ESTUDIO GEOTÉCNICO

Escenarios deportivos - construcción y dotación de placa deportiva
Localizados en la Vereda Buenos Aires
Municipio de Timbio - Departamento del Cauca

Promotor : Jhonny Alejandro Muñoz Gutierrez_Alcalde Municipal



Elaboro : Ing. José Andrés Martínez Dorado
M.P. 19202 - 81425 del Copnia - Cauca

Investigación del subsuelo, análisis y recomendaciones de Ingeniería necesarios para el diseño y construcción de las obras en contacto con el suelo

Popayán, Julio de 2025

CONTENIDO

1. PROPÓSITO Y CONTENIDO DEL ESTUDIO DE SUELOS 3
2. LOCALIZACIÓN DEL SITIO DEL PROYECTO 4
3. CRITERIOS GENERALES PARA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO 5
4. SELECCIÓN DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO 6
5. ESTRATIGRAFÍA 8
6. GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL 16
7. SISMICIDAD REGIONAL Y LOCAL 17
8. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES 19
9. ASENTAMIENTOS 22
- Asentamientos por Consolidación Primaria 22
- Asentamientos elásticos o instantáneos 24
- Asentamientos por Consolidación Secundaria 25

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 26
ENSAYOS DE LABORATORIO Y REGISTRO DE PERFORACIÓN 39
REGISTROS FOTOGRÁFICOS 40
LOCALIZACIÓN DE SONDEOS 41
11. DISEÑO DE LA LOSA DE LA CANCHA MULTIUSO Y PISOS DUROS 42
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ESPECÍFICAS 46

1. PROPÓSITO Y CONTENIDO DEL ESTUDIO DE SUELOS

El presente informe recopila el conjunto de actividades que comprenden la exploración del subsuelo, los análisis y recomendaciones de ingeniería necesarios para el diseño y construcción de la placa de la cancha multiuso y sistema de cimentación de la estructura de cubierta del polideportivo en la Vereda Buenos Aires, Municipio de Timbio (Cauca).

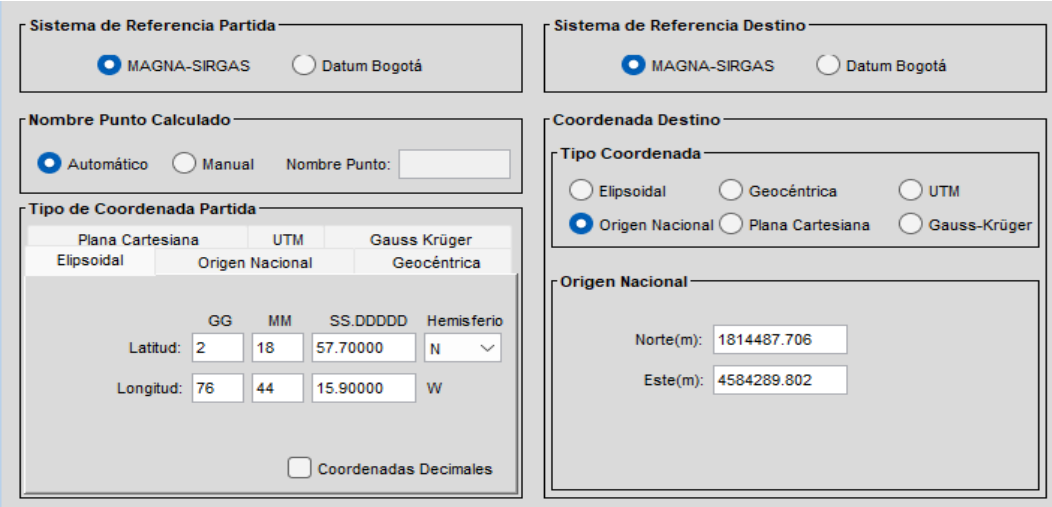
El estudio incluye los perfiles estratigráficos de los sondeos y apique realizados, ensayos de laboratorio, plano de localización de perforaciones, recomendaciones pertinentes a la cota de fundación, capacidad portante del suelo de cimentación, tipos de cimientos aplicables, asentamientos probables y demás recomendaciones requeridas para el diseño y construcción de fundaciones acorde al Título H del Código Colombiano de Construcciones Sismoresistentes NSR–2010 y otras bases teóricas disponibles en el Manual de Cimentaciones del Instituto Nacional de Vías, de tal forma que se garantice un comportamiento adecuado del conjunto estructural y arquitectónico.

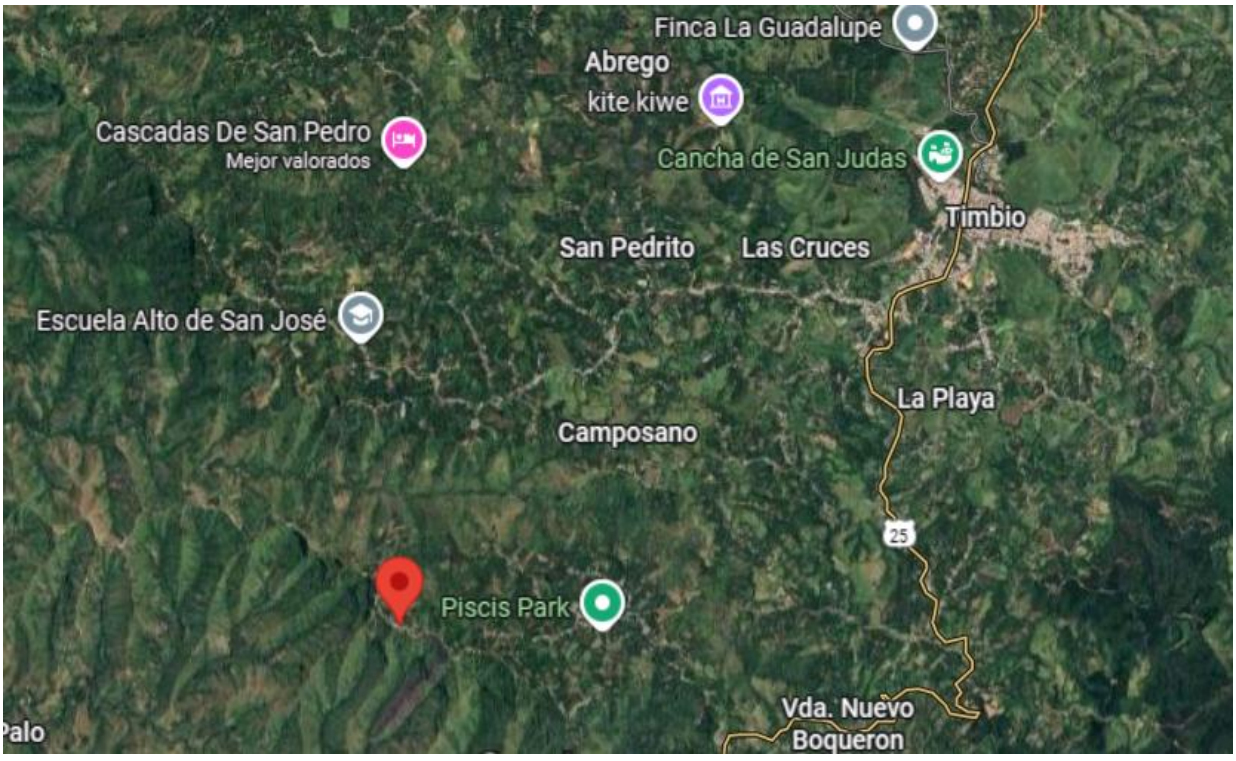


Panorámica actual del sitio del proyecto

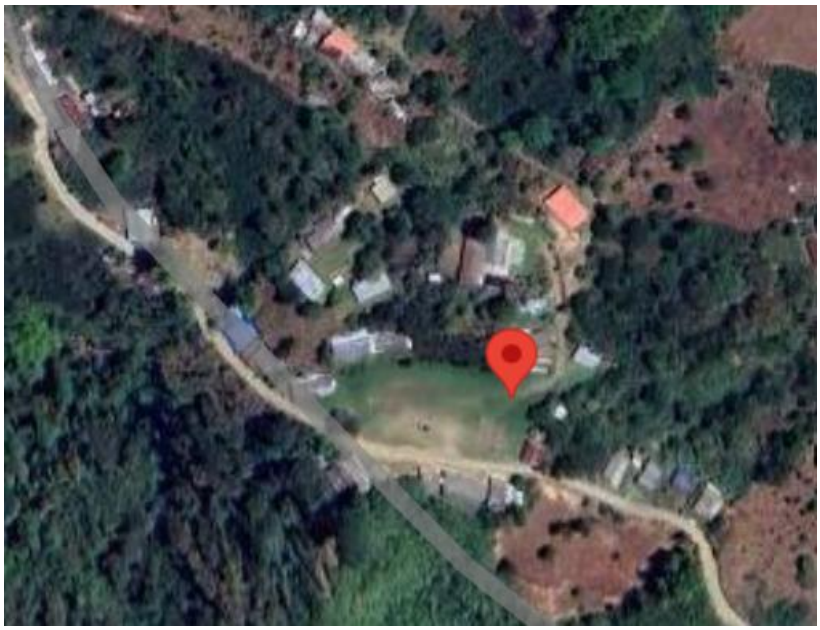
2. LOCALIZACIÓN DEL SITIO DEL PROYECTO

El proyecto se ubica en la Vereda Buenos Aires al suroeste de la cabecera del Municipio de Timbio - Departamento del Cauca. Las coordenadas de amarre del lugar, para el Sistema de Referencia Magna Sirgas, son las siguientes:





Fuente: Google Earth



Vista aérea del lugar del proyecto

3. CRITERIOS GENERALES PARA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

De acuerdo a las características del proyecto arquitectónico, este se clasifica como una **Unidad de Construcción de Categoría BAJA** según la Tabla H.3.1 – 1 de la Norma NSR -10, ya que se trata de una estructura con cargas verticales menores de 800 KN en apoyos y longitudes perimetrales menores de 80 metros, tal y como se mostró en el mapa de la página anterior.

La norma establece que la investigación del suelo para una Unidad de este tipo, se adelante con la perforación de al menos tres sondeos con recuperación de muestras, de tal manera que se dé cumplimiento a los literales H.3.2.4 – Características y distribución de los sondeos y H.3.2.5 – Profundidad de los Sondeos en los siguientes aspectos fundamentales:

a) Los sondeos con recuperación de muestras deben constituir como mínimo el 50% de los sondeos practicados en el estudio definitivo.
b) En los sondeos con muestreo se deben tomar muestras cada metro en los primeros 5.0 m de profundidad y a partir de allí en cada cambio de material o cada 1.5 m de longitud de sondeo.

c) La tabla H.3.2-1 recomienda que al menos el 50% de los sondeos alcancen una profundidad de 6.0 metros. Sin embargo, dicha profundidad se puede afectar por los siguientes criterios, los cuales deben ser justificados técnicamente:
   - Profundidad en la que el incremento del esfuerzo vertical causado por la edificación sobre el terreno sea el 10% del esfuerzo vertical en la interfaz suelo-cimentación.
   - 2.5 veces el ancho de la zapata de mayor dimensión.
   - En la eventualidad de encontrar roca firme o aglomerados rocosos o capas de suelos muy firmes asimilables a rocas se puede suspender la perforación.

En todo caso primará el concepto del ingeniero geotecnísta, quien definirá la exploración necesaria siguiendo los lineamientos ya señalados, y en todos los casos, el 50% de las perforaciones, deberán alcanzar una profundidad por debajo del nivel de apoyo de la cimentación. En algunos casos, a juicio del ingeniero geotecnísta responsable del estudio, se podrán remplazar algunos sondeos por apiques o trincheras.

En este caso, se efectúan cuatro sondeos a 6.0 metros y un apique a 1.50 metros de profundidad, que nos permiten determinar las propiedades físicas del regolito. No se registra la presencia de nivel freático. En cada uno de ellos se toman muestras que facilitan la caracterización del subsuelo, dando cumplimiento a los encisos del Título H de la Norma NSR-2010 anteriormente descritos.

4. SELECCIÓN DE MUESTRAS Y ENSAYOS DE LABORATORIO

Con los trabajos de exploración y muestreo se planifica la caracterización física y mecánica del subsuelo encontrado, el programa de laboratorio contempló la realización de los siguientes ensayos:

- Se efectúan mediciones del número de golpes de la prueba SPT, la cual nos brinda una idea de la tenacidad del subsuelo y no se reporta rebote por pivoteo hasta los 6.0 m de profundidad.

