

“Identificación del Fenómeno Mecánico, a partir de Lesiones Asociadas con fisuras y grietas en vivienda de esquina en el Barrio Manrique, en la ciudad de Medellín”

Ing. Luisa Fernanda Mesa Rivera, cédula: 1.037.618.704

Ing. Katerine Mesa Calderón, cédula: 1.018.348.884

Ing. Brayhan Felipe Montealegre Embus, cédula: 1.075.257.919

Universidad Santo Tomas

Patología de la Construcción

Medellín -Antioquia

2024

“Identificación del Fenómeno Mecánico, a partir de Lesiones Asociadas con fisuras y grietas en vivienda de esquina en el Barrio Manrique, en la ciudad de Medellín”

Ing. Luisa Fernanda Mesa Rivera, cédula: 1.037.618.704

Ing. Katerine Mesa Calderón, cédula: 1.018.348.884

Ing. Brayhan Felipe Montealegre Embus, cédula: 1.075.257.919

Informe final de Opción de Grado

Asesor

Arq. Walter Mauricio Barreto

Universidad Santo Tomas

Patología de la Construcción

Medellín-Antioquia

2024

NOTA DE ACEPTACIÓN

Presidente del Jurado

Jurado

Jurado

Agradecimientos

A Dios por darme la vida.

A familiares y amigos por brindarme su apoyo incondicional.

Al personal docente por impartirnos sus conocimientos.

A todos los que de una forma hicieron parte de este proyecto.

Contenido

	Pág.
Introducción	11
Aspectos Generales del Trabajo de Investigación	13
Objeto o tema de investigación (Justificación)	13
Contextualización	13
Problema de investigación	15
<i>Pregunta de investigación</i>	16
Objetivos	17
General	17
Específicos	17
Bases Teóricas y Definiciones Conceptuales	18
Antecedentes	18
Marco Teórico	18
<i>Patología constructiva</i>	18
<i>Lesiones</i>	19
<i>Causa de la lesión</i>	20
Metodología	25
Diseño de investigación	25
Población y muestra	25
Instrumentos de recolección de datos	25
Procesamiento de la información	26
Análisis de datos de la investigación	31

Conclusiones	32
Bibliografía	34
Anexos	35

Lista de Esquemas

	Pág.
Esquema 1. Localización del paciente	14
Esquema 2. Vivienda seleccionada.....	14
Esquema 3. Modelo del paciente en 3D.....	14
Esquema 4. Corte de fachada paciente en 3D	15
Esquema 5. Gráfico indicando la dirección del giro (fuente propia)	16
Esquema 6. Edificio sometido a torsión	21
Esquema 7. Fisuración por efecto de torsión en la viga.	21
Esquema 8. Descripción de fisuras por irregularidad en planta.....	24
Esquema 9. Línea de paramento Piso 1 (verde), Piso 2 (azul), Piso 3 (fucsia), Piso 4 -Terraza (naranja).	27
Esquema 10. Detalle Punto A (Puntos P1, P2, P3 y P4).....	28
Esquema 11. Detalle Punto B (Puntos P5, P6 y P7)	28
Esquema 12. Detalle Punto C (Puntos P8, P9 y P10)	28
Esquema 13. Detalle Punto D (Puntos P11, P12, P13 y P14).....	29
Esquema 14. Detalle Punto E (Puntos P15, P16, P17 y P18)	29
Esquema 15. Detalle Punto F (Puntos P19, P20, y P21).....	29
Esquema 16. Detalle Punto G (Puntos P22, P23, P24 y P25).....	30

Lista de Anexos

	Pág.
Anexo A. Registro Fotográfico.....	35
Anexo B. Fichas de Inspección visual	42
Anexo C. Estudio de suelos	46

Resumen

Las lesiones presentadas en el paciente “Vivienda de tres niveles, ubicada en el barrio Manrique, en la Ciudad de Medellín”, debidas a un movimiento rotacional definido como “Torsión”, el cual tiene como origen la sumatoria de varios factores, que por sí solos, serían insignificantes para el daño, las razones patológicas de la causa primaria presente en el paciente son:

1. Localización, debido a que es una casa de esquina
2. Topografía, como se mencionó anteriormente, es una casa esquinera.
3. Mantenimiento insuficiente, es una vivienda de más de 50 años de construida y se puede observar la falta de mantenimiento de esta.
4. La rigidez de los materiales.

El movimiento rotacional, como causa primaria de las lesiones presentadas en el caso de estudio, debido al empuje generado por las viviendas vecinas (en orden ascendente en el sentido de la pendiente); y entendiendo que esta fuerza de empuje se da debido a la componente horizontal del peso propio de cada una de las viviendas ubicadas ascendentemente sobre la pendiente de la vía (calle 71).

La vivienda en estudio, al ser una casa de esquina, y sufriendo el empuje generado por las viviendas sobre la calle 71; tiene una condición de empotramiento debido a la carrera 33; el cual impide su desplazamiento y generándose así el movimiento torsional.

Palabras Clave: torsión estructural, lesiones en edificaciones, vivienda de esquina, pendiente empuje de viviendas, mantenimiento insuficiente, rigidez de materiales

Abstract

The injuries presented in the patient “Three-level house, located in the Manrique neighborhood, in the City of Medellín”, due to a rotational movement defined as “Torsion”, which has as its origin the sum of several factors, which in themselves alone, they would be insignificant for the damage, the pathological reasons for the primary cause present in the patient are:

1. Location, because it is a corner house
2. Topography, as mentioned above, it is a corner house.
3. Insufficient maintenance, it is a house built more than 50 years ago and the lack of maintenance can be observed.
4. The rigidity of the materials.

Rotational movement, as the primary cause of the injuries presented in the case study, due to the push generated by the neighboring homes (in ascending order in the direction of the slope); and understanding that this thrust force occurs due to the horizontal component of the self-weight of each of the homes located upward on the slope of the road (71st Street).

The home under study, being a corner house, and suffering from the push generated by the homes on 71st Street; It has a jammed condition due to race 33; which prevents its movement and thus generates torsional movement.

Keywords: structural torsion, building damage, corner housing, slope thrust of housing, insufficient maintenance, material rigidity.

Introducción

El contexto histórico y tectónico de la cercanía de múltiples fuentes sísmicas en la ciudad de Medellín, en el departamento de Antioquia, permite evidenciar acciones geológicas activas, en donde a partir de los rasgos de deformación de las estructuras, sugieren eventos sísmicos de magnitud importantes entre los 6 y 7 grados Richter. Las construcciones de viviendas antiguas, la falta de ordenamiento territorial y las periferias de la ciudad, evidencia que aproximadamente un 30% de la población, ignora el riesgo del desempeño estructural de sus viviendas ante un evento sísmico fuerte. Además, cabe resaltar que las condiciones de las edificaciones mencionadas son “no profesionales” y no cumplen con los requisitos de normas sismoresistentes.

Un porcentaje significativo de las viviendas en Medellín, especialmente en las zonas periféricas, fueron construidas en décadas pasadas sin considerar las normas sísmicas actuales. Estas edificaciones, caracterizadas por su construcción no profesional y materiales tradicionales como la mampostería, presentan una vulnerabilidad particular ante sismos. La falta de estudios detallados sobre el comportamiento sísmico de este tipo de construcciones, aunado a la presencia de irregularidades geométricas y la posibilidad de torsión en estos sistemas estructurales, agrava la situación.

La torsión, un fenómeno que consiste en la rotación de una sección transversal de un elemento estructural alrededor de su eje longitudinal, es de particular relevancia en edificaciones con plantas irregulares o con distribuciones de masa asimétricas. En el caso de las viviendas de mampostería tradicional, la torsión puede generar concentraciones de esfuerzos y fisuras, comprometiendo la integridad estructural y poniendo en riesgo la vida de sus ocupantes.

Este estudio se centra en demostrar mediante la evidencia clínica la existencia de torsión de una vivienda unifamiliar de tres niveles, construida con mampostería tradicional en el barrio

Manrique de la ciudad de Medellín. Adicionalmente, realizaremos un análisis topográfico para verificar el desplazamiento calculado; Utilizando equipo especializado, evaluaremos la verticalidad de la estructura y cuantificaremos el desplazamiento real, corroborando así los resultados obtenidos a partir de los datos suministrados.

Aspectos Generales del Trabajo de Investigación

Objeto o tema de investigación (Justificación)

El estudio analiza una vivienda en mampostería simple, construida hace más de 50 años en una zona de altas pendientes. Esta edificación presenta múltiples grietas y fisuras debidas a un movimiento torsional que está sufriendo la edificación, esto sumado a la falta de mantenimiento ha llevado la vivienda a un deterioro progresivo.

Contextualización

Localización. La edificación en estudio es una vivienda esquinera ubicada en el Barrio Manrique (zona nororiental, comuna No. 3, sector Versalles No. 1) en la Ciudad de Medellín, departamento de Antioquia.

Es una casa de tres niveles, esquinera, ubicada sobre una pendiente de aproximadamente 60% de inclinación.

Dirección. Carrera 33 # 70 - 74, barrio Manrique.

Fecha de Construcción. Se estima más de 50 años.

Uso previsto actual. Es una casa parcialmente habitada, de uso residencial.

Sistema constructivo utilizado. El sistema estructural de la vivienda es Mampostería simple, por lo que todas las cargas verticales y horizontales son resistidas por los muros, losas aligeradas con ladrillo hueco.

Estado general de la conservación. Se pudo constatar con el propietario que la vivienda no ha sido intervenida con fines de reparación y/o mejoras; se puede decir que el estado de deterioro de la vivienda es alto.

Esquema 1. Localización del paciente



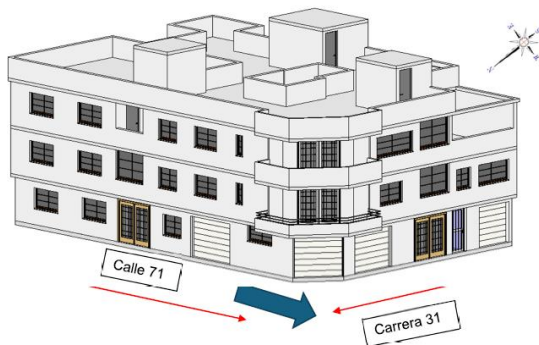
Nota: Localización a nivel nacional, regional y local del paciente, caso de estudio.
Fuente: GOOGLE EARTH.

Esquema 2. Vivienda seleccionada



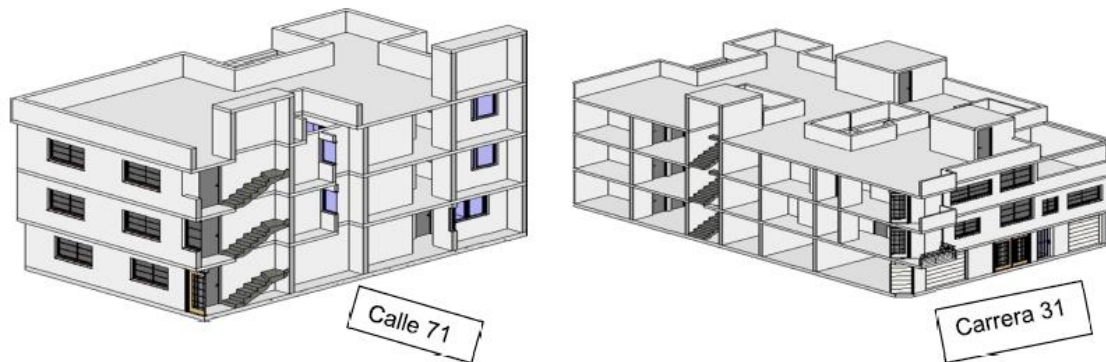
Nota: Alzada del paciente sobre Calle 71, caso de estudio: “Vivienda esquinera de tres niveles, ubicada en el Barrio Manrique”. –
Fuente: GOOGLE EARTH.

Esquema 3. Modelo del paciente en 3D



Nota: Alzada del paciente sobre Calle 71, caso de estudio: “Vivienda esquinera de tres niveles, ubicada en el Barrio Manrique”.
Fuente: autor

Esquema 4. Corte de fachada paciente en 3D



Nota: Alzada del paciente (distribución interior), caso de estudio: “Vivienda esquinera de tres niveles, ubicada en el Barrio Manrique”

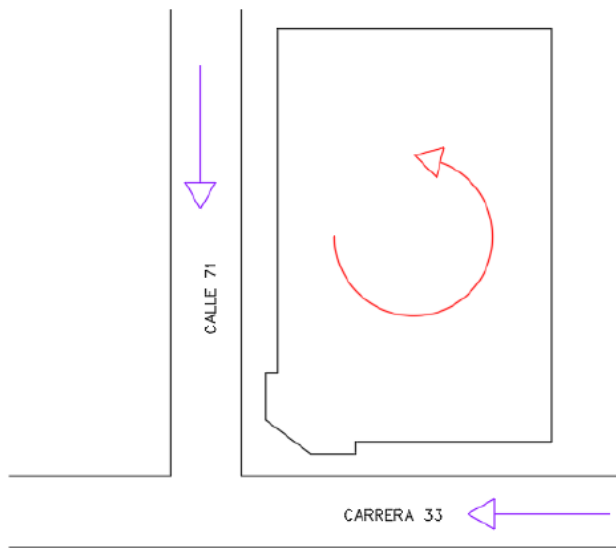
Fuente: autor

Problema de investigación

La edificación en estudio presenta grietas y fisuras debidas a un movimiento torsional dado su ubicación en esquina, mediante las visitas y recorridos realizados en campo, se tomó registro fotográfico del edificio en estudio, con la finalidad de identificar posibles “patrones” de comportamiento y/o deterioro, así como identificar las principales patologías presentes en la estructura. Se evidencia sobre la fachada una serie de fisuras con orientación diagonal, formadas por fisuras más pequeñas, lo cual muestra una posible tendencia torsional.

La estructura en estudio se encuentra ubicada en la esquina formada entre la carrera 33 y la pendiente sobre la calle 71 es mucho mayor que la pendiente sobre la carrera 33. Se presenta en el Esquema 5 con color morado el sentido en el cual disminuye la pendiente de ambas vías. De acuerdo con la evidencia clínica recopilada en campo (ver Anexo 1. Registro fotográfico), puede establecerse que la estructura está presentando un movimiento torsional (giro) como se muestra en el Esquema 5 (se muestra con color rojo el sentido del giro), lo cual ha provocado las fisuras evidenciadas en la estructura.

Esquema 5. Gráfico indicando la dirección del giro (fuente propia)



Fuente: Autor

Pregunta de investigación

¿Qué factores contribuyen a la ocurrencia del fenómeno de torsión en las edificaciones esquineras?

Objetivos

General

Establecer la evidencia clínica de la existencia de torsión en una estructura de tres niveles ubicada en el barrio Manrique, de la ciudad de Medellín, que han dado origen a daños y lesiones.

Específicos

- Realizar una inspección visual detallada de la estructura, documentando mediante fotografías cualquier fisura, agrietamiento, desplazamiento o deformación que pueda indicar la presencia de torsión.
- Demostrar la existencia de torsión, fenómeno que dio origen a las lesiones evidenciadas en la edificación.
- Calificar la gravedad de las lesiones y de los procesos patológicos consecuencia del movimiento torsional.

Bases Teóricas y Definiciones Conceptuales

Antecedentes

De acuerdo con la información verbal suministrada por uno de los propietarios de la edificación, puede decirse que esta se encuentra construida hace más de cincuenta (50) años. Dentro de la información recopilada se tuvo acceso al estudio de suelos realizado por la empresa Consoiltec S.A.S en el mes de enero del presente año. De igual manera fue suministrado por el propietario de la vivienda, un levantamiento arquitectónico de la estructura. No se encontró información como estudios y/o diseños anteriores.

La estructura consta de tres (3) niveles y una (1) terraza. De acuerdo con el estudio de suelos suministrados el sistema de fundación consiste en un concreto ciclópeo de 0.3m de alto y 0.4m de ancho. La estructura está conformada por muros de mampostería simple de 0.20m y 0.15m de espesor, sobre los que se apoya una losa de entrepiso bidireccional aligerada con ladrillos de mampostería, con un espesor de 0.25m.

Marco Teórico

Patología constructiva

“La palabra patología, etimológicamente hablando, procede de las raíces griegas pathos y logos, y se podría definir, en términos generales, como el estudio de las enfermedades. Por extensión la patología constructiva de la edificación es la ciencia que estudia los problemas constructivos que aparecen en el edificio o en alguna de sus unidades con posterioridad a su ejecución. Para afrontar un problema constructivo debemos ante todo conocer su proceso, su origen, sus causas, su evolución, sus síntomas y su estado. Este conjunto de aspectos es el que

conforma el proceso patológico en cuestión y se agrupa de un modo secuencial”. (Broto, 2005, pág. 13)

Lesiones.

“Las lesiones son manifestaciones de un problema constructivo, es decir el síntoma final del proceso patológico. (Broto, 2005, pág. 14)

Lesiones Físicas. “Son todas aquellas en que la problemática patológica se produce a causa de fenómenos físicos como heladas, condensaciones, etc. Y normalmente su evolución dependerá también de estos procesos físicos”. (Broto, 2005, pág. 14)

Lesiones mecánicas. “Definimos como lesión mecánica aquella en la que predomina un factor mecánico que provoca movimientos, desgaste, aberturas o separaciones de materiales o elementos constructivos”. (Broto, 2005, pág. 15)

Grietas. “Se trata de aberturas longitudinales que afectan a todo el espesor de un elemento constructivo, estructural o de cerramiento. Conviene aclarar que las aberturas que sólo afectan a la superficie o acabado superficial superpuesto de un elemento constructivo no se consideran grietas sino FISURAS” (Broto, 2005, pág. 15).

Se presenta a continuación la definición de las manifestaciones o lesiones evidenciadas en la edificación en estudio, debidas al fenómeno de torsión que está sufriendo la estructura.

Fisuras. “Son aberturas longitudinales que afectan a la superficie o al acabado de un elemento constructivo. Aunque su sintomatología es similar a la de las grietas, su origen y evolución son distintos y en algunos casos se consideran una etapa previa a la aparición de las grietas”. (Broto, 2005, pág. 16)

Lesiones químicas. “Son las lesiones que se producen a partir de un proceso patológico de carácter químico, y aunque éste no tiene relación alguna con los restantes procesos patológicos y sus lesiones correspondientes, su sintomatología en muchas ocasiones se confunde. El origen de las lesiones químicas suele ser la presencia de sales, ácidos o álcalis que reaccionan provocando descomposiciones que afectan a la integridad del material y reducen su durabilidad” (Broto, 2005, pág. 16).

Causa de la lesión.

Según lo expresa Broto , Si la lesión es la que origina el proceso patológico, la causa es el primer objeto de estudio porque es el verdadero ORIGEN de las lesiones. Un proceso patológico no se resolverá hasta que no sea anulada la causa. Cuando únicamente nos limitamos a resolver la lesión, descartando la causa, la lesión acabará apareciendo de nuevo.

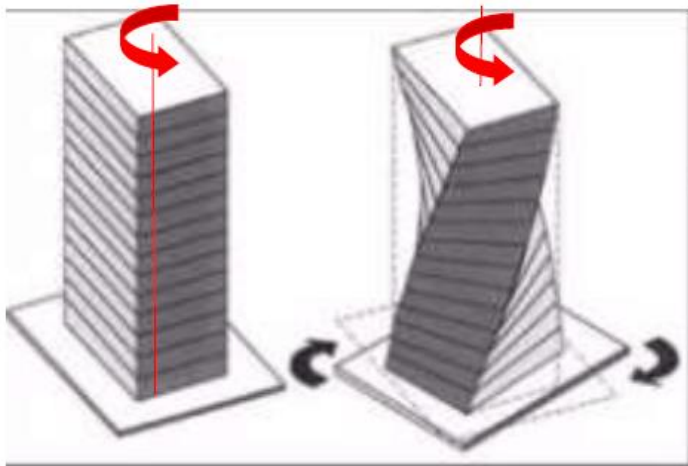
Una lesión puede tener una o varias causas por lo que es imprescindible su identificación y un estudio tipológico de las mismas. (Enciclopedia Broto de Patologías de la Construcción, 2005, pág. 17)

Se expone a continuación el origen o la causa principal de las lesiones (fisuras y grietas) presentes en la edificación en estudio.

Definición de torsión. La torsión es el efecto que se produce en la estructura o en sus elementos, cuando se encuentran sometidos a fuerzas que tratan de generar un giro respecto de un eje vertical o longitudinal; bien de un elemento o bien de una estructura Cuando se presenta este fenómeno en una estructura, se genera normalmente debido a un asentamiento diferencial de uno de sus apoyos, normalmente un apoyo de esquina o sin continuidad. (Corral, 2004)

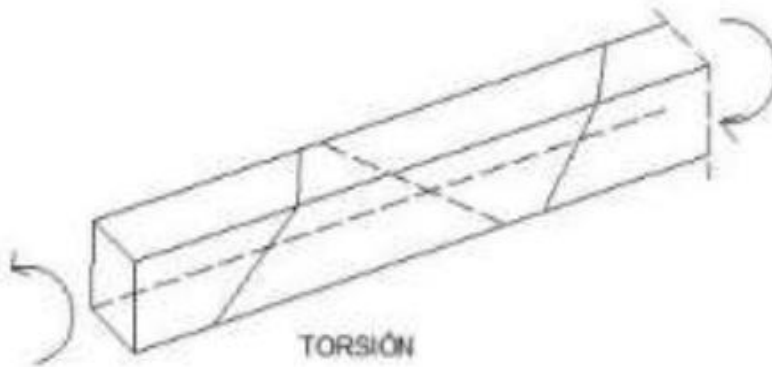
Cuando una estructura o elemento están sometidos a esfuerzos de tipo torsional, se generan patrones de grietas de tipo inclinado respecto del eje vertical sobre el cual se presenta la rotación con una inclinación del orden de los 45° .

Esquema 6. Edificio sometido a torsión



Fuente: autor

Esquema 7. Fisuración por efecto de torsión en la viga.



Fuente: autor

La interpretación de las lesiones de muros por torsión, hace referencia a las grietas que aparecen en estructuras debido a sobreesfuerzos por discontinuidad, típicamente producidos por la deformación del material o por cambios en las condiciones ambientales. Estas fisuras pueden

ser indicativas de problemas estructurales y es fundamental identificarlas y clasificarlas para determinar su origen y evolución.

Identificación de Fisuras

1. Fisuras Activas. Las fisuras activas son aquellas que están en proceso de crecimiento y que indican un movimiento continuo en la estructura. Se caracterizan por:

Aumento de Ancho. Pueden mostrar un incremento en el ancho con el tiempo.

Desplazamiento de Elementos. A menudo están asociadas con el desplazamiento de elementos adyacentes, como puertas o ventanas que no cierran correctamente. (Corral, 2004)

Presencia de Polvo o Materiales Suelos. En algunos casos, se puede observar acumulación de polvo en el fondo de la fisura.

2. Fisuras Pasivas. Las fisuras pasivas, por otro lado, son aquellas que ya no están en movimiento y han llegado a un estado de equilibrio. Se distinguen por:

Estabilidad. No presentan cambios en su forma o tamaño a lo largo del tiempo.

