

**ESTUDIO GEOTÉCNICO EDIFICACIÓN, CARRERA 24 #13-466, HOSPITAL
SAN RAFAEL, MUNICIPIO DE YOLOMBÓ - ANTIOQUIA.**

INFORME DE CONSULTORIA

Medellín, Noviembre de 2025.

www.ingenieriageneral.com.co



CONVERGE

FORMATO DE REVISIÓN Y ELABORACIÓN (NSR-2010, H.1.1.2.1)



Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Carrera 24 #13-466, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.

Fecha: Noviembre de 2025.

Propietario: Hospital San Rafael

Revisión		0	1	2	3
ELABORACIÓN	Nombre	William Ulbey Gómez Botero			
	Profesión	Ingeniero Geólogo (U.N.) Especialista en Mecánica de suelos y Cimentaciones (EAFIT)			
	M.P.	0522369777 ANT			
	Firma				
	Nombre	Diana Marcela Gómez Vásquez			
	Profesión	Ingeniera Civil (U. de M.) Especialista en Geotecnia (U.N.)			
	M.P.	011037-0517074 ANT			
	Firma				
	Nombre	Yacqueline Toro Buitrago			
	Profesión	Ingeniera Civil (EAFIT)			
	M.P.	011037-0648805 ANT			
	Firma				
	Nombre				
	Profesión				
	M.P.				
	Firma				



TABLA DE CONTENIDO

1- Presentación	4
2- Objetivos	4
3- Metodología	5
4- Descripción Del Proyecto	6
5- Exploración Geotécnica.....	7
6- Contexto Geológico-Geomorfológico	9
6.1- Geología.....	9
6.2- Geomorfología	10
6.3 Geología Estructural	12
7- Perfil Geotécnico	13
7.1- Horizonte Orgánico (Org):	13
7.2- Lleno Antrópico (Qant):.....	13
7.3- Limo Arcilloso A Limo Arenoso Residual:	13
8- Consideraciones Sísmicas	15
9- Parámetros De Cimentación	16
10- Recomendaciones Constructivas Generales.....	26
11. Limitaciones	29



1- PRESENTACIÓN

En el presente informe se consignan los resultados obtenidos en el marco del estudio geotécnico efectuado sobre un lote ubicado en la carrera 24 #13-466, Hospital San Rafael, jurisdicción del municipio de Yolombó-Antioquia, en el sitio se proyecta la construcción de una bodega de 2 niveles con fines multipropósito.

El presente estudio geotécnico se ha efectuado conforme a lo establecido en el título H de la Norma Colombiana para diseño y construcción Sismo Resistente NSR-2010; el mismo se ha basado en los resultados de la exploración de campo, estudios de laboratorio y análisis geológico-geomorfológico llevado a cabo por parte de los profesionales participantes.

2- OBJETIVOS

El objetivo general del estudio consiste en evaluar las condiciones geológico-geomorfológicas de la zona de inserción del proyecto, así como las características geotécnicas de los distintos horizontes de suelo que ofrezcan potencialidad para la cimentación de la estructura.

Como objetivos específicos se plantean los siguientes:

2.1- Determinar las formaciones superficiales que conforman el perfil geotécnico del área, en términos de tipo, espesores y disposición estratigráfica.

2.2- Evaluar la resistencia insitu de los materiales mediante la ejecución de ensayos resistencia a la penetración estándar (S.P.T.).

2.3- Caracterizar los horizontes de suelo que ofrezcan potencialidad para la cimentación de la estructura, mediante estudios de laboratorio.

2.4- Evaluar las condiciones de humedad interna del suelo.

2.5- Diseñar y calcular el tipo de solución de cimentación de mayor pertinencia de acuerdo con el tipo de obra, características físicas y geomecánicas del perfil geotécnico para el sitio de intervención, y de manera general condiciones geológico-geomorfológicas del entorno.



3- METODOLOGÍA

La metodología empleada para la realización del presente estudio se ajusta a los lineamientos propuestos por la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE) en su capítulo correspondiente a Geotecnia de Suelos Residuales en el cual se hace relevancia a la caracterización y diagnóstico del entorno geotécnico donde se realizará el proyecto, incluyendo criterios de estabilidad, además de la observación macroscópica de las muestras de suelo recuperadas en la etapa de exploración en la cual se distinguen los grados y zonas de meteorización propias del perfil geotécnico característico del lugar, así como su material parental, presencia o ausencia de estructuras relictas, complementado además con la ejecución e interpretación de los ensayos de laboratorio pertinentes.

De manera concreta se siguieron los siguientes pasos en el proceso metodológico:

3.1- Revisión y Análisis de información secundaria disponible sobre el área de inserción del proyecto: se consultaron diferentes fuentes tales como Alcaldía municipal, CORANTIOQUIA, Gobernación de Antioquia (DAGRAN), Servicio Geológico Colombiano, Portal de Google-Earth.

3.2- Evaluación geológico-geomorfológica: Con el propósito de identificar rasgos morfogénéticos, procesos antiguos, activos y/o potenciales; así como facilitar los procesos de interpolación a partir de la exploración geotécnica, se efectuó un proceso de cartografía geológico-geomorfológica para la zona de inserción del proyecto.

3.3- Exploración geotécnica: Comprendió la ejecución de sondeos exploratorios con equipo mecánico orientados a determinar el tipo y características de las formaciones superficiales presentes en la zona, así como la realización de ensayos de resistencia insitu.

3.4- Estudio de Laboratorio: Consistió en estudio macroscópico de la totalidad de las muestras recuperadas, así como en la ejecución de pruebas de laboratorio para caracterización física del material.

3.5- Diseño y cálculo de la solución de cimentación más pertinente conforme a las características geotécnicas de los suelos en el área y aspectos estructurales de la obra a implementar.



4- DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto a desarrollar en el predio comprende la construcción de una bodega de dos niveles; el sistema estructural será en Steelframe; para llevar a cabo el proyecto se dispone de un predio de pendiente suave a plana. (Figura 01).

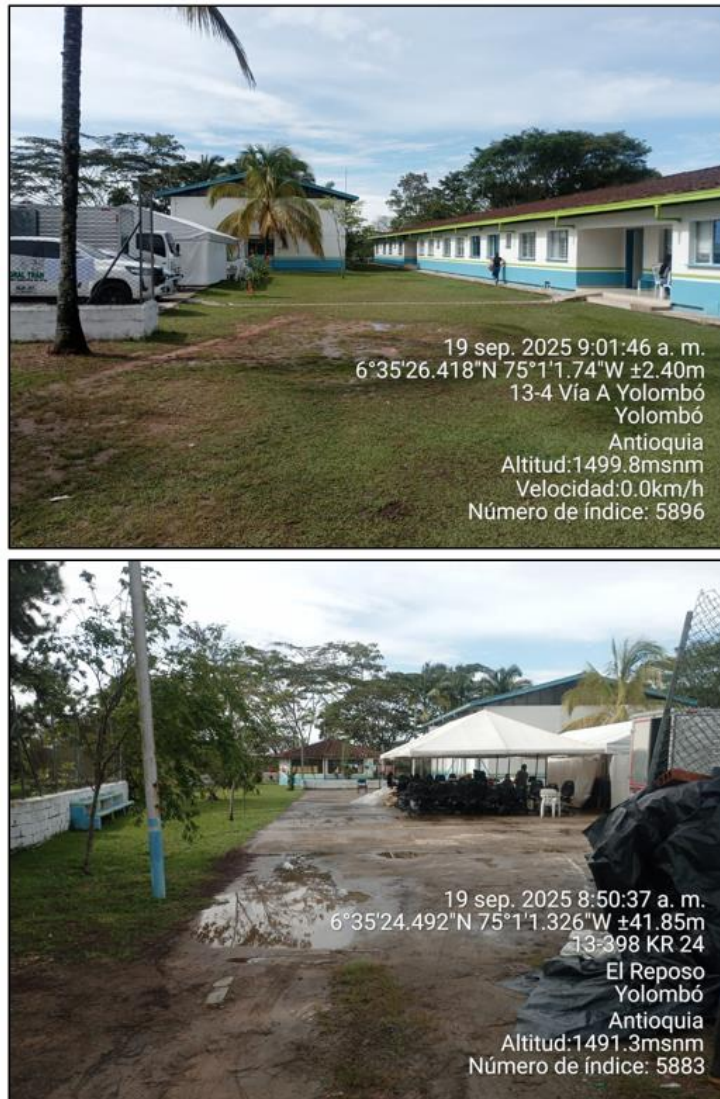


Figura 01. Aspecto del lote objeto de estudio, Zona Urbana del Municipio de Yolombó - Antioquia.

Para efectos de categorización de la unidad de construcción y predimensionamiento geotécnico del cimiento, se ha considerado una carga aplicada máxima de 30 kPa; en este orden de ideas, y basados en el criterio del número de niveles, la estructura a construir se ubica en una categoría baja de acuerdo con la NSR-2010.



5- EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

Como aspecto fundamental en el desarrollo del presente estudio, se efectuó un proceso de investigación del suelo mediante las siguientes etapas:

5.1 Reconocimiento geológico-geomorfológico del sector y de sus alrededores, con el fin de evaluar la existencia de procesos morfodinámicos activos y/o potenciales, así como las condiciones generales de estabilidad y de esta manera contextualizar el área desde el punto de vista geológico-geomorfológico a fin de posibilitar los procesos de correlación, interpolación e interpretación de los resultados obtenidos en las fases de exploración y laboratorio.

5.2 Se ejecutaron sondeos exploratorios consistentes en 3 perforaciones mecánicas a percusión con profundidad máxima de 6.50 m (Figuras 02, 03); se efectuó recuperación de muestras metro a metro, y realización del ensayo de resistencia a la penetración estándar (S.P.T.) de acuerdo con la norma ASTM D 1586; el propósito de la exploración geotécnica es establecer la disposición estratigráfica de los materiales, identificar las formaciones superficiales, estructura del suelo, presencia de discontinuidades, anisotropía, condiciones de humedad natural y recuperar muestras de suelo para los análisis de laboratorio respectivos.



Figura 02. Detalle de proceso de exploración geotécnica en el predio objeto de estudio, Zona Urbana del Municipio de Yolombó - Antioquia.





Figura 03. Otro aspecto del proceso de exploración geotécnica en el predio objeto de estudio, Zona Urbana del Municipio de Yolombó - Antioquia.

5.3 En cada uno de los sondeos se recuperaron muestras alteradas e inalteradas las cuales fueron sometidas a observación y análisis macroscópico en el laboratorio, con el propósito de identificar su textura, origen, inferir los grados y zonas de meteorización propias de los perfiles geotécnicos característicos del lugar, así como su material parental, presencia o ausencia de estructuras relictas, mineralogía predominante, etc.



Son rocas constituidas esencialmente por hornblenda y plagioclasa, de textura por lo general isotrópica a bandeada, en ocasiones difícil de diferenciar de un gabro o una diorita, estas rocas han sufrido un metamorfismo de medio a alto grado. A nivel de afloramiento en el Valle de Aburrá, esta roca se encuentra profundamente meteorizada, con desarrollo de suelos residuales con espesores superiores a los 20 m, de carácter limoso, color amarillento a amarillo rojizo predominantemente y están cubiertos frecuentemente por los depósitos de vertiente derivados de estas mismas rocas. Es común un cambio gradual a un saprolito limo-arenoso de color gris verdoso con láminas blancas, el cual presenta estructuras heredadas de la roca parental y donde se define la textura de la roca bandeada.

6.1.2- Batolito Antioqueño (Ksta)

Las rocas de este cuerpo constituyen el núcleo de la cordillera central en el departamento de Antioquia; Botero (1942), reconoce las características del Batolito y le da el nombre con el cual se reconoce en la literatura geológica. Los trabajos de Botero (1963), Feininger et al (1972) y Hallet et al, (1972) complementaron su delimitación, mientras que los de Feininger y Botero (1982) y Alvarez (1983), resumen sus características petrográficas y químicas (González, 2001).

El Batolito Antioqueño cubre un área de 7221 Km² y sus cuerpos satélites 322 Km², en el centro y parte oriental del departamento (Feininger y Botero, 1982); está caracterizado por su homogeneidad litológica con poca variación de un lugar a otro. La facies normal tiene composición entre tonalita y granodiorita (González, 2001). Las rocas son macizas, de grano medio a grueso, hipidiomórficas equigranulares de color moteado, están compuestas por cuarzo, feldespato, hornblenda, biotita y minerales accesorios.

Las condiciones tropicales favorecen que la roca se transforme en suelo de color rojo, amarillento de granulometría limo-arenosa que gradúa a limos-arcillosos o arenas-limosas, es raro encontrar roca aflorante.

6.2- Geomorfología

El contexto geológico-geomorfológico para el predio objeto de estudio se encuentra comprendido por un entorno urbanizado; correspondiente a un filo de tope amplio de pendiente suave a plana; sector labrado en suelos residuales de textura limo arcillosa a limo arenosa de consistencia dura y/o compacidad densa suprayacido por llenos antrópicos en algunos sectores.

Sobre el polígono de interés, se ha llevado a cabo un análisis multitemporal a partir de imágenes satelitales en conjunto con una serie de visitas de campo, todo con el fin de chequear la estabilidad geológico-geotécnica de la zona; como resultado de ambos procesos se concluye que, dentro del área de influencia del proyecto no se han evidenciado rasgos geológico-geomorfológicos asociados a inestabilidad, que puedan comprometer la seguridad y operatividad de la edificación que se pretende construir, así como del sector en general. (Figura 05 y 06).





Figura 05. Marco geomorfológico del predio objeto de estudio: Zona Urbana del Municipio de Yolombó - Antioquia.





Figura 06. Detalle de las condiciones geomorfológicas del predio objeto de estudio: Zona Urbana del Municipio de Yolombó - Antioquia.

6.3 Geología Estructural

La zona se encuentra comprendida entre dos grandes sistemas de fallas: Palestina, al oriente y Romeral al occidente.

Sistema Palestina: tiene un rumbo de N10° a 20°E y una longitud aproximada de 500 Km; las principales fallas que constituyen este sistema son Palestina, Mulato, Jetudo y Cocorná sur. Collins y otros (1981) hallaron evidencias de actividad cuaternaria, mientras que según page (1986) la tasa de desplazamiento para la zona de falla de Palestina como un todo es superior a 0.2 mm/año.

Sistema Romeral: es un conjunto de fallas paralelas a subparalelas, que se extiende desde la dorsal de Grijalba y Alvarado en el pacífico ecuatorial, hasta el mar caribe en la parte norte de Colombia. De este sistema forman parte –entre otras- las fallas de Murindó, Murrí-Mutatá y Espíritu santo. En términos generales, las fallas que constituyen este sistema presentan una tasa de desplazamiento de baja a moderada y algunos rasgos indicativos de actividad neotectónica (París y Romero, 1994).



7- PERFIL GEOTÉCNICO

De acuerdo con los resultados obtenidos en los sondeos exploratorios, el perfil geotécnico para la zona de estudio comprende la presencia de suelos de textura limo arcillosa a limo arenosa; las características y disposición estratigráfica de los materiales se presenta a continuación:

7.1- Horizonte Orgánico (Org): Compuesto por un material de color café y presencia de raíces; encontrado en uno de los sondeos ejecutados, con un espesor de 0.20 m.

7.2- Lleno antrópico (Qant): Comprende un material de color café amarillento con zonas negras y grises; presenta contenido de material orgánico, plasticidad media a baja, consistencia blanda a semi dura y/o compacidad suelta a semi densa. Encontrado en dos de los sondeos hasta una profundidad promedio de 1.40 m. (Figura 07).



Figura 07. Suelo tipo lleno detectado en el predio objeto de estudio.

7.3- Limo arcilloso a limo arenoso residual: Está comprendido por un limo arcilloso a limo arenoso residual de color rojizo con zonas amarillentas y moteados de color blanco y negro lo cual denota la preservación de rasgos texturales de la roca original; presenta plasticidad media a baja, consistencia dura y/o compacidad densa; detectado en todos los sondeos ejecutados, hasta una profundidad máxima de 6.50 m. (Figura 08).



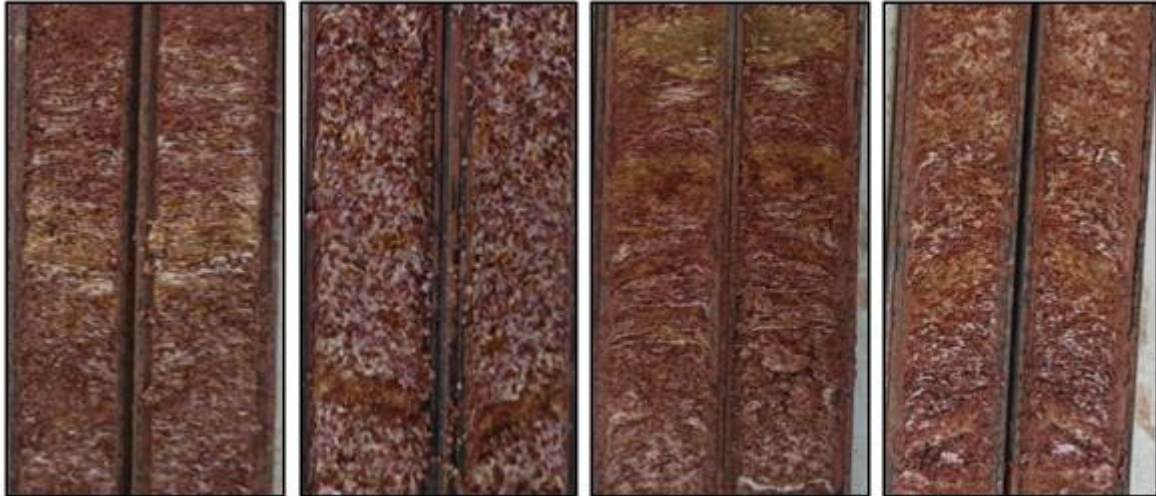


Figura 08. Suelo limo arcilloso a limo arenoso, encontrado en el predio objeto de estudio; Zona Urbana del Municipio de Yolombó - Antioquia.

Las pruebas de laboratorio arrojaron clasificación según el sistema unificado de limos de baja plasticidad (ML), con valores promedio del límite líquido del 43.0%, límite plástico del 34.0% e índice plástico del 9.0%; además, el material presenta un contenido de humedad promedio del 23.2%.

Condiciones de Humedad Natural: En los sondeos efectuados se detectó presencia de nivel freático a una profundidad promedio de 2.90 m.



8- CONSIDERACIONES SÍSMICAS

De acuerdo con lo establecido en la NSR-2010, se definen los aspectos sísmicos a ser considerados para el análisis de los efectos locales; en este sentido, el tipo de perfil de suelo para el sitio se ha establecido con el criterio basado en el número medio de golpes del ensayo de penetración estándar obtenido directamente de ensayos insitu efectuados en el marco del presente estudio, según las características de los 30 metros superiores del perfil de suelo.

Parámetro Considerado	Caracterización en función del Parámetro considerado			
Zona de Amenaza Sísmica	Intermedia	Movimientos Sísmicos de Diseño	Aceleración horizontal pico efectiva para diseño (Aa)	0.15
			Velocidad Horizontal Pico Efectiva para Diseño (Av)	0.20
Análisis de Efectos Locales	Tipo de Perfil de Suelo	D	Perfil de Suelo rígido que cumple con las siguientes condiciones	15<=N<50
			Velocidad media de la Onda de Cortante (Vs) expresada en m/s	180 <Vs<360
			Coeficiente Fa para la zona de períodos cortos del espectro	1.5
	Coeficiente Fv para la zona de períodos intermedios del espectro	2.0		
	Grupo de Uso	IV	Coeficiente de Importancia I	1.50



9- PARÁMETROS DE CIMENTACIÓN

De acuerdo con las características geotécnicas del suelo encontrado en el sitio, la pendiente del terreno y características estructurales del proyecto, se plantean las siguientes recomendaciones de cimentación:

9.1. Recomendación de cimentación para zona de suelo residual: Viga

9.1.1- Se recomienda una viga de fundación con ancho de 0.30 m a fin de minimizar asentamientos y desplantadas a 0.50 m de profundidad.

9.1.2- Para efectos de cálculo estructural estas vigas se podrán diseñar con una presión geotécnica admisible de 148 kPa.