- Sobre muestras seleccionadas se efectuaron granulometrías y Límites de Atterberg, cuyos resultados aportaron los elementos básicos para el análisis de asentamientos y para la clasificación de los suelos mediante los sistemas de la A.A.S.H.T.O. y U.S.C.
- Con las muestras inalteradas de tubos Shelby, se llevaron a cabo compresiones inconfinadas, pesos unitarios y contenidos de humedad, requeridos para el cálculo de capacidad portante de las cimentaciones.
- La estratificación de suelos y los valores normalizados a N160 de la prueba SPT nos permite identificar la calidad global del subsuelo.
- Los valores de humedad, Límites de Atterberg y cohesión no drenada se aplican para determinar el Perfil de Suelo del sitio del Proyecto, punto de arranque para la determinación de los coeficientes sísmicos de carácter geotécnico estipulados en el título A de la Norma Sismo Resistente Colombiana.
- Con los resultados de la prueba de consolidación se proceden a calcular los asentamientos totales y la capacidad de carga permisible, que garanticen la estabilidad y funcionalidad de las estructuras. La curva de compresibilidad se utiliza para identificar si hay presencia de suelos colapsables.
- En laboratorio se realiza una Prueba de CBR en inmersión a 4 dias (Norma Invias E-148) que permite determinar la relación de la resistencia del suelo en función del peso unitario seco. Con estos valores se calcula el espesor de las placas de concreto de la cancha multiple.
- También se elaboran las recomendaciones de tipo constructivo acorde a la normatividad vigente.

Hasta aquí se cumple con el enciso H.3.3_ENSAYOS DE LABORATORIO de la Norma NSR-2010, especialmente en lo que refieren los siguientes apartes:

- Las muestras para ejecución de ensayos de laboratorio deberán ser seleccionadas por el ingeniero geotecnísta y deberán corresponder a los diferentes materiales afectados por el proyecto (H.3.3.1_Selección de muestras). En este caso el suelo de interés geotécnico es netamente cohesivo.

- El tipo y número de ensayos depende de las características propias de los suelos o rocas por investigar, del alcance del proyecto y del criterio del ingeniero geotecnísta (H.3.3.2_Tipo y número de ensayos).

En virtud de la similitud de los resultados de las pruebas de campo y basado en la norma, se considera que el número de pruebas de laboratorio es más que suficiente y representativo, ya que se tiene claridad de la clasificación del suelo y de su caracterización física y mecánica, que permiten hallar los parámetros geotécnicos necesarios para el diseño de una Unidad de Construcción de Categoría Baja.

5. ESTRATIGRAFÍA

Para mayor entendimiento de la caracterización de los suelos encontrados en el área del estudio los resultados se agrupan por cuadros resumen de exploración y en el Perfil Estratigráfico a partir de la superficie, de la siguiente manera:

UBICACIÓN DE LOS SONDEOS EN PLANTA

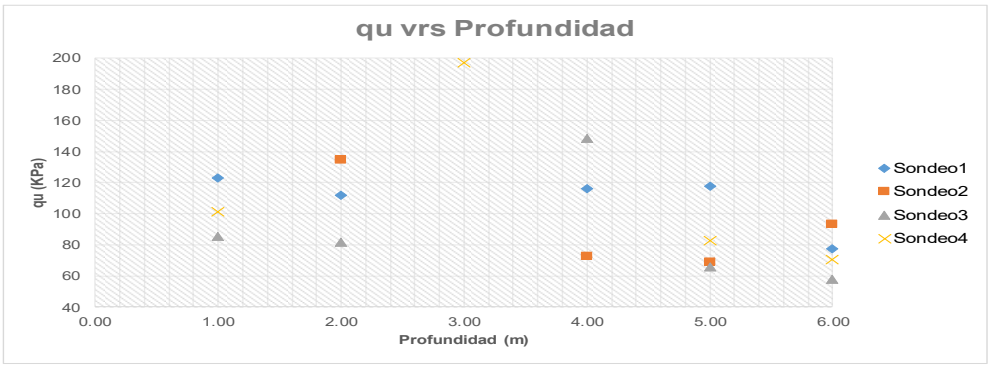


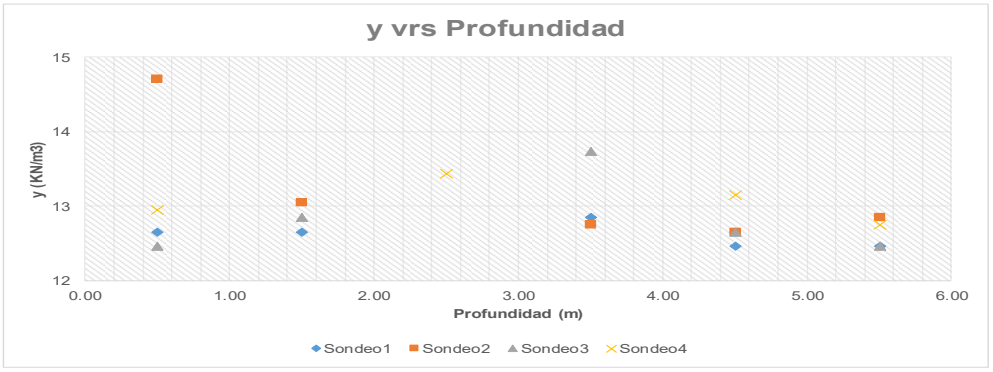
CARACTERIZACIÓN DE SUELOS COHESIVOS

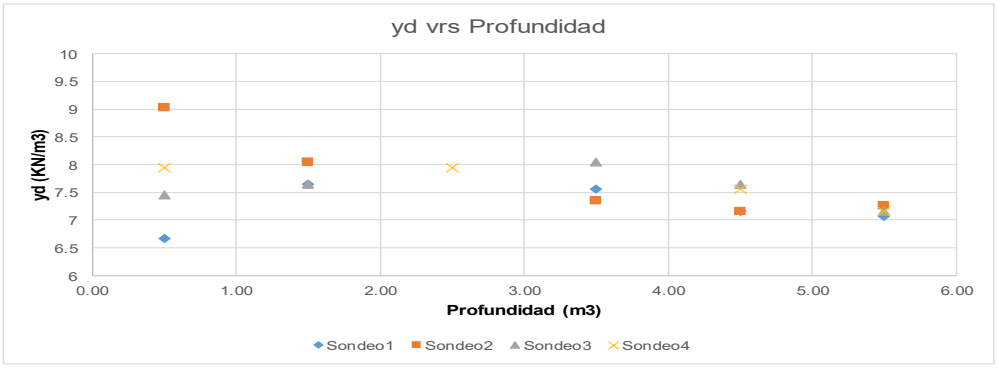
Unidades: Compresión Simple : qu (KPa) ; Peso Unitario Húmedo : y (KN/m3); Peso Unitario Seco : yd (KN/m3); Cohesión no drenada: Su (KPa)

Consistencia del Suelo (Terzaghi y Peck): MUY BLANDA :qu< 24.5 KPa; BLANDA: 24.5<qu<49.0 KPa; MEDIANA: 49<qu<98.0 KPa; FIRME : 98.0<qu<196.1 KPa; MUY FIRME : 196.1<qu<392.3 KPa, DURA: qu>392.3 Kpa

CUADRO RESUMEN DE RESULTADOS DE COMPRESIÓN SIMPLE, PESOS UNITARIOS HÚMEDOS Y SECOS																				
Prof (m)		dfm	SUELO TIPO	SONDEO 1			SUELO TIPO	SONDEO 2			SUELO TIPO	SONDEO 3			SUELO TIPO	SONDEO 4			VALOR MEDIO			
De	a			qu	y	yd		qu	y	yd		qu	y	yd		qu	y	yd	qu	Su	y	yd
0.00	1.00	0.50	MH	123	12.7	6.67	MH	481	14.7	9.02	MH	85.3	12.5	7.45	MH	101	12.9	7.94	197.36	98.68	13.19	7.77
1.00	2.00	1.50	MH	112	12.7	7.65	MH	134	13	8.04	MH	81.4	12.8	7.65					109.18	54.59	12.85	7.78
2.00	3.00	2.50									MH				MH	197	13.4	7.94	197.11	98.56	13.44	7.94
3.00	4.00	3.50	MH	116	12.8	7.55	MH	72.6	12.7	7.35	MH	148	13.7	8.04					112.12	56.06	13.11	7.65
4.00	5.00	4.50	MH	118	12.5	7.16	MH	68.6	12.7	7.16	MH	65.7	12.7	7.65	MH	82.4	13.1	7.55	83.60	41.80	12.72	7.38
5.00	6.00	5.50	MH	77.5	12.5	7.06	MH	93.2	12.8	7.26	MH	57.9	12.5	7.16	MH	70.6	12.7	7.16	74.78	37.39	12.63	7.16
Resistencia a la compresión inconfinada (Ref. Terzaghi y Peck)											*FIRME*								*110.0*	*55.0*	*12.99*	*7.61*
Prof. Nivel Freático (m)			N/A				N/A				N/A				N/A						*Prof. De diseño del N.F.*	







CORRECCIONES AL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Fuente: Código Colombiano de Diseño de Puentes CCP-2014, Sección 10 - 10.4.6.2.4, pág: 10-19

Los valores N del SPT deben corregirse por eficiencia del martillo. Dicha correlación se determina como:

$$N_{60} = (ER/60\%)\,N$$

N60: Número de golpes del SPT, corregido por eficiencia del martillo (golpes/30cm).

ER: Eficiencia del martillo expresada como porcentaje de la energía de caída libre teórica suministrada por el sistema de martinete utilizado realmente (porcentaje)

N: Número de golpes en campo del SPT (no corregido) (golpes/30 cm)

Cuando el número de golpes del SPT ha sido corregido por presión de sobrecarga y por eficiencia del martillo, el número de golpes resultante (corregido) debe denotarse como $N1_{60}$, determinado como:

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

Energía teórica, producto de una caída totalmente libre:

$$\mathbf{Et = 63.5\ kg\ x\ 9.81g\ x\ 0.76m = 473.43\ N\ m = 473.43\ J}$$

Máxima energía transmitida en el ensayo, calculada a traves de la fuerza y velocidad del equipo empleado:

Equipo tipo: Martllo macizo corto (Dona)

Peso martillo:W= 31.75 kg

Altura de caída:H= 0.76 m

$$EMX = W\ x\ 9.81g\ x\ H$$

EMX= 236.72 N m

Eficiencia de la energía transmitida con respecto a la teórica:

Dispositivo de golpeo: Manual

Corrección recomendada: 0.45

$$ER = \frac{EMX * 0.45}{Et}$$

ER= 0.23

Factor de corrección por energía, normalizada al 60% de eficiencia:

$$CE = \frac{ER}{0.60} = 0.38$$

Número de golpes normalizado al 60% de eficiencia:

$$N60 = \frac{ER}{0.60}\,N = N \times CE$$

Consistencia del Suelo (Según Terzaghi y Peck) : MUY BLANDA < 2 Golpes; BLANDA: 2-4 Golpes; MEDIA: 4-8 Golpes; FIRME : 8-15 Golpes; MUY FIRME : 15-30 Golpes, DURA: >30 Golpes

CUADRO RESUMEN DE RESULTADOS DE ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)																
Prof (m)		med	SONDEO 1			SONDEO 2			SONDEO 3			SONDEO 4			N60min	CONSISTENCIA
De	a		SUELO	N	N60	SUELO	N	N60	SUELO	N	N60	SUELO	N	N60		
1.00	2.00	1.50	MH	13	5	MH	17	6	MH	9	3	MH	23	9	3	BLANDA
2.00	3.00	2.50	MH	13	5	MH	8	3	MH	18	7	MH	10	4	3	BLANDA
3.00	4.00	3.50	MH	14	5	MH	8	3	MH	8	3	MH	8	3	3	BLANDA
4.00	5.00	4.50	MH			MH	9	3	MH	7	3	MH			3	BLANDA
5.00	6.00	5.50	MH	9	3	MH	10	4	MH	6	2	MH	8	3	2	MUY BLANDA

PROPIEDADES MECANICAS DEL DEPÓSITO DE SUELO A PARTIR DE LOS VALORES CORREGIDOS DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Capítulo 4 - Caracterización de suelos y rocas (Manual de Cimentaciones para carreteras INVIAS)

$$N_{160} = C_N N_{60}$$

$C_n = 1 - (K \log Rs)$ [4.33]

$N1_{60}$: Valor de N que corresponde a una hinca normalizada del 60% de energía, adimensional, donde se incluye la corrección por confinamiento.

C_n: Factor de corrección por confinamiento.

Rs: Parámetro de estandarización para un esfuerzo vertical de referencia equivalente a 1 kg/cm^2.