Identificar la naturaleza de las fisuras es crucial para garantizar la seguridad y estabilidad de la vivienda. Un monitoreo continuo y un análisis adecuado pueden ayudar a prevenir daños mayores y a planificar intervenciones correctivas si son necesarias.

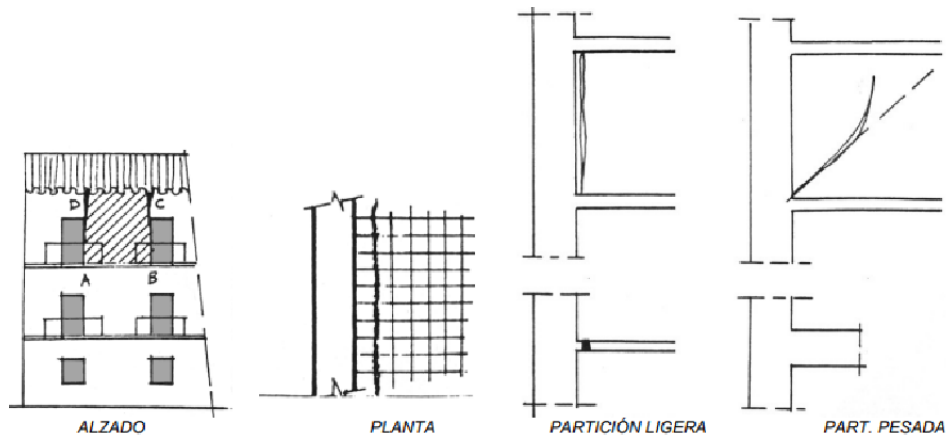
Rotaciones. A menudo se confunden los fenómenos patológicos denominados "giros" y "rotaciones", cuando en realidad la causa de cada uno es completamente diferente. En el primer caso, como ya se ha mencionado, se trata de asentamientos en la cimentación que generan movimientos en las fachadas y muros del edificio. Por otro lado, las rotaciones están relacionadas con empujes de diversos elementos estructurales, como cubiertas o forjados.

Además, se pueden identificar dos tipos de rotaciones:

Rotación externa e interna. El caso más común de rotación es el que se produce por empujes de la estructura de cubiertas, ya sea por vibraciones, falta de aislamiento contra otras edificaciones y las irregularidades en forma a partir de los cerramientos. Los síntomas, en esta

situación, son grietas verticales en el exterior que son más anchas en la parte superior que en la inferior. La parte inferior de la fisura es capilar y termina en el denominado eje de chamela, que suele ser el forjado situado justo debajo del elemento que ha provocado la rotación, (**ver esquema 8**). (Corral, 2004)

Esquema 8. Descripción de fisuras por irregularidad en planta



Nota: Consideraciones de forma, en la aparición de planos de grietas.

Fuente: autor

Metodología

Diseño de investigación

El diseño de la investigación es meramente descriptivo, permite identificar el alcance de las patologías presentes mediante inspección visual, estudio de suelos y topografía.

Población y muestra

La población de estudio es la estructura de tres niveles ubicada en esquina, se tomaron muestras de suelos extraídas de dos (2) perforaciones que alcanzaron como máximo los 6 metros y/o rechazo y tres (3) apiques.

Instrumentos de recolección de datos

La recolección de datos se realizó mediante inspección visual, estudio de suelos y topografía.

El estudio de suelos fue suministrado por el propietario de la vivienda, el cual fue realizado entre el 22 y el 26 de diciembre de 2023, dicho estudio parte del reconocimiento y evaluación del terreno, mediante el levantamiento de información in situ, donde se examinó las formaciones geológicas y el relieve.

De acuerdo al estudio realizado por la empresa Consoiltec, el estudio de suelos contratado se elaboró en cuatro etapas: La primera, consistió en recopilar la información concerniente con topografía, geología y clima. Posteriormente se analizó el material recolectado y a la interpretación de los resultados, con la finalidad de conocer los patrones de relieve y los procesos erosivos y de movimientos en masa del área de interés y la definición de los sitios para realizar las exploraciones.

La segunda etapa, tiene como objetivo la observación de los tipos de suelos, acción de las corrientes y formas del terreno. Además, se determinan los perfiles estratigráficos de los depósitos y se registra la posición del nivel freático. Las exhumaciones realizadas a las fundaciones existentes tienen como fin examinar las condiciones actuales de estas, para poder conocer su estado, verificar que no haya daños estructurales y determinar si son adecuadas para soportar las nuevas cargas a las que estarán sometidas dichas cimentaciones.

Toda esta información es necesaria y de suma importancia a la hora de tomar decisiones sobre el diseño y la construcción o modificaciones que se vayan a realizar.

La tercera etapa contempla la realización de los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en campo, para determinar sus propiedades, índices que definan el modelo y los parámetros resistentes para el análisis geotécnico.

En la cuarta 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, según la NSR-10. (*Consoiltec, 2024*).

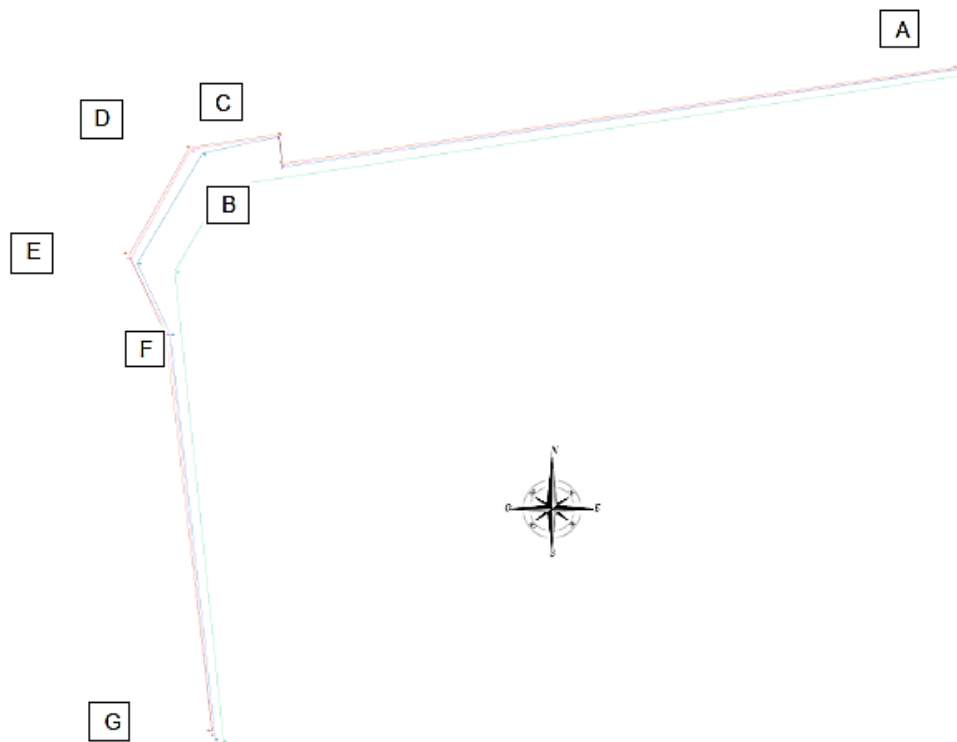
Procesamiento de la información

Analizando las lesiones de la estructura de tres (3) niveles, es decir, analizar su estado actual, determinar las posibles causas del deterioro, se desarrolló un trabajo de oficina y de campo para recolección de evidencia clínica de la siguiente manera:

- Visitas al sitio, se realizaron tres (3) visitas de campo, en las que se tomó registro fotográfico de la estructura, en cada uno de sus niveles y en la parte exterior.

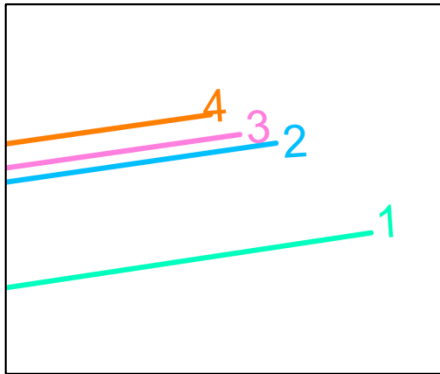
- Exploración geotécnica, realizada por la empresa Consoiltec S.A.S. Se realizaron tres (3) apiques exploratorios con la finalidad de identificar como se encuentra cimentada la estructura y definir los parámetros geotécnicos del suelo y dos (2) perforaciones de 6m.
- Determinación de las causas más probables de las afectaciones evidenciadas.
- Se realizó toma de lectura con equipo de topografía sobre la fachada para verificar la verticalidad de este.
- Se realizó lectura de coordenada norte, coordenada este y cota sobre cada arista en las líneas de paramento de Piso 1, Piso 2, Piso 3, Piso 4 o terraza.

Esquema 9. Línea de paramento Piso 1 (verde), Piso 2 (azul), Piso 3 (fucsia), Piso 4 - Terraza (naranja).



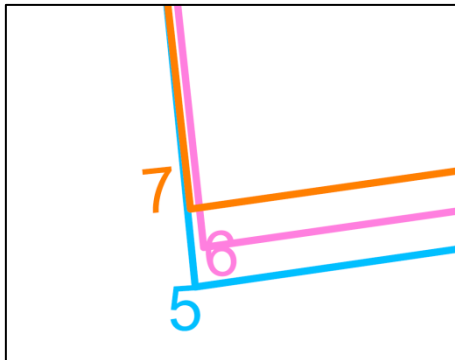
Fuente: autor

Esquema 10. Detalle Punto A (Puntos P1, P2, P3 y P4)



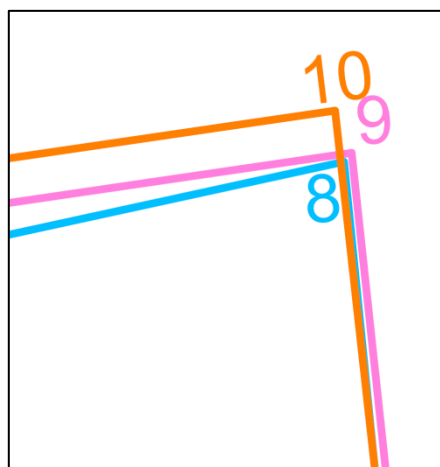
Fuente: autor

Esquema 11. Detalle Punto B (Puntos P5, P6 y P7)



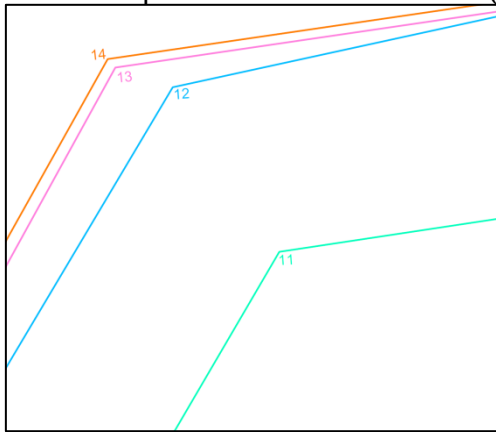
Fuente: autor

Esquema 12. Detalle Punto C (Puntos P8, P9 y P10)



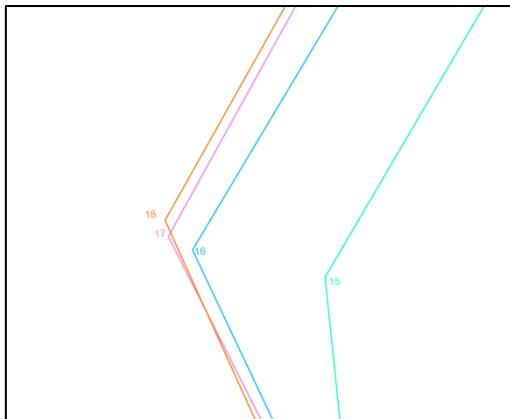
Fuente: autor

Esquema 13. Detalle Punto D (Puntos P11, P12, P13 y P14)



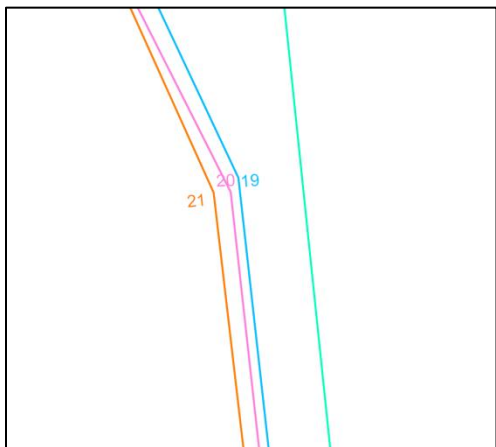
Fuente: autor

Esquema 14. Detalle Punto E (Puntos P15, P16, P17 y P18)



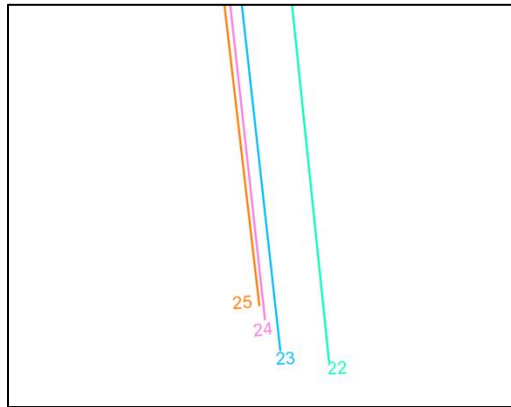
Fuente: autor

Esquema 15. Detalle Punto F (Puntos P19, P20, y P21)



Fuente: autor

Esquema 16. Detalle Punto G (Puntos P22, P23, P24 y P25)



Fuente: autor

Tabla 1. Cuadro de convenciones

Convención	
	Línea de paramento Piso 1
	Línea de paramento Piso 2
	Línea de paramento Piso 3
	Línea de paramento Piso 4 (terrace)

Fuente: autor

Tabla 2. Cartera topográfica

LECTURAS DE CAMPO			
PUNTOS	C. NORTE	C. ESTE	COTA
Δ 1	1.184.828,960	837.523,690	1.758,540
Δ 2	1.184.824,783	837.523,650	1.758,623
Δ 3	1.184.830,612	837.530,946	1.759,317
Δ 4	1.184.822,872	837.523,542	1.758,581
P1	1.184.830,836	837.543,960	1.759,392
P2	1.184.830,974	837.543,813	1.761,640
P3	1.184.830,988	837.543,757	1.764,327
P4	1.184.831,018	837.543,712	1.766,860
P5	1.184.828,622	837.527,553	1.761,634
P6	1.184.828,666	837.527,562	1.764,323
P7	1.184.828,709	837.527,548	1.766,858
P8	1.184.829,350	837.527,480	1.761,604
P9	1.184.829,360	837.527,488	1.764,285
P10	1.184.829,404	837.527,470	1.766,828
P11	1.184.828,159	837.526,200	1.758,632
P12	1.184.828,959	837.525,680	1.761,633
P13	1.184.829,055	837.525,401	1.764,249
P14	1.184.829,096	837.525,363	1.766,780
P15	1.184.826,128	837.525,011	1.758,625
P16	1.184.826,315	837.524,105	1.761,661
P17	1.184.826,407	837.523,941	1.764,303
P18	1.184.826,518	837.523,918	1.766,802
P19	1.184.824,619	837.524,905	1.761,691
P20	1.184.824,561	837.524,873	1.764,332
P21	1.184.824,558	837.524,802	1.766,835
P22	1.184.814,915	837.526,180	1.759,468
P23	1.184.814,959	837.525,985	1.761,708
P24	1.184.815,083	837.525,924	1.764,348
P25	1.184.815,138	837.525,902	1.766,856

Fuente: autor

Análisis de datos de la investigación

Tabla 3. Cálculo del desplazamiento

CHEQUEO DE VERTICALIDAD				
	C. NORTE	C. ESTE	ALTURA ENTRE PISO	ANÁLISIS
Desplazamiento P3 a P2	0,014	-0,056	2,7	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P4 a P3	0,030	-0,045	2,5	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P6 a P5	0,044	0,009	2,7	DESPLAZAMIENTO NOR ESTE
Desplazamiento P7 a P6	0,043	-0,014	2,5	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P9 a P8	0,010	0,008	2,7	DESPLAZAMIENTO NOR ESTE
Desplazamiento P10 a P9	0,044	-0,018	2,5	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P13 a P12	0,096	-0,279	2,6	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P14 a P13	0,041	-0,038	2,5	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P17 a P16	0,092	-0,164	2,6	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P18 a P17	0,111	-0,023	2,5	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P20 a P19	-0,058	-0,032	2,6	DESPLAZAMIENTO SUR OESTE
Desplazamiento P21 a P20	-0,003	-0,071	2,5	DESPLAZAMIENTO SUR OESTE
Desplazamiento P24 a P23	0,124	-0,061	2,6	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Desplazamiento P25 a P24	0,055	-0,022	2,5	DESPLAZAMIENTO NOR OESTE
Sumatoria	0,643	-0,806		DESPLAZAMIENTO NOR OESTE

Fuente: autor

Conclusiones

Para establecer la evidencia clínica de la existencia de torsión en la vivienda ubicada en el barrio Manrique, se procedió a realizar chequeo de verticalidad con equipo de topografía, obteniendo un desplazamiento de 0.643 hacia el Norte y -0.806 al Oeste, sumado al desplazamiento calculado con la información suministrada por la topografía, el registro fotográfico obtenido en la inspección visual evidencia fisuras y grietas diagonales hacia el sentido del desplazamiento.

La inspección detallada de la estructura ha permitido identificar de forma clara y contundente la presencia de fisuras, grietas y deformaciones características de un fenómeno de torsión.

Los daños observados en la edificación presentan una distribución y orientación coherentes con los patrones típicos de las deformaciones torsionales, lo que refuerza la hipótesis de que la torsión es la causa principal de las lesiones estructurales.

El efecto de torsión en una edificación de esquina con irregularidad en forma en una zona de pendiente es un aspecto crítico a considerar en el diseño estructural. La evaluación cuidadosa y la implementación de soluciones adecuadas son esenciales para garantizar la seguridad y el rendimiento de la estructura frente a cargas sísmicas.

Es fundamental abordar las causas subyacentes de estos desplazamientos para garantizar la seguridad y la estabilidad de la edificación. Se recomienda realizar un análisis estructural más detallado, considerando la posibilidad de realizar refuerzos en las áreas afectadas y la implementación de medidas correctivas que mitiguen los efectos de la torsión. Además, es crucial llevar a cabo un monitoreo continuo del comportamiento de la edificación para evaluar la efectividad de las soluciones adoptadas y asegurar la integridad estructural a largo plazo. La

atención proactiva a estos problemas no solo protegerá la infraestructura, sino que también salvaguardará la seguridad de sus ocupantes.

Bibliografía

Broto, C. (2005). *Enciclopedia Broto de Patologías de la Construcción*. Barcelona.

Consoiltec. (2024). “*Estudio de Suelos y patología de las fundaciones de la estructura de tres niveles*”. Medellín.

Chávez Torres, P. A. (2024). Manual para realizar estudios de patología mediante inspección ocular en edificaciones declaradas Bienes De Interés Cultural-BIC en Bogotá Colombia.

Estudio de suelos y recomendación geotécnica -CONSOILTEC “Estudio de Suelos y patología de las fundaciones de la estructura de tres niveles”

Rodríguez, V., Rodríguez, V. R., Astorqui, J. S. C., Gómez, I. T., & De Mingo, P. U. (2004). Manual de patología de la edificación. Departamento de Tecnología de la edificación, Universidad Politécnica de la edificación.

Escobar, J. A., Mendoza, A., & Gómez, R. (2004). Diseño simplificado por torsión sísmica estática. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (70), 77-107.

Corral, J. T. (2004). Patología de la construcción grietas y fisuras en obras de hormigón; origen y prevención. *Ciencia y sociedad*, 29(1), 72-114.

Anexos

Anexo A. Registro Fotográfico









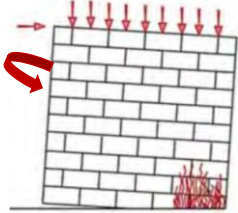
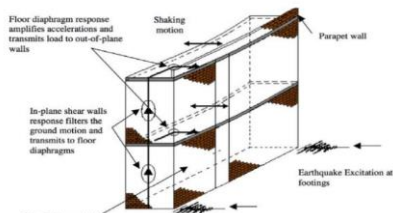
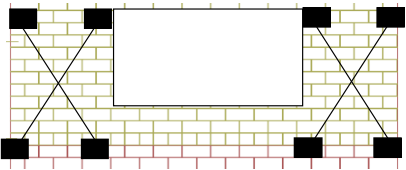
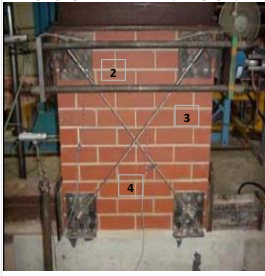
Otras patologías

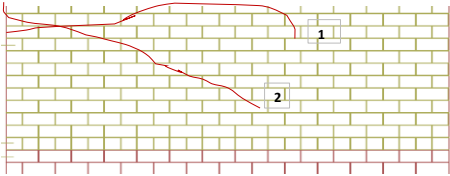
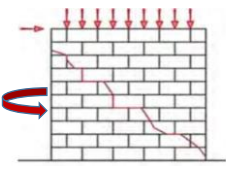
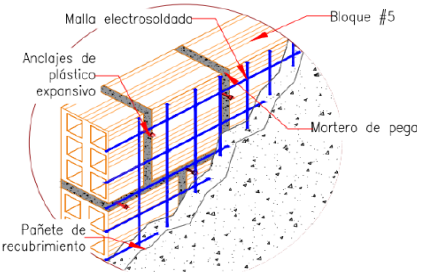


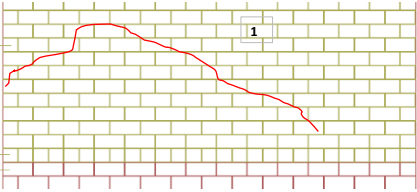
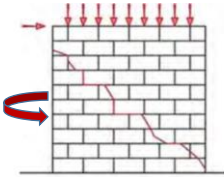


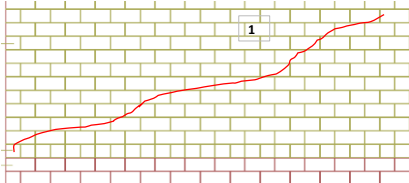
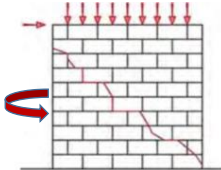
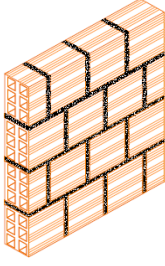
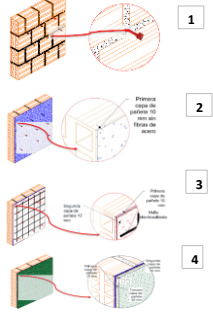


Anexo B. Fichas de Inspección visual

 UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ESPECIALIZACIÓN EN PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN	
FICHAS DE PATOLOGÍA	
PACIENTE: "Vivienda de tres niveles ubicada en el barrio Manrique"	
LESIÓN: Aplastamiento por torsión en fachada principal	TIPO: Mecánica
LOCALIZACIÓN: Fachada Principal CL 70	CIUDAD: Medellín Antioquia Colombia
Fotografía de la lesión  Localización en planta 	
DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS: *CAUSA DIRECTA: Aplastamiento de las zonas más débiles de la edificación por empujes y rotación desde el eje de la vivienda, que al ser esquina permite que las cargas muertas de las edificaciones colindantes y las propias, junto con las vibraciones por el tráfico vehicular e irregularidades de forma, ocasionen grietas en varios planos de acción. *CAUSA INDIRECTA: La falta de mantenimiento de las fachadas de la edificación, permiten que factores externos a la misma afecten los materiales que conforman el conjunto, siendo así que se presenta erosión, ocasionando debilitamiento del manpuestro y de los morteros de muros que pueden sobrecargarse con agentes externos.	
*DESCRIPCION DEL DAÑO: Grave Criterios: - Esta lesión por aplastamiento se debe a la falta de confinamiento del muro, por factores como elementos no estructurales que limitan la capacidad de soporte del mismo, además, la pérdida de la sección del muro por instalación de cajas y ductos para redes eléctricas. - Las acciones mecánicas del muro son insuficientes para soportar el peso propio de la sección en altura, además las irregularidades en planta limitan la capacidad de disipación de carga.	
*APARIENCIA TÍPICA:  Fuente: Esquema de falla por aplastamiento(Oyguc & Oyguc, 2017).	*COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL:  Fuente: Transferencia de cargas en
* DETALLES CONSTRUCTIVOS:  Fuente: Tomado de: Gamba Tiusaba, C. F. Reforzamiento por una cara de muros de mampostería de arcilla con unidades de perforación horizontal.	* PROPUESTA DE INTERVENCIÓN:  1. Realizar arriostramiento de la losa (apuntalamiento para garantizar seguridad, y demoler el material afectado) 2. Reconstruir el muro en mampostería. 3. Instalar platinas en ambas caras de 0.50 m x 0.50 m 1/4" y pernos para asegurar 5/8". 4. Instalar cable 3/8" o guaya que permita asegurar el muro y su dimensión. 5. Completar el reforzamiento con revoque. Fuente: Tomado de: Gamba Tiusaba, C. F. Reforzamiento por una cara de muros de mampostería de arcilla con unidades de perforación horizontal.

 UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ESPECIALIZACIÓN EN PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN	
FICHAS DE PATOLOGÍA	
FICHA_Nº02	
PACIENTE: "Vivienda de tres niveles ubicada en el barrio Manrique"	
LESIÓN: Grietas al interior de la vivienda	TIPO: Mecánica
LOCALIZACIÓN: Muros en habitación nivel 1	CIUDAD: Medellín Antioquia Colombia
Fotografía de la lesión 	Localización en planta 
DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS: *CAUSA DIRECTA: La configuración de la forma de la mampostería no reforzada (muros irregulares), por los esfuerzos mecánicos y los asentamientos diferenciales del suelo de cimentación, generan movimientos irregulares que provoca desgaste y debilidad en los muros principales, además, aberturas de grietas por los sobreesfuerzos que se generan por el movimiento rotacional, que trata de estabilizar los movimientos externos y que forman un nudo de esfuerzos que se representan en las grietas y fisuras manifestadas en muros y losas de la edificación. *CAUSA INDIRECTA: Áreas muy grandes entre apoyos, sin elementos como columnetas y vigas de confinamiento.	
*DESCRIPCION DEL DAÑO: Severo Criterios: 1. Los muros de la edificación, presentan Fisuración diagonal, con ancho aproximado de 1.5 cm, además de descascaramiento del material en bordes a compresión; las fisuras se extienden desde abajo hacia arriba, concentradas principalmente en el plano superior y en esquina. 2. Acciones mecánicas externas (cargas - torsión del terreno, por empuje del mismo y de las viviendas aledañas, además se debe sumar el efecto de las vibraciones de las vías laterales). *APARIENCIA TÍPICA:  *COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL:  Fuente: Elaboración propia.	
* DETALLES CONSTRUCTIVOS:  Fuente: Tomado de: Gamba Tiusaba, C. F. Reforzamiento por una cara de muros de mampostería de arcilla con unidades de perforación horizontal.	* PROPUESTA DE INTERVENCIÓN:  1. Instalar conectores pasantes de 3/8", configuración cada 0.90 m en cada sentido. 2. Instalar malla electrosoldada Q-6 15x15, en cada cara del muro afectado. 3. Vincular los conectores con la malla electrosoldada, inyección de resina elastomérica en fisuras para control agrietamiento. 4. Mezcla de mortero 1:4 con fluidéz suficiente para garantizar homogeneidad en el muro, con aditivo para reducir la relación A/C. Fuente: Tomado de: Gamba Tiusaba, C. F. Reforzamiento por una cara de muros de mampostería de arcilla con unidades de perforación horizontal.

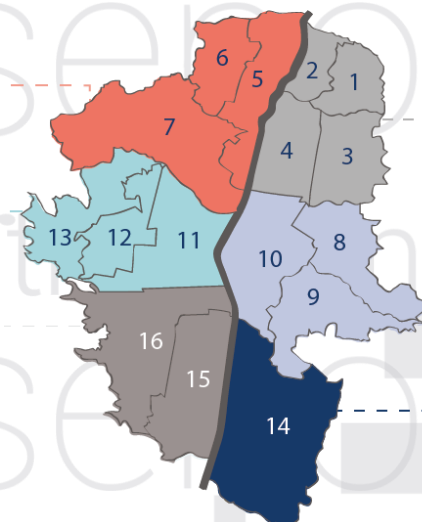
 UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ESPECIALIZACIÓN EN PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN	
FICHAS DE PATOLOGÍA	
FICHA_Nº 03	
PACIENTE: "Vivienda de tres niveles ubicada en el barrio Manrique"	
LESIÓN: Fisuras al interior de la vivienda	TIPO: Mecánica
LOCALIZACIÓN: Muros en habitación nivel 2	CIUDAD: Medellín Antioquia Colombia
Fotografía de la lesión 	Localización en planta  CALLE 70 NIVEL 2 CARRERA 33
DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS: *CAUSA DIRECTA: El desplazamiento por torsión ocurre cuando un muro es sometido a fuerzas que generan un giro o rotación, afectando su integridad estructural. En este caso, la grieta horizontal en la parte superior sugiere que el muro ha experimentado un esfuerzo desigual, provocando que una sección se desplace en relación con otra. Este fenómeno puede ser resultado de factores como cargas desiguales, asentamientos del terreno, o variaciones térmicas que afectan la estabilidad del material. *CAUSA INDIRECTA: Area de la edificación en donde se presenta sobrecarga por voladizo.	
*DESCRIPCION DEL DAÑO: Severo Criterios: 1. Los muros de la edificación, presentan Fisuración diagonal, además de descascaramiento del material en bordes a compresión, las fisuras se extienden desde abajo hacia arriba, concentradas principalmente en el plano superior. 2. Acciones mecánicas externas (cargas - torsión del terreno, por empuje del terreno y de las viviendas circundantes).	
*APARIENCIA TÍPICA:  Fuente: Elaboración propia.	*COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL:  Fuente: Elaboración propia.
* PROPUESTA DE INTERVENCIÓN:  Estabilización de taludes y muros de contención Fuente: Tomado de: PAM SAINT GOBAIN.	* PROPUESTA DE INTERVENCIÓN: Para poder restringir el desplazamiento de la edificación, es fundamental garantizar la estabilidad del terreno en el que se encuentra construida. Esto implica realizar un análisis exhaustivo del suelo y las condiciones geológicas del área, lo cual permitirá identificar posibles riesgos y tomar las medidas adecuadas para mitigarlos. Además, es crucial restringir el desplazamiento rotacional de la estructura. Esto se puede lograr mediante el uso de sistemas de anclaje, refuerzos estructurales y técnicas de diseño que promuevan la rigidez de la edificación. Al implementar estas medidas, se busca no solo mantener la integridad de la estructura, sino también promover un equilibrio que minimice el riesgo de colapsos o daños severos en caso de eventos sísmicos u otras fuerzas externas.

 UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL ESPECIALIZACIÓN EN PATOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN	
FICHAS DE PATOLOGÍA	
FICHA_Nº 04	
PACIENTE: "Vivienda de tres niveles ubicada en el barrio Manrique"	
LESIÓN: Fisuras al interior de la vivienda	TIPO: Mecánica
LOCALIZACIÓN: Muros en habitación nivel 2	CIUDAD: Medellín Antioquia Colombia
Fotografía de la lesión 	Localización en planta  NIVEL 2
DESCRIPCIÓN DE LAS CAUSAS: *CAUSA DIRECTA: La variación en la forma de la mampostería no reforzada (muros), provocada por los esfuerzos mecánicos y las posibles deformaciones del suelo de cimentación, genera movimientos irregulares. Estos movimientos irregulares provocan desgaste y debilidad en los muros, además de la aparición de grietas debido a los sobreesfuerzos generados al no disipar la carga distribuida completamente, sino de manera parcial. *CAUSA INDIRECTA: Erosión del mortero por falta de mantenimiento de muros internos, por descasamiento y pérdida de adhesión por movimientos discontinuos que afectan factores de forma.	
*DESCRIPCION DEL DAÑO: Moderada Criterios: 1. Los muros de la edificación, presentan fisuración diagonal, reparadas por estética pero que son activas, además descasamiento del material en bordes a compresión, las fisuras se extienden desde abajo hacia arriba, concentradas principalmente en el plano diagonal. 2. Acciones mecánicas externas (cargas - torsión del terreno, por empuje del terreno y de las viviendas circundantes). *APARIENCIA TÍPICA:  Fuente: Elaboración propia. *COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL:  Fuente: Elaboración propia.	
* DETALLES CONSTRUCTIVOS:  Fuente: Tomado de: Gamba Tiusaba, C. F. Reforzamiento por una cara de muros de mampostería de arcilla con unidades de perforación horizontal.	* PROPUESTA DE INTERVENCIÓN:  1. Colocación de anclajes de plástico expansivos. 2. Vincular los conectores con la malla electrosoldada. 3. Colocación de la primera capa de pañete sin fibras de acero. 4. Colocación de malla y segunda capa de pañete. Se debe asegurar el control de la torsión. Fuente: Tomado de: Gamba Tiusaba, C. F. Reforzamiento por una cara de muros de mampostería de arcilla con unidades de perforación horizontal.

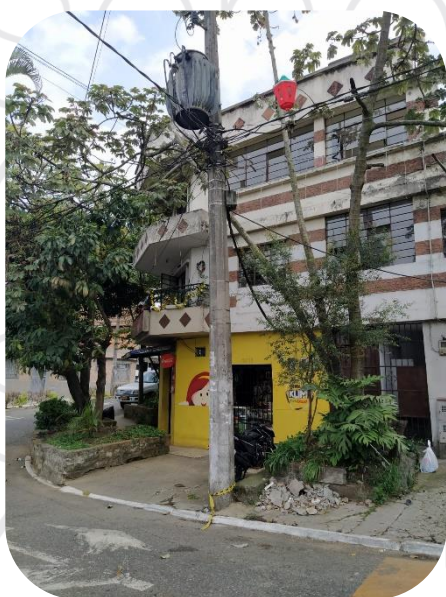
ESTUDIO DE SUELOS Y RECOMENDACIÓN GEOTÉCNICA (Patología y Reconocimiento).

PROYECTO:

**“Estudio de Suelos y patología
de las fundaciones de la estructura
de tres niveles”**



**Carrera 33 # 70-74
Barrio Manrique oriental
Medellín, Antioquia.**



INTERESADO

Cristian Camilo Zuluaga Porras

JUAN CARLOS OBANDO ÁLVAREZ
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
M.P. N°: 0520262476ANT
Cod. 4390

Medellín, enero del 2024

INFORME ESTUDIO DE SUELOS Y RECOMENDACIONES GEOTÉCNICAS
“Estudio de suelos y patología de las fundaciones de la estructura de tres niveles
Carrera 33 # 70-74 Barrio Manrique oriental”
Medellín, Antioquia.

Aprobación	Elaboró Ing. Johana Estrada Arboleda	Nombre	Johana Estrada Arboleda
		Firma	
		Fecha	Enero 2024
	Revisó Ing. Civil. Juan Carlos Obando Álvarez	Nombre	Juan Carlos Obando Álvarez
		Firma	
		Fecha	Enero 2024
	Aprobación Cristian Camilo Zuluaga Porras	Nombre	Cristian Camilo Zuluaga Porras
		Firma	
		Fecha	Enero 2024

Contenido

1.0 INTRODUCCIÓN	5
2.0 METODOLOGIA.....	6
3.0 ASPECTOS GENERALES	8
3.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO	8
3.2 CLIMA	9
3.3 EVALUACIÓN GEOLOGÍA Y GEOMORFOLÓGICA	10
3.3.1 GEOLOGÍA REGIONAL	10
3.3.2 GEOMORFOLOGÍA	11
3.4 TECTONISMO REGIONAL	12
4.0 SISMICIDAD	13
5.0 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA.....	16
5.1 REGISTRO FOTOGRÁFICO	18
PERFORACIÓN 1 (P1)	18
PERFORACIÓN 2 (P2)	19
6.0 ANALISIS DE FUNDACIONES EXISTENTES.....	20
APIQUE 1	20
APIQUE 2	23
APIQUE 3	27
7.0 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)	31
8.0 ANÁLISIS DE LABORATORIO.....	33
8.1 ANÁLISIS DE SUELOS ENCONTRADOS	34
9.0 DISEÑO DE CIMENTACIONES	35
9.1 PERFIL GEOLÓGICO Y AMENAZA SÍSMICA	36
Coeficiente sísmico de diseño horizontal:	37
Coeficiente sísmico de diseño vertical.....	38
9.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.	41
9.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE.....	44
9.2.1 CIMENTACIÓN EXISTENTE: ZAPATA APOYADA SOBRE MEJORAMIENTO	44

10.0 RECOMEDACIONES DE CIMENTACIÓN:	46
10.1 OPCIÓN 1 DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS SOBRE MEJORAMIENTO.....	46
10.2 OPCIÓN 1 DE CIMENTACIÓN: ZAPATA APOYADA EN PILOTES	48
10.0 CONCLUSIONES	53
ANEXO No: 1 FUNDACIÓN	54
ANEXO No: 2 REGISTRO DE CAMPO “S.P.T”	57
ANEXO No: 3 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR.....	59
ANEXO No: 4 REGISTRO DE PERFORACIÓN.....	62
ANEXO No 5: RESULTADOS DE LABORATORIO	64
ANEXO No. 6: MANUAL DE EXCAVACIONES	81
ANEXO No:7 RECOMENDACIONES ENTIBADOS	93

FIGURAS

Figura 1 Localización Zona de Estudio	9
Figura 2 Geología Zona de Estudio. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.....	10
Figura 3 Geomorfología Zona de Estudio. Fuente: Servicio Geológico Colombiano.....	11
Figura 4 Tectonismo Regional Departamento de Antioquia.....	13
Figura 5 Valores de aceleración Aa en Colombia.....	13
Figura 6 Mapa de sismicidad en Colombia.....	16
Figura 7 Ubicación de las perforaciones y apiques	17
Figura 8 Registro fotográfico apique 1	22
Figura 9 Registro fotográfico apique 2	24
Figura 10 Esquema ilustrativo de la cimentación observada, apique 2	26
Figura 11 Registro fotográfico apique 3	28
Figura 12 Registro fotográfico patologías evidenciadas.	31
Figura 13 Ensayo de penetración estándar	32
Figura 14 Perfil estratigráfico P1	34
Figura 15 Perfil estratigráfico P2	35
Figura 16. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g. NSR-10.....	37
Figura 17. Metodología para cálculo de velocidad media de la onda de cortante según A.2.4-1 NSR-10.....	39
Figura 18. Ecuaciones calculo Vs.....	40
Figura 19 Esquema cimentación existente tipo zapata.....	45
Figura 20 Recomendación Zapatas (ilustrativo).....	46
Figura 21 Amenaza por movimiento en masa. Fuente: Servicio Geológico Colombiano ...	53

TABLAS

Tabla 1 Principales Sismo Sentidos en el Área Metropolitana y Valle de Aburrá. Fuente: Arango y Velásquez (1993).	14
Tabla 2 Coordenadas de las perforaciones	17
Tabla 3 Humedades de equilibrio.....	33
Tabla 4 Tabla A.2.4-1 Clasificación perfiles del suelo. Fuente: NSR-10	36
Tabla 5 Tabla A.2.4-2 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C,D o E. Fuente: NSR-10.....	36
Tabla 6. Tabla A.2.5-1. NSR-10	37
Tabla 7. Valor de coeficiente de importancia del proyecto según el grupo de uso.....	37
Tabla 8. Valores de Kst/amax. NSR-10.	38
Tabla 9. Relación de la velocidad de onda y espesor de estrato P1.	40
Tabla 10. Relación de la velocidad de onda y espesor de estrato P2.	41
Tabla 11. Valores de peso específico, Angulo de fricción y cohesión Bañon (2000).	42
Tabla 12. Valores de cohesión y ángulo de fricción según (Karol, 1960).	42
Tabla 13. Valores de coeficiente de Poisson según Bowles (1996).	43
Tabla 14. Valores típicos de módulo de Young según Bowles (1986).	43
Tabla 15. Parámetros geotécnicos.	43
Tabla 16. Cálculo de capacidad portante.....	45
Tabla 17. Cálculo de capacidad portante.....	47

1.0 INTRODUCCIÓN

En **El barrio Manrique Oriental, municipio Medellín – Antioquia**, se proyecta realizar el estudio patológico y de reconocimiento, mediante la prospección y exhumación a las cimentaciones existentes de la **“Estructura de tres (3) niveles”**

Los sitios donde se realizaron las perforaciones y exhumaciones para conocer el estado actual de las fundaciones fueron definidos por el ingeniero geotecnista

El proyecto se localiza en la carrera 33 # 70-74, en Manrique oriental, para el cual se hace necesario plantear las condiciones geotécnicas y el comportamiento del suelo base para la cimentación de la estructura propuesta.

Desde el día **22 al 26 de diciembre** del año 2023, se procedió a la realización del trabajo de campo de acuerdo con las recomendaciones del **“Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistente “NSR-10”, Capítulo H.3 (Caracterización Geotécnica del Suelos); Tablas H.3.1-1 y H.3.2-1** consideramos

suficiente adelantar las exploraciones por medio del ensayo **S.P.T** por parte del personal de nuestra empresa.

En el **Artículo H.10.2.1.1 (Condiciones del sitio de cimentación)** se establece la información necesaria que debe ser definida para el estudio del subsuelo, tipo de cimentación, dimensiones y materiales.

El presente informe corresponde al estudio de suelos y diseños geotécnicos de los suelos del sector donde se localiza el proyecto.

Se presentan los resultados de las exploraciones de campo, ensayos de laboratorio, evaluación geotécnica y recomendaciones para el diseño y construcción de la cimentación.

Las recomendaciones para el diseño y construcción de las cimentaciones se basan principalmente en las condiciones del sitio, en los resultados de las exploraciones, en los ensayos de laboratorio y en las prácticas del análisis y diseño aceptadas por la ingeniería geotécnica.

Los análisis y recomendaciones contenidas en este informe **se aplican únicamente al proyecto relacionado anteriormente y a las condiciones geotécnicas allí encontradas.**

En caso de que se modifique el proyecto, o durante la construcción se encuentren condiciones diferentes, se debe verificar la necesidad de realizar exploraciones y/o análisis y recomendaciones geotécnicas adicionales.

2.0 METODOLOGIA

Para realizar el presente estudio de suelos y 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:

Etapas 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 y los

procesos erosivos y de movimientos en masa del área de interés y la definición de los sitios para realizar las exploraciones.

Etapas 2: Estudio de campo:

Tiene como objetivo la observación de los tipos de suelos, acción de las corrientes y formas del terreno. Además, se determinan los perfiles estratigráficos de los depósitos y se registra la posición del nivel freático.

Las exhumaciones realizadas a las fundaciones existentes tienen como fin examinar las condiciones actuales de estas, para poder conocer su estado, verificar que no haya daños estructurales y determinar si son adecuadas para soportar las nuevas cargas a las que estarán sometidas dichas cimentaciones. Toda esta información es necesaria y de suma importancia a la hora de tomar decisiones sobre el diseño y la construcción o modificaciones que se vayan a realizar.

Etapas 3: Estudio de oficina y laboratorio:

Esta etapa contempla la realización de los ensayos de laboratorio a las muestras obtenidas en campo, para determinar sus propiedades índices, que definan el modelo y los parámetros resistentes para el análisis geotécnico.

Normas NTC promulgadas por el ICONTEC:

NTC 1493 — Suelos. Ensayo para determinar el límite plástico y el índice de plasticidad. (ASTM D 4318)

NTC 1494 — Suelos. Ensayo para determinar el límite líquido. (ASTM D 4318)

NTC 1495 — Suelos. Ensayo para determinar el contenido de agua. (ASTM D 2216)

NTC 1503 — Suelos. Ensayo para determinar los factores de contracción. ASTM D 427)

NTC 1504 — Suelos. Clasificación para propósitos de ingeniería. (ASTM D 2487)

NTC 1522 — Suelos. Ensayo para determinar la granulometría por tamizado NTC 1527.

Etapas 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 de proyecto y la definición de las aceleraciones máximas para el sismo de diseño, según la **NSR-10**.

3.0 ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se expone el marco físico-biótico general donde se localiza la zona de estudio con el fin de establecer un marco ambiental donde se establecerá el proyecto.

3.1 LOCALIZACIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO

Medellín es la capital del departamento de Antioquia, en Colombia, la segunda ciudad más poblada del país. Está situada en la región natural conocida como Valle de Aburrá, en la cordillera central de los Andes, constituyéndose como el mayor centro urbano de tal ramal de la cadena montañosa andina. Se extiende a ambas orillas del río Medellín, que la atraviesa de sur a norte, y es el núcleo principal del área metropolitana del Valle de Aburrá. La ciudad tiene una población de 2.441.123 habitantes (2014) mientras que dicha cifra, incluyendo el área metropolitana, asciende a 3.731.447 personas (2014).

La Comuna No. 3 Manrique es una de las 16 comunas de la ciudad de Medellín, capital del Departamento de Antioquia. Está localizada en la zona nororiental de la ciudad. Limita:

- Por el norte con la Comuna No.1 Popular
- Por el oriente con el corregimiento de Santa Elena
- Por el occidente con la comuna No. 4 Aranjuez
- Por el sur con la comuna No. 8 Villa Hermosa.

La zona de estudio se localiza en:

- ☑ **Latitud: 6°15'56" N**
- ☑ **Longitud: 75°32'43" O**



Figura 1 Localización Zona de Estudio

3.2 CLIMA

La latitud y altitud de la ciudad dan como resultado un clima subtropical subhúmedo.

