CONTROL DE APROBACIÓN

PLAZA DE MERCADO El Carmen de Viboral, Antioquia.	ELABORÓ:	FIRMA: 
		NOMBRE: MARIA CAROLINA ESCOBAR
		FECHA: 04/04/2022

CONTROL DE REVISIONES

REVISIÓN N°	FECHA	DESCRIPCIÓN
0	04/04/2022	Informe de concepto V1

TABLA DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1 4

ANTECEDENTES 4

CAPÍTULO 2 4

CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN 4

CAPÍTULO 3 5

AMENAZA SÍSMICA 5

CAPÍTULO 4 6

DEFINICION CAPACIDAD PORTANTE 6

CAPACIDAD PORTANTE 6
AVALÚO DE CARGAS 7
ASIENTOS ELÁSTICOS 7
ASIENTOS EDOMÉTRICOS 8
MODULO DE REACCION K 9
CONCEPTO DEL MODULO DE REACCION DE SUBRASANTE (k) 9
ANALISIS CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS 10
CAPACIDAD PORTANTE ALTERNATIVA SUPERFICIAL DE CIMENTACIÓN – FS INDIRECTO 10
FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS MÍNIMOS - CAPACIDAD PORTANTE ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN 11
5.1.1 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE 12
5.1.2 ASENTAMIENTOS TOTALES (20 AÑOS) 14
MÓDULO DE REACCIÓN K 15
RESULTADOS CAPACIDAD PORTANTE - FS INDIRECTO 15

CAPÍTULO 5 16

CONCLUSIONES 16

CAPÍTULO 6 16

LIMITACIONES 16

CAPÍTULO 7 17

ÍNDICE DE FIGURAS

ILUSTRACIÓN 1. MODELO DE EVALUACIÓN CIMENTACIÓN SUPERFICIAL FS INDIRECTO – PROGRAMA LOADCAP. FUENTE: PROPIA.....10
ILUSTRACIÓN 2. MODELO DE EVALUACIÓN CIMENTACIÓN SUPERFICIAL FS. INDIRECTO – PROGRAMA LOADCAP – CUÑAS DE FALLA. FUENTE: PROPIA. 11
ILUSTRACIÓN 3 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE L= 0.5M D=2.0M – FS INDIRECTO. FUENTE: PROPIA. 12
ILUSTRACIÓN 4 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE L= 1.0 M D=2.0M – FS INDIRECTO. FUENTE: PROPIA. 13
ILUSTRACIÓN 5 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE L= 1.5 M D=2.0M – FS INDIRECTO. FUENTE: PROPIA. 13
ILUSTRACIÓN 6 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE L= 2.0 M D=2.0M – FS INDIRECTO. FUENTE: PROPIA. 13
ILUSTRACIÓN 7 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE L= 2.5 M D=2.0M – FS INDIRECTO. FUENTE: PROPIA. 14
ILUSTRACIÓN 8 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE L= 3.0 M D=2.0M – FS INDIRECTO. FUENTE: PROPIA. 14

CAPÍTULO 1

ANTECEDENTES

Se presenta el siguiente informe de validación para el estudio de suelos existente para el proyecto Plaza de mercado de El Carmen de Viboral (Antioquia), por parte del Ingeniero Wilberto Benítez en octubre de 2020.
El objetivo de esta validación es la revisión del informe geotécnico existente, y verificación de la capacidad portante definida por el estudio anterior, así como realizar las observaciones pertinentes a las que haya lugar, en caso de encontrarse inconsistencias del informe existente.
Este informe está basado en la exploración de campo realizada por el Ing. Benítez en su estudio, y, por tanto, el documento existente hará parte integral de esta validación.

CAPÍTULO 2

CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN

La Plaza de Mercado propuesta para el Municipio de El Carmen de Viboral, corresponde a una edificación en pórticos de concreto reforzado, con un nivel y cubierta liviana en estructura metálica. La carga máxima estimada por pedestal es de 770kN, y las luces máximas entre columnas son de 6.0m.

Con base en los grupos de uso definidos en la NSR-10, en el capítulo A.2, la estructura corresponde a una edificación de grupo II, por cuanto será un almacén de comercio con más de 500m2 en un solo nivel. Ver literal (c) de la definición de las estructuras de ocupación especial:

A.2.5.1.3 — *Grupo II — Estructuras de ocupación especial* — Cubre las siguientes estructuras:

(a) Edificaciones en donde se puedan reunir más de 200 personas en un mismo salón,
(b) Graderías al aire libre donde pueda haber más de 2000 personas a la vez,
(c) Almacenes y centros comerciales con más de 500 m² por piso,
(d) Edificaciones de hospitales, clínicas y centros de salud, no cubiertas en A.2.5.1.1.
(e) Edificaciones donde trabajen o residan más de 3000 personas, y
(f) Edificios gubernamentales.

A esta edificación se le deberá asignar un coeficiente de importancia de 1.1; para la definición del espectro elástico de diseño a utilizar por el diseñador estructural.

Por otra parte, con base en la tabla H.3.1-1 de la NSR-10, la estructura es de categoría baja, por tener menor de 3 niveles, y cargas por pedestal menores a 800kN. De esta manera, se valida la exploración realizada previamente, con 3 sondeos mecánicos hasta los 6.45m de profundidad; dando cumplimiento a los requerimientos de la NSR-10, título H.

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

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

CAPÍTULO 3

AMENAZA SÍSMICA

De acuerdo con la localización del proyecto:
Dirección: Calle 41 # 28-70/84, barrio La María
Municipio: Carmen de Viboral,
Departamento: Antioquia.

La zona está definida por la NSR-10 con una amenaza sísmica intermedia, y le corresponden los siguientes parámetros de velocidad y aceleración pico efectiva:

Aa: 0.15
Av: 0.20

Departamento de Antioquia

Municipio	Código Municipio	A_a	A_v	Zona de Amenaza Sísmica	A_e	A_d
Carmen De Viboral	05148	0.15	0.20	Intermedia	0.11	0.06

Para los coeficientes de sitio, el diseñador estructural deberá tener en consideración que con base en las exploraciones realizadas y en particular los resultados del ensayo SPT, se ha clasificado el suelo como tipo E, por lo que le corresponden los siguientes valores:

Fa: 2.10
Fv: 3.20

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

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

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

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

CAPÍTULO 4

DEFINICION CAPACIDAD PORTANTE

CAPACIDAD PORTANTE

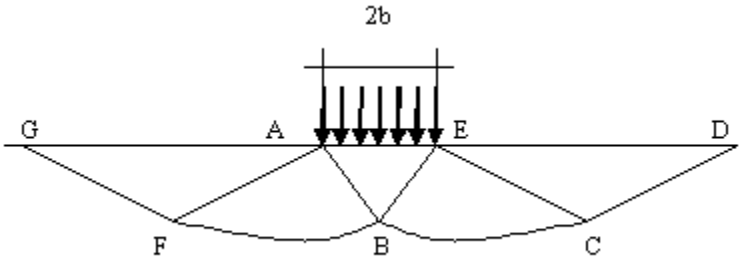
La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl e sucesores).
Prandtl ha estudiado el problema de la rotura de un semiespacio elástico como efecto de una carga aplicada sobre su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley de tipo:

$$\tau = c + \sigma \times tg\ \varphi \quad \textit{válida también para los suelos.}$$

Las hipótesis y las condiciones dictadas por Prandtl son las siguientes:

- Material carente de peso y por lo tanto $\gamma=0$
- Comportamiento rígido - plástico
- Resistencia a la rotura del material expresada con la relación $\tau=c + \sigma \times tg\varphi$
- Carga uniforme, vertical y aplicada en una franja de longitud infinita y de ancho 2b (estado de deformación plana)
- Tensiones tangenciales nulas al contacto entre la franja de carga y la superficie límite del semiespacio.

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie *GFBCD*.
En el triángulo *AEB* la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45°+\varphi/2$ con respecto al horizontal.
En las zonas *ABF y EBC* la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos *A* y *E* y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas.
Los polos de éstas son los puntos *A* y *E*. En los triángulos *AFG y ECD* la rotura se da en segmentos inclinados en $\pm(45°+ \varphi/2)$ con respecto a la vertical.



Individuado así el volumen de terreno llevado a rotura por la carga límite, éste se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado debajo de cualquiera de las superficies de deslizamiento.
Se llega por lo tanto a una ecuación q =B × c, donde el coeficiente B depende solo del ángulo de rozamiento φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi tg\varphi} tg^{2}(45° + \varphi/2) - 1 \right]$$

Para φ =0 el coeficiente B es igual a 5.14, por lo tanto, q=5.14 × c.
En el otro caso particular de terreno sin cohesión (c=0, γ≠0) resulta q=0. Según la teoría de **Prandtl**, no sería entonces posible aplicar ninguna carga en la superficie límite de un terreno incoherente.
En esta teoría, si bien no se puede aplicar prácticamente, se han basado todas las investigaciones y los métodos de cálculo sucesivos.
En efecto ***Caquot*** se puso en las mismas condiciones de Prandtl, a excepción del hecho que la franja de carga no se aplica sobre la superficie límite del semiespacio, sino a una profundidad h, con h ≤ 2b; el terreno comprendido entre la superficie y la profundidad h tiene las siguientes características*: γ≠0, φ=0, c=0* es decir un medio dotado de peso, pero sin resistencia.
Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se llega a la expresión:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

que de seguro es un paso adelante con respecto a Prandtl, pero que todavía no refleja la realidad.

El análisis de la capacidad portante, se realizará mediante la utilización del software LOADCAP de la casa GEOSTRU en condiciones no drenadas, mediante las formulaciones de Método de Terzaghi (1955), Fórmula de Meyerhof (1963), Fórmula de Hansen (1970) y Fórmula de Vesic (1973-1795) para cimientos superficiales; tomando un nivel freático en superficie para simular las condiciones más extremas.

AVALÚO DE CARGAS

Se busca realizar un estudio de suelos con base en la norma Colombiana de Diseño y Construcción Sismo Resistente del 2010 - NSR 10, para determinar el tipo de cimentación a implementar en el área de estudio con motivo de la organización del proyecto, asumiendo una carga distribuida de la estructura hacia el suelo.

ASIENTOS ELÁSTICOS

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B x L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad (1)$$

De donde:

q0 = Intensidad de la presión de contacto

B' = Mínima dimensión del área reactiva,

E e μ = Parámetros elásticos del terreno.

Ii = Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B', espesor del estrato H, coeficiente de Poisson μ, profundidad del nivel de cimentación D;

Los coeficientes I1 y I2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de Steinbrenner (1934) (V. Bowles), en función de la relación L'/B' y H/B, utilizando B'=B/2 y L'=L/2 para los coeficientes relativos al centro y B'=B y L'=L para los coeficientes relativos al borde.

El coeficiente de influencia IF deriva de las ecuaciones de Fox (1948), que indican el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de Poisson y de la relación L/B.

Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente IS:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

El asentamiento del estrato de espesor H se calcula mediante la siguiente expresión:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

En el cálculo de los asientos se considera una profundidad del bulbo tensiones igual a 5B, si el substrato rocoso se encuentra a una profundidad mayor.

A tal propósito se considera substrato rocoso el estrato que tiene un valor de E igual a 10 veces el del estrato que está por encima.

El módulo elástico para terrenos estratificados se calcula como promedio ponderado de los módulos elásticos de los estratos interesados en el asiento inmediato.

ASIENTOS EDOMÉTRICOS

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto, la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.

Sin embargo, la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.

El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:

a) El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;

b) La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.

En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

Si se trata de un terreno súper consolidado (OCR>1), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$ <σ'p).

Si en cambio el terreno es consolidado normal (σ'_{v0} =σ'p) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta H = H_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

De donde:
RR Relación de recompresión;
CR Relación de compresión;
H0 espesor inicial del estrato;
σ'v0 tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;
Δσϖ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros RR y CR se hace referencia al módulo edométrico M; Pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional (v v0ə+ Δσσ) significativo para el problema.
Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:

- La estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato
- Según Butler (1974), existe una buena relación entre el módulo edométrico, Ed, y la resistencia al corte sin drenaje, su:

Ed=100*su

- Los asentamientos a determinar son los generados por las cargas en función de las cargas admisibles.

MODULO DE REACCION K

Con el fin de estimar adecuadamente los esfuerzos máximos a que estarán sometidos elementos estructurales en contacto continuo con materiales térreos, tales como pavimentos, cimientos, traviesas de ferrocarril, etc, se requiere conocer la deformabilidad de la estructura térrea, ante la acción de las cargas impuestas.

CONCEPTO DEL MODULO DE REACCION DE SUBRASANTE (K)

El módulo de reacción de subrasante k [F/L3], se define como:
k = σ / δ
En donde:
σ = esfuerzo normal
δ = deformación en la dirección de σ.

El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante k por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados. En los siguientes apartes se hace una revisión sucinta de algunos de los modelos más usuales, y, debido al carácter del módulo de reacción, necesariamente los modelos se basan en la teoría de la elasticidad. Se consideran cargas verticales únicamente.

ANALISIS CAPACIDAD PORTANTE Y ASENTAMIENTOS

De acuerdo con la caracterización geotécnica realizada, el nivel de cargas transmitidas y demás elementos expuestos en el presente estudio, se realizó el análisis de capacidad portante de zapatas a través de ábacos de diseño.

Este modelo se analizó por medio de parámetros drenados, ya que estos representan los escenarios más extremos que se puedan presentar. Los parámetros utilizados para el modelo se presentan a continuación:

Profundidad (m)		Espesor	Material	Υ (kN/m^3)	C	Φ	Cu	Ey	Ed	Cv
De	A	(m)			(kPa)	(°)	(kPa)	(kPa)	(kPa)	(cm^2/s)
0,0	0,5	0,5	Material 0 RA	9,0			-	-	-	
0,5	6,0	5.5	Material 1 ML	14,0	14,0	27,0	13.2	6720.0	9004.8	0,0750

Nota: Los parámetros en color azul son obtenidos a través de correlaciones, ya que no se encontraban en el cuerpo del informe del Ing. Benítez.

CAPACIDAD PORTANTE ALTERNATIVA SUPERFICIAL DE CIMENTACIÓN – FS INDIRECTO

Para este cálculo, se aplica un factor de seguridad indirecto de 3.0 sobre la resistencia última, se tienen los siguientes resultados:

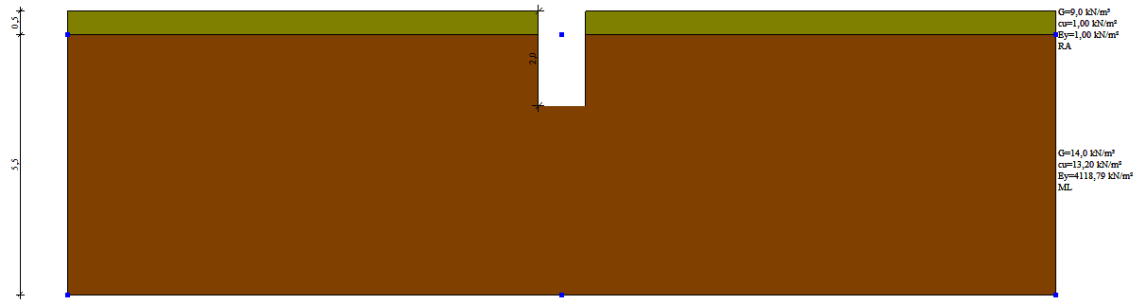


Ilustración 1. Modelo de evaluación cimentación superficial Fs Indirecto – Programa Loadcap. Fuente: Propia.

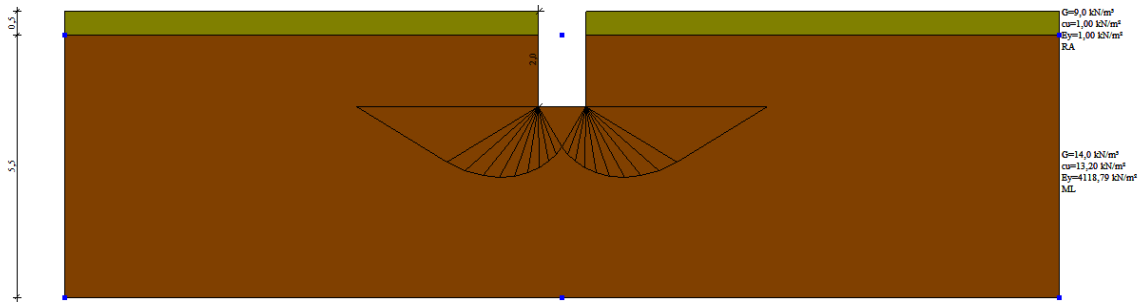


Ilustración 2. Modelo de evaluación cimentación superficial Fs. Indirecto – Programa Loadcap – Cuñas de falla. Fuente: Propia.

Los análisis de capacidad portante se realizaron por un procedimiento, que involucra la aplicación de un factor de seguridad indirecto de 3.0, sobre el valor de capacidad portante última.
Para los cálculos de la cimentación se asumió un área de 1m x 1m y una profundidad de cimentación de 1.00m, la cuales son representativas por condiciones estructurales.
La transmisión de las cargas de la estructura hacia la cimentación se realiza por áreas tributarias, que es el área cargada de una estructura particular que contribuye en forma directa a la carga aplicada a un miembro particular de la estructura, en este caso la columna que transmite a la cimentación.

Fuerza vertical	800.0 kN

Según los resultados obtenidos, el menor valor de capacidad portante admisible estimada para la cimentación es de **337,05kN/m^2**

Con base en estos resultados, se validan las hipótesis de la cimentación propuesta por el Ingeniero Benítez, teniendo en cuenta que caracterizó la cimentación con una capacidad admisible de 297kN/m^2, siendo un valor conservador con respecto a los análisis aquí presentados. Es importante aclarar en este punto, que el estudio de suelos existente, presenta en la tabla 16 de ese documento, una capacidad portante mayor a la aquí descrita, pero que tiene errores de cálculo, que no coinciden con los parámetros geomécanicos del suelo en sitio y por tanto se desestima la tabla descrita.

FACTORES DE SEGURIDAD INDIRECTOS MÍNIMOS - CAPACIDAD PORTANTE ALTERNATIVA DE CIMENTACIÓN

Según los resultados obtenidos del cálculo de capacidad portante con factor de seguridad indirecto, el menor valor de capacidad portante ultima para la cimentación es de **1011,14kN/m^2**
Los análisis de capacidad portante presentados involucran la aplicación de un factor de seguridad indirecto de 3.0, sobre el valor de capacidad portante última según lo establecido en la tabla H.4.7-1 de la norma NSR 10.

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

B	L	Area	Fv	Fv	Q Ult	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3
(m)	(m)	(m2)	kN	(kN/m2)	(kN/m2)	Fs > 3.00	Fs > 2.50	Fs > 1.50
0,50	0,50	0,25	800,0	3200,00	974,30	0,30	0,23	0,21
1,00	1,00	1,00	800,0	800,00	1011,14	1,26	0,97	0,88
1,50	1,50	2,25	800,0	355,56	1047,99	2,95	2,27	2,05
2,00	2,00	4,00	800,0	200,00	1084,83	5,42	4,17	3,77
2,50	2,50	6,25	800,0	128,00	1121,68	8,76	6,76	6,10
3,00	3,00	9,00	800,0	88,89	1158,52	13,03	9,99	9,05

5.1.1 DIAGRAMA B-CARGA ADMISIBLE

El Diagrama B-Carga admisible es un diagrama donde se ven las variaciones de la carga admisible calculadas con los métodos elegidos en función de la anchura de la cimentación B la cual varia de 0.5 a 3.0 en intervalos de 0.5.

Para cada pareja de valores del plano de cimentación D y de la longitud L se construye un diagrama.

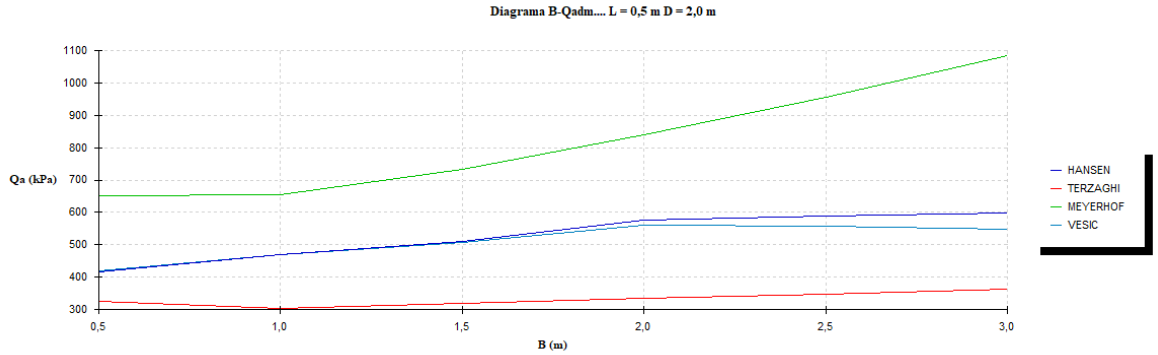


Ilustración 3 Diagrama B-Carga admisible L= 0.5m D=2.0m – Fs Indirecto. Fuente: Propia.

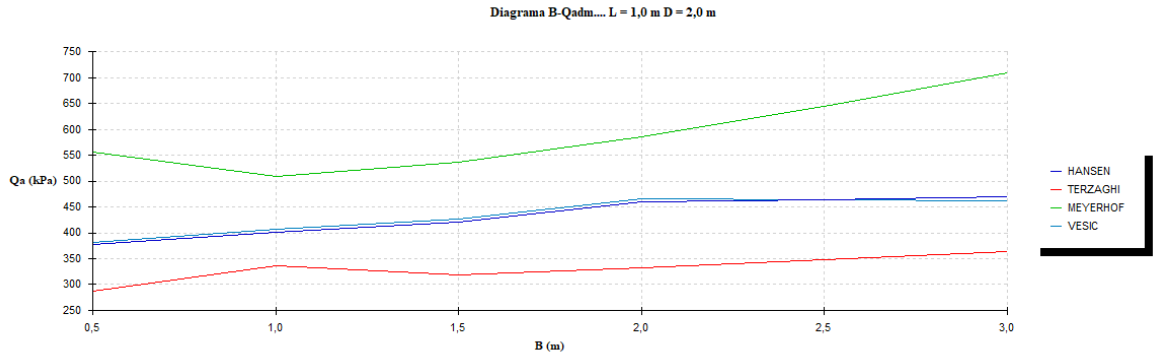


Ilustración 4 Diagrama B-Carga admisible L= 1.0 m D=2.0m – Fs Indirecto. ***Fuente: Propia.***

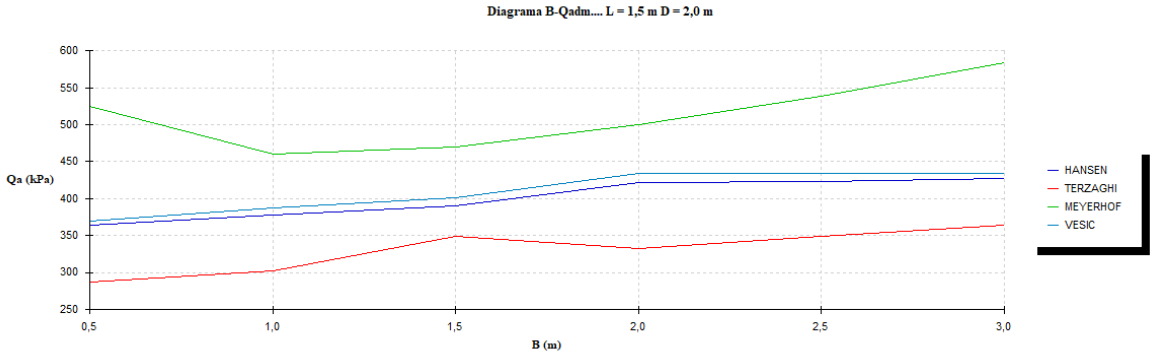


Ilustración 5 Diagrama B-Carga admisible L= 1.5 m D=2.0m – Fs Indirecto. ***Fuente: Propia.***

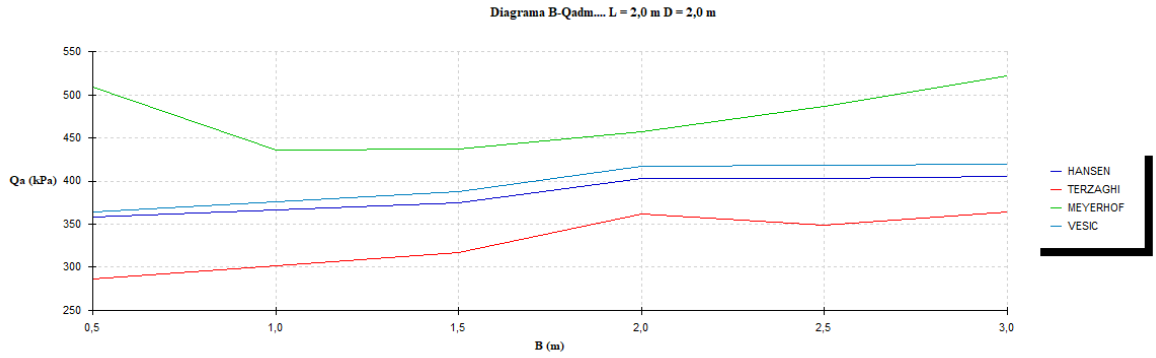


Ilustración 6 Diagrama B-Carga admisible L= 2.0 m D=2.0m – Fs Indirecto. ***Fuente: Propia.***

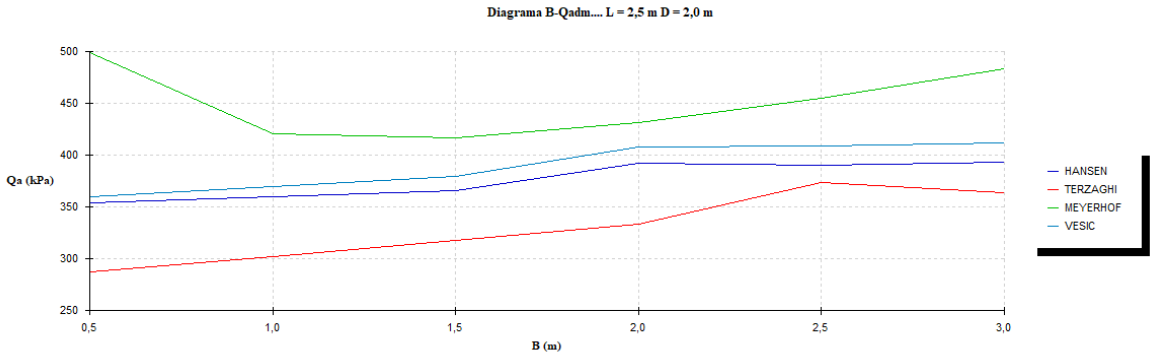


Ilustración 7 Diagrama B-Carga admisible L= 2.5 m D=2.0m – Fs Indirecto. ***Fuente: Propia.***

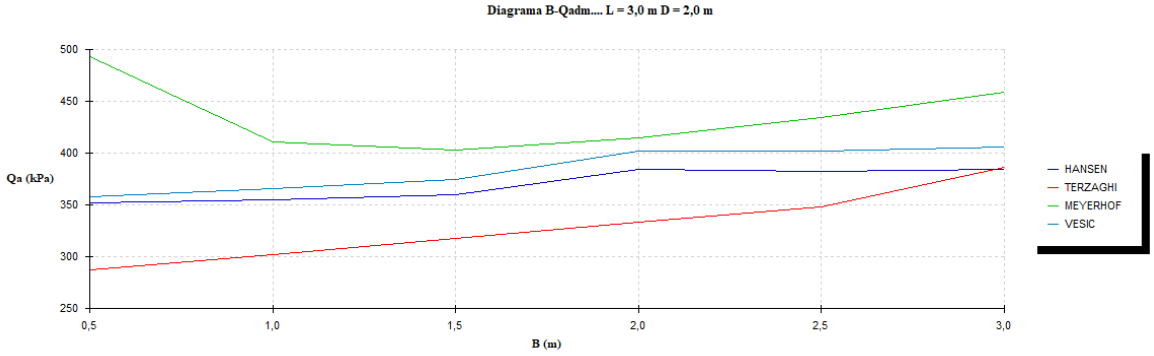


Ilustración 8 Diagrama B-Carga admisible L= 3.0 m D=2.0m – Fs Indirecto. ***Fuente: Propia.***

5.1.2 ASENTAMIENTOS TOTALES (20 AÑOS)

Los asentamientos totales provienen de la sumatoria del asentamiento elástico y de los asentamientos edométricos para cada estrato de material definido en función de los esfuerzos trasmitidos al suelo por parte de la estructura.