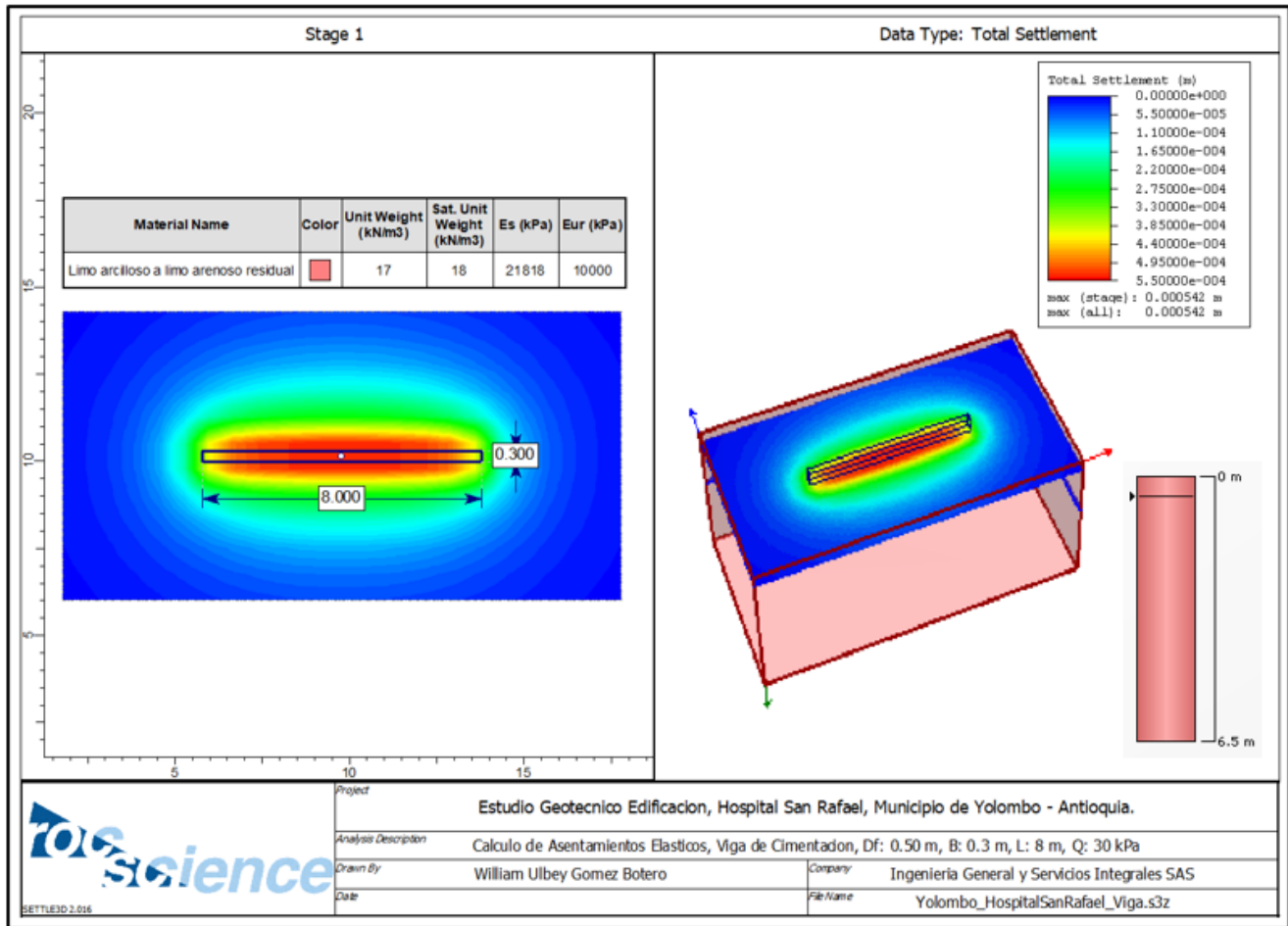
MEMORIAS DE CÁLCULO PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL																		
PROYECTO: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																		
FECHA: Noviembre de 2025																		
ZONA SUELO RESIDUAL																		
Z.N.F (m)=	2.9	Parámetros del suelo						C (KPa)=	15	γ_h (KN/m ³)=	17	B (m)=	0.3	F.S.=	3	Método de Cálculo: Meyerhoff, 1963; carga vertical céntrica.		
							$\phi^\circ =$	21	Kp=	2.117	L (m)=	8						
Análisis de Esfuerzos Geostáticos					Cálculo de Capacidad de Carga													
Z (m)	γ_h (KN/m ³)	σ (Kpa)	μ (Kpa)	σ^{**} (Kpa)	B (m)	L (m)	Df (m)	Nc	Sc	dc	Nq	sq	dq	N _γ	S _γ	d _γ	Qf (KPa)	Qadm (KPa)
0.2	17	3.4	0	3.4	0.3	8	0.2	15.81	1.016	1.194	7.071	1.008	1.097	3.421	1.008	1.097	323.969	107.990
0.3	17	5.1	0	5.1	0.3	8	0.3	15.81	1.016	1.291	7.071	1.008	1.146	3.421	1.008	1.146	362.825	120.942
0.5	17	8.5	0	8.5	0.3	8	0.5	15.81	1.016	1.485	7.071	1.008	1.243	3.421	1.008	1.243	444.064	148.021
1	17	17	0	17	0.3	8	1	15.81	1.016	1.970	7.071	1.008	1.485	3.421	1.008	1.485	667.727	222.576
1.5	17	25.5	0	25.5	0.3	8	1.5	15.81	1.016	2.455	7.071	1.008	1.728	3.421	1.008	1.728	920.770	306.923
2	17	34	0	34	0.3	8	2	15.81	1.016	2.940	7.071	1.008	1.970	3.421	1.008	1.970	1203.195	401.065
2.5	17	42.5	0	42.5	0.3	8	2.5	15.81	1.016	3.425	7.071	1.008	2.213	3.421	1.008	2.213	1515.000	505.000
3	17	51	1	50	0.3	8	3	15.81	1.016	3.910	7.071	1.008	2.455	3.421	1.008	2.455	1838.689	612.896

Análisis de Predimensionamiento							
Df (m)	Qadm (Kpa)	Qservicio		Predimensionamiento del Cimiento			
		Central	Lateral	Área (m ²)		Dimensiones	
		Q1 (KN)	Q2 (KN)	A1	A2	B (m)	L (m)

Las cargas de servicio para el análisis de predimensionamiento han sido estimadas según categoría considerada en la NSR-2010.

9.1.3- Para esta solución de cimentación planteada y una presión transmitida máxima de 30 Kpa, se han calculado asentamientos elásticos máximos del orden de 0.1 cm; los asentamientos edométricos se pueden despreciar por las características granulométricas del material.





9.2. Recomendación de cimentación para zona de lleno: Viga sobre pilotes


Se recomienda adoptar un sistema de viga sobre pilotes, como se describe a continuación:

9.2.1- Viga:

9.2.1.1- Se recomienda una viga de fundación con ancho de 0.30 m a fin de minimizar asentamientos y desplantadas a 0.50 m de profundidad.

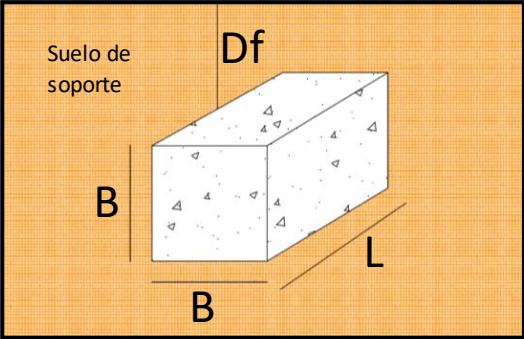
9.2.1.2- Para efectos de cálculo estructural estas vigas se podrán diseñar con una presión geotécnica admisible de 51.4 kPa.



MEMORIAS DE CÁLCULO PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL																			
PROYECTO: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																			
FECHA: Noviembre de 2025																			
ZONA SUELO LLENO																			
Z.N.F (m)= 2.9		Parámetros del suelo						C (KPa)= 10	γh (KN/m3)= 17	B (m)= 0.3	F.S.= 3	Método de Cálculo: Meyerhoff, 1963; carga vertical céntrica.							
								$\phi^\circ = 11$	Kp= 1.472	L (m)= 8									
Análisis de Esfuerzos Geostáticos					Cálculo de Capacidad de Carga														
Z (m)	γh (KN/m3)	σ (Kpa)	μ (Kpa)	σ'' (Kpa)	B (m)	L (m)	Df (m)	Nc	Sc	dc	Nq	sq	dq	N _y	S _y	d _y	Qf (KPa)	Qadm (KPa)	
0.2	17	3.4	0	3.4	0.3	8	0.2	8.80	1.011	1.162	2.710	1.006	1.081	0.471	1.006	1.081	114.661	38.220	
0.3	17	5.1	0	5.1	0.3	8	0.3	8.80	1.011	1.243	2.710	1.006	1.121	0.471	1.006	1.121	127.473	42.491	
0.5	17	8.5	0	8.5	0.3	8	0.5	8.80	1.011	1.404	2.710	1.006	1.202	0.471	1.006	1.202	154.221	51.407	
1	17	17	0	17	0.3	8	1	8.80	1.011	1.809	2.710	1.006	1.404	0.471	1.006	1.404	227.648	75.883	
1.5	17	25.5	0	25.5	0.3	8	1.5	8.80	1.011	2.213	2.710	1.006	1.607	0.471	1.006	1.607	310.442	103.481	
2	17	34	0	34	0.3	8	2	8.80	1.011	2.617	2.710	1.006	1.809	0.471	1.006	1.809	402.602	134.201	
2.5	17	42.5	0	42.5	0.3	8	2.5	8.80	1.011	3.022	2.710	1.006	2.011	0.471	1.006	2.011	504.129	168.043	
3	17	51	1	50	0.3	8	3	8.80	1.011	3.426	2.710	1.006	2.213	0.471	1.006	2.213	608.992	202.997	

Análisis de Predimensionamiento							
Df (m)	Qadm (Kpa)	Qservicio		Predimensionamiento del Cimiento			
		Central	Lateral	Área (m2)		Dimensiones	
		Q1 (KN)	Q2 (KN)	A1	A2	B (m)	L (m)

Las cargas de servicio para el análisis de predimensionamiento han sido estimadas según categoría considerada en la NSR-2010.



Suelo de soporte

Df

B

L

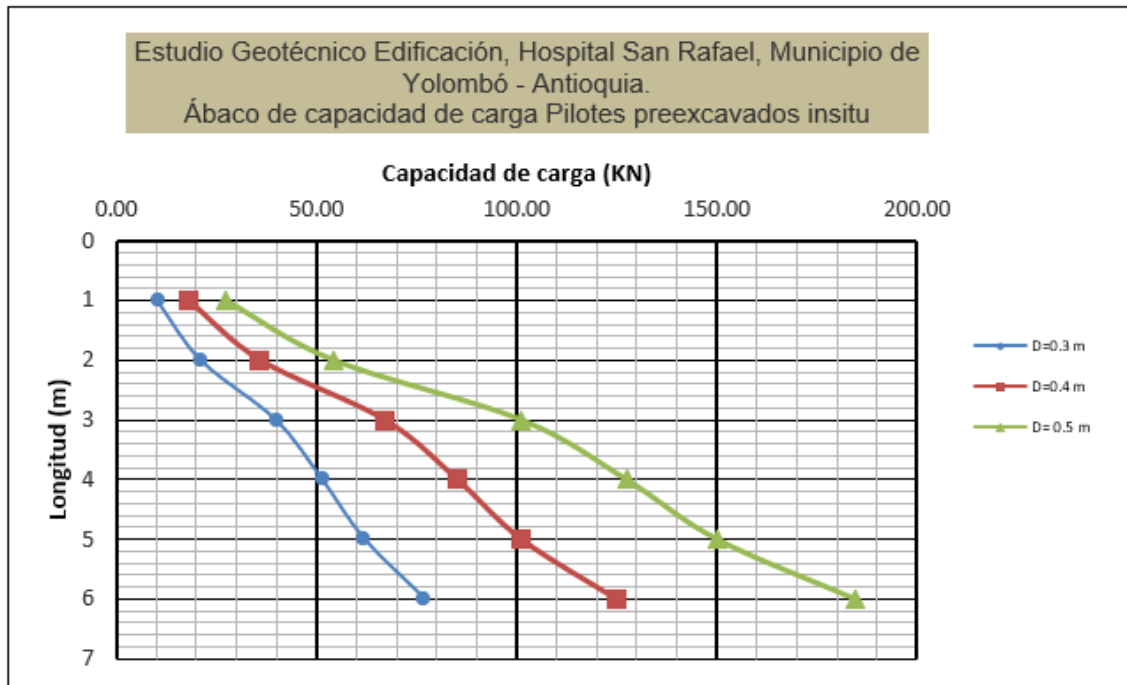
B

9.2.2 Pilotes:

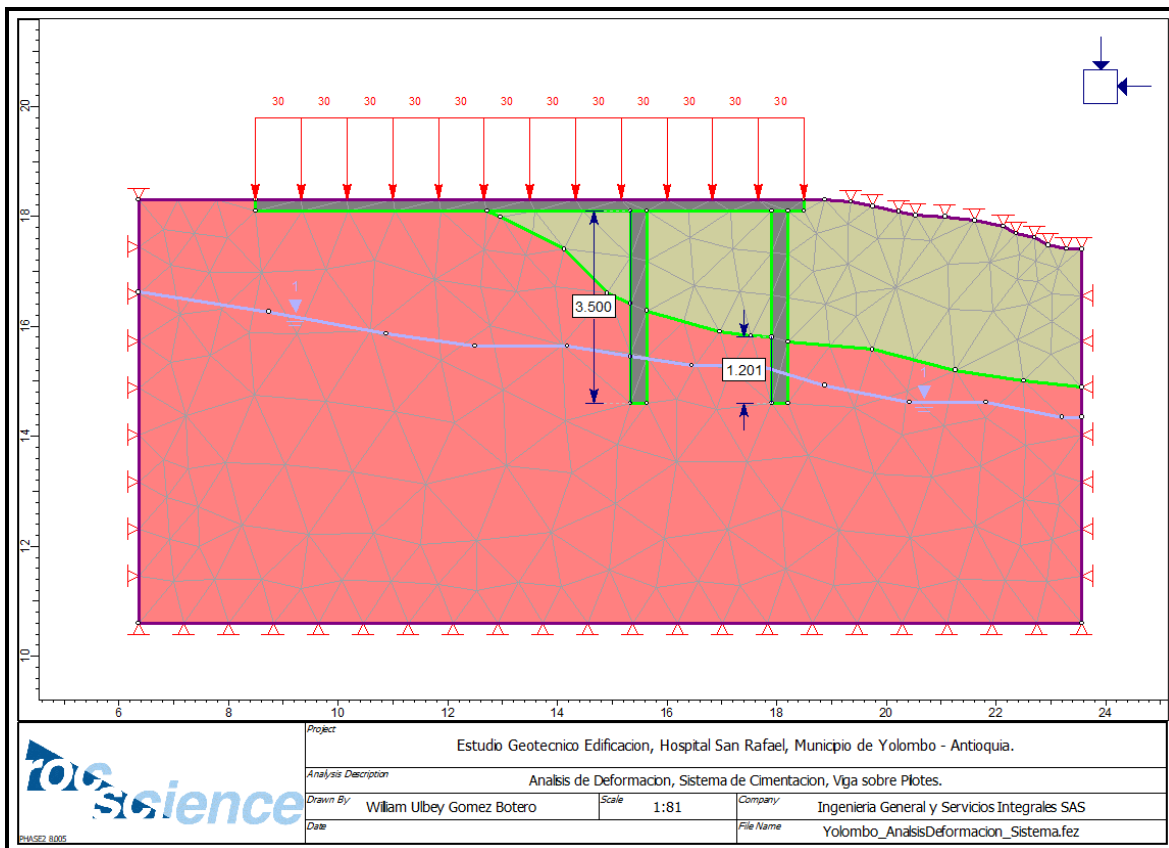
9.2.2.1- Se recomienda que la viga vaya apoyada sobre pilotes preexcavados insitu, con longitud promedio de 3.50 m medidos a partir del nivel de la viga y diámetro variable según requerimiento de cargas de servicio; en todos los casos se deberá garantizar un empotramiento mínimo de 1.0 m en el estrato de suelo descrito en el ítem 7.3 del presente informe.

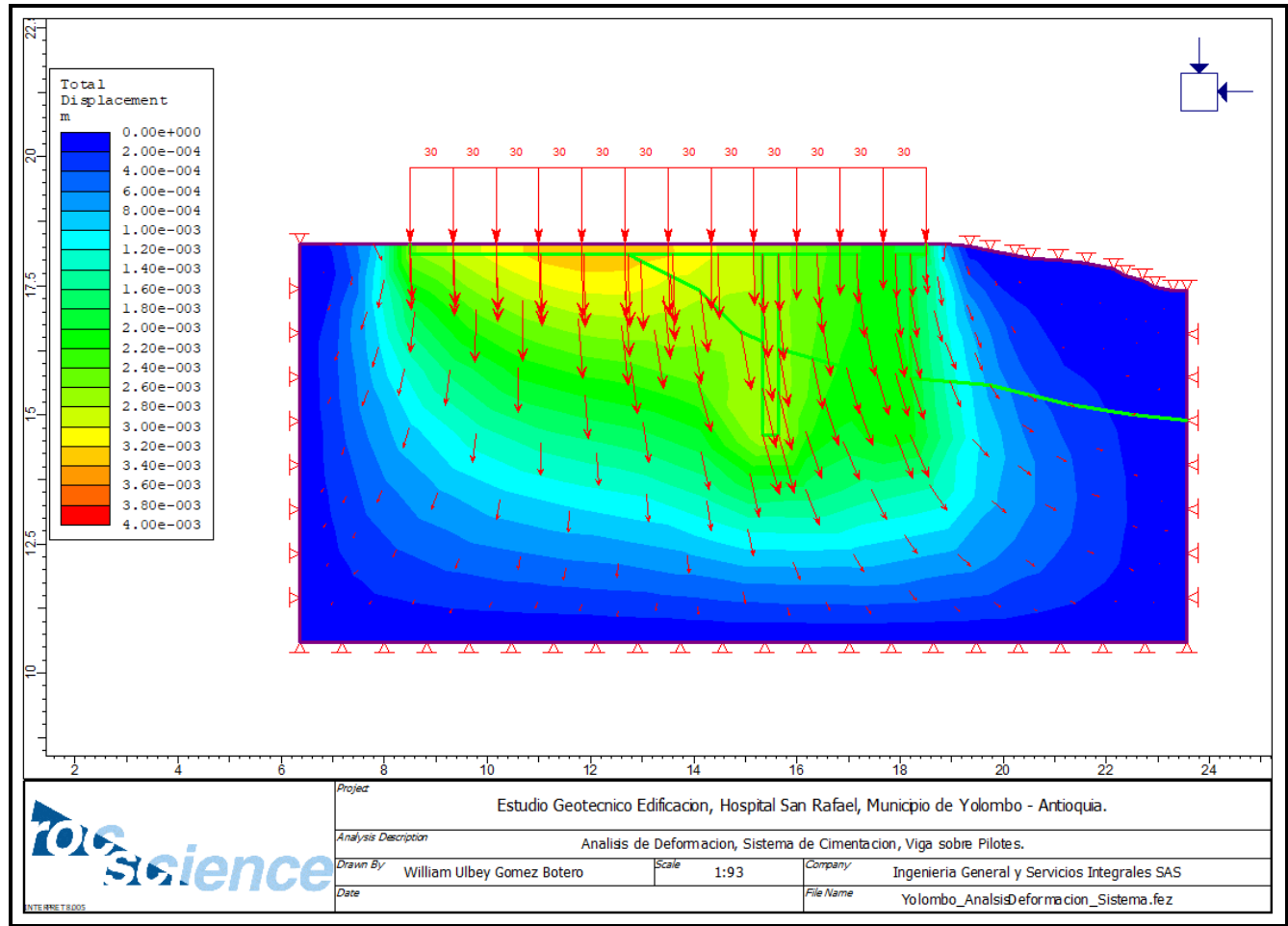
9.2.2.2- Para efectos de cálculo estructural estos pilotes tendrán capacidad variable según su diámetro y longitud, para lo cual se presenta el siguiente ábaco de capacidad de carga.





Para todo el sistema Viga-pilote, se han calculado asentamientos máximos de 0.34 cm, en las siguientes imágenes se presentan los resultados obtenidos.





9.3- Se recomienda adoptar los siguientes parámetros geotécnicos para las formaciones superficiales encontradas en el predio objeto de estudio

CORRELACIÓN GEOTÉCNICA DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS									
MEMORIAS DE CÁLCULO									
Parámetro:	Varios								
Proyecto:	Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.								
Fecha:	Noviembre de 2025								
Z(m)	γ (KN/m3)	C (Kpa)	ϕ°	Ka	Kp	Es (Kpa)	ν	Ks (KN/m3)	Suelo
0.0 - 2.50	17	10	11	0.7	1.5	11591	0.30	11102	Lleno
2.50 - 6.50	17	15	21	0.5	2.1	21818	0.30	20898	Limo arcilloso a limo arenoso residual



9.4 Condiciones Geotécnicas especiales.

De acuerdo con lo establecido en el capítulo H.9 de la norma para diseño y construcciones sismo-resistentes (NSR-2010), se establecen algunas condiciones geotécnicas especiales que deberán ser objeto de consideración dentro de los estudios geotécnicos; el nivel de análisis estará en función de la relevancia o susceptibilidad del proyecto en particular a ser objeto de tal condición según las características de los materiales y entorno geológico del área de inserción del proyecto.

9.4.1- Potencial de Expansión

Los suelos finogranulares compuestos por minerales arcillosos del grupo de las montomorillonitas, con elevada plasticidad ($IP > 35\%$), clasificación U.S.C. de arcillas de alta plasticidad (CH) y con actividad de la arcilla mayor a 1.25, se catalogan como suelos con potencial expansivo.

Con base en los análisis de laboratorio efectuados en el marco del estudio, se procedió a calcular la magnitud definida como Actividad de una Arcilla establecida por Skempton para estimar el potencial de ésta a la expansión y/o la retracción.

Evaluación Cualitativa Potencial de Expansión, Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.							
Muestra	w (%)	LL (%)	IP (%)	Finos (%)	AA (Skempton)	U.S.C.	Potencial Expansivo
P1-M4	23.7	36	3	80.4	0.037	ML	Bajo
P2-M3	23.4	45	8	56.3	0.142	ML	Bajo
P3-M2	22.6	48	16	73.3	0.218	ML	Bajo

En este orden de ideas, se concluye que, de acuerdo con los valores de límites de Atterberg, índice plástico, contenido de finos vs contenido de gruesos, clasificación U.S.C. y valor de AA, el material analizado presenta bajo potencial expansivo.