La temperatura de Medellín está determinada por los pisos térmicos que van del páramo (que equivale a 3 km² del territorio), pasando por el frío (192 km²) hasta llegar al medio (185 km²), en donde está la zona urbana, la cual tiene una temperatura que oscila entre 16 y 28 °C. Las temperaturas más altas oscilan entre 27 y 28.6 °C, con máxima absoluta de 32 °C. Y las más bajas oscilan alrededor de 16 °C, con mínima absoluta de 10 °C.

En general, se observa un comportamiento bimodal para la distribución de las lluvias en la zona, con los meses de mayo y octubre como los más lluviosos y enero como el más seco

3.3 EVALUACIÓN GEOLOGÍA Y GEOMORFOLÓGICA

3.3.1 GEOLOGÍA REGIONAL

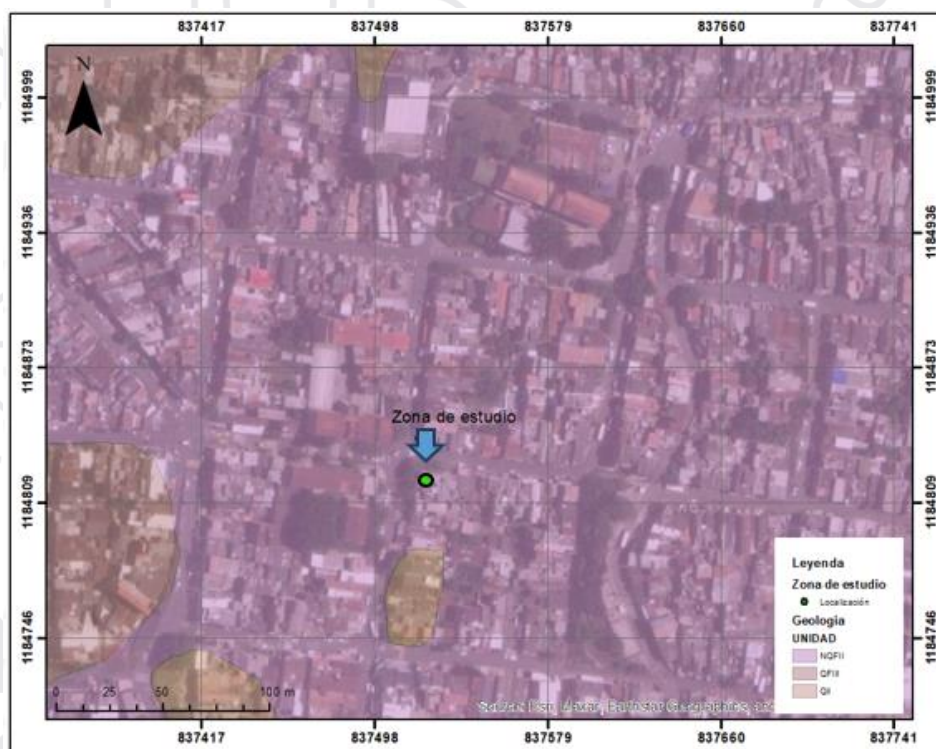


Figura 2 Geología Zona de Estudio. Fuente: Servicio Geológico Colombiano

En el área es posible identificar las siguientes unidades litológicas

Depósitos de Vertiente (QFa, QFIV, QFIII y NQFII): Existe una gran variedad de depósitos de vertiente que cubren las laderas del municipio, cuyos materiales dependen principalmente de las unidades geológicas que afloran en la parte alta de las vertientes.

- **Depósitos de flujo de lodos y/o escombros:** Se encuentran dispersos sobre grandes extensiones en el Valle de Aburrá, reposando concordantemente sobre el basamento ígneo - metamórfico y sobre depósitos más antiguos o intercalados con ellos. Se caracterizan por tener matriz arcillo limosa o limo arcillosa en colores claros (pardo, gris y amarillo), y estar constituidos por bloques heterométricos, con un grado de meteorización de moderado a alto. Su génesis se encuentra asociada a la desestabilización de la vertiente afectadas por el fracturamiento múltiple

sobre estas rocas, además de eventos sísmicos y alta pluviosidad, factores que ayudaron a movilizar los niveles saprolíticos de las rocas hacia la parte inferior de las vertientes.

Depósitos antrópicos - Llenos (QII): Acumulaciones artificiales de escombros y materiales de rezaga producto del desarrollo de la actividad urbanística y constructiva propia de ciudades en crecimiento. Es común observar llenos antrópicos (algunos no cartografiados), sobre los cuales se han construido viviendas y parques deportivos, entre otros. La composición de estos depósitos es en extremo heterogénea, desde materiales homogéneos conformados con algunas normas técnicas hasta basura, materia orgánica y escombros simplemente dispuestos, con propiedades geotécnicas pobres para cortes y capacidad portante. Otro tipo de llenos antrópicos que abarcan áreas mayores corresponden a los botaderos que se generaron por ejemplo como producto de la apertura de la vía Aburrá - Cauca. Estos llenos, están compuestos por bloques angulosos a subangulosos de roca fresca y diámetros muy variables que alcanzan hasta los dos metros.

3.3.2 GEOMORFOLOGÍA

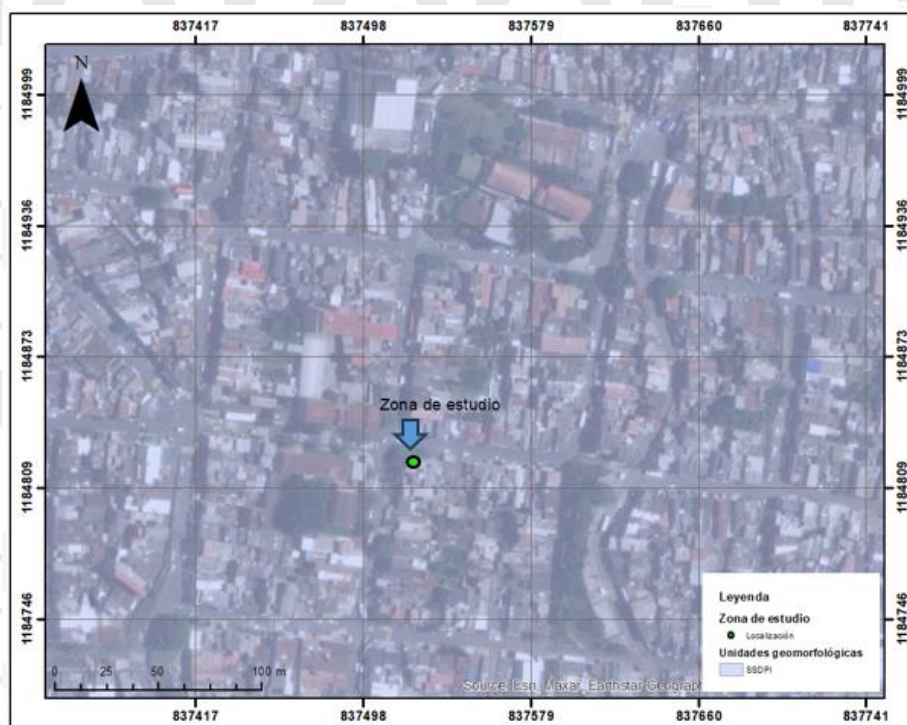


Figura 3 Geomorfología Zona de Estudio. Fuente: Servicio Geológico Colombiano

En el área es posible identificar las siguientes unidades geomorfológicas

Superficies Suaves en Depósitos Poco Incisados (SSDPI): Son geoformas continuas de inclinación suave a moderada y modeladas sobre depósitos de vertiente del tipo flujos de lodos y/o escombros. Presentan un grado de incisión baja a muy baja.

3.4 TECTONISMO REGIONAL

La tectónica global donde se enmarca el proyecto, consiste de una diversidad de terrenos con características geológicas diferentes, las cuales conforman una especie de cuña, delimitadas por la interacción de tres (3) placas tectónicas (Nazca, Caribe y Suramérica), y para la cual, Cline y Otros (1981), acuñaron el nombre de “Bloque Nor-Andino”.

La placa Nazca tiene un sentido de desplazamiento general de occidente a oriente y una velocidad de 60 mm/año. Esta placa, al occidente de Colombia, dentro del océano Pacífico, en la denominada Fosa Colombo-Ecuatoriana, se está subadiuciendo bajo la placa Suramérica. Al norte está en contacto con la placa Caribe a lo largo de una falla transcurrente sinistral, que se prolonga al oeste a partir de la zona del Darién, a lo largo de la plataforma continental del Pacífico Panameño (Sarria, 1990).

La placa Suramérica se mueve en dirección general oriente-occidente, con una ligera componente noroccidental y a una velocidad de 10 a 20 mm/año. La placa Caribe tiene un desplazamiento relativamente menor en la dirección occidente-oriente. Entre las placas Caribe y Suramérica, los límites no están bien definidos, existiendo hipótesis que la ubican por la costa del Mar Caribe y otros a lo largo del flanco este de la cordillera Oriental de Colombia (Sarria, 1990).

La actividad compresiva generada por la interacción de las tres placas, ha desarrollado en el Bloque Nor-Andino, una serie de deformaciones a lo largo de fallas con dirección N-S, una de las cuales es la zona de fallas Cauca - Romeral, de gran importancia para el proyecto.

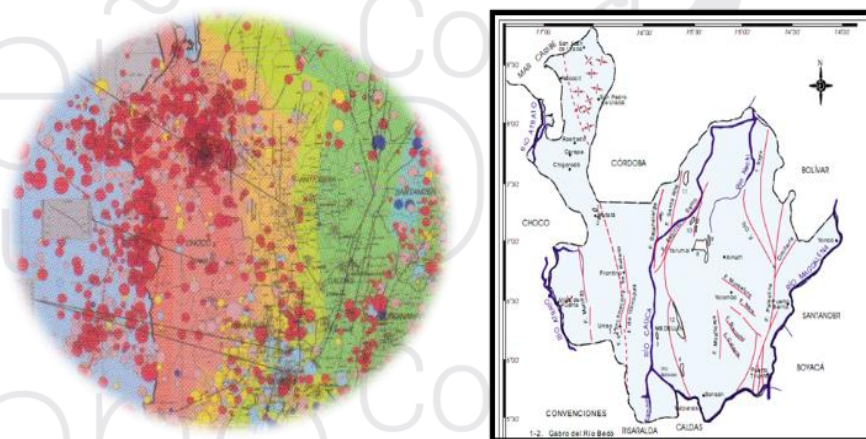


Figura 4 Tectonismo Regional Departamento de Antioquia.

4.0 SISMICIDAD

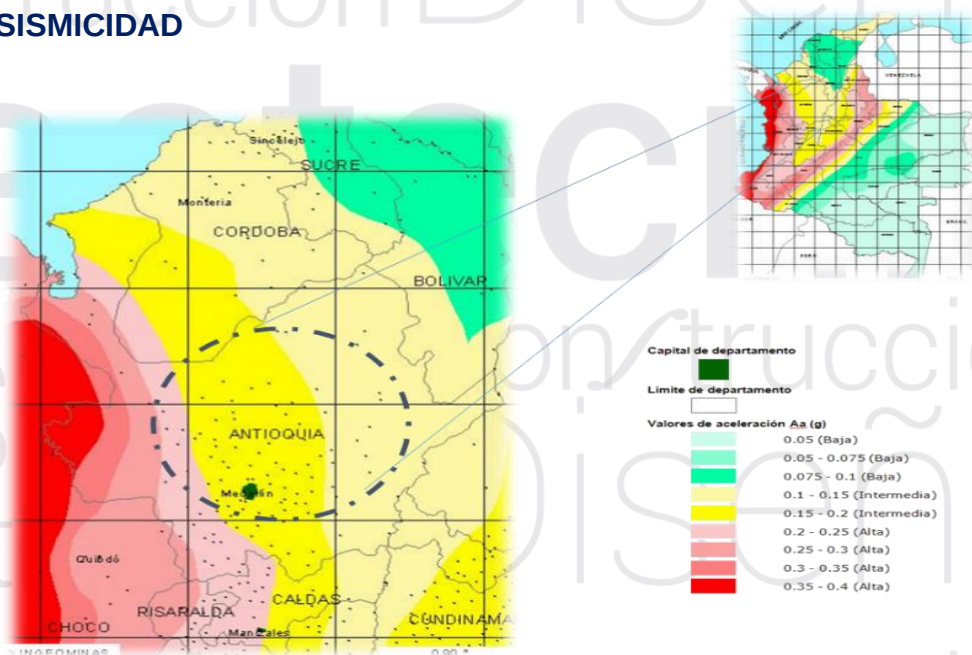


Figura 5 Valores de aceleración Aa en Colombia.

La recopilación de información sobre sismos sentidos en Medellín (a 126 Km de la zona del proyecto), realizado por Arango y Velásquez (1993), reportan 37 sismos ocurridos en el período que va de 1730 a 1979, de los cuales cuatro se registran con intensidades VII, siete con intensidades VI (incluyendo el sismo del 18 de octubre de 1992), y diez con intensidades V. En la tabla N°1 se presenta una

descripción macro sísmica de los terremotos que más han afectado los municipios que se encuentran en los alrededores del Proyecto. Además, según la historia sísmica para Colombia, la cual se encuentra mejor documentada dentro del período del último siglo, considera como fuentes sismogénicas de posible afectación para el proyecto las siguientes:

Norte del Valle - Risaralda- Chocó y Quindío: Se han registrado eventos intermedios, con magnitudes de 6 y 7, los cuales se habían localizado en Manizales.

Atrato y Urabá: Incluye los eventos de la zona de Frontino, como los que sucedieron entre 1903 y 1904. Aún los eventos con magnitudes menores han reportado licuación de suelos y deslizamientos en laderas escarpadas cubiertas de bosque.

Costa del Chocó: Los eventos documentados son recientes. Sismos de magnitud 6-7 han provocado licuación de suelos y deslizamientos en área epicentrales poco pobladas.

Santander: Eventos con magnitudes mayores de 6 han producido intensidades de VI o mayores en el NE de Antioquia.

*Tabla 1 Principales Sismo Sentidos en el Área Metropolitana y Valle de Aburrá.
Fuente: Arango y Velásquez (1993).*

FECHA	DESCRIPCIÓN	INTENSIDAD (MM)	MAGNITUD	EPICENTRO
Marzo 8 /1883	Sentido en gran parte de Colombia. Daños en catedral de Medellín (Santafé de Antioquia??)	VIII+	> 7.0	Atrato medio (??)
Agosto 26/1904	Sismo fuerte y corto sentido en Medellín. Con réplicas			Valle de Aburrá (??)
1903 – 1904	Serie de sismos sentidos en Antioquia. Región epicentral al SW de Frontino	VIII+	> 6.0	SW de Frontino
Abril 4/1911	Daños en Iglesias de Yarumal y Campamento. Sentido en Remedios			NW de Ituango (?)
Febrero 14/ 1952	Daños en iglesias y casas de Medellín, Santafé de Antioquia y Giraldo	VIII	6.7 Ms	Atrato Medio
Diciembre 2/1957	Sentido fuerte en Medellín. Daños en Dabeiba (?)	VI	6.7	Atrato Medio
Julio 29/1967	Intensidades de VII en Yarumal y poblaciones vecinas	VII	6.3	Santander

Diciembre 2/1970	Intensidades de VI en Ituango y Campamento	VII	> 5.5	Urabá
Agosto 30/1973	Daños en poblaciones del NE de Antioquia	VI	5.7 Mb	Santander
Marzo 19/1987	Durante 15 días sismos cortos y fuertes al SW de Frontino. Daños en Murri, Nutibara y Frontino	VII+	5.6 Mb	Atrato Medio
Octubre 18/1992	Sentido en gran parte de Colombia. Daños en Medellín, Bogotá y Cali. Eventos previos y centenares de réplicas	VIII +	7.4 Ms	Atrato Medio
Enero 9/1993	Tres sismos fuertes y cortos causaron pánico en muchas personas de Medellín y poblaciones cercanas	IV - V	3.0	Valle de Aburrá (??)

Las principales fuentes sismogénicas que afectan el proyecto se deben diferenciar entre fuentes intraplaca y fuentes interplaca. Además, debe tenerse presente que la liberación de energía elástica acumulada en las zonas interplaca e intraplaca se produce en ciertos sectores de la corteza, los cuales se denominan sismofuentes debido a que en ellos se ha producido una cantidad relevante de sismos de diversas magnitudes, registrado tanto en catálogos instrumentales como en documentos históricos. Las principales sismofuentes para el proyecto y localizadas en el territorio Colombiano incluyen:

- ❖ **La sismofuente del Viejo Caldas, a la cual se le asigna el evento del 23 de noviembre de 1979 (denominado sismo Mistrató);**
- ❖ **La zona de fallas Murindó-Murri-Mutató, el cual generó los sismos del 17 y 18 de octubre de 1992,**
- ❖ **Las zonas de falla Cauca -Romerol.**

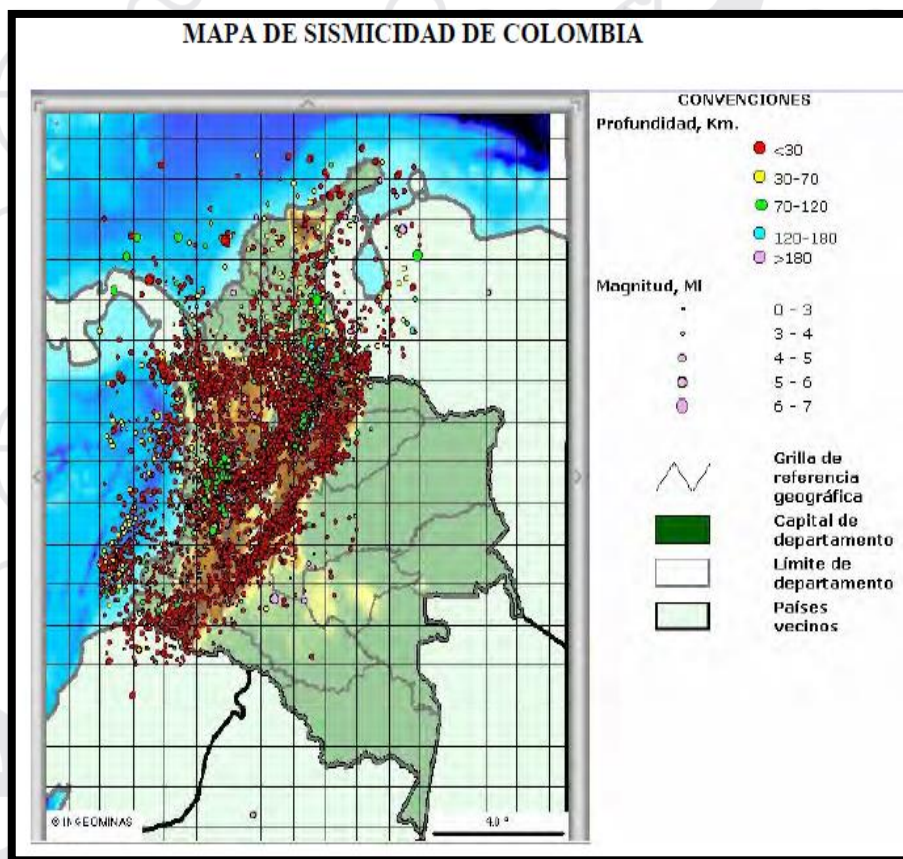


Figura 6 Mapa de sismicidad en Colombia.

5.0 EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

El programa de exploración de campo consistió en la ejecución de **dos (2)** perforaciones que alcanzaron como máximo los **6.00 m y/o Rechazo, y tres (3) apiques**, localizados estratégicamente, de este sondeo se hace una descripción general en este capítulo y en los Anexos, se presenta cada uno de los registros campo, donde se indican la descripción de las muestras recobradas, la posición del nivel freático, la secuencia estratigráfica y demás detalles pertinentes.

La selección de los sitios a explorar respondió a las necesidades de conocer la distribución de los suelos en profundidad, según las condiciones geológicas y geomorfológicas reconocidas.

Las perforaciones se realizaron mediante el sistema de percusión, en las cuales, se tomaron muestras para ensayos de laboratorio. Adicionalmente se hizo una

inspección en los alrededores de cada una de las zonas exploradas para verificar la presencia de áreas inestables cerca de cada región de interés.



Figura 7 Ubicación de las perforaciones y apiques

Tabla 2 Coordenadas de las perforaciones

Perforaciones	Coordenadas			Nivel Freático (m)
P1	1184810.893	N	837513.006	No se detectó
P2	1184824.46	N	837527.04	No se detectó
A1	1184811.244	N	837516.982	No se detectó
A2	1184821.419	N	837536.397	No se detectó
A3	1184821.068	N	837516.046	No se detectó

5.1 REGISTRO FOTOGRÁFICO

PERFORACIÓN 1 (P1)



PERFORACIÓN 2 (P2)



6.0 ANALISIS DE FUNDACIONES EXISTENTES

De acuerdo con el trabajo realizado en campo, se realizaron tres apiques, ejecutando la exhumación de las cimentaciones con el fin de poder conocer su características y estado en el que se encuentran, teniendo en cuenta el material circundante. A continuación, se presentan lo evidenciado en el lugar:

APIQUE 1







Figura 8 Registro fotográfico apique 1

El primer apique que se realizó con dimensiones con 0.55 m de ancho, 1.30 m de largo y 0.70 m de profundidad, en el cual se encontró un mortero de 0.10 m de espesor, subyacente un concreto ciclópeo de 0.70 m de espesor. Después de los 0.80 m de profundidad se encontró un depósito antrópico con rocas de tamaño de 0.35 m x 0.50 m aproximadamente, material de escombros y un material orgánico, color café oscuro.