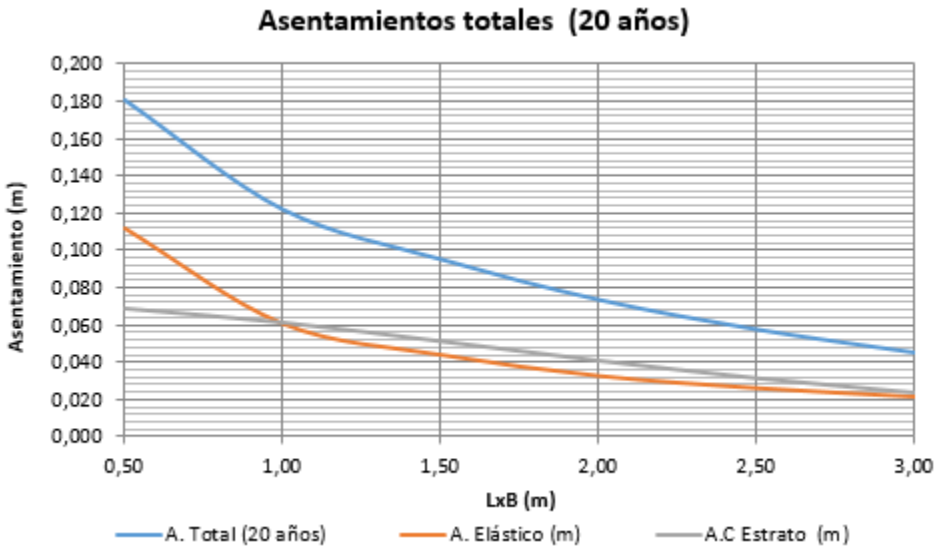


Ilustración 17 Asentamientos elásticos y por consolidación a 20 años – Fs Indirecto. Fuente: Propia.

B	L	A. Elástico	A.C 1	Asent. total	Asent. total
(m)	(m)	(cm)	(cm)	(cm)	(m)
0,50	0,50	11,15	6,86	18,01	0,18
1,00	1,00	6,04	6,11	12,15	0,12
1,50	1,50	4,38	5,11	9,48	0,09
2,00	2,00	3,25	4,06	7,31	0,07
2,50	2,50	2,60	3,12	5,72	0,06
3,00	3,00	2,14	2,35	4,48	0,04

MÓDULO DE REACCIÓN K

El módulo de reacción K o coeficiente de asentamiento se calculó por el método de Bowles mediante la utilización del software GeoStru LoadCap, el cual arrojó un valor de **40445,63kN/m^3**

RESULTADOS CAPACIDAD PORTANTE - FS INDIRECTO

Según los resultados obtenidos, el menor valor de capacidad portante admisible para la cimentación es de **337,05kN/m^2**
A continuación, se presentan los análisis con diferentes relaciones de ancho/longitud (B/L) de cimiento para el cálculo de la capacidad de carga última y asentamientos totales (m).

B	L	Area	Fv	Fv	Q Ult	Cond. 1	Cond. 2	Cond. 3	A. Elástico	A.C Estrato 1	Asent. total	Asent. total
(m)	(m)	(m^2)	kN	(kN/m^2)	(kN/m^2)	Fs > 3.00	Fs > 2.50	Fs > 1.50	(cm)	(cm)	(cm)	(m)
0,50	0,50	0,25	800,0	3200,00	974,30	0,30	0,23	0,21	11,15	6,86	18,01	0,18
1,00	1,00	1,00	800,0	800,00	1011,14	1,26	0,97	0,88	6,04	6,11	12,15	0,12
1,50	1,50	2,25	800,0	355,56	1047,99	2,95	2,27	2,05	4,38	5,11	9,48	0,09
2,00	2,00	4,00	800,0	200,00	1084,83	5,42	4,17	3,77	3,25	4,06	7,31	0,07

2,50	2,50	6,25	800,0	128,00	1121,68	8,76	6,76	6,10	2,60	3,12	5,72	0,06
3,00	3,00	9,00	800,0	88,89	1158,52	13,03	9,99	9,05	2,14	2,35	4,48	0,04

Como se observó y al verificar según lo establecido en la tabla H.4.7-1 de la norma NSR 10 se observa que la capacidad portante vertical no es satisfactoria para las relaciones 0.5x0.5m, 1.0x1.0m y 1.5x1.5m para la carga asumida.

El ingeniero estructural deberá escoger el tipo de elementos a utilizar según las cargas en función del peso de la estructura por área aferente a las columnas y realizar los chequeos según lo establecido en la tabla H.4.7-1 de la norma NSR 10.

CAPÍTULO 5
CONCLUSIONES

- La cimentación más apropiada para el proyecto es aquella con zapatas aisladas con vigas de amarre.
- La estructura de cimentación se podrá diseñar, considerando una capacidad portante admisible de 297kPa, tal y como se recomienda en el estudio de suelos inicial. El tamaño mínimo de zapata será de 1.0m x 1.0m, con una profundidad de desplante de 2.0m.
- Teniendo en cuenta que los asentamientos esperados a 20 años, de hasta 12cm, se deberá realizar un control topográfico durante la construcción y durante los primeros 5 años de funcionamiento, de tal manera que se controlen los valores esperados para la edificación. En caso de presentarse deformaciones mayores a las esperadas, se deberá notificar a los diseñadores.

CAPÍTULO 6
LIMITACIONES

Las conclusiones de capacidad portante y asentamientos dados en el presente concepto se basan en los resultados de investigación del subsuelo realizado para el informe ESTUDIO GEOTECNICO GEOLOGICO PLAZA DE MERCADO, realizado por la firma Ingeowil, y a cargo del Ing. Wilberto Benitez, ubicado en el Municipio de El Carmen de Viboral, Departamento de Antioquia. Cualquier diferencia en sitio de los estratos de suelos descritos en este estudio y sus anexos, invalidarán las recomendaciones aquí planteadas y se deberá notificar a los diseñadores para sus ajustes correspondientes.

Con respecto al estudio existente, se realizan las siguientes observaciones:

- No hay claridad de donde se obtuvieron los datos de la Tabla 5, ya que solo se realizó un corte directo y no hay evidencia de cálculos para la obtención de la cohesión.
- Se realizó un ensayo de corte directo a una muestra alterada de P2 – M2, que no es lo correcto, pero arroja una aproximación de los parámetros de resistencia del material, Indicando que el material Terraza Aluvial tiene una cohesión de 14.0 kPa y un ángulo de fricción de 27.0°.
- Al verificar la Tabla 14 y la Tabla 15, las cuales presentan los cálculos de capacidad portante superficial, se observa que los datos iniciales no concuerdan entre sí y tampoco con los del corte directo realizado ni con los indicados en la Tabla 5.

CAPÍTULO 7

BIBLIOGRAFÍA

- GERE, J. M.; TIMOSHENKO. Mecánica de Materiales. Grupo Editorial Iberoamérica. 2ªed, 1991.
- CALAVERA, J. Muros de Contención y Muros de Sótano. INTEMAC. 2ªed, 1989.
- DAS, B.. Principios de ingeniería de Cimentaciones. Thomson Editores. 4ªed, 2001.
- DAY, R. W. Foundation Engineering Handbook. ASCE Press. 2ªed, 2009.
- BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill. 9ªed, 1997.
- MINISTERIO DE TRANSPORTE. Instituto Nacional de vías. Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 4ªed, 2009.
- MINISTERIO DE AMBIENTE, VIVIENDA Y DESARROLLO TERRITORIAL. Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR10. Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. 2010.
- DAY, R. W. Foundation Engineering Handbook. ASCE Press. 2ªed, 2009.
- BOWLES, J. E. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill. 9ªed, 1997.

Como soporte de este informe, presento a continuación mi diploma como especialista en ingeniería de fundaciones, con lo cual cumplo con los requisitos de la NSR-10, como profesional en geotecnia.



República de Colombia

La Escuela Colombiana de Ingeniería Julio Garavito

otorgó a

María Carolina Escobar Solano

el título de

Especialista en Ingeniería de Fundaciones
Magna Cum Laude

Cordialmente,

Maria Carolina Escobar Solano
Ing. Civil - M.Eng. Estructuras
Especialista en ingeniería de fundaciones ECI

ANEXO I. Salida Software.

CÁLCULO DE LA CAPACIDAD DE CARGA Y ASIENTOS DE CIMENTACIONES SUPERFICIALES

Proyecto Plaza de Mercado - Superficial Fs Indirecto

CARGA ÚLTIMA DE CIMENTACIONES SOBRE TERRENO

La carga última de una cimentación superficial se puede definir como el valor máximo de la carga con el cual en ningún punto del subsuelo se alcanza la condición de rotura (método de Frolich), o también refiriéndose al valor de la carga, mayor del anterior, para el cual el fenómeno de rotura se extiende a un amplio volumen del suelo (método de Prandtl e sucesores).

Prandtl ha estudiado el problema de la rotura de un semiespacio elástico como efecto de una carga aplicada sobre su superficie con referencia al acero, caracterizando la resistencia a la rotura con una ley de tipo:

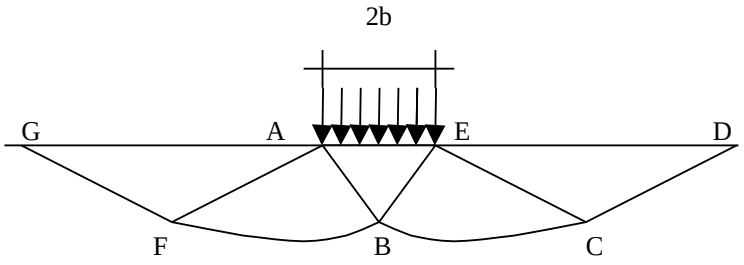
$$\tau = c + \sigma \times tg\ \varphi \qquad \textit{válida también para los suelos.}$$

Las hipótesis y las condiciones dictadas por Prandtl son las siguientes:

- Material carente de peso y por lo tanto $\gamma=0$
- Comportamiento rígido - plástico
- Resistencia a la rotura del material expresada con la relación $\tau=c + \sigma \times tg\varphi$
- Carga uniforme, vertical y aplicada en una franja de longitud infinita y de ancho 2b (estado de deformación plana)
- Tensiones tangenciales nulas al contacto entre la franja de carga y la superficie límite del semiespacio.

En el acto de la rotura se verifica la plasticidad del material contenido entre la superficie límite del semiespacio y la superficie *GFBCD.*

En el triángulo *AEB* la rotura se da según dos familias de segmentos rectilíneos e inclinados en $45°+\varphi/2$ con respecto al horizontal.
En las zonas *ABF y EBC* la rotura se produce a lo largo de dos familias de líneas, una constituida por segmentos rectilíneos que pasan respectivamente por los puntos *A* y *E* y la otra por arcos de familias de espirales logarítmicas. Los polos de éstas son los puntos *A* y *E*. En los triángulos *AFG y ECD* la rotura se da en segmentos inclinados en $\pm(45°+ \varphi/2)$ con respecto a la vertical.



Individuado así el volumen de terreno llevado a rotura por la carga límite, éste se puede calcular escribiendo la condición de equilibrio entre las fuerzas que actúan en cualquier volumen de terreno delimitado debajo de cualquiera de las superficies de deslizamiento.

Se llega por lo tanto a una ecuación q =B × c, donde el coeficiente B depende solo del ángulo de rozamiento φ del terreno.

$$B = \cot g\varphi \left[e^{\pi tg\varphi} tg^{2}(45° + \varphi/2) - 1 \right]$$

Para φ =0 el coeficiente B es igual a 5.14, por lo tanto q=5.14 × c.

En el otro caso particular de terreno sin cohesión (c=0, γ≠0) resulta q=0. Según la teoría de **Prandtl**, no sería entonces posible aplicar ninguna carga en la superficie límite de un terreno incoherente.

En esta teoría, si bien no se puede aplicar prácticamente, se han basado todas las investigaciones y los métodos de cálculo sucesivos.

En efecto ***Caquot*** se puso en las mismas condiciones de Prandtl, a excepción del hecho que la franja de carga no se aplica sobre la superficie límite del semiespacio, sino a una profundidad h, con h ≤ 2b; el terreno comprendido entre la superficie y la profundidad h tiene las siguientes características*: γ≠0, φ=0, c=0* es decir un medio dotado de peso pero sin resistencia.

Resolviendo las ecuaciones de equilibrio se llega a la expresión:

$$q = A \times \gamma_1 + B \times c$$

que de seguro es un paso adelante con respecto a Prandtl, pero que todavía no refleja la realidad.

Método de Terzaghi (1955)

Terzaghi, prosiguiendo el estudio de Caquot, ha aportado algunos cambios para tener en cuenta las características efectivas de toda la obra de cimentación - terreno.

Bajo la acción de la carga transmitida por la cimentación, el terreno que se encuentra en contacto con la cimentación misma tiende a irse lateralmente, pero resulta impedido por las resistencias tangenciales que se desarrollan entre la cimentación y el terreno.
Esto comporta un cambio del estado tensional en el terreno puesto directamente por debajo de la cimentación; para tenerlo en cuenta, ***Terzaghi*** asigna a los lados AB y EB de la cuña de Prandtl una inclinación ψ respecto a la horizontal, seleccionando el valor de ψ en función de las características mecánicas del terreno al contacto terreno-obra de cimentación.
De esta manera se supera la hipótesis γ_2 =0 para el terreno por debajo de la cimentación. Admitiendo que las superficies de rotura resten inalteradas, la expresión de la carga última entonces es:

$$q = A \times \gamma \times h + B \times c + C \times \gamma \times b$$

donde C es un coeficiente que resulta función del ángulo de rozamiento interno φ del terreno puesto por debajo del nivel de cimentación y del ángulo φ antes definido; b es la semianchura de la franja.
Además, basándose en datos experimentales, *Terzaghi* pasa del problema plano al problema espacial introduciendo algunos factores de forma.

Una sucesiva contribución sobre el efectivo comportamiento del terreno ha sido aportada por *Terzaghi*.
En el método de Prandtl se da la hipótesis de un comportamiento del terreno rígido-plástico, en cambio *Terzaghi* admite este comportamiento en los terrenos muy compactos.
En éstos, de hecho, la curva cargas-asentamientos presenta un primer tracto rectilíneo, seguido por un breve tracto curvilíneo (comportamiento elástico-plástico); la rotura es instantánea y el valor de la carga límite resulta claramente individuado (rotura general).

En un terreno muy suelto en cambio la relación cargas-asentamientos presenta un tracto curvilíneo acentuado desde las cargas más bajas por efecto de una rotura progresiva del terreno (rotura local). Como consecuencia la individualización de la carga límite no es tan clara y evidente como en el caso de los terrenos compactos.

Para los terrenos muy sueltos, Terzaghi aconseja tener en consideración la carga última; el valor que se calcula con la fórmula anterior pero introduciendo valores reducidos de las características mecánicas del terreno y precisamente:

$$tg\varphi_{rid} = 2/3 \times tg\varphi \text{ e } c_{rid} = 2/3 \times c$$

Haciendo explícitos los coeficientes de la fórmula anterior, la fórmula de Terzaghi se puede escribir así:

$$q_{ult} = c \times N_c \times s_c + \gamma \times D \times N_q + 0.5 \times \gamma \times B \times N_\gamma \times s_\gamma$$

donde:

$$Nq = \frac{a^2}{2\cos^2(45 + \varphi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \varphi/2)\tan\varphi}$$

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

$$N_\gamma = \frac{\tan\varphi}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\varphi} - 1\right)$$

Fórmula de Meyerhof (1963)

Meyerhof propuso una fórmula para calcular la carga última parecida a la de *Terzaghi*. Las diferencias consisten en la introducción de nuevos coeficientes de forma.

Introdujo un coeficiente s_q que multiplica el factor N_q, factores de profundidad d_i y de pendencia i_i para el caso en que la carga trasmitida a la cimentación sea inclinada en la vertical.

Los valores de los coeficientes N se obtuvieron de Meyerhof hipotizando varios arcos de prueba BF (v. mecanismo Prandtl), mientras que el corte a lo largo de los planos AF tenía valores aproximados.
A continuación se presentan los factores de forma tomados de Meyerhof, junto con la expresión de la fórmula.

Carga vertical $q_{ult} = c \times N_c \times s_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times s_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma \times s_\gamma \times d_\gamma$

Carga inclinada $q_{ult} = c \times N_c \times i_c \times d_c + \gamma \times D \times N_q \times i_q \times d_q + 0.5 \times B \times N_\gamma i_\gamma d_\gamma$

$$Nq = e^{\pi\tan\varphi}\tan^2(45 + \varphi/2)$$
$$N_c = (N_q - 1)\cot\varphi$$
$$N_\gamma = (N_q - 1)\tan(1.4\varphi)$$

factor de forma:

$$s_c = 1 + 0.2k_p\frac{B}{L} \qquad \text{para } \varphi > 10$$

$$s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p\frac{B}{L} \qquad \text{para } \varphi = 0$$

factor de profundidad:

$$d_c = 1 + 0.2\sqrt{k_p}\,\frac{D}{B}$$

$$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1\sqrt{k_p}\,\frac{D}{B} \qquad \text{para } \varphi > 10$$

$$d_q = d_\gamma = 1 \qquad \text{para } \varphi = 0$$

inclinación:

$$i_c = i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{90}\right)^2$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta}{\varphi}\right)^2 \qquad \text{para } \varphi > 0$$

$$i_\gamma = 0 \qquad \text{para } \varphi = 0$$

donde :

K_p = *tan^2(45°+φ/2)*

θ = *Inclinación de la resultante en la vertical.*

Fórmula de Hansen (1970)

Es una extensión ulterior de la fórmula de *Meyerhof*; las extensiones consisten en la introducción de b_i que tiene en cuenta la eventual inclinación en la horizontal del nivel de cimentación y un factor g_i para terreno en pendencia. La fórmula de Hansen vale para cualquier relación *D/B*, ya sean cimentaciones superficiales o profundas; sin embargo el mismo autor introdujo algunos coeficientes para poder interpretar mejor el comportamiento real de la cimentación; sin éstos, de hecho, se tendría un aumento demasiado fuerte de la carga última con la profundidad.

Para valores de D/B <1

$$d_c = 1 + 0.4\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2\,\frac{D}{B}$$

Para valores D/B>1:

$$d_c = 1 + 0.4\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)^2\,\tan^{-1}\frac{D}{B}$$

En el caso φ = 0

D/B	*0*	*1*	*1.1*	*2*	*5*	*10*	*20*	*100*
d'c	*0*	*0.40*	*0.33*	*0.44*	*0.55*	*0.59*	*0.61*	*0.62*

En los factores siguientes las expresiones con ápices (') valen cuando φ=0.
Factor de forma:

$$s'_c = 0.2\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c}\frac{B}{L}$$

$$s_c = 1 \qquad \text{para cimentaciones continuas}$$

$$s_q = 1 + \frac{B}{L}\tan\varphi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B}{L}$$

Factor de profundidad:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2\tan\varphi(1 - \sin\varphi)k$$

$$d_\gamma = 1 \quad \text{para cualquier}\varphi$$

$$k = \frac{D}{B} \quad \text{si}\frac{D}{B} \le 1$$

$$k = \tan^{-1}\frac{D}{B} \quad \text{si}\frac{D}{B} > 1$$

Factores de inclinación de la carga

$$i'_c = 0.5 - 0.5\sqrt{1 - \frac{H}{A_f c_a}}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0.5H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{0.7H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5 \quad (\eta = 0)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{(0.7 - \eta/450)H}{V + A_f c_a \cot\varphi}\right)^5 \quad (\eta > 0)$$

Factores de inclinación del terreno (cimentación sobre talud):

$$g_c' = \frac{\beta}{147}$$
$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147}$$
$$g_q = g_\gamma = (10.5 \tan \beta)^5$$

Factores de inclinación del nivel de cimentación (base inclinada)

$$b_c' = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$
$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$
$$b_q = \exp(-2\eta \tan\varphi)$$
$$b_q = \exp(-2.7\eta \tan\varphi)$$

Fórmula de Vesic (1975)

La fórmula de Vesic es análoga a la fórmula de Hansen, con Nq y Nc como en la fórmula de Meyerhof y Nγ como se indica a continuación:

$$N\gamma = 2(Nq+1)*\tan(\varphi)$$

Los factores de forma y de profundidad que aparecen en las fórmulas del cálculo de la capacidad portante son iguales a los propuestos por Hansen; en cambio se dan algunas diferencias en los factores de inclinación de la carga, del terreno (cimentación en talud) y del plano de cimentación (base inclinada).

CARGA LÍMITE DE CIMENTACIÓN EN ROCA

Para valorar la capacidad de carga admisible de las rocas se deben tener en cuenta algunos parámetros significativos como las características geológicas, el tipo y calidad de roca, medida con RQD. En la capacidad portante de las rocas se utilizan normalmente factores de seguridad muy altos y legados de todas maneras al valor del coeficiente RQD: por ejemplo, para una roca con RQD igual al máximo de 0.75 el factor de seguridad varía entre 6 y 10. Para determinar la capacidad de carga de una roca se pueden usar las fórmulas de Terzaghi, usando ángulo de rozamiento y cohesión de la roca, o las propuestas por Stagg y **Zienkiewicz** (1968) donde los coeficientes de la fórmula de la capacidad portante valen:

$$N_q = \tan^6\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$N_c = 5\tan^4\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$
$$N_\gamma = N_q + 1$$

Con tales coeficientes se usan los factores de forma utilizados en la fórmula de Terzaghi.

La capacidad de carga última calculada es de todas formas función del coeficiente RQD según la siguiente expresión:

$$q' = q_{ult}(RQD)^2$$

Si el sondeo en roca no suministra piezas intactas (RQD tiende a 0), la roca se trata como un terreno, estimando mejor los parámetros c y ϕ.

Factor de corrección en condiciones sísmicas.

Criterio de Vesic

Según este autor, para tener en cuenta el fenómeno del aumento del volumen en el cálculo de la capacidad portante es suficiente disminuir en *2°* el ángulo de rozamiento interno de los estratos de cimentación. La limitación de esta sugerencia está en el hecho que no toma en cuenta la intensidad de la fuerza sísmica (expresado con el parámetro de la aceleración sísmica horizontal máxima). Este criterio se confirma en las observaciones de diferentes eventos sísmicos.

Criterio de Sano

El autor propone disminuir el ángulo de rozamiento interno de los estratos portantes de una cantidad dada por la relación:

$$D_p = arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

donde A_{max} es la aceleración sísmica horizontal máxima.
Este criterio, respecto al de ***Vesic***, tiene la ventaja de tomar en consideración la intensidad de la fuerza sísmica. Pero la experiencia demuestra que la aplicación acrítica de esta relación puede conducir a valores excesivamente reservados de ***Qlim***.
Las correcciones de ***Sano*** y de ***Vesic*** se aplican exclusivamente a terrenos sin cohesión bastante densos. Es errado aplicarlas a terrenos sueltos o medianamente densos, donde las vibraciones sísmicas producen el fenómeno opuesto al del aumento del volumen, con aumento del grado de densidad y del ángulo de rozamiento.

ASIENTOS ELÁSTICOS

Los asentamientos de una cimentación rectangular de dimensiones B×L puesta en la superficie de un semiespacio elástico se pueden calcular con base en una ecuación basada en la teoría de la elasticidad (Timoshenko e Goodier (1951)):

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_s}\left(I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2\right) I_F \qquad (1)$$

donde:
q_0 = *Intensidad de la presión de contacto*
B' = *Mínima dimensión del área reactiva,*
E *e* μ = *Parámetros elásticos del terreno.*
I_i = *Coeficientes de influencia dependientes de: L'/B', espesor del estrato H, coeficiente de Poisson* μ*, profundidad del nivel de cimentación D;*

Los coeficientes I_1 *y* I_2 se pueden calcular utilizando las ecuaciones de *Steinbrenner (1934)* (V. Bowles), en función de la relación *L'/B'* y H/B, utilizando *B'=B/2* y *L'=L/2* para los coeficientes relativos al centro y *B'=B* y *L'=L* para los coeficientes relativos al borde.

El coeficiente de influencia I_F deriva de las ecuaciones de *Fox* (1948), que indican el asiento se reduce con la profundidad en función del coeficiente de *Poisson y de la relación L/B.*

Para simplificar la ecuación (1) se introduce el coeficiente I_S:

$$I_S = I_1 + \frac{1-2\mu}{1-\mu} I_2$$

El asentamiento del estrato de espesor H vale:

$$\Delta H = q_0 B' \frac{1-\mu^2}{E_S} I_S I_F$$

Para aproximar mejor los asientos se subdivide la base de apoyo de manera que el punto se encuentre en correspondencia con un ángulo externo común a varios rectángulos. En práctica se multiplica por un factor igual a 4 para el cálculo de los asentamientos en el centro y por un factor igual a 1 para los asentamientos en el borde.

En el cálculo de los asientos se considera una profundidad del bulbo tensiones igual a 5B, si el substrato rocoso se encuentra a una profundidad mayor.
A tal propósito se considera substrato rocoso el estrato que tiene un valor de E igual a 10 veces el del estrato que está por encima.
El módulo elástico para terrenos estratificados se calcula como promedio ponderado de los módulos elásticos de los estratos interesados en el asiento inmediato.

ASIENTOS EDOMÉTRICOS

El cálculo de los asientos con el método edométrico permite valorar un asiento de consolidación de tipo unidimensional, producto de las tensiones inducidas por una carga aplicada en condiciones de expansión lateral impedida. Por lo tanto la estimación efectuada con este método se debe considerar como empírica, en vez de teórica.
Sin embargo la simplicidad de uso y la facilidad de controlar la influencia de los varios parámetros que intervienen en el cálculo, lo hacen un método muy difuso.
El procedimiento edométrico en el cálculo de los asientos pasa esencialmente a través de dos fases:
a) El cálculo de las tensiones verticales inducidas a las diferentes profundidades con la aplicación de la teoría de la elasticidad;
b) La valoración de los parámetros de compresibilidad con la prueba edométrica.
En referencia a los resultados de la prueba edométrica, el asentamiento se valora como:

$$\Delta \mathrm{H} = \mathrm{H}_0 \cdot RR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

si se trata de un terreno súper consolidado (OCR>1), o sea si el incremento de tensión debido a la aplicación de la carga no hace superar la presión de preconsolidación σ'_p ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v < \sigma'_p$).

Si en cambio el terreno es consolidado normal ($\sigma'_{v0} = \sigma'_p$) las deformaciones se dan en el tracto de compresión y el asiento se valora como:

$$\Delta \mathrm{H} = \mathrm{H}_0 \cdot CR \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v}{\sigma'_{v0}}$$

donde:
RR Relación de recompresión;
CR Relación de compresión;
H_0 espesor inicial del estrato;
σ'_{v0} tensión vertical eficaz antes de la aplicación de la carga;
$\Delta\sigma_v$ incremento de tensión vertical debido a la aplicación de la carga.

Como alternativa a los parámetros *RR* y *CR* se hace referencia al módulo edométrico M; pero en tal caso se debe seleccionar oportunamente el valor del módulo a utilizar, teniendo en cuenta el intervalo tensional ($\sigma'_{v0} + \Delta\sigma_v$) significativo para el problema en examen.
Para la aplicación correcta de este tipo de método es necesario:
- la subdivisión de los estratos compresibles en una serie de pequeños estratos de modesto espesor (< 2.00 m);
- la estimación del módulo edométrico en el ámbito de cada estrato;
- el cálculo del asiento como suma de las contribuciones para cada pequeño estrato

Muchos usan las expresiones antes indicadas para el cálculo del asentamiento de consolidación tanto para las arcillas

como para las arenas de granulometría de fina a media, porque el módulo de elasticidad usado viene tomado directamente de pruebas de consolidación. Sin embargo, para terrenos con grano más grueso las dimensiones de las pruebas edométricas son poco significativas del comportamiento global del estrato y, para las arenas, es preferible utilizar pruebas penetrométricas estáticas y dinámicas.

Asiento secundario

El asiento secundario se calcula con referencia a la relación:

$$\Delta H_S = H_C \cdot C_\alpha \cdot \log \frac{T}{T_{100}}$$

en donde:
H_C es la altura del estrato en fase de consolidación;
C_α es el coeficiente de consolidación secundaria como pendencia en el tracto secundario de la curva *asiento-logaritmo tiempo*;
T tiempo en que se desea el asiento secundario;
T_{100} tiempo necesario para terminar el proceso de consolidación primaria.

