUNTO	Df (m)	B (m)	L (m)	Si (cm)	Sc (cm)	St (Cm)
BOX CULVERT	-	0,50m	5,00m	10,00m	4,246	0,000	4,246

7.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD.

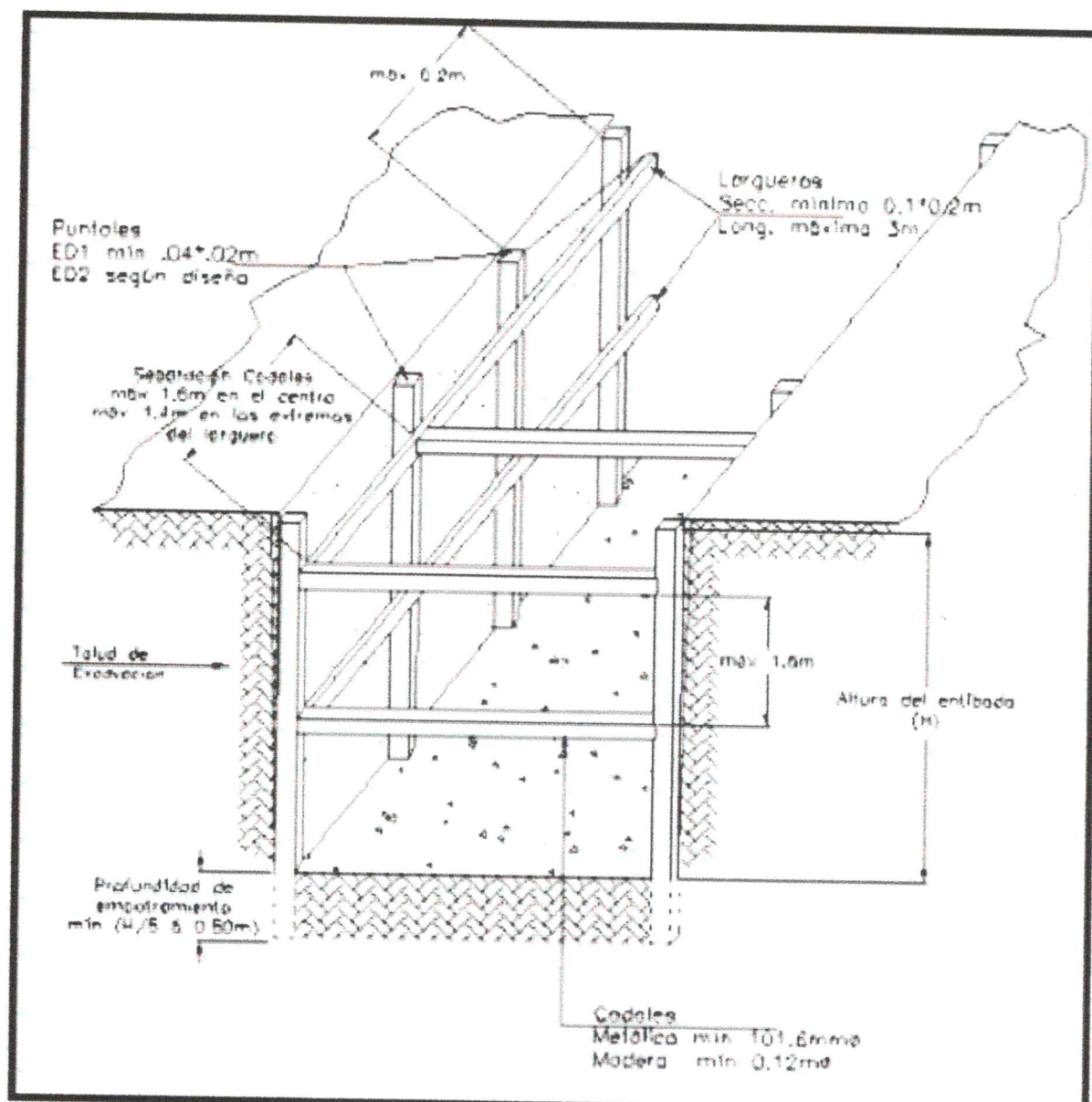
7.3.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA ESTRUCTURAS DEL BOX CULVER.

Tabla 15. Analisis De Estabilidad Para box culvert.



La valoración de estabilidad es realizada en geo5, se realizó con el talud localizado en campo con base a lo obtenido en la topografía, evaluando un factor de seguridad **ACEPTABLE** a lo establecido en lo reglamentado por la norma, Aunque en análisis realizado muestra estabilidad de los taludes es muy importante señalar que para excavaciones mayores a 1.5m en donde exista presencia de suelos arcillosos o arenas, lo más recomendable es hacer el uso de entibados metálicos, como garantía de seguridad y minimizar los riesgos de accidentes en obra.

A continuación, se presenta un esquema recomendado para el entibado de las excavaciones a partir de 1.5m o según estime la interventoría en el lugar de las obras.



7.4 DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN

Los muros de contención son estructuras diseñadas para resistir la presión lateral del suelo u otros materiales, cuando existe un cambio en el nivel del terreno. Estos muros se emplean comúnmente en obras civiles para estabilizar taludes, proteger zonas habitadas y soportar rellenos. El diseño y la construcción de los muros de contención deben considerar tanto las cargas permanentes como las cargas transitorias (como el sismo), así como las características geotécnicas del suelo.

TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN

Muro de gravedad: Resisten las fuerzas debido a su propio peso. Son generalmente de concreto, mampostería o piedra, y son recomendados para alturas pequeñas a medianas.

Muro en ménsula: Utilizan una losa horizontal (zócalo) en su base para transformar las presiones laterales en momentos flectores y esfuerzos cortantes que son soportados por la estructura. Es uno de los más comunes en ingeniería civil.

Muro contrafuerte: Similar a los muros en ménsula, pero reforzados con contrafuertes en la parte posterior del muro para reducir el momento flector en la losa vertical. Se utilizan en estructuras de mayor altura.

Muro de pilotes o tablestacas: Usado en zonas donde el espacio para un muro convencional es limitado. Estos muros consisten en pilotes o tablestacas embebidos en el terreno que trabajan por flexión.

Fuerzas Actuantes en un Muro de Contención

El diseño de un muro de contención debe contemplar las siguientes fuerzas:

Presión activa del suelo: Es la fuerza que el suelo ejerce sobre el muro cuando el terreno tiene libertad de desplazarse. Esta presión depende de la cohesión del suelo, su densidad, y el ángulo de fricción interna.

Presión pasiva del suelo: Es la resistencia que el suelo ofrece en la base del muro o en la cara opuesta al movimiento. Se opone a la presión activa.

Peso del muro: En el caso de muros de gravedad, el peso de la estructura ayuda a contrarrestar las fuerzas laterales.

Cargas superpuestas: Si hay cargas adicionales, como vehículos o estructuras cerca del muro, estas deben ser consideradas en el diseño.

CONDICIONES DE FALLA

Los muros de contención pueden fallar de diversas maneras, por lo que es importante un adecuado análisis de estabilidad. Las principales formas de falla son:

Deslizamiento: Ocurre cuando la base del muro se desplaza horizontalmente debido a la presión del suelo. Para prevenirlo, se aumenta la fricción en la base o se usa anclaje.

Vuelco: El muro puede volcar si el momento generado por la presión del suelo es mayor que el momento resistido por el peso del muro.

Falla por capacidad portante: Sucede cuando el suelo debajo de la cimentación no soporta el peso del muro y el suelo circundante.

CRITERIOS DE DISEÑO

El diseño de un muro de contención debe cumplir con los siguientes criterios:

Estabilidad externa: Asegurar que el muro no se deslice, volteo o falle por capacidad portante.

Estabilidad interna: Verificar que la estructura del muro sea capaz de resistir los esfuerzos generados por la presión del suelo sin que se presenten fallas en su integridad.

Drenaje adecuado: Los suelos saturados generan una mayor presión sobre el muro, por lo que se deben incluir sistemas de drenaje (como tubos perforados o capas de grava) para reducir la presión hidrostática.

CÁLCULO DE LA PRESIÓN DE TIERRA

Para calcular las presiones laterales que actúan sobre un muro de contención, se utilizan varias teorías, entre las que destacan:

Teoría de Coulomb: Proporciona una solución para la presión de tierra considerando el ángulo de inclinación del muro, el ángulo de fricción interna del suelo, y la cohesión del suelo.

Teoría de Rankine: Simplifica los cálculos asumiendo que la superficie de falla es plana y que el muro es vertical, sin fricción en la interfaz suelo-muro.

7.4.1 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD PARA LA ESTRUCTURAS DE LAS
ALETAS DEL BOX CULVERT.

Tabla 19. Analisis De Estabilidad.

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

DATOS:

$$F'c = 280. \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200. \text{ Kg/cm}^2$$