APIQUE 2

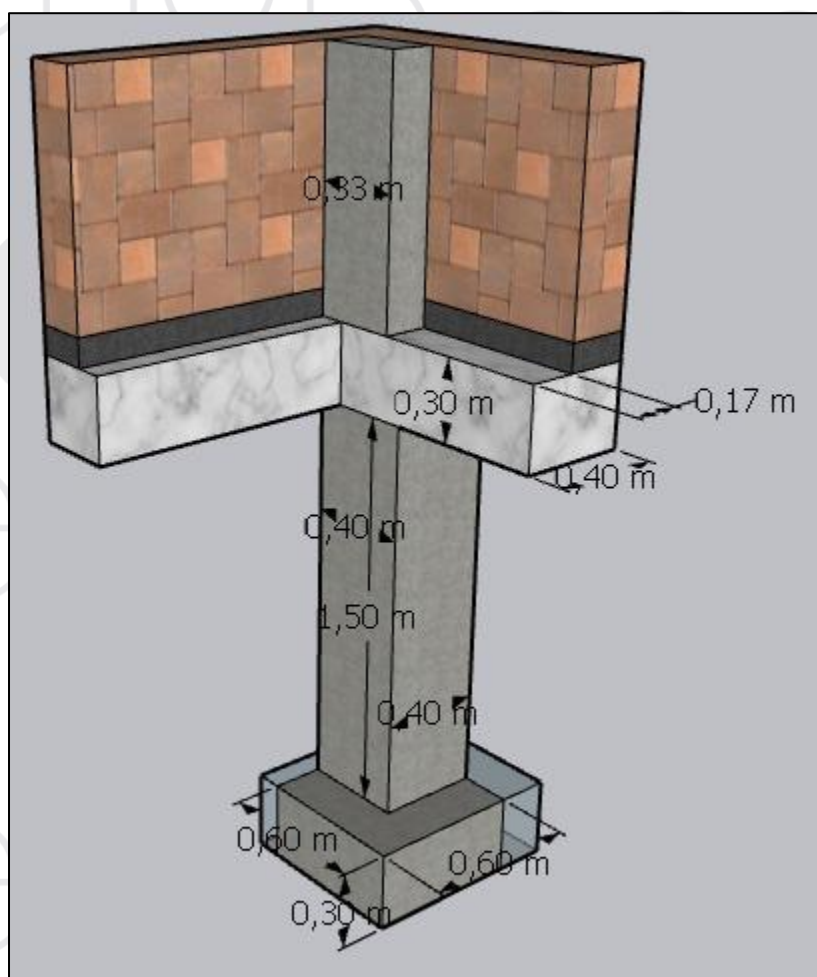




Figura 9 Registro fotográfico apique 2

El segundo apique que se realizó con dimensiones de 1.00 m de ancho x 1.5 m de largo x 2.70 m de profundidad, con material circundante correspondiente a un depósito antrópico con rocas de tamaño de 0.35 m x 0.50 m aproximadamente, material de escombros y limo color café amarillento.

Se halló una fundación mediante un sistema de cimentación superficial tipo zapata con dimensiones observadas de 0.60 m x 0.60 m y espesor de 0.30 m, conectada a un dado con medias de 0.40 m x 0.40 m y altura de 1.5 m, unido a este, vigas de amarre perimetral (ortogonal) con dimensiones de 0.30 m x 0.40 m, continuando con una columna con dimensiones observadas de 0.33 m x 0.17 m, un desplante total $D_f = 2.70$ m como se observa en el siguiente esquema ilustrativo:



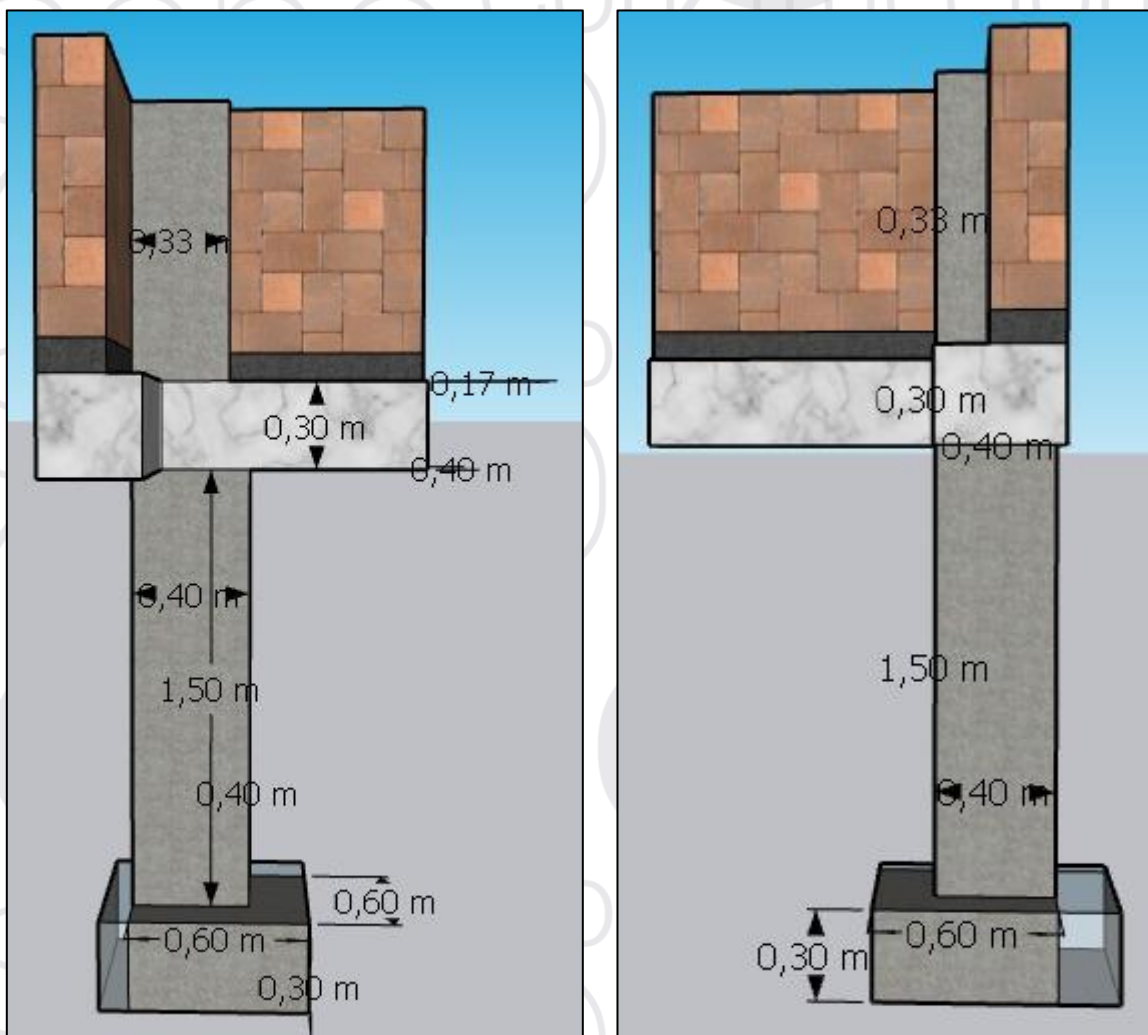


Figura 10 Esquema ilustrativo de la cimentación observada, apique 2

APIQUE 3





Figura 11 Registro fotográfico apique 3

El tercer apique que se realizó con dimensiones con 1.00 m de ancho, 1.33 m de largo y 0.80 m de profundidad, en el cual se encontró un mortero de 0.10 m de espesor, subyacente un concreto ciclópeo desde los 0.10 m hasta los 0.80 m de profundidad, seguido de un depósito antrópico con rocas de tamaño de 0.40 m x 0.55 m aproximadamente, material de escombros y limo color café amarillento.

Conforme con el siguiente registro fotográfico, la visita y reconocimiento de campo ejecutado el día 22 de diciembre de 2023, se evidencian patologías en algunos elementos que comprenden la edificación, posiblemente causadas por asentamientos diferenciales y rotación de la estructura.







Figura 12 Registro fotográfico patologías evidenciadas.

7.0 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR (SPT)

Se exploraron los Sectores dentro de la zona de interés, las muestras se describieron visualmente, donde se anotó la clasificación de campo, el color, la plasticidad, la consistencia, el cambio de estrato y demás observaciones complementarias.

Las muestras de las cucharas se empacaron en bolsas plásticas y fueron enviadas al laboratorio inmediatamente para el análisis de laboratorio.

Los **S.P.T** se llevaron a cabo con un martillo de seguridad de 0.62 kN de peso, que se dejaba caer desde una altura de 0.76 m (**párrafo 5.4.1 de la norma ASTM D 1586-92**), a intervalos de aproximadamente 1.25 m.

El valor de la resistencia a la penetración estándar (valor de N) se obtuvo como el número de golpes requerido para introducir la cuchara (**Split Barrel Sampler**) 305 mm, después de hacerla penetrar 150 mm. Una vez determinado el valor de N, la

cuchara se penetraba 305 mm adicionales con el fin de obtener una mayor cantidad de muestra y así confirmar la continuidad del estrato. Las muestras se recobraron en tubos de pared delgada tipo Shelby de 76 mm de diámetro exterior (**ASTM D 1587**), hincados a presión, y en cucharas (**Split-Barrel Sampler**) de 50.8 mm de diámetro exterior, 38.1 mm de diámetro interior y un tubo muestreador de 700 mm de longitud (**norma ASTM D 1586**, aprobada en 1992), penetradas para el **S.P.T.** En el anexo se presentan los resultados y sus respectivas representaciones gráficas.

En el ensayo de penetración estándar se observan comportamientos continuos y homogéneos, caracterizados por resistencias a la penetración que aumenta conforme aumenta la profundidad.

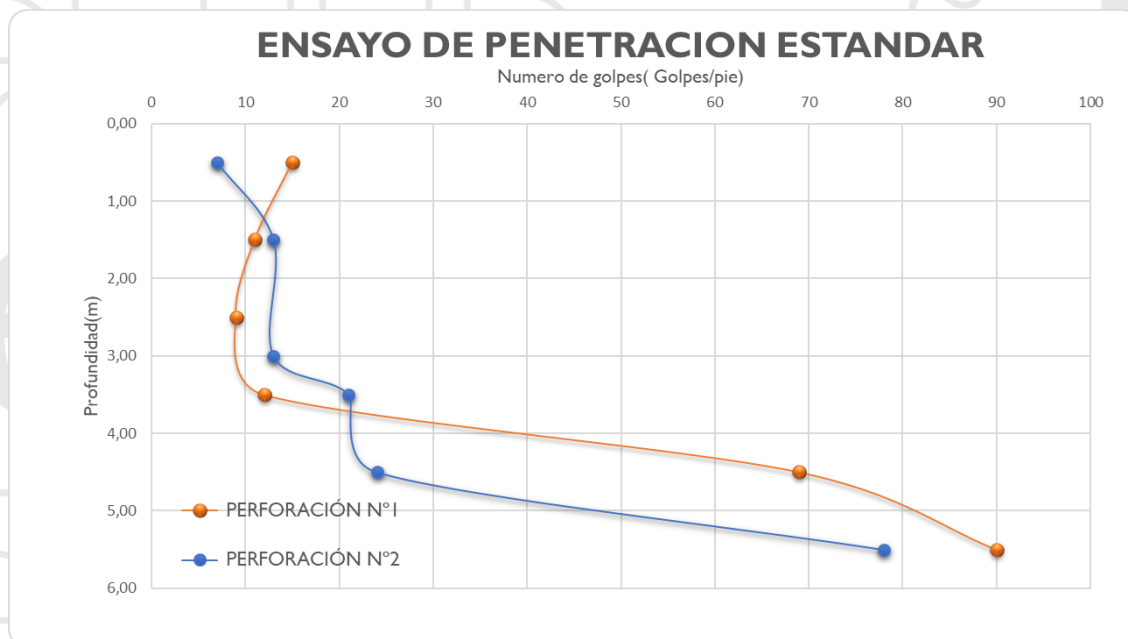


Figura 13 Ensayo de penetración estándar

8.0 ANÁLISIS DE LABORATORIO

Con el fin de caracterizar geo-mecánicamente los materiales del subsuelo las muestras obtenidas durante las exploraciones del subsuelo fueron llevadas al laboratorio donde se determinaron sus propiedades de resistencia.

- ❖ **Clasificación USCS.**
- ❖ **Granulometría por mallas con lavado sobre el tamiz No. 200.**
- ❖ **Límites de consistencia de Atterberg Y Humedad natural.**
- ❖ **Cohesión C y Angulo de fricción interno del suelo Φ .**

Humedad de equilibrio: Es la humedad que corresponde a la ariedad natural del suelo por el agua; si la humedad natural es inferior, el suelo buscará satisfacerla, proceso en el cual tiene lugar la expansión **NSR-10 H.9.1.4**. En la tabla se presentan los resultados obtenidos en el cálculo de humedades de equilibrio, correspondientes a las muestras analizadas en laboratorio.

Tabla 3 Humedades de equilibrio

ENSAYO DE LABORATORIO															
RESULTADOS DE ENSAYOS DE LABORATORIO															
Sondeo	Muestra	Profundidad	Humedades			Gravedad específica	γ_h (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	Cohesión c (kPa)	Ángulo de fricción ϕ°	Humedad natural (W) (%)		Pasa 200 (%)	Clasificación	Ambiente geológico
			Límite líquido	Límite plástico	Índice de plasticidad						Clasificación	Peso específico			
P-1	M-1	0,00-1,00	53,41	30,97	22,44	-	-	-	-	-	53,20	-	93,10	MH	Depósito antrópico
P-1	M-3	2,00-3,00	51,10	29,83	21,27	2,48	-	-	-	-	36,98	-	55,85	MH	Depósito antrópico
P-1	M-5	4,00-5,00	58,27	32,17	26,10	-	-	-	-	-	55,47	-	94,97	MH	Depósito antrópico
P-2	M-2	1,00-2,00	58,56	31,33	27,23	-	-	-	-	-	32,37	-	69,78	MH	Depósito antrópico
P-2	M-4	3,00-4,00	59,96	37,43	22,53	-	-	-	-	-	49,68	-	81,68	MH	Depósito antrópico
P-2	M-6	5,00-6,00	74,56	37,82	36,74	2,69	-	-	-	-	49,12	-	81,84	MH	Depósito antrópico
L.L. = Límite Líquido L.P. = Límite Plástico L.C. = Límite de Contracción I.L. = Índice de Fluidéz I.C. = Índice de Consistencia I.S. = Índice de Retracción															

8.1 ANÁLISIS DE SUELOS ENCONTRADOS

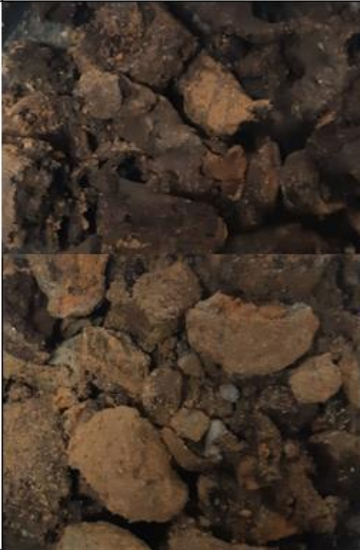
consoiltec sas		PERFIL ESTRATIGRÁFICO PERFORACIÓN 1	
P1		Código de proyecto: 4390 MANRIQUE	Dirección: Carrera 33 # 70-74
Tipo de sondeo: PERFORACIÓN		Fecha de sondeo inicio: 22/12/2023	Coordenadas Y: 1184810.893 N
		Fecha de sondeo fin: 22/12/2023	Coordenadas X: 837513.006 E
profundidad y escala		Perfil	Descripción
Sin escala	nivel freático	No se detecto nivel freatico	
-0.15			Depósito antrópico compuesto limo de alta compresibilidad, de humedad alta, de color café oscuro y negro con betas naranjas. Contiene material orgánico. Apartir de los 2,00 m de profundidad, de humedad media de color amarillo y marrón con motas negras y betas grises, de consistencia media a dura. Contiene material de lleno (escombros).
-0.20			
-0.5			
-1.00			
-1.20			
-1.50			
-1.75			
-2.00			
-2.15			
-2.45			
-2.75			
-3.00			
-3.30			
-3.50			
-3.75			
-4.00			
-4.25			
-4.50			
-4.75			
-5.00			
-5.25			
-5.50			
-5.75			
-6.00			

Figura 14 Perfil estratigráfico P1

consoiltec s.a.s		PERFIL ESTRATIGRÁFICO P2	
P2		Código de proyecto: 4390 MANRIQUE	Dirección: Carrera 33 # 70-74
Tipo de sondeo: PERFORACIÓN		Fecha de sondeo inicio: 26/12/2024	Coordenadas Y: 1184824.46 N
		Fecha de sondeo fin: 26/12/2024	Coordenadas X: 837527.04 E
profundidad y escala		Perfil	Descripción
Sin escala	nivel freático	No se detectó nivel freático	
-0.15			Depósito antrópico compuesto por limo de alta compresibilidad con pequeñas gravas, de humedad media, de color marron, naranja y amarillo con motas negras de consistencia media a dura.
-0.20			
-0.80			
-1.00			
-1.20			
-1.50			
-1.75			
-2.00			
-2.30			
-2.45			
-2.75			
-3.00			
-3.25			
-3.50			
-3.75			
-4.00			
-4.25			
-4.50			
-4.75			
-5.00			
-5.2			
-5.50			
-5.75			
-6.00			

Figura 15 Perfil estratigráfico P2

9.0 DISEÑO DE CIMENTACIONES

Este capítulo recoge los análisis empleados para el diseño de las cimentaciones, se definen las condiciones geotécnicas y estructurales que se requieren para el diseño del sistema de fundaciones de las estructuras proyectadas.

En términos generales, las actividades que se siguieron para el diseño fueron:

- **Consideraciones iniciales de diseño y requerimientos del proyecto**
- **Definición de los parámetros de diseño teniendo en cuenta la geotecnia realizada y las características de los materiales encontrados.**
- **Determinación de los parámetros de diseño sísmico según la NSR 10.**

9.1 PERFIL GEOLÓGICO Y AMENAZA SÍSMICA

Un perfil geológico por la zona de interés según **Título A.10.3:**

De acuerdo con el **Título A.1.3.4** diseño estructural para estructuras nuevas en la obtención del nivel de amenaza sísmica y los valores de **Aa** y **Av**, se tiene:

- ☒ **Aa: 0,15** **Zona de amenaza sísmica Intermedia**
☒ **Av: 0,20**
☒ **Ae: 0,13**
☒ **Ad: 0,07**

Y las características de la estratificación del suelo subyacente de los coeficientes del sitio **Fa** y **Fv**, se tiene:

Tabla 4 Tabla A.2.4-1 Clasificación perfiles del suelo. Fuente: NSR-10

Tipo de perfil	Descripción	Definición
A	Perfil de roca competente	$\bar{V}_s \geq 1500$ m/s
B	Perfil de roca de rigidez media	1500 m/s > $\bar{V}_s \geq 760$ m/s
C	Perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	760 m/s > $\bar{V}_s \geq 360$ m/s $\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	360 m/s > $\bar{V}_s \geq 180$ m/s $50 > \bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)
E	Perfil que cumple el criterio de velocidad de la onda de cortante, o perfil que contiene un espesor total H mayor de 3 m de arcillas blandas	180 m/s > $\bar{V}_s$ $IP > 20$ $w \geq 40\%$ 50 kPa (≈ 0.50 kgf/cm ²) > $\bar{s}_u$
F	Los perfiles de suelo tipo F requieren una evaluación realizada explícitamente en el sitio por un ingeniero geotecnista de acuerdo con el procedimiento de A.2.10. Se contemplan las siguientes subclases: F₁ — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F₂ — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (H > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F₃ — Arcillas de muy alta plasticidad (H > 7.5 m con Índice de Plasticidad IP > 75) F₄ — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (H > 36 m)	

Tabla 5 Tabla A.2.4-2 Criterios para clasificar suelos dentro de los perfiles de suelo tipos C,D o E. Fuente: NSR-10.

Tipo de perfil	$\bar{V}_s$	$\bar{N}$ o $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$
C	entre 360 y 760 m/s	mayor que 50	mayor que 100 kPa (≈ 1 kgf/cm ²)
D	entre 180 y 360 m/s	entre 15 y 50	entre 100 y 50 kPa (0.5 a 1 kgf/cm ²)
E	menor de 180 m/s	menor de 15	menor de 50 kPa (≈ 0.5 kgf/cm ²)

- ☒ **Fa: 1.5** **Tabla A.2.4-3 NSR-10**

- ☒ **Fv: 2.0** **Tabla A.2.4-4 NSR-10**

El coeficiente de importancia se asigna de acuerdo con la tabla A.2.5-1, en el reglamento NSR-10:

Tabla 6. Tabla A.2.5-1. NSR-10

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

Para el caso del presente proyecto se define como grupo de uso **I**, que corresponde a “todas las edificaciones cubiertas por el alcance del reglamento, pero que no se han incluido en los grupos **II, III, IV**” (NSR-10). Por lo tanto, el coeficiente de importancia y el grupo de uso es:

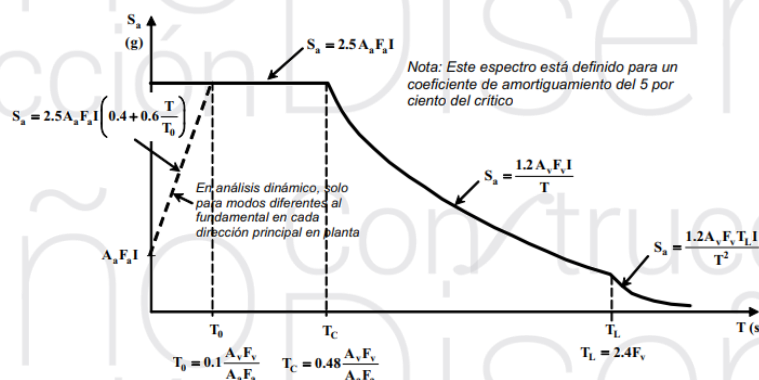
Tabla 7. Valor de coeficiente de importancia del proyecto según el grupo de uso.

Grupo de uso	Coeficiente importancia
I	1.00

Coeficiente sísmico de diseño horizontal:

Según el reglamento NSR-10, para el análisis y diseño de taludes, se debe emplear la aceleración máxima del terreno obtenida, para este caso en particular, como la aceleración del espectro de diseño para un periodo igual a cero”.

Figura 16. Espectro elástico de aceleraciones de diseño como fracción de g. NSR-10



Como se observa en la Figura 16, se debe expresar una aceleración máxima horizontal de diseño expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad igual a la expresión mostrada a continuación.

$$a_{max} = Aa * Fa * I = 0.15 * 1.5 * 1.0 = 0.225$$

Donde,

Aa = coeficiente que representa la aceleración horizontal pico efectiva, para diseño (NSR-10)

Fa = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos cortos, debida a los efectos de sitio (NSR-10)

I = coeficiente de importancia (NSR-10)

Además, el coeficiente sísmico de diseño para análisis pseudo-estático de taludes KST tiene valor inferior o igual al a_{max} y se admiten los siguientes valores mínimo KST/ a_{max} , dependiendo del tipo de material y del tipo de análisis.

Tabla 8. Valores de Kst/amax. NSR-10.

Material	K_{ST}/a_{max} Mínimo	Análisis de Amplificación Mínimo
Suelos, enrocados y macizos rocosos muy fracturados (RQD < 50%)	0.80	Ninguno
Macizos rocosos (RQD > 50%)	1.00	Ninguno
Todos los materiales térreos	0.67	Amplificación de onda unidimensional en dos columnas y promediar
Todos los materiales térreos	0.50	Amplificación de onda bidimensional

Para este proyecto el factor Kst/amax mínimo del análisis 0.80, dando como resultado el componente horizontal:

$$\text{Componente horizontal} = 0.8 * 0.225 = 0.18$$

Coeficiente sísmico de diseño vertical

Según el reglamento NSR-10 plantea lo siguiente: “Cuando se utilice la componente vertical de diseño, como mínimo debe tomarse como las dos terceras partes de los valores correspondientes a los efectos horizontales”, debido a lo anterior el componente vertical es igual a:

$$\text{Componente vertical} = \frac{2}{3} * 0.18 = 0.12$$

CORRELACIÓN “N” DEL SPT CON LA VELOCIDAD DE ONDA DE CORTE Vs. Según IMAI & TONOUCI 1982.