ASIENTOS DE SCHMERTMANN

Un método alternativo para calcular los asientos es el propuesto por Schmertmann (1970), el cual ha correlaciona la variación del bulbo tensiones a la deformación. Schmertmann por lo tanto propone considerar un diagrama de las deformaciones de forma triangular donde la profundidad a la cual se tienen deformaciones significativas se toma como igual a 4B, en el caso de cimentaciones corridas, para cimentaciones cuadradas o circulares es igual a 2B.
Según este acercamiento el asiento se expresa con la siguiente ecuación:

$$w = C_1 \cdot C_2 \cdot \Delta q \cdot \Sigma \frac{I_Z \cdot \Delta z}{E}$$

en la cual:
Δq representa la carga neta aplicada a la cimentación;
I_Z es un factor de deformación cuyo valor es nulo a la profundidad de **2B,** para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad **4B,** para cimentaciones corridas (lineales).
El valor máximo de **I_Z** se verifica a una profundidad respectivamente igual a:

B/2 para cimentaciones circulares o cuadradas
B para cimentaciones corridas

y vale

$$I_{Z\max} = 0.5 + 0.1 \cdot \left(\frac{\Delta q}{\sigma'_{vi}} \right)^{0.5}$$

donde σ'_{vi} representa la tensión vertical eficaz a la profundidad B/2 para cimentaciones circulares o cuadradas, y a profundidad B para cimentaciones corridas.
E_i representa el módulo de deformación del terreno correspondiente al estrato **i-ésimo** considerado en el cálculo;
Δ_{zi} representa el espesor del estrato **i-ésimo**;
C_1 e **C_2** son dos coeficientes correctores.
El módulo **E** se considera igual a **2.5 q_c** para cimentaciones circulares o cuadradas e igual a **3.5 q_c** para cimentaciones corridas. En los casos intermedios, se interpola en función del valor de **L/B**.
El término **q_c** que interviene en la determinación de **E** representa la resistencia a la puntaza obtenida con la prueba CPT.

Las expresiones de los dos coeficientes **C_1** y **C_2** son:

$$C_1 = 1 - 0.5 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{\Delta q} > 0.5$$

que toma en cuenta la profundidad del plano de cimentación.

$$C_2 = 1 + 0.2 \cdot \log \frac{t}{0.1}$$

que toma en cuenta las deformaciones diferidas en el tiempo por efecto secundario.
En la expresión **t** representa el tiempo, expresado en años después de haber terminado la construcción, de acuerdo con el cual se calcula el asentamiento.

ASIENTOS DE BURLAND Y BURBIDGE

Si acaso se dispone de datos obtenidos de pruebas penetrométricas dinámicas para calcular los asentamientos, es posible fiarse del método de Burland y Burbidge (1985), en el cual se correlaciona un índice de compresibilidad *Ic* al resultado N de la prueba penetrométrica dinámica. La expresión del asiento propuesta por los autores es la siguiente:

$$S = f_S \cdot f_H \cdot f_t \cdot \left[\sigma'_{v0} \cdot B^{0.7} \cdot I_C / 3 + \left(q' - \sigma'_{v0}\right) \cdot B^{0.7} \cdot I_C\right]$$

donde:

q' = presión eficaz bruta;

s'vo = tensión vertical eficaz a la cota de impuesto de la cimentación;

B = ancho de la cimentación;

Ic = índice de compresibilidad;

fs, fH, ft = factores correctores que toman en cuenta respectivamente la forma, el espesor del estrato comprensible y el tiempo, para el componente viscoso.

El índice de compresibilidad Ic está legado al valor medio Nav de Nspt al interno de una profundidad significativa z:

$$I_C = \frac{1.706}{N_{AV}^{1.4}}$$

Por cuanto respecta a los valores de Nspt a utilizar en el cálculo del valor medio $N_{AV,}$ hay que precisar que los valores se deben corregir para arenas con componentes limosos debajo del nivel freático y Nspt>15, según la indicación de Terzaghi y Peck (1948)

$$Nc = 15 + 0.5\ (Nspt - 15)$$

donde Nc es el valor correcto a usar en los cálculos.

Para depósitos gravosos arenosos-gravosos el valor corregido es igual a:

$$Nc = 1.25\ Nspt$$

Las expresiones de los factores correctores f_S, f_H y f_t son respectivamente:

$$f_S = \left(\frac{1.25 \cdot L/B}{L/B + 0.25} \right)^2$$

$$f_H = \frac{H}{z_i} \left(2 - \frac{H}{z_i} \right)$$

$$f_t = \left(1 + R_3 + R \cdot \log \frac{t}{3} \right)$$

Con

t = tiempo en años > 3;

R3 = constante igual a 0.3 para cargas estáticas y 0.7 para cargas dinámicas; R = 0.2 en el caso de cargas estáticas y 0.8 para cargas dinámicas.

DATOS GENERALES

Ancho cimentación	1,0 m
Largo cimentación	1,0 m
Profundidad plano de cimentación	2,0 m
Altura de encaje	0,0 m
Inclinación plano de cimentación	0,0°
Inclinación talud	0,0°
Factor de seguridad (Fc)	3,0
Factor de seguridad (Fq)	3,0
Factor de seguridad (Fg)	3,0
Aceleración máxima horizontal	0,0
Asientos después de T años	20,0

ESTRATIGRAFIA TERRENO

DH: Espesor del estrato; Gam: Peso específico; Gams:Peso específico saturado; Fi: Ángulo de rozamiento interno; Ficorr: Ángulo de rozamiento interno corregido según Terzaghi; c: Cohesión; c Corr: Cohesión corregida según Terzaghi; Ey: Módulo elástico; Ed: Módulo edométrico; Ni: Poisson; Cv: Coef. consolidac. primaria; Cs: Coef. consolidación secundaria; cu: Cohesión sin drenar

DH (m)	Gam (kN/m³)	Gams (kN/m³)	Fi (°)	Fi Corr. (°)	c (kN/m²)	c Corr. (kN/m²)	cu (kN/m²)	Ey (kN/m²)	Ed (kN/m²)	Ni	Cv (cmq/s)	Cs
0,5	9,0	19,0	0,0	0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0
5,5	14,0	24,0	27,0	27	14,0	14,0	13,2	6720,0	9004,8	0,0	0,0074	0,0007

Acciones de proyecto - Estado límite de daño [S.L.D.]

Fuerza vertical [V]	800,0 kN
Fuerza horizontal [HB]	0,0 kN
Fuerza horizontal [HL]	0,0 kN
Excentricidad en B [eB]	0,0 m
Excentricidad en L [eL]	0,0 m

Acciones de proyecto - Estado límite último [S.L.U.]

Fuerza vertical [V]	800,0	kN
Fuerza horizontal [HB]	0,0	kN
Fuerza horizontal [HL]	0,0	kN
Excentricidad en B [eB]	0,0	m
Excentricidad en L [eL]	0,0	m

CARGA ÚLTIMA SEGÚN HANSEN (1970) (Condición drenada)

Factor Nq	13,2
Factor Nc	23,94
Factor Ng	9,32
Factor Sc	1,0
Factor Dc	1,44
Factor Ic	1,0
Factor Gc	1,0
Factor Bc	1,0
Factor Sq	1,51
Factor Dq	1,34
Factor Iq	1,0
Factor Gq	1,0
Factor Bq	1,0
Factor Sg	0,6
Factor Dg	1,0
Factor Ig	1,0
Factor Gg	1,0
Factor Bg	1,0

Presión última	1201,76	kN/m²
Presión admisible	**400,59**	**kN/m²**

CARGA ÚLTIMA SEGÚN TERZAGHI (1955) (Condición drenada)

Factor Nq	15,9
Factor Nc	29,24
Factor Ng	13,16
Factor Sc	1,3
Factor Sg	0,8

Presión última	1011,14	kN/m²
Presión admisible	**337,05**	**kN/m²**

CARGA ÚLTIMA SEGÚN MEYERHOF (1963) (Condición drenada)

Factor Nq	13,2
Factor Nc	23,94
Factor Ng	9,46
Factor Sc	1,53
Factor Dc	1,65
Factor Sq	1,27
Factor Dq	1,33
Factor Sg	1,27
Factor Dg	1,33

Presión última	1525,59	kN/m²
Presión admisible	**508,53**	**kN/m²**

CARGA ÚLTIMA SEGÚN VESIC (1975) (Condición drenada)

Factor Nq	13,2	
Factor Nc	23,94	
Factor Ng	14,47	
Factor Sc	1,0	
Factor Dc	1,44	
Factor Sq	1,0	
Factor Dq	1,0	
Factor Sg	1,0	
Factor Dg	1,51	
Presión última	1223,37	kN/m²
Presión admisible	**407,79**	**kN/m²**

Carga última EC8 (Brinch - Hansen 1970) (Condición drenada)

Factor Nq	10,5	
Factor Nc	20,51	
Factor Ng	8,8	
Factor Sc	1,46	
Factor Dc	1,44	
Factor Ic	1,0	
Factor Gc	1,0	
Factor Bc	1,0	
Factor Sq	1,42	
Factor Dq	1,34	
Factor Iq	1,0	
Factor Gq	1,0	
Factor Bq	1,0	
Factor Sg	0,7	
Factor Dg	1,0	
Factor Gg	1,0	
Factor Bg	1,0	
Carga del proyecto[Vd]	800,00	kN
Carga última cimentación [Rd]	978,04	kN
Rd>=Vd	Verificado	

COEFICIENTE DE ASENTAMIENTO BOWLES (1982) SIN CORRECCIÓN GEOMÉTRICA

k	40445,63	kN/m³

ASIENTOS ELÁSTICOS

Coeficiente de influencia I1	0,5	
Coeficiente de influencia I2	0,02	
Coeficiente de influencia Is	0,45	
Asiento al centro de la cimentación	58,03	mm
Asiento al borde	25,91	mm

ASIENTOS POR ESTRATO

*Asiento edométrico calculado con: Método logarítmico de Terzaghi

Z: Profundidad promedio del estrato; Dp: Incremento de tensiones; Wc: Asiento de consolidación; Ws:Asiento secundario (deformaciones viscosas); Wt: Asiento total.

Estrato	Z (m)	Tensión (kN/m²)	Dp (kN/m²)	Método	Wc (cm)	Ws (cm)	Wt (cm)
2	4	53,5	83,71	Edométrico	5,731	0,38	6,111

Asiento total Wt=6,111 cm

Asientos en el tiempo Estrato...2
Cedimento totale= 6,111

Asientos (cm)	% Ced	Tiempo Días
0,611	10	3,643
1,222	20	14,856
1,833	30	33,45
2,444	40	59,614
3,055	50	92,733
3,666	60	135,315
4,278	70	190,671
4,889	80	268,264
5,5	90	401,214
6,111	100	473,129

ANEXO II. Estudio de suelos inicial



ESTUDIO GEOTÉCNICO GEOLÓGICO
PROYECTO: PLAZA DE MERCADO
INTERESADO: MUNICIPIO DE EL CARMEN DE VIBORAL
LOCALIZACIÓN: CALLE 41 N° 28-70/84
BARRIO LA MARIA
MUNICIPIO DEL CARMEN DEL VIBORAL
DEPARTAMENTO DE ANTIOQUIA
FECHA: OCTUBRE DE 2020
MEDELLÍN ANTIOQUIA
Ingeowil-623/20

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN 5
1.0 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN Y LA ZONA 6
1.1 DE LA EDIFICACIÓN 6
1.2 DE LA ZONA 6
2.0 METODOLOGÍA 7
3.0 CONDICIONES GENERALES 8
3.1 LOCALIZACIÓN 8
3.2 CLIMA 8
3.2.2 HIDROGRAFÍA 8
4.0 EVALUACION GEOLOGICA Y GEOMORFOLOGICA 9
4.1 GEOLOGIA REGIONAL 9
4.2 GEOLOGIA LOCAL 10
4.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL 11
4.4 GEOMORFOLOGIA LOCAL 12
4.5 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL 13
4.6 ANALISIS DE AMENAZAS 13
4.6.1 AMENAZAS SÍSMICA 13
5.0 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA 15
5.1 CLASIFICACIÓN DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS 15
5.2 NÚMERO MÍNIMO Y PROFUNDIDAD MÍNIMA DE SONDEOS 16
5.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO 17
5.4 PERFIL GEOTECNICO 19
5.5 NIVEL FREÁTICO 20
5.6 TRABAJO DE LABORATORIO 20
6.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS 21
6.1 CARACTERÍSTICAS FISICOMECANICAS DE TERRENO 21
6.1.1 GENERALES 21
6.2 TIPO DE SUELO 21
6.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO SÍSMICOS 24
6.3.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA 24
6.3.2 DEFINICIÓN DE VALORES DE ACELERACIÓN Y VELOCIDAD PICO EFECTIVA 24
6.3.3 DEFINICIÓN DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE SITIO 24
6.4 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT) 25

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co – Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co – Medellín – Colombia

6.5 ANGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN 26
6.6 MODULO DE ELASTICIDAD 27
6.7 MODULO DE BALASTO 28
6.8 LICUACIÓN 28
7.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN 29
7.1 ESTIMATIVO DE CARGA DE LA EDIFICACIÓN 29
7.2 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE 30
7.3 TIPOS DE CIMENTACIÓNES 30
7.3.1 CIMENTACIÓNES SUPERFICIALES 30
7.4 METODO DE EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE 31
7.4.1 CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE PARA LAS FUNDACIONES DE LA ESTRUCTURA 32
Zapatas Aisladas 33
7.5 ASENTAMIENTO 34
Para Zapatas (NSR – 10 Titulo H. Subtitulo H.4.8) 34
8.0 SISTEMA CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES, EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN 35
8.1 RECOMENDACIONES DE VERIFICACIÓN 35
8.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCION LITERAL H.8.1 36
8.3 DRENAJES 37
8.4 INVENTARIO DE GRIETAS 38
8.5 MUROS DE CONTENCIÓN 38
8.6 RETIRO DE MATERIALES INADECUADOS 39
8.7 RECOMENDACIONES PARA LA PROTECCIÓN DE LAS EDIFICACIONES VECINAS 39
9.0 LIMITACIONES DEL ESTUDIO 41
10.0 FIRMA DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS 42
11.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS 43
ANEXOS 44
ANEXO 1: REGISTROS ESTRATIGRAFICOS 45
ANEXO 2: RESULTADOS DE LABORATORIO 46
ANEXO 3: MAPAS 47

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Zona de estudio 6
Figura 2 Metodología 7
Figura 3 Localización del proyecto 8
Figura 4 Mapa geológico regional 10
Figura 5 Geologia local 11
Figura 6 Geomorfología regional 12
Figura 7 Mapa de Amenaza sísmica Colombiano [12] 14
Figura 8 Localizacion de sondeos 16
Figura 9 Perforaciones con equipo SPT 18
Figura 10 Perfil geotécnico 19
Figura 11 Nivel freático 20
Figura 12 Modulo De Balasto 28
Figura 13 Susceptibilidad de licuefacción en función del spt, (N1)60 para un terremoto de magnitud 7,5. Fuente: Vallejos, L (2002) 29
Figura 14 Zapatas Aisladas 31
Figura 15 Zapata cuadrada 32
Figura 18 Humedades en la base de los muros 38
Figura 19 Muros de contención y filtros 39

LISTA DE TABLAS

Tabla 1 Red sísmica Colombiana, últimos registros [7] 14
Tabla 2 Coeficiente de importancia. Tomado de Tabla A.2.5-1 [13] 15
Tabla 3 Clasificación de las unidades de construcción por categorías (NSR-10) . 15
Tabla 4 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción (NSR-10) 16
Tabla 5 Resultados 21
Tabla 6 Criterios para clasificar suelos (NSR-10). Tabla A.2.4-2 22
Tabla 7 Tipo de suelo 23
Tabla 8 Valores del coeficiente Fa (NSR-10). Tabla A.2.4-3 24
Tabla 9 Valores de Fv (NSR-10). Tabla A.2.4-4 25
Tabla 10 Corrección de N perforación N° 1 26
Tabla 11 Corrección de N perforación N° 2 27
Tabla 12 Corrección de N perforación N° 3 27
Tabla 13 Modulo de elasticidad (Es) 28
Tabla 14 Capacidad de Carga Cuadrada 1.2x1.2 33
Tabla 15 Resumen Capacidad de carga Zapatas Cuadrada 33
Tabla 16 Capacidad de Carga Rectangular 1.0x2.0m 34
Tabla 17 Resumen Cimentación Rectangular 34
Tabla 18 Asentamientos Zapata Cuadrada 35

INTRODUCCIÓN

Por solicitud del **MUNICIPIO DE EL CARMEN DE VIBORAL** se elaboró el estudio geotécnico geológico para un lote donde se proyecta la plaza de mercado una estructura de 2 niveles, localizado en la calle 41 N° 28-70/84 Barrio la Maria del Municipio del Carmen de Viboral – Antioquia; allí se ejecutaron tres (3) sondeos con equipo para S.P.T. (Pruebas de Penetración Estándar), según lo estipulado en el titulo H (H.3.2.6) de la NSR 10.

Seguidamente se hace un resumen de los apartes que se incluyen en el presente Estudio Geotécnico:

- Se presenta la introducción del proyecto y las características de la edificación y de la zona. Esquema metodológico que parte del reconocimiento y evaluación del terreno, de la información secundaria, exploración del subsuelo y de los resultados de los laboratorios.
- Se presentan las generalidades del proyecto, que incluye entre otros temas la localización y condiciones climáticas.
- Caracterización geológica, geomorfológica, de pendientes y de procesos morfodinámicos.
- Exploración geotécnica, que consiste en la ejecución de sondeos o apiques para la toma de muestras y su posterior análisis de laboratorio; clasificación del suelo según la norma NRS-10.
- Condiciones específicas del suelo y fenómenos que puede ocurrir, tanto módulo de balasto, licuación y asentamientos.
- Dentro de este capítulo de análisis de cimentación, se presenta la capacidad portante, los tipos de cimentación recomendados, profundidad de desplante.

Finalmente, el informe presenta un sistema constructivo, con todas las especificaciones, recomendaciones y conclusiones para la funcionalidad del proyecto

1.0 CARACTERÍSTICAS DE LA EDIFICACIÓN Y LA ZONA

1.1 DE LA EDIFICACIÓN

El proyecto comprende la construcción de una plaza de mercado de 2 niveles;





La estructura se planteará de manera porticada, con columnas y vigas en concreto reforzado o en su defecto estructura metálica, a partir de las cuales, se estiman cargas de servicio a nivel de fundación menores de 800 kN.

Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, la cual el arquitecto como el calculista deben cumplir la separación mínima entre estructuras adyacentes según NSR-10.

1.2 DE LA ZONA

Particularmente, el municipio de El Carmen de Viboral se encuentra localizado en la cordillera central de los Andes, en el Valle de San Nicolás al oriente del departamento de Antioquia. El municipio posee tres pisos térmicos, su altitud varía entre los 800 m y los 3.000 msnm, generando todo tipo de ecosistema.



Figura 1 Zona de estudio

La vía y demás estructuras presentes no muestran problemas considerables, lo que da una idea sobre el buen comportamiento de los estratos, sobre los cuales se apoyan estas.

2.0 METODOLOGÍA

En este estudio geotécnico se siguió un esquema metodológico que parte del reconocimiento y evaluación del terreno, mediante el levantamiento de información in situ, donde se examinan las formaciones geológicas y el relieve.

Las diferentes etapas del estudio se resumen de la siguiente manera:

Etapa 1. *Recolección de información básica:* consiste en recopilar la información disponible concerniente con topografía, geología y clima. Posteriormente, se analiza el material recolectado y se procede a la interpretación de ellos, con la finalidad de conocer los patrones de relieve, los procesos erosivos, la geología regional, condiciones del suelo y la definición de los sitios para realizar las exploraciones.

Etapa 2. *Estudio de Campo:* Tiene como objetivo la observación de los tipos de suelos, acción de las corrientes de agua y formas del terreno. Además, se determinan los perfiles estratigráficos de los depósitos y se registra la posición del nivel freático. También se ejecutan los ensayos de penetración estándar (S.P.T.) y la toma de muestras con equipos a percusión.

Etapa 3. *Estudio de oficina y laboratorio:* Esta etapa contempla la realización de los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en campo, para determinarles sus propiedades índices, que definan el modelo y los parámetros resistentes para el análisis geotécnico.

Etapa 4. *Elaboración del Informe Final:* En esta etapa se recopila toda la información, se presentan los resultados de los estudios y se dan las recomendaciones para los diseños, teniendo presente tanto las condiciones de sismicidad del área del proyecto y la definición de las aceleraciones máximas para el sismo de diseño.

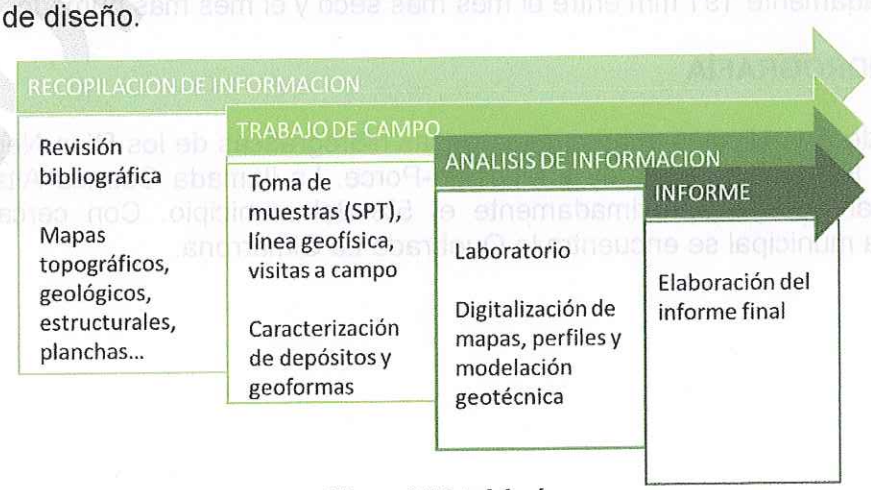


Figura 2 Metodología

3.0 CONDICIONES GENERALES

En este capítulo se presenta la localización del predio, se exponen los aspectos climáticos e hídricos del área de estudio y finalmente se señalan las características del suelo, usos del suelo en la zona de interés.

3.1 LOCALIZACIÓN

El lote de la plaza de mercado ubicado en la Calle 41 N° 28-70/84, barrio la Maria, del Municipio de El Carmen de Viboral – Antioquia – Antioquia

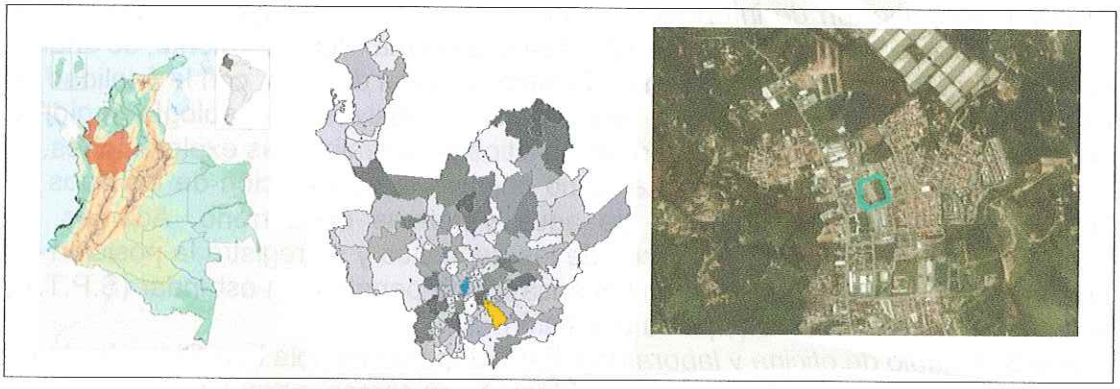


Figura 3 Localización del proyecto

3.2 CLIMA

El clima es templado y cálido en El Carmen de Viboral. La temperatura promedio en municipio es de 19°C. Precipitaciones promedios de 2304 mm, que varía aproximadamente 191 mm entre el mes más seco y el mes más húmedo.

3.2.2 HIDROGRAFÍA

El valle de San Nicolás abarca las cuencas hidrográficas de los Ríos Negro-Nare, Samaná Norte, Piedras-Buey y Medellín-Porce. La llamada Cuenca Alta del Río Negro-Nare ocupa aproximadamente el 5% del municipio. Con cercanía a la cabecera municipal se encuentra la Quebrada La Cimarrona.

4.0 EVALUACION GEOLOGICA Y GEOMORFOLOGICA

4.1 GEOLOGIA REGIONAL

Los cuerpos que afloran en la zona se describen a continuación, partiendo de las unidades más antiguas a las más recientes:

- *Anfibolitas de Medellín (TRaM):* Hace parte del Complejo Cajamarca dentro del Grupo El Retiro, predominan anfibolitas de colores oscuros, donde el mineral constituyente en mayor proporción es el anfíbol (Hornblenda) que se encuentra con el feldespato. Los contactos con el Neis de La Ceja son concordantes, en los contactos entre ambas unidades capas de neises se intercalan con capas de anfibolitas con dirección de foliación similar. Es probable que la relación entre estos dos cuerpos, sea producto de las discontinuidades propias del protolito sedimentario. [1]
- *Batolito Antioqueño (KcdA):* Corresponde a intrusivos cretácicas. Está compuesta por cuarzo, biotita, plagioclasa y anfíboles. Si bien el Batolito Antioqueño, se encuentra usualmente cubierto por depósitos hacia la parte baja de la vertiente, es la unidad que cubre mayor área en el municipio. Su composición es bastante homogénea, donde las diferencias importantes se deben a: cambios en el tamaño de los granos, contenido de autolitos y leves orientaciones de los minerales. Su composición es bastante homogénea, donde las diferencias importantes se deben a: cambios en el tamaño de los granos, contenido de autolitos y leves orientaciones de los minerales.
- *Depósito aluvial (Qal):* Están conformados por limos arenosos y arcillas arenosas con fracciones menores de arena y grava y bolos de roca. Estos materiales presentan bajas permeabilidades, baja a media resistencia a la penetración estándar y, por tanto, tienen capacidades de soporte medias a altas (que se incrementan con la profundidad).

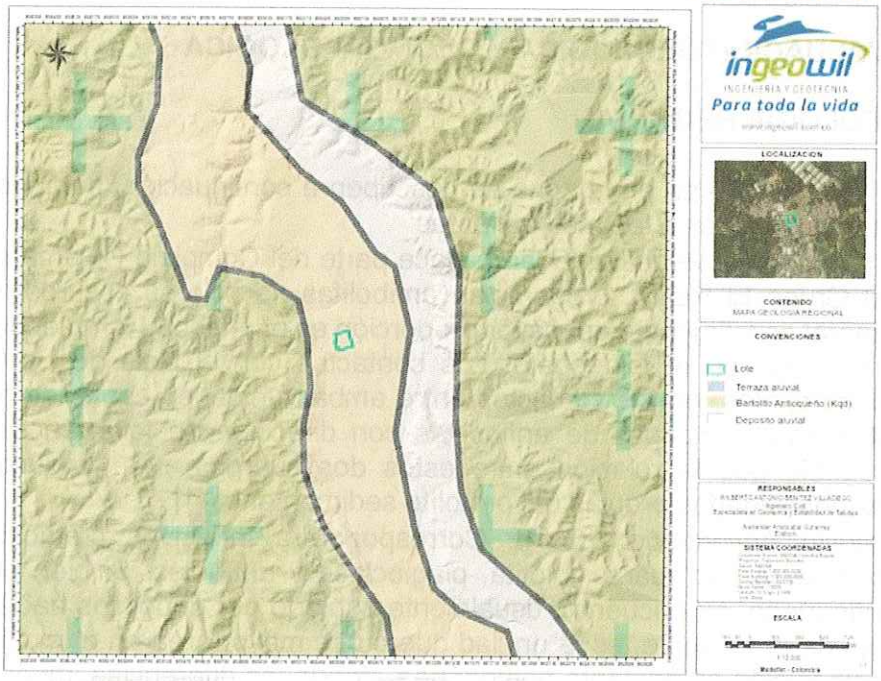


Figura 4 Mapa geológico regional

4.2 GEOLOGIA LOCAL

El lote se localiza sobre basamento del Batolito Antioqueño, definido como un cuerpo macizo intrusivo de 7221 km^2 de extensión, localizado en la parte central del departamento de Antioquia. La roca fresca se caracteriza por presentar textura granítica, equigranular e hipidiomórfica, de color blanco moteado de negro. Composicionalmente predominan tonalitas con variaciones locales marcadas por la disminución de cuarzo hacia granitos y dioritas. Desarrolla profundos perfiles de meteorización, donde se define claramente la textura de la roca, tanto desde el primer horizonte, VI, hasta el último, I. de coloración rojiza, micáceo, textura limo-arenosa.