$$D_f = .5 \text{ m}$$

$$h_1 = 3.4 \text{ m}$$

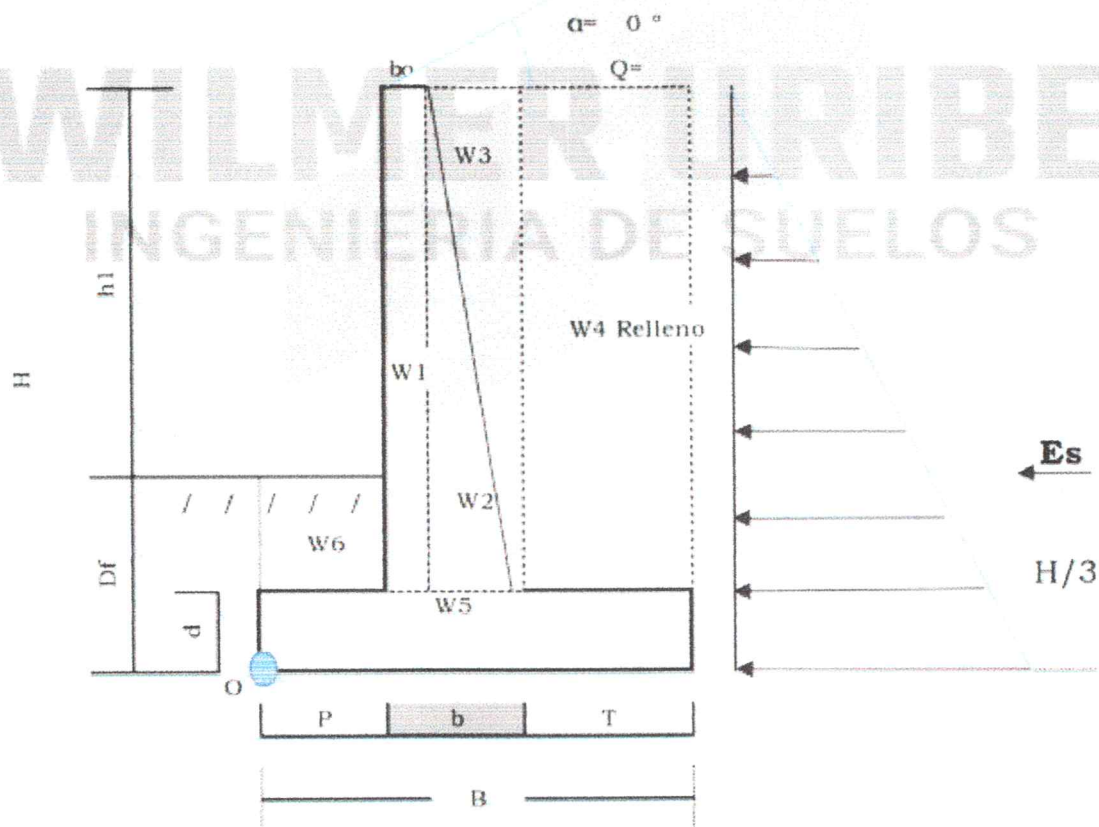
$$\gamma_s = 1.8 \text{ Ton/m}^3$$

$$\Phi = 30.^\circ$$

$$\sigma_s = 18. \text{ Ton/m}^2$$

$$\mu = 0.5$$

$$K_a = 0.333333333$$



PREDIMENSIONAMIENTO

$$H = 3.9 \text{ m}$$

ANCHO DE LA BASE A GRAVEDAD

$$1/14H \leq B \leq 1/8 H$$

$$B_1 = .28 \text{ m}$$

$$B_2 = .49 \text{ m}$$

$$b = .4 \text{ m}$$

Ancho de la corona

$$b_o = H/24$$

$$b_o = .16 \text{ m}$$

Se usará un $b_o = .3 \text{ m}$

ANCHO DE LA FUNDACIÓN

$$1/2H \leq B \leq 2/3 H$$

$$B_1 = 1.95 \text{ m}$$

$$B_2 = 2.6 \text{ m}$$

$$B = 2.5 \text{ m}$$

$$B = 3.5 \text{ m}$$

$$P = 1.15 \text{ m}$$

$$T = 1.95 \text{ m}$$

ALTURA DE LA FUNDACIÓN

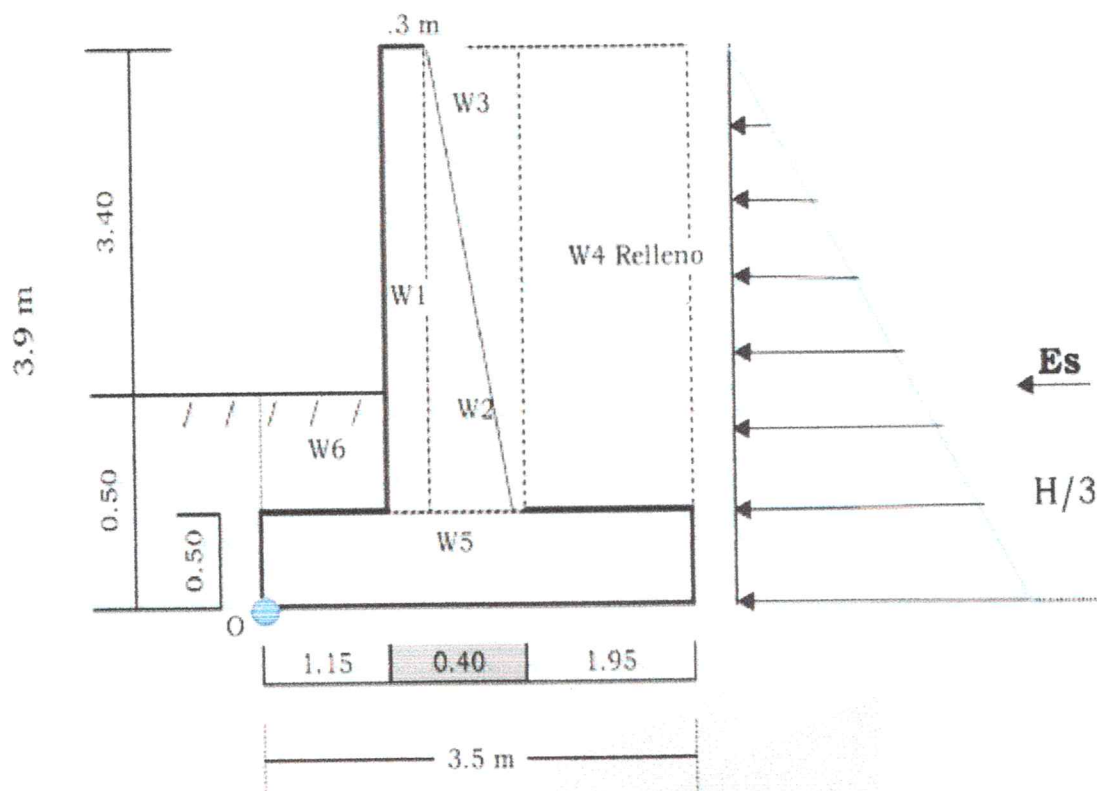
$$1/12H \leq d \leq 1/10 H$$

$$d_1 = .33 \text{ m}$$

$$d_2 = .39 \text{ m}$$

$$d = .4 \text{ m}$$

$$d = .5 \text{ m}$$



ANALISIS DE LA ESTABILIDAD

	Fuerza	Brazo	Momento
W1 =	2.45 Ton	1.3 m	3.18 Ton-m
W2 =	.41 Ton	1.5 m	.61 Ton-m
W3 =	.31 Ton	1.5 m	.46 Ton-m
W4 =	11.93 Ton	2.53 m	30.13 Ton-m
W5 =	4.2 Ton	1.75 m	7.35 Ton-m
W6 =	. Ton	.58 m	. Ton-m
W=	23.16 Ton	W*X	50.08 Ton-m
X=	2.16 m		
Es1=	7.3 Ton	1.3 m	9.49 Ton-m
Es2=	.08 Ton	.17 m	.01 Ton-m

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA VOLCAMIENTO

$$FS_{(V)} = \frac{\sum M_R}{\sum M_A} > 3$$

$$M_R = 50.08 \text{ Ton-m}$$

$$M_A = 9.49 \text{ Ton-m}$$

$$FS_{(V)} = 5.277 \text{ OK Cumple}$$

FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO

$$FS_{(D)} = \frac{\mu \sum V}{\sum H} > 1.5$$

$$FS_{(d)} = 1.602$$

OK Cumple**FACTOR DE SEGURIDAD POR CAPACIDAD DE CARGA**

Punto de aplicación de la resultante

$$x = \frac{\sum M_V - \sum M_h}{\sum V}$$

$$x = 1.75 \text{ m}$$

Excentricidad

$$e = B/2 - x$$

$$e = . \text{ m}$$

$$B/6 = .58 \text{ m}$$

OK Cumple

$$e < B/6 \quad \text{La resultante cae en el tercio medio}$$

Presión de contacto bajo la zapata

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_1 = 6.581 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_2 = 6.65 \text{ Ton/m}^2$$

La presión no excede la admisible por el terreno

7.5 ENSAYOS REALIZADOS.

Para este estudio se realizaron los siguientes ensayos:

IN SITU.

- ✚ ENSAY SPT, Norma INV E 111 - 2013.

LABORATORIO.

- ✚ Humedad Natural, Norma INV E - 122 - 13.
- ✚ Granulometría para suelos, Norma INV E - 213 - 13
- ✚ Límites de Consistencia, Norma INV E - 126 - 13 y INV E - 125 - 13
- ✚ Peso Unitario, Norma INV E - 217 - 13.

Los ensayos de laboratorio fueron realizados entre los días 01 al 10 de Marzo del año 2025, **WILMER URIBE**.

WILMER URIBE
INGENIERÍA DE SUELOS

7.6 VALORACIÓN SÍSMICA

El proyecto está ubicado en el Municipio de Morroa – sucre.

AMENAZA SÍSMICA: La amenaza sísmica en el sitio de la obra de drenaje debe describirse por medio del espectro de aceleración para el sitio y los factores de sitio correspondientes al tipo de perfil de suelo en el sitio.

3.10 — EFECTOS SÍSMICOS: EQ

3.10.1 — Generalidades — Los puentes deben diseñarse para que tengan una baja probabilidad de colapso pero se admite que puedan sufrir daño significativo e interrupción del servicio cuando se sometan a movimientos sísmicos del terreno que tengan el siete por ciento (7%) de probabilidad de ser excedidos en 75 años, equivalente aproximadamente a mil años de periodo de retorno promedio y puede requerirse un reemplazo parcial o total del puente. Pueden usarse mayores niveles de amenaza sísmica si así lo requiere la entidad contratante del diseño y construcción del puente, o a quien revierta el puente cuando hace parte de un sistema de concesión.

Las fuerzas sísmicas son los efectos causados por los movimientos sísmicos de diseño expresados como

fuerzas horizontales y calculadas como se prescribe en 4.7.4 con base en el coeficiente de respuesta elástica, C_m , especificado en 3.10.4 y la masa equivalente de la superestructura, y dividido por el factor de modificación de respuesta, R , especificado en 3.10.7.1.

Los requisitos presentados aquí son aplicables a puentes de construcción convencional. Cuando se trate de puentes de construcción no convencional, la entidad contratante del diseño debe especificar las disposiciones apropiadas especiales que modifiquen y amplíen los presentes requisitos en los casos de construcción no convencional. A menos que el Propietario especifique otra cosa, no es necesario aplicar estas disposiciones a estructuras completamente enterradas.

No es necesario considerar los efectos sísmicos para alcantarillas en cajón (*box culverts*) y estructuras enterradas, excepto donde crucen fallas activas.

Debe considerarse el potencial de licuación del suelo y de estabilidad de taludes ante acciones sísmicas.

8 RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES.

8.1 RECOMENDACIONES PARA LAS ESTRUCTURAS

De acuerdo con la naturaleza del suelo y la tipología de la estructura, se recomienda transmitir las cargas a través de losa de cimentación de sección cuadrada o rectangular.

8.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA FUNDACIÓN DEL BOX CULVERT

Se recomienda el uso de cimentaciones superficiales con las siguientes características:

Tipo de Cimentación Se recomienda el uso de una losa de cimentación de sección cuadrada o rectangular con las siguientes características:

Profundidad de Desplante (Df): La profundidad mínima de desplante es de 0,5 metros a partir de la cota de fondo del box, asegurando que la cimentación esté apoyada en estratos con capacidad portante adecuada.