(Marcuson: K=1.41←Rs<1; K=0.92←Rs≥1)

ÁNGULO DE FRICCIÓN INTERNA A PARTIR DEL VALOR DE N160, EXPRESIÓN DE KISHIDA:

$$Ø' = 15° + \sqrt{18\left(\frac{N160}{Rs}\right)^{0,5}}$$

DENSIDAD RELATIVA HOLTZ Y GIBBS

$$Dr = -2,5 + 0,63N - 0,89\frac{N}{\sigma' V} + 16,89\left(\frac{N}{\sigma' V}\right)^{\frac{1}{2}}$$

N160: Valor normalizado o corregido de la prueba SPT (golpes/pie)
σ'v:Esfuezo efectivo (Kg/cm2)
Dr: Densidad relativa (%)

DENSIDAD RELATIVA MEYERHOFF (1957)

$$D_r = \left\{\frac{N_{60}}{\left[17 + 24\left(\frac{\sigma'_o}{p_a}\right)\right]}\right\}^{0.5}$$

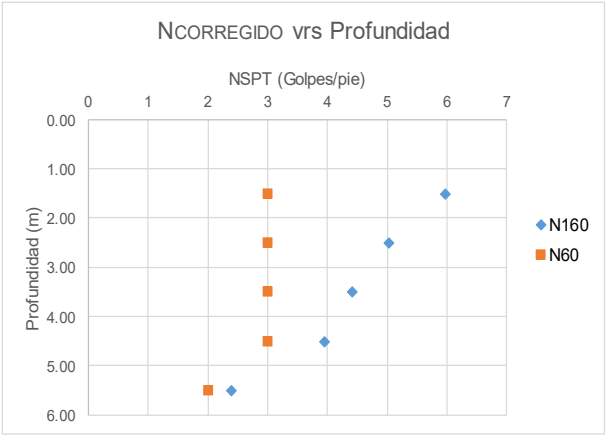
N60: Número de golpes del SPT, corregido por eficiencia del martillo (golpes/pie).
Pa: Presión atmosférica del sitio
Pa= 101.4 Kpa, para Popayán
σ'v: Esfuezo efectivo (KPa)

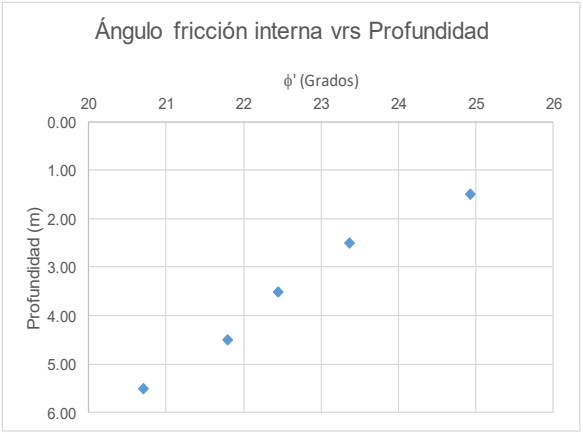
Peso unitario húmedo del suelo: y=	***12.988 KN/m3***
Hay presencia de Nivel Freático: S/N	***N***
Posición del Nivel Freático, NF(m) =	
Peso unitario saturado del suelo, ysat=	***14.510 KN/m3***

Densidad relativa (%) según Terzaghi y Peck

0-15	*Muy suelto*	*50-65*	*Medianamente denso*
15-35	*Suelto*	*65-85*	*Denso*
35-50	*Medianamente suelto*	*>85*	*Muy denso*

Prof (m)		Z (m)	CORRECCIÓN DEL VALOR DE N PARA UNA HINCA NORMALIZADA DEL 60% DE ENERGÍA (Golpes/pie)								Ángulo de fricción interna	Densidad relativa Dr%	
De	a		N60	σv (KPa)	μ(KPa)	σ'v (KPa)	Rs	K	Cn	N160 (Golpes/pie)	Ø'	Holtz y Gibbs	Meyerhoff (1957)
1.00	2.00	1.50	3	19.483	0.000	19.483	0.199	1.410	1.99	6	25	67.1	37.3
2.00	3.00	2.50	3	32.471	0.000	32.471	0.331	1.410	1.68	5	23	53.0	34.9
3.00	4.00	3.50	3	45.459	0.000	45.459	0.464	1.410	1.47	4	22	43.9	32.9
4.00	5.00	4.50	3	58.448	0.000	58.448	0.596	1.410	1.32	4	22	37.6	31.2
5.00	6.00	5.50	2	71.436	0.000	71.436	0.728	1.410	1.19	2	21	26.7	24.3
									Valores representativos:	***5***	***22***	***Suelto a medianamente suelto***	





PARÁMETROS DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS COHESIVOS

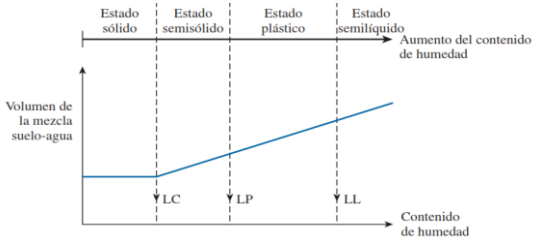
Indice de plasticidad: $IP = LL - LP$

Indice de liquidez: $IL = \frac{W-LP}{IP}$

Límite de contracción: $LC = \frac{46.4LL - 43.5IP}{IP + 46.4}$

Indice de consistencia: $IC = \frac{LL-W}{IP}$

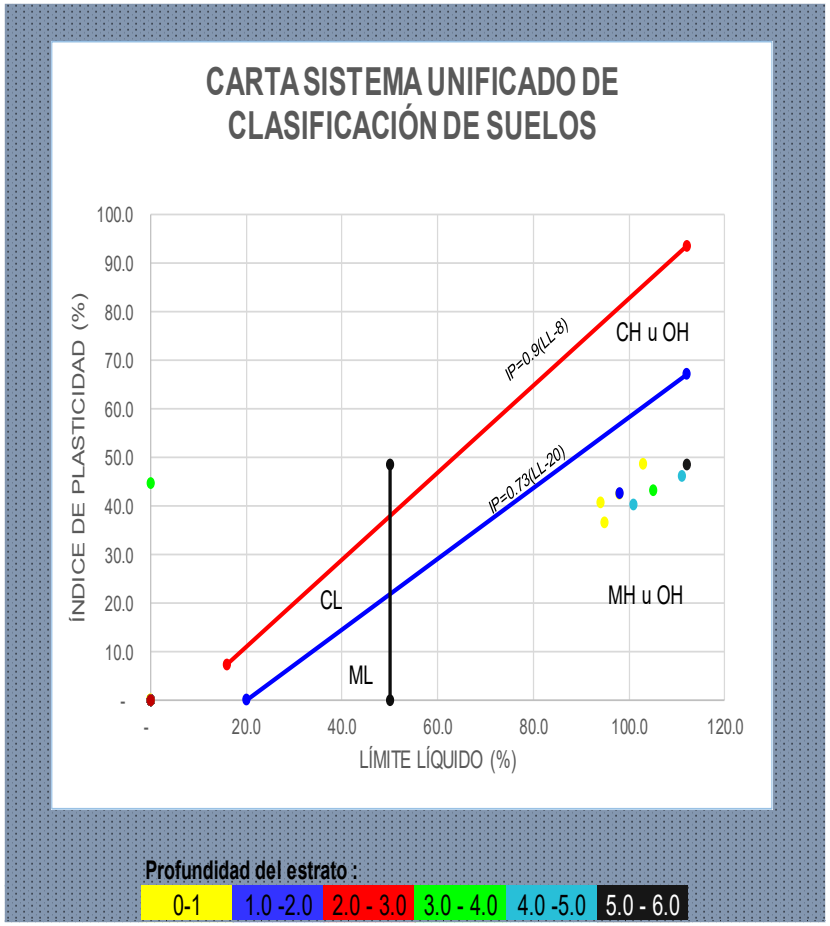
CONSITENCIA SUELO COHESIVO	ÍNDICE DE CONSISTENCIA
Líquida	Ic<0.5
Blanda	0.5<Ic<0.75
Rígida	0.75<Ic<1.0
Dura	Ic>1.0



CUADRO RESUMEN DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y LIMITES DE ATTERBERG

SONDEO	Df (m)		CLASIFICACIÓN DE SUELOS Y LÍMITES DE ATTERBERG											GRADACIONES				CONSISTENCIA
	De	α	SUELO	LL%	LP%	IP%	LC%	W%	IL	IC	CONSISTENCIA	AASHTO	IG	%RET·4	Pasa·4	Pasa·4 Ret·200	Pasa·200	
1	0.00	1.00	MH	98.0	55.8	42.2	30.6	61.4	0.13	0.87	RIGIDA	A-7-5	51	0.0	100.0	9.8	90.2	Plástico
1	3.00	4.00	MH	105.0	61.7	43.3	33.3	69.6	0.18	0.82	RIGIDA	A-7-5	54	0.0	100.0	9.8	90.2	Plástico
1	5.00	6.00	MH	112.0	63.5	48.5	32.5	77.2	0.28	0.72	BLANDA	A-7-5	60	0.0	100.0	10.4	89.6	Plástico
2	0.00	1.00	MH	103.0	54.6	48.4	28.2	63.8	0.19	0.81	RIGIDA	A-7-5	57	0.0	100.0	9.6	90.4	Plástico
2	1.00	2.00	MH	98.0	55.5	42.5	30.4	62.9	0.17	0.83	RIGIDA	A-7-5	51	0.0	100.0	9.7	90.3	Plástico
2	4.00	5.00	MH	111.0	64.8	46.2	33.9	75.8	0.24	0.76	RIGIDA	A-7-5	58	0.0	100.0	10.0	90.0	Plástico
3	0.00	1.00	MH	95.0	58.5	36.5	34.0	65.9	0.20	0.80	RIGIDA	A-7-5	46	0.0	100.0	9.9	90.1	Plástico
3	3.00	4.00	MH	103.0	58.4	44.6	31.2	69.5	0.25	0.75	BLANDA	A-7-5	55	0.0	100.0	9.3	90.7	Plástico
4	0.00	1.00	MH	94.0	53.5	40.5	29.9	62.3	0.22	0.78	RIGIDA	A-7-5	49	0.0	100.0	9.6	90.4	Plástico
4	4.00	5.00	MH	101.0	60.8	40.2	33.9	74.4	0.34	0.66	BLANDA	A-7-5	50	0.0	100.0	9.8	90.2	Plástico

El Artículo H.2.5 de la NSR-2010 establece los criterios para establecer la diferencia entre suelos no cohesivos o granulares y suelos cohesivos. El Literal H.2.5.1 (b) indica que todos los materiales en los cuales 30% o menos del peso pase por el tamiz No. 200 y que tengan límite líquido LL ≤ 30% e índice plástico IP ≤ 10% se considera como suelos no cohesivos o granulares. Por tanto para este caso los suelos encontrados son netamente cohesivos.



CARACTERIZACIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE SUELO COHESIVO				
TIPO:	***LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD***			***MH***
PARÁMETRO	**VALORES**			
	Mínimo		**Máximo**	
Compresión Simple: qu	57.86	KPa	480.53	KPa
Cohesión no drenada: Su= qu/2	28.93	KPa	240.26	KPa
Consistencia: f(qu)	*Mediana*		*Dura*	
Peso unitario húmedo (γ)	*12.5*	KN/m3	*14.7*	KN/m3
Peso unitario seco (γ_d)	*6.7*	KN/m3	*9.0*	KN/m3
Ensayo SPT : N60	2	Golpes	3	Golpes
Consistencia: f(N)	*Muy blanda*		*Blanda*	
Límite Líquido (LL)	94.00	%	112.00	%
Límite Plástico (LP)	53.50	%	64.8	%
Límite Contracción (LC)	28.20	%	34.0	%
Índice de Plasticidad (IP)	36.50	%	48.5	%
Humedad Natural (w)	61.40	%	77.2	%
Consistencia: f(w)	*Plástico*		*Plástico*	
Índice de Consistencia (IC)	0.66		0.87	
Consistencia: f(IC)	*Blanda*		*Rigida*	
%RET·4	0.0	%	0.0	%
Ret 200	9.3	%	10.4	%
Pasa 200	89.6	%	90.7	%

CAPÍTULO H.9 NSR10_ CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES

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 LL, 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

Tabla 4.74. Susceptibilidad de los suelos a la tubificación

SUSCEPTIBILIDAD DE LOS SUELOS A LA TUBIFICACIÓN	
Gran resistencia a la tubificación	1. Arcillas muy plásticas (Ip >15%).Bien compactadas 2. Arcillas muy plásticas (Ip>15%). Deficientemente compactadas
Resistencia media a la tubificación	3. Arenas bien gradadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media (Ip>6%).Bien compactadas 4. Arenas bien graduadas o mezclas de arena y grava, con contenido de arcillas de plasticidad media (Ip>6%).Deficientemente compactadas 5. Mezcla no plástica, bien graduadas y bien compactadas, de grava, arena y limo con Ip < 6%
Baja resistencia a la tubificación	6. Mezcla no plástica, bien graduadas y deficientemente compactada, de grava, arena y limo con Ip < 6% 7. Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), bien compactadas 8. Arenas limpias, finas, uniformes (Ip < 6%), deficientemente compactadas