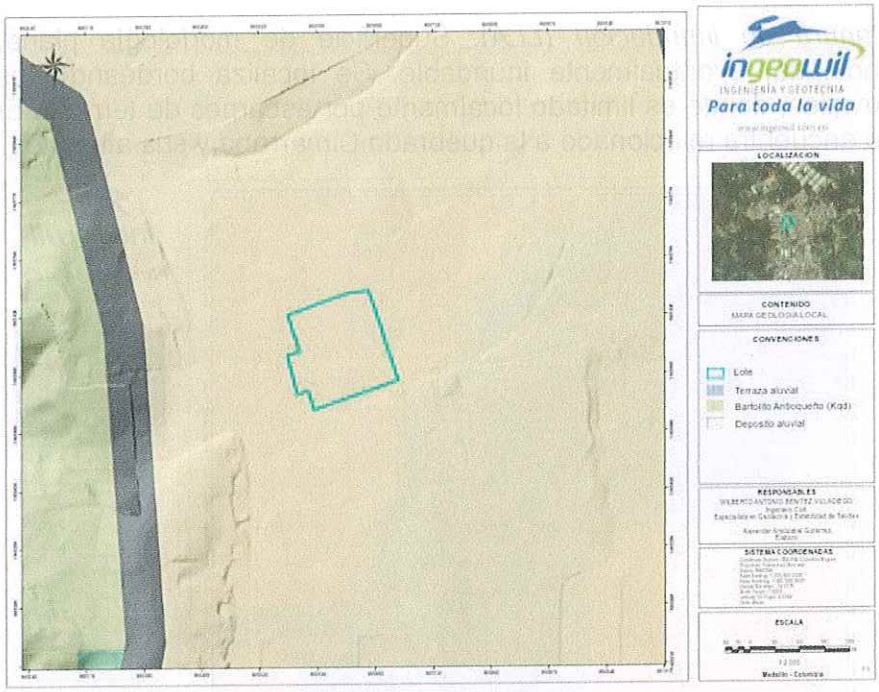


Figura 5 Geologia local

4.3 GEOMORFOLOGÍA REGIONAL

El municipio de Copacabana presenta un relieve montañoso de vertientes largas y escalonadas que descienden topográficamente generando una serie de quiebres y superficies aptas para la acumulación de depósitos[2]; a continuación, se precisa las geoformas asociadas a la zona de estudio.

- *Colina residual (CSR):* Prominencia topográfica sobresaliente y aislada con morfología alomada o colinada, cimas redondeadas a planas. La unidad presenta pendientes escarpadas asociadas a unidades competentes y el desarrollo de suelos residuales gruesos. Su origen se asocia a procesos intensos de meteorización diferencial que han actuado en climas tropicales húmedos. [3]
- *Escarpe San Nicolás*: Marca la separación entre las superficies de erosión de Santa Elena - La Unión y de Rionegro. Tiene entre 300 y 400 m de altura y se divide en tres estructuras diferentes: la primera se caracteriza por marcar un fuerte lineamiento en sentido N-S y por el valle de la quebrada La Honda, la segunda se localiza en los límites entre los municipios de La Ceja, El Carmen y La Unión donde se presenta en forma de herradura y la tercera se presenta paralela a la quebrada La Mosca, marcando un lineamiento en dirección NW.

- *Llanura de inundación (LLA):* Superficie de morfología plana, baja a ondulada, eventualmente inundable. Se localiza bordeando los cauces fluviales, donde es limitado localmente por escarpes de terraza. En la zona se encuentra relacionado a la quebrada Cimarrona y sus afluentes.

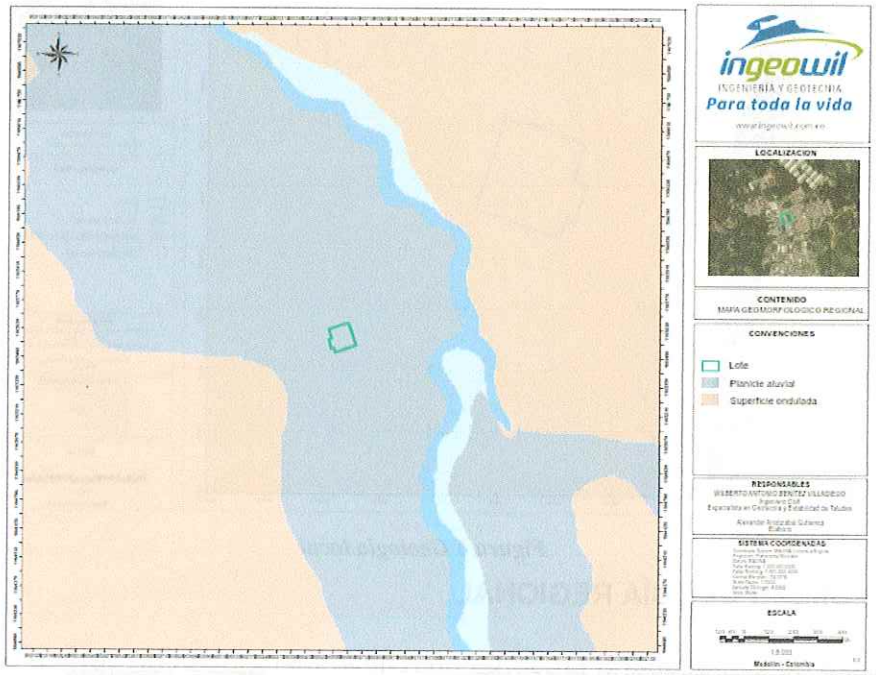


Figura 6 Geomorfología regional

4.4 GEOMORFOLOGIA LOCAL

El sector se encuentra sobre superficie en declive de morfología plana. El patrón de drenaje es subdendrítico a subparelo. Estas se pueden formar en suelos residuales y depósitos coluviales.

4.5 GEOLOGÍA ESTRUCTURAL

En la zona de estudio sobresale un sistema de fallas regionales con dirección NW donde sobresalen las fallas Don Matías y Rodas. El sistema de fallas con dirección NE donde las principales trazas son La Chapa y Santa Elena.

Además de los sistemas de Fallas claramente definidos, se presentan rasgos tectónicos definidos por geoformas como lomos deflectados, quebradas o corrientes asimétricas y cambios bruscos de pendientes, también aparecen a nivel de afloramiento zonas de cizalla, salvanda y un intenso fracturamiento de las rocas, pero donde no se alcanza a definir una zona de falla propiamente dicha. [4]

4.6 ANALISIS DE AMENAZAS

El análisis de la amenaza permite determinar las características de los fenómenos naturales o antrópicos que podrían afectar un área determinada en un periodo de tiempo.

4.6.1 AMENAZAS SÍSMICA

En Colombia, se presentan dos claros procesos generadores de eventos sísmicos: i) un proceso de subducción, en el cual la corteza oceánica subduce a la corteza continental (Región occidental del país) y ii) un proceso intraplaca donde se presentan eventos sísmicos por el movimiento de fallas activas.

A escala regional se puede observar una mayor influencia del Sistema de Fallas Cauca-Romeral en la evolución estructural de la región, predominando los lineamientos en direcciones N-NW. También vale la pena resaltar la presencia del Sistema de Fallas de Belmira, en especial la Falla de Rio Chico, con una fuerte expresión y un lineamiento muy marcado en sentido E-W, así como un grupo de fallas y lineamientos con tendencia N50º- 60ºW que cortan el Batolito Antioqueño y que no se asocian con los Sistemas de Fallas Cauca – Romeral ni Palestina; las fallas más sobresalientes de este sistema son la Falla Nare y la Falla Cisneros, al NE de la zona de estudio.[5]

Según el Servicio Geológico Colombiano, el Municipio se encuentra en la región de Riesgo intermedio. [6]

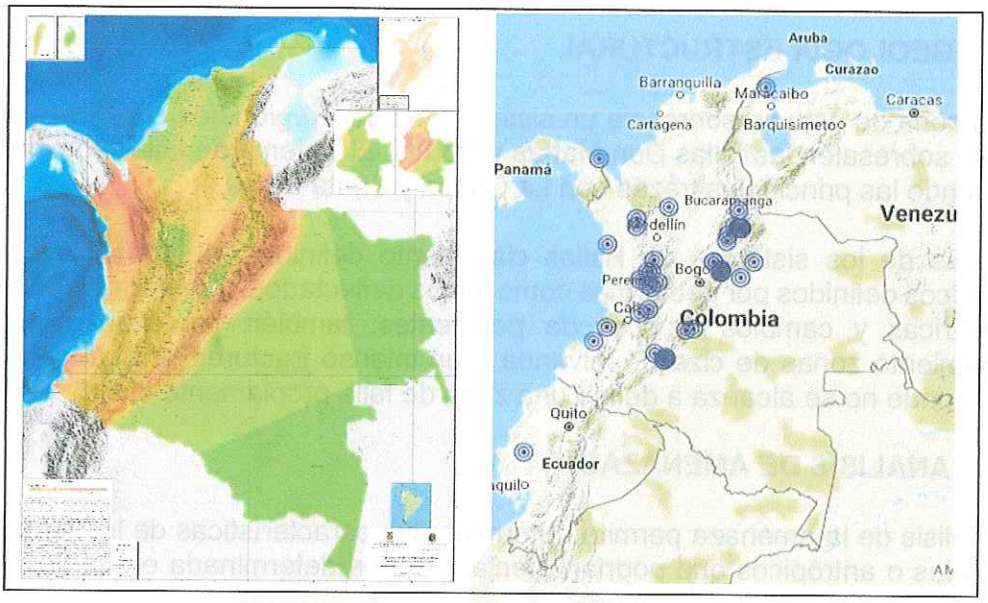


Figura 7 Mapa de Amenaza sísmica Colombiano [12]

Tabla 1 Red sísmica Colombiana, últimos registros [7]

Fecha	Hora Local	UTC	Latitud (Grados Norte)	Longitud (Grados Oeste)	Profundidad (Kms.)	Magnitud (Richter)	Magnitud (Mw)	Epicentro
2017:Noviembre:01	11:40:36 A.M.	2017-11-01 16:40:36	4.80	-76.21	100.8	2.3	0	EL CAIRO-VALLE
2017:Noviembre:01	6:01:33 A.M.	2017-11-01 11:01:33	8.17	-73.27	142.4	3.2	3.3	LA PLAYA-N.SANTANDER
2017:Octubre:31	7:55:45 A.M.	2017-10-31 12:55:45	7.07	-73.38	114.7	2.6	0	LEBRIJA-SANTANDER
2017:Octubre:31	7:16:01 A.M.	2017-10-31 12:16:01	6.78	-73.15	144.2	3.3	3.7	LOS SANTOS-SANTANDER
2017:Octubre:31	2:29:24 A.M.	2017-10-31 07:29:24	6.79	-73.15	151.2	2.5	0	LOS SANTOS-SANTANDER
2017:Octubre:29	6:57:33 P.M.	2017-10-29 23:57:33	2.92	-76.01	0.1	3.1	0	AREA_DE_INFLUENCIA_DEL_VOLCAN_NEVADO_DEL_HUILA
2017:Octubre:29	3:36:19 P.M.	2017-10-29 20:36:19	4.64	-76.28	114.4	3.3	3.4	VERSALLES-VALLE
2017:Octubre:29	2:24:50 P.M.	2017-10-29 19:24:50	6.77	-73.17	149.5	3.5	3.7	LOS SANTOS-SANTANDER
2017:Octubre:27	7:26:55 P.M.	2017-10-28 00:26:55	5.33	-73.68	145.4	2.6	0	LENGUAZAQUE-CUNDINAMARCA
2017:Octubre:27	5:37:04 P.M.	2017-10-27 22:37:04	6.78	-73.15	146.2	2.3	0	LOS SANTOS-SANTANDER
2017:Octubre:27	10:56:54 A.M.	2017-10-27 15:56:54	5.00	-76.00	115.2	2.7	0	LA CELIA-RISARALDA
2017:Octubre:26	10:29:58 P.M.	2017-10-27 03:29:58	8.53	-73.62	95	2.4	0	PELAYA-CESAR
2017:Octubre:26	5:40:06 P.M.	2017-10-26 22:40:06	6.82	-73.14	149.9	2.3	0	LOS SANTOS-SANTANDER
2017:Octubre:26	9:31:43 A.M.	2017-10-26 14:31:43	5.59	-73.61	4	1.9	0	TINJACA-BOYACA
2017:Octubre:26	8:13:13 A.M.	2017-10-26 13:13:13	6.76	-73.12	150.5	3.2	3.6	LOS SANTOS-SANTANDER
2017:Octubre:26	2:59:31 A.M.	2017-10-26 07:59:31	10.24	-73.63	92.3	4.8	0	PUEBLO BELLO-CESAR
2017:Octubre:25	2:18:44 P.M.	2017-10-25 19:18:44	4.45	-75.96	0	2.4	0	LA VICTORIA-VALLE
2017:Octubre:25	5:55:33 A.M.	2017-10-25 10:55:33	6.69	-74.08	2.9	0.9	0	PUERTO PARRA-SANTANDER
2017:Octubre:24	9:53:40 P.M.	2017-10-25 02:53:40	5.01	-75.52	4	2.3	0	VILLAMARIA-CALDAS
2017:Octubre:24	1:43:04 P.M.	2017-10-24 18:43:04	5.75	-74.85	8	2.3	0	NORCASIA-CALDAS

4.7 COEFICIENTE DE IMPORTANCIA

Todas las edificaciones deben clasificarse dentro de uno de los grupos que se enuncian en el capítulo A.2.5 de NSR-10.

Grupo IV: edificaciones indispensables
Grupo III: Edificaciones de atención a la comunidad
Grupo II: estructuras de ocupación especial

Grupo III: Edificación de Atención a la Comunidad

Dado el uso que se dará a la edificación, esta se clasifica como " Edificación de Atención a la Comunidad " grupo III.
El coeficiente de importancia es de 1.25 para las edificaciones con grupo de uso III.

Tabla 2 Coeficiente de importancia. Tomado de Tabla A.2.5-1 [13]

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

5.0 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Consiste en la ejecución de apiques, trincheras, perforación o sondeo con muestreo o sondeos estáticos o dinámicos, con el fin de conocer y caracterizar el subsuelo afectado por el proyecto. Posteriormente, se procede a ejecutar pruebas directas o indirectas sobre los materiales encontrados para la ejecución de ensayos de laboratorio. La exploración debe ser amplia y suficiente para buscar un adecuado conocimiento del subsuelo hasta la profundidad afectada por la construcción, teniendo en cuenta la categoría del proyecto, el criterio del ingeniero geotecnista y lo dispuesto en las tablas H.3.1-1. Y H.3.2-1.

5.1 CLASIFICACIÓN DE LA UNIDAD DE CONSTRUCCIÓN POR CATEGORÍAS

Las unidades de construcción se clasifican en Baja, Media, Alta y Especial, según el número total de niveles y las cargas máximas de servicio. Para las cargas máximas se aplicará la combinación de carga muerta más carga viva debida al uso y ocupación de la edificación y para la definición del número de niveles se incluirán todos los pisos del proyecto, sótanos, terrazas y pisos técnicos. Para la clasificación de edificaciones se asignará la categoría más desfavorable que resulte en la tabla H.3.1-1

Tabla 3 Clasificación de las unidades de construcción por categorías (NSR-10)

Categoria de la unidad de construccion	Según los niveles de construccion	Según las cargas maximas de servicio en columnas (kN)
Baja	**Hasta 3 niveles**	**Menores de 800kN**
Media	Entre 4 y 10 niveles	Entre 801 y 4.000 kN
Alta	Entre 11 y 20 niveles	Entre 4.001 y 8.000 kN
Especial	Mayor de 20 niveles	Mayores de 8.000 kN

El proyecto consiste en la construcción de una estructura de 2 niveles, se categoriza en una unidad de construcción **Baja**.

Según las cargas máximas de servicio en columnas (kN), tenemos una plaza de mercado de 2 niveles terminada en cubierta tipo techo liviano. La cual la suma de las cargas máximas de servicio en columnas debida al uso y ocupación de la edificación son menores de 800 kN, la cual se clasifica la unidad de construcción **Baja**.

5.2 NÚMERO MÍNIMO Y PROFUNDIDAD MÍNIMA DE SONDEOS

El número mínimo de sondeo de exploración que deberán efectuarse en el terreno donde se desarrollará el proyecto se define en la tabla H.3.2-1.

Tabla 4 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción (NSR-10)

Categoria Baja	Categoria Media	Categoria Alta	Categoria Especial
Profundidad Mínima de sondeos: 6m	Profundidad Mínima de sondeos: 15m	Profundidad Mínima de sondeos: 25m	Profundidad Mínima de sondeos: 30m
Numero mínimo de sondeos: 3	Numero mínimo de sondeos: 4	Numero mínimo de sondeos: 4	Numero mínimo de sondeos: 5

De acuerdo a la clasificación de la unidad de construcción de la Plaza de mercado, corresponde a una categoría **Baja**, según la tabla H.3.2-1, La profundidad mínima de sondeos es de 6 metros y el número mínimo de sondeos son 3.



Figura 8 Localizacion de sondeos

5.3 EXPLORACIÓN DE CAMPO

Se realizó visita inicial al lote durante la cual se recogió información general, que sirvió de base para establecer el programa de trabajo durante las etapas de campo y laboratorio, que a su vez fue fundamental para adelantar el procesamiento de la información y la definición de las recomendaciones. A continuación, se presentan un listado de los aspectos que surgen del trabajo indicado y que fueron incluidos en el informe, así:

- De cada sondeo de perforación se realiza perfil estratigráfico, donde se plasma los cambios litológicos y estructurales, profundidad del nivel freático y las características fundamentales para determinar la clasificación geotécnica del suelo.
- Se hace descripción general sobre la topografía del lote y la zona aledaña.
- Se entrega información geológica geotécnica sobre el tipo y características de los suelos superficiales y sub-superficiales.

Para el presente estudio se ejecutaron tres (3) sondeos de tipo mecánico con equipo para S.P.T. entre 0.0 m. a 6,45 m, (Anexos), las cuales cumplen con las exigencias del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

En cada uno de los sondeos, se tomaron muestras inalteradas con tubo shelby, estándar y bolsa plástica, garantizando por tanto la representatividad total de los estratos detectados.
Con el fin de determinar las condiciones geotécnicas del sitio del proyecto, se llevaron a cabo los trabajos de exploración, muestreo y ensayos in situ del subsuelo, de acuerdo a las normas ASTM vigentes.

SONDEOS

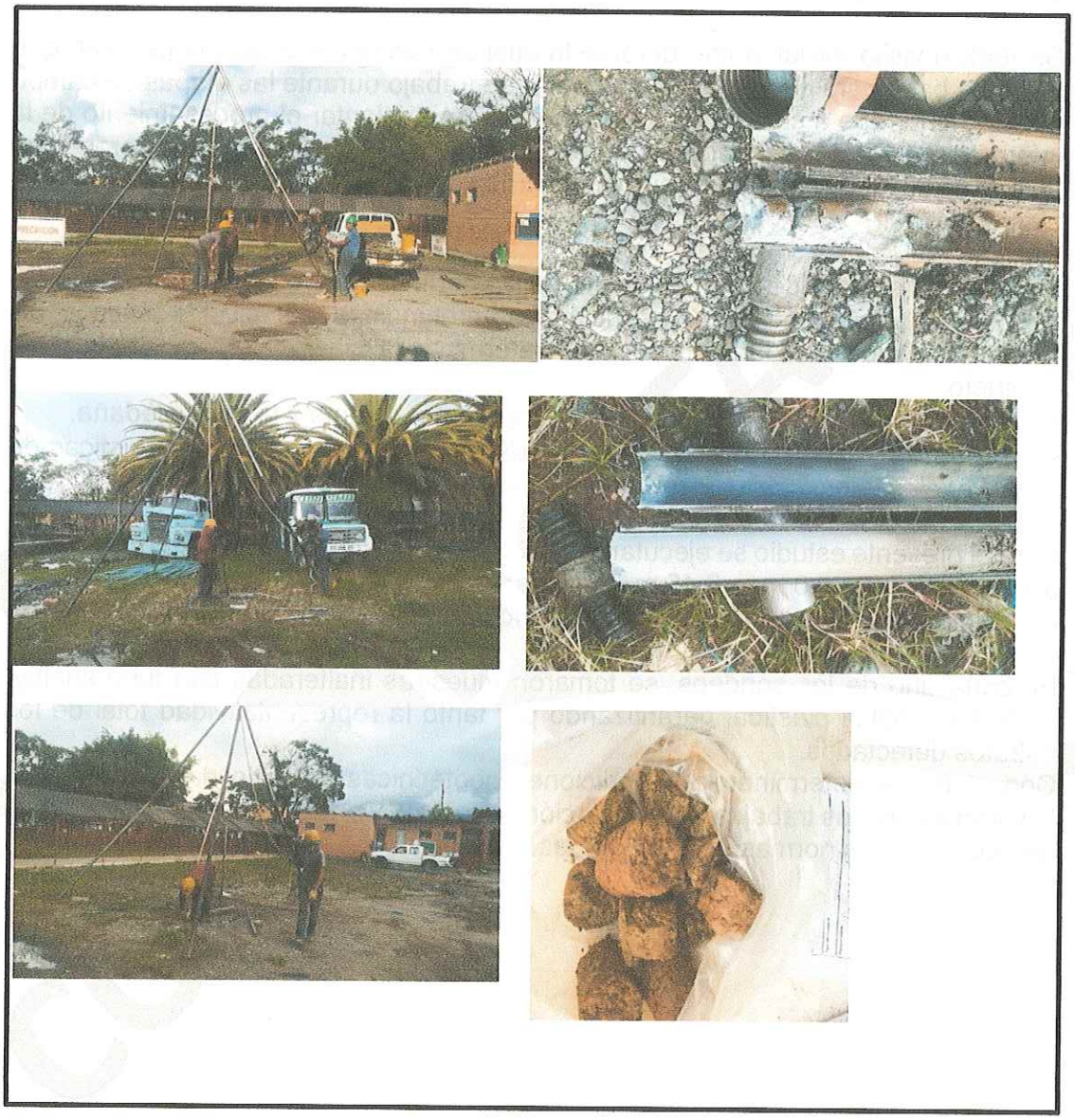


Figura 9 Perforaciones con equipo SPT

5.4 PERFIL GEOTECNICO

El perfil geotécnico en el sector se definió a partir de los reconocimientos geológicos, geomorfológicos y de ensayos in situ, relacionados con la penetración estándar y con los afloramientos observados, el cual se describe a continuación:

Capa vegetal
Se encuentra presente desde la superficie hasta 0.5 m de profundidad se encuentra materia orgánica.
Terraza aluvial A partir del 0.5 hasta 6.0m de profundidad se evidencia un suelo derivado de pequeñas plataformas sedimentarias construidas por el valle fluvial por los propios sedimentos del río Negro que se depositan a los lados del cauce en los lugares en los que la pendiente del mismo se hace menor.
De color blancuzco, textura limo arenosa, de consistencia firme, baja plasticidad, cementación moderada. Ver las tablas de sondeos en los anexos.



Figura 10 Perfil geotécnico

5.5 NIVEL FREÁTICO

Los niveles freáticos según la exploración realizada se encuentran **profundos** por debajo de los niveles de las perforaciones. Sin embargo, las excavaciones menores podrían modificar el flujo de agua en la ladera, y consecuentemente, dar origen a la aparición de aguas procedentes de las zonas altas.

La posición del nivel freático corresponde a la línea de presión de poros igual a cero, equivalente a que la presión neta en el polígono es igual a la presión atmosférica. El nivel de agua determina los niveles de presiones hidrostáticas sobre una superficie localizada por debajo de ese nivel o los valores de presión negativa o de succión para el suelo localizado inmediatamente por encima de este.

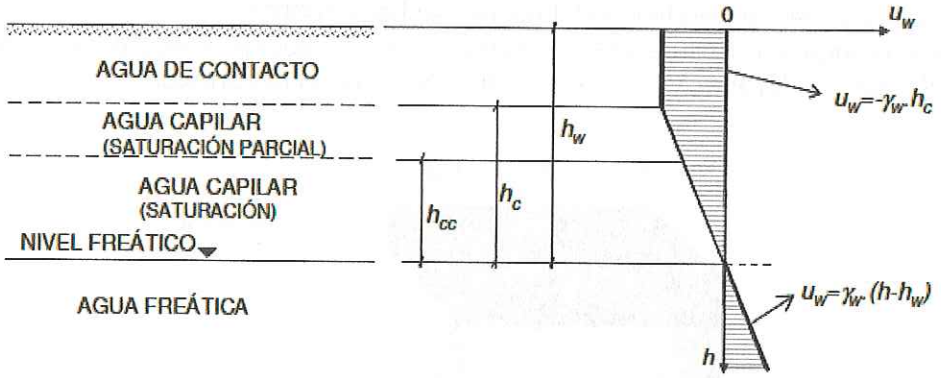


Figura 11 Nivel freático

Se recomienda dejar una previsión para la construcción de drenajes, particularmente porque al tratarse de suelos areno arcillosos, fácilmente erosionables, requieren que las aguas del talud sean captadas y conducidas por fuera de éstos con el fin de evitar fenómenos de erosión regresivos, que es una de las principales causas de inestabilidades someras en suelos residuales.

5.6 TRABAJO DE LABORATORIO

Con las muestras de suelo obtenidas en el trabajo de campo y laboratorio, remoldeadas e inalteradas, se realizaron los siguientes ensayos:

- Humedad natural
- Clasificación de suelos (Límites de Atterberg y Tamiz No 200)
- Densidad natural de los suelos
- Granulometría por mallas
- Ensayos para definir la capacidad de soporte del suelo. (S.P.T. y/ o Correlación de Compresión simple)

Adicionalmente se realizó una inspección en los alrededores de la zona explorada para verificar la presencia de áreas inestables. Las perforaciones se ejecutaron mediante el sistema de percusión, en las cuales, además de la caracterización estratigráfica levantada, se tomaron muestras para ensayos de laboratorio.

6.0 ANÁLISIS DE RESULTADOS

Con base en los sondeos realizados, y la posterior inspección visual de las muestras recuperadas, se determinó la estratigrafía y las condiciones geotécnicas de los suelos que conforman el lote en estudio.

Las muestras obtenidas en las perforaciones fueron clasificadas visualmente en el momento de ejecución de los sondeos para posteriormente ser enviadas al laboratorio, donde fueron nuevamente examinadas con la finalidad de seleccionar las más representativas para someterlas a los ensayos de laboratorios necesarios.

6.1 CARACTERÍSTICAS FISICOMECANICAS DE TERRENO

A continuación, se presentan los análisis de los resultados recogidos con las distintas muestras de suelo probadas y analizadas en el laboratorio.

Tabla 5 Resultados

Material	C (KN/m²)	Peso Especifico		Φ (°)
		Seco (kN/m³)	Húmedo (kN/m³)	
Capa vegetal	9.0	9.0	14.0	20
Limo Arenoso	1.8	14.0	20.0	27

6.1.1 GENERALES

A excepción de la capa superior, las demás muestras del subsuelo no poseen materia orgánica humificada. En general, el índice de liquidez muestra que el suelo se encuentra bajo una consistencia remoldeada natural semi-sólida.

Los materiales explorados corresponden con intercalaciones de suelos granulares, de tipo cohesivo, correspondiente a un material limo arenoso de color pardo rojizo. Donde se apoyarán las estructuras proyectada, los suelos no presentan dispersión considerable en las condiciones físico mecánicas, se clasifican como suelo ML, según los criterios de la Clasificación Unificada de los Suelos U.S.C.S.

6.2 TIPO DE SUELO

Para definir el tipo de perfil del suelo los criterios que se utilizan son los expuestos en el numeral A.2.4.4 de la NSR-10, que se basa en los valores de los parámetros

del suelo de los 30 metros superiores del perfil, medidos en el sitio que se describieron en A.2.4.3.
Teniendo en cuenta el numeral A.2.4.5 de NSR-10, procedimiento de clasificación es el siguiente:

A.2.4.5.1 — Paso 1 — Debe verificarse si el suelo se clasifica **tipo F**, en cuyo caso se debe realizar un estudio sísmico particular de clasificación en el sitio, por parte de un ingeniero geotecnista siguiendo los lineamientos de A.2.10.