Dimensiones Mínimas:

- + Ancho mínimo (B): 5 metros
- + Longitud mínima (L): 10 metros

Capacidad de Carga del Suelo:

- + **Capacidad portante Estado Límite de Resistencia.** Para situaciones donde las cargas puedan ser extremas (como en eventos sísmicos o sobrecargas accidentales), se recomienda un factor de seguridad de 0.45. Esto implica que la cimentación debe ser capaz de soportar una carga de hasta 25.7 toneladas sin fallar.

- + **Capacidad portante Estado Límite de Servicio.** Este es el estado que más se acerca a las condiciones reales de operación, y donde se busca mantener un asentamiento dentro de los límites permisibles. **Asentamientos Inmediatos:** el asentamiento inmediato calculado es de 4.24 Cm, lo cual es aceptable para una estructura de este tipo. Esto sugiere que el suelo tiene una capacidad adecuada para soportar la estructura sin generar deformaciones excesivas. Sin embargo, es importante monitorizar estos asentamientos durante la construcción y la vida útil.

Solado de Protección: Para evitar la contaminación del acero de refuerzo y proteger el material de subrasante, se recomienda la instalación de un solado de 10 cm de espesor bajo la cimentación.

El material de relleno al respaldo de los muros del box culvert. Se sugiere que el material de relleno es un suelo seleccionado con un Coeficiente de Presión Activa ($K_a=0.333$) y un Coeficiente de Presión Pasiva ($K_p=3.00$), que posea buenas propiedades de drenaje y cumplir con los requisitos establecidos en los artículos 230-22 y 220-22 de las especificaciones de INVIAS. Además, debe ser compactado al menos al 95% de su densidad máxima seca obtenida mediante ensayo Proctor Normal o Modificado. Estos coeficientes indican que el material ejerce una baja presión lateral en condiciones activas y ofrece una gran resistencia a la compresión en situaciones pasivas, lo que es favorable para la estabilidad del muro

Monitoreo y mantenimiento Continuo: Es crucial realizar un monitoreo continuo del asentamiento y de las condiciones del suelo, especialmente durante los primeros años de servicio del box culvert. Esto ayudará a detectar cualquier problema temprano y a tomar medidas correctivas si es necesario.

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

8.1.2 CARACTERÍSTICAS DE LA FUNDACIÓN DE LAS ALETAS DEL BOX CULVERT

Tipo de Cimentación Se recomienda el uso de una zapata corrida con las siguientes características:

Profundidad de Desplante (Df): La profundidad mínima de desplante es de 0,5 metros a partir de la cota de fondo, asegurando que la cimentación esté apoyada en estratos con capacidad portante adecuada.

Dimensiones Mínimas:

- + Ancho mínimo (B): 3,5 metros, calculado para soportar una carga de 12.88 toneladas.
- + Altura total del muro 4.9 metros, incluye profundidad de desplante.

Capacidad de Carga del Suelo:

- + **Capacidad portante Estado Límite de Resistencia.** Para situaciones donde las cargas puedan ser extremas (como en eventos sísmicos o sobrecargas accidentales), se recomienda un factor de seguridad de 0.45. Esto implica que la cimentación debe ser capaz de soportar una carga de hasta 18 toneladas metros cuadrado sin fallar.
- + **Capacidad portante Estado Límite de Evento Extremo.** Es un estado que se considera para situaciones de carga excepcionalmente altas, como eventos sísmicos, inundaciones, o sobrecargas extremas que podrían no ocurrir frecuentemente, pero que tienen un potencial de causar fallos significativos. Factor de seguridad: En este caso, se ha calculado un factor de seguridad de 0.80 con un factor de seguridad la capacidad portante admisible se reduce a 47.54 toneladas. Esto significa que, bajo condiciones extremas, la estructura aún puede soportar cargas de hasta 37.3 Ton/m² sin alcanzar el fallo.
- + **Capacidad portante Estado Límite de Servicio.** Este es el estado que más se acerca a las condiciones reales de operación, y donde se busca mantener un asentamiento dentro de los límites permisibles.

Solado de Protección: Para evitar la contaminación del acero de refuerzo y proteger el material de subrasante, se recomienda la instalación de un solado de 10 cm de espesor bajo la cimentación.

ANÁLISIS DE ESTABILIDAD:

- ✚ Se ha verificado que el **factor de seguridad contra volcamiento** es de **5.277**, lo que cumple con los estándares requeridos.
- ✚ El **factor de seguridad contra deslizamiento** es de **1.602**, asegurando que el muro se mantenga estable.
- ✚ La presión de contacto bajo la zapata es de $\sigma_1 = 6.581 \text{ ton/m}^2$ y $\sigma_2 = 6.65 \text{ ton/m}^2$, cumpliendo con la capacidad de carga admisible del suelo.

Consideraciones Generales:

- ✚ Se recomienda realizar un seguimiento continuo del estado de la cimentación y el muro de contención para identificar cualquier signo de movimiento o asentamiento.
- ✚ Además, se sugiere realizar inspecciones periódicas, especialmente después de eventos sísmicos o condiciones climáticas extremas.

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

8.2 MANEJO DE ACEROS Y CONCRETOS.

Se deberán tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- ✚ Recubrimiento mínimo: 75 mm.
- ✚ Los concretos a utilizar podrán tener aditivos plastificantes e impermeabilizantes para aumentar la trabajabilidad de la estructura, en caso sea proyectado o necesario y por el grado de exposición que está sometido.

8.3 MANEJO DE EXCAVACIONES

- ✚ Las excavaciones podrán ejecutarse por métodos manuales o mecánicos de acuerdo a las indicaciones de la interventoría. Antes de iniciar la excavación se debe investigar el sitio si existentes redes de servicios. Si es necesario remover algunas de estas redes se debe solicitar permiso al ente correspondiente para la ejecución de estos trabajos o la autorización para ejecutarlos. Se deben tomar las precauciones necesarias para evitar derrumbes durante las excavaciones, según la naturaleza y condiciones del terreno Para las excavaciones necesarias a realizar en la instalación, cambio o reposición de obras de artes, se recomienda el uso de entibado a partir de una profundidad de 1.50 Mts.
- ✚ Los productos de la excavación que no hayan de retirarse de inmediato, así como los materiales que hayan de acumularse, se apilaran a una distancia suficiente del borde de la excavación para que no generen una sobrecarga que pueda dar lugar a desprendimientos o corrimientos de tierras en los taludes de corte.

8.4 MANEJO DEL NIVEL FREÁTICO

- ✚ No se debe tender ni instalar el refuerzo si el fondo de zanja está inundado. En todo momento se debe evitar que el agua entre a la zona de excavación. Esto aplica a Todos los se diseñan para instalarse según ASTM 02321.
- ✚ No se debe tender ni instalar el refuerzo si el fondo de zanja está inundado. En todo momento se debe evitar que el agua entre a la zona de excavación. Esto aplica a Todos los se diseñan para instalarse según ASTM 02321.
- ✚ Bombas de Achique: Se recomienda el uso de bombas de achique para la extracción de agua en la excavación. Estas bombas deben colocarse en puntos bajos dentro del área de trabajo, de modo que recojan el agua subterránea a medida que ingrese a la excavación. La instalación de una o más bombas sumergibles en fosas dentro de la excavación garantizará que el agua se retire continuamente. Las bombas deben funcionar durante todo el tiempo de excavación para mantener la zona seca.
- ✚ Zanjas de Drenaje Provisionales: Se recomienda excavar zanjas de drenaje temporales alrededor del perímetro de la zona de excavación. Estas zanjas recolectarán el agua superficial y subterránea que se infiltre, dirigiéndola hacia un punto de bombeo central (pozo o fosa de bombeo). Las zanjas deben tener una leve pendiente para facilitar el flujo de agua hacia las bombas de achique.
- ✚ Fosas de Bombeo: Se recomienda excavar una o más fosas de bombeo dentro del área de excavación, en las cuales se colocarán las bombas sumergibles. Estas fosas actuarán como puntos de recolección de agua, facilitando su extracción y evitando que la excavación principal se inunde. Las fosas deben ser profundas y estar ubicadas en los puntos más bajos de la excavación para asegurar un drenaje eficiente.

8.5 RECOMENDACIONES Y PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCIÓN.

- ✚ Para evitar daños por carbonatación y oxidación del acero de refuerzo se debe realizar la impermeabilización del concreto de las estructuras enterradas.
- ✚ La placa de contra piso debe ser en concreto reforzado por efectos de retracción, fraguado y temperatura; la cual debe ser diseñada por el ingeniero estructural.
- ✚ Los residuos sólidos se deben disponerse de modo que se cumpla la reglamentación ambiental, se recomienda reducir las emisiones de polvo, la contaminación del agua, y el control de emisiones de gases de los equipos mecánicos usados durante la construcción, es recomendable el reciclaje de todos los materiales que lo permitan.

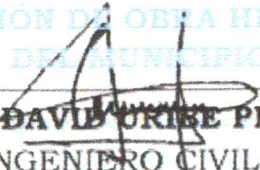
8.6 PLAN DE CONTINGENCIA.

- ✚ Con el fin de identificar elementos vulnerables, se deben identificar los predios y vías colindantes, con localización y descripción del proyecto; esto no exime de identificar otros riesgos que puedan surgir durante la construcción del cimiento.
- ✚ El constructor debe tener en cuenta los riesgos potenciales del proyecto, previniendo los que puedan surgir durante la construcción y en caso de ser necesario se debe solicitar a esta consultoría una visita para evaluar y prevenir riesgos potenciales.
- ✚ Debe contarse con el análisis de trabajo seguro, panorama de riesgos, plan de capacitación en trabajo seguro, manejo de emergencias y cumplimiento de las normas de seguridad industrial y salud ocupacional.
- ✚ Se debe elaborar en obra un sistema de contingencia con ayuda del ingeniero estructural y el constructor de manera que se tengan en cuenta los elementos para atender la contingencia y los procedimientos para montar y ejecutar elementos de control.

8.7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GEOLÓGICAS.