Ahora bien, considerando los valores de índice plástico característicos del material estudiado ($IP < 20\%$) según la tabla H.9.1-1 de la NSR-2010, el suelo se clasifica con potencial de expansión bajo.

Tabla H.9.1-1
Clasificación de suelos expansivos

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



9.4.2- Potencial de Licuación

El fenómeno de licuación es definido como la pérdida rápida de la resistencia al esfuerzo cortante de suelos saturados debido al incremento súbito en las presiones de poros, bajo condiciones no drenadas en presencia de cargas cíclicas principalmente. La ocurrencia de este fenómeno genera grietas en pavimentos, desprendimientos laterales, fallas de taludes, e incluso el colapso de cualquier estructura cimentada sobre el suelo licuable. Los suelos más susceptibles a este fenómeno ante eventos dinámicos son las arenas finas mal gradadas y limos, cuando se encuentran con baja compacidad relativa. Para que este fenómeno ocurra, el suelo debe estar saturado y debe haber presencia de niveles freáticos altos cerca de superficie. Las características de los suelos donde ha ocurrido licuación han sido en su mayoría conos aluviales formados por sedimentación, suelos ubicados junto a las riberas de los ríos o en los bordes costeros.

El fenómeno de la licuación a través del tiempo ha generado grandes catástrofes que incluyen pérdidas humanas y materiales. Entre los terremotos más catastróficos con presencia de licuación se reportan: terremoto de Niigata (Japón en 1964), terremoto de Loma Prieta, de (San Francisco (USA) en 1989), terremoto de Golcuk (Turquía 1999), el terremoto de Japón (2011) y el sismo de Murindó (Colombia 1992); (Fuente: Viafara, 2014).

Hay que destacar, dos enfoques importantes para evaluar el potencial de licuefacción de suelos granulares sujeto a movimientos sísmicos, planteamiento corroborado por Seed (1979):

- Métodos empíricos. Basado en observaciones in situ del comportamiento de depósitos tipo arena durante movimientos sísmicos anteriores y correlaciones entre predios que no se han licuado, y densidad Relativa del número de golpes de ensayos SPT.
- Métodos analíticos. Basados en la determinación en laboratorio de las características de resistencia a la licuefacción de muestras no alteradas y el uso de análisis de respuestas dinámica del predio para determinar la magnitud de las tensiones de corte inducidas por los movimientos sísmicos.

No obstante, ambas metodologías solicitan definir el nivel de aceleración del terreno como prerrequisito para evaluar el potencial de licuefacción. A menudo este nivel se establece a partir de relaciones entre la magnitud del sismo, la distancia al epicentro y la aceleración pico.

Dadas las dificultades para obtener muestras inalteradas de los depósitos de suelos licuables, en la práctica se usan procedimientos in situ para evaluar la capacidad de los suelos arenosos para resistir la licuación: a) penetración estándar (SPT); b) penetración con cono (CPT); c) velocidad de ondas de corte (v_s); y d) penetración Becker en gravas (BPT). Para asegurar una adecuada definición de la estratigrafía y una evaluación consistente de la resistencia a la licuación, en cada sitio se debe llevar a cabo dos o más de los procedimientos indicados. Por varias ventajas, los procedimientos que más se llevan a cabo son el SPT y algunas veces las mediciones de V_s (Obando, 2009).

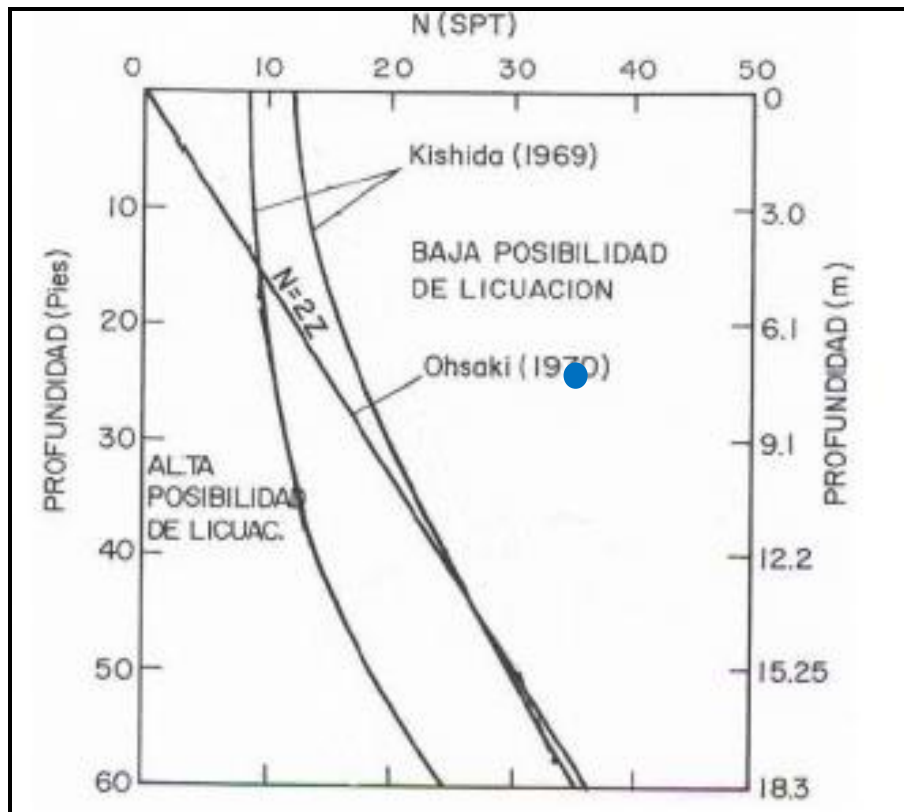
El primer parámetro a considerar en el proceso de evaluación del potencial de licuación se refiere a los antecedentes de la zona objeto de estudio; en este sentido, no se tienen registros históricos sobre la ocurrencia del fenómeno en la zona objeto de estudio; de igual manera, la granulometría del material corresponde a suelos limosos parcialmente saturados, con cohesión y de compacidad media a densa según los resultados del SPT efectuados en el proceso exploratorio; en los sondeos exploratorios se encontró presencia de nivel freático a una profundidad promedio de 2.90 m.



En este orden de ideas, se considera bajo el potencial de licuación para los suelos del predio objeto estudio.

De igual manera, y aplicando el método empírico de Kishida (1969), basado en la evaluación del potencial de licuación para un sismo de magnitud $M \geq 7$, para que se presente licuación debe cumplir:

- Saturación: el nivel freático esté cerca de la superficie, **No presenta Condición**
- Características granulométricas: $0.074 \text{ mm} < D_{50} < 2 \text{ mm}$: **No Presenta Condición**
- Coeficiente de Uniformidad, $C_u < 10$: **No Presenta Condición**
- Compacidad medida a partir del SPT (ábaco): **No Presenta Condición**



Conclusión: Bajo potencial de Licuación.



9.4.3- Potencial de Colapso

La NSR-2010, en H.9.3.1, establece: “Se identifican como suelos colapsables aquellos depósitos formados por arenas y limos, en algunos casos cementados por arcillas y sales (Carbonato de Calcio), que, si bien resisten cargas considerables en su estado seco, sufren pérdidas de su conformación estructural, acompañadas de severas reducciones en el volumen exterior cuando se aumenta su humedad o se saturan”.

De otra parte,

Zur y Wisemam (1973) definen como colapso a cualquier disminución rápida de volumen del suelo, producida por el aumento de cualquiera de los siguientes factores:

- Contenido de humedad (w)
- Grado de saturación (S_r)
- Tensión media actuante (τ)
- Tensión de corte (σ)
- Presión de poros (u)

Reconociendo por lo tanto que el colapso de la estructura del suelo puede producirse por una variedad de procesos diferentes de la saturación. Reginatto (1977) sugiere que, a esta lista de factores puede agregarse la interacción química entre el líquido saturante y la fracción arcillosa.

A efectos de definir y diferenciar los distintos tipos de colapso Uriel y Serrano (1973,1974) clasifican a los suelos colapsables o desmoronables en:

Grupo I: Suelos en los que tiene lugar un rápido cambio de la relación entre presiones efectivas y las deformaciones sin que se alcance la resistencia última del material. De acuerdo con esto la causa del colapso es únicamente el cambio de las presiones efectivas. A este grupo pertenecen los limos o arcillas cementadas y las rocas de gran porosidad. Cuando se ensaya a humedad constante, se detecta una notable modificación de su módulo de compresibilidad al alcanzar un cierto valor las presiones efectivas.

Grupo II: Suelos en los que, sin la presencia o cambio de las condiciones que producen el colapso, no hay cambio abrupto en la relación presión-deformación. Tal es el caso de los loess y algunas arcillas que contienen sulfatos. Si se ensayan a humedad constante, la relación tensión-deformaciones es una curva suave y continua y sin agudos quiebros. La saturación produce, sin embargo, un importante cambio volumétrico, debido probablemente a un incremento de la presión de los poros que origina el agotamiento de la resistencia al corte del suelo.

Reginatto (1977) señala que, en general, los suelos colapsables presentan una serie de características comunes, tales como:

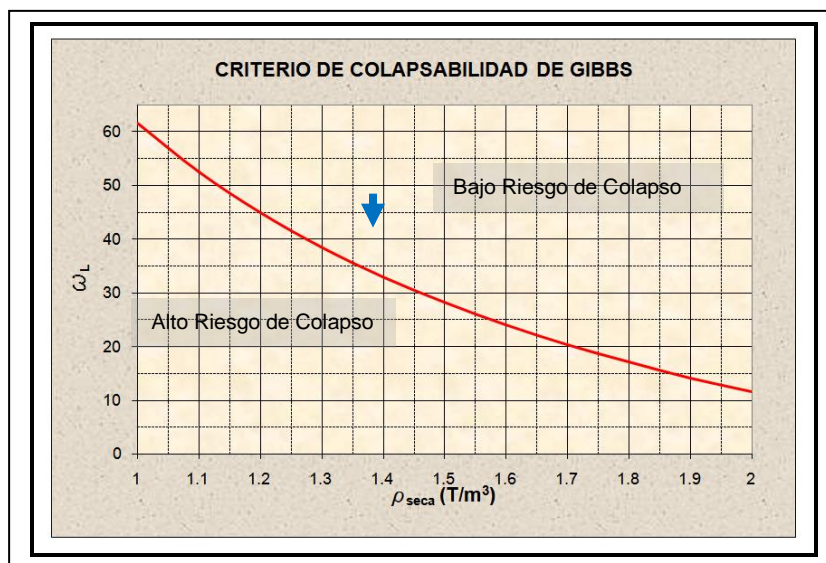
- Estructura macroporosa, con relación de vacíos (e), entre relativamente alto, a muy alto.
- Granulometría predominantemente fina, con predominio de fracciones de limos y de arcilla. El tamaño de los granos es generalmente poco distribuido y con los granos más grandes escasamente meteorizados. La mayoría de las veces, la cantidad de la fracción arcilla es relativamente escasa, pero, sin embargo, tiene una influencia importante en el comportamiento mecánico de la estructura intergranular.



- Estructura mal acomodada, con partículas de mayor tamaño separadas por espacios abiertos, y unidas entre sí por acumulaciones o "puentes" de material predominantemente arcilloso. En muchos casos existen cristales de sales solubles insertados en tales puentes o uniones arcillosas.

Los suelos presentes en el predio en estudio, corresponde a materiales fino-granulares, de origen ígneo, insolubles en agua, parcialmente saturados, cohesivos y de compacidad densa hacia profundidad. En este orden de ideas, y de acuerdo con las consideraciones anteriores, sumado a las bajas cargas de servicio y grado de densificación media del suelo, se considera muy bajo el potencial de colapso para la unidad geotécnica presente en el predio objeto de estudio.

De igual manera, según el criterio de Colapsabilidad de Gibbs, se puede estimar el potencial de colapso de acuerdo con los valores de Límite Líquido y peso unitario seco; para el proyecto objeto de estudio, y basados en los resultados de laboratorio, se efectúa la evaluación para un valor de Límite líquido promedio del 43.0% y un peso unitario seco promedio de 1.38 ton/m³; se obtiene un punto ubicado en la zona correspondiente a bajo riesgo de colapso.



Por otro lado, se ha realizado la identificación de colapsabilidad que establece la norma en el ítem H.9.3.3, cuyos resultados han arrojado que el suelo es estable, como se presentan a continuación.

Evaluación Cualitativa Potencial de Expansión, Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.				
Datos de entrada		γ_{dcrit} (t/m ³)	γ_d (t/m ³)	Conclusion
γ_w (t/m ³)	1.0	1.24	1.38	EL SUELO ES ESTABLE
Gs	2.67			
WI	0.4300			



10- RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS GENERALES

Las recomendaciones constructivas son de vital importancia ya que permiten comprobar y verificar las condiciones del subsuelo encontradas durante la etapa de exploración del estudio también permiten comprobar las hipótesis de trabajo establecidas durante los cálculos; por lo tanto, se deben cumplir rigurosamente para garantizar el correcto funcionamiento de la solución propuesta.

10.1 - Excavaciones para Cimentaciones

10.1.1 Durante la ejecución de los cimientos, los materiales de suelo excavados deberán evacuarse rápidamente y no se permitirá su almacenamiento temporal a menos de 0.5 m del borde de las excavaciones.

10.1.2 Los materiales de lleno u orgánicos, provenientes de las zonas superiores de las excavaciones no podrán utilizarse en los rellenos compactados, en caso de realizarse estos se deberá utilizar arenilla u otro material tipo sub-base bien compactado.

10.1.3 A medida que se avance en las excavaciones y se llegue a los niveles de cimentación recomendados, se debe chequear el fondo de los mismos por parte del Ingeniero Geotecnista o por quien él designe; con el objeto de comprobar las condiciones del suelo y establecer si se da lugar a algún ajuste en la profundidad recomendada inicialmente.

10.1.4 El constructor debe llevar un registro durante la excavación de cada fundación, donde conste claramente su localización exacta, cota, fecha, condiciones atmosféricas predominantes, tipos de suelos encontrados y atravesados, condiciones de permeabilidad de los estratos, y en general cualquier aspecto de la cimentación o del suelo que considere relevante.

10.1.5 Una vez aprobadas las excavaciones para el vaciado de las fundaciones se deberá retirar cuidadosamente del fondo el pantano que por alteración se va formando, este se encuentra constituido por materiales sueltos, se debe sellar cuidadosamente con una capa de concreto pobre de unos 0.10 m de espesor; lo anterior es muy importante ya que la presencia de este material alterado y suelto puede generar asentamientos instantáneos posteriormente durante el proceso constructivo.

10.1.6 Se deberá garantizar una buena continuidad entre las etapas de excavación y construcción de los cimientos por lo tanto debe transcurrir el menor tiempo posible entre la etapa de excavación y construcción de la fundación.

10.1.7 De acuerdo con las condiciones geológico-geomorfológicas del área y condiciones de humedad interna encontradas durante la fase de exploración geotécnica, se prevé un proceso de excavación en seco, por lo que el manejo de aguas se reduce a la construcción de cunetas perimetrales para evitar la concentración de aguas de escorrentía hacia el frente activo de obra. No obstante, dependiendo de la época de invierno o verano en que se construya la obra, se podrá presentar ascenso del nivel freático por encima de la cota de desplante de la cimentación propuesta, por lo cual se deberá disponer de la logística necesaria para abatimiento del nivel freático en pozo.



10.1.8 Los procesos de excavación deberán efectuarse con precaución para prevenir la generación de derrumbes sobre los taludes de las mismas; para tal efecto, y en especial en aquellos casos donde el suelo no presenta cohesión, es decir, que se cuente con presencia de suelos arenosos disgregables fácilmente al tacto, se deberá adoptar un sistema de soporte temporal desde los primeros 0.50 m de la excavación; este sistema se realiza mediante entibados que pueden ser en madera o metálicos; el tipo y diseño de entibado a utilizar dependerá de las profundidades de la excavación, el tipo de suelo, presencia o no de nivel freático y sobrecargas en la zona.

En las siguientes figuras se presentan unos esquemas generales de los tipos de entibados; es importante tener en cuenta que la distribución de estos dependerá del diseño que se realice; finalmente se debe tener presente que toda excavación que exceda en profundidad los 1.50 m, debe contar con sistemas de contención temporal.

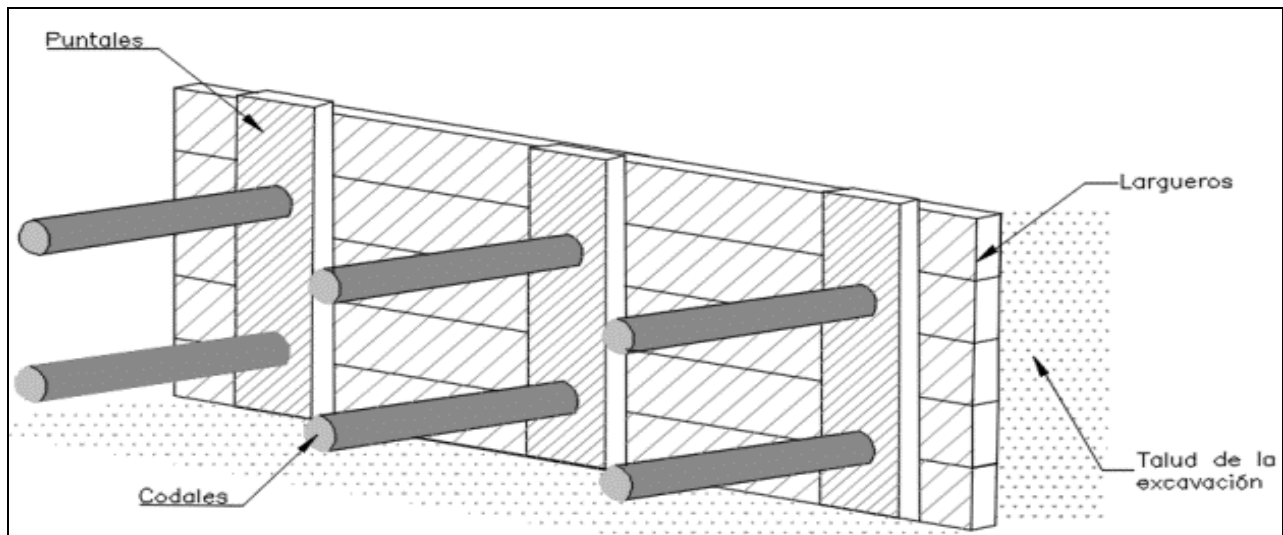


Figura 09. Detalle proceso de entibado en madera para soporte temporal en procesos de excavación para cimentaciones. Tomado de Norma De Construcción Estructuras Temporales De Contención-EPM.

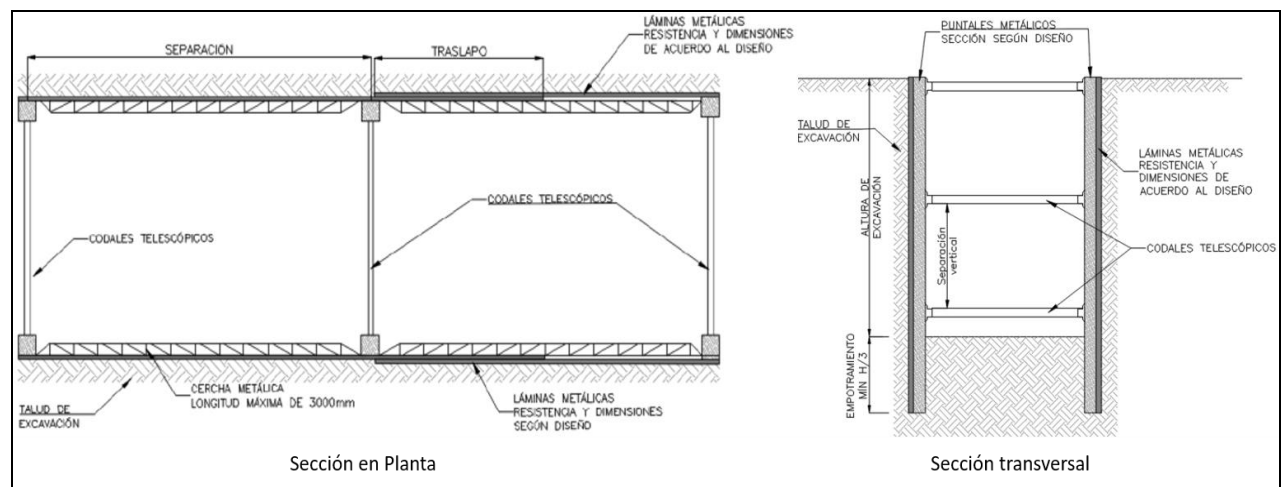


Figura 10. Detalle proceso de entibado metálico para soporte temporal en procesos de excavación para cimentaciones. Tomado de Norma De Construcción Estructuras Temporales De Contención-EPM.



10.1.9 En aquellas zonas donde se encuentren en la periferia de la excavación viviendas, estructuras de contención, obras hidráulicas, entre otras; el constructor debe realizar actas de vecindad de forma previa al inicio del proyecto en las cuales se deje constancia del estado de la infraestructura adyacente.