F	Los perfiles de suelo **tipo F** erquieren una evaluacion realizada explicitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10 Se contemplan las siguientes subclases: **F1** - Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sismica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o debilmente cementados, etc. **F2** - Turba y arcillas organicas y muy organicas (H> 3m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). **F3** - Arcillas de muy alta plasticidad (H> 7,5m con indice de plasticidad IP> 75) **F4** - Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana ablanda (H> 36m)

A.2.4.5.2 — Paso 2 — Debe establecerse la existencia de estratos de arcilla blanda. La arcilla blanda se define como aquella que tiene una resistencia al corte no drenado menor de 50 kPa (0.50 kgf/cm²), un contenido de agua, W , mayor del 40%, y un índice de plasticidad, IP, mayor de 20. Si hay un espesor total, H, de 3 m o más de estratos de arcilla que cumplan estas condiciones el perfil se clasifica como tipo **E**

A.2.4.5.3 — Paso 3 — El perfil se clasifica utilizando uno de los tres criterios: $\overline{v}$ s, N, o la consideración conjunta de Ñch y $\overline{s}$u.
Criterios para clasificar perfil de suelos tipo C, D o E:

Vs en los 30m superiores del perfil
Ñ en los 30m superiores del perfil
Ñch para los estratos de suelos existentes en los 30m superiores que se clasifican como no cohesivos (IP<20) o suelo cohesivo que tienen IP>20, lo que indica un perfil más blando.

Tabla 6 Criterios para clasificar suelos (NSR-10). Tabla A.2.4-2

Tipo de perfil	Vs	N o Nch	Su
C	Entre 360 y 760 m/s	Mayor que 50	Mayor que 100 kPa (1kgf/cm²)
D	Entre 180 y 360 m/s	Entre 15 y 50	Entre 100 y 50 kPa (0,5 a 1 kgf/cm²)
E	Menor de 180 m/s	Menor de 15	Menor de 50 kPa (0,5 kgf/cm²)

(a) Para nuestro caso no contamos con el Vs en los 30 m superiores del perfil
(b) Se podrá utilizar el criterio basado en N que involucra todos los estratos del perfil. Número medio de golpes del ensayo de penetración estándar en cualquier perfil de suelo

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

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}} \quad \text{(A.2.4-2)}$$

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

(c)Alternativamente se podrá utilizar el criterio basado en $\bar{S}u$, para la fracción de suelos cohesivos y el criterio Ñch, que toma en cuenta la fracción de los suelos no cohesivos del perfil.

Para nuestro caso no tenemos $\bar{S}u$, para la fracción de suelos cohesivos, ni tenemos suelos no cohesivos para aplicar el criterio Ñch.

Teniendo en cuenta los resultados de los ensayos de laboratorios nos muestran que el suelo en estudio son suelos cohesivos hasta los 6 metros, y según la tabla 7 clasifica el tipo de suelo.

Tabla 7 Tipo de suelo

			PERFORACION 1			PERFORACION 2			PERFORACION 3		
	Espesor (m)		di (pie)	Ni(60)	di/Ni	di (pie)	Ni(60)	di/Ni	di (pie)	Ni(60)	di/Ni
1	0	0,45	1	10	0,10	1	4	0,25	1	5	0,20
2	0,45	1,45	1	13	0,08	1	6	0,17	1	7	0,14
3	1,45	2,45	1	9	0,11	1	13	0,08	1	9	0,11
4	2,45	3,45	1	8	0,13	1	13	0,08	1	10	0,10
5	3,45	4,45	1	16	0,06	1	15	0,07	1	9	0,11
6	4,45	5,45	1	24	0,04	1	16	0,06	1	17	0,06
			6		**0,52**	**6**		**0,70**	**6**		**0,7**

Perforación: $\bar{N}$=11.60
$15 > \bar{N} > 11.60$, entonces el perfil de suelo es tipo E

POR LA CUAL CLASIFICAMOS EL SUELO TIPO E

6.3 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO SÍSMICOS

6.3.1 DEFINICIÓN DE LA ZONA DE AMENAZA SÍSMICA

Municipio de El Carmen de Viboral

Zona de amenaza sísmica intermedia

6.3.2 DEFINICIÓN DE VALORES DE ACELERACIÓN Y VELOCIDAD PICO EFECTIVA

Valores de aceleración y velocidad pico efectiva, para una probabilidad del diez por cientos de ser excedidos en un lapso de cincuenta años, Aa, Av, Ae, Ad, y los valores de los coeficientes de sitio Fa, y Fv, según el tipo de perfil de suelo.

Aa: 0.15 Av: 0.20 Ae: 0.11 Ad: 0.06

Aa: Coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño.
Av: Coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, para diseño.
Ae: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño con seguridad reducida.
Ad: Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para el umbral de daño.

6.3.3 DEFINICIÓN DE VALORES DE LOS COEFICIENTES DE SITIO

Tipo de perfil de suelo: **Tipo E**

Fa = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio, adimensional. Para este caso Fa= 2.1

Tabla 8 Valores del coeficiente Fa (NSR-10). Tabla A.2.4-3

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	Aa < 0.1	Aa = 0.2	Aa = 0.3	Aa =0.4	Aa > 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Nota: Para el perfil **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar especifico y debe llevarse a cabo un analisis de ampliación de onda de acuerdo con A.2.10

Fv= Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional. Para este caso Fv = 3.2

Tabla 9 Valores de Fv (NSR-10). Tabla A.2.4-4

Tipo de perfil	Intensidad de los movimientos sísmicos				
	Av < 0.1	Av = 0.2	Av = 0.3	Av =0.4	Av > 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota	Ver nota

Nota: Para el perfil **F** debe realizarse una investigación geotécnica particular para el lugar especifico y debe llevarse a cabo un analisis de ampliación de onda de acuerdo con A.2.10

Valores de los coeficientes de sitio

Fa: 2.1 Fv: 3.2

Fa: Coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos cortos, debida a los efectos de sitio, dimensional.
Fv: coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de periodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

6.4 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

El Ensayo de Penetración Estándar es el método de ensayo in-situ ampliamente usado para determinar las condiciones de compresibilidad y resistencia de los suelos. Este ensayo permite medir la resistencia a la penetración de un muestreador y al mismo tiempo permite obtener muestras para ser ensayadas en el laboratorio. Para casi todas estas variantes hay factores de corrección a la energía teórica de referencia Er y el valor de N de campo debe corregirse de la siguiente forma (Bowles, 1988):

$$N_{corr} = N \times Cn \times \eta 1 \times \eta 2 \times \eta 3 \times \eta 4$$

En la cual N_{corr} = valor de N corregido

N = valor de N de campo
Cn = factor de corrección por confinamiento efectivo
η1 = factor por energía del martillo ($0.45 \leq \eta 1 \leq 1$)
η2 = factor por longitud de la varilla ($0.75 \leq \eta 2 \leq 1$)
η3 = factor por revestimiento interno de tomamuestras ($0.8 \leq \eta 3 \leq 1$)

η4 = factor por diámetro de la perforación (> 1 para D> 5'", = 1.15 para D=8")

6.5 ANGULO DE FRICCIÓN Y COHESIÓN

Para obtener los valores del Angulo de fricción interna del suelo, se adoptaron los resultados de los ensayos de corte directo y triaxial, teniendo en cuenta las investigaciones de Peck, Kishida JNR que establecieron correlaciones de N y Ø.

Peck: $\emptyset = 27.7 + 0.3(N_1)_{60} - 0.00054((N_1)_{60})^2$

Kishida: $\emptyset = 15 + \sqrt{20(N_1)_{60}}$

JNR: $\emptyset = 27 + 0.32(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = C_N N_{60}$$

$C_N = 0.77 \log\left(\frac{200}{\sigma'}\right)$ para $\sigma' \geq 2{,}5 ton/m^2$según Peck

Las investigaciones relacionadas con los autores antes mencionados, incluyen los siguientes aspectos y procedimiento:

- Se debe normalizar la medida de la resistencia a la penetración que corresponde a Ei 60% y un esfuerzo corregido de 98,1 Kpa.
- Los valores de N deberán corregirse para una energía de 60%
- Asumir el valor de Ø' para un procedimiento reiterativo y calcular RSC y Ko.
- Cambiar N60 a (N1)60
- Luego se entra a la figura y se obtiene con (N1)60 el valor de Ø'
- Comparar Ø' asumido con valor calculado. Si la diferencia es grande, iniciar el cálculo nuevamente considerando nuevas determinaciones de RSC y Ko.

Tabla 10 Corrección de N perforación N° 1

Profundidades (m)		Ncampo	σ' (t/m²)	C_N	η1	η2	η3	η4	$(N_1)_{60}$	ϕ
De	A									
1	1,45	10	2,205	1,5	0,5	0,75	1	1	5	25
2	2,45	14	4,005	1,3	0,5	0,75	1	1	7	27
3	3,45	11	5,805	1,2	0,5	0,75	1	1	5	25
4	4,45	11	7,605	1,1	0,5	0,75	1	1	5	25
5	5,45	22	9,405	1,0	0,5	0,85	1	1	10	29
6	6,45	34	11,205	1,0	0,5	0,85	1	1	14	32

Tabla 11 Corrección de N perforación N° 2

Profundidades (m)		Ncampo	σ' (t/m²)	C_N	η1	η2	η3	η4	$(N_1)_{60}$	ϕ
De	A									
1	1,45	4	2,205	1,5	0,5	0,75	1	1	2	21
2	2,45	7	4,005	1,3	0,5	0,75	1	1	3	23
3	3,45	15	5,805	1,2	0,5	0,75	1	1	7	27
4	4,45	16	7,605	1,1	0,5	0,75	1	1	7	27
5	5,45	21	9,405	1,0	0,5	0,85	1	1	9	28
6	6,45	23	11,205	1,0	0,5	0,85	1	1	9	28

Tabla 12 Corrección de N perforación N° 3

Profundidades (m)		Ncampo	σ' (t/m²)	C_N	η1	η2	η3	η4	$(N_1)_{60}$	ϕ
De	A									
1	1,45	6	2,205	1,5	0,5	0,75	1	1	3	23
2	2,45	9	4,005	1,3	0,5	0,75	1	1	4	24
3	3,45	11	5,805	1,2	0,5	0,75	1	1	5	25
4	4,45	14	7,605	1,1	0,5	0,75	1	1	6	26
5	5,45	13	9,405	1,0	0,5	0,75	1	1	5	25
6	6,45	24	11,205	1,0	0,5	0,75	1	1	9	28

Igualmente, por medio del ensayo SPT, se obtiene una relación de valores para los parámetros de resistencia.

CONSISTENCIA (Suelos Cohesivos)	N (S.P.T.)	qu (Kg./cm2) Resistencia a la Compresión Simple	E (Kg./cm2)
Muy blanda	< 2	< 0,25	3
Blanda	2 a 4	0,25 a 0,50	30
Mediana	4 a 8	0,50 a 1,00	45 a 90
Compacta	8 a 15	1,00 a 2,00	90 a 200
Muy compacta	15 a 30	2,00 a 4,00	200
Dura	> 30	> 4	200

Fuente: ASTM INTERNATIONAL. Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils: ASTM D 1586. New York: ASTM, 1996. p. 3-4

6.6 MODULO DE ELASTICIDAD

Para el cálculo del módulo de elasticidad (Principal parámetro de deformación) se emplearon las siguientes expresiones definidas según Bowles (1982) y el U.S. Department of the Navy (1982), el tipo de suelo y los resultados de N, según el suelo encontrado en cada exploración, donde:

E_s [Ton/m²] = 30*(N + 5) arenas arcillosos
E_s [Ton/m²] = 50*(N + 15) Arenas

6.7 MODULO DE BALASTO

El objetivo de este parámetro es el de reemplazar una masa de suelo por resortes elásticos equivalentes, con una constante K por unidad de área, lo que realmente es una conveniencia matemática que facilita los cálculos de esfuerzos y deformaciones en las interfaces estructura-suelo, puesto que las deformaciones se hacen directamente proporcionales a los esfuerzos aplicados (winkler)

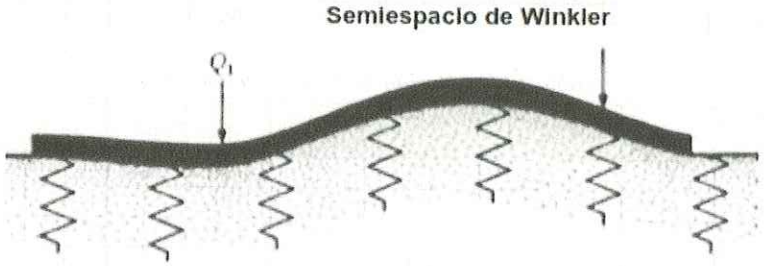


Figura 12 Modulo De Balasto

Tabla 13 Modulo de elasticidad (Es)

PERFORACIÓN 1		
Prof [m]	N_{55}	E_s [kN/m^2]
1	9	7680
2	12	8640
3	10	4800
4	10	4800
5	20	7800
6	31	11100

PERFORACIÓN 2		
Prof [m]	N_{55}	E_s [kN/m^2]
1	3	5760
2	6	6720
3	13	5700
4	14	6000
5	19	7500
6	21	8100

PERFORACIÓN 3		
Prof [m]	N_{55}	E_s [kN/m^2]
1	5	6400
2	8	7360
3	10	4800
4	12	5400
5	11	5100
6	22	8400

6.8 LICUACIÓN

Se define como el aumento progresivo de la presión del agua intersticial, dentro de los suelos granulares, bajo la acción sísmica, de manera que el esfuerzo efectivo se reduce eventualmente a cero y el depósito se comporta como un líquido. Es un fenómeno que tiene relación directa con la movilidad cíclica y el corrimiento lateral; ocurre en suelos arenosos y en limos no plásticos, saturados y parcialmente saturados.

La licuefacción inducida por terremoto es uno de los principales contribuyentes al riesgo sísmico urbano.

Los parámetros valiosos en el análisis del comportamiento de los suelos licuable confirman la intensidad del movimiento sísmico en función del Coeficiente de Esfuerzo Cíclico (CSR, siglas en inglés) efectivo promedio. Algunos especialistas como Seed and Idriss (1971) indican la siguiente expresión numérica, y gráfica para CRS:

$$CSR = \frac{t_{av}}{\sigma'_{vo}}$$

t_{av} Amplitud del esfuerzo cortante equivalente

σ'_{vo} Tension efectiva de sobrecarga

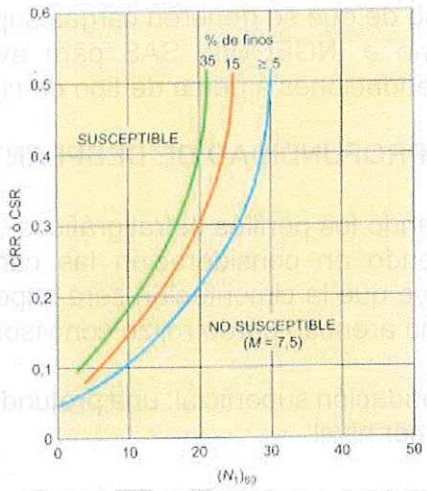


Figura 13 Susceptibilidad de licuefacción en función del spt, (N1)60 para un terremoto de magnitud 7,5. Fuente: Vallejos, L (2002)

Para lo anterior el CRR o coeficiente de resistencia cíclica, se calcula de la siguiente manera, según Idriss and Boulanger (2004,2008)[8]:

$$CRR_{M=7.5,\sigma'_V=1atm} = exp\left(\frac{(N1)_{60cs}}{14.1} + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{126}\right)^2 - \left(\frac{(N1)_{60cs}}{23.6}\right)^3 + \left(\frac{(N1)_{60cs}}{25.4}\right)^4 - 2.8\right)$$

7.0 ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN

Toda edificación debe soportarse sobre el terreno en forma adecuada para sus fines de diseño, construcción y funcionamiento. En ningún caso puede apoyarse sobre la capa vegetal, rellenos sueltos, materiales degradables o inestables, susceptibles de erosión, socavación, licuación o arrastre por aguas subterráneas.

7.1 ESTIMATIVO DE CARGA DE LA EDIFICACIÓN

Es importante determinar para el diseño de la fundación cuáles son las cargas trasmitidas por la estructura, con el fin de seleccionar el tipo de cimentación y nivel de desplante de la misma.

El proyecto comprende la construcción de una plaza de mercado de 2 niveles, el interesado no entrego pre diseños solo los niveles de pisos, a la fecha de la realización del estudio geotécnico.

La estructura se planteará de manera porticada, con columnas y vigas en concreto reforzado o en su defecto estructura metálica, a partir de las cuales, se estiman cargas de servicio a nivel de fundación de la edificación menores de 800 kN

En caso de que se generen cargas superiores a las estimadas se deberá dar aviso oportuno a INGEOWIL SAS para evaluar la necesidad o no de modificar las recomendaciones a cerca de tipo de cimentación, capacidad de soporte, etc

7.2 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

Analizando los perfiles estratigráficos, los resultados de los ensayos de laboratorio y teniendo en consideración las características estructurales del proyecto, se concluye que la cimentación será superficial, desplantadas en el suelo natural, del tipo limo arenoso pardo rojizo con visos amarillos, de consistencia firme a dura:

Para fundación superficial: una profundidad de 2.0m medidos desde el piso acabado del primer nivel.

7.3 TIPOS DE CIMENTACIÓNES

7.3.1 CIMENTACIÓNES SUPERFICIALES

Son aquellas que se apoyan en las capas superficiales o poco profundas del suelo, por tener éste suficiente capacidad portante o por tratarse de construcciones de importancia secundaria y relativamente livianas. En este tipo de cimentación, la carga se reparte en un plano de apoyo horizontal.
Siempre que es posible se emplean cimentaciones superficiales, ya que son el tipo de cimentación menos costoso y más simple de ejecutar

Zapatas Aisladas (NSR – 10 Titulo H Subtitulo H.4.2)

Las zapatas aisladas son un tipo de cimentación superficial que sirve de base de elementos estructurales puntuales como son las Columnas; de modo que esta zapata amplía la superficie de apoyo hasta lograr que el suelo soporte sin problemas la carga que le transmite. El término zapata aislada se debe a que se usa para asentar una única Zapata, de ahí el nombre de aislada. Es el tipo de zapata más simple, aunque cuando el momento flector en la base de la columna es excesivo no son adecuadas y en su lugar deben emplearse zapatas combinadas o zapatas corridas en las que se asienten más de una columna



Figura 14 Zapatas Aisladas

7.4 METODO DE EVALUACIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE

El cálculo de la capacidad portante admisible para las estructuras según el tipo de edificación se realizó empleando las ecuaciones propuestas por Meyerhof y Vesic, y se adoptó un factor de seguridad de tres para determinar la capacidad admisible del suelo.

El cálculo de capacidad de soporte se realizó, teniendo en cuenta los parámetros de resistencia al corte obtenidos de los análisis anteriores y considerando la influencia de los factores de forma para cimentaciones.

$$q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{cc} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma F_{\gamma s}F_{\gamma d}F_{\gamma i}$$

Donde

c= cohesión
q= esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación
Y= peso específico del suelo
B= ancho de la cimentación
F_{CS}, F_{qs}, $F_{\gamma s}$ = factor de forma
F_{cd}, F_{qd}, $F_{\gamma d}$ = factores de profundidad
F_{ci}, F_{qi}, $F_{\gamma i}$= factores de inclinación de la carga
N_c, N_q, N_γ = factores de capacidad de carga
Factores de capacidad de carga

$$N_q = tan^2\left(45 + \frac{\Phi}{2}\right)e^{\pi tan\emptyset} \qquad N_c = (N_q + 1)cot\Phi \qquad N_\gamma = 2(N_q + 1)tan\Phi$$

Factor de seguridad

El cálculo de la capacidad de carga permisible bruta de cimentaciones superficiales requiere aplicar un factor de seguridad (FS) a la capacidad de carga última bruta, así:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS}$$

7.4.1 CAPACIDAD PORTANTE ADMISIBLE PARA LAS FUNDACIONES DE LA ESTRUCTURA

Calculo de la Capacidad Portante Admisible

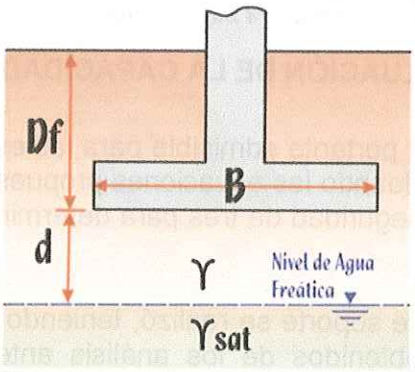


Figura 15 Zapata cuadrada

Zapatas Aisladas

Zapata Cuadrada 1.2mX1.2m

Tabla 14 Capacidad de Carga Cuadrada 1.2x1.2

CIMENTACION SUPERFICIAL. CAPACIDAD DE CARGA MEYERHOF CIMENTACION SUPERFICIAL (ZAPATAS CUADRADA) d>B			
DATOS INICIALES			
* FS : 3	* Υ : 14 KN/m3		
* C : 1.8 KN/m2	* B : 1.2 m		
* ϕ : 27 °	* L : 1.2 m		
* β : 0 °	* Df : 2 m		
Factores de Carga	**Factores de Forma**	**Factores de Profundidad**	**Factores de Inclinación**
Nq = 13.199	Fcs = 1.551	Fqd = 1.313	Fci = 1.000
NΥ = 14.470	Fqs = 1.510	Fcd = 1.339	Fqi = 1.000
Nc = 23.942	FYs = 0.600	FYd = 1.000	FYi = 1.000
Cálculo de Esfuerzo q	**Cálculo de Carga Última**	**Carga Admisible**	
q = 28.000 KN/m2	**qu = 895.154 KN/m2**	**q(adm) = 298.385 KN/m2**	

Tabla 15 Resumen Capacidad de carga Zapatas Cuadrada

CIMENTACION CUADRADA

Dimensiones	Cálculo de Esfuerzo q	Cálculo de Carga Última	Carga Admisible
1,0x1,0	q = 28.000 KN/m2	qu = 897.505 KN/m2	q(adm) = 299.168 KN/m2
1,2x1,2	q = 28.000 KN/m2	qu = 895.154 KN/m2	q(adm) = 298.385 KN/m2
1,4x1,4	q = 28.000 KN/m2	qu = 894.052 KN/m2	q(adm) = 298.017 KN/m2
1,5x1,5	q = 28.000 KN/m2	qu = 893.814 KN/m2	q(adm) = 297.938 KN/m2

Zapata Rectangular 1.0mX2.0m

Tabla 16 Capacidad de Carga Rectangular 1.0x2.0m

CIMENTACION SUPERFICIAL. CAPACIDAD DE CARGA MEYERHOF CIMENTACION SUPERFICIAL (ZAPATAS CUADRADA) d>B			
DATOS INICIALES			
* FS : 3	* Y : 13 KN/m3		
* C : 15,6 KN/m2	* B : 1 m		
* ϕ : 28 °	* L : 1 m		
* β : 0 °	* Df : 1,2 m		
Factores de Carga	**Factores de Forma**	**Factores de Profundidad**	**Factores de Inclinación**
Nq = 14,720	Fcs = 1,570	Fqd = 1,262	Fci = 1,000
NY = 16,717	Fqs = 1,532	Fcd = 1,281	Fqi = 1,000
Nc = 25,804	FYs = 0,600	FYd = 1,000	FYi = 1,000
Cálculo de Esfuerzo q	**Cálculo de Carga Última**	**Carga Admisible**	
q = 15,600 KN/m2	**qu = 1.318,744 KN/m2**	**q(adm) = 439,581 KN/m2**	

Tabla 17 Resumen Cimentación Rectangular

CIMENTACION CUADRADA

Dimensiones	Cálculo de Esfuerzo q	Cálculo de Carga Última	Carga Admisible
1,0x1,0	q = 15,600 KN/m2	qu = 1.318,744 KN/m2	q(adm) = 439,581 KN/m2
1,2x1,2	q = 15,600 KN/m2	qu = 1.318,744 KN/m2	q(adm) = 439,581 KN/m2
1,4x1,4	q = 15,600 KN/m2	qu = 1.339,904 KN/m2	q(adm) = 446,635 KN/m2
1,5x1,5	q = 15,600 KN/m2	qu = 1.327,451 KN/m2	q(adm) = 442,484 KN/m2

El conjunto completo de las cimentaciones deberá llevar un amarre sísmico reticular, capaz de soportar las solicitaciones por tensión y/o compresión, con base en los requerimientos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR – 10.

7.5 ASENTAMIENTO

Para Zapatas (NSR – 10 Titulo H. Subtitulo H.4.8)

Los asentamientos se clasifican como inmediatos (elásticos) y por consolidación. Los asentamientos inmediatos son aquellos que toman lugar cuando la carga es aplicada dentro de un periodo de tiempo muy corto. Los asentamientos por consolidación son aquellos dependientes del tiempo y toman meses o años en desarrollarse.

Los análisis de asentamientos inmediatos son usados para todos los suelos granulares, limos y arcillas con un grado de saturación menor al 90% y para todos los suelos de grano grueso con grandes coeficientes de permeabilidad. Los análisis de asentamientos por consolidación son usados para todos los suelos de grano fino saturados o con un grado de saturación mayor al 90%, donde la teoría de consolidación se aplica.

La estimación de los asentamientos para los valores de capacidad portante de seguridad, fueron realizados mediante expresiones de la teoría elástica y la teoría de la consolidación.

El método elástico se calcula para asentamiento inmediato o instantáneo de la cimentación para lo cual se usa la siguiente ecuación

Tabla 18 Asentamientos Zapata Cuadrada

Carga admisible (q):	2.80 kg/cm^2	2.80 kg/cm^2
Módulo de Young (E):	350 kg/cm^2	350 kg/cm^2
Coeficiente de Poisson (v):	0.35	0.35
Ancho cimentación (b):	1.20 m	120 cm
Largo cimentación (l):	1.00 m	100 cm
m:		0.83
Ip:		0.51
Factor de seguridad:	1.00	1.00

Esquina:

$$s = q \cdot b \cdot \frac{1-v^2}{E} \cdot I_p$$

Centro:

$$s = 2 \cdot q \cdot b \cdot \frac{1-v^2}{E} \cdot I_p$$

Valor medio:

$$s = s(centro) \cdot 0.848$$

Asientos Carga rígida (cm)	Asientos carga flexible Esquina (cm)	Centro (cm)	Valor medio (cm)	Carga total (T)
0.68	0.43	0.86	0.73	33.60

Por tanto el asentamiento máximo para la cimentación Profunda en esta zona está en el orden de 2.3 cm, no presentará problemas de asentamiento.[9]

8.0 SISTEMA CONSTRUCTIVO DE CIMENTACIONES, EXCAVACIONES Y MUROS DE CONTENCIÓN

8.1 RECOMENDACIONES DE VERIFICACIÓN

La función de estas recomendaciones está orientada a garantizar que las obras se construyan conforme a la hipótesis de diseño y dentro de las tolerancias aceptables y en caso de encontrarse desviaciones excesivas o condiciones no esperadas, deberá proporcionar la información necesaria para poder aplicar las medidas correctivas en forma oportuna.

Deberá llevarse un registro o historia de cada cimentación, donde consten las fechas para los distintos niveles de excavación, colocación de concreto, anotaciones sobre derrumbes, cavernas, dirección de las mismas, perfil estratigráfico con muestras obtenidas cada metro aproximadamente y anotaciones que se estimen de interés.

Una vez las excavaciones lleguen al material de cimentación recomendado deberá excavarse un sondeo manual de inspección en su centro con pala cuchara, de diámetro 0.20 m. y 1.0 m. de profundidad por lo menos, en tres sitios diferentes e informar al Ingeniero de Suelos aprobación del vaciado de la fundación.

Luego de aprobado el nivel de fondo, deberá llenarse el orificio con concreto ciclópeo, después de la inspección ocular. Posteriormente se procederá a colocar un sello de concreto simple de 10 cm. De espesor, para protección del fondo, previa limpieza y retiro del material suelto del fondo de la excavación.

Después de fundidos los cimientos, deberá establecerse una red de nivelación amarrada a un B.M. alejado de la construcción. Las nivelaciones se harán periódicamente mientras dure la construcción y tres años después por lo menos o mientras se indique lo contrario.

Los resultados deberán ser enviados oportunamente al Ingeniero de suelos, incluyendo fechas y el estado de la obra.