Fuente: Manual de cimentaciones para carreteras del Invias (2012)

IDENTIFICACIÓN DE LA COLAPSABILIDAD EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD DEL ESTRATO H.9.3.

$$\gamma_{dcrit} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s)+w_\ell}$$

Gs: Gravedad específica
yd: Peso unitario seco (KN/m3)
wl: Límite líquido en tanto por uno
yw= 9.81 (KN/m3): Peso unitario del agua

H.9.3.3.1 — ***Criterio de evaluación*** — De esta manera, puede decirse que si:

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} > 1$ el suelo es estable o expansivo, y si

$\frac{\gamma_d}{\gamma_{dcirt}} \leq 1$ el suelo es colapsable

VALORACIÓN DE SUELOS CON CONDICIONES GEOTÉCNICAS ESPECIALES (H.9_NSR10)																
H.9.1.3_ IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EXPANSIVOS Y SUSCEPTIBILIDAD A LA TUBIFICACIÓN										H.9.3_IDENTIFICACIÓN DE SUELOS COLAPSABLES						
SONDEO	Prof (m)	Suelo Tipo	LL%	LP%	IP	Wn%	Weq%	POTENCIAL EXPANSIÓN	SUSCEPTIBILIDAD TUBIFICACIÓN	Gs	yw (KN/m3)	w/	γ_{dcrit} (KN/m3)	yd(KN/m3)	γ_d/γ_{dcrit}	CONDICIÓN
1	0.5	MH	98.0	55.8	42.2	61.4	49.7	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	0.98	7.13	7.65	1.07	Estable
1	3.5	MH	105.0	61.7	43.3	69.6	53.0	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	1.05	6.78	7.55	1.11	Estable
1	5.5	MH	112.0	63.5	48.5	77.2	56.2	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	1.12	6.47	7.06	1.09	Estable
2	0.5	MH	103.0	54.6	48.4	63.8	52.0	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	1.03	6.88	9.02	1.31	Estable
2	1.5	MH	98.0	55.5	42.5	62.9	49.7	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	0.98	7.13	8.04	1.13	Estable
2	4.5	MH	111.0	64.8	46.2	75.8	55.8	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	1.11	6.51	7.16	1.10	Estable
3	0.5	MH	95.0	58.5	36.5	65.9	48.3	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	0.95	7.29	7.45	1.02	Estable
3	3.5	MH	103.0	58.4	44.6	69.5	52.0	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	1.03	6.88	8.04	1.17	Estable
4	0.5	MH	94.0	53.5	40.5	62.3	47.8	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	0.94	7.34	7.94	1.08	Estable
4	4.5	MH	101.0	60.8	40.2	74.4	51.1	MUY ALTO	Gran resistencia	2.522	9.81	1.01	6.97	7.55	1.08	Estable

La norma NSR-2010 en el literal H.9.1.3 – Identificación de los suelos expansivos, permite fijar un criterio a partir de la observación del comportamiento de edificaciones vecinas, en cuanto a señales de asentamientos diferenciales, perdida de verticalidad, fisuras en los pisos o muros, etc, como resultado de procesos de expansión y contracción volumétrica del suelo.

Las viviendas cercanas preexistentes no presentan ningún tipo de fisura en sus muros. Las laderas circundantes no exhiben grietas o hundimientos propios de los procesos de expansión. La vía de acceso no muestra deformaciones, ahuellamientos o señales de inestabilidad por hinchamiento o contracción. La zona de implantación del proyecto no muestra cárcavas en la superficie del terreno.

Los suelos limosos tienen un índice de plasticidad en el rango de 36.5 a 48.5% por tanto presentan gran resistencia a la tubificación. Según la investigación de campo, no hay evidencia de aguas subterráneas en este sector que evidencie riesgo de dispersión de partículas por presencia de agua.

Se concluye que el depósito de suelo cohesivo en el sitio del proyecto es muy estable y de buena tenacidad, que no tiene riesgo de estar expuestos a procesos de expansión, colapso, tubificación o dispersión.

6. GEOLOGÍA REGIONAL Y LOCAL

De manera local y regional la zona del proyecto se localiza sobre un depósito de cenizas y lapilli intercaladas con lavas de composición andesítica (Q-p) que datan del Cuaternario.

Para nuestro caso en particular los Perfiles Estratigráficos se ajustan a los parámetros geológicos locales ya que los limos, de tonos predominantes café y amarillo se asocian a un estrato de cenizas muy firmes.

Se descarta la presencia de zona expuestas a fallas, procesos de inestabilidad o reptación. El regolito es muy competente.



7. SISMICIDAD REGIONAL Y LOCAL

Por su ubicación en el Departamento del Cauca, el Municipio de Timbio hace parte de una región montañosa reciente y de gran actividad tectónica, por ende es susceptible de ser afectado por movimientos sísmicos de diferente intensidad originados por los sistemas de fallas de profundidad variable que atraviesan tanto su territorio, como la región: Los rasgos geológicos y estructurales del sistema de cordillera andino en Colombia, son producto de la interacción de las Placas de Nazca y Suramericana.

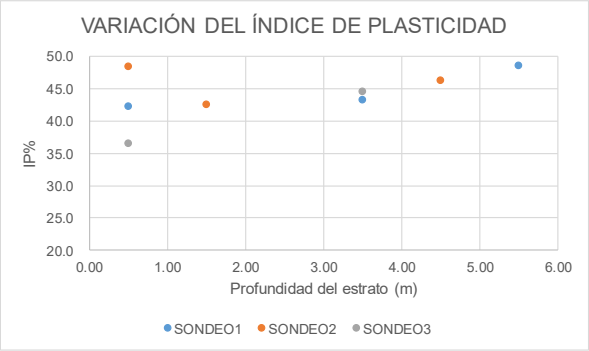
Ahora se procede a relacionar la información geotécnica del Proyecto con una serie de parámetros consagrados en el Capítulo A.2 de la Norma de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-2010 con el objeto de prescribir un procedimiento que determine los efectos en los movimientos sísmicos de diseño de la transmisión de las ondas sísmicas en el suelo existente debajo de la edificación, los cuales se detallan a continuación:

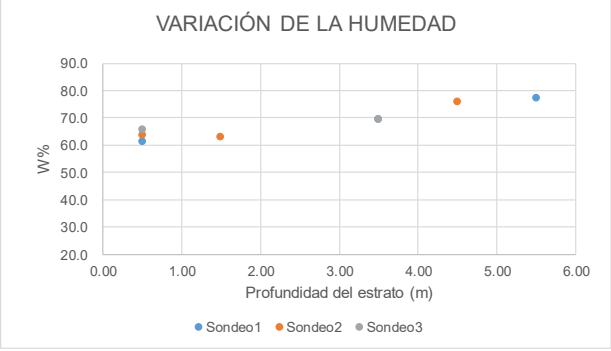
Tabla A.2.4-1
Clasificación de los perfiles de suelo

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\overline{v}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\overline{v}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	760 m/s> $\overline{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\overline{N} \geq 50$, o $\overline{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\overline{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\overline{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\overline{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\overline{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	IP > 20 w ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\overline{s}_u$

TIPO DE PERFIL DE SUELO POR EL CRITERIO DE LA VELOCIDAD DE ONDA CORTANTE

ESTRATO	PROF. De (m)	PROF. a (m)	N160 golpes/ pie	Vs OHTA Y GOTO Vs=85,34*N SPT^0,348	Vs IMAI Y YOSHIMURA Vs=76*N SPT^0,33	Vs OHBA Y TORIUMI Vs=84*N SPT^0,31	Vs OKAMOTO V s (m/seg) = 125* (N1)^0,3	Vs J.A. Vs=100*N^(1/3)	Vs PROMEDIO (m/s)	NSR-10 (PERFIL) TABLA A.2.4.1
MH	1.00	2.00	6	158.91	137.04	146.15	136.82	181.40	153.21	E
MH	2.00	3.00	5	149.73	129.52	138.61	125.60	171.34	144.09	E
MH	3.00	4.00	4	143.05	124.04	133.08	117.63	164.02	137.48	E
MH	4.00	5.00	4	137.66	119.60	128.60	111.31	158.09	132.15	E
MH	5.00	6.00	2	115.53	101.29	110.02	86.54	133.66	110.43	E





El valor de cohesión no drenada del depósito limoso es del orden de Su=55 KPa, los rangos del índice de plasticidad y la humedad natural son mayores de 20 y 40% respectivamente, los valores de corregidos y normalizados a N160 de la prueba SPT y los rangos de velocidad cortante Vs son inferiores de 180 m/s, por lo anterior se adopta para este proyecto un PERFIL DE SUELO TIPO E.

8. ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE DE CIMENTACIONES

1- Se aplican los criterios básicos de diseño de cimentaciones superficiales.

2- El objetivo principal del presente capítulo es determinar la capacidad de carga de zapatas aisladas (L<=1.5*B) empotradas a Df = 1.20 metros, que pueden servir de apoyo a los pedestales de la estructura metálica de cubierta.

3- La profundidad de desplante Df se mide a partir de la cota más baja de la placa de concreto de la cancha multiuso. Las cimentaciones van a quedar empotradas en un subsuelo limoso, libre de raíces, suelos orgánicos y materiales perjudiciales.

4- En el caso de requerir el uso de un material de préstamo para la conformación de rellenos por encima de las zapatas, se sugiere emplear RECEBO TIPO 2 RE-75 que cumpla con las especificaciones del artículo 610_RELLENOS PARA ESTRUCTURAS de la Norma Invias.

5- Análisis de Capacidad Portante: Se aplica la Ecuación General de Capacidad de Carga en condiciones no drenadas:

qult = c Nc Fcs Fcd + q Nq Fqs Fqd + 0.5 γ B Nγ Fγs Fγd

Nc, Nq, Nγ: Factores de capacidad de carga que son función del ángulo de fricción del suelo. En suelos netamente cohesivos Ø = 0º.

Para Ø = 0º, Nc = 5.14, Nq = 1, Nγ= 0

Fcs, Fqs,Fγs : Factores de forma.

Fcd, Fqd,Fγd : Factores de profundidad

q = γ Df : Sobrecarga efectiva, en KN/m²

Df : Profundidad de entrada del cimiento en el suelo, en m

γ : Peso Unitario Húmedo del suelo en estudio, en KN/m³

B : Ancho del cimiento, en m

c = Su = qu / 2, Cohesión ponderada del suelo sin drenar. En KN/ m²

qu (KPa)	Su (KPa)	γ (KN/m3)
110	55	12.99

Parámetros básicos para diseño de cimentaciones

6- Capacidad Portante de Cimientos Superficiales por el Método de Esfuerzos de Trabajo para la Combinación de Carga Muerta + Carga Viva Normal según la tabla H.4.7-1 de la Norma NSR 2010

qadm = qult / Fs ; Fs ≥ 3

Para efectos de diseño el Factor de Seguridad se asume Fs=3

7- Carga Neta de Contacto: El ingeniero calculista debe determinar las cargas verticales del peso propio + carga muerta + carga viva de cada estructura (Cargas de Servicio) para luego dividirlas por un área o ancho de zapata propuesto, de tal manera que chequee por Capacidad Portante y por Asentamientos.

qn = Ps / A y para todos los casos qadm ≥ qn

Dónde:

Ps: Cargas de servicio transmitidas por una columna a la zapata (KN).

A: Área de la zapata propuesta (m²).

El Coeficiente de Balasto está definido como el valor obtenido del cociente entre el incremento de presión de contacto (q) y el desplazamiento esperado (δ) tal como aparece a continuación:

Ks = q / δ (KN/m³)

Es decir, es una relación conceptual entre la presión admisible del suelo y la deformación del suelo, que es muy usada en el diseño por el Método Flexible de zapatas continuas y losas de fundación. Existen diferentes expresiones que nos permiten correlacionar la información de campo y obtener un valor racional de este término también conocido como Coeficiente de Winkler.