10.2- Taludes en Corte y Lleno

La característica geotécnica de los suelos encontrados en el área corresponde a un material con un comportamiento geomecánico mixto, esto es, su resistencia está determinada fundamentalmente por fuerzas de fricción, pero con aportes de cohesión por la presencia de finos; esto favorece la estabilidad de taludes y cortes.

En este orden de ideas, y de manera general, se recomienda la conformación de taludes con pendiente 1.0 H:1.0 V, equivalente a una pendiente de 45°.

10.3- Conformación de Llenos

La conformación de llenos no estructurales que eventualmente se requieran en el marco de las labores de adecuación de la obra, se podrán acometer con los materiales presentes en el área siempre que éstos no se contaminen con materia orgánica, residuos de pastura u otros similares. La formación superficial constituyente de los suelos de la zona corresponde a materiales granulares con presencia de finos de textura limosa y arcillosa de baja plasticidad, lo que favorece los procesos de compactación mecánica.

10.3.1- Compactación de Llenos Estructurales: Se recomienda un proceso de compactación mecánica con espesores que pueden oscilar entre 0.15 m, 0.20 m o 0.25 m, según el equipo del cual se disponga; y hasta alcanzar una densidad seca equivalente al 95% de la densidad seca máxima alcanzada en el proctor modificado. El material de sitio que se obtenga de las explanaciones en corte y excavaciones de la zona del proyecto, podrá usarse para llenos estructurales siempre y cuando la selección del mismo, de acuerdo con control de obra, cumpla con las siguientes características:

- Esté libre de material orgánico y fragmentos de roca mayores de 7.5 cm.
- La Fracción del material que pasa por el tamiz No. 40 no debe tener índice de plasticidad mayor del 15%, ni un límite líquido mayor de 40%.

10.3.2- Compactación de Llenos No Estructurales: se recomienda un proceso de compactación manual con espesores de 0.15 m, hasta alcanzar una densidad seca del 80% del proctor modificado.

10.4- Obras de Drenaje y/o subdrenaje

El predio objeto de estudio se encuentra en la zona urbana municipal, dentro de la cota de servicios públicos domiciliarios, por lo que las aguas producto de las labores de desarrollo de la obra, se podrán disponer al sistema de alcantarillado urbano. En este sentido, no se requieren obras de drenaje y/o subdrenaje adicionales.



11. LIMITACIONES

En el presente informe se han consignado las conclusiones y recomendaciones relativas a las condiciones naturales de la zona para la inserción del proyecto descrito; todo el análisis se ha basado en los resultados obtenidos en la exploración de campo, pruebas de laboratorio, estudio macroscópico de muestras y evaluación geológico-geomorfológica y geotécnica por parte de los profesionales participantes.

Considerando que los suelos son materiales sumamente heterogéneos, con variabilidad de sus propiedades en presencia de agua, es probable que se encuentren variaciones sustanciales entre las condiciones y características descritas en el presente informe con las reales del terreno durante la etapa constructiva, en cuyo caso se informara oportunamente al geotecnista para proceder a estudiar y revisar las nuevas condiciones con el fin de complementar las conclusiones y recomendaciones.

Contáctanos:

Celular: 3108454562

Correo electrónico: geotecnia1@ingenieriageneral.com.co

Teléfono: 604 - 3589574



+57 304 3389124




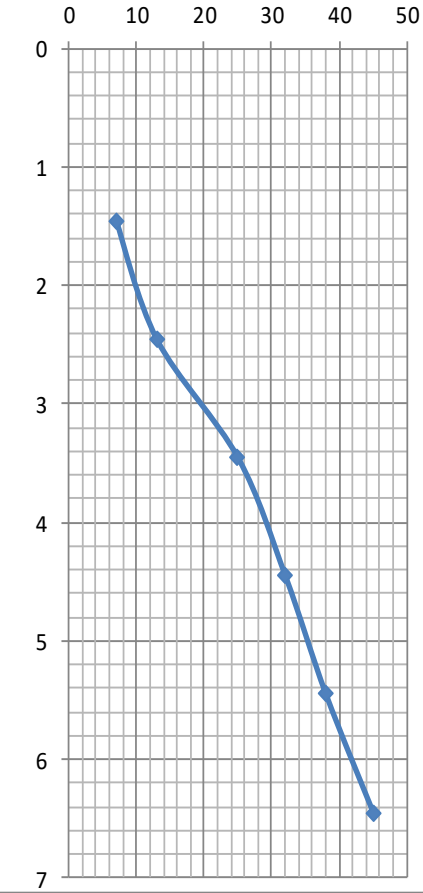





ingenieria_general



www.ingenieriageneral.com.co



REGISTRO DE SONDEO DE CAMPO											
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.							Fecha: Septiembre 19 de 2025				
Caracterización del Sondeo			Tipo: Perforación	Sistema: Percusión	Identificación: P-1						
			Profundidad (m): 6.5	Equipo: Tripode y Motor	N: 06°35'25.422" W: 75°1'1.23"						
Prof.	Vista del Sondeo		Standard Penetration Testing (Ncampo)		Descripción Macroscópica	Resultados Laboratorio					
Z (m)	Muestra recuperada	Panorámica				w	LL	LP	IP	γ (kN/M3)	qu (Kg/cm2)
0					Lleno antrópico de color café amarillento con zonas negras y grises; presenta contenido de material orgánico, plasticidad media a baja, consistencia blanda a semi dura y/o compacidad suelta a semi densa.						
2.5						Limo arcilloso a limo arenoso residual de color rojizo y pardo amarillento con moteados blancos y negros; presenta plasticidad media a baja, consistencia dura y/o compacidad densa.	23.7	36	33	3	
6.5											

OBSERVACIONES:






Recuperación de Muestras metro a metro.
Se detectó nivel freático a 2.80 m.

Perforador:

Ruben García.

Control Técnico:

Ing. Yacqueline Toro Buitrago
M.P. 011037-0648805 ANT

REGISTRO DE SONDEO DE CAMPO														
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.							Fecha: Septiembre 19 de 2025							
Caracterización del Sondeo			Tipo: Perforación	Sistema: Percusión	Identificación: P-2 N: 06°35'25.764" W: 75°1'1.926"									
			Profundidad (m): 6.5	Equipo: Tripode y Motor										
Prof.	Vista del Sondeo		Standard Penetration Testing (Ncampo)			Descripción Macroscópica	Resultados Laboratorio							
Z (m)	Muestra recuperada	Panorámica	0 10 20 30 40 50 60				w	LL	LP	IP	γ (kN/m ³)	qu (Kg/cm ²)	U.S.C	
0			0			Horizonte orgánico.								
0.2			1				Limo arcilloso a limo arenoso residual de color rojizo con zonas amarillentas y moteados de color blanco y negro lo cual denota la preservación de rasgos texturales de la roca original; presenta plasticidad media a baja, consistencia dura y/o compacidad densa.							
			2											
			3											
			4											
			5											
			6											
6.5			7											

OBSERVACIONES:






Recuperación de Muestras metro a metro.
Se detectó nivel freático a 3.0 m.

Perforador:

Ruben García.

Control Técnico:

Ing. Yacqueline Toro Buitrago
M.P. 011037-0648805 ANT

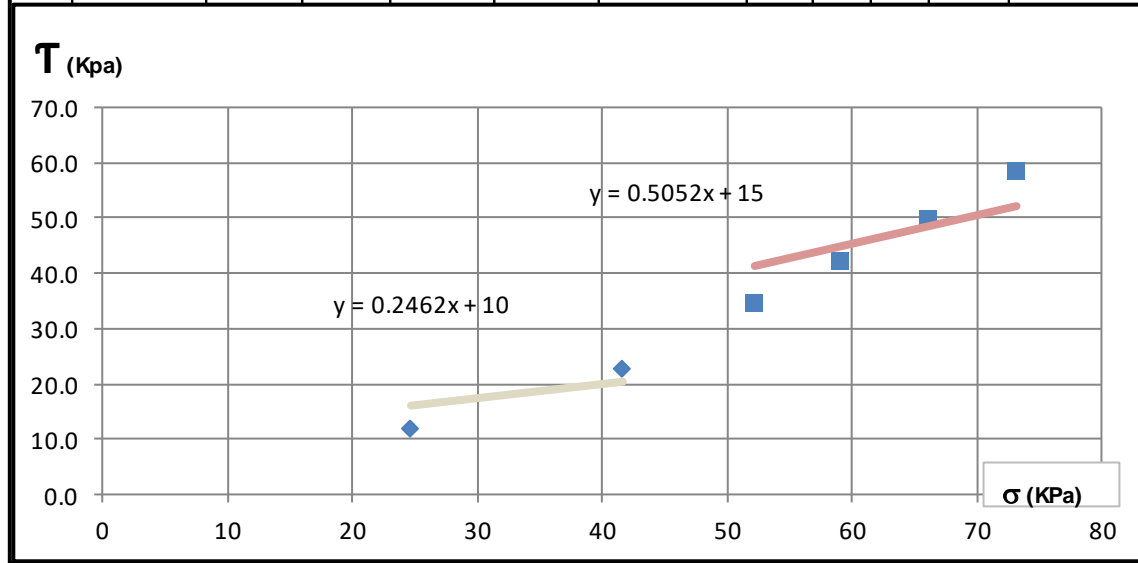
REGISTRO DE SONDEO DE CAMPO													
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.							Fecha: Septiembre 19 de 2025						
Caracterización del Sondeo			Tipo: Perforación	Sistema: Percusión	Identificación: P-3								
			Profundidad (m): 6.5	Equipo: Tripode y Motor	N: 06°35'26.382" W: 75°1'1.128"								
Prof.	Vista del Sondeo		Standard Penetration Testing (Ncampo)			Descripción Macroscópica	Resultados Laboratorio						
Z (m)	Muestra recuperada	Panorámica	0 10 20 30 40 50				w	LL	LP	IP	γ (kN/m ³)	qu (Kg/cm ²)	U.S.C
0			0			Lleno superficial.							
0.3			1				Limo arcilloso a limo arenoso residual de color pardo amarillento y rojizo con moteados de color blanco y negro debido a la preservación de rasgos texturales de la roca original; presenta plasticidad media a baja, consistencia semi dura a dura y/o compacidad semi densa a densa.						
			2			22.6		48	32	16			ML
			3										
			4										
			5										
			6										
			7										
6.5			7										
OBSERVACIONES:													
Recuperación de Muestras metro a metro. Se detectó nivel freático a 3.0 m.								Perforador: Ruben García.			Control Técnico: Ing. Yacqueline Toro Buitrago M.P. 011037-0648805 ANT		

REGISTRO DE GOLPES EN CAMPO											
											
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.											
Z(m)	PERFORACIÓN 1			PERFORACIÓN 2			PERFORACIÓN 3				
1.00 - 1.45	3	3	4	10	12	12	5	5	6		
2.00 - 2.45	5	6	7	12	12	13	9	10	11		
3.00 - 3.45	10	12	13	14	15	16	11	11	12		
4.00 - 4.45	14	15	17	17	18	21	13	15	18		
5.00 - 5.45	18	18	20	21	21	22	18	19	20		
6.00 - 6.45	20	21	24	22	23	25	21	22	23		



CORRELACIÓN GEOTÉCNICA DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS MEMORIAS DE CÁLCULO

Parámetro:	Ángulo de Fricción Interna (ϕ') y Cohesión a partir del Standard Penetration Testing (S.P.T.).																	
Proyecto:	Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																	
Fecha:	Septiembre de 2025		Peso del martillo (Kg):		63.5		Método de Cálculo:					Gonzales 1999		Seed Idriss (Marcuson) (Cn <=2)				
Sondeo:	P-1		Altura de caída (m):		0.76													
			ZNF(m)=		2.8									F.S.		1.3		Kishida ajustada a e=45%
Z(m)	γ (KN/m ³)	σ_v (Kpa)	μ (Kpa)	σ'_v (Kpa)	N(campo)	N1(Confina)	n2	n3	n4	Rs	K (Marcuson)	Cn	N1(45)	ϕ'_{eq} (°)	τ (Kpa)	C' (Kpa)	ϕ' (°)	Suelo
1.45	17	24.65	0	24.65	7	10	0.95	1	1	0.247	1.41	1.47	9	26	11.8	10	13.83	Lleno
2.45	17	41.65	0	41.65	13	17	0.95	1	1	0.417	1.41	1.29	15	29	22.8			
3.45	17	58.65	6.5	52.15	25	30	0.95	1	1	0.522	1.41	1.22	27	33	34.3			
4.45	17	75.65	16.5	59.15	32	38	0.95	1	1	0.592	1.41	1.18	33	35	42.1	15	26.80	Limo arcilloso a limo arenoso residual
5.45	17	92.65	26.5	66.15	38	43	0.95	1	1	0.662	1.41	1.14	38	37	49.7			
6.45	17	109.65	36.5	73.15	45	50	0.95	1	1	0.732	1.41	1.10	44	38	58.1			

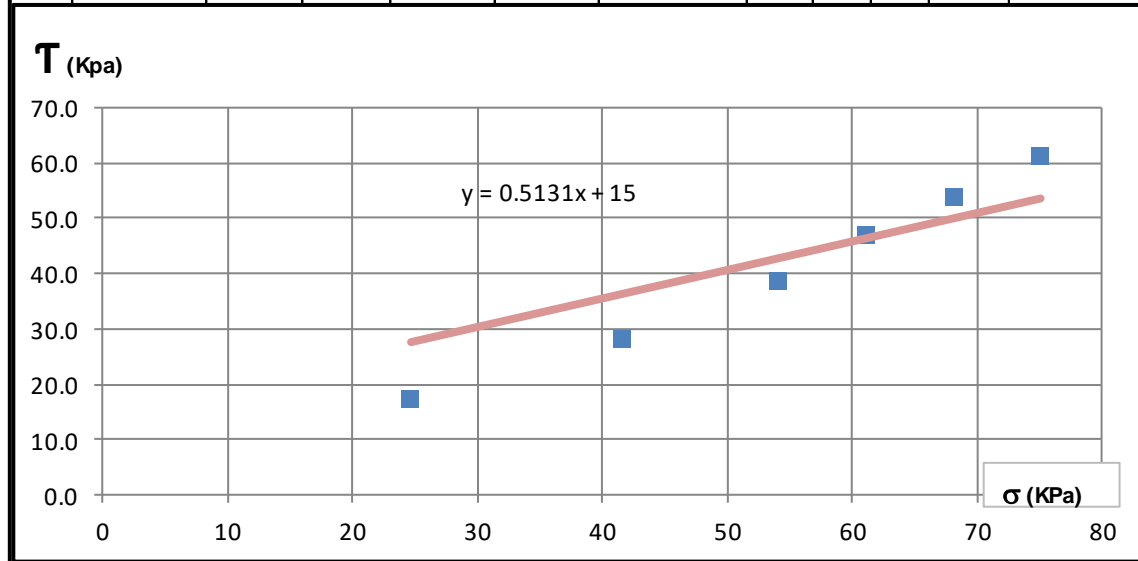


Parámetros mayorados	C (Kpa)	ϕ' (°)	Unidad
	10	10.6	Lleno
	15	20.62	Limo arcilloso a limo arenoso residual



**CORRELACIÓN GEOTÉCNICA DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS
MEMORIAS DE CÁLCULO**

Parámetro:	Ángulo de Fricción Interna (ϕ) y Cohesión a partir del Standard Penetración Testing (S.P.T.).																			
Proyecto:	Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																			
Fecha:	Septiembre de 2025	Peso del martillo (Kg):	63.5						Método de Cálculo:	Gonzales 1999	Seed Idriss (Marcuson) ($C_n \leq 2$)									
Sondeo:	P-2	Altura de caída (m):	0.76								ZNF(m)=	3	Kishida ajustada a e=45%							
		F.S.	1.3																	
Z(m)	γ (KN/m ³)	σ_v (Kpa)	μ (Kpa)	σ'_v (Kpa)	N(campo)	N1(Confina)	n2	n3	n4	Rs	K (Marcuson)	Cn	N1(45)	ϕ'_{eq} (°)	τ (Kpa)	C' (Kpa)	ϕ' (°)	Suelo		
1.45	17	24.65	0	24.65	24	35	0.95	1	1	0.247	1.41	1.47	31	35	17.1	15	27.16	Limo arcilloso a limo arenoso residual		
2.45	17	41.65	0	41.65	25	32	0.95	1	1	0.417	1.41	1.29	29	34	28.0					
3.45	17	58.65	4.5	54.15	31	37	0.95	1	1	0.542	1.41	1.20	33	35	38.4					
4.45	17	75.65	14.5	61.15	39	45	0.95	1	1	0.612	1.41	1.16	40	37	46.8					
5.45	17	92.65	24.5	68.15	43	49	0.95	1	1	0.682	1.41	1.13	43	38	53.6					
6.45	17	109.65	34.5	75.15	48	53	0.95	1	1	0.752	1.41	1.10	47	39	61.2					

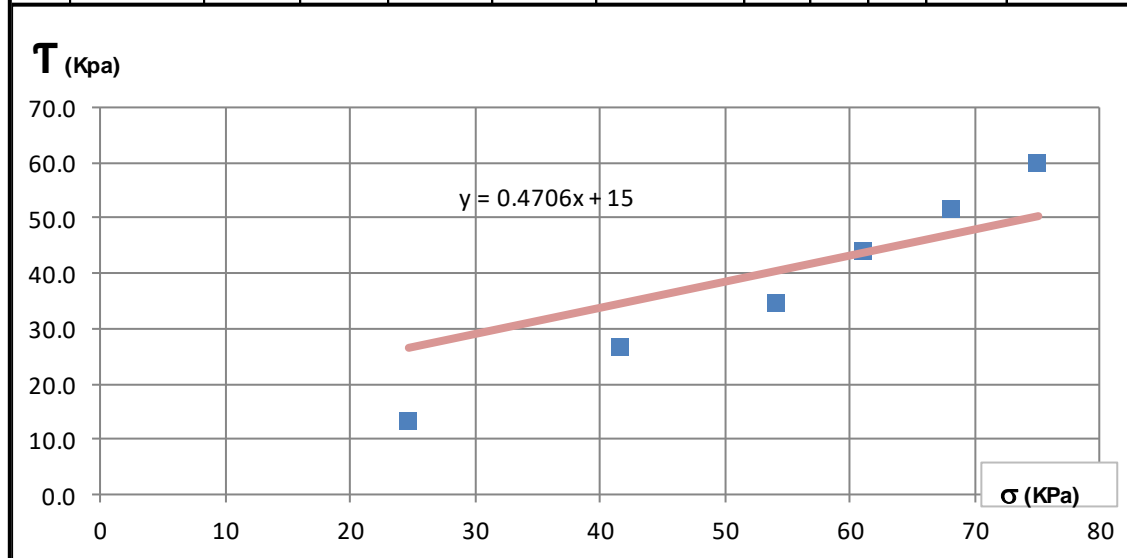


Parámetros mayorados	C (Kpa)	ϕ' (°)	Unidad
	15	20.89	Limo arcilloso a limo arenoso residual



CORRELACIÓN GEOTÉCNICA DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS MEMORIAS DE CÁLCULO

Parámetro:		Ángulo de Fricción Interna (ϕ') y Cohesión a partir del Standard Penetración Testing (S.P.T.).																
Proyecto:		Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																
Fecha:		Septiembre de 2025		Peso del martillo (Kg):		63.5		Método de Cálculo:				Gonzales 1999		Seed Idriss (Marcuson) ($C_n \leq 2$)				
Sondeo:		P-3		Altura de caída (m):		0.76												
				ZNF(m)=		3								F.S.		1.3		Kishida ajustada a e=45%
Z(m)	γ (KN/m ³)	σ_v (Kpa)	μ (Kpa)	σ'_v (Kpa)	N(campo)	N1(Confina)	n2	n3	n4	Rs	K (Marcuson)	Cn	N1(45)	ϕ'_{eq} (°)	τ (Kpa)	C' (Kpa)	ϕ' (°)	Suelo
1.45	17	24.65	0	24.65	11	16	0.95	1	1	0.247	1.41	1.47	14	28	13.3	15	25.20	Limo arcilloso a limo arenoso residual
2.45	17	41.65	0	41.65	21	27	0.95	1	1	0.417	1.41	1.29	24	32	26.4			
3.45	17	58.65	4.5	54.15	23	28	0.95	1	1	0.542	1.41	1.20	25	33	34.5			
4.45	17	75.65	14.5	61.15	33	38	0.95	1	1	0.612	1.41	1.16	34	36	43.8			
5.45	17	92.65	24.5	68.15	39	44	0.95	1	1	0.682	1.41	1.13	39	37	51.5			
6.45	17	109.65	34.5	75.15	45	49	0.95	1	1	0.752	1.41	1.10	44	38	59.5			




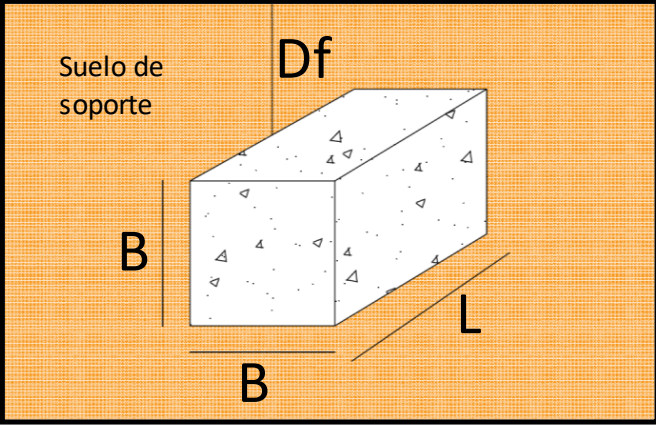
Parámetros mayorados	C (Kpa)	ϕ' (°)	Unidad
	15	19.39	Limo arcilloso a limo arenoso residual