- ✚ En primer lugar, se ha realizado una descripción geológica y geomorfológica de la zona de estudio que comprende en paisaje de Planicies aluviales, terrenos coluviales, Colinas.
- ✚ En el Municipio De Morroa, en la zona del lote a intervenir, según el plano geológico, se encuentra la Unidad Cronoestratigráfica identificada como **N2-Sc**. Esta unidad geológica se caracteriza por la presencia de Conglomerados, y arenitas liticas conglomeráticas intercaladas con arcillolitas, limolitas y turbas.
- ✚ las muestras de los sondeos tomada en campo y ensayados en laboratorios corresponde arenas limosas, se realiza el análisis de expansión del suelo mencionado y se encuentra en categoría baja.
- ✚ las muestras de los sondeos se le realizó el análisis de colapsabilidad y se encuentra en categoría alta en términos de colapso para las excavaciones, en este caso de realizar excavaciones mayores a 1.5m se debe utilizar entibados.
- ✚ Los pliegues presentes en la región de Morroa forman parte de la compleja estructura geológica del Sistema de los Montes de María, evidenciando una historia tectónica significativa. Entre los pliegues más relevantes cercanos al municipio se encuentran el Sinclinal de Sincelejo y el Anticlinal del Cedro (Providencia), los cuales controlan la disposición de las unidades geológicas y afectan la estabilidad del terreno. Estos pliegues influyen en la distribución de los acuíferos locales, la erosión diferencial del relieve y el comportamiento geotécnico de los suelos, aspectos fundamentales para el desarrollo de infraestructura y la planificación territorial en la zona.

VALIDO PARA "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE
7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"


WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES
MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

9 MARCO TEÓRICO

CLASIFICACIÓN DE SUELOS

Sistema Unificado de Clasificación de Suelos SUCS. Los suelos granulares o finos, según se distribuye el material que pasa el tamiz de $3'' = 75 \text{ mm}$; el suelo es denominado "fino" cuando más del 50% pasa el Tamiz número 200 (T200), como se observa en la curva C de la figura 3.9. Si no ocurre, el material es "granular" y será grava o arena.

a. Los suelos granulares se designan con estos símbolos

Prefijos

Tabla 20. símbolos de suelos granulares

G	Grava	El 50% o más es retenido en el T ₄ . Es el caso de la curva A de la figura 3.9
S	Arena	Si más del 50% pasa el T ₄ . Es el caso de la curva B de la figura 3.9

W	bien gradado	P	mal gradado	Depende del C_u y C_c . Ver 3.4 en granulometría
M	Limoso	C	Arcilloso	Depende de W_L y el IP . Ver línea A en la Carta de

En donde:

T: Tamiz

C_u : Coeficiente de uniformidad

C_c : Coeficiente de curvatura

Si menos del 5% pasa el T200, el suelo es granular limpio y los sufijos son W o P, según los valores de C_u y C_c ; si más del 12% pasa el T200, el suelo es granular contaminado con finos y los sufijos son M (limo), y o C (arcilla), dependiendo de W_L e IP . Si el porcentaje de finos está entre el 5% y el 12%, el material granular está lo suficientemente contaminado con finos que tiene comportamiento entre lo granular y los finos, en este caso de utilizan sufijos dobles (clase intermedia), como ocurre para un suelo denominado GW-GC.

b. Los suelos finos se designan con estos símbolos

Tabla 21. símbolos de los suelos finos.

Prefijos

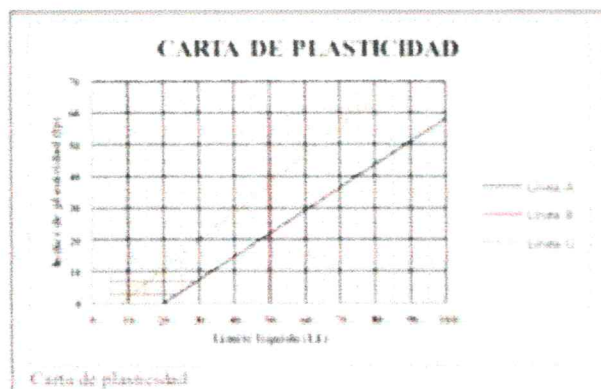
M	Limo
C	Arcilla
O	Orgánico

Sufijos

L	Baja plasticidad ($W_L < 50\%$)	En la Carta de Plasticidad L y H están separados por la línea B.
H	Alta plasticidad ($W_L > 50\%$)	
Se debe reportar este suelo		Suelos por debajo de la línea A

Esta clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg para la fracción que pasa el T40, y se obtiene a partir de la llamada CARTA DE PLASTICIDAD así:

Ilustración 11. clasificación está basada sólo en los límites de Atterberg.



Línea A: $IP = 0.73(LL - 20)$

Línea U: $IP = 0.9(LL - 8)$

Sobre la línea A: arcillas inorgánicas.

Debajo de la línea A: limos y arcillas orgánicas.

La línea B: $LL = 50$ separa H de L

NOTA: G = gravel; W = well; C = clay; P = poor; F = fair; M = mud; S = sand; L = low; H = high; O = organics; Pt = pest

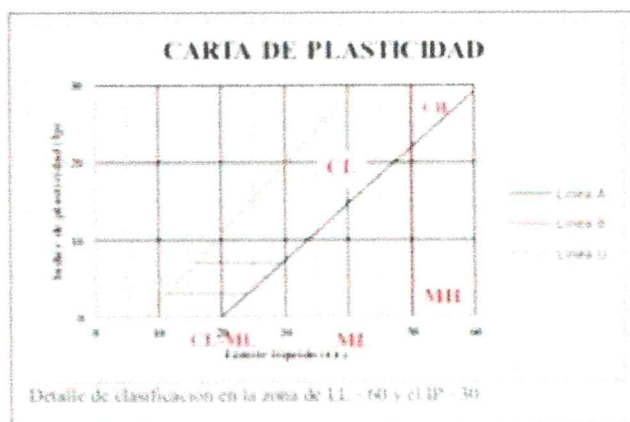


Ilustración 1.2. nombres típicos de los materiales

GRUPO	NOMBRES TÍPICOS DEL MATERIAL
GW	Grava bien gradada, mezclas gravosas, poco o ningún fino.
GP	Grava mal gradada, mezclas grava – arena, poco o ningún fino.
GM	Grava limosa, mezclas grava, arena, limo.
GC	Grava arcillosa, mezclas grava – arena arcillosas.
SW	Arena bien gradada.
SP	Arena mal gradada, arenas gravosas, poco o ningún fino.
SM	Arenas limosas, mezclas arena – limo.
SC	Arenas arcillosas, mezclas arena – arcilla.
ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, limo arcilloso, poco plástico, arenas finas limosas, arenas finas arcillosas.
CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media, arcillas gravosas, arcillas arenosas, arcillas limosas, arcillas magras (pulpa)
OL	Limos orgánicos, arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad.
MH	Limos inorgánicos, suelos limosos o arenosos finos micáceos o diatomáceos (ambiente marino, naturaleza orgánica silíceo), suelos elásticos.
CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad, arcillas gruesas.
OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.
PT	Turba (carbón en formación) y otros suelos altamente orgánicos.

Este sistema propuesto por Arturo Casagrande (1942) lo adopta el cuerpo de Ingenieros de EE.UU. en los aeropuertos y actualmente, es ampliamente utilizado en el mundo, al lado del sistema de la AASHTO o el de la ASTM, todos basados en los LÍMITES Y LA GRANULOMETRÍA.

Definición del Grupo SUCS, con la CARTA DE PLASTICIDAD Se han definido, para gravas (G) y arenas (S), la situación W o P de acuerdo a dos coeficientes: C_u y C_c (Sección 3.4) ¿cuándo se dice que es GM, GC, SM o SC? (ver la carta de plasticidad de la figura 5.1A).

$$\begin{aligned}
 &\left\{ \begin{array}{l} \text{GM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{GC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{Sobre la línea A con} \\ 4 < IP < 7 \Rightarrow \text{doble símbolo} \end{array} \\
 &\left\{ \begin{array}{l} \text{SM} \Rightarrow \text{Debajo de la línea A o } IP < 4 \\ \text{SC} \Rightarrow \text{Sobre la línea A o } IP > 7 \end{array} \right\} \quad \begin{array}{l} \text{En la zona sombreada con} \\ 4 \leq IP \leq 7 \Rightarrow \text{doble símbolo} \end{array}
 \end{aligned}$$

- GW, GP, SW, SP exigen que MENOS del 5% del suelo pase el T200
- GM, GC, SM, SC exigen que MAS del 12% del suelo pase el T200
- Si el porcentaje de finos está entre 5% y 12%, se requiere doble símbolo.

Tabla 22. características y uso de los suelos (grupo del SUCS).

Grupo	VALORACIÓN ATRIBUTOS				APTITUDES SEGÚN USOS	
GW	+++	++	+++	+++	Mantos de presas, terraplenes, erosión de canales.	
GP	++	+++	++	+++	Mantos de presas y erosión de canales.	
GM	++	-	++	+++	Cimentaciones con flujo de agua.	
GC	++	--	+	++	Núcleos de presas, revestimientos de canales.	
SW	+++	++	+++	+++	Terraplenes y cimentación con poco flujo.	
SP	m	++	++	++	Diques y terraplenes de suave talud.	
SM	m	-	++	+	Cimentación con flujo, presas homogéneas.	
SC	++	--	+	+	Revestimiento de canales, capas de pavimento	
ML	m	-	M	m	Inaceptable en pavimentos, licuable.	
CL	+	--	M	m	Revestimiento de canales, pero es erodable.	
OL	m	-	--	m	No recomendable, máximo si hay agua.	
MH	--	-	-	---	Inaceptable en cimentaciones o bases (hinchable)	
CH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentación (hinchable)	
OH	--	--	--	---	Inaceptable en cimentaciones o terraplenes.	
CARACTERÍSTICAS FUNDAMENTALES	Facilidad de tratamiento en obra	Permeabilidad	Resistencia al corte	Compresibilidad	Sobresaliente	+++
					Muy alto	++
					Alto	+
					Moderado	m
					Deficiente	-
					Bajo	--
					Muy bajo	---

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ✚ DAS, Braja M. Fundamentos de Ingeniería Geotécnica. Internacional Thomson Editores S.A., México, 2001.
- ✚ CUJAR CH. Germán. Cimentaciones Superficiales. Universidad del Cauca, Facultad de Ingeniería Civil, Popayán 2003.
- ✚ WHITLOW, Roy. Fundamentos de Mecánica de Suelos. Grupo Editorial Patria Cultural S.A., México, 2000.
- ✚ MARQUEZ CARDENAS, Gabriel. Propiedades Ingenieriles de los Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.
- ✚ ARANGO VELEZ, Antonio. Manual de Laboratorio de Mecánica de Suelos. Universidad Nacional de Colombia, Sede Medellín. Facultad de Minas, 1985.
- ✚ BOWLES, Joseph E. Foundations Analysis and design. Editorial McGraw Hill, Cuarta Edición, Singapur. 1988.
- ✚ JUÁREZ BADILLO et All. Mecánica de Suelos. Tomo 2. Editorial Limusa. 1996
- ✚ NSR-10 Normas Sismo Resistentes Colombianas, Bogotá 2008

FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 89 DE 99

VERSIÓN 1.0

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

ANEXO REGISTRO FOTOGRÁFICO

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

Ilustración 13. registro fotográfico.





FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 92 DE 99

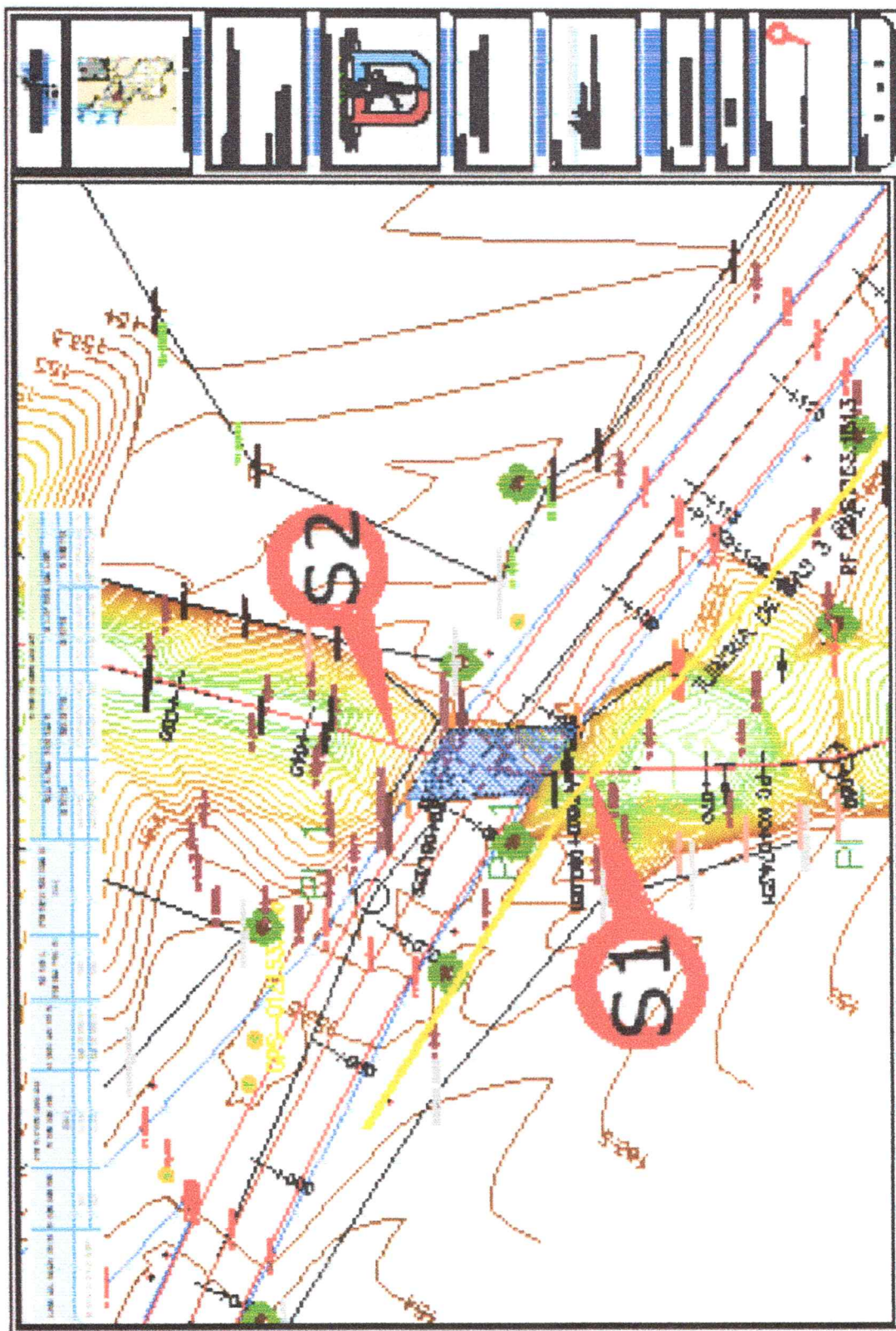
VERSIÓN 1.0

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

ANEXO LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS EN EL PLANO

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS



FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 94 DE 99

VERSIÓN 1.0

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

ANEXO DOCUMENTOS DEL PROFESIONAL

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

Morroa, febrero de 2025

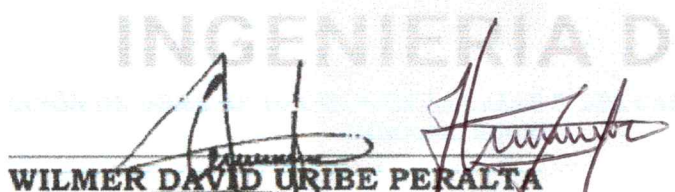
Señora:

ALCALDÍA DE MORROA, SUCRE

Asunto: Certificación De Estudio Geológico, Geotécnico Y De Suelos

Certifico que he realizado el Estudio Geológico, Geotécnico y de Suelos, para el Proyecto **"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"**, a construirse en el Municipio De Morroa, Departamento de Sucre, de acuerdo con los requisitos técnicos vigentes, establecidos en las Normas Técnicas Colombianas, INVIAS, NSR-10, cuyos resultados se encuentran consignados en el Estudio Geológico, Geotécnico y de Suelos.

Para los fines pertinentes, anexo copia de mi Tarjeta Profesional y original del certificado de vigencia y antecedentes profesionales.


WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL

MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES

MP. N° 081037-0565401 CÓRDOBA.

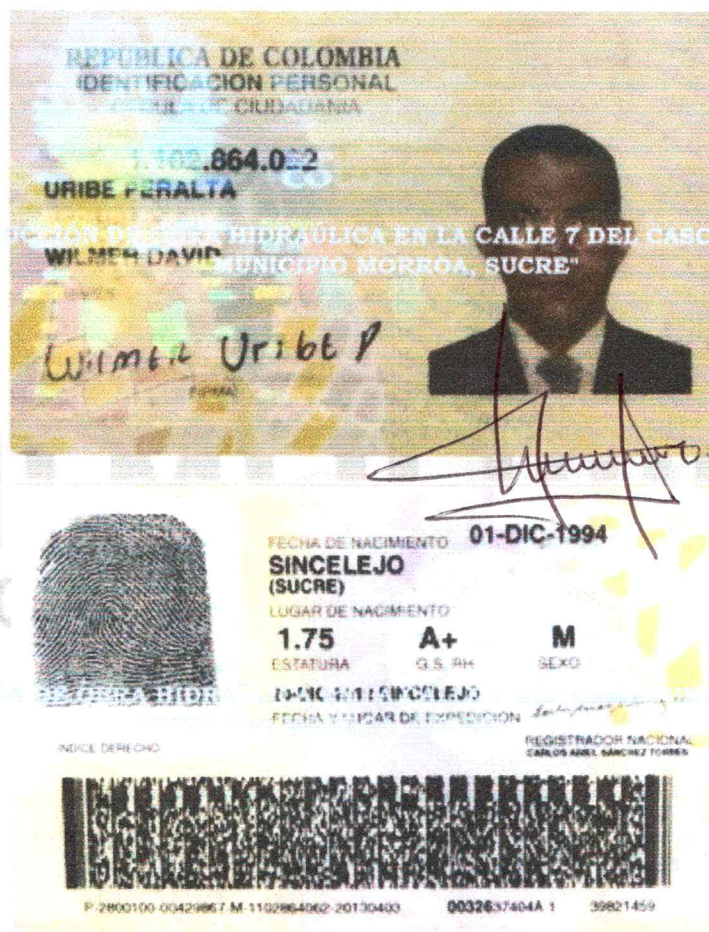
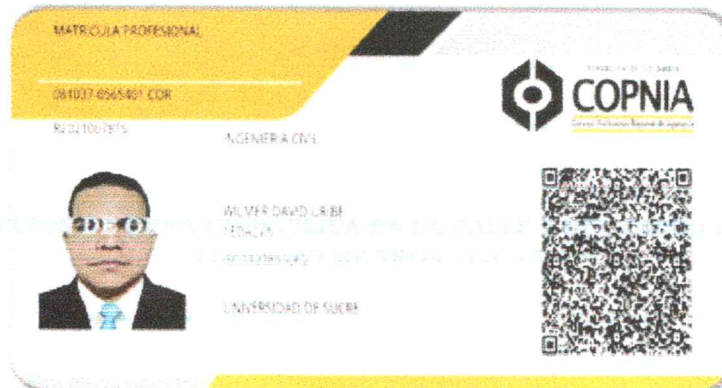
FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 96 DE 99

VERSIÓN 1.0

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS



FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 97 DE 99

VERSIÓN 1.0

**"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"**

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS



Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-3409039

**CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA**

EL DIRECTOR GENERAL

CERTIFICA:

1. Que WILMER DAVID URIBE PERALTA, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 1102864062, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 081037-0565401 COR desde el 04 de Mayo de 2021, otorgado(a) mediante Resolución Nacional R2021067816.
2. Que el(la) MATRICULA PROFESIONAL es la autorización que expide el Estado para que el titular ejerza su profesión en todo el territorio de la República de Colombia, de conformidad con lo dispuesto en la Ley 842 de 2003.
3. Que el(la) referido(a) MATRICULA PROFESIONAL se encuentra **VIGENTE**
4. Que el profesional no tiene antecedentes disciplinarios ético-profesionales.
5. Que la presente certificación se expide en Bogotá, D.C., a los veinte (20) días del mes de Febrero del año dos mil veinticinco (2025).

Rubén Darío Ochoa Arbeláez

Firma del titular (*)

(*) Con el fin de verificar que el titular autoriza su participación en procesos estatales de selección de contratistas. La falta de firma del titular no invalida el Certificado.
El presente es un documento público expedido electrónicamente con firma digital que garantiza su plena validez jurídica y probatoria según lo establecido en la Ley 527 de 1999. Para verificar la firma digital, consulte las propiedades del documento original en formato .pdf.
Para verificar la integridad e inalterabilidad del presente documento consulte en el sitio web https://tramites.copnia.gov.co/Copnia_Microsite/CertificateOfGoodStanding/CertificateOfGoodStandingStart indicado el número del certificado que se encuentra en la esquina superior derecha de este documento.