8.2 RECOMENDACIONES GENERALES PARA CONSTRUCCION LITERAL H.8.1.

De acuerdo con los lineamientos de la NSR 10, literales H.2.2.1 Y H.8.1 a continuación se hace un breve análisis del escenario del terreno antes, durante y después de la construcción.[10]

Antes de la construcción: actualmente el lote presenta una topografía plana. Desde el punto de vista geotécnico, se considera que el lote presenta sensibilidad a los cambios de humedad por lo tanto previa al inicio de las obras, se deberán identificar zonas de acumulación y/o circulación de aguas de escorrentía con el fin de dar un adecuado manejo de estas mediante la construcción de cunetas y evitar cambios en el porcentaje de saturación del terreno que podrían alterar la estabilidad del mismo.

De igual forma se deberán identificar los sitios idóneos para el almacenamiento de los materiales de construcción, preferiblemente sobre vías o zonas que ofrezcan evitar la aplicación directa de cargas superficiales en el terreno.
Previo a las intervenciones a realizar, el contratista deberá prever en el lote todas las obras temporales necesarias para el adecuado manejo de las mismas aguas

escorrentía tales como: cunetas impermeables, pañetes en mortero pobre en la cara de los taludes excavados, pozos para la recolección del agua y sitios de disposición temporales de los sobrantes de las excavaciones por fuera del área del lote.

Durante la construcción: de acuerdo con la información que se tiene del proyecto en el lote se realizaran solo excavaciones para las fundaciones en tipo zapatas, se hace indispensable la construcción de estructuras de confinamiento lateral que garanticen la estabilidad de los cortes en el largo plazo.

Una vez terminada la excavación de la zapata se realiza el vaciado con el fin de evitar deterioro del suelo de soporte. En caso contrario se recomienda excavar 0.2m adicionales para remover el material remoldeado.
Si se alcanza el nivel de fundación proyectado y no se observa el estrato portante, la excavación deberá continuar hasta alcanzar el estrato portante.

Después de la construcción: posterior a la terminación de la estructura y de la implementación de todas las medidas aquí descritas se recomienda verificar con periodicidad su estado en el tiempo. Los sistemas de drenaje construidos requieren de mantenimiento periódico con el fin de que estos puedan se funcionales en el tiempo, y se pueda mantener condiciones de saturación adecuadas en el lote intervenido.

8.3 DRENAJES

Condiciones de drenaje

La zona presenta condiciones de drenaje controladas, las cuales han sido mejoradas con la intervención y el desarrollo urbanístico. La presencia de aguas de escorrentía superficial sobre el terreno durante las épocas de lluvia, exige construir obras de drenaje superficiales, las cuales evitarán en gran porcentaje los problemas por arrastre de materiales y aumento considerable en la humedad natural.

Humedades en la base de los muros

Para ayudar a evitar los problemas por humedecimiento en la base de los muros del primer nivel de la edificación, se recomienda adicionar un impermeabilizante de mortero en la mezcla de pega horizontal y vertical en las tres primeras hiladas del bloque de sobre cimiento.
Adicionalmente se recomienda recoger las aguas de los techos con canoas y tuberías de las obras futuras, que deberán conducirse y entregarse controladas a las redes y/o fuentes de agua municipal.

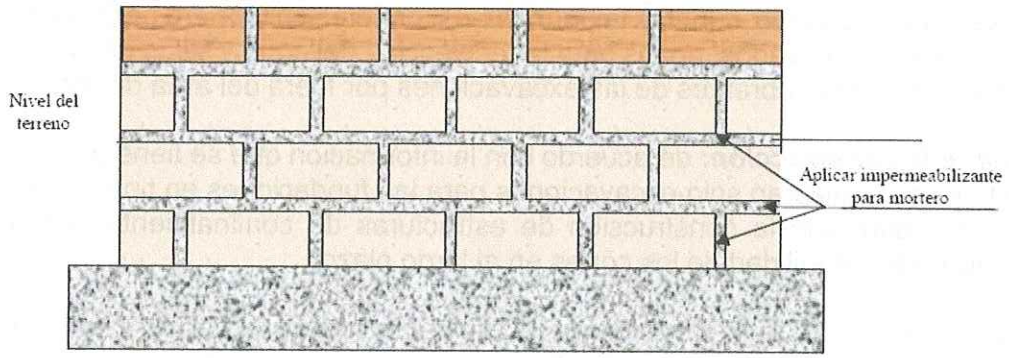


Figura 16 Humedades en la base de los muros

8.4 INVENTARIO DE GRIETAS

Deberá hacerse una evaluación de las estructuras, las cimentaciones, los muros y pisos de las edificaciones vecinas, el estado de las vías, los andenes, etc. sí existen y consignar en un acta firmada por dos testigos, el inventario de las mismas.

Durante la construcción de las obras es necesario llevar un control riguroso de los cambios en las grietas, fisuras o desplazamiento hallados anteriormente o durante la construcción, con el objeto de detectar algún cambio significativo en la amplitud y/o longitud de la misma.

8.5 MUROS DE CONTENCIÓN

Si se proyecta la construcción de muros de contención, se recomienda apoyarlas sobre las vigas de amarre de la edificación o sobre vigas corridas. El diseño deberá estar a cargo del Ingeniero calculista, quién evaluará las condiciones geotécnicas del terreno, las cuales se resumen a continuación:
Profundidad de la cimentación A 2.0 m. mínimo de la
Superficie final de corte Terreno.
Capacidad admisible del suelo = 522 kN/m2
Presiones activas y pasivas

$$K_p = tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

$$K_0 = 1 - \sin \emptyset$$

$$K_a = tan^2\left(45 - \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Coeficiente de presión pasiva: Kp = 2.66
Coeficiente en reposo Ko = 0,54
Coeficiente de presión activa: Ka = 0,37
Angulo de fricción del Suelo: Ø = 27°

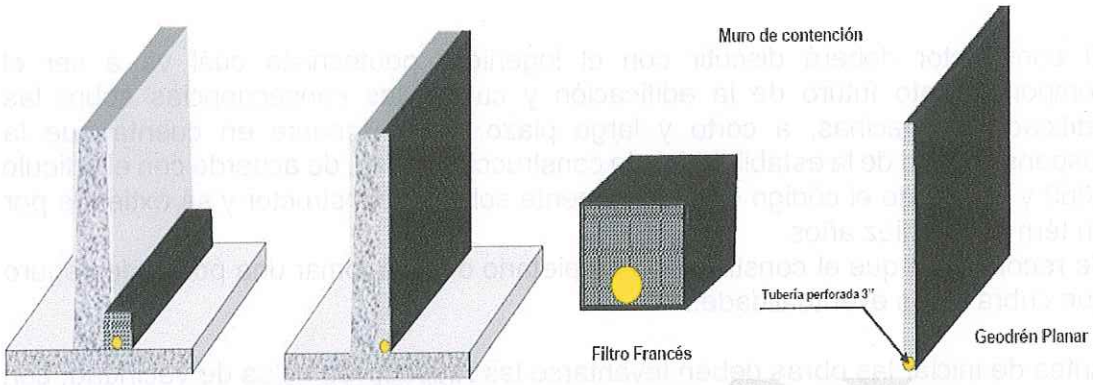


Figura 17 Muros de contención y filtros

La profundidad de empotramiento el muro de contención, dependerá de las condiciones estructurales particulares que se presenten y a criterio del Ingeniero encargado del diseño estructural. Por tanto la profundidad 0,30 m. indicada, corresponde al nivel que deberá alcanzarse por debajo del nivel final de la superficie de corte del terreno, no a la profundidad de empotramiento del muro de contención.

Así mismo la profundidad total de empotramiento de los muros de contención, deberá ser definida por el Ingeniero estructural, de acuerdo con las condiciones de carga y los empujes que presente el sistema analizado.

Al respaldo de los muros de contención, es necesario colocar un filtro de material granular, con tamaño máximo de dos pulgadas y una tubería perforada de cuatro pulgadas o utilizar filtro tipo geodrén, con base en los criterios que propone Robert M. Koerner en el texto Designing with Geosynthetics. Las aguas captadas por el filtro se verterán finalmente a la red de alcantarillado de aguas lluvias

8.6 RETIRO DE MATERIALES INADECUADOS

Las zonas donde se encuentre materiales no aptos para soportar la edificación y particularmente los 2 niveles, conformadas por material orgánico y materiales de lleno, con espesores que pueden apreciarse en los anexos (Estratigrafía) deberán ser retirados, atravesados o reemplazados, ya que no presentan buenas condiciones para soportar adecuadamente las cargas de servicio.

8.7 RECOMENDACIONES PARA LA PROTECCIÓN DE LAS EDIFICACIONES VECINAS

Se entiende entonces que la ejecución de una obra civil es un proceso de alcance mucho mayor al del simple levantamiento de una nueva edificación; los impactos y los riesgos son múltiples, pero la interacción positiva de los actores permitirá el logro de todos los objetivos comunes.

El constructor deberá discutir con el ingeniero geotecnista cuál va a ser el comportamiento futuro de la edificación y cuales las consecuencias sobre las edificaciones vecinas, a corto y largo plazo. Debe tenerse en cuenta que la responsabilidad de la estabilidad de la construcción recae, de acuerdo con el articulo 2060 y siguiendo el código civil; únicamente sobre el constructor y se extiende por un término de diez años.
Se recomienda que el constructor o propietario deberá tomar una póliza de seguro que cubra estas eventualidades.

Antes de iniciar las obras deben levantarse las respectivas actas de vecindad, con el objeto de contar con un inventario detallado de los daños preexistentes en las edificaciones vecinas y las evidencias o rasgos en superficie que indiquen la presencia de algún tipo de proceso. Esta medida permitirá llevar un control durante la ejecución de las obras y evitar que se imputen daños ajenos a esta. Igualmente, se recomienda definir la magnitud de los impactos causados, elaborar el programa de gestión socio-ambiental y gestionar su aplicación considerando costos directos y personal requerido.

El constructor debe revisar que los despieces de los elementos estructurales contemplen las etapas que el estudio de Suelos ha recomendado, para garantizar la estabilidad de los taludes y las edificaciones vecinas.
Las soluciones constructivas, o preventivas para minimizar las afectaciones a las construcciones vecinas, se basan en un buen conocimiento del suelo, de sus propiedades, de sus condiciones hidráulicas y de las características de las cimentaciones de las estructuras vecinas.[11]

9.0 LIMITACIONES DEL ESTUDIO

Las conclusiones y recomendaciones consignadas en el presente estudio se basan en los resultados de las investigaciones de campo y laboratorio, descritas en los correspondientes capítulos y en la experiencia y criterio de los profesionales que participaron en el estudio. Si se presentan condiciones reales, en algunos sitios diferentes a los aquí descritos, se deberá dar aviso al Ingeniero Geotecnista para proceder con los cambios a que haya lugar.

En la obra deberá permanecer una copia del estudio de suelos y la bitácora de obra, con el propósito de verificar las condiciones establecidas con los trabajos de campo y laboratorio, durante las visitas programadas al Ingeniero Geotecnista y la Interventoría.

Es necesario que el Ingeniero Geotecnista participe del control sobre el comportamiento de las soluciones recomendadas, a medida que se avance en la construcción de las cimentaciones; en consecuencia, antes de iniciar la construcción deberá adelantarse una reunión con Propietario, el Constructor y la Interventoría para ilustrar y discutir la información que requiere cada una de las partes en cuestión.

Todos los procesos constructivos que se relacionen con el Estudio Geotécnico, deberán consignarse por escrito en la Bitácora de obra, con aprobación de la Interventoría la cual será material de consulta durante las visitas que realice el Ingeniero Geotecnista, asignado por INGEOWIL SAS.

Una vez elaborados los cálculos estructurales de la cimentación y de las edificaciones, deberá enviarse una copia a esta oficina, con el propósito de revisar que la información entregada en el Estudio Geotécnico, fue interpretada de acuerdo con las necesidades del Proyecto o para realizar los ajustes y recomendaciones adicionales que se estimen convenientes. En los planos estructurales deberá indicarse las cotas de cimentación definitivas y la capacidad admisible de soporte utilizada por el Ingeniero Estructural.

Los resultados completos de las nivelaciones periódicas y definitivas de las nuevas obras hasta después de los dos años, deben ser enviados oportunamente a esta oficina, encargada de la ejecución y asesoría en geotecnia, incluyendo fechas y estado de la obra, con el propósito mantener el control completo de la edificación y la garantía de que esta se está comportando adecuadamente, de acuerdo con lo establecido en el Estudio Geotécnico y en el Reglamento Colombiano de Construcción Sismo-Resistente NSR – 10.

10.0 FIRMA DE LOS ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

Reglamente Colombiano De Construcción Sismo Resiste NSR-10 Tomo 4 TITULO H Numeral H.1.1.2.1- Firma de los Estudios — Siguiendo los artículos 26 y 27 de la Ley 400 de 1997, modificada y adicionada por la Ley 1229 de 2008, los estudios geotécnicos para cimentaciones de edificaciones deben ser dirigidos y avalados por Ingenieros Civiles, titulados, matriculados en el COPNIA y con tarjeta profesional vigente.

Para el cumplimiento de este requisito todos los informes de los estudios geotécnicos y todos los planos de diseño y construcción que guarden alguna relación con estos estudios, deben llevar la aprobación del ingeniero director del estudio. Los profesionales que realicen estos estudios geotécnicos deben poseer una experiencia mayor de cinco (5) años en diseño geotécnico de cimentaciones, contados a partir de la expedición de la tarjeta profesional, bajo la dirección de un profesional facultado para tal fin, **o acreditar estudios de posgrado en geotecnia**

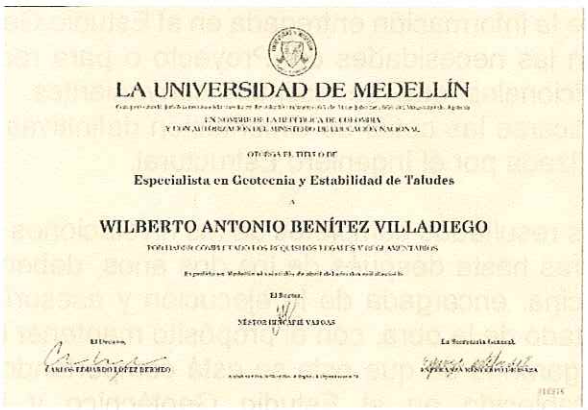

COPNIA

CERTIFICADO DE VIGENCIA Y ANTECEDENTES DISCIPLINARIOS

REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA
EL DIRECTOR GENERAL
CERTIFICA:

CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA - COPNIA


REPUBLICA DE COLOMBIA
CONSEJO PROFESIONAL NACIONAL DE INGENIERIA
COPNIA
MATRICULA PROFESIONAL No.
22202099854COR
INGENIERO CIVIL
DE FECHA 21/08/2003
WILBERTO ANTONIO
BENITEZ VILLADIEGO
C.C. 10932909
UNIVERSIDAD PONTIFICIA
BOLIVARIANA SECC MONTERIA
PRESIDENTE DEL CONSEJO


LA UNIVERSIDAD DE MEDELLÍN

OTORGA EL TITULO DE

Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

A

WILBERTO ANTONIO BENÍTEZ VILLADIEGO

HABIENDO CUMPLIDO TODOS LOS REQUISITOS LEGALES Y ACADEMICOS

El Decano,

NESTOR HUMAR PUERTAS

El Director,

CARLOS EDUARDO LOPEZ RESTREPO

La Secretaria General,

ESPERANZA MONTOYA DE PLAZA

Wilberto Antonio Benítez Villadiego
Ingeniero Civil **U.P.B.**
Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes **U. de M.**
MP 22202099854 Cord.

11.0 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS). Normas Colombianas de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10.

[2] Sociedad Colombiana de Geotecnia- SCG

[3] Badillo, Juárez y Rodríguez, Rico (2000). Mecánica de suelos. Tomo I. Fundamentos de la mecánica de suelos. 3ª edición. Editorial Limusa, Ciudad de México.

[4] Bowles, J. E. (1998) Foundation Analysis and Design.4ta. Ed., McGraw-Hill Science/Engineering/Math;

[5] DAS, M. B. (2000). Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Thomson Learning, California State University, Sacramento, 4ª edición.

[6] DAS, M. B. (2006). Principios de Ingeniería de Cimentaciones, Thomson Learning, California State University, Sacramento, 5ª edición.

[7] Gonzales, H. (2001). Mapa geológico del departamento de Antioquia. Memorias explicativas. Instituto de investigación e información geocientífica, minero-ambiental y nuclear INGEOMINAS

COPIA DIGITAL

ANEXOS

ANEXO 1: REGISTROS ESTRATIGRAFICOS

COPIA DIGITAL

MEMORIA DEL SONDEO 1

OBRA O PROYECTO	CLIENTE	LOCALIZACIÓN	HOJA Nº
PLAZA DE MERCADO	MUNICIPIO DE EL CARMEN DE VIBORAL	CALLE 41 # 28 - 70 BARRIO LA MARIA EL CARMEN DE VIBORAL - ANTIOQUIA	1

SONDEO		FECHA DE INICIO			FECHA DE TERMINACIÓN			SONDEO
PERFORACIÓN Nº	APIQUE Nº	DIA	MES	AÑO	DIA	MES	AÑO	SPT
1		25	9	2020	25	9	2020	

PROFUNDIDAD m	Escala	DIÁMETRO TUBERÍA	MUESTRA Nº	MUESTREADOR	GOLPES/16 cm. MUESTREADOR	DIÁMETRO REVESTIMIENTO	NIVEL FREÁTICO	RESISTENCIA AL PENETROMETRO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	DESCRIPCIÓN DE LA OPERACIÓN Y OBSERVACIONES
1.00 a 1.45		AW	1	STANDA RD	3 4 6		seco		**CAPA VEGETAL**	DE 0 A 0.5 PRESENTA MATERIA ORGANICA
2.00 a 2.45		AW	2	STANDA RD	6 7 7		SECO		**TERRAZA ALUVIAL** MATERIAL LIMO ARENOSO, DE COLRACIÓN BLANCUZCO, DE CONSISTENCIA FIRME, BAJA PLASTICIDAD.	DE 0.5 A 6,45 PRESENTA TERRAZA ALUVIAL
3.00 a 3.45		AW	3	SHELBY	8 5 6					
4.00 a 4.45		AW	4	STANDA RD	5 5 6					
5.00 a 5.45		AW	5	STANDA RD	8 10 12					
6.00 a 6.45		AW	6	STANDA RD	14 16 18					

ID INGEOWIL-623/20

Virgilio Vàsquez
OPERARIO QUE EJECUTO

Wilberto A. Benitez Villadiego
INGENIERO QUE REVISÓ

MEMORIA DEL SONDEO 2

OBRA O PROYECTO	CLIENTE	LOCALIZACIÓN	HOJA Nº
PLAZA DE MERCADO	MUNICIPIO DE EL CARMEN DE VIBORAL	CALLE 41 # 28 - 70 BARRIO LA MARIA EL CARMEN DE VIBORAL -	1

SONDEO		FECHA DE INICIO			FECHA DE TERMINACIÓN			EQUIPO
PERFORACIÓN Nº	APIQUE Nº	DIA	MES	AÑO	DIA	MES	AÑO	SPT
2		25	9	2020	25	9	2020	

PROFUNDIDAD m	DIÁMETRO TUBERÍA	MUESTRA Nº	MUESTREADOR	GOLPES/16 cm. MUESTREADOR	DIÁMETRO REVESTIMIENTO	NIVEL FREÁTICO	RESISTENCIA AL PENETROMETRO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	DESCRIPCIÓN DE LA OPERACIÓN Y OBSERVACIONES
1.00 a 1.45	AW	1	STANDARD	3 2 2		SECO		**CAPA VEGETAL**	DE 0 A 0.5 PRESENTA MATERIA ORGANICA
2.00 a 2.45	AW	2	STANDARD	4 4 3		SECO		**TERRAZA ALUVIAL** MATERIAL LIMO ARENOSO, DE COLRACIÓN BLANCUZCO, DE CONSISTENCIA FIRME, BAJA PLASTICIDAD.	DE 0.5 A 6,45 PRESENTA TERRAZA ALUVIAL
3.00 a 3.45	AW	3	STANDARD	6 7 8					
4.00 a 4.45	AW	4	STANDARD	7 8 8					
5.00 a 5.45	AW	5	STANDARD	9 10 11					
6.00 a 6.45	AW	6	STANDARD	10 11 12					

ID 623/20

Virgilio Vàsquez
OPERARIO QUE EJECUTO

Wilberto A. Benitez Villadiego
INGENIERO QUE REVISÓ

MEMORIA DEL SONDEO 3

OBRA O PROYECTO	CLIENTE	LOCALIZACIÓN	HOJA Nº
PLAZA DE MERCADO	MUNICIPIO DE EL CARMEN DE VIBORAL	CALLE 41 # 28 - 70 BARRIO LA MARIA EL CARMEN DE VIBORAL -	1

SONDEO		FECHA DE INICIO			FECHA DE TERMINACIÓN			EQUIPO
PERFORACIÓN Nº	APIQUE Nº	DIA	MES	AÑO	DIA	MES	AÑO	SPT
3		25	9	2020	25	9	2020	

PROFUNDIDAD m	DIÁMETRO TUBERIA	MUESTRA Nº	MUESTREADOR	GOLPES/15 cm. MUESTREADOR	DIÁMETRO REVESTIMIENTO	NIVEL FREÁTICO	RESISTENCIA AL PENETROMETRO	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	DESCRIPCIÓN DE LA OPERACIÓN Y OBSERVACIONES
1.00 a 1.45	AW	1	STANDARD	3 2 4		SECO		**CAPA VEGETAL**	DE 0 A 0.5 PRESENTA MATERIA ORGANICA
2.00 a 2.45	AW	2	STANDARD	4 5 4		SECO		**TERRAZA ALUVIAL** MATERIAL LIMO ARENOSO, DE COLRACIÓN BLANCUZCO, DE CONSISTENCIA FIRME, BAJA PLASTICIDAD.	DE 0.5 A 6,45 PRESENTA TERRAZA ALUVIAL
3.00 a 3.45	AW	3	STANDARD	5 6 5					
4.00 a 4.45	AW	4	STANDARD	6 5 9					
5.00 a 5.45	AW	5	SHELBY	6 6 7					
6.00 a 6.45	AW	6	STANDARD	9 11 13					

ID 623/20

Virgilio Vàsquez
OPERARIO QUE EJECUTO

Wilberto A. Benitez Villadiego
INGENIERO QUE REVISÓ

ANEXO 2: RESULTADOS DE LABORATORIO

COPIA DIGITAL

Para toda la Vida

ingeowil INGENIERIA Y GEOTECNIA Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral	**Sondeo:**	P1
Código:	ingeowil - 623 /20	**Muestra:**	M2
Descripción:	Limo Arcilloso Blanco con humedad maleables , clastos limosos de mica	**Profundidad:**	2,00 a 2,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	95	82
Suelo Húmedo Tara (gr)	24.24	27.26
Suelo Seco Tara (gr)	20.43	23.16
Peso del agua (gr)	3.81	4.10
Tara (gr)	5.97	6.18
Peso suelo seco	14.46	16.98
% Humedad	26.35	24.15
Humedad promedio (%)	25.25	

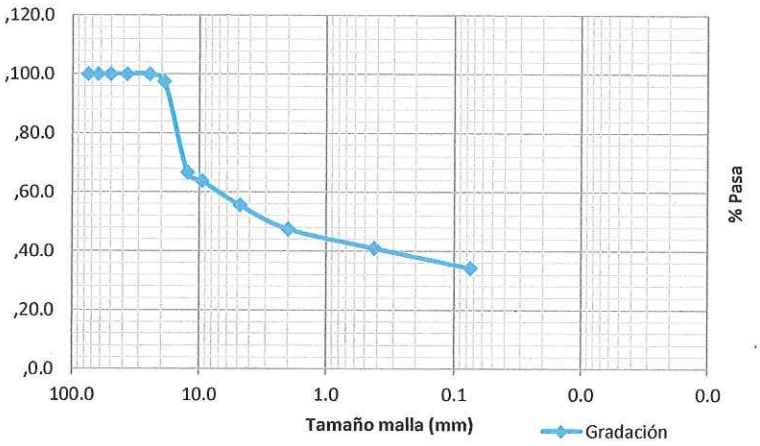
Muestra Analizada



Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)		75.30		
Peso Total Muestra Seca (gr)		60.12	Acumulado	
Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Retenido	Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	1.6	2.7	2.7	97.3
1/2"	18.5	30.8	33.4	66.6
3/8"	1.7	2.8	36.3	63.7
4	5.0	8.3	44.6	55.4
10	4.8	8.0	52.6	47.4
40	3.9	6.5	59.0	41.0
200	4.1	6.8	65.9	34.1
Fondo	20.5	34.1	100.0	0.0

Curva Granulométrica



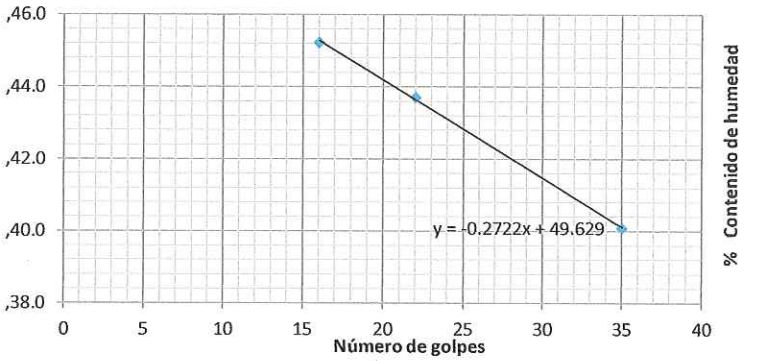
% Pasa Tamiz N°200:	34.1
Clasificación USCS:	ML
Clasificación AASHTO:	A-2-4

Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	37	35
Suelo Húmedo Tara (gr)	20.11	20.40
Suelo Seco Tara (gr)	16.97	17.23
Peso del agua (gr)	3.14	3.17
Tara (gr)	6.09	6.03
Peso suelo seco	10.88	11.20
% Humedad	28.86	28.30

Límite Líquido			
Número de golpes	16	22	35
Tara N°	42	45	43
Suelo Húmedo Tara (gr)	24.31	25.60	23.34
Suelo Seco Tara (gr)	18.72	19.83	18.41
Peso del agua (gr)	5.59	5.77	4.93
Tara (gr)	6.36	6.63	6.11
Peso suelo seco	12.36	13.20	12.30
% Humedad	45.23	43.71	40.08



Límite Liquido (%):	43.0
Límite Plástico (%):	28.6
Índice de Plasticidad (%):	14.4

Fecha de ejecución: 09/10/2020

Ejecución: Ruben Galeano

Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadieg

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica "Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil INGENIERÍA Y GEOTECNIA Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente: MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL
Localización: Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral
Código: ingeowil - 623 /20
Descripción: Limo arenoso

Proyecto: PLAZA DE MERCADO
Sondeo: P1
Muestra: M4
Profundidad: 4,00 a 4,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	80	87
Suelo Húmedo Tara (gr)	25.00	23.10
Suelo Seco Tara (gr)	22.00	20.40
Peso del agua (gr)	3.00	2.70
Tara (gr)	5.69	6.10
Peso suelo seco	16.31	14.30
% Humedad	18.39	18.88

Humedad promedio (%) 18.64

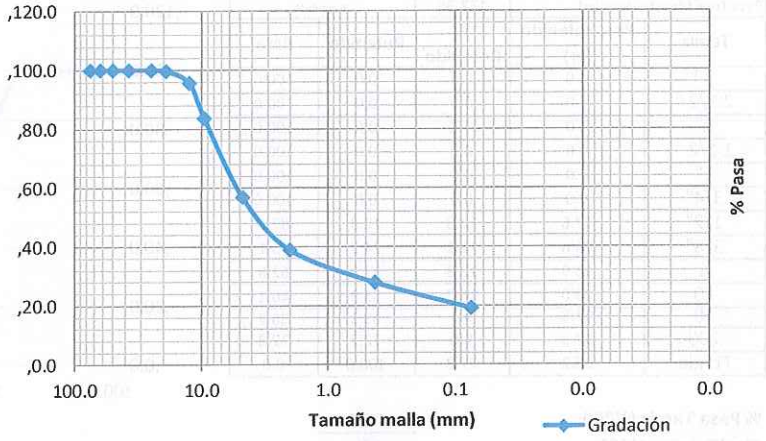
Muestra Analizada



Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)		138.20		
Peso Total Muestra Seca (gr)		116.49	Acumulado	
Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Retenido	Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.5	0.4	0.4	99.6
1/2"	4.6	3.9	4.4	95.6
3/8"	14.1	12.1	16.5	83.5
4	31.2	26.8	43.3	56.7
10	20.8	17.9	61.1	38.9
40	12.9	11.1	72.2	27.8
200	10.1	8.7	80.9	19.1
Fondo	22.3	19.1	100.0	0.0