En este caso se aplica el Método de Bowles cuya expresión se relaciona con la capacidad última de carga y una deformación esperada de 25 mm:

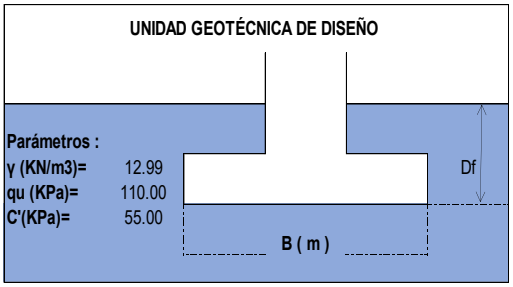
Ks (KN/m³) = 40 q_{adm} (KN/m²)

CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE

CASO 1 : ZAPATA AISLADA PARA UNA COLUMNA (L<=1.5B), ESTRATO DE SUELO NETAMENTE COHESIVO, PARA CUALQUIER RELACIÓN DE Df/B

Datos Básicos:

qu	110.00	(KN/m²)	C'	55.00	(KN/m²)	γ	12.99	(KN/m³)
Φ	0.00	(grados)	senΦ	0.000		tgΦ	0.000	



Factores de Capacidad de Carga según VESIC:

Nc=cotϕ(Nq-1)	5.14	$Nq = tan^2(45 + \frac{\emptyset}{2})e^{\pi tan\emptyset}$	1.00	Ny=2(Nq+1)tanϕ	0.00

Existe presencia de Nivel Freático S/N:	N
Profundidad HNF =	
γ'(KN/m³) = γsat - γw	-

Expresión General de la Capacidad de carga última:

$$qult = c'\,Nc\,fc\,dc + q\,Nq\,fq\,dq + \frac{1}{2}\,\gamma\,B\,Ny\,fy\,dy$$

GEOMETRÍA			1er TÉRMINO		2o TÉRMINO			3er TÉRMINO			CAPACIDAD DE CARGA			COEF. BALASTO	
Df	B	L	fc	dc	q	fq	dq	fy	dy	γ	qult	qadm	Padm	Ks	Ks
(m)	(m)	(m)									(KN/m²)	(KN/m²)	KN	KN/m3	Kg/cm3
1.20	1.25	1.25	1.19	1.38	15.59	1.00	1.00	0.6	1.0	12.99	483.0	161.0	252	6439	0.657
1.20	1.50	1.50	1.19	1.32	15.59	1.00	1.00	0.6	1.0	12.99	461.3	153.8	346	6151	0.627
1.20	1.75	1.75	1.19	1.27	15.59	1.00	1.00	0.6	1.0	12.99	445.9	148.6	455	5945	0.606
1.20	2.00	2.00	1.19	1.24	15.59	1.00	1.00	0.6	1.0	12.99	434.3	144.8	579	5791	0.591

qult : Capacidad portante última del suelo para una zapata cuadrada de ancho B a una profundidad Df
qadm = qult / FS, donde FS = 3 (Factor de Seguridad)
Presión de contacto de servicio : qn = Pmax / AREA
Padm : Carga máxima admisible para la zapata aislada con las dimensiones y profundidad propuesta
Se chequea que : FS= qult/qn > 3.0 en todos los casos

Para las cimentaciones contínuas a emplear en muros de cerramiento o como apoyo de las graderías se puede aplicar la expresión de Terzaghi en suelos cohesivos:

qult=c'*Nc + q*Nq = c'*Nc + y*Df*Nq

qult=55*5.70+0.70*12.99 = 322.6 KPa

qadm= qult/FS = 107.5 KPa

CAPACIDAD PORTANTE DE CIMIENTOS SUPERFICIALES

Teniendo en cuenta el análisis anterior, se define la capacidad portante ultima de las cimentaciones propuestas de acuerdo a su geometría, a la profundidad de desplante recomendada y a la categoría de cargas que va a soportar la estructura, este valor se afecta por los factores de seguridad indirectos establecidos en la Tabla H.4.7-1 para verificar el comportamiento de la edificación por asentamientos en condiciones de servicio y bajo la influencia del sismo:

Tabla H.4.7-1
Factores de Seguridad Indirectos F_{SICP} Mínimos

Condición	F_{SICP} Mínimo Diseño
Carga Muerta + Carga Viva Normal	3.0
Carga Muerta + Carga Viva Máxima	2.5
Carga Muerta + Carga Viva Normal + Sismo de Diseño Seudo estático	1.5

CIMENTACIÓN TIPO	Df	CAPACIDAD DE CARGA (KPa)			Kbalasto
	m	qult	qsísmico	qadm	KN/m3
Aislada	1.20	434.3	289.6	144.8	5791
Contínua	0.70	322.50	215.00	107.5	4300

9. ASENTAMIENTOS

En el artículo H.4.9.2 de la Norma NSR - 2010 se establecen los límites de los asentamientos totales de la siguiente manera:

a. Para construcciones aisladas 30 cm, siempre y cuando no se afecte la funcionalidad de conducciones de servicios y accesos a la construcción.
b. Para construcciones entre medianeros 15 cm, siempre y cuando no se afecten las construcciones e instalaciones vecinas.

Los asentamientos totales son la suma de asentamientos inmediatos, por consolidación y secundarios, cuando estos últimos sean importantes.

Para nuestro caso se considera como carga crítica aquella que ocasione un asentamiento de 7.5 cm, que es un valor admisible por la Norma NSR-2010 para las dimensiones de cimentación propuestas y para la profundidad de empotramiento o desplante señalada.

- **Asentamientos por Consolidación Primaria**

Esta deformación se da a lo largo del tiempo y ocurre principalmente en suelos cohesivos saturados o parcialmente saturados cuando son sometidos a una carga creciente causada por la construcción de una cimentación.

De acuerdo al perfil estratigráfico el suelo cohesivo o estrato consolidable tiene un espesor de más de 6.0 metros, lo cual coincide con la descripción geológica de esta zona del Departamento del Cauca. Se considera que el bulbo de presiones de las zapatas aisladas se aproxime a 2*B, sin influencia de nivel freático.

A partir de los resultados de una prueba de consolidación unidimensional de suelos tomada en el sondeo 4 entre 3.10 y 3.70 metros, se determinan los parámetros de compresibilidad del depósito de suelo cohesivo en el área de influencia del proyecto de infraestructura deportiva:

Resultados ensayo de Consolidación Unidimensional:

Sondeo N°	4		Suelo tipo:	MH
Profundidad muestra:	Pf inicial :	3.1	Pf final :	3.7 m
Presión de preconsolidación : σ'c		3.20 Kg/cm2		313.8 KN/m2
Humedad natural ponderada; w=		0.772		
Gravedad Específica, Gs=		2.522		
Relación de Vacios Inicial, eo=		1.706		
Peso Unitario Húmedo del suelo, y=		12.99 KN/m3		
Peso Unitario Seco del suelo, yd=		7.61 KN/m3		
Peso Unitario Saturado, ysat=		14.51 KN/m3		
Peso Unitario Sumergido, y'= ysat-yw=		4.70 KN/m3		
Grado de saturación, Sr=		81.96 %		

$$ysat = yd - \frac{yd}{Gs} + yw$$

$$Sr = \frac{w*Gs*y}{(1+w)*Gs*yw-y}$$

Esfuerzo efectivo en la mitad del estrato consolidable:

σv= Pf * ys = 44.16 KN/m2

Ahora se halla el Radio de Sobreconsolidación:

RSC = σ'c/σv = 7.11 > 1.8

Se concluye que el suelo cohesivo en su estado natural se encuentra en estado SOBRECONSOLIDAD0 (SC)

El estrato limoso tiene un grado de saturación del 81.96%, por tanto, es susceptible de presentar los asentamientos por consolidación primaria. Como la presión de contacto en cargas de servicio de las cimentaciones aisladas propuestas para el proyecto está muy por debajo de la presión de preconsolidación (σ'c=313.8 KPa), la tendencia del asentamiento se aproxime a la trayectoria de recompresión. Para este caso el asentamiento por consolidación primaria se proyecta usando el coeficiente de expansión (Cs) en la ecuación general:

CÁLCULO DEL COEFICIENTE DE RECOMPRESIÓN (Cs) EN SUELOS SOBRECONSOLIDADOS

Pendiente de la rama de recompresión:

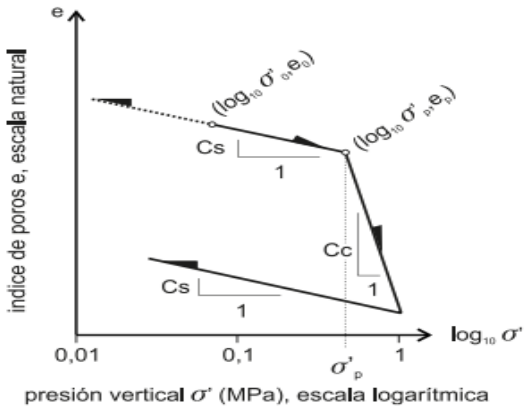
σ'v	Kg/cm2	eo
σ'0	0.5	1.688
σ'c	1	1.613

$$Cc = \frac{\text{e inicial- e final}}{\log(\sigma' \text{ final}/ \sigma' \text{inicial})}$$

$$Cc = \frac{1.688 - 1.613}{0.301}$$

$$Cc = 0.249$$

$$Cs = \frac{1}{5} * Cc = 0.050$$



En la valoración de esfuerzos efectivos y asentamientos se chequean las zapatas aisladas propuestas en el capítulo anterior, para la presión de contacto equivalente a la capacidad de carga admisible:

$$\Delta H = \frac{Cs\ H}{1+eo} \times \log\left[\frac{\sigma'_0 + \Delta\sigma'}{\sigma'_0}\right]$$

CÁLCULO DEL ASENTAMIENTO POR CONSOLIDACIÓN PRIMARIA ΔH PARA LA MÁXIMA PRESIÒN DE CONTACTO ADMISIBLE DE CIMENTACIONES AISLADAS , UN SOLO ESTRATO DE SUELO COHESIVO Y PROFUNDIDAD DE EMPOTRAMIENTO Df

Espesor neto del Estrato de suelo cohesivo = 6.00 metros

Df	B	L	γ	H	Cs	eo	σ'0	ΔH	qn=qadm	Z	I(m,n)	Δσ'
(m)	(m)	(m)	(KN/m³)	(m)			(KN/m²)	(m)	(KN/m²)	(m)		(KN/m²)
1.20	1.25	1.25	12.99	2.5	0.050	1.706	31.82	0.019	144.8	1.25	0.084	48.66
1.20	1.50	1.50	12.99	3	0.050	1.706	35.07	0.021	144.8	1.50	0.084	48.66
1.20	1.75	1.75	12.99	3.5	0.050	1.706	38.32	0.023	144.8	1.75	0.084	48.66
1.20	2.00	2.00	12.99	4	0.050	1.706	41.56	0.025	144.8	2.00	0.084	48.66

Aquí se calculan los asentamientos por consolidaciòn primaria que se producen en las cimentaciones propuestas cuando la presión de contacto es igual a qadm = qult/FS (KPa). Los valores de asentamiento estan por debajo de los máximos admisibles recomendados en H.4.9.2. Es decir las condiciones geotécnicas del suelo de fundación son buenas, lo cual se refleja en asentamiento por consolidaciòn primaria bajos y capacidad portante media.

- **Asentamientos elásticos o instantáneos**

Los asentamientos inmediatos que se dan una vez se apliquen las cargas de servicio de la nueva estructura deportiva, se calculan aplicando el Método de Bowles de la manera siguiente:

Módulo de elasticidad Es a partir del valor de cohesión no drenada_Su (Tabla 6.25_ Manual de Cimentaciones del INVIAS)

Tabla 6.25. Constantes elásticas de diferentes suelos (AASHTO, 2004)

Estimación de E_s a partir de S_u	
Arcilla blanda sensible	$400 \times S_u$ – $1000 \times S_u$
Arcilla medianamente rígida a rígida	$1500 \times S_u$ – $4000 \times S_u$
Arcilla muy rígida	$3000 \times S_u$ – $4000 \times S_u$

qu	0.110	MPa
$Su = \frac{qu}{2}$	0.055	MPa
Consistencia del suelo cohesivo	Mediana	
Es=1000*Su	55	MPa

ASENTAMIENTOS INMEDIATO EN SUELOS COHESIVOS NO SATURADOS

CASO : ZAPATA AISLADA

$$\rho_i = S_e = qB\frac{(1-\mu^2)}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}I_2\right)I_F$$

Parámetros Básicos:

qo = Carga vertical aplicada (Mpa)

Relación de Poisson,v = 0.3

1-v² = 0.91

1-2*v = 0.40

1-v = 0.70

Es = Módulo de Elasticidad del suelo (Mpa)

Factores de Influencia:

$$I_1 = \frac{1}{\pi}\left[M\ln\frac{(1+\sqrt{1+M^2})\sqrt{M^2+N^2}}{M(1+\sqrt{1+M^2+N^2})} + \ln\frac{(M+\sqrt{1+M^2})\sqrt{1+N^2}}{M+\sqrt{1+M^2+N^2}}\right] \quad [6.64]$$

$$I_2 = \frac{N}{2\pi}\tan^{-1}\left(\frac{M}{N\sqrt{1+M^2+N^2}}\right), \text{ donde } M=\frac{L}{B}, N=\frac{H}{B} \quad [6.65]$$

Módulo de Elasticidad del suelo cohesivo:

Es (Mpa) 55.00

Espesor del Estrato Consolidable, H= 6.00 metros

Factor de Asentamiento según Steinbrenner:

$$I_s = \left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu}I_2\right) \quad [6.66]$$

GEOMETRÍA			qo (KPa)	qo (Mpa)	v	H(m)	M=L/B	N=H/B	I1	I2	Is	IF	Es (Mpa)	Se (mm)
Df (m)	B (m)	L (m)												
1.20	1.25	1.25	144.8	0.145	0.30	2.50	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.64	55.0	3
1.20	1.50	1.50	144.8	0.145	0.30	3.00	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.68	55.0	4
1.20	1.75	1.75	144.8	0.145	0.30	3.50	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.71	55.0	5
1.20	2.00	2.00	144.8	0.145	0.30	4.00	1.00	4.00	0.408	0.037	0.43	0.74	55.0	6

El Método de Bowles para el cálculo de asentamientos elásticos en suelos cohesivos no saturados se puede encontrar *en el literal 6.11.2.3.2 del Manual de Diseño de Cimentaciones Superficiales del Instituto Nacional de Vías.*

- **Asentamientos por Consolidación Secundaria**

Este tipo de asentamientos se da en estratos orgánicos o de consistencia muy blanda, que no es el caso del proyecto.