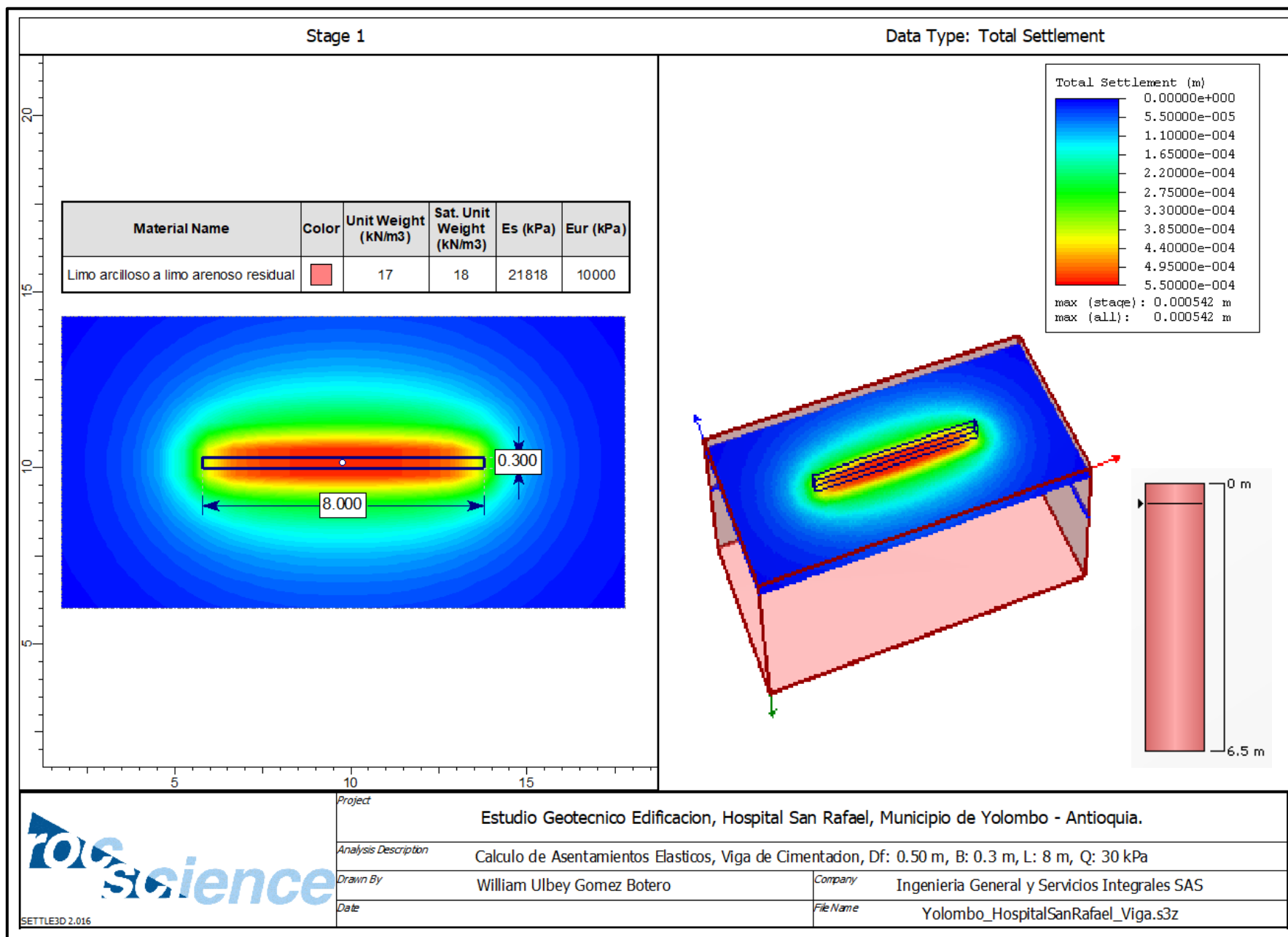
CLASIFICACION DEL TIPO DE PERFIL DE SUELO BASADO EN EL ENSAYO S.P.T. MEMORIAS DE CÁLCULO												
Parámetro:		Tipo de Perfil de Suelo para Analisis de efectos Locales.										
Proyecto:		Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.										
Fecha:		Septiembre de 2025			Peso del Martinete (Kg):		63.5		di (m)			
					Altura de caída (m):		0.76					
									d1	d2		
									4	6.5		
Norma Tecnica		N.S.R. 2010	Capitulo	A-2	Zonas de Amenaza sismica y Movimientos sismicos de Diseno					dt (m)	6.5	
		Titulo A	Sub-cap:	A.2.4.	Analisis de Efectos Locales							
				A.2.4.3.2.	Numero medio de golpes del ensayo de Penetracion estandar.							
ANALISIS DE RESULTADOS Y PROCESAMIENTO ENSAYO DE CAMPO												
Z(m)	Formacion Superficial	P-1		Ni	Formacion Superficial	P-2		Ni	P-3		Ni	
		Nspt	N60			Nspt	N60		Nspt	N60		
1.45	Lleno	7	4.9	7.00	Limo arcilloso a limo arenoso residual	24	16.8	24.50	11	7.7	20.067	
2.45		13	9.1			25	17.5		21	14.7		
3.45	Limo arcilloso a limo arenoso residual	25	17.5	24.50		31	21.7		24.50	23		16.1
4.45		32	22.4			39	27.3			33		23.1
5.45		38	26.6			43	30.1			39		27.3
6.45		45	31.5			48	33.6			45		31.5
N̄i				12.664			24.500			20.067		
		N̄		19.077								
		Tipo de Perfil de Suelo		D								

SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN PARA ZONA DE SUELO RESIDUAL


MEMORIAS DE CÁLCULO PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL																				
PROYECTO: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																				
FECHA: Noviembre de 2025																				
ZONA SUELO RESIDUAL																				
Z.N.F (m)=	2.9							Parámetros del suelo	C (KPa)=	15	γ_h (KN/m3)=	17	B (m)=	0.3	F.S.=	3	Método de Cálculo: Meyerhoff, 1963; carga vertical céntrica.			
							$\phi^\circ =$	21	Kp=	2.117	L (m)=	8								
Análisis de Esfuerzos Geostáticos					Cálculo de Capacidad de Carga															
Z (m)	γ_h (KN/m3)	σ (Kpa)	μ (Kpa)	σ^{**} (Kpa)	B (m)	L (m)	Df (m)	Nc	Sc	dc	Nq	sq	dq	N γ	s γ	d γ	Qf (KPa)	Qadm (KPa)		
0.2	17	3.4	0	3.4	0.3	8	0.2	15.81	1.016	1.194	7.071	1.008	1.097	3.421	1.008	1.097	323.969	107.990		
0.3	17	5.1	0	5.1	0.3	8	0.3	15.81	1.016	1.291	7.071	1.008	1.146	3.421	1.008	1.146	362.825	120.942		
0.5	17	8.5	0	8.5	0.3	8	0.5	15.81	1.016	1.485	7.071	1.008	1.243	3.421	1.008	1.243	444.064	148.021		
1	17	17	0	17	0.3	8	1	15.81	1.016	1.970	7.071	1.008	1.485	3.421	1.008	1.485	667.727	222.576		
1.5	17	25.5	0	25.5	0.3	8	1.5	15.81	1.016	2.455	7.071	1.008	1.728	3.421	1.008	1.728	920.770	306.923		
2	17	34	0	34	0.3	8	2	15.81	1.016	2.940	7.071	1.008	1.970	3.421	1.008	1.970	1203.195	401.065		
2.5	17	42.5	0	42.5	0.3	8	2.5	15.81	1.016	3.425	7.071	1.008	2.213	3.421	1.008	2.213	1515.000	505.000		
3	17	51	1	50	0.3	8	3	15.81	1.016	3.910	7.071	1.008	2.455	3.421	1.008	2.455	1838.689	612.896		

	Análisis de Predimensionamiento						
	Df (m)	Qadm (Kpa)	Qservicio		Predimensionamiento del Cimiento		
			Central	Lateral	Área (m2)		Dimensiones
			Q1 (KN)	Q2 (KN)	A1	A2	B (m)

Las cargas de servicio para el análisis de predimensionamiento han sido estimadas según categoría considerada en la NSR-2010.



SOLUCIÓN DE CIMENTACIÓN PARA ZONA DE LLENO

MEMORIAS DE CÁLCULO PARA CIMENTACIÓN SUPERFICIAL																		 INGENIERÍA GENERAL & SERVICIOS INTEGRALES S.A.S. <small>1990-2000-0000</small>	
PROYECTO: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																			
FECHA: Noviembre de 2025																			
ZONA SUELO LLENO																			
Z.N.F (m)= 2.9		Parámetros del suelo						C (KPa)= 10	γh (KN/m ³)= 17	B (m)= 0.3	F.S.= 3	Método de Cálculo: Meyerhoff, 1963; carga vertical céntrica.							
								$\phi^\circ = 11$	Kp= 1.472	L (m)= 8									
Análisis de Esfuerzos Geostáticos					Cálculo de Capacidad de Carga														
Z (m)	γh (KN/m ³)	σ (Kpa)	μ (Kpa)	σ'' (Kpa)	B (m)	L (m)	Df (m)	Nc	Sc	dc	Nq	sq	dq	N _γ	S _γ	d _γ	Qf (KPa)	Qadm (KPa)	
0.2	17	3.4	0	3.4	0.3	8	0.2	8.80	1.011	1.162	2.710	1.006	1.081	0.471	1.006	1.081	114.661	38.220	
0.3	17	5.1	0	5.1	0.3	8	0.3	8.80	1.011	1.243	2.710	1.006	1.121	0.471	1.006	1.121	127.473	42.491	
0.5	17	8.5	0	8.5	0.3	8	0.5	8.80	1.011	1.404	2.710	1.006	1.202	0.471	1.006	1.202	154.221	51.407	
1	17	17	0	17	0.3	8	1	8.80	1.011	1.809	2.710	1.006	1.404	0.471	1.006	1.404	227.648	75.883	
1.5	17	25.5	0	25.5	0.3	8	1.5	8.80	1.011	2.213	2.710	1.006	1.607	0.471	1.006	1.607	310.442	103.481	
2	17	34	0	34	0.3	8	2	8.80	1.011	2.617	2.710	1.006	1.809	0.471	1.006	1.809	402.602	134.201	
2.5	17	42.5	0	42.5	0.3	8	2.5	8.80	1.011	3.022	2.710	1.006	2.011	0.471	1.006	2.011	504.129	168.043	
3	17	51	1	50	0.3	8	3	8.80	1.011	3.426	2.710	1.006	2.213	0.471	1.006	2.213	608.992	202.997	

Análisis de Predimensionamiento							
Df (m)	Qadm (Kpa)	Qservicio		Predimensionamiento del Cimiento			
		Central	Lateral	Área (m ²)		Dimensiones	
		Q1 (KN)	Q2 (KN)	A1	A2	B (m)	L (m)

Las cargas de servicio para el análisis de predimensionamiento han sido estimadas según categoría considerada en la NSR-2010.

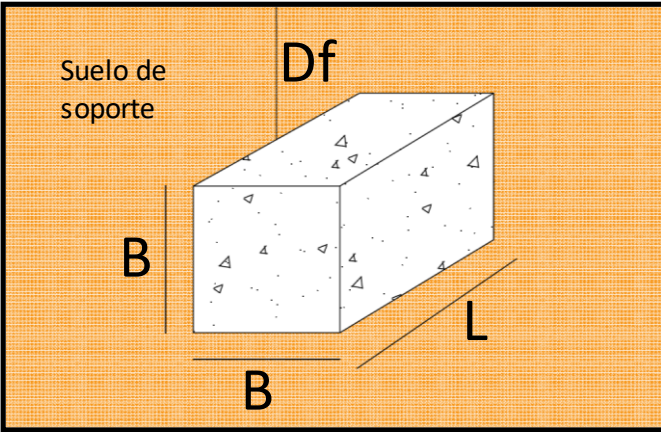


Diagram illustrating the foundation dimensions: B (width), L (length), and Df (depth) relative to the soil (Suelo de soporte).


CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA SISTEMA DE CIMENTACIÓN EN PILOTES																		
MEMORIAS DE CÁLCULO																		
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																		
Fecha: Octubre de 2025.																		
Caract. pilote	Db (m) =	0.3	Tipo:	Pre-Excavado								Grupo de pilotes	Separación (m)		1			
	L (m) =	4		Pequeño Desplazamiento			Método Aplicado:	Capacidad por punta:		Meyerhoff			# Pilotes/fila	1				
	Ab (m2) =	0.07		Pilote individual				Capacidad por Fuste:		Método β			# Pilotes/columna	1				
	Af (m2/m) =	0.94	Z(N.F)(m)	2.9									Eficiencia grupo		100%			
	Descripción del suelo		Esfuerzos en el suelo			SPT	Schmertmann, 1975			Resistencia límite	Resistencia por punta	Análisis de Resistencia por Fuste					Resistencia última	Resistencia Admisible
Z (m)	Tipo de Suelo	γ (KN/m3)	σv (Kpa)	μ (Kpa)	σv" (Kpa)	N60	φ°	C (Kpa)	Nq*	ql x Ab	Qp (KN)	Ks=ko	β	Fs (Kpa)	ΔQs (KN)	Qs (KN)	Qu (KN)	Qadm (KN)
1	Lleno	17	17	0	17	5.25	23	10	18	27.089	27.99	0.61	0.26	4.40	4.15	4.15	31.24	10.4128
2		17	34	0	34	9.75	26	10	30	50.961	78.46	0.57	0.27	9.26	8.73	12.88	63.84	21.2801
3	Limo arcilloso a limo arenoso residual	17	51	1	50	18.75	29	15	48	93.496	179.19	0.52	0.29	14.26	13.44	26.31	119.81	39.9369
4		17	68	11	57	24	30	15	55	112.511	231.14	0.50	0.29	16.46	15.52	41.83	154.34	51.4477
5		17	85	21	64	28.5	31	15	60	126.416	280.98	0.49	0.29	18.62	17.55	59.38	185.79	61.9314
6		17	102	31	71	33.75	32	15	70	151.851	360.85	0.48	0.29	20.78	19.59	78.96	230.82	76.9387
F.S.=		3		Qadm= 51.448 KN														
											Capacidad admisible							
											Qadm pilote=		12.862 KN/M.L.					
											Qadm grupo=		51.448 KN					


CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA SISTEMA DE CIMENTACIÓN EN PILOTES																				
MEMORIAS DE CÁLCULO																				
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																				
Fecha: Octubre de 2025.																				
Caract. pilote	Db (m) =	0.4	Tipo:	Pre-Excavado											Grupo de pilotes	Separación (m)	1			
	L (m) =	4		Pequeño Desplazamiento		Método Aplicado:	Capacidad por punta:	Meyerhoff		# Pilotes/fila	1									
	Ab (m2) =	0.13		Pilote individual			Capacidad por Fuste:	Método β		# Pilotes/columna	1									
	Af (m2/m) =	1.26	Z(N.F)(m)	2.9						Eficiencia grupo	100%									
	Descripción del suelo		Esfuerzos en el suelo			SPT	Schmertmann, 1975			Resistencia límite	Resistencia por punta	Análisis de Resistencia por Fuste					Resistencia última	Resistencia Admisible		
Z (m)	Tipo de Suelo	γ (KN/m3)	σv (Kpa)	μ (Kpa)	σv" (Kpa)	N60	φ°	C (Kpa)	Nq*	ql x Ab	Qp (KN)	Ks=ko	β	Fs (Kpa)	ΔQs (KN)	Qs (KN)	Qu (KN)	Qadm (KN)		
1	Lleno	17	17	0	17	5.25	23	10	18	48.158	49.76	0.61	0.26	4.40	5.53	5.53	53.69	17.8969		
2		17	34	0	34	9.75	26	10	30	90.597	139.49	0.57	0.27	9.26	11.64	17.17	107.77	35.9232		
3	Limo arcilloso a limo arenoso residual	17	51	1	50	18.75	29	15	48	166.215	318.56	0.52	0.29	14.26	17.91	35.09	201.30	67.1004		
4		17	68	11	57	24	30	15	55	200.019	410.92	0.50	0.29	16.46	20.69	55.78	255.80	85.2652		
5		17	85	21	64	28.5	31	15	60	224.740	499.51	0.49	0.29	18.62	23.39	79.17	303.91	101.3036		
6		17	102	31	71	33.75	32	15	70	269.958	641.51	0.48	0.29	20.78	26.12	105.29	375.24	125.0814		
F.S.=		3	Qadm =		85.265	KN													Capacidad admisible	
											Qadm pilote=		21.316	KN/M.L.						
											Qadm grupo=		85.265	KN						