☑ **Vs: 226.71 m/s**

Además, Según las condiciones geológicas del entorno, para estimar los efectos locales según **Título A.2.4.4** la respuesta sísmica del proyecto, la Clasificación del perfil del suelo del proyecto es **Tipo D**.

Para determinar la velocidad de onda de corte se aplicó la siguiente metodología:

En el título A.2.4.3 se utiliza uno de los tres parámetros definidos para clasificar el tipo de perfil de suelo.

Según el criterio del ingeniero geotecnista se utiliza el parámetro de la velocidad media de la onda de cortante para definir el tipo de perfil del suelo en este estudio. Para calcular este parámetro se siguió la siguiente metodología:

Figura 17. Metodología para cálculo de velocidad media de la onda de cortante según A.2.4-1 NSR-10.

A.2.4.3.1 — Velocidad media de la onda de cortante — La velocidad media de la onda de cortante se obtiene por medio de:

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^n d_i}{\sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}}} \quad (\text{A.2.4-1})$$

donde:

- v_{si} = velocidad media de la onda de cortante del suelo del estrato i , medida en campo, en m/s
- d_i = espesor del estrato i , localizado dentro de los 30 m superiores del perfil

En cuanto a correlaciones con velocidades de onda de corte en muchas oportunidades se acude a la utilización de correlaciones empíricas basadas en pruebas desarrolladas en diferentes partes del mundo (**Imai y Yoshimura, 1970; Ohba y Toriumi, 1970; Hara et al., 1974; Imai, 1977; Ohta y Goto, 1978; Wroth, 1979; Imai y Tonouchi, 1982; Okamoto, 1989, 2002, Alfaro, (2007).**

Figura 18. Ecuaciones calculo Vs.

Investigadores	Ecuación	Observaciones
Imai y Yoshimura (1970)	$V_s = 76 N^{0.33}$	
Ohba y Toriumi (1970)	$V_s = 84 N^{0.31}$	
Imai (1977)	$V_s = a N^b$	a=102, b=0.29 Arcilla Holoceno a= 81, b=0.33 Arena Holoceno a=114, b=0.29 Arcilla Pleistoceno a= 97, b=0.32 Arena Pleistoceno
Ohta y Goto (1978)	$V_s = 61.62 H^{0.222} N^{0.254}$	Para todo tipo de suelo H=Profundidad del ensayo
	$V_s = 62.14 H^{0.230} N^{0.219}$	Para Arcillas H=Profundidad del ensayo
Okamoto (1989)	$V_s = 125 N^{0.3}$	Arena del Pleistoceno
Japan Road Association (2002)	$V_s = 80 N^{1/3}$	Para Arenas
	$V_s = 100 N^{1/3}$	Para Arcillas
Alfaro (2007)	$V_s = 91.44 H^{0.291} N^{0.298}$	Para Arcillas de Bogotá H=Profundidad del ensayo

Se tomaron las ecuaciones basados en Imai (1977) el cual determina la ecuación dependiendo del tipo de estratigrafía para las velocidades de onda.

Tabla 9. Relación de la velocidad de onda y espesor de estrato P1.

Inicial (m)	Final (m)	N	Vs	di	di/Vi
0,00	1,00	15	223,70	1,00	0,0045
1,00	2,00	11	204,46	1,00	0,0049
2,00	3,00	9	192,90	1,00	0,0052
3,00	4,00	12	209,68	1,00	0,0048
4,00	5,00	69	348,23	1,00	0,0029
5,00	6,00	90	376,12	1,00	0,0027
		SUMATORIA		6,00	0,0248

Tabla 10. Relación de la velocidad de onda y espesor de estrato P2.

Inicial (m)	Final (m)	N	Vs	di	di/Vi
0,00	1,00	7	179,34	1,00	0,0056
1,00	2,00	13	214,61	1,00	0,0047
2,00	3,00	13	214,61	1,00	0,0047
3,00	4,00	21	246,63	1,00	0,0041
4,00	5,00	24	256,37	1,00	0,0039
5,00	6,00	78	360,83	1,00	0,0028
		SUMATORIA		6,00	0,0256

Se aplica la formula A.2.4-1 del “**Reglamento Colombiano de Construcciones Sismo Resistente “NSR-10”**”

$$Vs = \frac{\sum d1}{\sum di/Vsi} = \frac{6.00}{0.0248} = 241.49 \frac{m}{s} \text{ Para P1}$$

$$Vs = \frac{\sum d1}{\sum di/Vsi} = \frac{6.00}{0.0256} = 234.71 \frac{m}{s} \text{ Para P2}$$

Realizando un promedio de las velocidades de las perforaciones, se obtiene:

Vs (m/s) P1	Vs (m/s) P2	Promedio
241,50	234,17	226,71

9.2 PARÁMETROS GEOTÉCNICOS.

Para realizar la modelación de los materiales con el objetivo de definir su resistencia y deformabilidad, se estimaron los parámetros geotécnicos de cada uno. Por esta razón se utilizaron los resultados de los ensayos de laboratorio; además, de la información obtenida en el ensayo de penetración estándar (Nspt). con estos últimos, se usaron correlaciones con la resistencia al corte (Φ) u cohesión (c).

Adicional, se relacionan los parámetros obtenidos a partir de los ensayos de laboratorio y SPT, con bibliografía encontrada en la literatura relacionada.

Los parámetros de ángulo de fricción. cohesión y densidad son correlacionados con la siguiente tabla de Manual de carreteras. Volumen II (Bañón, L).

Tabla 11. Valores de peso específico, Angulo de fricción y cohesión Bañon (2000).

TIPO DE SUELO	γ (T/m ³)	ϕ (grados)	c (T/m ²)
Bloques y bolos sueltos	1.70	35-40°	
Grava	1.70	37.5°	-
Grava arenosa	1.90	35°	
Arena compacta	1.90	32.5-35°	
Arena semicompacta	1.80	30-32.5°	-
Arena suelta	1.70	27.5-30°	
Limo firme	2.00	27.5°	1-5
Limo	1.90	25°	1-5
Limo blando	1.80	22.5°	1-2.5
Marga arenosa rígida	2.20	30°	20-70
Arcilla arenosa firme	1.90	25°	10-20
Arcilla media	1.80	20°	5-10
Arcilla blanda	1.70	17.5	2-5
Fango blando arcilloso	1.40	15°	1-2
Suelos orgánicos (turba)	1.10	10-15°	-

Otros valores estimados de cohesión y fricción del suelo basados en el número de golpes del SPT obtenidos de Soils and Soil Engineering (Karol, R).

Tabla 12. Valores de cohesión y ángulo de fricción según (Karol, 1960).

Soil Type and SPT Blow Counts		Undisturbed Soil	
		Cohesion (psf)	Friction Angle (°)
Cohesive soils			
Very soft	(<2)	250	0
Soft	(2-4)	250-500	0
Firm	(4-8)	500-1,000	0
Stiff	(8-15)	1,000-2,000	0
Very stiff	(15-30)	2,000-4,000	0
Hard	(>30)	4,000	0
Cohesionless soils			
Loose	(<10)	0	28
Medium	(10-30)	0	28-30
Dense	(>30)	0	32
Intermediate soils			
Loose	(<10)	100	8
Medium	(10-30)	100-1,000	8-12
Dense	(>30)	1,000	12

Los siguientes son rangos de valores típicos de coeficientes de Poisson según Bowles (1996):

Tabla 13. Valores de coeficiente de Poisson según Bowles (1996).

Material	Typical values for Poisson's ratio
Saturated clay	0.4-0.5
Rock	0.1-0.4
Sand, gravelly sand	0.3-0.4
Silt	0.3-0.35
Sandy clay	0.2-0.3
Loess	0.1-0.3

Bowles (1986), reporta valores típicos de módulo de elasticidad para diferentes tipos de suelo:

Tabla 14. Valores típicos de módulo de Young según Bowles (1986).

Soil	E_s , MPa
Clay	
Very soft	2-15
Soft	5-25
Medium	15-50
Hard	50-100
Sandy	25-250
Glacial till	
Loose	10-150
Dense	150-720
Very dense	500-1440
Loess	15-60
Sand	
Silty	5-20
Loose	10-25
Dense	50-81
Sand and gravel	
Loose	50-150
Dense	100-200
Shale	150-5000
Silt	2-20

Resultado de las correlaciones con los valores típicos que se encuentran en la literatura y de la experiencia que se tiene con cada tipo de material se obtienen los siguientes parámetros geotécnicos para el proyecto:

Tabla 15. Parámetros geotécnicos.

Material	Profundidad (m)	γ_h (kN/m ³)	Φ (°)	c (kPa)	E (kPa)	v
Depósito antrópico	0,00 - 6,00	18	18	20,00	14000	0,3

9.2 CALCULO DE LA CAPACIDAD DE SOPORTE

La capacidad de soporte de los suelos de fundación se determinó mediante el cálculo de la resistencia última del suelo según la teoría clásica de la mecánica de suelos, donde se utiliza parámetros de cálculo basados en diferentes autores (**Terzaghi, NSR-10, Meyerhof**), la cual se expresa en términos de capacidad admisible y fue calculada con base el valor de N dado por el **S.P.T**, la cohesión C, el ángulo de fricción interno y el módulo de elasticidad del suelo.

Para el cálculo de la capacidad admisible se utilizó una hoja electrónica en Excel, con valores de factor de seguridad de 3.0 y asentamientos máximos de 25.4 mm. De acuerdo con las propiedades geo-mecánicas de los materiales y la influencia del nivel freático en los estratos de suelo, se determinó que la capacidad de soporte para la cimentación de acuerdo a la profundidad de desplante “D_f”; es determinada con respecto a la cota de terreno Actual (Sin Terraceos) y debe ser medida con topografía para tener en cuenta al momento de conformar la excavación “Ceros de excavación” en los diferentes sitios del Proyecto para vaciar las fundaciones.

9.2.1 CIMENTACIÓN EXISTENTE: ZAPATA APOYADA SOBRE MEJORAMIENTO

Una vez realizada la exhumación de algunos elementos y determinando la profundidad de desplante, la sección del elemento, las característica geomecánicas del suelo en contacto en la interacción del suelo y la estructura; se procedió a verificar con una carga de servicio asumida de 40 por piso, si los elementos existentes están dentro del rango de los asentamientos permisibles encontrándose:

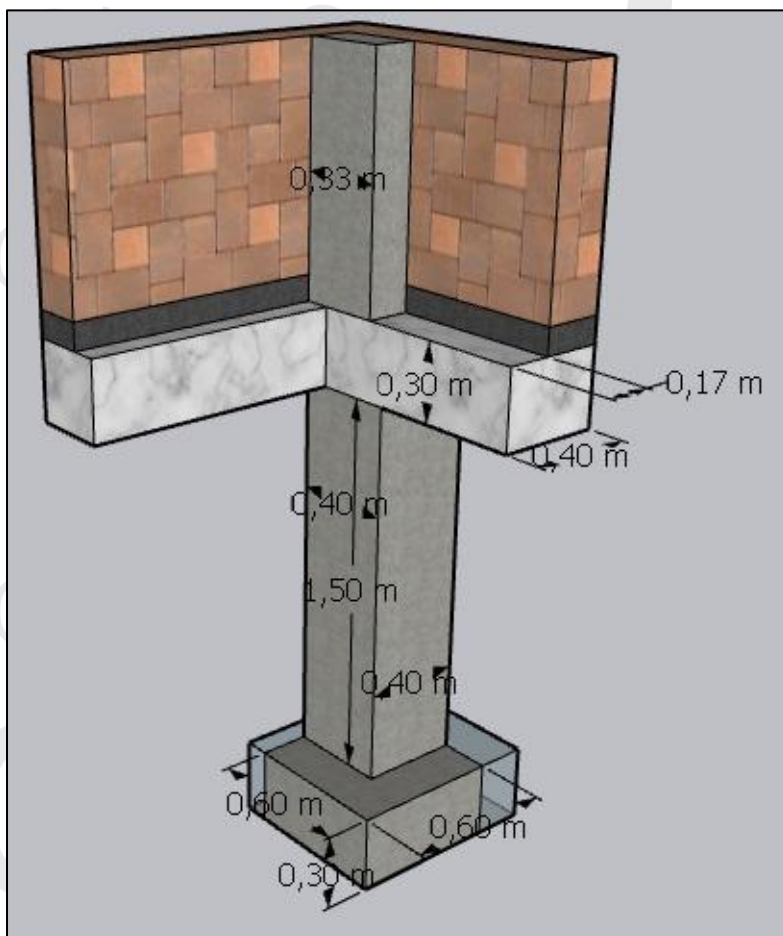


Figura 19 Esquema cimentación existente tipo zapata

Al realizar el cálculo de la capacidad admisible, con cargas de servicio asumidas de 40 ton por nivel, se obtiene como resultado $\sigma_{adm} = 22.69 \text{ ton/m}^2$ (222.54 kPa), con relación a las áreas existentes, al ejecutar el análisis para las cargas de servicio de los tres niveles existentes, no cumple con la sección necesaria para resistir dichas cargas de servicio, Por tanto, se recomienda aumentar la sección de contacto de las zapatas existentes.

Tabla 16. Cálculo de capacidad portante.

Capacidad Portante	381,00 kPa	✗	Capacidad Portante	222,54 kPa	✗
Estática Admisible	38,85 Ton/m ²		Pseudoestática Admisible	22,69 Ton/m ²	
Recomendada	3,89 Kg/cm ²		Recomendada	2,27 Kg/cm ²	
Capacidad de Carga	137,16 kN	✗	Capacidad de Carga	80,11 kN	✗
Estática Admisible	13,99 Ton		Pseudoestática Admisible	8,17 Ton	
Recomendada	13.986,42 Kg		Recomendada	8.169,39 Kg	

10.0 RECOMEDACIONES DE CIMENTACIÓN:

10.1 OPCIÓN 1 DE CIMENTACIÓN: ZAPATAS SOBRE MEJORAMIENTO.

Para garantizar la estabilidad de la estructura se recomienda aumentar el área de contacto del sistema de cimentación superficial tipo zapata individual existente con el fin de que puedan resistir las cargas de servicio, con vigas de amarre perimetral (ortogonal) (**Según NSR 10**), estas vigas con separación de 0.05 m sobre el terreno, un desplante total $D_f = 2,70$ m, $\sigma_{adm} = 16.84$ ton/m² (165.12 kPa) y un asentamiento menor de 1" (2.54cm). La zapata debe ir apoyada sobre un reemplazo en concreto ciclópeo 60:40 (Piedra: Concreto) de espesor mínimo 0.50 m y con resistencia de 210 Kg/cm².

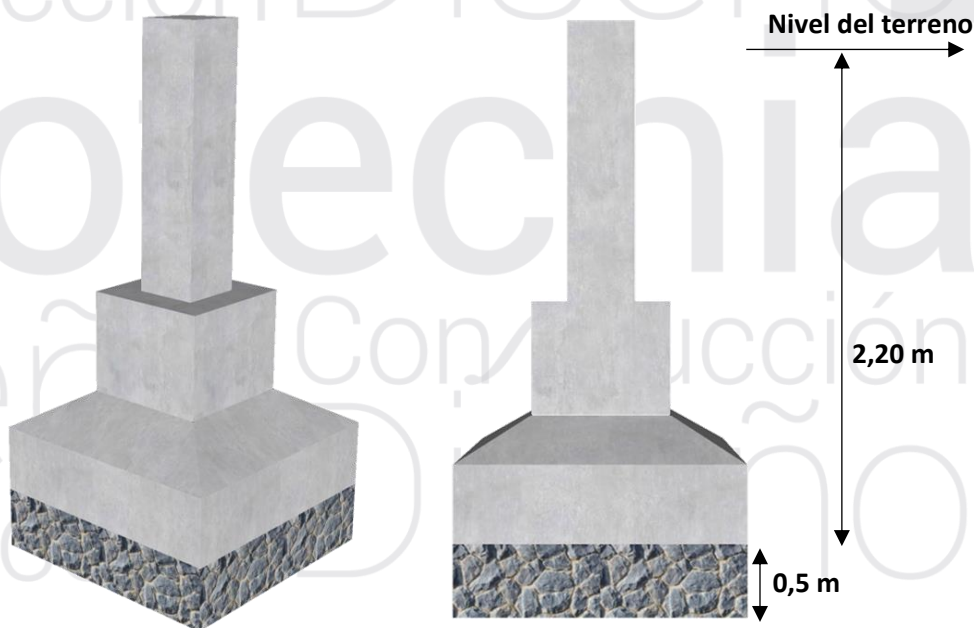


Figura 20 Recomendación Zapatas (ilustrativo)

CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

***Nota:**

- Consoiltec**
s.a.s
- Página 47 | 104

10.2 OPCIÓN 1 DE CIMENTACIÓN: ZAPATA APOYADA EN PILOTES

Para garantizar la estabilidad de la estructura de tres (3) niveles de altura máxima, se recomienda aumentar el área de contacto del sistema de cimentación superficial tipo zapata individual existente con el fin de que puedan resistir las cargas de servicio, con vigas de amarre perimetral (ortogonal) (**Según NSR 10**), estas vigas con separación de 0.05 m sobre el terreno, un desplante total $D_f = 2.700$ m, $\sigma_{adm} = 16,66 \text{ ton/m}^2$ (163,41 Kpa) y un asentamiento menor de 1" (2.54cm). La zapata debe ir apoyada sobre un reemplazo en concreto ciclópeo 60:40 (Piedra: Concreto) de espesor mínimo 0.50 m y con resistencia de 210 Kg/cm², y estas deben ir apoyadas sobre 4 pilotes con una profundidad mínima de 3,00 m.

Pilotes

Para garantizar un anclaje adecuado a la estructura de dos (2) niveles de altura máxima es necesario utilizar un sistema de fundación de tipo semi profundo, que consistente en este caso en pilotes pre excavados y vaciados in-situ; que descansen sobre un limo alta compresibilidad, de humedad media, de color rojo con motas amarillas, café y blancas, de consistencia media a dura para adelantar los diseños y la construcción de la cimentación se recomienda aplicar los siguientes criterios geotécnicos:

- Tipo de cimentación: pilotes de concreto reforzado, excavados manualmente, que recibirá las solicitaciones de la estructura, distribuida sobre la viga de cimentación, las concentrará y transmitirá al suelo portante profundo.
- En todos los casos se buscará que el desplante sea la misma cota, en la práctica resulta necesario introducir variaciones que se manejen con criterio de que la diferencia de las cotas de apoyo de dos pilotes vecinos no exceda la distancia horizontal libre entre sus caras más próximas.
- Antes del vaciado de los pilotes debe adelantarse una cuidadosa limpieza de fondo de la excavación.
- Para el abatimiento del nivel freático es recomendable programar el bombeo lo estrictamente necesario para tener seca la excavación, teniendo control de las aguas freáticas y de infiltración y no exceder por migración de finos que produzcan cárcavas o derrumbes de las excavaciones ocasionando asentamiento de masa de suelo adyacente por procesos de consolidación.
- Se deberá evaluar los asentamientos en el diseño estructural, considerando como límite permisible de 1 pulgada y revisando adicionalmente el límite

aceptable de asentamientos diferenciales de acuerdo con lo estipulado en la NSR-10 en el título H, como se indica en la siguiente expresión

$$\Delta_{\max} = L/300$$

Dónde:

$\Delta_{\max}$: Es la diferencia de asentamientos entre pilotes adyacentes

L: Separación entre ejes adyacentes.

- Todos los pilotes de cimentación deberán estar unidas entre sí por intermedio de vigas en direcciones ortogonales entendiéndose lo estipulado en la norma NSR-10, con el propósito de mejorar el comportamiento sísmico de la estructura. Este criterio, establece que las vigas de fundación deben resistir una fuerza de tracción o de compresión (C ó T), dada por la expresión:

$$C \text{ ó } T: 0.25 A_a P_u$$

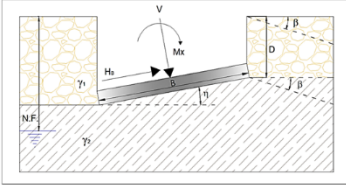
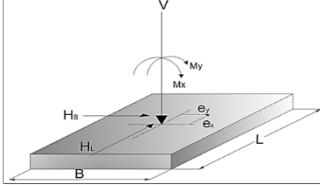
Dónde:

A_a : Coeficiente que representa la aceleración pico efectiva para diseño. El valor de este coeficiente debe determinarse de acuerdo con lo estipulado A.2.2.2 y A.2.2.3 de la NSR-10.

P_u : Valor de la fuerza axial mayorada o carga ultima correspondiente a la columna más cargada.



CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL													
SUELO		DIMENSIONES		EXCENRICIDAD		CARGAS (kN)		INCLINACIÓN BASE		BASE SOBRE TALUD		POS. NIVEL FREÁTICO	
CONDICION	DRENADA	CIMENTACIÓN	ASLADA	ey (m)	0,00	CARGA	VERTICAL	BASE CIM.	HORIZONTAL	TALUD	NO	γ _{TCORS} (kN/m ³)	18,00
C (kPa)	20,00	D (m)	2,70	ex (m)	0,00	VERT. (V)	1.000,00	Base n _h (°)	0,00	Talud β (°)	0,00	γ _{SCORS} (kN/m ³)	18,00
φ (°)	18,00	B (m)	2,50			HORIZ. (HB)	0,00	Base n _v (°)	0,00				
N.F. (m)	N.E	L (m)	2,50			HORIZ. (HL)	0,00						
γ _{TOTAL} (kN/m ³)	18,00	DIMENSIONES CORR.		COEF. ACEL. SÍSMICA		MOMENTOS (kN.m)		FACTOR SEGURIDAD		VERSIÓN 2.1			
γ _{SAT} (kN/m ³)	18,00	B' (m)	2,50	Aah =	0,15	Mx	0,00	ESTÁTICO	3,00	MAYO 2016			
γ _{TOTAL} (kN/m ³)	18,00	L' (m)	2,50	Aav =	0,20	My	0,00	PSEUDOEST.	3,00				
γ _{SAT} (kN/m ³)	18,00												

ECUACIÓN	Capacidad Portante Estática Admisible			Capacidad Portante Pseudoestática Admisible		
	kPa	Ton/m2	Kg/cm2	kPa	Ton/m2	Kg/cm2
Terzaghi (1943)	255,76	26,08	2,81	129,57	13,21	1,32
Meyerhof (1963)	293,17	29,90	2,99	150,20	15,32	1,53
Hansen (1970)	312,08	31,82	3,18	175,96	17,94	1,79
Vesic (1973, 1975)	322,74	32,91	3,29	164,08	16,73	1,67

Capacidad Portante Estática Admisible Recomendada	309,33 kPa	✓	Capacidad Portante Pseudoestática Admisible Recomendada	163,41 kPa	✓
	31,54 Ton/m2			16,66 Ton/m2	
	3,15 Kg/cm2			1,67 Kg/cm2	
Capacidad de Carga Estática Admisible Recomendada	1.933,31 kN	✓	Capacidad de Carga Pseudoestática Admisible Recomendada	1.021,31 kN	✓
	197,14 Ton			104,14 Ton	
	197.142,97 Kg			104.144,87 Kg	

Notas: (Uso recomendado)

* Terzaghi, permite realizar una estimación rápida de la capacidad de carga última vertical para suelos muy cohesivos donde D/B<1 y para compararlo con otros métodos. Solo se usa para cimentaciones sin excentricidad, superficie terreno horizontal y base horizontal.