En el diseño estructural de toda cimentación deben calcularse las excentricidades que haya entre el punto de aplicación de las cargas y el centroide geométrico de la cimentación. Dichas excentricidades tienen que tenerse en cuenta en el cálculo de la capacidad ante falla, asentamientos totales, diferenciales y giros.

Al calcular los asentamientos se acepta suponer que el medio es elástico y se pueden usar las soluciones analíticas existentes o métodos numéricos.

La distribución de presiones de contacto debe satisfacer las siguientes condiciones:

- Que exista equilibrio entre las presiones de contacto y las fuerzas internas y momentos transmitidos por la estructura.
- Que los asentamientos inmediatos más los de consolidación calculados con las presiones de contacto sean de magnitud admisible (H.4.9).

- Que las deformaciones diferenciales instantáneas más las de largo plazo, del sistema subestructura-superestructura, sean de magnitud admisible (H.4.9).

El literal H.4.2.3 de la Norma Sismo Resistente establece además que la Capacidad Admisible de diseño para toda cimentación deberá ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (H.4.2.1), reducido por el Factor de Seguridad y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos según H.4.8. Para las condiciones de este proyecto se planteó que la capacidad de carga máxima de las cimentaciones es aquella que produce un asentamiento $\Delta H \leq 7.5$ cm.

Se demuestra numéricamente que, si la presión de contacto de las cimentaciones aisladas se equipara a la capacidad de carga admisible, los asentamientos totales proyectados son del orden de 31 mm, los cuales son inferiores al tope admisible de este proyecto, por tal motivo se concluye que las cimentaciones fallan primero por esfuerzo límite (H.4.2.1), reducido por el Factor de Seguridad (FS=3) antes que por asentamiento. Los resultados obtenidos son propios de un suelo muy competente para la categoría del proyecto.

10. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. El estudio presenta en forma general el entorno geológico, recomendaciones geotécnicas para la elaboración del diseño estructural, incluyendo los parámetros sísmicos del área, criterios generales de cimentación y obras de adecuación del terreno.

El perfil estratigráfico indica que el suelo natural de fundación esta compuesto de limos inorgánicos de alta plasticidad (MH) de colores cafés y amarillos. No se registra presencia de nivel freático hasta los 6.0 metros de profundidad alcanzados con el plan de muestreo. Se descarta la presencia de suelos expansivos, colapsables o dispersivos. El estrato con matriz cohesiva tiene una consistencia de mediana a dura y con las cargas del proyecto conserva una fase sobreconsolidada. A continuación se enuncian las principales propiedades físicas y mecánicas del depósito de suelo cohesivo:

CARACTERIZACIÓN DEL PERFIL ESTRATIGRÁFICO DE SUELO COHESIVO					
TIPO:	***LIMO INORGÁNICO DE ALTA PLASTICIDAD***				***MH***
PARÁMETRO	**VALORES**				
	Mínimo		**Máximo**		
Compresión Simple: qu	57.86	KPa	480.53	KPa	
Cohesión no drenada: Su= qu/2	28.93	KPa	240.26	KPa	
Consistencia: f(qu)	*Mediana*		*Dura*		
Peso unitario húmedo (γ)	*12.5*	KN/m3	*14.7*	KN/m3	
Peso unitario seco (γ_d)	*6.7*	KN/m3	*9.0*	KN/m3	
Ensayo SPT : N60	2	Golpes	3	Golpes	
Consistencia: f(N)	*Muy blanda*		*Blanda*		
Límite Líquido (LL)	94.00	%	112.00	%	
Límite Plástico (LP)	53.50	%	64.8	%	
Límite Contracción (LC)	28.20	%	34.0	%	
Índice de Plasticidad (IP)	36.50	%	48.5	%	
Humedad Natural (w)	61.40	%	77.2	%	
Consistencia: f(w)	*Plástico*		*Plástico*		
Índice de Consistencia (IC)	0.66		0.87		
Consistencia: f(IC)	*Blanda*		*Rigida*		
%RET·4	0.0	%	0.0	%	
Ret 200	9.3	%	10.4	%	
Pasa 200	89.6	%	90.7	%	

2. El literal H.4.2.3 de la Norma Sismo Resistente 2010 establece que la Capacidad de Carga Admisible de diseño para toda cimentación debe ser el menor valor entre el esfuerzo límite de falla (H.4.2.1), reducido por el Factor de Seguridad y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos según H.4.8. Bajo esta premisa, se definen los siguientes parámetros:

CIMENTACIÓN TIPO	Df	CAPACIDAD DE CARGA (KPa)			ASENTAMIENTOS TOTALES (mm)			Kbalasto
	m	qult	qsísmico	qadm	ΔH	ρ elasticos	ΔHTOTALES	KN/m3
Aislada	1.20	434.3	289.6	144.8	25	6	31	5791
Contínua	0.70	322.50	215.00	107.5	25	6	31	4300

NOTA1: Si las cimentaciones planteadas para la estructura de cubierta, tienen una presión de contacto única y equivalente a la capacidad de carga admisible, con la misma profundidad de desplante, no se van a presentar asentamientos diferenciales ni giros mas alla de los recomendados en H.4.9.3 y H.4.9.4.

NOTA2: La profundidad de desplante Df se mide a partir de la cota mas baja de la placa en concreto de la cancha multiuso.

3. La cimentación tipo para las cerchas de la estructura metálica de la cubierta está compuesta por zapatas aisladas con un ancho mínimo de 1.20 metros, empotradas a una profundidad Df = 1.20 metros, amarradas entre sí en cada eje longitudinal por vigas de rigidez, de tal manera que se asegure la transmisión de las cargas al suelo en forma integral y equilibrada. Para el soporte de las graderías y muros de cerramiento se plantea el uso de cimentaciones contínuas con profundidad de desplante Df=0.70 metros.

4. Los bloques de contrapeso o ”muertos” requeridos para mejorar el anclaje de las cerchas de la estructura metálica ante cargas sísmicas o de viento, son estructuras mixtas de concreto reforzado y concreto ciclópeo, se pueden apoyar en zapatas aisladas empotradas a 1.20 metros de profundidad con respecto al nivel de piso de la cancha multiuso. Para el diseño de estos bloques se pueden utilizar los siguientes parámetros que representan el empuje de la masa de suelo:

PARÁMETROS DE DISEÑO APLICABLES A BLOQUES DE CONTRAPESO		
Suelo cohesivo que produce el empuje o presión lateral :		MH
Resistencia a la Compresión Simple promedio del suelo cohesivo, qu=		110.00 KN/m2
Cohesión aparente del material bajo el fondo de la excavación, Su =		55.00 KN/m2
Profundidad de Desplante a nivel de cimentación, Df=		1.20 m
Peso unitario del estrato de suelo cohesivo, γ_t =		12.99 KN/m3
Ángulo de fricción interna del suelo que ocasiona el empuje, Φ'f=		22.0 °
Ángulo de fricción concreto - suelo , δ = 2/3*Φf		14.7 °
Ángulo de la cara trasera del muro con respecto a la horizontal , θ =		90 °
Ángulo del terreno con respecto a la horizontal , β =		0 °
Relación de preconsolidación o Radio de Sobreconsolidación, OCR = σ'c /σ'v =		1.000
Coeficiente de presión de tierras en reposo, cuando el suelo está preconsolidado: Ko $= (1 - sen\phi')RSC$ ^ $sen\phi'$		0.63
Coeficiente de presión lateral activa de suelo, ka (3.11.5.3):	$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{seno(\phi'_f + \delta)\,seno(\phi'_f - \beta)}{seno(\theta - \delta)\,seno(\theta + \beta)}}\right]^2$	2.19
	$k_a = \frac{seno^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma\left(seno^2\theta\, seno(\theta - \delta)\right)}$	0.41
Coeficiente de presión de tierra pasiva :	$K_p = \frac{1 + Sen\phi}{1 - Sen\phi} = Tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$	2.20

5. Se hace necesario el diseño y construcción de un sistema de alcantarillado pluvial que direccione las aguas lluvias provenientes de la cubierta y de las cunetas perimetrales, que cumplen la función principal de garantizar que los cambios de humedad y la saturación afecten mínimamente la resistencia, durabilidad y capacidad portante de los suelos por debajo de las obras civiles.

   El diseño hidráulico de los colectores del alcantarillado pluvial se debe ajustar a un modelo de lluvia-escorrentía de las estaciones meteorológicas cercanas al Municipio de Timbio. Considerando que el área tributaria es muy pequeña se puede utilizar el Método Racional para calcular el caudal de diseño, dada su simplicidad.

6. Los valores de los coeficientes que intervienen en el cálculo de las cargas sísmicas horizontales de la cubierta metálica y demás obras de infraestructura son los siguientes:

COEFICIENTES PARA EL CÁLCULO DE LA FUERZA CORTANTE EN LA BASE DE LA ESTRUCTURA

(A . 4 . 3 . 1)

Parámetros Básicos para el Análisis Sísmico de la Edificación Título A NSR - 2010		Valor
Departamento	CAUCA	
Municipio	Timbio	
Código del Municipio según Apéndice A-4		19807
Coef. de aceleración pico efectiva del sitio del proyecto (Aa)		0.25
Coef. de velocidad pico efectiva del sitio del proyecto (Av)		0.20
Nivel de Amenaza Sísmica (A.2.3)		ALTA
A.2.4.4- Definición del Tipo de Perfil de Suelo		E
A.2.4.5.5- Coef. amplificación de la aceleración en la zona de periodos cortos,por efectos de sitio (Fa)		1.45
A.2.4.5.6- Coef. de amplificación de la aceleración en la zona de periodos intermedios (Fv)		3.2
A.2.5.1- Grupo de Uso :	Estructura de Ocupación Especial	GRUPO II
Coeficiente de Importancia (I)		1.10

7. Todo concreto reforzado en contacto con suelo debe llevar un solado de nivelación de 50 mm de espesor en concreto simple de baja resistencia (17.5MPa), el cual cumple la función de garantizar la limpieza del refuerzo y del concreto al momento de la fundición a la vez que sirve como referencia de nivelación. El recubrimiento del acero de refuerzo de los elementos estructurales en contacto con el suelo debe ser mínimo de 80 mm.

8. El proceso constructivo de la cimentación se señala a continuación:

- La comisión de topografía delimita las áreas a intervenir con el nuevo proyecto.
- Se realiza el descapote del horizonte orgánico superficial con espesores de 0.40 a 0.60 metros.
- Los suelos sobrantes de la fase de explanación se deben acarrear y depositar en un sitio autorizado por la interventoría, que cumpla con las normatividades ambientales y directrices estipuladas por la Corporación Autónoma Regional del Cauca –CRC-.
- Las cuadrillas de obreros proceden con la excavación manual a las profundidades de desplante Df señaladas en los planos estructurales y 0.05 m adicionales para la colocación de los solados de nivelación, luego se siguen los procedimientos normales de amarre de aceros y fundición en concreto.
- Se debe supervisar que las volquetas encargadas de acarrear los volúmenes excavados hasta el zodme autorizado por la interventoría, siempre permanezcan carpadas para evitar accidentes por caída de partículas o detritos en la vía de acceso.
- Mientras se realiza el movimiento de tierra y haya entrada y salida de volquetas, se debe contar con la señalización mínima recomendada por el Instituto Nacional de Vías y demás normatividades del Sistema de Gestión de Seguridad y Salud en el Trabajo.
- El material de préstamo para rellenos por encima de las zapatas de soporte de la estructura metálica de cubierta debe ser del tipo RECEBO TIPO 2 RE-75. El cual

debe cumplir con las normatividades especificadas en el Artículo 610 de la Norma del Instituto Nacional de Vías y demás requerimientos señalados para la selección de la fuente, acopio temporal en patios y protección por lluvia.