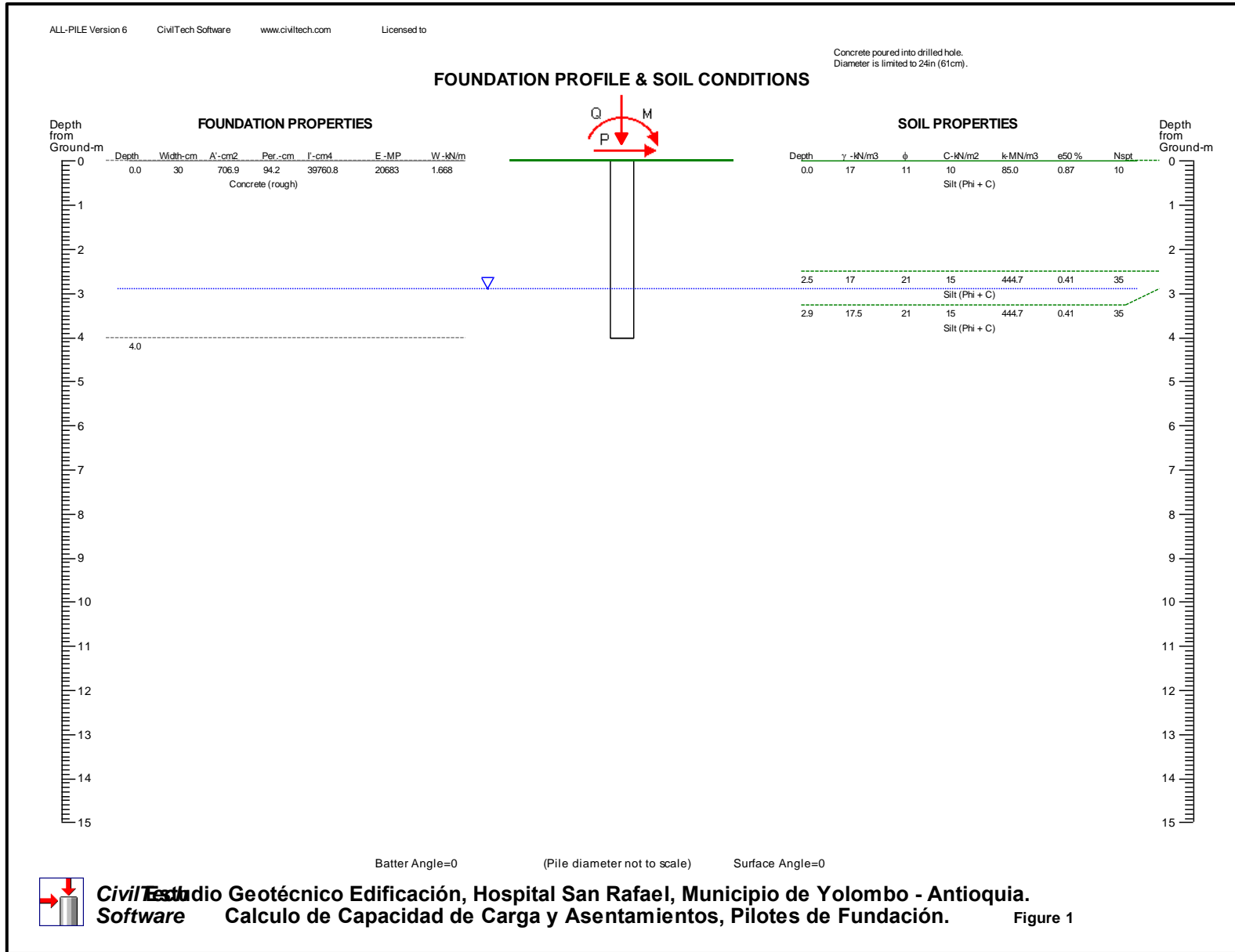


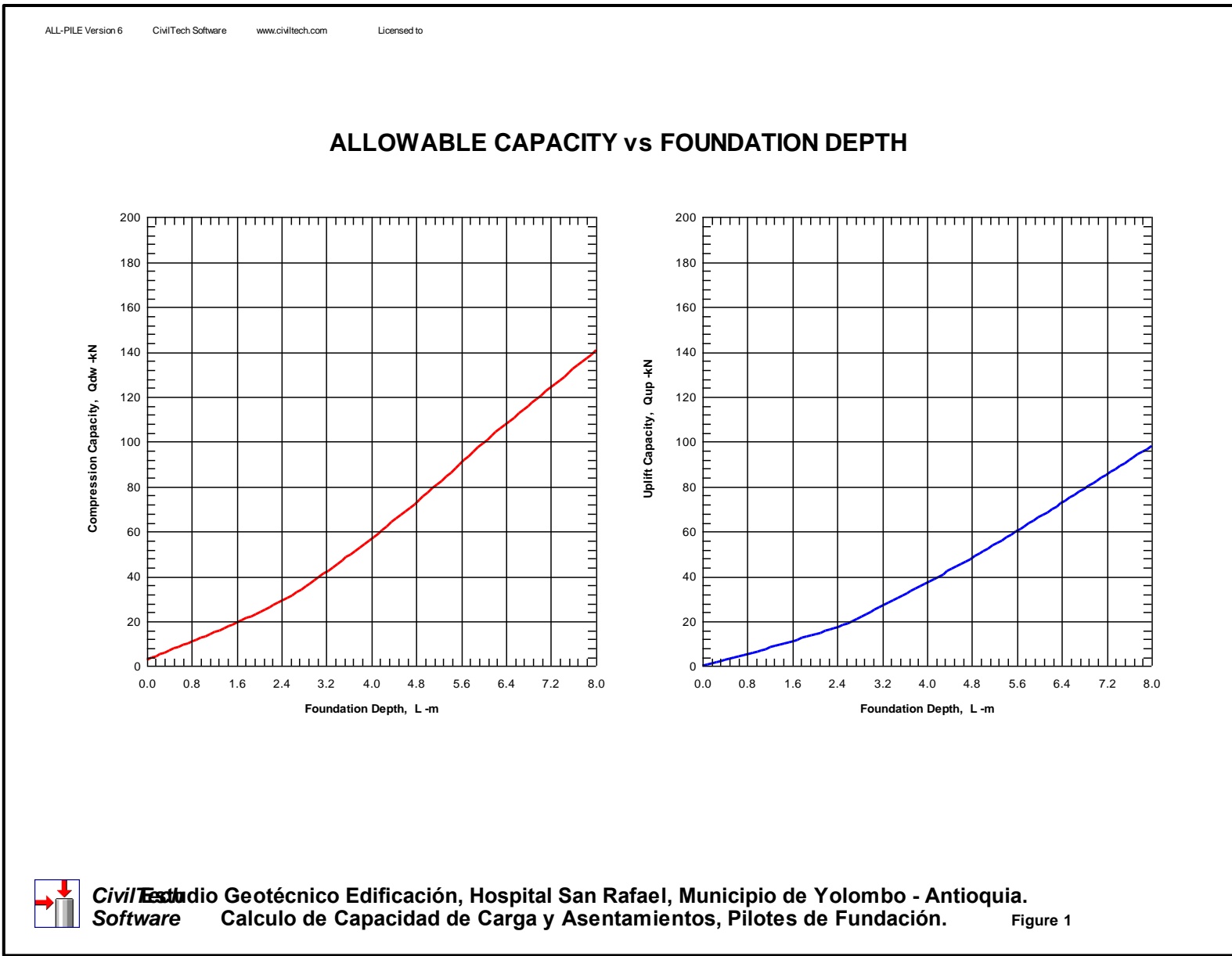
CÁLCULO DE CAPACIDAD DE CARGA SISTEMA DE CIMENTACIÓN EN PILOTES																		
MEMORIAS DE CÁLCULO																		
Proyecto: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.																		
Fecha: Octubre de 2025.																		
Caract. pilote	Db (m) =	0.5	Tipo:	Pre-Excavado									Grupo de pilotes	Separación (m)	1			
	L (m) =	4		Pequeño Desplazamiento	Método Aplicado:	Capacidad por punta:	Meyerhoff	# Pilotes/fila	1									
	Ab (m2) =	0.20		Pilote individual		Capacidad por Fuste:	Método β	# Pilotes/columna	1									
	Af (m2/m) =	1.57	Z(N.F)(m)	2.9				Eficiencia grupo	100%									
	Descripción del suelo		Esfuerzos en el suelo			SPT	Schmertmann, 1975			Resistencia límite	Resistencia por punta	Análisis de Resistencia por Fuste					Resistencia última	Resistencia Admisible
Z (m)	Tipo de Suelo	γ (KN/m3)	σv (Kpa)	μ (Kpa)	σv'' (Kpa)	N60	φ°	C (Kpa)	Nq*	ql x Ab	Qp (KN)	Ks=ko	β	Fs (Kpa)	ΔQs (KN)	Qs (KN)	Qu (KN)	Qadm (KN)
1	Lleno	17	17	0	17	5.25	23	10	18	75.247	77.75	0.61	0.26	4.40	6.92	6.92	82.16	27.3875
2		17	34	0	34	9.75	26	10	30	141.558	217.95	0.57	0.27	9.26	14.55	21.47	163.02	54.3412
3	Limo arcilloso a limo arenoso residual	17	51	1	50	18.75	29	15	48	259.711	497.75	0.52	0.29	14.26	22.39	43.86	303.57	101.1896
4		17	68	11	57	24	30	15	55	312.530	642.06	0.50	0.29	16.46	25.86	69.72	382.25	127.4167
5		17	85	21	64	28.5	31	15	60	351.156	780.49	0.49	0.29	18.62	29.24	98.96	450.12	150.0399
6		17	102	31	71	33.75	32	15	70	421.809	1002.36	0.48	0.29	20.78	32.64	131.61	553.42	184.4724
F.S.=		3	Qadm =		127.42	KN		Capacidad admisible										
										Qadm pilote=		31.854	KN/M.L.					
										Qadm grupo=		127.417	KN					

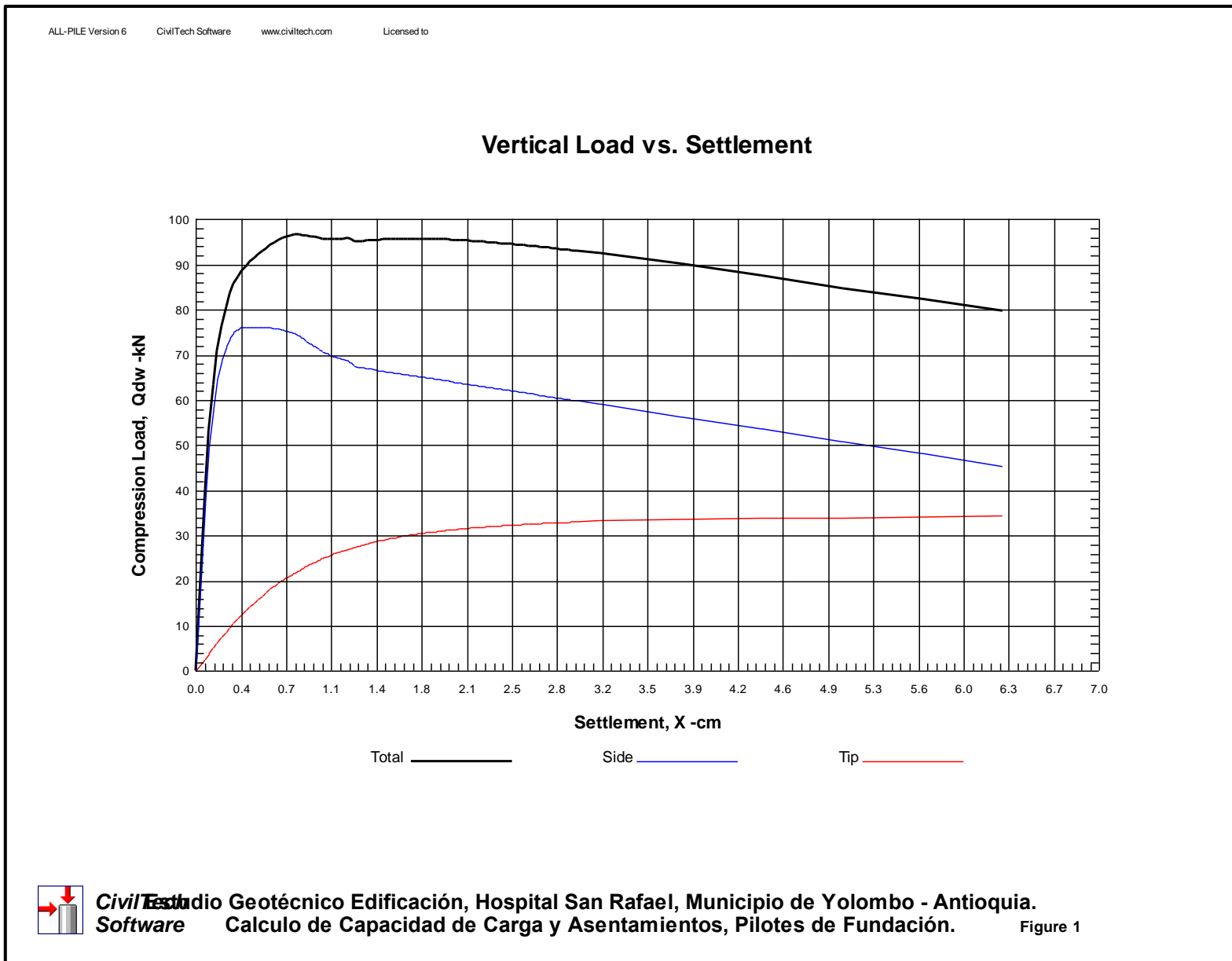


ASENTAMIENTO PILOTE DE FUNDACIÓN (Según cargas admisibles)												
MEMORIAS DE CÁLCULO												
Método de Cálculo: Vesic, 1977; Bowles, 1997.												
Proyecto:	Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.											
Suelo	Es (Kpa)=	21818		Pila	ϵ =	0.67	constante que depende de la naturaleza de la distribución de la resistencia por fricción superficial unitaria a lo largo del fuste.					
	μ S=	0.3			fc" (Mpa)	21	Resistencia a la compresión del concreto de la Pila					
	N1(72)=	35		Análisis de capacidad de carga (Cortante-Punzonamiento)		qadm_cp (KPa)	Análisis de Deformaciones			qadm_def (Kpa)		
						qadm_neta (Kpa)						
Estrato Portante	Db (m)	L (m)	Ap (m ²)	Ep (Kpa)	Qs (KN)	Qp (KN)	Qadm (KN)	Se (1) m	Se (2) m	Se (3) m	Se (m)	Método Qp
Limo arcilloso a limo arenoso residual	0.3	4	0.07	16497272.5	13.94	37.504	51.448	0.00016	0.006	0.0001	0.006	Braja
	0.4	4	0.13	16497272.5	18.59	66.673	85.265	0.00015	0.008	0.0002	0.008	Braja
	0.5	4	0.20	16497272.5	23.24	104.18	127.42	0.00015	0.009	0.0002	0.010	Braja

CORRELACIÓN GEOTÉCNICA DE PARÁMETROS GEOMECÁNICOS										
MEMORIAS DE CÁLCULO										
Parámetro:	Varios									
Proyecto:	Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.									
Fecha:	Noviembre de 2025									
Z(m)	γ (KN/m ³)	C (Kpa)	ϕ°	Ka	Kp	Es (Kpa)	v	Ks (KN/m ³)	Suelo	
0.0 - 2.50	17	10	11	0.7	1.5	11591	0.30	11102	Lleno	
2.50 - 6.50	17	15	21	0.5	2.1	21818	0.30	20898	Limo arcilloso a limo arenoso residual	







ALLPILE 6
VERTICAL ANALYSIS SUMMARY OUTPUT
Copyright by CivilTech Software 2005
www.civiltech.com
(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848

Title 1: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombo - Antioquia.
Title 2: Calculo de Capacidad de Carga y Asentamientos, Pilotes de Fundación.

TOTAL LOADS:
Vertical Load, Q: 51.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads: 1.0
Loads Supported by Pile Cap: 0 %

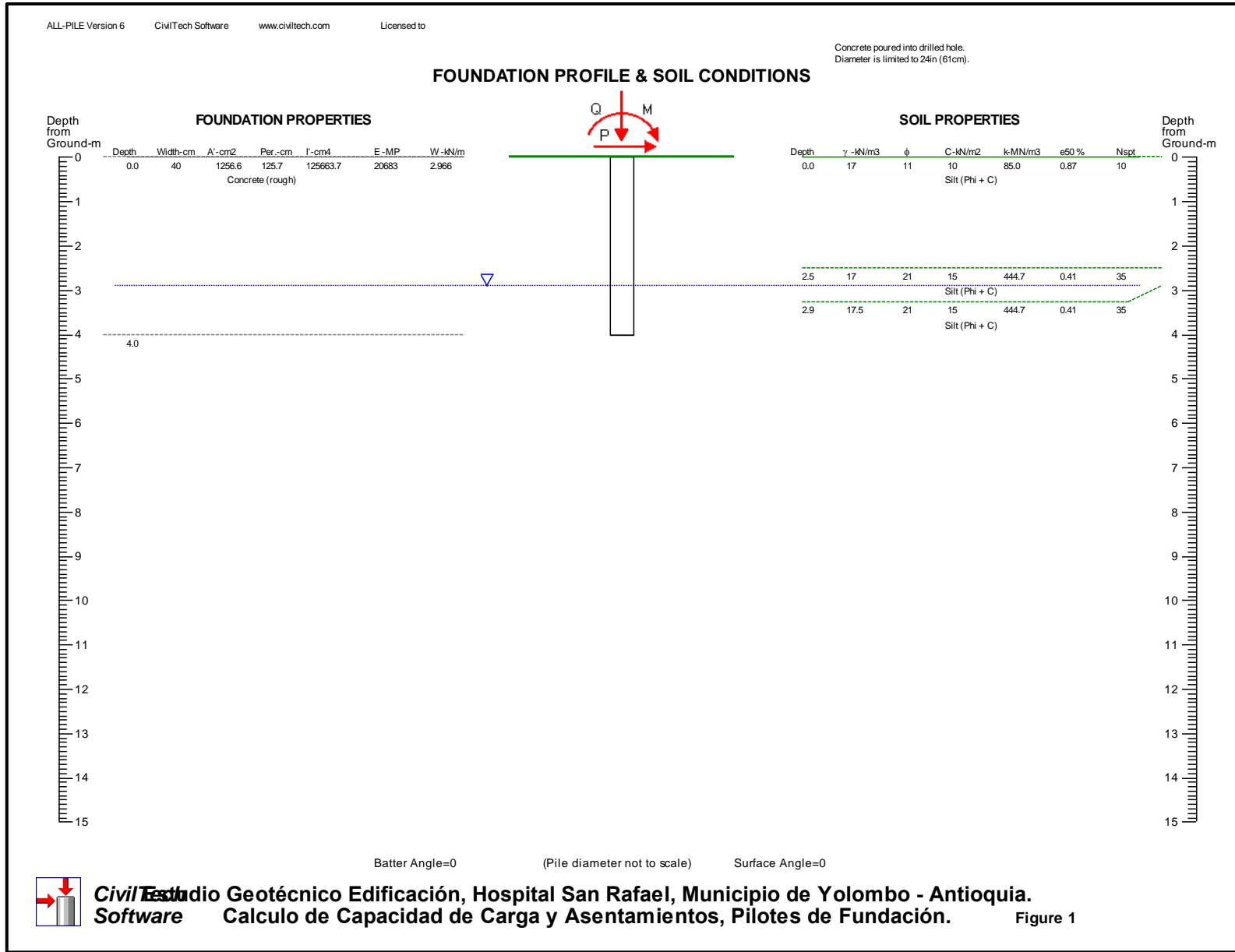
PILE PROFILE:
Pile Length, L= 4.0 -m
Top Height, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0.00 Batter Factor, Kbat= 1.00

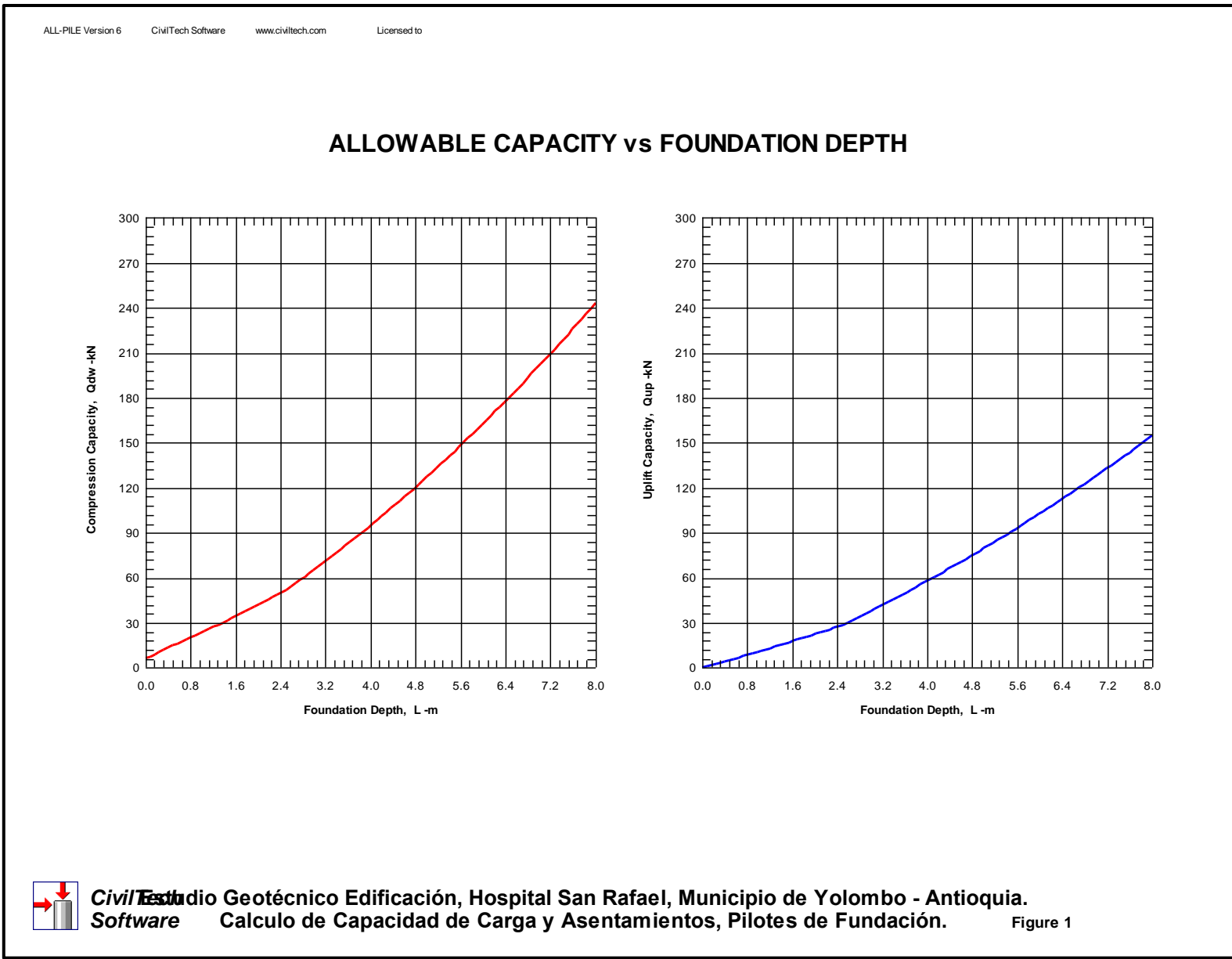
SINGLE PILE:
Deduction factor due to Group Effect, R= 1.00
Vertical Load= 51.45 -kN

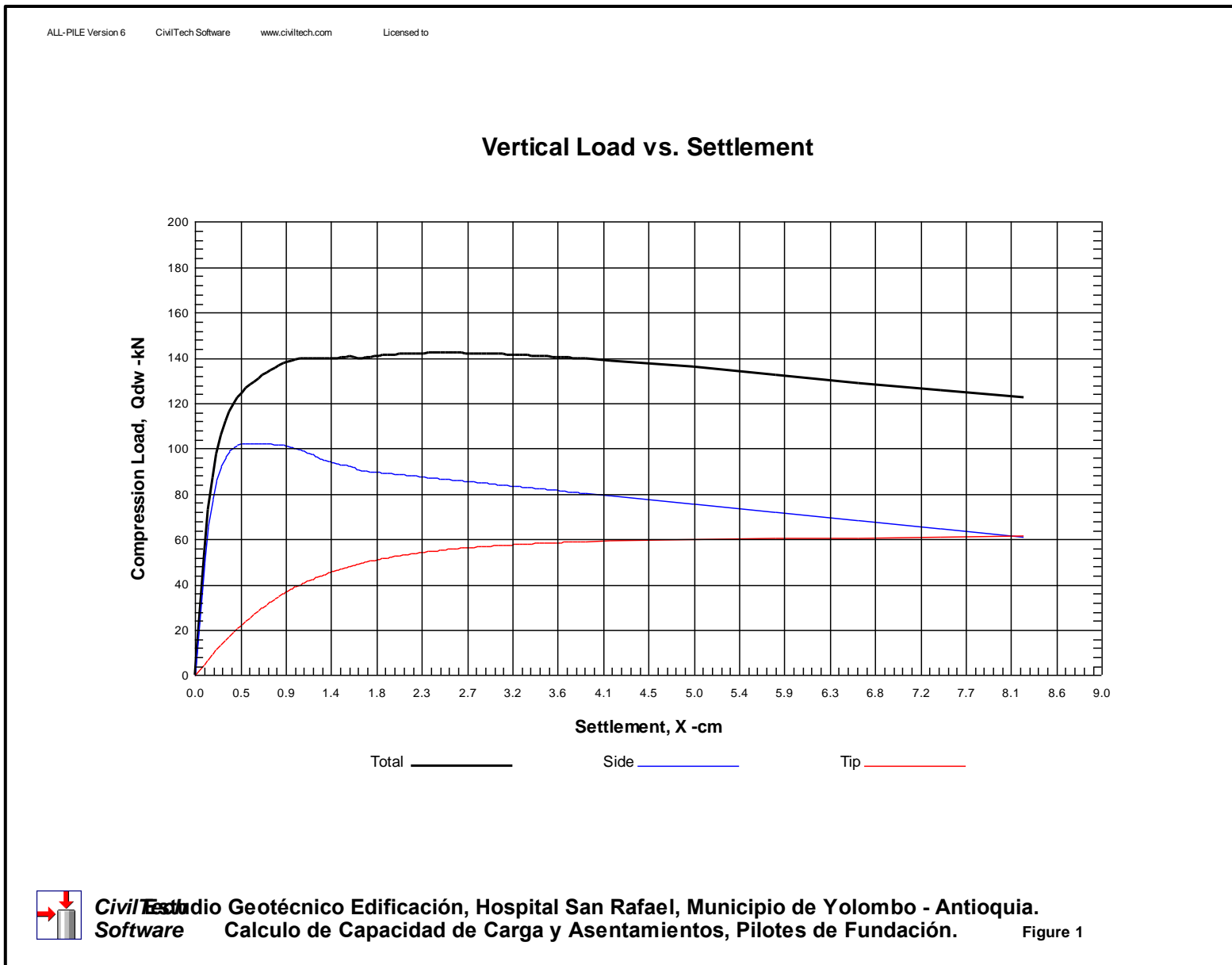
Single Pile Vertical Analysis:
Results:
Total Ultimate Capacity (Down)= 96.63-kN, Total Ultimate Capacity (Up)= 63.21-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 56.84-kN, Total Allowable Capacity (Up)= 37.18-kN
At Work Load= 51.45-kN, Settlement= 0.09685-cm
At Work Load= 51.45-kN, Secant Stiffness Kqx= 531.22-kN/cm
At Allowable Settlement= 2.500-cm, Capacity= 94.39-kN
Work Load, 51.45-kN, OK with the Capacity at Allowable Settlement= 2.50-cm, Capacity= 94.39-kN
Work Load, 51.45-kN, OK with the Allowable Capacity (Down)= 56.84-kN

FACTOR OF SAFETY:
FSSide FStip FSuplif FSweight
1.7 1.7 1.7 1.7

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.