** Para carga inclinada o excentrica, superficie terreno y base horizontal, el promedio de la capacidad portante se realiza con Meyerhof, Hansen y Vesic.

*** Para carga inclinada y excentrica, superficie terreno inclinado o base inclinada, el promedio de la capacidad portante se realiza con Hansen y Vesic.

	CIMENTACIÓN	HOJA 1 DE 1
ANEXO 1	ANÁLISIS DE CAPACIDAD PORTANTE	feb-24

***Nota:**

- El suelo está conformado por un depósito antrópico, y se contemplan 40 toneladas por piso de cargas de servicio para el diseño de la zapata, por lo cual, la dimensión de esta debe ser 2.7 m x 2.5 m y Df =2.70 m, apoyada en pilotes de 0.40 m de diámetro y mínimo 3.0 m longitud, los cuales deben ser verificados y dimensionados nuevamente por el ingeniero estructural, con las cargas de servicio reales del proyecto.

Datos del Pilote		
Diámetro:	0,400	m
Radio:	0,200	m
Área:	0,126	m ²
Perímetro:	1,257	m
L. Fricc:	3,000	m
Nq:	5,260	adm
K = Ko:	0,691	adm
δ:	11,700	adm
Tan δ:	0,207	adm
f:	1,030	$f = K_{ov} \cdot \tan \delta$
Fs:	3	

Qp, Suelo Friccionante		
$Q_p = A_p \cdot q' \cdot N_q$		
Qp =	4,759	ton

Qs, Suelo Friccionante		
$Q_s = P \cdot L \cdot f$		
Qs =	1,295	ton

Qu = Qp + Qs		
Qu =	6,054	ton

Qp adm		
Qadm =	1,586	ton

Capacidad admisible (ton/m ²)
12,62

				Prof (m)	q' = σv'	
LIMO	Y =	1,80	ton/m ³	1	1,8	4,5
	C =	2,00	ton/m ²	0,50		
	Φ =	18	grados	1,5	7,2	
	Y =	1,80	ton/m ³	1,50		
	C =	2,00	ton/m ²	3,0		
	Φ =	18	grados			

ASENTAMIENTOS

$$Sp = (Cp \cdot Q_{padm}) / (D \cdot qp)$$

Cp=	0,02		
Qpadm=	1,59	Ton	Sp= 0,006 m
D=	0,40	m	
qp=	12,62	Ton/m2	

ASENTAMIENTO FUSTE

$$Cs = 0,93 + 0,16 \cdot [(Ls/D)^{0,5}] \cdot Cp$$

L=	3,00	m	Cs= 0,94
D=	0,40	m	
Qsadm=	0,43	Ton	

$$Sps = ((Cs \cdot Q_{sadm}) / (L \cdot qp))$$

Sps=	0,011	m
------	-------	---

DEFORMACION ELASTICA DEL PILOTE

RESISTENCIA DEL CONCRETO (f'c=)

f'c=	210	Kg/cm2
------	-----	--------

Ep=	2028792,74	Ton/m2
-----	------------	--------

$$Se = ((Q_{padm} + \alpha \cdot Q_{sadm}) \cdot L) / (Ap \cdot Ep)$$

α =	0,67
L.TotPilote(L)=	3,00 m
Ap=	0,13 m2

Se=	0,000	m
-----	-------	---

ASENTAMIENTO INDIVIDUAL TOTAL DEL PILOTE

$$Stot = Sp + Sps + Se$$

Stot=	0,016	m
-------	-------	---

10.0 CONCLUSIONES

El reconocimiento geomorfológico particular en el sitio permitió concluir que no se detectan zonas inestables o incluso procesos incipientes de inestabilidad. El lote se encuentra ubicado en una zona de amenaza media por movimiento de masas. De igual manera al momento de intervenir el terreno se debe tener En cuenta las recomendaciones del **anexo 6 y 7**.

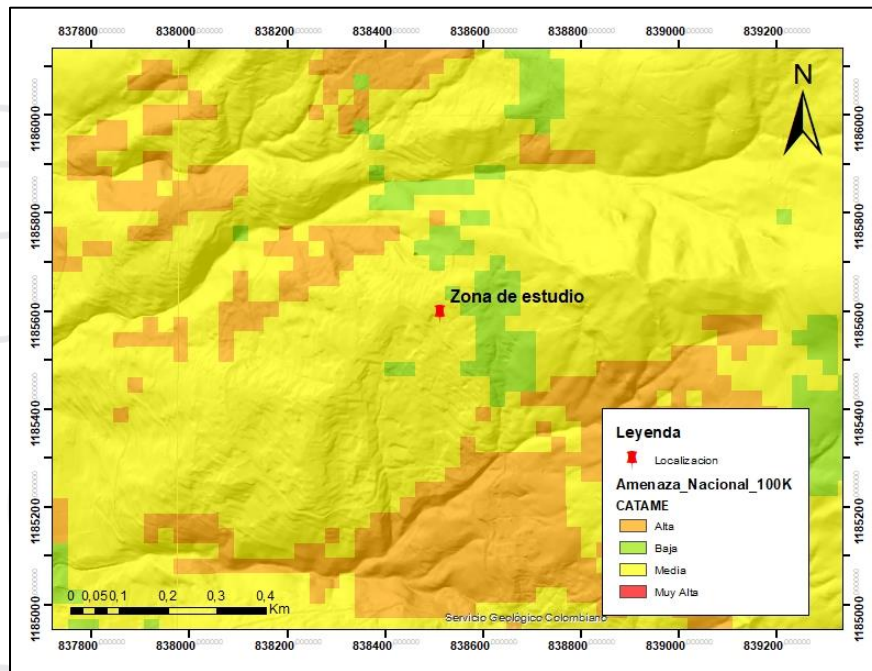


Figura 21 Amenaza por movimiento en masa. Fuente: Servicio Geológico Colombiano

JUAN CARLOS OBANDO ÁLVAREZ
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS

Anexos:

1. Fundaciones.
2. Registro Campo S.P.T
3. Ensayos Penetración Estándar.
4. Registro de Perforación.
5. Registro Laboratorio.
6. Manual Excavación.
7. Recomendaciones Entibados.

JOHANA ESTRADA ARBOLEDA
INGENIERA DE PROYECTOS

ANEXO No: 1 FUNDACIÓN

 Ingenieros consultores y constructores		MEDELLÍN - ANTIOQUIA ESTUDIO GEOTECNICO - PROYECTO: 4390 MANRIQUE		CONTIENE: CORRECCION DEL Nspt CALCULO DEL MODULO DE YOUNG (Es) ANGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO (φ)		Perforación P-1 Localización: Municipio Medellín Fecha: feb 2024		Ingeniero: J.E.A Revisó: J.C.O.A. Equipo: Taladro Mecánico		Estudio de Suelos: MANRIQUE						
Nivel Freático:						N.A		PERFORACION No. 1				N=		16		
Profundidad de toma de la muestra		Ensayo de penetración estándar Nspt	Densidad húmeda γ	FACTORES DE AJUSTE DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR						N CORREGIDO			CORRELACIONES			
Inicial (m)	Final (m)			Por relación promedio de energía n ₁	Por longitud del eje 0-4 m: n ₂ = 0.75 4-6 m: n ₂ = 0.85 6-10 m: n ₂ = 0.95 > 10 m: n ₂ = 1.00	Por muestra Sin tubo interno: n ₃ = 1.00 Con tubo interno: n ₃ = 0.95 área: n ₄ = 0.90 área: n ₄ = 0.90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: n ₅ = 1.00 120 - 150 mm: n ₅ = 1.05 150 - 200 mm: n ₅ = 1.15	Esfuerzo total σ (kPa)	Presión de poros μ (kPa)	Esfuerzo Efectivo σ' (kPa)	Cn = 2/(1+Pe) Pe = σ _v ' / Pa Pa = 100 kPa (Skempton)	N ₇₀	N ₅₅	N ₄₅	E _s (Kpa)	φ eq (grados)
0,00	1,00	15	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	9,00	0,00	9,00	1,83	21	26	32	11.406	35
1,00	2,00	11	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	27,00	0,00	27,00	1,57	13	17	20	8.957	31
2,00	3,00	9	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	45,00	0,00	45,00	1,38	9	12	14	7.779	28
3,00	4,00	12	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	63,00	0,00	63,00	1,23	11	14	17	8.334	30
4,00	5,00	69	18,000	1,00	0,85	1,00	1,00	81,00	0,00	81,00	1,10	65	82	101	25.538	50
5,00	6,00	90	18,000	1,00	0,85	1,00	1,00	99,00	0,00	99,00	1,01	77	98	120	29.403	54

		MEDELLÍN - ANTIOQUIA ESTUDIO GEOTECNICO - PROYECTO: 4390-MANRIQUE		CONTIENE: CORRECCIÓN DEL Nspt CALCULO DEL MÓDULO DE YOUNG (Es) ANGULO DE FRICCIÓN DEL SUELO (φ)		Perforación P-2		Ingeniero: J.E.A		Estudio de Suelos: MANRIQUE						
						Localización: Municipio Medellín		Revisó: J.C.O.A.								
						Fecha: Feb 2024		Equipo: Taladro Mecánico								
Nivel Freático:		N.A		PERFORACION No. 2						N=		15				
Profundidad de toma de la muestra		Ensayo de penetración estándar	Densidad húmeda	FACTORES DE AJUSTE DEL ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR						N CORREGIDO	CORRELACIONES					
Inicial	Final			Por relación promedio de energía	Por longitud del eje	Por muestra	Por diámetro del hueco	Estuerzo total	Presión de poros		Estuerzo Efectivo	Cn = 2/(1+Rs) Ra = σv' / Pa Pa = 100 kPa (Skempton)	Módulo de Young (mitido de Bowles)	Angulo de fricción (mitido de Kasada)		
(m)	(m)	Nspt	(KN/m³)	n1	Por longitud del eje 0 - 4 m: n2 = 0.75 4 - 6 m: n2 = 0.85 6-10 m: n2 = 0.95 > 10 m: n2 = 1.00	Por muestra Sin tubo interno: n3 = 1.00 Con tubo interno: n3 = 0.90 área: n4 = 0.90 área: n4 = 0.90	Por diámetro del hueco 60 - 120 mm: n5 = 1.00 120 - 150 mm: n5 = 1.05 150 - 200 mm: n5 = 1.15	σ	μ	σ'	Cn	N70	N55	N45	E5	φ eq
0,00	1,00	7	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	9,00	0,00	9,00	1,83	10	12	15	7.883	29
1,00	2,00	13	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	27,00	0,00	27,00	1,57	15	20	24	9.713	32
2,00	3,00	13	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	45,00	0,00	45,00	1,38	13	17	21	9.103	31
3,00	4,00	21	18,000	1,00	0,75	1,00	1,00	63,00	0,00	63,00	1,23	19	25	30	10.984	34
4,00	5,00	24	18,000	1,00	0,85	1,00	1,00	81,00	0,00	81,00	1,10	23	29	35	12.013	36
5,00	6,00	78	18,000	1,00	0,85	1,00	1,00	99,00	0,00	99,00	1,01	67	85	104	26.123	51

ESPECTRO

Localización
Departamento: **Antioquia**
Municipio: **Medellín**
Zona sísmica:
Dirección:

Grupo de uso y coeficiente de importancia
Grupo de uso: **I**
Coeficiente de importancia [I]: **1.0**
Descripción:

Zona de amenaza sísmica
Intermedia
Es el conjunto de lugares en donde Aa o Av, o ambos, son mayores de 0.10 y ninguno de los dos excede 0.20

Coeficientes
Aa: **0.15** Ad: **0.07** Fa: **1.5**
Av: **0.2** Ae: **0.13** Fv: **2**
A0: **0.225** ☐ Redefinir **Ver Tabla**

Períodos característicos del espectro elástico (NSR 10 - A.2.6.1)
 $T_0 = (0.1 \cdot Av \cdot Fv) / (Aa \cdot Fa) =$ **0.178** (Véase A.2.6)
 $T_c = (0.48 \cdot Av \cdot Fv) / (Aa \cdot Fa) =$ **0.853** (Véase A.2.6)
 $T_L = (2.40 \cdot Fv) =$ **4.8** (Véase A.2.6)

Perfil del suelo
D
Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de corte Ver Tabla A.2.4-1

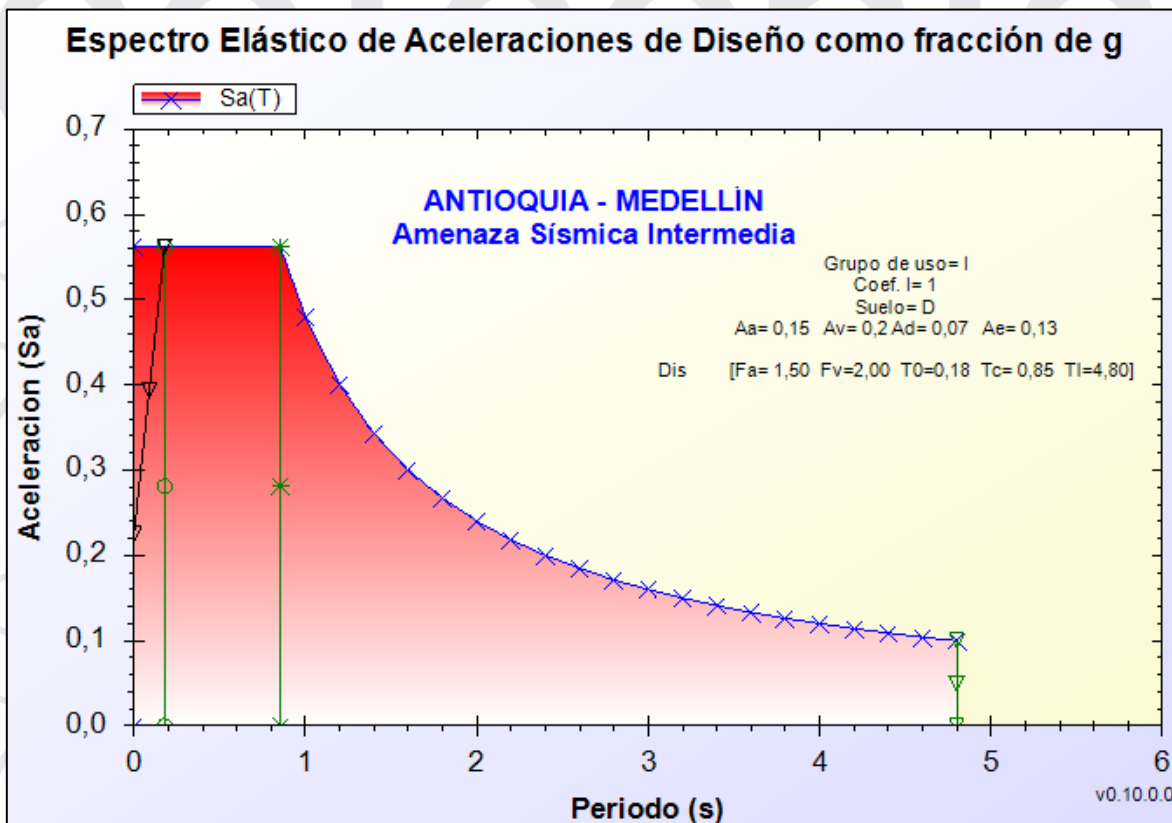
Nota: Este espectro está definido para un coeficiente de amortiguamiento del 5 por ciento del crítico.

En análisis dinámico, solo se usa el modo fundamental en cada dirección principal en planta.

$S_a = 2.5 A_a F_a I$
 $S_a = 2.5 A_a F_a I \left(0.4 + 0.8 \frac{T}{T_c} \right)$
 $S_a = \frac{1.2 A_a F_a I}{T}$
 $S_a = \frac{1.2 A_a F_a I}{T^2}$

$T_0 = 0.1 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$ $T_c = 0.48 \frac{A_v F_v}{A_a F_a}$ $T_L = 2.4 F_v$

Figura A.2.6-1 — Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño como fracción de g



ANEXO No: 2 REGISTRO DE CAMPO “S.P.T”



ANEXO No: 3 ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR

ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

Proyecto: Cra 33 # 70-74 Manrique

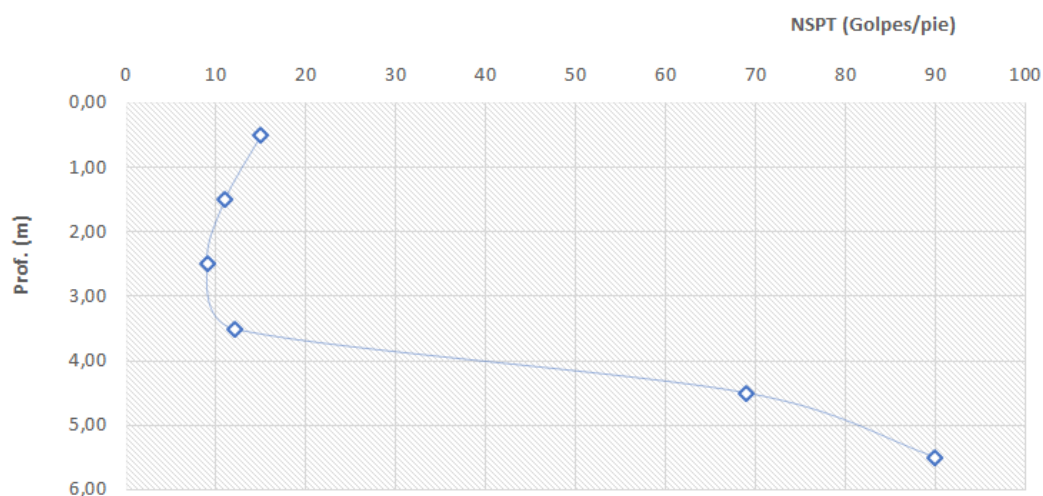
Fecha: Enero 2024

Localización: Medellín, Antioquia

Hoja: 1 de 3

PERFORACIÓN N°1				
Prof Inicial (m)	Prof. Final (m)	Prof. Media (m)	NSPT (Golpes/pie)	Densidad Relativa
0,00	1,00	0,50	15	Mediana
1,00	2,00	1,50	11	Mediana
2,00	3,00	2,50	9	Suelta
3,00	4,00	3,50	12	Mediana
4,00	5,00	4,50	69	Muy Densa
5,00	6,00	5,50	90	Muy Densa

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR P1



ENSAYO DE PENETRACIÓN ESTANDAR

Proyecto: Cra 33 # 70-74 Manrique

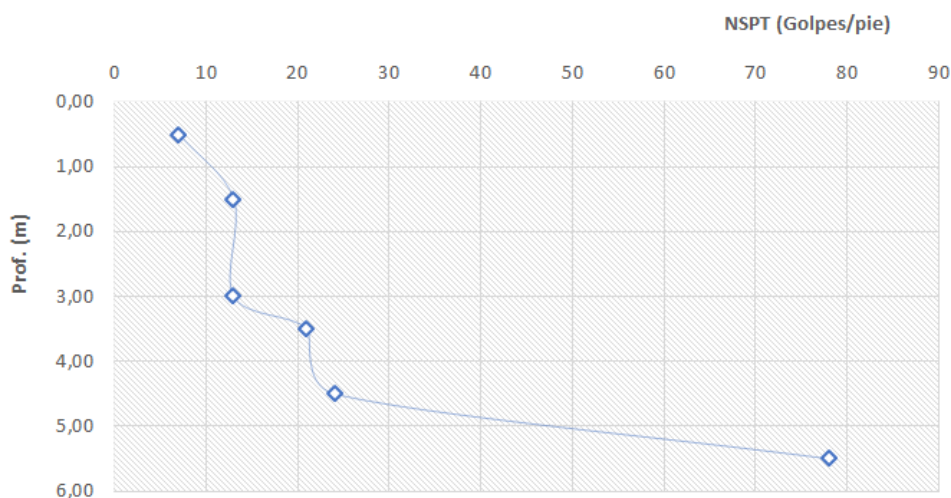
Fecha: Enero 2024

Localización: Medellín, Antioquia

Hoja: 2 de 3

PERFORACIÓN N°2				
Prof Inicial (m)	Prof. Final (m)	Prof. Media (m)	NSPT (Golpes/pie)	Densidad Relativa
0,00	1,00	0,50	7	Suelta
1,00	2,00	1,50	13	Mediana
3,00	3,00	3,00	13	Mediana
3,00	4,00	3,50	21	Mediana
4,00	5,00	4,50	24	Mediana
5,00	6,00	5,50	78	Muy Densa

ENSAYO DE PENETRACION ESTANDAR P2



ANEXO No: 4 REGISTRO DE PERFORACIÓN

REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO										Perforación No.		1		
Localización:			4390 MANRIQUE, Carrera 33 # 70-74					Coordenadas:		1184810.893 N				
Equipo:			Percusión							837513.006 E				
Perforador			Carlos Colorado					Fecha:		Enero 2024				
Prof. (m)	Muestra No.	Símbolo	Nivel Freático	Descripción del Material	Muestreador	Golpes	RESUMEN RESULTADOS LABORATORIO							
							Humedad Natural (%)	Cohesión C (kPa)	Ángulo de Fricción ϕ°	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice Plástico (%)	Pasa malla #200	Clasificación U.S.C. S.
0.00	1			Depósito antrópico compuesto limo de alta compresibilidad, de humedad alta, de color café oscuro y negro con betas naranjas. Contiene material orgánico. Apartir de los 2,00 m de profundidad, de humedad media de color amarillo y marrón con motas negras y betas grises, de consistencia media a dura. Contiene material de lleno (escombros).	SPT	9-10-10	53.2	-	-	53.4	31.0	22.4	93.2	MH
1.00														
1.00	2				SPT	10-7-7								
2.00														
2.00	3				SPT	4-5-7	37.0	-	-	51.1	29.8	21.3	55.9	MH
3.00														
3.00	4				SPT	5-7-9								
4.00														
4.00	5				SPT	25-40-52	55.5	-	-	58.3	26.1	32.2	95.0	MH
5.00														
5.00	6	SPT	28-49-70											
6.00														