Tabla 610 – 1. Requisitos para material de recebo

Característica	Norma de ensayo	Requisito	
		Recebo tipo 1	Recebo tipo 2
Dureza (O)			
Desgaste en la máquina de los Ángeles (Gradación A), máximo (%) - Quinientas (500)revoluciones (%)	INV E-218	50	65
Limpieza (F)			
Límite líquido, máximo (%)	INV E-125	45	45
Índice de plasticidad, máximo (%)	INV E-125 e INV E-126	10	12
Contenido de materia orgánica, máximo (%)	INV E-121 / UNE 103204	1,0	1,0
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0
Resistencia del material (F)			
CBR de laboratorio, mínimo (%) (Nota)	INV E-148	10	10
Expansión en prueba CBR, máximo (%) (Nota)	INV E-148	2,0	2,0

Nota: los valores de CBR y expansión indicados en estos requisitos están asociados al grado de compactación mínimo especificado (numeral 610.5.2.2.1); el CBR y la expansión se deben medir sobre muestras sometidas previamente a cuatro días (4 d) de inmersión.

Tabla 610 – 2. Franjas granulométricas para material de recebo

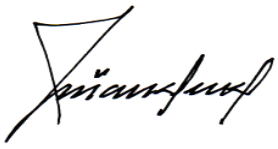
Tipo de gradación	Tamiz (mm / U.S *Standard*)				
	75	38	25,0	4,75	0,075
	3 Pulgadas	1 ½ Pulgadas	1 Pulgada	Nro. 4	Nro. 200
	Pasa tamiz (%)				
RE-75	100	-	70 – 100	30 – 75	5 – 30

- Todos los rellenos con material granular se deben compactar en capas de no más de 10 cm de grosor hasta alcanzar el 95% del peso seco máximo de laboratorio. La Energía de compactación debe considerar las condiciones de pluviosidad de la región y en lo posible llegar a las densidades por el lado de la rama seca de la curva de compactación, tal como lo señala la Norma INVIAS. Cada capa para su conformación debe contar con la previa aceptación por niveles y densidades de la

capa inmediatamente inferior. Se deben usar en la operación equipos manuales de placa o rodillo vibratorio.

- Paralelamente se inicia la construcción del alcantarillado pluvial de tal manera que las cajas, colectores y sumideros garanticen un adecuado drenaje de las aguas lluvias en el contorno de las áreas constructivas.
- Se debe verificar que las cunetas en concreto simple, los canales y bajantes de la estructura de cubierta se empalmen adecuadamente al alcantarillado pluvial.
- Para evitar fisuras en las placas en concreto simple que sirven de piso en corredores o en andenes, por efecto de los esfuerzos de alabeo y por los cambios de temperatura, se recomienda hacer losas rectangulares, que trabajen por trabazón de agregados, con una longitud equivalente al 25% del espesor tomado en centímetros, es decir L (m) < 0.25 H (cm).

12. Las recomendaciones del presente estudio técnico se ajustan a los registros de perforación elaborados por GEOANÁLISIS LAB. y a los cálculos teóricos. Si durante la etapa de construcción del proyecto se encuentran condiciones no previstas en el análisis técnico, se solicita se comunique de manera oportuna la novedad para realizar los ajustes pertinentes.



JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
INGENIERO CIVIL M.P. 19202 - 81425 CAUCA
C.C. 76.326.139 DE POPAYÁN

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD
INGENIERO CONSULTOR

El Ingeniero Civil Especialista en Geotecnia JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO identificado con C.C. 76,326,139 de Popayan y matricula profesional No.19202-81425 CAUCA del Copnia, se responsabiliza por la elaboración del presente documento técnico conforme a lo establecido en la Ley 400 de 1997, Artículo _ 28 " Experiencia del Ingeniero en Geotecnia " (Título H.1. Literal H.1.1.21 _ Firma de los Estudios), de tal manera que se exonera a las autoridades Municipales, de toda situación civil o penal inherente a una eventualidad que pudiera darse en el proyecto al que hace referencia este estudio (Ley 400 de 1997, Título III, Capítulo I, Artículos 5 y 6 : Responsabilidad de los diseños).

De igual manera certifico que los protocolos utilizados en la valoración geotécnica se ajustan al Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR–10, a los Manuales de Diseño de Cimentaciones y de Especificaciones de Construcción del Instituto Nacional de Vías - INVIAS, la Ley 1229 de 2008 y demás decretos reglamentarios.

Para constancia se presentan a continuación los datos de identificación del proyecto, con fecha Julio de 2025:

Modalidad	Unidad de Construcción de Categoría Baja
Nombre del proyecto	Escenarios deportivos - construcción y dotación de placa deportiva
Dirección	Vereda Buenos Aires
Localización	Municipio de Timbio, Departamento del Cauca
Promotor	Jhonny Alejandro Muñoz Gutierrez_Alcalde Municipal

Ing. JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
M.P. 19202-81425 CAUCA DEL COPNIA
C.C. 76.326.139 POPAYAN
ing.jamdhg@gmail.com
Cel: 311 363 8787





JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
INGENIERO CIVIL M.P. 19202 - 81425 CAUCA

REPÚBLICA DE COLOMBIA
COPNIA
Consejo Profesional Nacional de Ingeniería

Certificado de vigencia y antecedentes disciplinarios
CVAD-2025-3680680

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERÍA
COPNIA

EL DIRECTOR GENERAL ENCARGADO

CERTIFICA:

1. Que JOSE ANDRES MARTINEZ DORADO, identificado(a) con CEDULA DE CIUDADANIA 76326139, se encuentra inscrito(a) en el Registro Profesional Nacional que lleva esta entidad, en la profesión de INGENIERIA CIVIL con MATRICULA PROFESIONAL 19202-81425 desde el 15 de Junio de 2000, otorgado(a) mediante Resolución Nacional 1946.

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 doce (12) días del mes de Junio del año dos mil veinticinco (2025).

Angela Patricia Alvarez Ledesma

Firmal 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 Nº 9 - 57 - Teléfono: 322 0191 - Bogotá D.C.
e-mail: contactenos@copnia.gov.co
www.copnia.gov.co

Universidad de Nariño
SECRETARÍA GENERAL

ACTA DE GRADO No 0520567

En la ciudad de Pasto el día 13 de Junio de 2020, el doctor CARLOS SOLARTE PORTILLA, Rector de la Universidad de Nariño y el Doctor JAIME HERNAN CABRERA ERASO, Secretario General, teniendo en cuenta que :

JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO

Identificado con cédula de ciudadanía No. 76326139 de POPAYÁN, cursó y aprobó con la intensidad y extensión requeridas, los estudios del Programa Académico y una vez cumplidos los requisitos de grado legales y estatutarios para obtener el título de :

ESPECIALISTA EN GEOTECNIA

Polideportivo Vereda Buenos Aires, Timbio (Cauca)

De conformidad con la Resolución Rectoral Número 693 del 02 de Junio de 2020, la Universidad de Nariño le confiere el título mencionado.

El Programa cuyo título se otorgó, se encuentra registrado en el Servicio Nacional de información bajo el número 106829.

En fe de lo anterior se firma la presente Acta de Grado que se entrega en forma virtual.

(FDO) CARLOS SOLARTE PORTILLA, RECTOR
(FDO) JAIME HERNAN CABRERA ERASO, SECRETARIO GENERAL

Es fiel copia de su original

JAIME HERNAN CABRERA ERASO
SECRETARIO GENERAL

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD
GEOTECNOLOGO

El suscrito Geotecnologo Luis Enrique Tobar Plaza con matricula profesional No: 19516-009060 Cauca del Copnia, se hace responsable por la elaboración de los Ensayos de Laboratorio del presente Estudio Geotécnico y certifica que la información se ajusta a las Normas Ténicas Colombianas NTC con certificación ICONTEC y de la Sociedad Americana para Ensayos y Materiales, ASTM, las cuales forman parte integral del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR-2010.

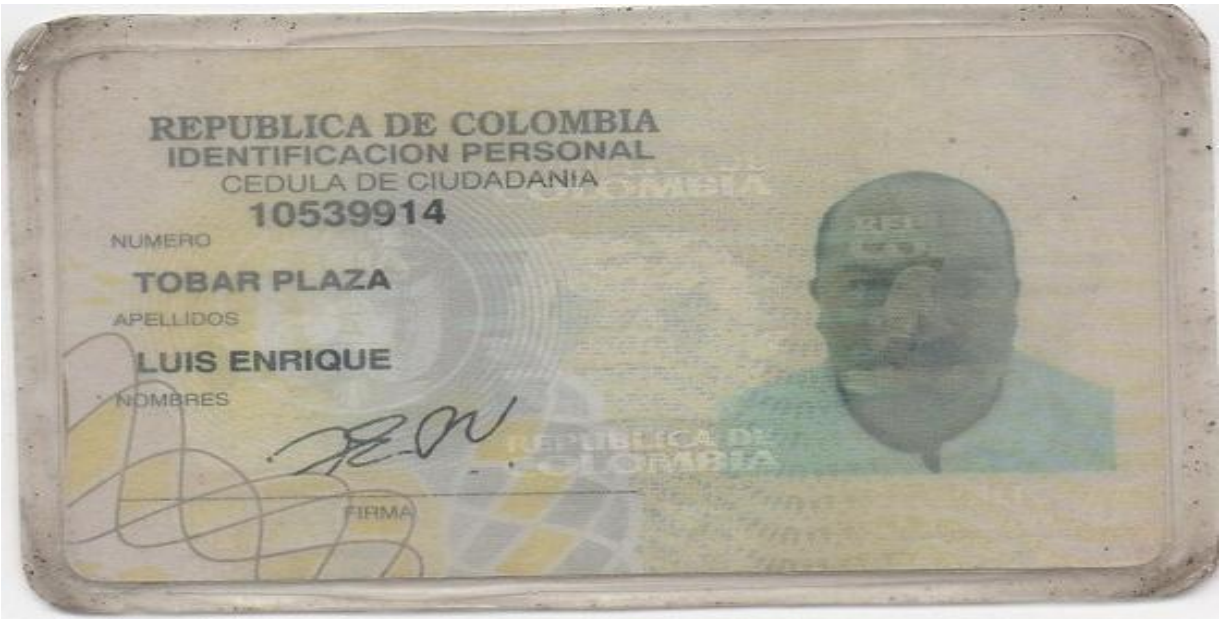
Para constancia se presentan a continuación los datos de identificación del proyecto, con fecha Julio de 2025:

Modalidad	Unidad de Construcción de Categoría Baja
Nombre del proyecto	Escenarios deportivos - construcción y dotación de placa deportiva
Dirección	Vereda Buenos Aires
Localización	Municipio de Timbio, Departamento del Cauca
Promotor	Jhonny Alejandro Muñoz Gutierrez_Alcalde Municipal

Atentamente



LUIS ENRÍQUE TOBAR PLAZA
GEOTECNOLOGO M.P. 19516009060 CAU
C.C. 10.539.914 DE POPAYÁN


REPUBLICA DE COLOMBIA
IDENTIFICACION PERSONAL
CEDULA DE CIUDADANIA
10539914
NUMERO
TOBAR PLAZA
APELLIDOS
LUIS ENRIQUE
NOMBRES
FIRMA


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA
CERTIFICADO DE INSCRIPCION
PROFESIONAL AUXILIAR No.
19516009060CAU
GEOTECNOLOGO
DE FECHA 27/11/2008
LUIS ENRIQUE
TOBAR PLAZA
C.C. 10539914
UNIVERSIDAD DEL CAUCA
PRESIDENTE DEL CONSEJO

ENSAYOS DE LABORATORIO Y REGISTRO DE PERFORACIÓN

REGISTROS FOTOGRÁFICOS

LOCALIZACIÓN DE SONDEOS

11. DISEÑO DE LA LOSA DE LA CANCHA MULTIUSO Y PISOS DUROS

Para complementar el estudio se anexa el diseño de las placas de concreto de la cancha multiuso, para ello se realizó el siguiente procedimiento:

a) Se efectúo un apique en el centro geométrico del polígono donde se prevé que va a quedar la cancha.







b) Se toma una muestra de CBR inalterado, la cual se coloca en inmersión a 4 días en el laboratorio, siguiendo la norma estandarizada. Al final de este proceso se obtiene un valor de resistencia de la subrasante de CBR = 7.5% y Expansión Total=0.0, propia de un suelo muy competente.