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA - COPNIA
Calle 78 N° 9 - 57 - Teléfono: 322 0191 - Bogotá D.C.
e-mail: contactenos@copnia.gov.co
www.copnia.gov.co

wu.ingenieriadesuelos@gmail.com

ESTUDIO GEOLÓGICO GEOTECNICO Y DE SUELOS
CELULAR 3006209072



LA RECTORA DE LA UNIVERSIDAD ALFONSO X EL SABIO

Considerando que, conforme a las disposiciones y circunstancias previstas en la legislación vigente,

Wilmer David Uribe Peralta

ha superado el Programa de Estudios del Curso de Postgrado, con una asignación de 60 créditos ECTS,
dentro del convenio de colaboración suscrito entre Soluciones Integrales de Formación y Gestión Structural S.A. y la Universidad Alfonso X el Sabio,
expide el presente Título de

Máster Internacional en Geotecnia y Cimentaciones

Dado en Villanueva de la Cañada, a 23 de febrero de 2023

El La intercedido a:

La Rectora:

ANAYABEL FERNANDEZ MARTINEZ

FECHA: FEBRERO DE 2025

PÁGINA: 99 DE 99

VERSIÓN 1.0

"CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAÚLICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO
URBANO DEL MUNICIPIO MORROA, SUCRE"

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

ANEXO ENSAYOS DE LABORATORIO

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUELOS

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRÁULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE"

LOCALIZACIÓN: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE
 PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA
 CONSTRUCCION: PUENTE
 COORDENADAS: 9°19'56.69"N 75°18'13.02"O

WILMER URIBE
 INGENIERO DE SUELOS

MUESTRA: 1 de 0.00 - 1.00 m

REALIZADO 10/03/2025

ABSCISA -

TRAMO

SONDEO

1

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes

Vidrio Nº

P húmedo

P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio Nº

P rec + P húmedo

P rec + P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₂₀₀	100.00	P ₂	75.17
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	2.39	2.39	97.62
10	4.67	4.67	95.33
20	12.56	12.56	87.44
40	18.37	18.37	81.63
60	21.84	21.84	78.16
100	9.23	9.23	90.77
200	5.12	5.12	94.88
P200	25.83	25.83	0.00

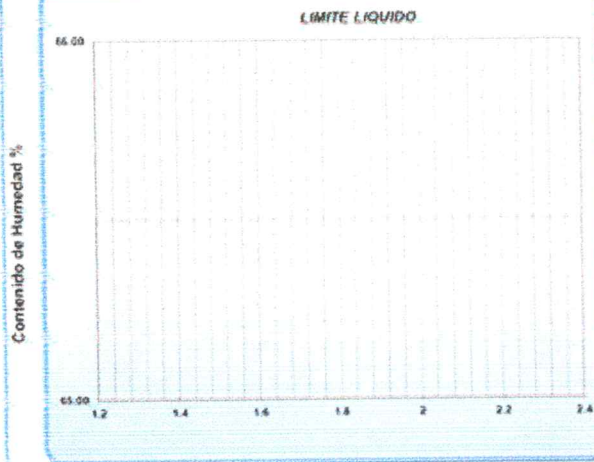
CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.298
Peso húmedo (gr)	11.746
Peso seco (gr)	10.987
Humedad	13.3%

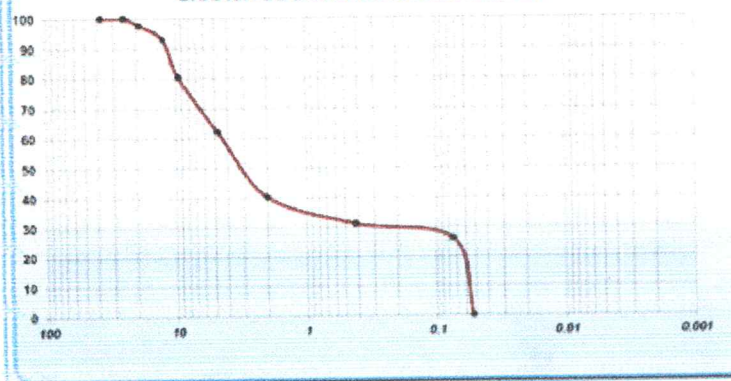
PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	106.39
Diámetro (cm)	3.47
Altura (cm)	6.25
peso unitario húmedo (KN/m ³)	17.66
peso unitario seco (KN/m ³)	15.58

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	13.3 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!
A.A.S.H.O.	A-2-4
U.S.C.	SM



Log del Número de golpes
 GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



OBSERVACIONES:

Arena limosa

[Firma]
 OSNAIDER ROMERO SEVILLA
 C.C. 1182873759 DE SINCELEJO
 LABORATORISTA

[Firma]
 WILMER DAVID URIBE PERALTA
 INGENIERO CIVIL M.P. 081837-055401 COR
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
 Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA

CONSTRUCCION: PUENTE

COORDENADAS: 9°19'56.69"N 75°18'13.02"O

WILMER URIBE
INGENIERO DE SUELOS

MUESTRA: 2 de 1.00 - 2.00 m

REALIZADO 10/03/2025

ABSCISA -

TRAMO

SONDEO

1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes

Vidrio Nº

P húmed

P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio Nº

P rec + P húmed

P rec + P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

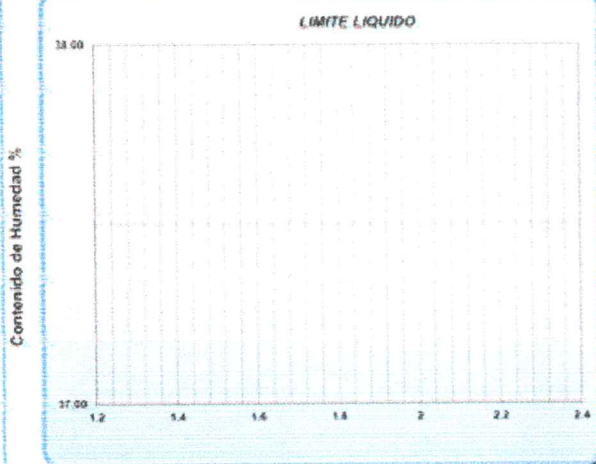
P ₂₀₀	100.00	P ₂	82.53
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	3.56	3.56	96.44
10	7.94	7.94	88.50
20	16.94	16.94	71.56
40	24.87	24.87	46.69
60	13.58	13.58	33.13
100	8.37	8.37	24.76
200	7.29	7.29	17.47
P200	17.47	17.47	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.317
Peso húmedo (gr)	23.087
Peso seco (gr)	21.394
Humedad	10.5%

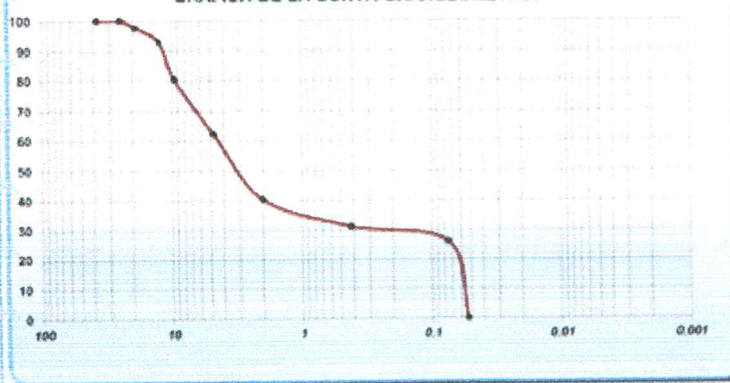
PESO UNITARIO ASTM 2937 - T1

Masa (gr)	102.36
Diámetro (cm)	3.49
Altura (cm)	6.52
peso unitario húmedo (KN/m ³)	16.10
peso unitario seco (KN/m ³)	14.57



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	10.5 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O. :

A-1-b

U.S.C.

SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C. 1102873759 DE SINCELEJO

LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 051037-000401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE"

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA

CONSTRUCCION: PUENTE

COORDENADAS: 9°19'56.69"N 75°18'13.02"O

WILMER URIBE
INGENIERO DE SUELOS

MUESTRA: 3 de 2.00 - 3.00 m

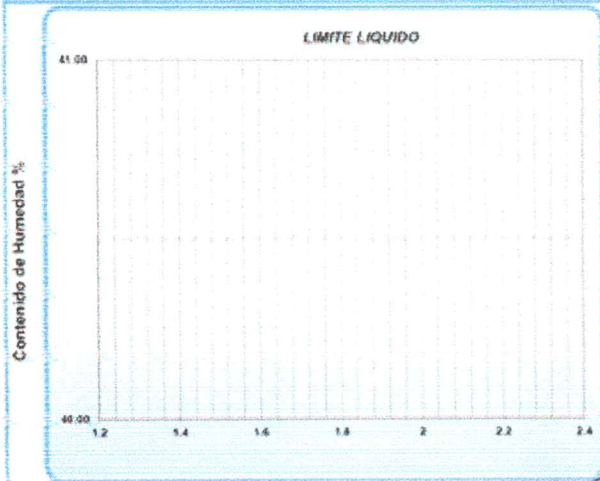
REALIZADO 10/03/2025 ABSCISA - TRAMO SONDEO 1

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes		
Vidrio Nº		
P _{humid}		
P _{seco}		
P _{agua}		
P _{reciente}		
P _{suelo seco}		
% Humedad		

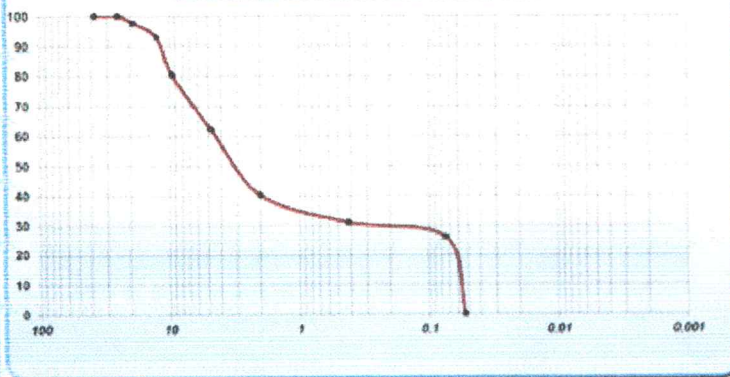
DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio Nº	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _{agua}	
P _{reciente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁₀₀	100.00	P ₂	85.33
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	1.01	1.01	98.99
4	3.46	3.46	95.53
10	5.93	5.93	89.60
20	12.34	12.34	77.26
40	15.34	15.34	61.92
60	28.34	28.34	33.58
100	16.27	16.27	17.31
200	2.64	2.64	14.67
P200	14.67	14.67	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.225
Peso húmedo (gr)	20.648
Peso seco (gr)	18.921
Humedad	12.6%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	117.36
Diámetro (cm)	3.58
Altura (cm)	6.70
peso unitario húmedo (KN/m3)	17.07
peso unitario seco (KN/m3)	15.16

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	12.6 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#7DIV/01

A.A.S.H.O : A-1-b

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.C. 1102875759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 081037055401 CON
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRÁULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE"

LOCALIZACIÓN: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE
 PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA
 CONSTRUCCIÓN: PUENTE
 COORDENADAS: 9°19'56.69"N 75°18'13.02"O

WILMER URIBE
 INGENIERO DE SUELOS

*MUESTRA: 4 de 3.00 - 4.00 m

REALIZADO 10/03/2025 ABSCISA -

TRAMO

SONDEO

1

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes

Vidrio N°

P húmed

P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°

P res + P húmed

P res + P seco

P (Agua)

P recipiente

P suelo seco

% Humedad

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁₀₀	100.00	P ₂	85.69
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	1.36	1.36	98.64
4	5.26	5.26	93.38
10	8.21	8.21	85.17
20	12.64	12.64	72.53
40	16.23	16.23	56.30
60	21.59	21.59	34.71
100	16.53	16.53	18.18
200	3.87	3.87	14.31
P200	14.31	14.31	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.112
Peso húmedo (gr)	15.642
Peso seco (gr)	14.509
Humedad	12.1%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	126.34
Diámetro (cm)	3.59
Altura (cm)	6.87
peso unitario húmedo (KN/m ³)	17.62
peso unitario seco (KN/m ³)	15.91

Límite líquido 0.00 %

Límite plástico 0.00 %

Índice de plasticidad 0.00 %

Humedad natural 12.1 %

Índice de grupo

Índice de Consistencia #DIV/0!