Curva Granulométrica



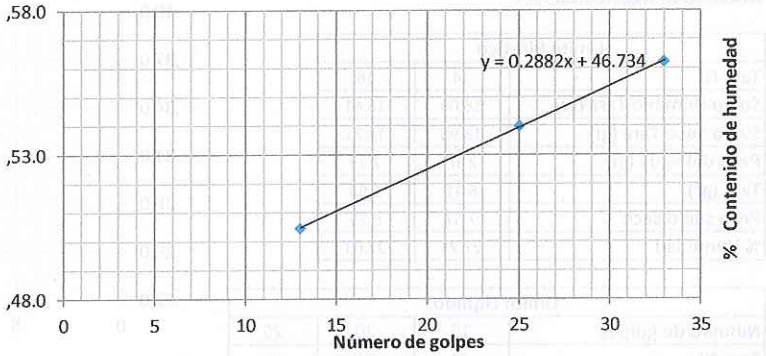
% Pasa Tamiz N°200: 19.1
Clasificación USCS: MS
Clasificación AASHTO: A-2-7

Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	13	11
Suelo Húmedo Tara (gr)	17.67	17.32
Suelo Seco Tara (gr)	14.95	14.78
Peso del agua (gr)	2.72	2.54
Tara (gr)	5.92	6.40
Peso suelo seco	9.03	8.38
% Humedad	30.12	30.31

Límite Líquido			
Número de golpes	13	25	33
Tara N°	93	77	7
Suelo Húmedo Tara (gr)	20.95	19.85	21.13
Suelo Seco Tara (gr)	16.00	14.98	15.61
Peso del agua (gr)	4.95	4.87	5.52
Tara (gr)	6.19	5.96	5.79
Peso suelo seco	9.81	9.02	9.82
% Humedad	50.46	53.99	56.21



Límite Liquido (%): 53.6
Límite Plástico (%): 30.2
Índice de Plasticidad (%): 23.3

Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadieg

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica
"Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral	**Sondeo:**	P1
Código:	ingeowil - 623 /20	**Muestra:**	M6
Descripción:	Limo arcilloso Blanco con pintas Marron	**Profundidad:**	6,00 a 6,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	83	97
Suelo Húmedo Tara (gr)	22.63	24.78
Suelo Seco Tara (gr)	19.63	21.48
Peso del agua (gr)	3.00	3.30
Tara (gr)	5.88	5.91
Peso suelo seco	13.75	15.57
% Humedad	21.82	21.19

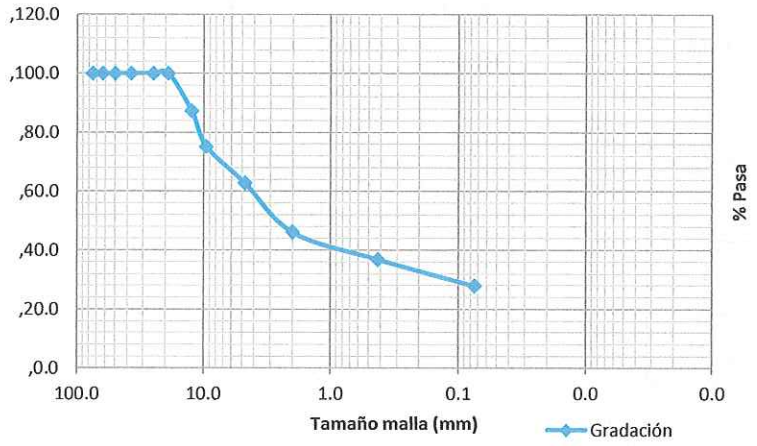
Humedad promedio (%) **21.51**

Muestra Analizada

Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)	166.90			
Peso Total Muestra Seca (gr)	137.36		Acumulado	
Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Retenido	Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	17.6	12.8	12.8	87.2
3/8"	16.6	12.1	24.9	75.1
4	16.9	12.3	37.2	62.8
10	23.0	16.7	53.9	46.1
40	12.8	9.3	63.3	36.7
200	12.3	9.0	72.2	27.8
Fondo	38.2	27.8	100.0	0.0

Curva Granulométrica



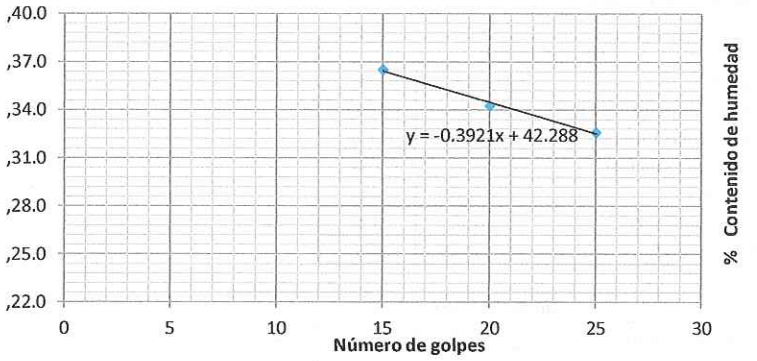
% Pasa Tamiz N°200: **27.8**
Clasificación USCS: **ML**
Clasificación AASHTO: **A-2-4**

Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	14	16
Suelo Húmedo Tara (gr)	16.08	16.44
Suelo Seco Tara (gr)	13.98	14.21
Peso del agua (gr)	2.10	2.23
Tara (gr)	6.41	5.96
Peso suelo seco	7.57	8.25
% Humedad	27.74	27.03

Límite Líquido			
Número de golpes	15	20	25
Tara N°	18	21	23
Suelo Húmedo Tara (gr)	20.20	22.10	20.16
Suelo Seco Tara (gr)	16.44	17.99	16.68
Peso del agua (gr)	3.76	4.11	3.48
Tara (gr)	6.14	5.99	6.00
Peso suelo seco	10.30	12.00	10.68
% Humedad	36.50	34.25	32.58



Límite Liquido (%): 34.4
Límite Plástico (%): 27.4
Índice de Plasticidad (%): 7.1

Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Ben

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica "Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil INGENIERÍA Y GEOTECNIA Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral	**Sondeo:**	P2
Código:	ingeowil - 623 /20	**Muestra:**	M2
Descripción:	Limo arcilloso	**Profundidad:**	2,00 a 2,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	34	11
Suelo Húmedo Tara (gr)	26.00	24.10
Suelo Seco Tara (gr)	23.00	20.40
Peso del agua (gr)	3.00	3.70
Tara (gr)	5.95	6.40
Peso suelo seco	17.05	14.00
% Humedad	17.60	26.43

Humedad promedio (%) 22.01

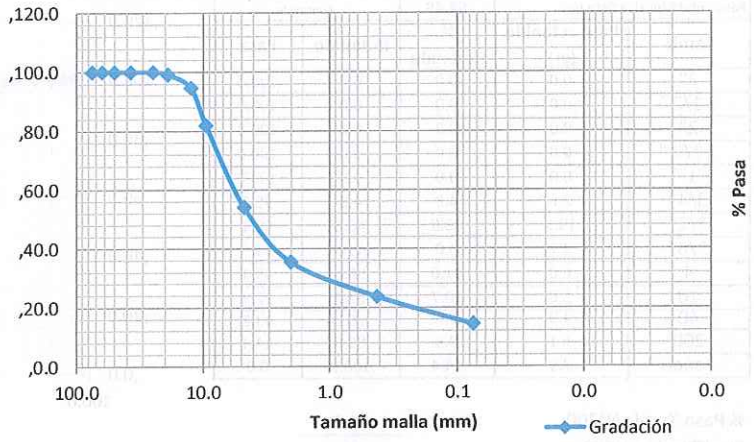
Muestra Analizada



Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)	139.20			
Peso Total Muestra Seca (gr)	114.09		Acumulado	
Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Retenido	Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	1.0	0.9	0.9	99.1
1/2"	5.1	4.5	5.3	94.7
3/8"	14.6	12.8	18.1	81.9
4	31.7	27.8	45.9	54.1
10	21.3	18.7	64.6	35.4
40	13.4	11.7	76.3	23.7
200	10.6	9.3	85.6	14.4
Fondo	16.4	14.4	100.0	0.0

Curva Granulométrica



% Pasa Tamiz N°200: 14.4

Clasificación USCS: ML

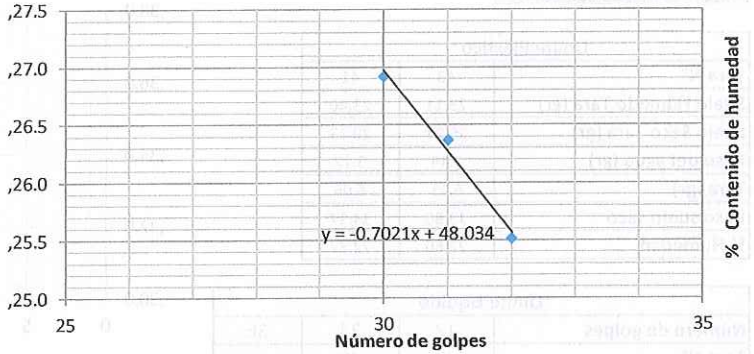
Clasificación AASHTO: A-2-4

Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	83	90
Suelo Húmedo Tara (gr)	15.20	16.30
Suelo Seco Tara (gr)	14.30	15.33
Peso del agua (gr)	0.90	0.97
Tara (gr)	5.88	6.13
Peso suelo seco	8.42	9.20
% Humedad	10.69	10.54

Límite Líquido			
Número de golpes	30	31	32
Tara N°	95	79	9
Suelo Húmedo Tara (gr)	25.30	25.30	25.13
Suelo Seco Tara (gr)	21.20	21.30	21.30
Peso del agua (gr)	4.10	4.00	3.83
Tara (gr)	5.97	6.13	6.29
Peso suelo seco	15.23	15.17	15.01
% Humedad	26.92	26.37	25.52



Límite Liquido (%): 26.3

Límite Plástico (%): 10.6

Índice de Plasticidad (%): 15.7

Fecha de ejecución: 09/10/2020

Ejecución: Ruben Galeano

Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadiego

Equipo utilizado:

Balanza Electrónica "Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co

Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1

www.ingeowil.com.co

Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil INGENIERÍA Y GEOTECNIA Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral	**Sondeo:**	P2
Código:	ingeowil - 623 /20	**Muestra:**	M3
Descripción:	Arcilla colores grises con humedad maleables , clastos limosos de mica	**Profundidad:**	3,00 a 3,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	93	80
Suelo Húmedo Tara (gr)	25.24	28.26
Suelo Seco Tara (gr)	21.43	24.16
Peso del agua (gr)	3.81	4.10
Tara (gr)	6.19	5.69
Peso suelo seco	15.24	18.47
% Humedad	25.00	22.20

Humedad promedio (%) **23.60**

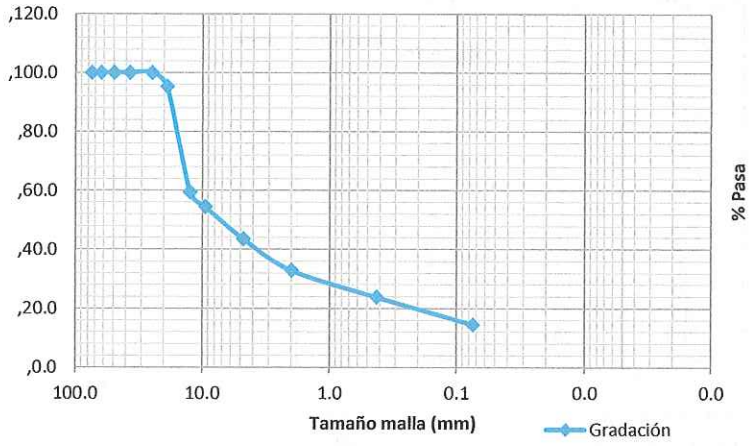
Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)	67.30
Peso Total Muestra Seca (gr)	54.45

Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Acumulado Retenido	Acumulado Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	2.6	4.8	4.8	95.2
1/2"	19.5	35.8	40.6	59.4
3/8"	2.7	5.0	45.5	54.5
4	6.0	11.0	56.6	43.4
10	5.8	10.7	67.2	32.8
40	4.9	9.0	76.2	23.8
200	5.1	9.4	85.6	14.4
Fondo	7.9	14.4	100.0	0.0

% Pasa Tamiz N°200: 14.4
Clasificación USCS: CL
Clasificación AASHTO: A-2-4

Curva Granulométrica

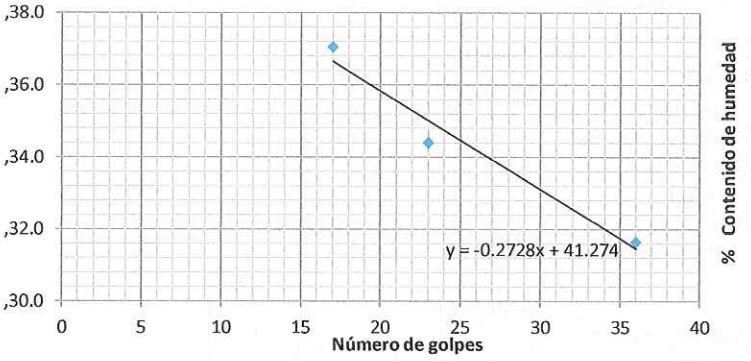


Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	43	41
Suelo Húmedo Tara (gr)	23.11	23.40
Suelo Seco Tara (gr)	19.97	20.23
Peso del agua (gr)	3.14	3.17
Tara (gr)	6.11	6.06
Peso suelo seco	13.86	14.17
% Humedad	22.66	22.37

Límite Líquido			
Número de golpes	17	23	36
Tara N°	45	48	46
Suelo Húmedo Tara (gr)	27.31	28.60	26.34
Suelo Seco Tara (gr)	21.72	22.83	21.41
Peso del agua (gr)	5.59	5.77	4.93
Tara (gr)	6.63	6.06	5.83
Peso suelo seco	15.09	16.77	15.58
% Humedad	37.04	34.41	31.64



Límite Liquido (%): 34.4
Límite Plástico (%): 22.5
Índice de Plasticidad (%): 11.9

Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadieg

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica
"Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil INGENIERÍA Y GEOTECNIA Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente: MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL
Localización: Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral
Código: ingeowil - 623 /20
Descripción: Limo arcilloso color blanco

Proyecto: PLAZA DE MERCADO
Sondeo: P2
Muestra: M6
Profundidad: 6,00 a 6,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	91	105
Suelo Húmedo Tara (gr)	24.63	26.78
Suelo Seco Tara (gr)	21.63	23.48
Peso del agua (gr)	3.00	3.30
Tara (gr)	6.11	6.21
Peso suelo seco	15.52	17.27
% Humedad	19.33	19.11

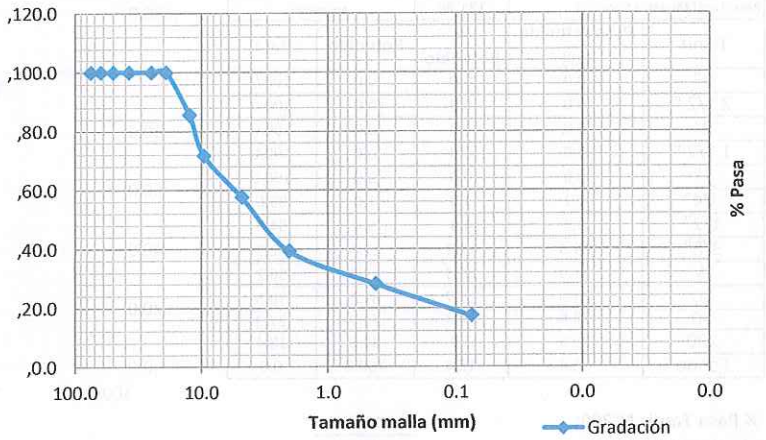
Humedad promedio (%) 19.22

Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)	168.90
Peso Total Muestra Seca (gr)	141.67

Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Acumulado Retenido	Acumulado Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	20.6	14.5	14.5	85.5
3/8"	19.6	13.8	28.4	71.6
4	19.9	14.0	42.4	57.6
10	26.0	18.4	60.8	39.2
40	15.8	11.2	71.9	28.1
200	15.3	10.8	82.7	17.3
Fondo	24.5	17.3	100.0	0.0

Curva Granulométrica



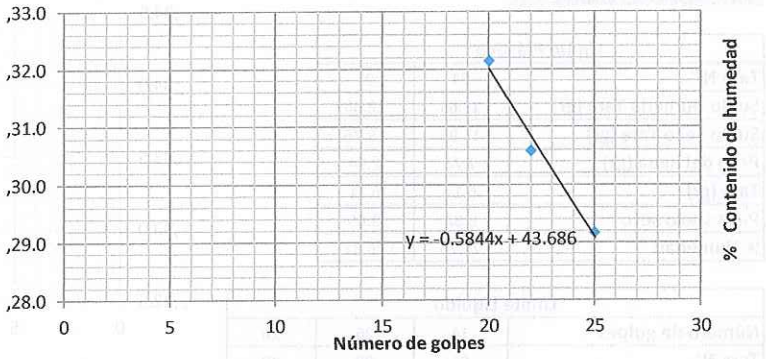
% Pasa Tamiz N°200: 17.3
Clasificación USCS: ML
Clasificación AASHTO: A-2-4

Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	22	24
Suelo Húmedo Tara (gr)	18.08	18.44
Suelo Seco Tara (gr)	15.98	16.21
Peso del agua (gr)	2.10	2.23
Tara (gr)	6.01	6.13
Peso suelo seco	9.97	10.08
% Humedad	21.06	22.12

Límite Líquido			
Número de golpes	20	22	25
Tara N°	26	29	31
Suelo Húmedo Tara (gr)	22.30	24.10	22.00
Suelo Seco Tara (gr)	18.44	19.90	18.45
Peso del agua (gr)	3.86	4.20	3.55
Tara (gr)	6.43	6.17	6.28
Peso suelo seco	12.01	13.73	12.17
% Humedad	32.14	30.59	29.17



Límite Liquido (%): 30.6
Límite Plástico (%): 21.6
Índice de Plasticidad (%): 9.0

Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Ben

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica "Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral	**Sondeo:**	P3
Código:	ingeowil - 623 /20	**Muestra:**	M2
Descripción:	limo arenoso color claro y grisaceo	**Profundidad:**	2,00 a 2,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	34	11
Suelo Húmedo Tara (gr)	26.00	24.10
Suelo Seco Tara (gr)	23.00	20.40
Peso del agua (gr)	3.00	3.70
Tara (gr)	5.95	6.40
Peso suelo seco	17.05	14.00
% Humedad	17.60	26.43

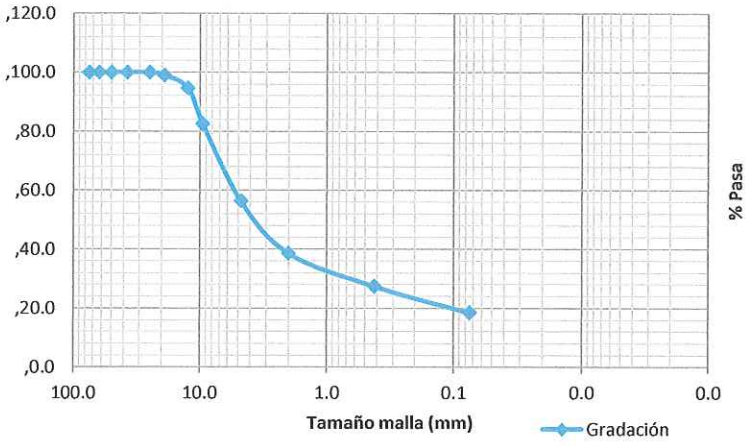
Humedad promedio (%) **22.01**

Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)	148.20			
Peso Total Muestra Seca (gr)	121.46		Acumulado	
Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Retenido	Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	1.2	1.0	1.0	99.0
1/2"	5.3	4.4	5.4	94.6
3/8"	14.8	12.2	17.5	82.5
4	31.9	26.3	43.8	56.2
10	21.5	17.7	61.5	38.5
40	13.6	11.2	72.7	27.3
200	10.8	8.9	81.6	18.4
Fondo	22.4	18.4	100.0	0.0

% Pasa Tamiz N°200: 18.4
Clasificación USCS: ML
Clasificación AASHTO: A-2-4

Curva Granulométrica

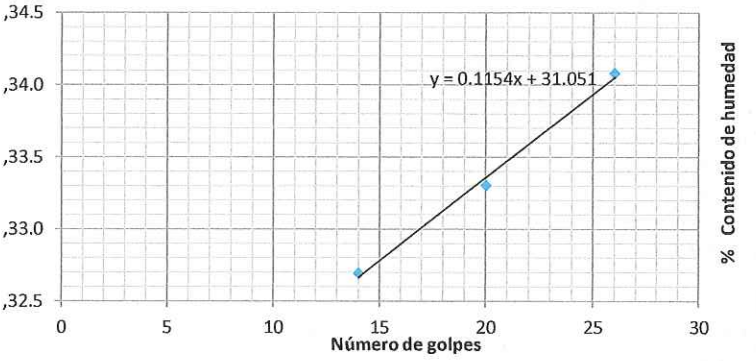


Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	84	91
Suelo Húmedo Tara (gr)	18.65	18.30
Suelo Seco Tara (gr)	15.93	15.76
Peso del agua (gr)	2.72	2.54
Tara (gr)	6.11	6.11
Peso suelo seco	9.82	9.65
% Humedad	27.70	26.32

Límite Líquido			
Número de golpes	14	26	20
Tara N°	96	80	10
Suelo Húmedo Tara (gr)	25.95	24.85	26.13
Suelo Seco Tara (gr)	21.00	19.98	21.10
Peso del agua (gr)	4.95	4.87	5.03
Tara (gr)	5.86	5.69	6.00
Peso suelo seco	15.14	14.29	15.10
% Humedad	32.69	34.08	33.30



Límite Liquido (%): 33.4
Límite Plástico (%): 27.0
Índice de Plasticidad (%): 6.3

Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadiego

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica
"Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente: MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL
Localización: Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral
Código: ingeowil - 623 /20
Descripción: Limo arcilloso color gris

Proyecto: PLAZA DE MERCADO
Sondeo: P3
Muestra: M3
Profundidad: 3,00 a 3,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	97	84
Suelo Húmedo Tara (gr)	25.74	28.76
Suelo Seco Tara (gr)	21.93	23.16
Peso del agua (gr)	3.81	5.60
Tara (gr)	5.91	6.11
Peso suelo seco	16.02	17.05
% Humedad	23.78	32.84

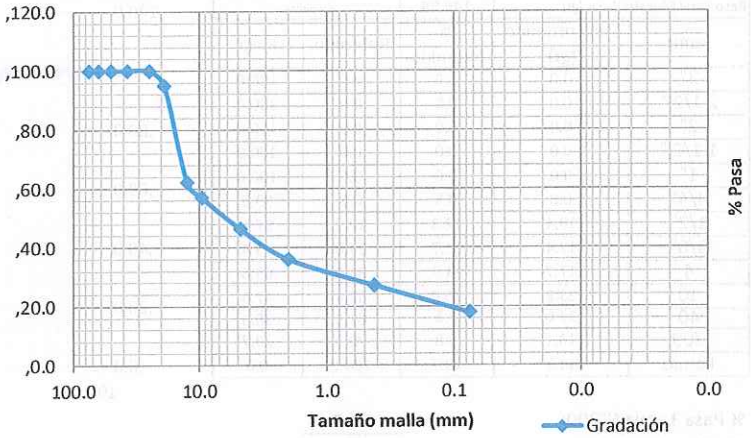
Humedad promedio (%) 28.31

Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)		78.30		
Peso Total Muestra Seca (gr)		61.02	Acumulado	
Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Retenido	Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	3.1	5.1	5.1	94.9
1/2"	20.0	32.8	37.9	62.1
3/8"	3.2	5.2	43.1	56.9
4	6.5	10.7	53.8	46.2
10	6.3	10.3	64.1	35.9
40	5.4	8.8	72.9	27.1
200	5.6	9.2	82.1	17.9
Fondo	10.9	17.9	100.0	0.0

% Pasa Tamiz N°200: 17.9
Clasificación USCS: ML
Clasificación AASHTO: A-2-4

Curva Granulométrica

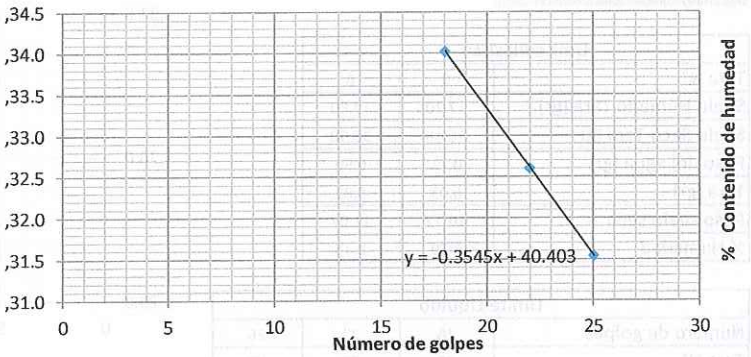


Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	40	38
Suelo Húmedo Tara (gr)	23.61	23.90
Suelo Seco Tara (gr)	20.47	20.73
Peso del agua (gr)	3.14	3.17
Tara (gr)	6.04	5.23
Peso suelo seco	14.43	15.50
% Humedad	21.76	20.45

Límite Líquido			
Número de golpes	18	22	25
Tara N°	50	53	51
Suelo Húmedo Tara (gr)	27.81	29.10	26.84
Suelo Seco Tara (gr)	22.22	23.28	21.91
Peso del agua (gr)	5.59	5.82	4.93
Tara (gr)	5.79	5.43	6.28
Peso suelo seco	16.43	17.85	15.63
% Humedad	34.02	32.61	31.54



Límite Liquido (%): 32.7
Límite Plástico (%): 21.1
Índice de Plasticidad (%): 11.6

Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadiego

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica "Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

Para toda la Vida

ingeowil INGENIERIA Y GEOTECNIA Para toda la vida

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO, CLASIFICACIÓN Y LÍMITES DE ATTERBERG

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria - El Carmen de Viboral	**Sondeo:**	P3
Código:	ingeowil - 623 /20	**Muestra:**	M5
Descripción:	Limo arenoso de color gris oscuro con clastos rocosos	**Profundidad:**	5,0m a 5,45 m

Contenido de Humedad Natural

Tara N°	93	107
Suelo Húmedo Tara (gr)	25.13	27.28
Suelo Seco Tara (gr)	22.13	23.98
Peso del agua (gr)	3.00	3.30
Tara (gr)	6.19	6.15
Peso suelo seco	15.94	17.83
% Humedad	18.82	18.51
Humedad promedio (%)	18.66	

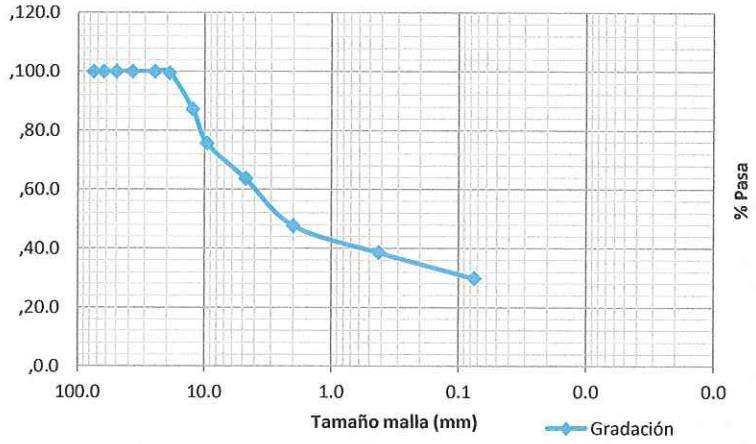
Análisis Granulométrico

Peso Total Muestra húmeda (gr)	176.90
Peso Total Muestra Seca (gr)	149.08

Tamiz	Peso retenido (gr)	% Retenido	Acumulado Retenido	Acumulado Pasa
3"	0.0	0.0	0.0	100.0
2 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
2"	0.0	0.0	0.0	100.0
1 1/2 "	0.0	0.0	0.0	100.0
1"	0.0	0.0	0.0	100.0
3/4"	0.8	0.5	0.5	99.5
1/2"	18.4	12.3	12.9	87.1
3/8"	17.4	11.7	24.6	75.4
4	17.7	11.9	36.4	63.6
10	23.8	16.0	52.4	47.6
40	13.6	9.1	61.5	38.5
200	13.1	8.8	70.3	29.7
Fondo	44.3	29.7	100.0	0.0