CBR #	1	COORDENADAS	N = 2° 18' 57,10"				
FUENTE			W = 76° 44' 16,00"				
			REGISTRO DE PERFORACION				
Profundidad En m.l.	Muestra No	Tipo de Muestra	Molde	Material	Humedad Natural		color
0.00							
0.10							
0.20				CAPA VEGETAL CAFÉ OSCURA			
0.30							
0.40							
0.50	1	CBR	38	LIMO COLOR AMARILLO VETAS CAFES	71.80%		
0.60				CLASIFICACION: MH			
0.70							
0.80				FIN DE LA PERFORACION			

c) Las propiedades físicas y mecánicas del depósito, son las mismas que se deducen del perfil estratigráfico hallado con los cuatro sondeos efectuados para el cálculo de la capacidad portante.

d) El dimensionamiento de las losas de una cancha considera los esfuerzos por temperatura, para evitar fallas de borde y en las esquinas de las placas de concreto simple.

e) Con los datos obtenidos se formulan las recomendaciones de construcción.

El sitio del proyecto no muestra deformaciones o señales de inestabilidad por hinchamiento o contracción del terreno natural.

PARÁMETROS DE DISEÑO GEOTÉCNICO:

Tipo de Suelo : Limo inorgánico de alta plasticidad (MH)

$CBR_{SUBRASANTE}$: 7.5 %

Para valores de CBR<10%, se tiene:

K_{APOYO} = 2.55 + 52.5 log (CBR) 48 Mpa/m

(Correlaciòn entre el índice de CBR y el Mòdulo de Reacción K _ Fuente:IECA)

Soporte : MEDIO

Valor de k para subrasante		Valor de k para la base							
		100 mm		150 mm		225 mm		300 mm	
MPa/m	Lb/pulg³	MPa/m	Lb/pulg³	MPa/m	Lb/pulg³	MPa/m	Lb/pulg³	MPa/m	Lb/pulg³
20	73	23	85	26	96	32	117	38	140
40	147	45	165	49	180	57	210	66	245
60	220	64	235	66	245	76	280	90	330
80	295	87	320	90	330	100	370	117	430

Tabla 2-15. Influencia del espesor de la base granular en el valor de k

Fuente: Manual de diseño de pavimentos en concreto

Efecto sobre el valor de K de una capa de material Granular
CBR RECEBO,MÍNIMO = 10 %
Tipo de Suelo : RECEBO RE-75 TIPO 2, según Artículo 610-22 Norma INVÍAS
H RE = 150 mm Espesor capa suelo granular
K CONJUNTO = 55.0 Mpa/m Módulo de reacción del apoyo
2. CÁLCULO DE ESFUERZOS SOBRE LAS LOSAS :
Para efectos de diseño se tienen en cuenta los esfuerzos causados por los cambios uniformes de temperatura y los de alabeo debidos a los cambios no uniformes de temperatura. Se desprecian las cargas verticales
Concreto Simple :
f'c = 210 Kg/cm2
MR = 32.08 Kg/cm2 = 320.78 Tn/m2
H LOSA = 100 mm Altura de la losa de concreto
B, L : Dimensiones de cada paño de concreto (m)
Esfuerzos causados por cambios de Temperatura uniforme:
Fuerza de fricciòn entre el concreto y el suelo de apoyo
F = Wccto*f = (0.5L*B*H*2.3)*1.5
Wccto : Peso placa de concreto
f : Factor de fricciòn entre la losa y el material granular
Fuerza de tensión generada en el concreto:
T = σ*A σ: Esfuerzo de tensión del concreto
A: Área sección transversal
Despejando en las expresiones se tiene:
σ=1.725 L
Por principios de resistencia de materiales se conoce que:
σ ≤ 0.5 MR
Al igualar se tiene que la longitud de la losa es:
L= 0.2899 MR = 93.0 metros
Losas muy largas pueden agrietarse por efectos de las fuerzas de fricciòn, generadas por la retracción restringida del concreto fresco, se puede evitar usando placas mas cortas bajo el siguiente criterio:

L MAXIMO ≤ 0.25 H LOSA (cm)
H LOSA (cm) = 10.00 cm
L MAXIMO = 2.50 metros

Esfuerzos de alabeo por cambios no uniformes de temperatura:

E=	280000	Kg/cm2	Modulo de Elasticidad del Concreto
μ =	0.15		Módulo de Poisson del Concreto Simple
α =	0.000006	cm/cm/°c	Coeficiente térmico en función del tipo de agregado grueso usado en el concreto
δt =	0.5	°c/cm	Gradiente de Temperatura

ESFUERZO EN EL BORDE DE LA LOSA :

$$\sigma_B = \frac{E*\alpha*\Delta t*Cx}{2} \leq 0.5\ MR$$

Para losas cuadradas de L ≤ 3.0 m se tiene :

$$lx = \frac{(E*H^3)^{1/4}}{(12*(1-\mu^2)*K_{CONJUNTO})^{1/4}}$$

L(cm)= 250
H(cm)= 10.00
$K_{CONJUNTO}$(Kg/cm2/cm)= 5.50

lx=	45.64	cm
Lx/lx=	5.48	
Cx=	0.8	Coeficiente de alabeo segùn BRADBURY
△t=	δt * H	
△t=	5	
σ_B =	3.36	Kg/cm2
0,5 MR =	16.04	Kg/cm2
σ_B	**≤ 0.5 MR**	Para las dos direcciones de la losa

ESFUERZO AL INTERIOR DE LA LOSA :

$$\sigma_{INT} = \frac{E*\alpha*\Delta t\ (Cx+\mu Cy)}{2\ (1-\mu^2)} \leq 0.5\ MR$$

σ_{INT} =	3.95	Kg/cm2
0,5 MR =	16.04	Kg/cm2
σ_{INT}	**≤ 0.5 MR**	Para las dos direcciones de la losa

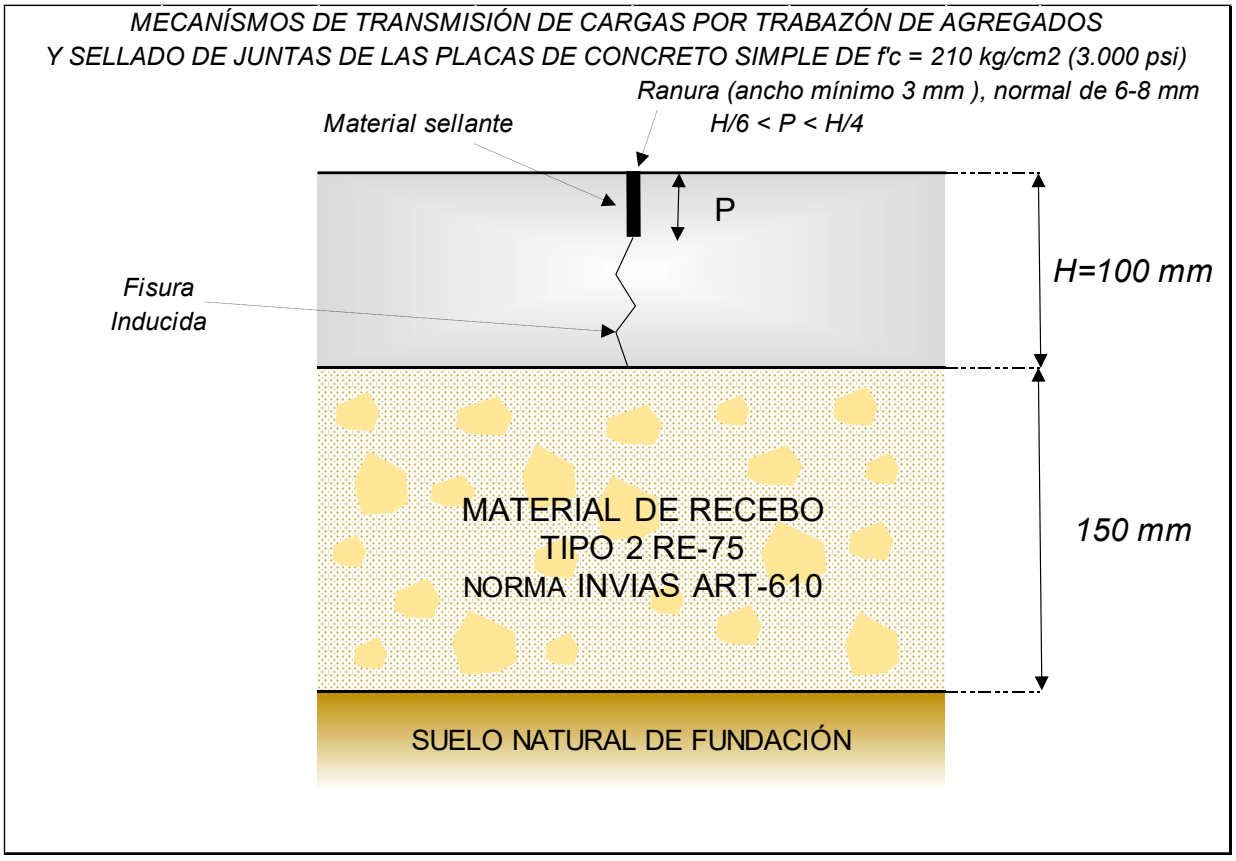
ESFUERZOS COMBINADOS EN LA LOSA :

$\sigma_B + \sigma_{INT}$ =	7.31	Kg/cm2
0,5 MR =	16.04	Kg/cm2
Σσ	**≤ 0.5 MR**	Para las dos direcciones de la losa

DISEÑO DEFINITIVO DE LOSAS DE CONCRETO SIMPLE		
1.	*Placa de piso para polideportivo en concreto simple f'c= 210 Kg/cm2 (3000 psi)*	
2.	*Altura de la losa de concreto simple :*	*100 mm*
3.	*Longitud de la losa de concreto simple :*	*2.50 metros max.*
4.	*Ancho de la losa de concreto simple :*	*2.50 metros max.*
5.	*Se deben contruir losas cuadradas de 2.5m x2.5m*	
6.	*Mecanismo de Transmisiòn de Cargas :*	*Trabazòn de agregados*
7.	*Capa de soporte en Recebo Tipo 2 RE-75 con las características del Artículo 610 de la Norma de Especificaciones Tècnicas del Instituto Nacional de Vias - INVIAS*	
8.	*Espesor de la capa granular:*	*150 mm*
9.	*Densidad mìnima de compactación :*	*95% Proctor Modificado*

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES ESPECÍFICAS

1. El diseño de la estructura de soporte de la cancha del polideportivo se presenta en el siguiente esquema:



2. El proceso constructivo para la construcción de la losa de la cancha multiuso y demás pisos duros del proyecto se señala a continuación:

- Una vez se perfile el terreno natural y se llegue a la línea de ceros, se extiende y compacta la capa de soporte de 150 mm de grosor en RECEBO TIPO 2 RE-75 según lo descrito en el Artículo 610_RELLENOS PARA ESTRUCTURAS de la Norma INVIAS. Se debe utilizar un equipo de placa o rodillo vibratorio para alcanzar el 95% del peso seco máximo de laboratorio.
- Las placas de concreto deben fundirse de forma monolítica. Por esto se debe prever toda la logística relacionada con el volumen, suministro oportuno,

idoneidad del personal, equipos de extensión y vibrado debidamente calibrados y con un equipo de relevo en caso de daño. El sentido de la fundición debe arrancar desde la esquina más alejada y terminar en el eje más cercano al paramento. No se admiten juntas de construcción no previstas.

- Se deben tomar medidas para prevenir la pérdida excesiva de humedad de la superficie del concreto endurecido, a fin de disminuir una fisuración temprana.
- Considerando el efecto del intemperismo y la retracción por fraguado, se deben marcar dilataciones de forma cuadrada, que eviten el descascaramiento de la superficie del concreto, la profundidad de la junta no debe ser mayor de 30 mm, con una longitud equivalente al 25% del espesor tomado en centímetros, es decir, L (m) < 0.25 H (cm).
- Se requiere de personal capacitado y equipo correcto para la elección del momento justo para cortar las juntas. Este tiempo óptimo, se refiere al periodo corto después de la colocación, cuando el concreto puede cortarse sin que se genere desprendimiento de material y antes de que se fisure. Las juntas de contracción se utilizan para asegurar que las grietas de retracción, una vez formadas, sean rectas y tengan un patrón regular. Estas se cortan con sierra de punta de diamante y luego se utiliza un sellante bituminoso.
- Es indispensable construir una cuneta perimetral que direccione las aguas lluvias y evite la infiltración en la estructura granular de soporte.

3. Las recomendaciones, cálculos teóricos y demás clasificaciones efectuadas en el presente aparte del estudio técnico, se ajustan a los registros de perforación y resultados de laboratorio. Cualquier novedad que se presente en la fase constructiva se debe informar para realizar los ajustes del caso.

JOSÉ ANDRÉS MARTÍNEZ DORADO
INGENIERO CIVIL M.P. 19202 - 81425 CAUCA
C.C. 76.326.139 DE POPAYÁN