A.A.S.N.O. : A-1-b

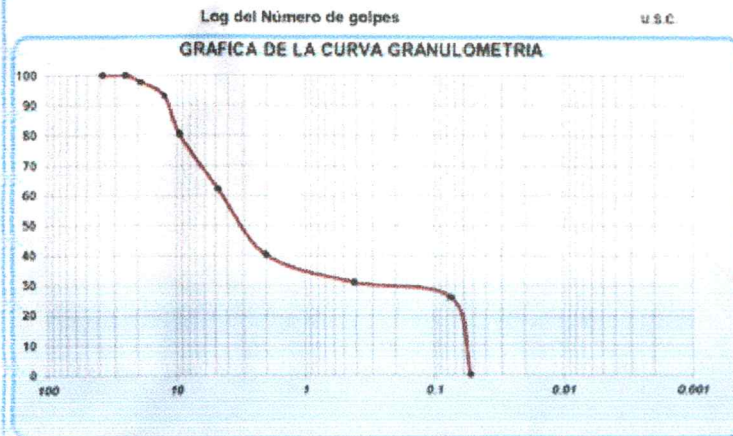
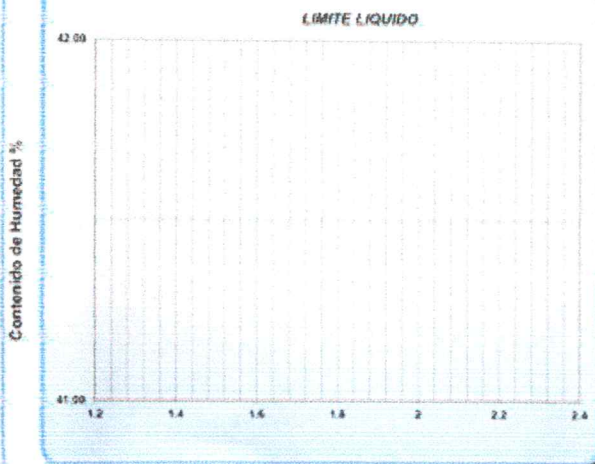
U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

[Firma]
 OSNAIDER ROMERO SEVILLA
 C.E. 1102873759 DE SINCELEJO
 LABORATORISTA

[Firma]
 WILMER DAVID URIBE PERALTA
 INGENIERO CIVIL M.P. 081837-05/5401 COR
 MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
 Y CIMENTACIONES



ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE"

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA

CONSTRUCCION: PUENTE

COORDENADAS: 9°19'57.79"N 75°18'12.84"O

WILMER URIBE
INGENIERO DE CIVIL

MUESTRA: 1 de 0.00 - 1.00 m

REALIZADO 10/03/2025

ABSCISA -

TRAMO

SONDEO

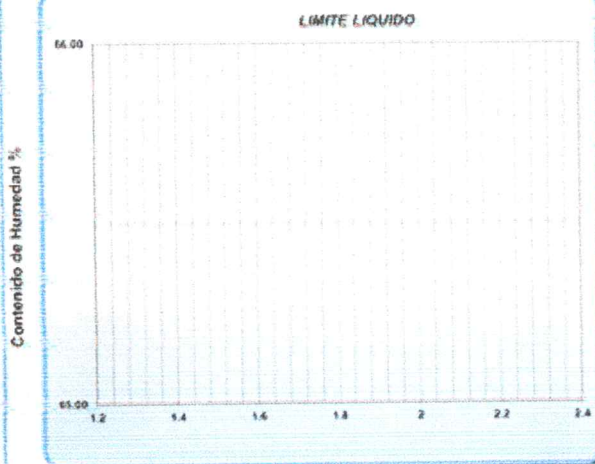
2

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes		
Vidrio Nº		
P _{humid}		
P _{seco}		
P _(Agua)		
P _{recipiente}		
P _{suelo seco}		
% Humedad		

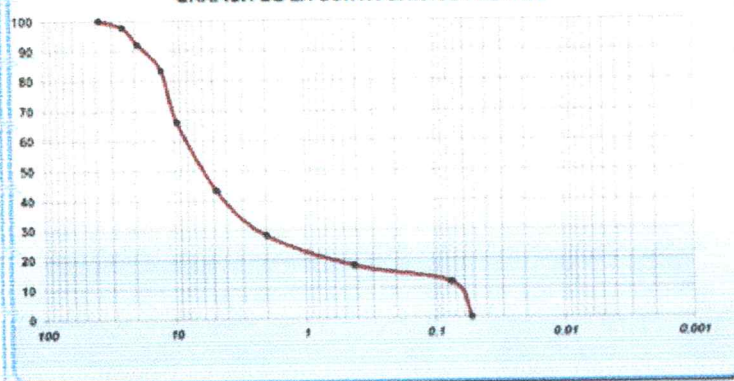
DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO - 12 I.N.V.E - 126 - 12

Vidrio Nº	
P _{rec} + P _{humid}	
P _{rec} + P _{seco}	
P _(Agua)	
P _{recipiente}	
P _{suelo seco}	
% Humedad	



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₁	100.00	P ₂	85.14
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Paso
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	2.34	2.34	97.66
4	5.68	5.68	94.32
10	8.67	8.67	91.33
20	17.39	17.39	82.61
40	22.76	22.76	77.24
60	15.26	15.26	61.98
100	10.36	10.36	51.62
200	5.68	5.68	38.94
P200	11.86	11.86	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.315
Peso húmedo (gr)	11.975
Peso seco (gr)	11.164
Humedad	13.9%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	115.64
Diámetro (cm)	3.52
Altura (cm)	6.38
peso unitario húmedo (KN/m ³)	18.27
peso unitario seco (KN/m ³)	16.05

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	13.9 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O. :

A-1-b

U.S.C.

SP SM

OBSERVACIONES:

Arena mal graduada con limo con grava

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.E. 1102873759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 051837-0515401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: "CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE"

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA

CONSTRUCCION: PUENTE

COORDENADAS: 9°19'57.79"N 75°18'12.84"O

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUAVES

***MUESTRA:** 2 de 1.00 - 2.00 m

REALIZADO 10/03/2025

ABSCISA

TRAMO

SONDEO

2

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes

Vidrio N°

P_{rec} + P_{humed}

P_{seco}

P_(Agua)

P_{reciente}

P_{seco seco}

% Humedad

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLASTICO - 12 I.N.V.E - 126 - 12

Vidrio N°

P_{rec} + P_{humed}

P_{rec} + P_{seco}

P_(Agua)

P_{reciente}

P_{seco seco}

% Humedad

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

P ₂₀₀	100.00	P ₂	75.07
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.00	0.00	100.00
4	3.64	3.64	96.36
10	5.29	5.29	94.71
20	14.29	14.29	85.71
40	17.21	17.21	82.79
60	20.16	20.16	79.84
100	10.57	10.57	89.43
200	6.91	6.91	93.09
P200	21.93	21.93	78.07

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.294
Peso humedo (gr)	23.157
Peso seco (gr)	21.018
Humedad	13.6%

PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	119.67
Diámetro (cm)	3.51
Altura (cm)	6.87
peso unitario humedo (KN/m ³)	17.66
peso unitario seco (KN/m ³)	15.55

Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	13.6 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#;DIV/0!
A.A.S.H.O.	A-1-b

U.S.C. SM

OBSERVACIONES:

Arena limosa

[Firma]

OSNAIDER ROMERO SEVILLA

C.C. 1102873759 DE SINCELEJO

LABORATORISTA

[Firma]

WILMER DAVID URIBE PERALTA

INGENIERO CIVIL, M.P. 051037-02/5401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENVIADAS.
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA ORIGINAL.
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.

ENSAYOS DE LABORATORIOS					
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRÁULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE *					
LOCALIZACIÓN: MUNICIPIO DE MORROA - DEPARTAMENTO DE SUCRE					
PETICIONARIO: ALCALDÍA DEL MUNICIPIO DE MORROA					
CONSTRUCCION: PUENTE					
COORDENADAS: 9°19'57.79"N 75°18'12.84"W					
REALIZADO	10/03/2025	ABSCISA	-	TRAMO	SONDEO 2
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE LÍQUIDO I.N.V.E - 125 - 13					
Nº Golpes					
Vidrio Nº					
P húmedo					
P seco					
P (Agua)					
P recipiente					
P suelo seco					
% Humedad					
DETERMINACIÓN DEL LÍMITE PLÁSTICO - 121 N.V.E - 126 - 12					
Vidrio Nº					
P rec + P húmedo					
P rec + P seco					
P (Agua)					
P recipiente					
P suelo seco					
% Humedad					
PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13					
P ₁	100.00	P ₂	85.85		
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa		
1"	0.00	0.00	100.00		
3/4"	0.00	0.00	100.00		
1/2"	0.00	0.00	100.00		
3/8"	0.00	0.00	100.00		
4	5.24	5.24	94.76		
10	8.79	8.79	85.97		
20	11.67	11.67	74.30		
40	19.67	19.67	54.63		
60	24.67	24.67	29.98		
100	12.64	12.64	17.32		
200	3.17	3.17	14.15		
P200	14.15	14.15	0.00		
CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13					
Peso del recipiente (gr)	5.371				
Peso húmedo (gr)	20.769				
Peso seco (gr)	18.872				
Humedad	14.1%				
PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71					
Masa (gr)	121.65				
Diámetro (cm)	3.61				
Altura (cm)	6.81				
peso unitario húmedo (KN/m³)	17.12				
peso unitario seco (KN/m³)	15.01				
Límite líquido				0.00 %	
Límite plástico				0.00 %	
Índice de plasticidad				0.00 %	
Humedad natural				14.1 %	
Índice de grupo					
Índice de Consistencia				#;DIV/0!	
A.A.S.H.O.				A-1-b	
U.S.C.				SM	
GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA					
OBSERVACIONES: Arena limosa OSNAIDER ROMERO SEVILLA C.C. 1182873759 DE SINCELEJO LABORATORISTA WILMER DAVID URIBE PERALTA INGENIERO CIVIL M.P. 051037-000401 COR MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA Y CIMENTACIONES					

LOS RESULTADOS PRESENTADOS EN ESTE INFORME CORRESPONDEN ÚNICAMENTE A LAS MUESTRAS ENVASADAS.
EL PRESENTE INFORME NO ES VÁLIDO SIN LA FIRMA ORIGINAL.
PROHIBIDA LA REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.