% Pasa Tamiz N°200:	29.7
Clasificación USCS:	MS
Clasificación AASHTO:	A-2-7

Curva Granulométrica

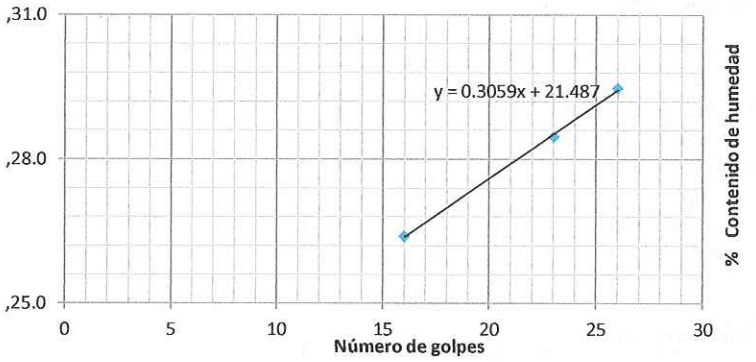


Cu	-	Cc	-

Límites de Atterberg

Límite Plástico		
Tara N°	6	8
Suelo Húmedo Tara (gr)	17.20	17.80
Suelo Seco Tara (gr)	16.48	16.90
Peso del agua (gr)	0.72	0.90
Tara (gr)	6.03	5.83
Peso suelo seco	10.45	11.07
% Humedad	6.89	8.13

Límite Líquido			
Número de golpes	16	23	26
Tara N°	28	31	33
Suelo Húmedo Tara (gr)	22.70	24.60	24.30
Suelo Seco Tara (gr)	19.20	20.54	20.10
Peso del agua (gr)	3.50	4.06	4.20
Tara (gr)	5.94	6.28	5.85
Peso suelo seco	13.26	14.26	14.25
% Humedad	26.40	28.47	29.47



Límite Liquido (%):	28.1
Límite Plástico (%):	7.5
Índice de Plasticidad (%):	20.6

Fecha de ejecución: 09/10/2020

Ejecución: Ruben Galeano

Revisión: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Ben

Equipo utilizado:
Balanza Electrónica "Ohaus" Scout Pro

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

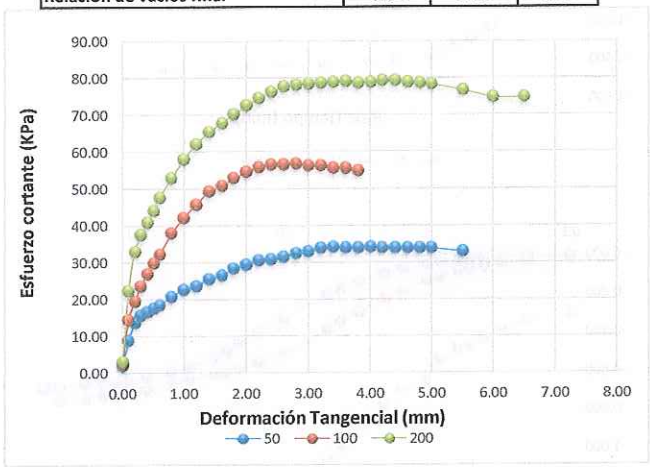
ingeowil INGENIERÍA Y GEOTECNIA Para toda la vida

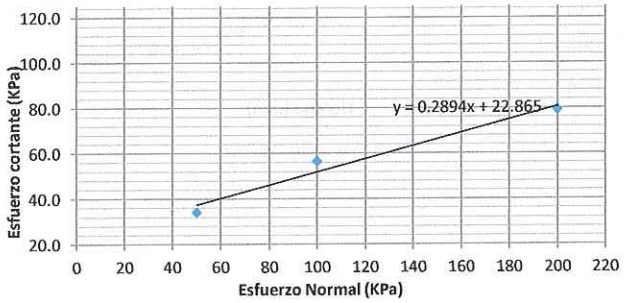
ENSAYO DE CORTE DIRECTO (INV E-154)

Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	Proyecto:	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria	Sondeo:	P2
Código:	ingeowil 623/20 Tipo de ensayo: CORTE DIRECTO CD (INV E-154)	Muestra:	2
Descripción:	Limo arenoso	Profundidad:	2,00m -2,45 m

Datos de la Muestra

Esfuerzo normal (KPa)	50	100	200
Diámetro (cm)	5.20	5.02	5.02
Altura (cm)	2.02	2.02	2.02
Área (cm^2)	21.24	19.79	19.79
Volumen (cm^3)	42.90	39.98	39.98
Peso del anillo (g)	124.30	124.30	124.30
Peso del anillo + suelo	194.80	180.60	195.00
Peso del suelo húmedo	70.50	56.30	70.70
Densidad Húmeda (g/cm^3)	1.64	1.41	1.77
Densidad seca (g/cm^3)	0.96	0.64	1.13
Gravedad específica	2.53	2.53	2.53
Relación de vacios inicial	1.63	2.94	1.23
Relación de vacios final	1.54	2.79	1.07





Contenido de Humedad Natural

Esferzo normal (KPa)	50		100		200	
Tara N°	72	33	49	72	69	57
Suelo Húmedo Tara (g)	26.90	27.52	27.91	23.0	35.15	30.79
Suelo Seco Tara (g)	18.19	18.59	15.51	14.3	24.6	22.07
Peso del agua (g)	8.71	8.93	12.4	8.7	10.55	8.72
Tara (g)	6.01	5.85	6.37	5.85	5.53	6.78
Peso suelo seco	12.18	12.74	9.14	8.45	19.07	15.29
% Humedad	71.5	70.1	135.7	103.0	55.3	57.0
Humedad promedio (%)	70.8		119.3		56.2	

Resultados Deformación - Esfuerzo Cortante

Esfuerzo normal (KPa)	50	100	200
Deformación Horizontal (mm)	Esfuerzo cortante (Kpa)		
0.00	1.93	2.24	2.95
0.10	8.65	14.36	22.30
0.20	13.54	19.35	32.90
0.30	15.58	23.42	37.48
0.40	16.60	26.78	40.74
0.50	17.51	29.84	44.10
0.60	18.33	32.08	47.56
0.80	20.67	37.78	52.86
1.00	22.61	42.16	57.85
1.20	23.63	45.73	62.13
1.40	25.36	49.09	65.18
1.60	26.27	50.62	67.83
1.80	28.21	52.66	69.97
2.00	29.23	54.39	72.42
2.20	30.45	55.81	74.56
2.40	30.76	56.53	76.08
2.60	31.37	56.53	77.51
2.80	32.28	56.63	78.02
3.00	32.79	56.12	78.22
3.20	33.61	56.02	78.53
3.40	34.02	55.51	78.73
3.60	33.91	55.51	79.04
3.80	33.91	54.69	78.63
4.00	34.12		78.83
4.20	33.91		79.14
4.40	33.81		79.14
4.60	33.61		78.94
4.80	33.71		78.43
5.00	33.71		78.22
5.50	32.90		76.69
6.00			74.76
6.50			74.66
7.00			
7.50			
8.00			
8.50			
9.00			
9.50			
10.00			

RESUMEN DE RESULTADOS		
Cohesión (Kpa)		14.0
Ángulo de fricción (º)		27.0

Móvil: 301 420 29 30 – info@ingeowil.com.co
Cr 52 N. 42 – 60 of. 402 C.Cial. Metro Centro N.1
www.ingeowil.com.co
Medellín – Colombia

ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida

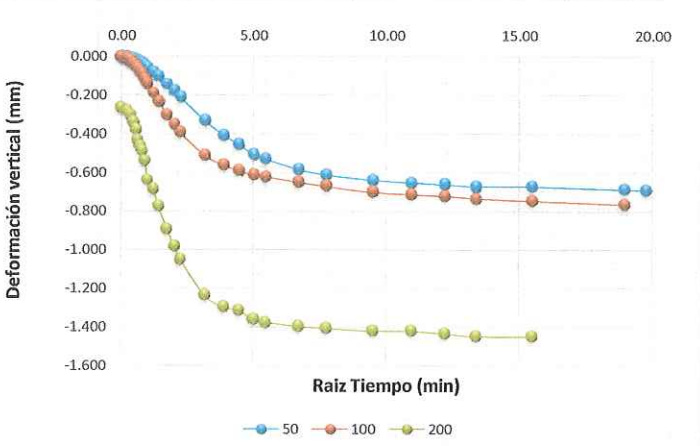
ENSAYO DE CORTE DIRECTO CD

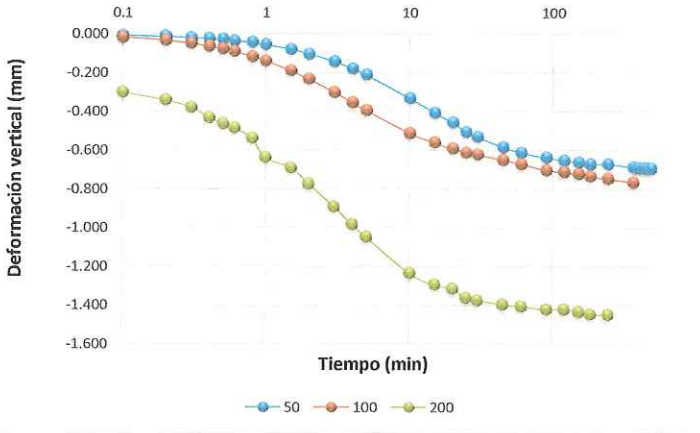
Cliente:	MUNICIPIO EL CARMEN DE VIBORAL	**Proyecto:**	PLAZA DE MERCADO
Localización:	Calle 41 No 28 - 70 - Barrio La Maria	**Sondeo:**	P2
Código:	ingeowil 623/20 **Tipo de ensayo** CORTE DIRECTO CD (INV E-154)	**Muestra:**	2
Descripción:	Limo arenoso	**Profundidad:**	2,00m -2,45 m

Tabla Esfuerzo Nomal - Velocidad de Deformacion

TIEMPO	ESFUERZO NORMAL (KPa)		
(min $^{1/2}$)	50	100	200
	DEFORMACIÓN VERTICAL (mm)		
0.00	-0.001	-0.004	-0.265
0.22	-0.003	-0.010	-0.281
0.32	-0.009	-0.018	-0.304
0.45	-0.015	-0.034	-0.343
0.55	-0.020	-0.050	-0.380
0.63	-0.026	-0.064	-0.432
0.71	-0.030	-0.079	-0.465
0.77	-0.036	-0.091	-0.485
0.89	-0.046	-0.117	-0.539
1.00	-0.057	-0.140	-0.640
1.22	-0.081	-0.192	-0.690
1.41	-0.104	-0.235	-0.774
1.73	-0.144	-0.303	-0.894
2.00	-0.180	-0.354	-0.984
2.24	-0.213	-0.396	-1.050
3.16	-0.334	-0.513	-1.236
3.87	-0.408	-0.563	-1.297
4.47	-0.458	-0.593	-1.315
5.00	-0.507	-0.612	-1.363
5.48	-0.533	-0.623	-1.376
6.71	-0.585	-0.651	-1.398
7.75	-0.613	-0.672	-1.407
9.49	-0.640	-0.703	-1.422
10.95	-0.653	-0.715	-1.422
12.25	-0.663	-0.723	-1.436
13.42	-0.673	-0.735	-1.449
15.49	-0.673	-0.748	-1.451
18.97	-0.688	-0.765	
19.75	-0.691		
20.49	-0.691		
21.21	-0.695		
21.91	-0.695		
22.58	-0.695		
23.24	-0.699		
23.87	-0.699		
24.49	-0.699		

Curva Deformación Vertical - Velocidad





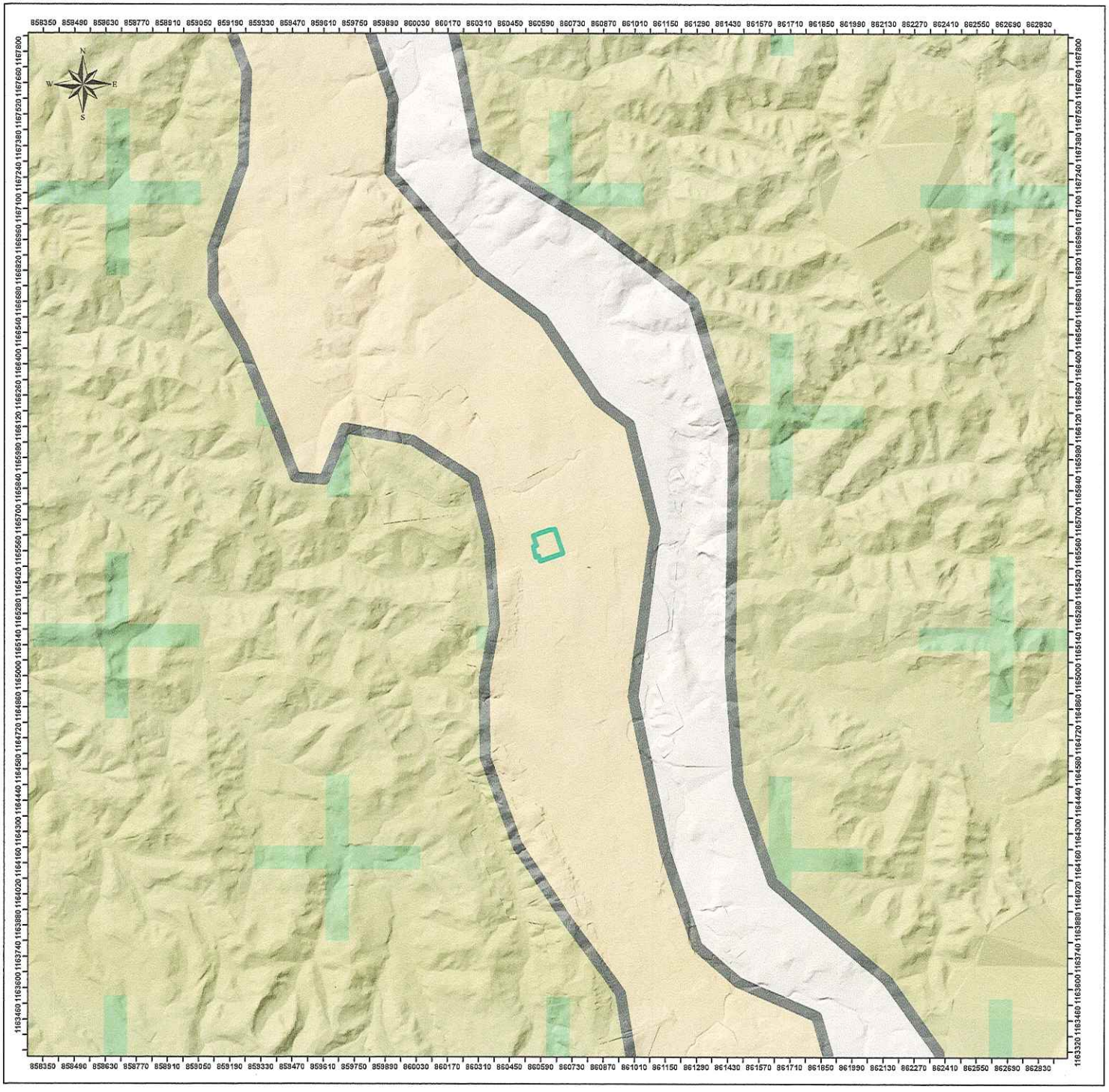
Fecha de ejecución: 09/10/2020
Ejecución: Ruben Galeano
Revisión y aprobación: IC. Esp.Geotecnia y Estabiliad de Taludes Wilberto Antonio Benítez Villadiego

Equipo utilizado: Geotest s2216 Direct-Residual Shear Apparatus, Computer Controlled
Caja de Corte: Circular en bronce (Diametro=50 mm, Espesor de especímen = 25 mm)
Tipo de Muestra: intacta (tubo Shelby)
Condiciones Ambientales: Especímenes reconsolidados y fallados al contenido natural de agua
Esfeurzos Nomales: 50 ,100 y 200 kPa (Reconsolidación Duplicando los incrementos de carga)
Rata de Corte (mm/min): 0.100

Nota: Según la norma ASTM D3080, la determinación de la envolvente de falla para los criterios asociados son responsabilidad del ingeniero geotecnista a cargo del proyecto. Los parámetros de resistencia incluidos en este informe deben ser revisados y su aplicabilidad avaluada por el ingeniero a cargo

ANEXO 3: MAPAS

COPIA DIGITAL



ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida
www.ingeowil.com.co

LOCALIZACION



CONTENIDO
MAPA GEOLOGIA REGIONAL

CONVENCIONES

- Lote
- Terraza aluvial
- Bartolito Antioqueño (Kqd)
- Deposito aluvial

RESPONSABLES
WILBERTO ANTONIO BENITEZ VILLADIEGO
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

Alexander Aristizabal Gutierrez
Elaboro

SISTEMA COORDENADAS
Coordinate System: MAGNA Colombia Bogota
Projection: Transverse Mercator
Datum: MAGNA
False Easting: 1.000.000,0000
False Northing: 1.000.000,0000
Central Meridian: -74,0775
Scale Factor: 1,0000
Latitude Of Origin: 4,5962
Units: Meter

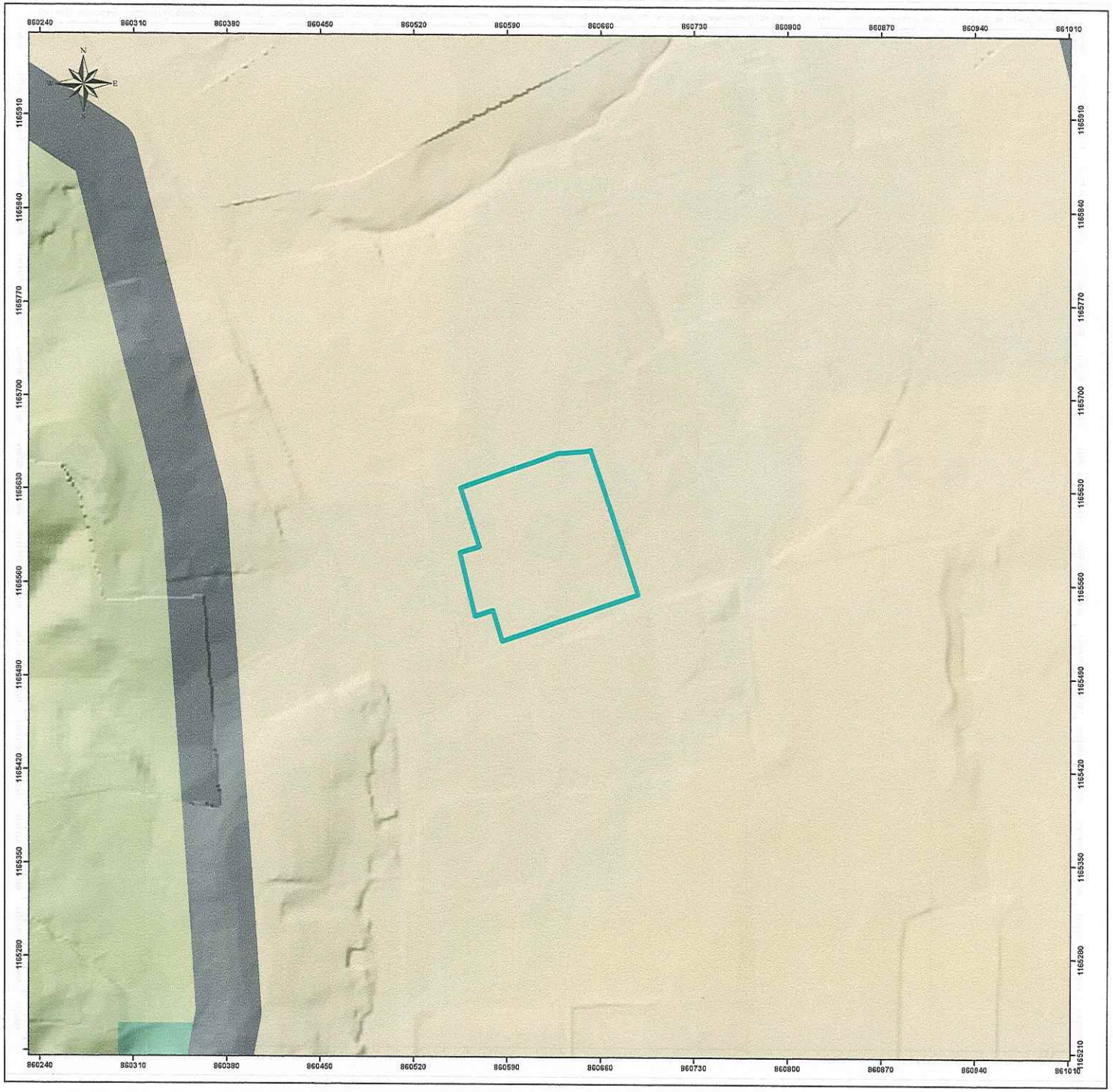
ESCALA

180 90 0 180 360 540 720 Mt

1:12.000

Medellin - Colombia

1/1



ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida
www.ingeowil.com.co

LOCALIZACION



CONTENIDO
MAPA GEOLOGIA LOCAL

CONVENCIONES

- Lote
- Terraza aluvial
- Bartolito Antioqueño (Kqd)
- Deposito aluvial

RESPONSABLES
WILBERTO ANTONIO BENITEZ VILLADIEGO
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

Alexander Aristizabal Gutierrez
Elaboro

SISTEMA COORDENADAS
Coordinate System: MAGNA Colombia Bogota
Projection: Transverse Mercator
Datum: MAGNA
False Easting: 1,000,000.0000
False Northing: 1,000,000.0000
Central Meridian: -74.0775
Scale Factor: 1.0000
Latitude Of Origin: 4.5962
Units: Meter

ESCALA
30 15 0 30 60 90 120 Mt
1:2.000
Medellin - Colombia
1/1



ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida
www.ingeowil.com.co

LOCALIZACION



CONTENIDO
MAPA GEOMORFOLOGICO REGIONAL

CONVENCIONES

- Lote
- Planicie aluvial
- Superficie ondulada

RESPONSABLES
WILBERTO ANTONIO BENITEZ VILLADIEGO
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

Alexander Aristizabal Gutierrez
Elaboro

SISTEMA COORDENADAS
Coordinate System: MAGNA Colombia Bogota
Projection: Transverse Mercator
Datum: MAGNA
False Easting: 1,000,000.0000
False Northing: 1,000,000.0000
Central Meridian: -74.0775
Scale Factor: 1.0000
Latitude Of Origin: 4.5962
Units: Meter

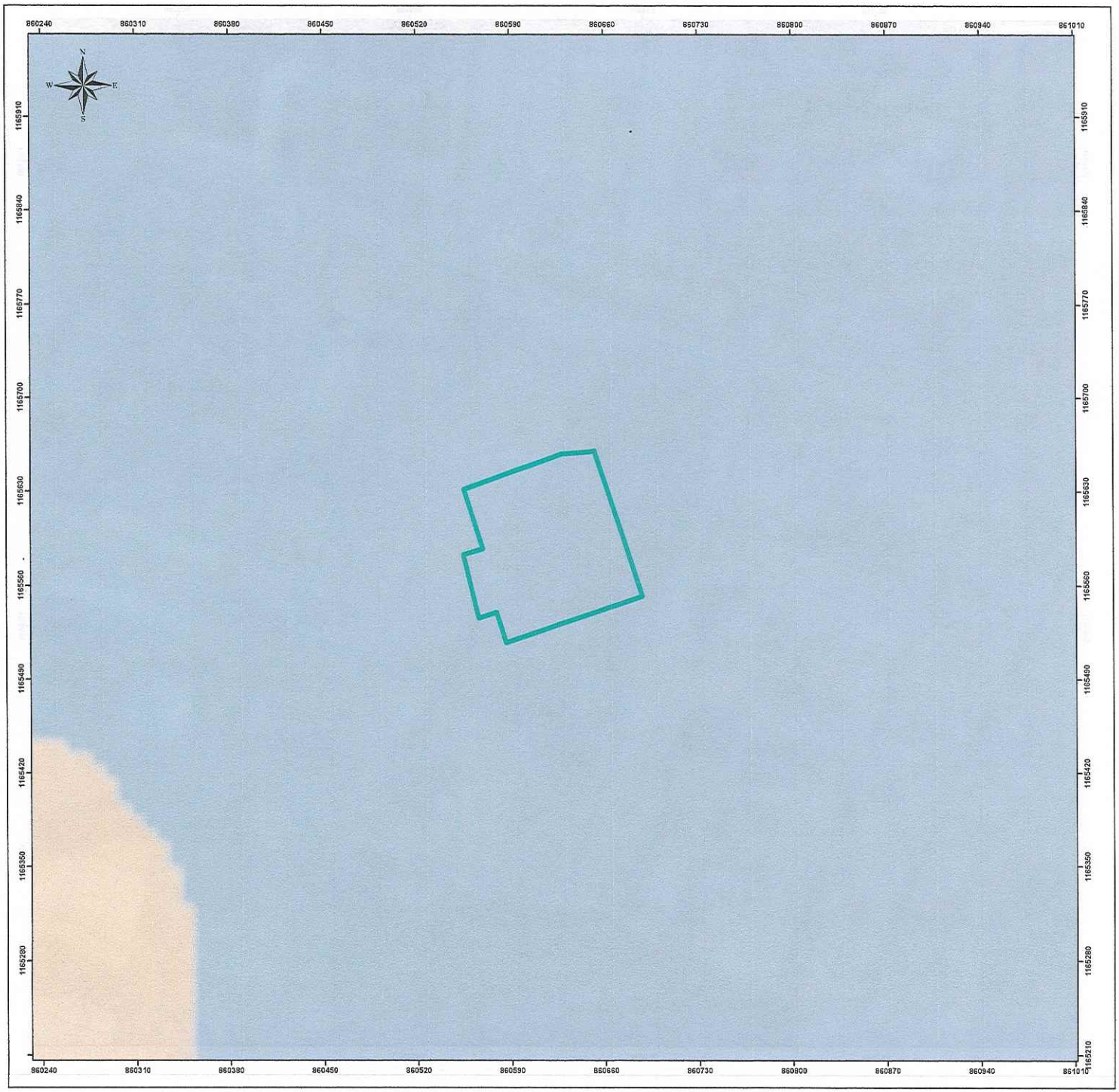
ESCALA

120 60 0 120 240 360 480 Mt

1:8.000

Medellin - Colombia

1/1



ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida
www.ingeowil.com.co

LOCALIZACION



CONTENIDO
MAPA GEOMORFOLOGICO LOCAL

CONVENCIONES

- Lote
- Planicie aluvial
- Superficie ondulada

RESPONSABLES
WILBERTO ANTONIO BENITEZ VILLADIEGO
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

Alexander Aristizabal Gutierrez
Elaboro

SISTEMA COORDENADAS
Coordinate System: MAGNA Colombia Bogota
Projection: Transverse Mercator
Datum: MAGNA
False Easting: 1,000,000.0000
False Northing: 1,000,000.0000
Central Meridian: -74.0775
Scale Factor: 1.0000
Latitude Of Origin: 4.5962
Units: Meter

ESCALA

30 15 0 30 60 90 120 Mt

1:2.000

Medellin - Colombia

1/1



ingeowil
INGENIERÍA Y GEOTECNIA
Para toda la vida
www.ingeowil.com.co

LOCALIZACION



CONTENIDO
SONDEOS

CONVENCIONES

- Lote
- Puntos de perforacion

RESPONSABLES
WILBERTO ANTONIO BENITEZ VILLADIEGO
Ingeniero Civil
Especialista en Geotecnia y Estabilidad de Taludes

Alexander Aristizabal Gutierrez
Elaboro

SISTEMA COORDENADAS
Coordinate System: MAGNA Colombia Bogota
Projection: Transverse Mercator
Datum: MAGNA
False Easting: 1,000,000.0000
False Northing: 1,000,000.0000
Central Meridian: -74.0775
Scale Factor: 1.0000
Latitude Of Origin: 4.5962
Units: Meter

ESCALA
10 5 0 10 20 30 40 Mt
1:807
Medellin - Colombia
1/1