ALLPILE 6
VERTICAL ANALYSIS SUMMARY OUTPUT
Copyright by CivilTech Software 2005
www.civiltech.com
(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848

Title 1: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombo - Antioquia.
Title 2: Calculo de Capacidad de Carga y Asentamientos, Pilotes de Fundación.

TOTAL LOADS:

Vertical Load, Q: 85.3 -kN
Load Factor for Vertical Loads: 1.0
Loads Supported by Pile Cap: 0 %

PILE PROFILE:

Pile Length, L= 4.0 -m
Top Height, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0.00 Batter Factor, Kbat= 1.00

SINGLE PILE:

Deduction factor due to Group Effect, R= 1.00
Vertical Load= 85.26 -kN

Single Pile Vertical Analysis:

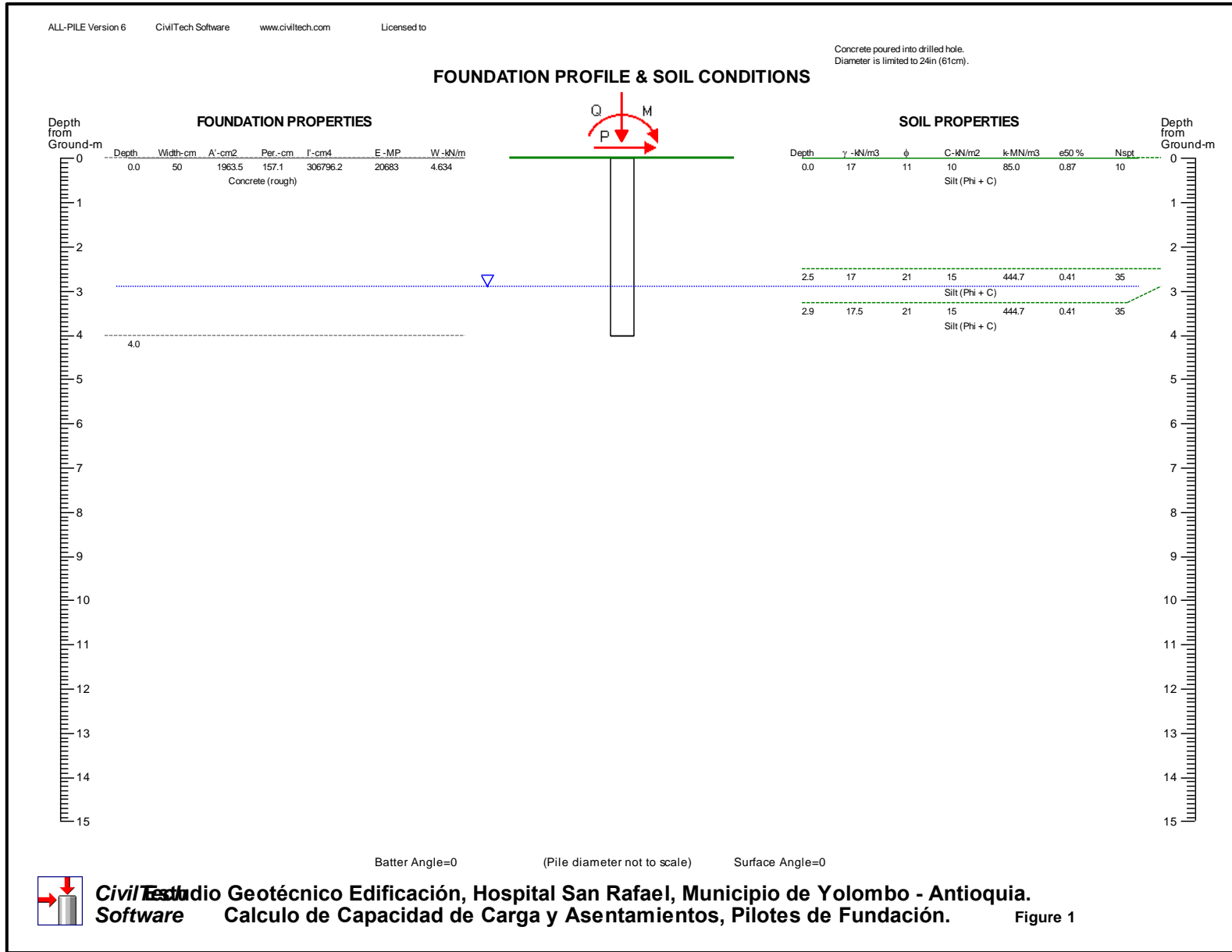
Results:

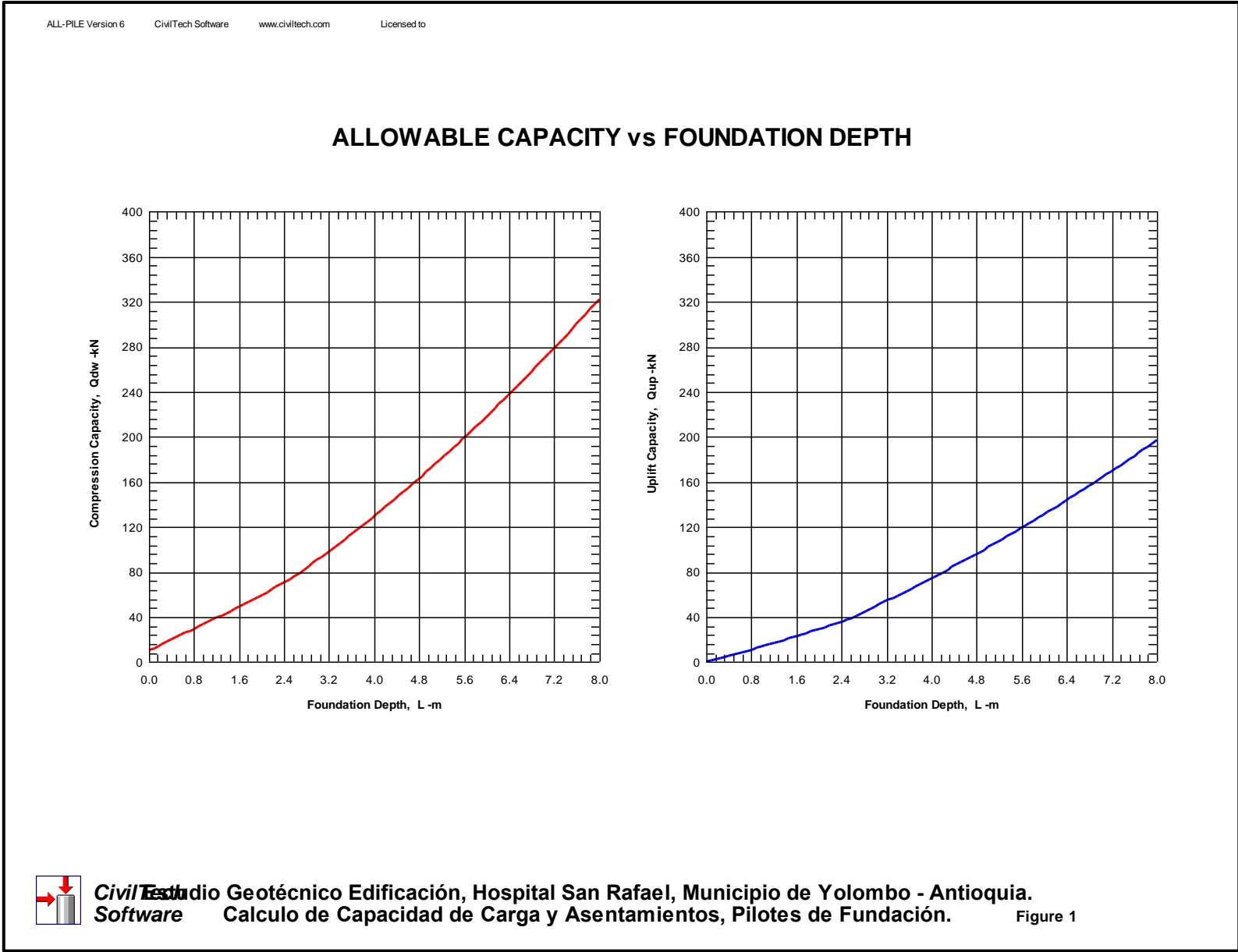
Total Ultimate Capacity (Down)= 142.21-kN, Total Ultimate Capacity (Up)= 86.97-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 94.80-kN, Total Allowable Capacity (Up)= 57.98-kN
At Work Load= 85.26-kN, Settlement= 0.16619-cm
At Work Load= 85.26-kN, Secant Stiffness Kqx= 513.07-kN/cm
At Allowable Settlement= 2.500-cm, Capacity= 142.20-kN
Work Load, 85.26-kN, OK with the Capacity at Allowable Settlement= 2.50-cm, Capacity= 142.20-kN
Work Load, 85.26-kN, OK with the Allowable Capacity (Down)= 94.80-kN

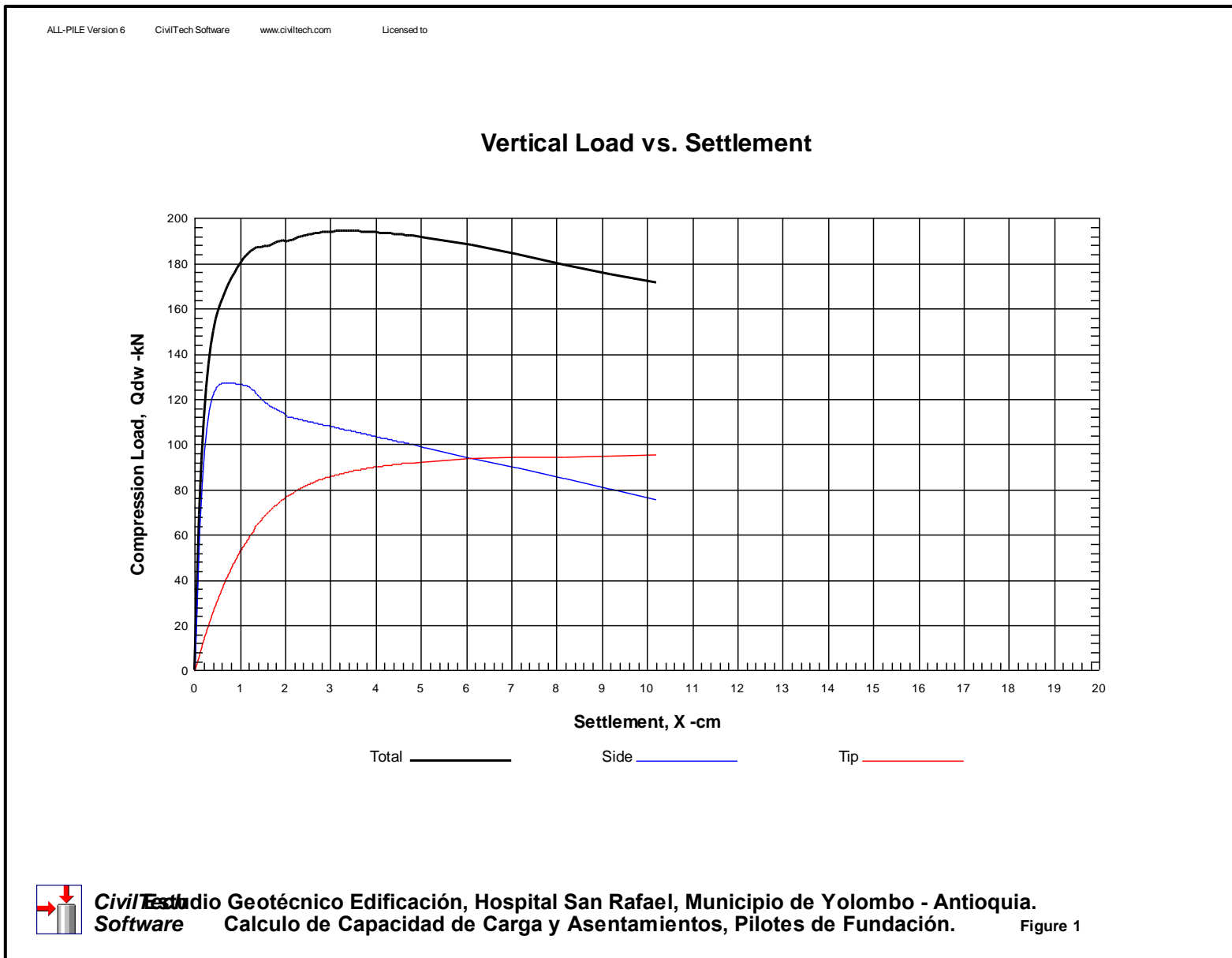
FACTOR OF SAFETY:

FSSide FStip FSuplif FSweight
1.5 1.5 1.5 1.5

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.







ALLPILE 6
VERTICAL ANALYSIS SUMMARY OUTPUT
Copyright by CivilTech Software 2005
www.civiltech.com
(425) 453-6488 Fax (425) 453-5848

Title 1: Estudio Geotécnico Edificación, Hospital San Rafael, Municipio de Yolombo - Antioquia.
Title 2: Calculo de Capacidad de Carga y Asentamientos, Pilotes de Fundación.

TOTAL LOADS:
Vertical Load, Q: 127.4 -kN
Load Factor for Vertical Loads: 1.0
Loads Supported by Pile Cap: 0 %

PILE PROFILE:
Pile Length, L= 4.0 -m
Top Height, H= 0 -m
Slope Angle, As= 0
Batter Angle, Ab= 0.00 Batter Factor, Kbat= 1.00

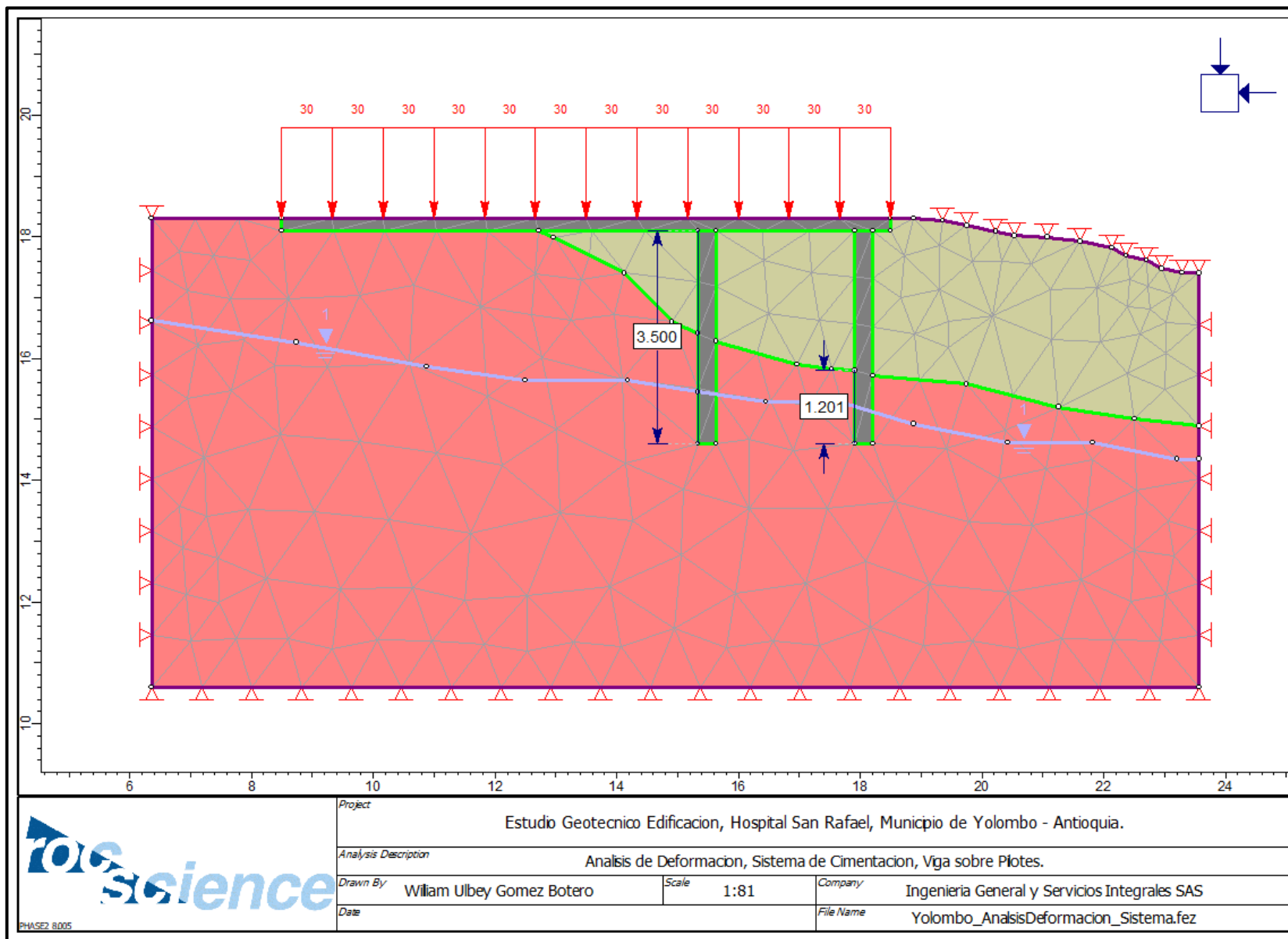
SINGLE PILE:
Deduction factor due to Group Effect, R= 1.00
Vertical Load= 127.42 -kN

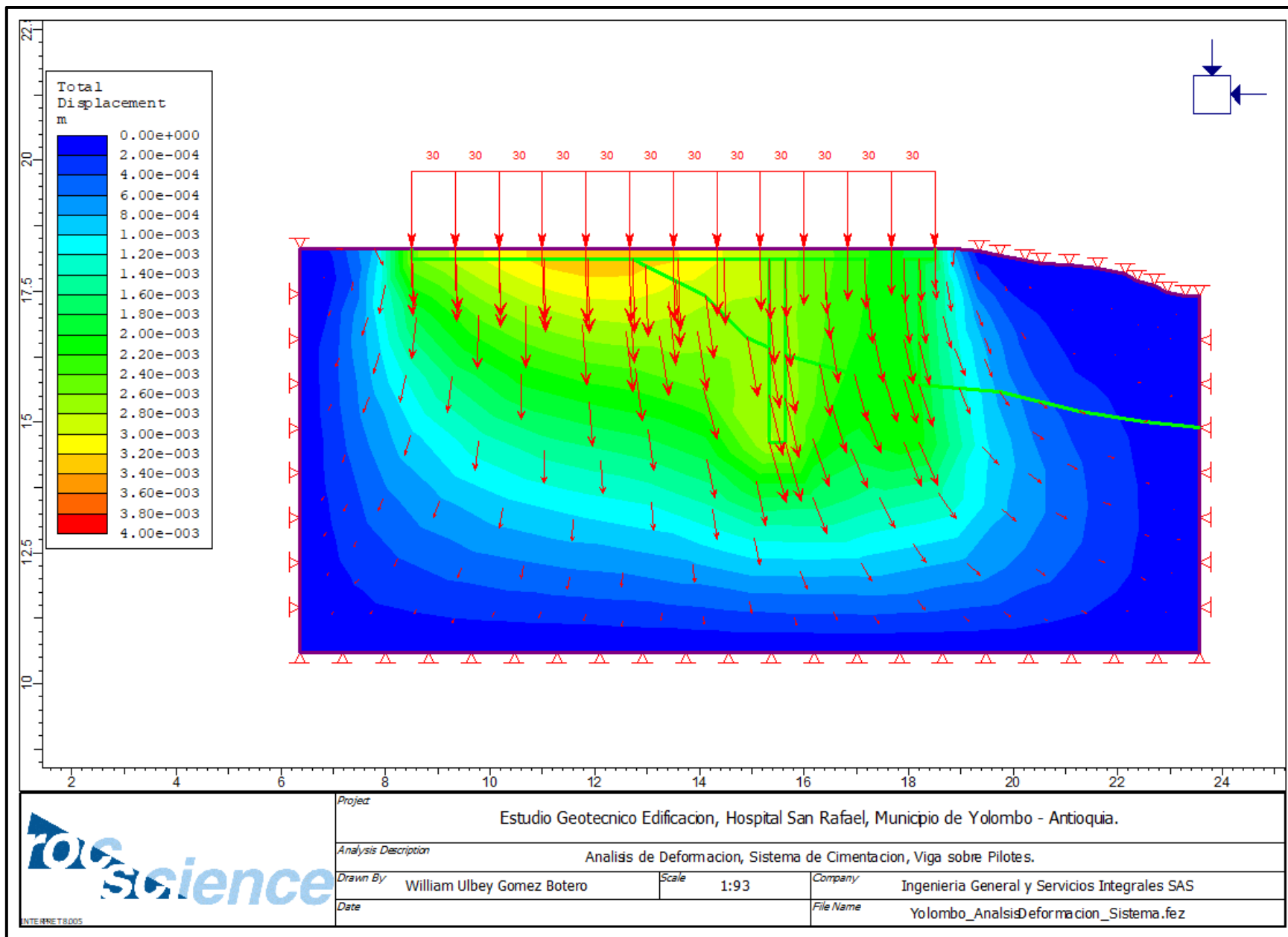
Single Pile Vertical Analysis:
Results:
Total Ultimate Capacity (Down)= 194.36-kN, Total Ultimate Capacity (Up)= 111.98-kN
Total Allowable Capacity (Down)= 129.57-kN, Total Allowable Capacity (Up)= 74.65-kN
At Work Load= 127.42-kN, Settlement= 0.27255-cm
At Work Load= 127.42-kN, Secant Stiffness Kqx= 467.52-kN/-cm
At Allowable Settlement= 2.500-cm, Capacity= 192.69-kN
Work Load, 127.42-kN, OK with the Capacity at Allowable Settlement= 2.50-cm, Capacity= 192.69-kN
Work Load, 127.42-kN, OK with the Allowable Capacity (Down)= 129.57-kN

FACTOR OF SAFETY:
FSSide FStip FSuplif FSweight
1.5 1.5 1.5 1.5

Note: If program can't find result or the result exceeds the up limits. The result shows 9999.