ENSAYOS DE LABORATORIOS

PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DE OBRA HIDRAULICA EN LA CALLE 7 DEL CASCO URBANO DEL MUNICIPIO DE MORROA SUCRE

LOCALIZACION: MUNICIPIO DE MORROA DEPARTAMENTO DE SUCRE

PETICIONARIO: ALCALDIA DEL MUNICIPIO DE MORROA

CONSTRUCCION: PUENTE

COORDENADAS: 9°19'57.79"N 75°18'12.84"O

WILMER URIBE
INGENIERIA DE SUROS

MUESTRA: 4 de 3.00 - 4.00 m

REALIZADO 10/03/2025

ABSCISA -

TRAMO

SONDEO

2

DETERMINACIÓN DEL LIMITE LIQUIDO I.N.V.E - 125 - 13

Nº Golpes	
Vidrio Nº	
P húmed	
P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	

DETERMINACIÓN DEL LIMITE PLASTICO - 121.N.V.E - 126 - 12

Vidrio Nº	
P rec + P húmed	
P rec + P seco	
P (Agua)	
P recipiente	
P suelo seco	
% Humedad	

PROCEDIMIENTO GRANULOMETRIA I.N.V.E - 123-13

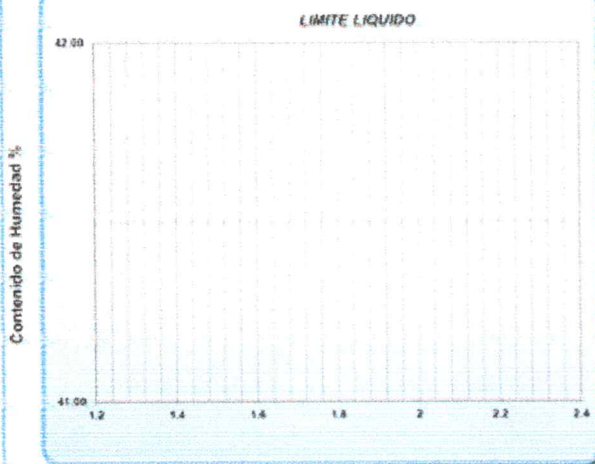
P ₂₀	100.00	P ₂	82.12
Tamiz	Peso retenido	% Retenido	% Pasa
1"	0.00	0.00	100.00
3/4"	0.00	0.00	100.00
1/2"	0.00	0.00	100.00
3/8"	0.18	0.18	99.82
4	4.69	4.69	95.13
10	11.34	11.34	83.79
20	16.27	16.27	67.52
40	21.54	21.54	45.98
60	16.27	16.27	29.71
100	9.67	9.67	20.04
200	2.16	2.16	17.88
P200	17.88	17.88	0.00

CONTENIDO DE HUMEDAD I.N.V. - 122 - 13

Peso del recipiente (gr)	5.241
Peso húmedo (gr)	18.569
Peso seco (gr)	16.897
Humedad	14.3%

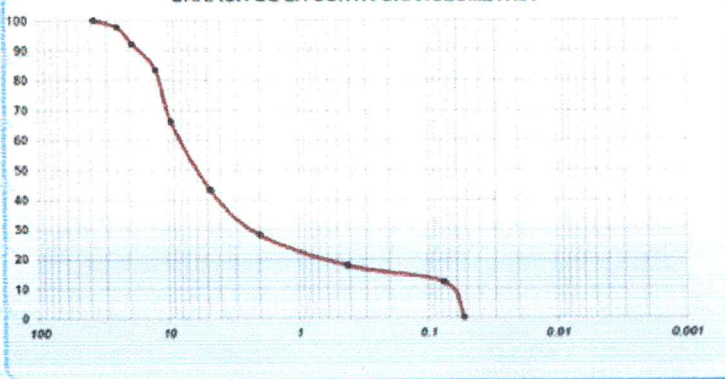
PESO UNITARIO ASTM 2937 - 71

Masa (gr)	122.67
Diámetro (cm)	3.52
Altura (cm)	6.94
peso unitario húmedo (KN/m ³)	17.82
peso unitario seco (KN/m ³)	15.58



Log del Número de golpes

GRAFICA DE LA CURVA GRANULOMETRIA



Límite líquido	0.00 %
Límite plástico	0.00 %
Índice de plasticidad	0.00 %
Humedad natural	14.3 %
Índice de grupo	
Índice de Consistencia	#DIV/0!

A.A.S.H.O : A-1-b

U.S.C. SM

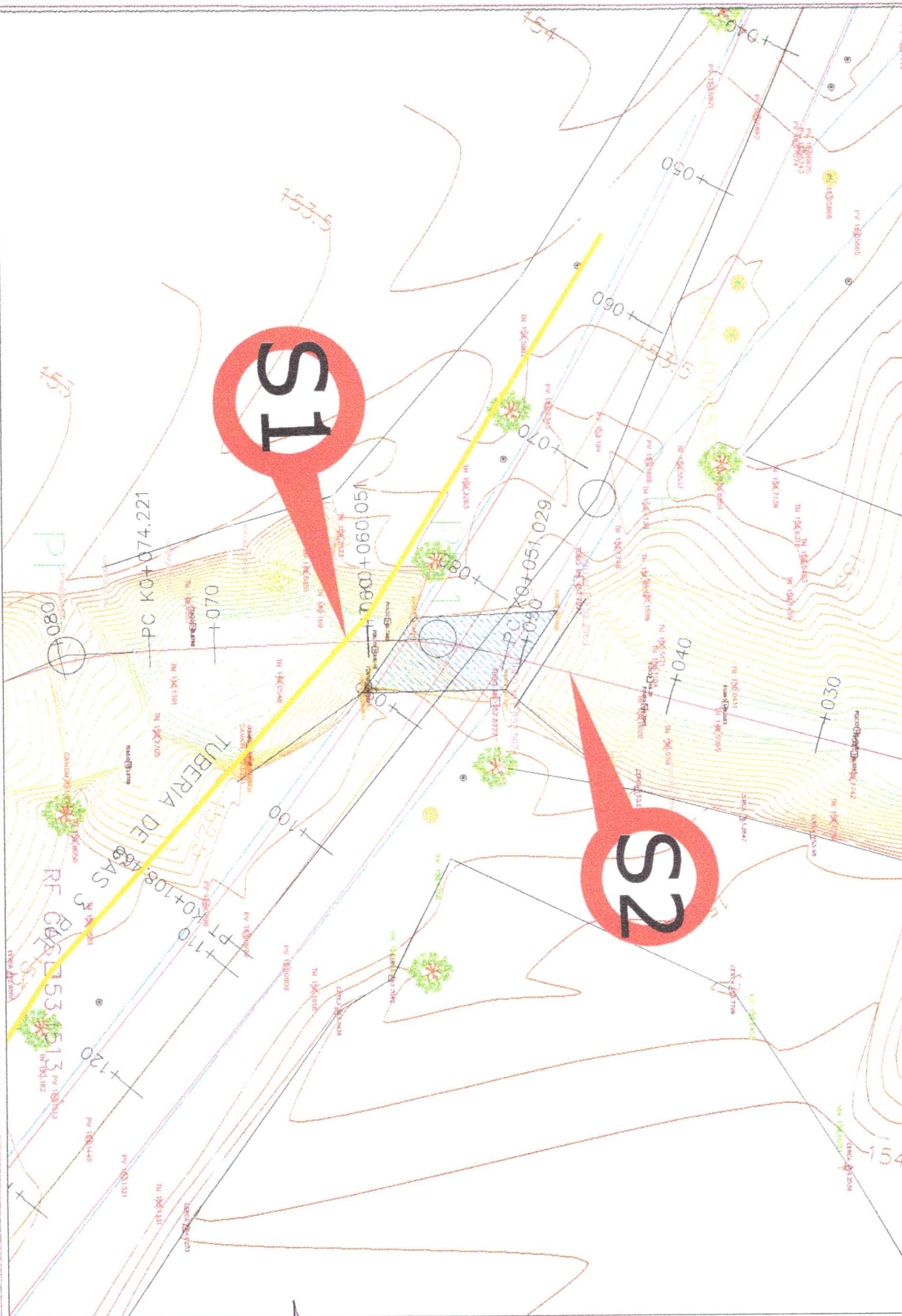
OBSERVACIONES:

Arena limosa con grava

OSNAIDER ROMERO SEVILLA
C.E. 1102875759 DE SINCELEJO
LABORATORISTA

WILMER DAVID URIBE PERALTA
INGENIERO CIVIL M.P. 051037-0515401 COR
MASTER INTERNACIONAL EN GEOTECNIA
Y CIMENTACIONES

LOCALIZACION	SONDEOS	PROFUNDIDAD SONDEOS (m)	UBICACION	NIVEL FREATICO	PROFUNDIDAD (m)	COORDENADAS			
						MAGNA SIRGAS ELIPSOIDALES			
BOX CULVERT	S1	4.00	MORROA	NO	-	ESTE	NORTE	ESTE	NORTE
S2	4.00	MORROA	NO	-	-	865297.131	1524027.693	75°18'12.02"O	9°19'56.69"N
						865299.511	1524042.180	75°18'12.54"O	9°19'57.79"N



WILMER URIBE



PROYECTO:
INVESTIGACION DE LAS CONDICIONES DE LA RED DE AGUAS SUBTERRANEAS EN EL MUNICIPIO DE MORROA, DEPARTAMENTO DE SUCRE

UBICACION:
MUNICIPIO DE MORROA
DEPARTAMENTO DE SUCRE



CONTENIDO:
Planta general de localización de sondes

LOCALIDAD:

[Signature]

FECHA:
FEBRERO DE 2025

ESCALA:
1:100

CONEXIONES:



PLANO No. 1 DE 1