ANÁLISIS DE DEFORMACIÓN DEL SISTEMA DE CIMENTACIÓN







LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO : Estudio Geotécnico Edificación

FECHA: Septiembre de 2025

PERF: 1

Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.

MUESTRA N° 4

CLIENTE: Hospital San Rafael.

PROFUNDIDAD (m) : 4.0-4.45

DESCRIPCION: Limo de baja plasticidad de color rojizo, amarillo y blanco.

CLASIFICACION DE SUELOS (U.S.C - AASHTO)

PESO INICIAL		102.6	FINAL	
TAMIZ		PESO. RET INDI	% RET. INDIV.	% QUE PASA
Pulg	mm			
3"	76.20	0.0	0.0	100.0
2-1/2"	63.50	0.0	0.0	100.0
2"	50.80	0.0	0.0	100.0
1-1/2"	38.10	0.0	0.0	100.0
1"	25.40	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.70	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.52	0.0	0.0	100.0
N°4	4.76	0.0	0.0	100.0
N°10	2.00	0.0	0.0	100.0
N°20	0.84	0.0	0.0	100.0
N°40	0.43	1.1	1.1	98.9
N°80	0.18	0.0	0.0	98.9
N°200	0.07	19.0	18.5	80.4
Pasan		82.5	80.4	
Totales =		102.6		

CLASIFICACION

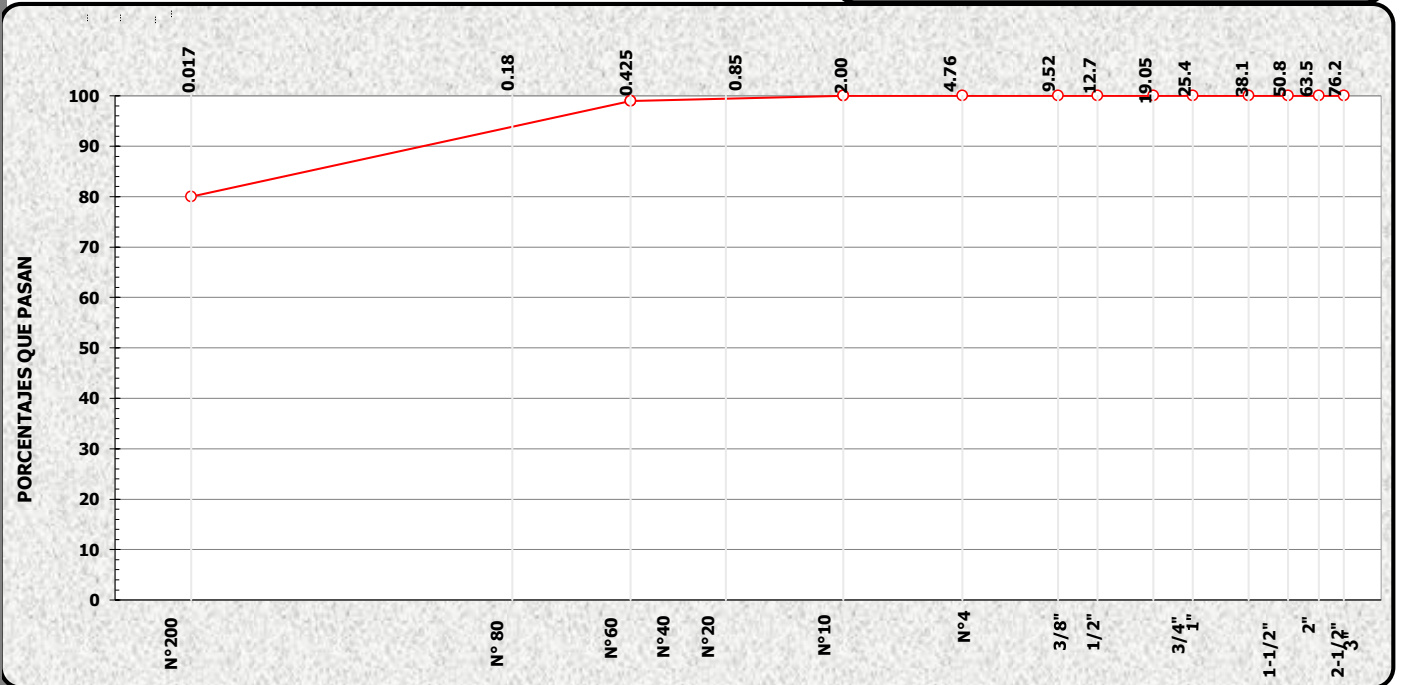
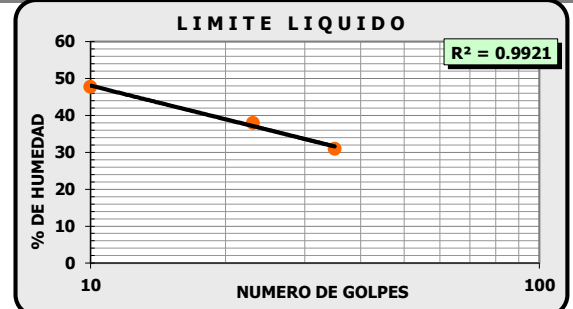
LIMITE LIQUIDO	36	AASHTO
LIMITE PLASTICO	33	A-4
INDICE DE PLASTICIDAD	3	U.S.C.S
INDICE DE GRUPO	4	ML

OBSERVACIONES :

LIMITE LIQUIDO			
ENSAYO N°	1	2	3
TARA N°	218	288	120
N° DE GOLPES	10	23	35
PESO SUELO+TARA HUMEDO	22.06	23.52	21.87
PESO SUELO+TARA SECO	17.03	18.84	18.42
PESO TARA	6.5	6.5	7.3
% DE HUMEDAD	47.77	37.96	31.03

LIMITE PLASTICO			% Humedad Natural
ENSAYO N°	1	2	
TARA N°	119	334	189
PESO SUELO+TARA HUMEDO	17.25	16.57	38.93
PESO SUELO+TARA SECO	14.51	14.07	33.50
PESO TARA	6.4	6.5	10.6
% DE HUMEDAD	33.70	33.03	23.7

CU	0.0
CC	0.0
D 10	0.00
D 30	0.00
D 60	0.00
0.00	0.00



LABORATORIO

RESPONSABLE :

Elaborado por: Y.T.B.

Aprobado por: W.G.B.



LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO : Estudio Geotécnico Edificación

FECHA: Septiembre de 2025

PERF: 2

Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.

MUESTRA N° 3

CLIENTE: Hospital San Rafael.

PROFUNDIDAD (m) : 3.0 - 3.45

DESCRIPCION: Limo arenoso de color rojizo y pardo con pintas blancas.

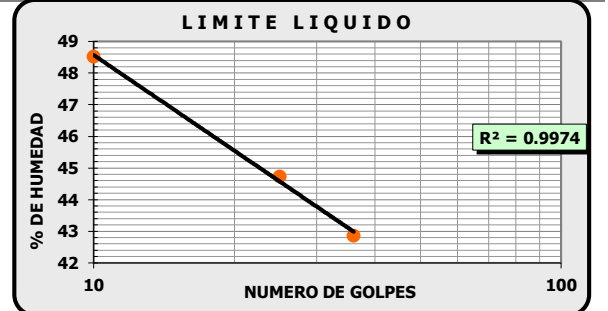
CLASIFICACION DE SUELOS (U.S.C - AASHTO)

PESO INICIAL		90.1	FINAL	% QUE PASA
TAMIZ				
Pulg	mm	PESO. RET INDI	% RET. INDIV.	
3"	76.20	0.0	0.0	100.0
2-1/2"	63.50	0.0	0.0	100.0
2"	50.80	0.0	0.0	100.0
1-1/2"	38.10	0.0	0.0	100.0
1"	25.40	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.05	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.70	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.52	0.0	0.0	100.0
N°4	4.76	0.0	0.0	100.0
N°10	2.00	2.5	2.8	97.2
N°20	0.84	0.0	0.0	97.2
N°40	0.43	21.2	23.5	73.7
N°80	0.18	0.0	0.0	73.7
N°200	0.07	15.7	17.4	56.3
Pasan		50.7	56.3	
Totales =		90.1		

LIMITE LIQUIDO			
ENSAYO N°	1	2	3
TARA N°	140	10	158
N° DE GOLPES	10	25	36
PESO SUELO+TARA HUMEDO	29.23	26.59	24.48
PESO SUELO+TARA SECO	23.15	21.7	19.07
PESO TARA	10.62	10.8	6.5
% DE HUMEDAD	48.52	44.74	42.87

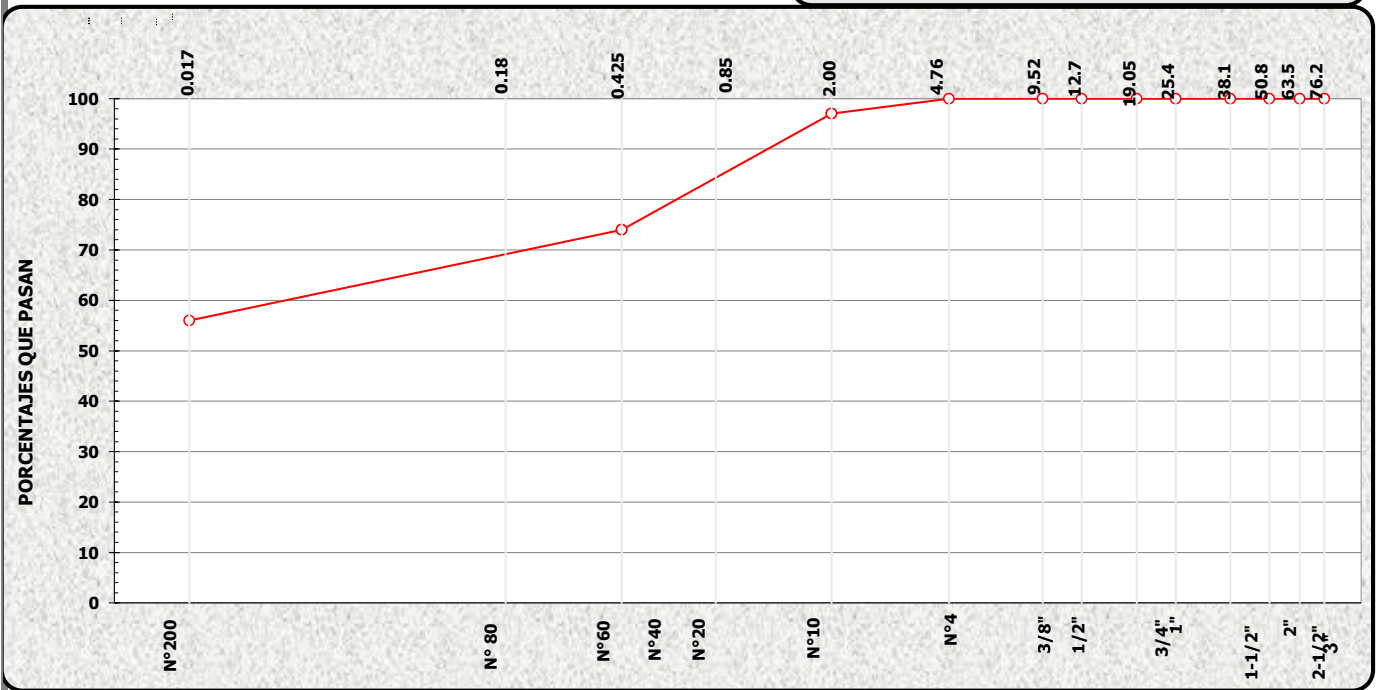
LIMITE PLASTICO			% Humedad Natural
ENSAYO N°	1	2	
TARA N°	160	291	114
PESO SUELO+TARA HUMEDO	22.53	20.14	47.86
PESO SUELO+TARA SECO	19.42	16.45	40.80
PESO TARA	10.8	6.6	10.6
% DE HUMEDAD	36.00	37.31	23.4

CU	0.0
CC	0.0
D 10	0.00
D 30	0.00
D 60	0.04



CLASIFICACION		
LIMITE LIQUIDO	45	AASHTO
LIMITE PLASTICO	37	A-5
INDICE DE PLASTICIDAD	8	U.S.C.S
INDICE DE GRUPO	4	ML

OBSERVACIONES :



LABORATORIO

RESPONSABLE :

Elaborado por: Y.T.B.

Aprobado por: W.G.B.



LABORATORIO DE SUELOS

PROYECTO : Estudio Geotécnico Edificación

FECHA: Septiembre de 2025

PERF: 3

Hospital San Rafael, Municipio de Yolombó - Antioquia.

MUESTRA N° 2

CLIENTE: Hospital San Rafael.

PROFUNDIDAD (m) : 2.0-2.45

DESCRIPCION: Limo arenoso de color rojizo con zonas pardo y pintas blancas.

CLASIFICACION DE SUELOS (U.S.C - AASHTO)

PESO INICIAL		123.4	FINAL		
TAMIZ		PESO. RET INDI	% RET. INDIV.	% QUE PASA	
Pulg	mm				
3"	76.20	0.0	0.0	100.0	
2-1/2"	63.50	0.0	0.0	100.0	
2"	50.80	0.0	0.0	100.0	
1-1/2"	38.10	0.0	0.0	100.0	
1"	25.40	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.05	0.0	0.0	100.0	
1/2"	12.70	0.0	0.0	100.0	
3/8"	9.52	0.0	0.0	100.0	
N°4	4.76	2.3	1.9	98.1	
N°10	2.00	6.6	5.3	92.8	
N°20	0.84	0.0	0.0	92.8	
N°40	0.43	11.7	9.5	83.3	
N°80	0.18	0.0	0.0	83.3	
N°200	0.07	12.3	10.0	73.3	
Pasan		90.5	73.3		
Totales =		123.4			

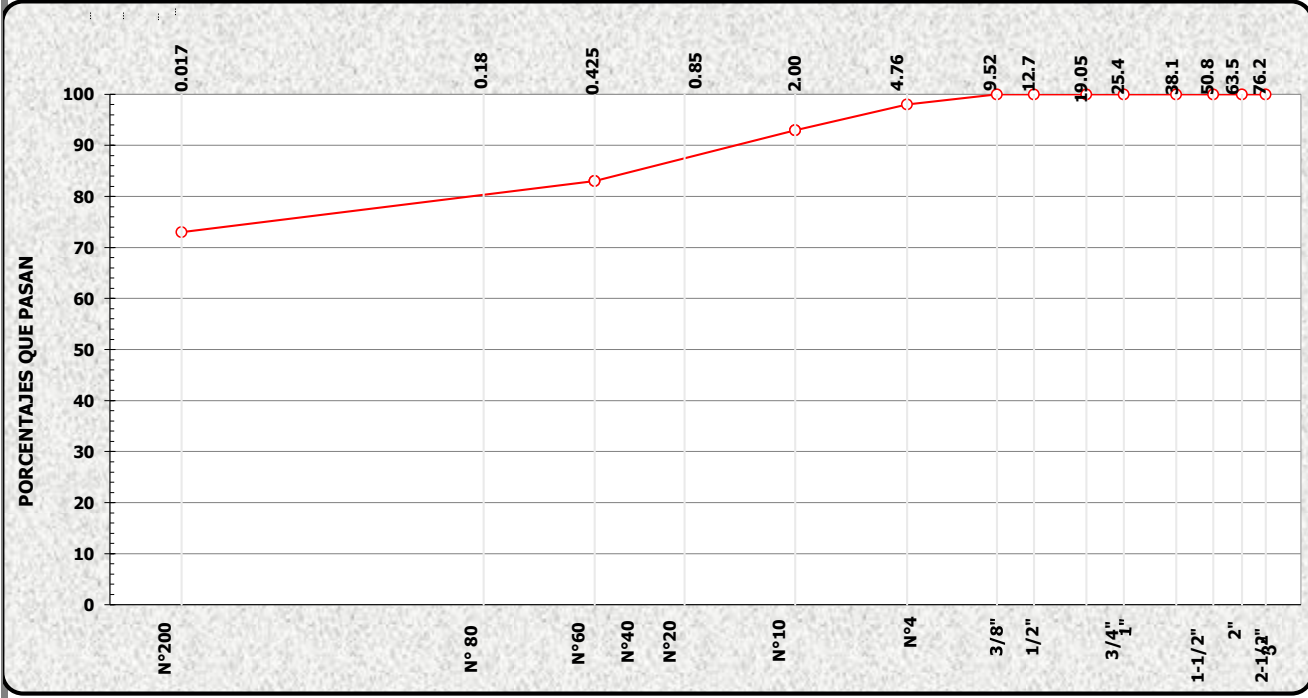
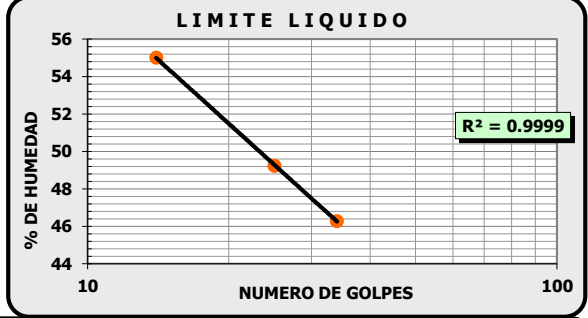
LIMITE LIQUIDO			
ENSAYO N°	1	2	3
TARA N°	200	211	23
N° DE GOLPES	14	25	34
PESO SUELO+TARA HUMEDO	33.46	29.81	28.22
PESO SUELO+TARA SECO	23.85	22.08	21.31
PESO TARA	6.38	6.4	6.4
% DE HUMEDAD	55.01	49.24	46.28

LIMITE PLASTICO				% Humedad Natural
ENSAYO N°	1	2		
TARA N°	135	100	202	
PESO SUELO+TARA HUMEDO	21.04	22.15	29.15	
PESO SUELO+TARA SECO	17.53	18.39	25.03	
PESO TARA	6.4	6.5	6.8	
% DE HUMEDAD	31.54	31.52	22.6	

CLASIFICACION			
LIMITE LIQUIDO	48	AASHTO	
LIMITE PLASTICO	32	A-7-5	
INDICE DE PLASTICIDAD	16	U.S.C.S	
INDICE DE GRUPO	13	ML	

OBSERVACIONES :

CU	0.0
CC	0.0
D 10	0.00
D 30	0.00
D 60	0.00
	0.00



LABORATORIO
Elaborado por: Y.T.B.

RESPONSABLE :
Aprobado por: W.G.B.