REGISTRO DE EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO															
Localización:					4390 MANRIQUE, Carrera 33 # 70-74					Perforación No.			2		
Equipo:					Percusión					Coordenadas:			1184824.46 N		
Perforador					Carlos Colorado					Fecha:		Febrero 2024		837527.04 E	
Prof. (m)	Muestra No.	Símbolo	Nivel Freático	Descripción del Material	Muestreador	Golpes	RESUMEN RESULTADOS LABORATORIO								
							Humedad Natural (%)	Cohesión C (kPa)	Angulo de Fricción ϕ°	Límite líquido (%)	Límite plástico (%)	Índice Plástico (%)	Pasa malla #200	Clasificación U.S.C.S.	
0.00	1			Depósito antrópico compuesto por limo de alta compresibilidad con pequeñas gravas, de humedad media, de color marron, naranja y amarillo con motas negras de consistencia media a dura.	SPT	4-4-5									
1.00															
1.00	2				SPT	4-7-10	32.37	-	-	58.56	31.33	27.23	69.8	MH	
2.00															
2.00	3				SPT	4-4-5									
3.00															
3.00	4				SPT	9-9-8	49.68	-	-	59.96	37.43	22.53	81.7	MH	
4.00															
4.00	5.00				SPT	15-15-17									
5.00															
5.00	6														
6.00		SPT	36-46-57	42.12	-	-	74.56	37.82	36.74	81.8	MH				

ANEXO No 5: RESULTADOS DE LABORATORIO

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM D-423-66 y ASTM D-2-424-59						
				Fecha: 24/01/2024		
MUNICIPIO:		CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
PROYECTO:		PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR				
MUESTRA No.	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN			OBSERVACIONES	
P1-M1	0,00 - 1,00	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD , DE HUMEDAD ALTA, DE COLOR CAFÉ OSCURO Y NEGRO CON BETAS NARANJAS CONTIENE MATERIAL ORGANICO , DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
DATOS		LÍMITE PLÁSTICO (LP %)			LÍMITE LÍQUIDO (LL%)	
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Tara No.	331	274	118	356	209	308
Wh+Tara (g)	24,6	18,9	16,9	38,7	29,6	32,8
Ws+Tara (g)	20,8	15,8	13,9	27,7	21,6	23,3
Ww (g)	3,8	3,1	3	11	8	9,5
Wtara (g)	8,4	5,8	4,3	6	6,6	6,7
Ws (g)	12,4	10	9,6	21,7	15	16,6
w (%)	30,65	31,00	31,25	50,69	53,33	57,23
No. Golpes				35	26	15
Valores de límites (%)		30,97			53,41	
Ecuación de la línea A		IP = 0,73 (LL-20)			Índice Plástico = LL-LP	
Ecuación de la línea U		IP = 0,9 (LL-8)			22,44	
Humedad natural (w%)		53,2		ÍNDICES		
Pasa No. 200 (%)		93,1		IP	IL	
Clasificación USCS:		MH		22,4	1,0	
		Alta		Muy Blanda		
PLASTICIDAD		CONSISTENCIA REMOLDEADA		CONVENCIONES		
IP	Grado	IL	Grado	IP	ÍNDICE PLÁSTICO	
0	No presenta	0 a 0,25	Firme	IL	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
1 - 5	Ligera	0,25 a 0,50	Medio blanda	Cc*	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Inalterado)	
5 - 10	Baja	0,50 a 0,75	Blanda	Cc**	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Alterado)	
10 - 20	Mediana	0,75 a 1,0	Muy Blanda	IC	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN	
20 - 40	Alta	IL < 0	Semi-sólido	*, ** Definido por Terzaghi y Peck (1967)		
> 40	Muy Alta	IL > 1,0	Líquido			
				LABORATORISTA		
				NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ		

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM D-423-66 y ASTM D-2-424-59						
				Fecha: 24/01/2024		
MUNICIPIO:		CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
PROYECTO:		PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR				
MUESTRA No.	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN			OBSERVACIONES	
P1-M3	2,00-3,00	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CONTIENE MATERIAL DE LLENO (ESCOMBROS) , DE HUMEDAD MEDIA , DE COLOR AMARILLO Y MARRON CON MOTAS NEGRAS Y BETAS GRISES , DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
DATOS		LÍMITE PLÁSTICO (LP %)			LÍMITE LÍQUIDO (LL%)	
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Tara No.	54	342	39	49	292	273
Wh+Tara (g)	19	18,3	17,2	30,8	33,3	34,9
Ws+Tara (g)	16,4	15,5	14,8	22,8	24,6	24,7
Ww (g)	2,6	2,8	2,4	8	8,7	10,2
Wtara (g)	7,8	5,8	6,9	6,5	8,1	7,1
Ws (g)	8,6	9,7	7,9	16,3	16,5	17,6
w (%)	30,23	28,87	30,38	49,08	52,73	57,95
No. Golpes				30	21	15
Valores de límites (%)		29,83			51,10	
Ecuación de la línea A		IP = 0,73 (LL-20)			Índice Plástico = LL-LP	
Ecuación de la línea U		IP = 0,9 (LL-8)			21,28	
Humedad natural (w%)	36,98	ÍNDICES				
Pasa No. 200 (%)	55,85	IP	IL	Cc*	Cc**	IC
Clasificación USCS:	MH	21,3	0,3	0,4	0,3	0,7
		Alta	Medio Blanda			
PLASTICIDAD		CONSISTENCIA REMOLDEADA		CONVENCIONES		
IP	Grado	IL	Grado	IP	ÍNDICE PLÁSTICO	
0	No presenta	0 a 0,25	Firme	IL	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
1 - 5	Ligera	0,25 a 0,50	Medio blanda	Cc*	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Inalterado)	
5 - 10	Baja	0,50 a 0,75	Blanda	Cc**	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Alterado)	
10 - 20	Mediana	0,75 a 1,0	Muy Blanda	IC	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN	
20 - 40	Alta	IL < 0	Semi-sólido	Definido por Terzaghi y Peck (1967)		
> 40	Muy Alta	IL > 1,0	Líquido			
				LABORATORISTA	NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ	

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM D-423-66 y ASTM D-2-424-59						
MUNICIPIO:		CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLÍN - ANTIOQUIA)				
PROYECTO:		PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR				
MUESTRA No.	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN			OBSERVACIONES	
P1-M5	4,00-5,00	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, DE HUMEDAD ALTA, DE COLOR CAFÉ Y NEGRO CON PEQUEÑAS MOTAS AMARILLAS CONTIENE MATERIAL ORGANICO, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
DATOS		LÍMITE PLÁSTICO (LP %)			LÍMITE LÍQUIDO (LL %)	
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Tara No.	126	116	124	119	194	301
Wh+Tara (g)	24,6	23,9	20,9	36,3	32,8	29,5
Ws+Tara (g)	20,6	19,7	17,5	26,4	23,5	20,5
Ww (g)	4	4,2	3,4	9,9	9,3	9
Wtara (g)	8,4	6,3	7	8,2	7,7	6,3
Ws (g)	12,2	13,4	10,5	18,2	15,8	14,2
w (%)	32,79	31,34	32,38	54,40	58,86	63,38
No. Golpes				35	25	15
Valores de límites (%)		32,17			58,27	
Ecuación de la línea A		IP = 0,73 (LL-20)			Índice Plástico = LL-LP	
Ecuación de la línea U		IP = 0,9 (LL-8)			26,10	
Humedad natural (w%)	55,47	ÍNDICES				
Pasa No. 200 (%)	94,47	IP	IL	Cc*	Cc**	IC
Clasificación USCS:	MH	26,1	0,9	0,4	0,3	0,1
		Alta	Muy Blanda			
PLASTICIDAD		CONSISTENCIA REMOLDEADA		CONVENCIONES		
IP	Grado	IL	Grado	IP	ÍNDICE PLÁSTICO	
0	No presenta	0 a 0,25	Firme	IL	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
1 - 5	Ligera	0,25 a 0,50	Medio blanda	Cc*	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Inalterado)	
5 - 10	Baja	0,50 a 0,75	Blanda	Cc**	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Alterado)	
10 - 20	Mediana	0,75 a 1,0	Muy Blanda	IC	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN	
20 - 40	Alta	IL < 0	Semi-sólido	Definido por Terzaghi y Peck (1967)		
> 40	Muy Alta	IL > 1,0	Líquido			
				LABORATORISTA		NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ

LÍMITES DE CONSISTENCIA							
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM D-423-66 y ASTM D-2-424-59							
				Fecha: 24/01/2024			
MUNICIPIO:		CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)					
PROYECTO:		PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR					
MUESTRA No.	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN			OBSERVACIONES		
P2-M2	1,00-2,00	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CON PEQUEÑAS GRAVAS, DE HUMEDAD NEDIA, DE COLOR AMARILLO, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA					
DATOS		LÍMITE PLÁSTICO (LP %)			LÍMITE LÍQUIDO (LL%)		
Ensayo No.		1	2	3	1	2	3
Tara No.		207	111	302	240	310	106
Wh+Tara (g)		23	21,3	20,9	29,4	32,9	35,7
Ws+Tara (g)		19	17,7	17,9	21,1	23,2	24,8
Ww (g)		4	3,6	3	8,3	9,7	10,9
Wtara (g)		6,3	6,3	8,2	6	6,6	7,4
Ws (g)		12,7	11,4	9,7	15,1	16,6	17,4
w (%)		31,50	31,58	30,93	54,97	58,43	62,64
No. Golpes					35	27	18
Valores de límites (%)		31,33			58,56		
Ecuación de la línea A		IP = 0,73 (LL-20)			Índice Plástico = LL-LP		
Ecuación de la línea U		IP = 0,9 (LL-8)			27,23		
Humedad natural (w%)		32,37		ÍNDICES			
Pasa No. 200 (%)		69,78		IP	IL	Cc*	Cc**
Clasificación USCS:		MH		27,2	0,0	0,4	0,3
		Alta		Firme			
PLASTICIDAD		CONSISTENCIA REMOLDEADA		CONVENCIONES			
IP	Grado	IL	Grado	IP	ÍNDICE PLÁSTICO		
0	No presenta	0 a 0,25	Firme	IL	ÍNDICE DE FLUIDEZ		
1 - 5	Ligera	0,25 a 0,50	Medio blanda	Cc*	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Inalterado)		
5 - 10	Baja	0,50 a 0,75	Blanda	Cc**	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Alterado)		
10 - 20	Mediana	0,75 a 1,0	Muy Blanda	IC	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN		
20 - 40	Alta	IL < 0	Semi-sólido	*, ** Definido por Terzaghi y Peck (1967)			
> 40	Muy Alta	IL > 1,0	Líquido				
				LABORATORISTA		NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ	

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM D-423-66 y ASTM D-2-424-59						
MUNICIPIO:		CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
PROYECTO:		PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR				
MUESTRA No.	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN			OBSERVACIONES	
P2-M4	3,00-4,00	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, DE HUMEDAD MEDIA, DE COLOR MARRON Y AMARILLO CON MOTAS NEGRAS, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
DATOS		LÍMITE PLÁSTICO (LP %)			LÍMITE LÍQUIDO (LL%)	
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Tara No.	254	273	119	10	841	256
Wh+Tara (g)	24,2	16,6	18,9	36,6	29,3	32,5
Ws+Tara (g)	19,8	13,7	16	25,6	21,1	22,4
Ww (g)	4,4	2,9	2,9	11	8,2	10,1
Wtara (g)	8,2	6	8,1	6	7,6	6,8
Ws (g)	11,6	7,7	7,9	19,6	13,5	15,6
w (%)	37,93	37,66	36,71	56,12	60,74	64,74
No. Golpes				35	25	15
Valores de límites (%)		37,43			59,96	
Ecuación de la línea A		IP = 0,73 (LL-20)			Índice Plástico = LL-LP	
Ecuación de la línea U		IP = 0,9 (LL-8)			22,62	
Humedad natural (w%)		49,68		ÍNDICES		
Pasa No. 200 (%)		81,68		IP	IL	
Clasificación USCS:		MH		22,5	0,5	
		Alta		Blanda		
PLASTICIDAD		CONSISTENCIA REMOLDEADA		CONVENCIONES		
IP	Grado	IL	Grado	IP	ÍNDICE PLÁSTICO	
0	No presenta	0 a 0,25	Firme	IL	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
1 - 5	Ligera	0,25 a 0,50	Medio blanda	Cc*	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Inalterado)	
5 - 10	Baja	0,50 a 0,75	Blanda	Cc**	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Alterado)	
10 - 20	Mediana	0,75 a 1,0	Muy Blanda	IC	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN	
20 - 40	Alta	IL < 0	Semi-sólido	Definido por Terzaghi y Peck (1967)		
> 40	Muy Alta	IL > 1,0	Líquido			
				LABORATORISTA		NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ

LÍMITES DE CONSISTENCIA						
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM D-423-66 y ASTM D-2-424-59						
MUNICIPIO:		CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
PROYECTO:		PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR				
MUESTRA No.	PROF. (m)	DESCRIPCIÓN			OBSERVACIONES	
P2-M6	5,00-6,00	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, DE HUMEDAD MEDIA, DE COLOR NARANJA CON MOTAS AMARILLAS Y NEGRAS, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
DATOS		LÍMITE PLÁSTICO (LP %)			LÍMITE LÍQUIDO (LL %)	
Ensayo No.	1	2	3	1	2	3
Tara No.	810	38	397	10	120	27
Wh+Tara (g)	18	19,4	16,2	31,4	33,6	31,6
Ws+Tara (g)	14,7	15,6	13,9	20,2	22,7	19,9
Ww (g)	3,3	3,8	2,3	11,2	10,9	11,7
Wtara (g)	6,1	5,6	7,7	4,6	8	4,9
Ws (g)	8,6	10	6,2	15,6	14,7	15
w (%)	38,37	38,00	37,10	71,79	74,15	78,00
No. Golpes				35	27	16
Valores de límites (%)		37,82			74,56	
Ecuación de la línea A		IP = 0,73 (LL-20)			Índice Plástico = LL-LP	
Ecuación de la línea U		IP = 0,9 (LL-8)			36,74	
Humedad natural (w%)	49,12	ÍNDICES				
Pasa No. 200 (%)	81,84	IP	IL	Cc*	Cc**	IC
Clasificación USCS:	MH	36,7	0,3	0,6	0,5	0,7
		Alta	Medio Blanda			
PLASTICIDAD		CONSISTENCIA REMOLDEADA		CONVENCIONES		
IP	Grado	IL	Grado	IP	ÍNDICE PLÁSTICO	
0	No presenta	0 a 0,25	Firme	IL	ÍNDICE DE FLUIDEZ	
1 - 5	Ligera	0,25 a 0,50	Medio blanda	Cc*	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Inalterado)	
5 - 10	Baja	0,50 a 0,75	Blanda	Cc**	ÍNDICE DE COMPRESIÓN (Alterado)	
10 - 20	Mediana	0,75 a 1,0	Muy Blanda	IC	ÍNDICE DE CONTRACCIÓN	
20 - 40	Alta	IL < 0	Semi-sólido	Definido por Terzaghi y Peck (1967)		
> 40	Muy Alta	IL > 1,0	Líquido			
				LABORATORISTA	NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ	

consoiltec Asesorías Consultivas y Constructivas		ENSAYOS DE CLASIFICACION GRANULOMETRIA, LIMITES DE CONSISTENCIA Y HUMEDAD NATURAL			
CLIENTE	CRISTIAN CAMILO ZULUAGA PORRAS				
LOCALIZACION	CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
INGENIERO	JUAN CARLOS OBANDO ALVAREZ				
DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, DE HUMEDAD ALTA, DE COLOR CAFÉ OSCURO Y NEGRO CON BETAS NARANJAS CONTIENE MATERIAL ORGANICO, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
CODIGO DEL PROYECTO	4390	ESTUDIO DE SUELOS			
FECHA	ene-23	MUESTRA N°	1		
SONDEO N°	P1	PROFUNDIDAD (m)	0.00-1.00		

GRANULOMETRIA			
peso inicial seco antes de lavado (g)	94,20	sumatoria retenidos	7,20
peso final despues de lavado (g)	7,20	pasa tamiz N° 200 (%)	93,10
% de perdida	0.00		

TIPO DE MUESTRA	N° TAMIZ	TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% QUE PASA	% RETENIDO TOTAL	% DE MATERIAL SEGUN SU TIPO
PIEDRA O CANTO	3"	76.1	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00
	2"	50.80	0.00	0.00	100.00	0.00	
	1 1/2"	38.10	0.00	0.00	100.00	0.00	
	1"	25.40	0.00	0.00	100.00	0.00	
GRAVA	3/4"	19.00	0.00	0.00	100.00	0.00	0.64
	1/2"	12.70	0.00	0.00	100.00	0.00	
	3/8"	9.51	0.00	0.00	100.00	0.00	
	N° 4	4.75	0.60	0.64	99.36	0.64	
	N° 8	2.38	0.30	0.32	99.04	0.96	
ARENA	N° 10	2.00	0.10	0.11	98.94	1.06	6.26
	N° 16	1.19	0.30	0.32	98.62	1.38	
	N° 30	0.595	0.70	0.74	97.88	2.12	
	N° 40	0.420	0.40	0.42	97.45	2.55	
	N° 50	0.297	0.30	0.32	97.13	2.87	
	N° 100	0.149	1.10	1.17	95.97	4.03	
	N° 200	0.074	2.70	2.87	93.10	6.90	
ARCILLAS/LIMOS	Fondo		0.70	0.74	92.36	7.64	93.10

HUMEDAD NATURAL			
DETERMINACION	1	2	3
N° DE TARA	265	361	288
PESO HUMEDO+TARA(g)	39.9	43.7	38.70
PESO SECO+TARA (g)	28.6	30.9	27.5
PESO HUMEDO-PESO SECO(g)	11.30	12.80	11.20
PESO TARA(g)	7.7	6.5	6.4
PESO SECO - TARA (g)	20.9	24.4	21.1
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	54.07	52.46	53.08
PROMEDIO %	53.20		

OBSERVACIONES	
NOTA	EL PORCENTAJE DE MATERIAL SEGUN SU TIPO DE LAS ARCILLAS/LIMOS, SE TOMA EL 100% DEL PESO INICIAL SECO
LABORATORISTA	NÉSTOR DARIO SOTO DIAZ

consoiltec s.a.s		ENSAYOS DE CLASIFICACION GRANULOMETRIA, LIMITES DE CONSISTENCIA Y HUMEDAD NATURAL			
CLIENTE	CRISTIAN CAMILO ZULUAGA PORRAS				
LOCALIZACION	CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
INGENIERO	JUAN CARLOS ORANDO ALVAREZ				
DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CONTIENE MATERIAL DE LLENO (ESCOMBROS), DE HUMEDAD MEDIA, DE COLOR AMARILLO Y MARRON CON MOTAS NEGRAS Y BETAS GRISES DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
CODIGO DEL PROYECTO	4390	ESTUDIO DE SUELOS			
FECHA	ene-23	MUESTRA N°	3		
SONDEO N°	P1	PROFUNDIDAD (m)	2.00-3.00		

GRANULOMETRIA			
peso inicial seco antes de lavado (g)	186,40	sumatoria retenidos	82,60
peso final despues de lavado (g)	83,30	pasa tamiz N° 200 (%)	55,85
% de perdida	0,84		

TIPO DE MUESTRA	N° TAMIZ	TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% QUE PASA	% RETENIDO TOTAL	% DE MATERIAL SEGUN SU TIPO		
PIEDRA O CANTO	3"	76,1	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00		
	2"	50,80	0,00	0,00	100,00	0,00			
	1 1/2"	38,10	0,00	0,00	100,00	0,00			
	1"	25,40	39,40	21,14	78,86	21,14			
	3/4"	19,00	0,00	0,00	78,86	21,14			
	1/2"	12,70	0,00	0,00	78,86	21,14			
	3/8"	9,51	0,00	0,00	78,86	21,14			
	N° 4	4,76	4,80	2,58	76,29	23,71			
GRAVA	N° 8	2,38	5,40	2,90	73,39	26,61	23,71		
	N° 10	2,00	1,50	0,80	72,59	27,41			
	N° 16	1,19	4,30	2,31	70,28	29,72			
	N° 30	0,595	6,40	3,43	66,85	33,15			
	N° 40	0,420	3,20	1,72	65,13	34,87			
	N° 50	0,297	2,20	1,18	63,95	36,05			
	N° 100	0,149	6,50	3,49	60,46	39,54			
	N° 200	0,074	8,60	4,61	55,85	44,15			
	ARENA	Fondo		0,30	0,16	55,09		44,31	20,44
ARCILLAS/LIMOS							55,85		

HUMEDAD NATURAL			
DETERMINACION	1	2	3
N° DE TARA	227	280	264
PESO HUMEDO+TARA(g)	37,9	40,5	41,50
PESO SECO+TARA (g)	29,4	31,1	32,1
PESO HUMEDO-PESO SECO(g)	8,50	9,40	9,40
PESO TARA(g)	6,2	5,9	6,7
PESO SECO - TARA (g)	23,2	25,2	25,4
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	36,64	37,30	37,01
PROMEDIO %	36,98		

Observaciones: EL PORCENTAJE DE MATERIAL SEGUN SU TIPO DE LAS ARCILLAS/LIMOS, SE TOMA EL 100% DEL PESO INICIAL SECO

Laboratorista: NESTOR DARIO SOTO DIAZ

consoiltec		ENSAYOS DE CLASIFICACION GRANULOMETRIA, LIMITES DE CONSISTENCIA Y HUMEDAD NATURAL			
CLIENTE	CRISTIAN CAMILO ZULUAGA PORRAS				
LOCALIZACION	CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
INGENIERO	JUAN CARLOS OBANDO ALVAREZ				
DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD , DE HUMEDAD ALTA , DE COLOR CAFÉ Y NEGRO CON PEQUEÑAS MOTAS AMARILLAS CONTIENE MATERIAL ORGANICO , DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
CODIGO DEL PROYECTO	4390	ESTUDIO DE SUELOS			
FECHA	ene-23	MUESTRA N°	5		
SONDEO N°	P1	PROFUNDIDAD (m)	4,00-5,00		

GRANULOMETRIA			
peso inicial seco antes de lavado (g)	103,30	sumatoria retenidos	5,70
peso final despues de lavado (g)	5,70	pasa tamiz N° 200 (%)	94,97
% de perdida	0,00		

TIPO DE MUESTRA	N° TAMIZ	TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% QUE PASA	% RETENIDO TOTAL	% DE MATERIAL SEGÚN SU TIPO
PIEDRA O CANTO	3"	76,1	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00
GRAVA	GRUESA	2"	50,80	0,00	100,00	0,00	0,00
		1 1/2"	38,10	0,00	100,00	0,00	
		1"	25,40	0,00	100,00	0,00	
	FINA	3/4"	19,00	0,00	100,00	0,00	
		1/2"	12,70	0,00	100,00	0,00	
		3/8"	9,51	0,00	100,00	0,00	
ARENA	GRUESA	N° 4	4,76	0,00	100,00	0,00	5,03
		N° 8	2,38	0,20	99,81	0,19	
	FINA	N° 10	2,00	0,00	99,81	0,19	
		N° 16	1,19	0,10	99,71	0,29	
		N° 30	0,595	0,50	99,23	0,77	
		N° 40	0,420	0,30	98,94	1,06	
		N° 50	0,297	0,30	98,64	1,36	
		N° 100	0,149	1,20	97,48	2,52	
		N° 200	0,074	2,60	94,97	5,03	
		Fondo		0,50	0,48	94,48	
ARCILLAS/LIMOS						94,97	

HUMEDAD NATURAL			
DETERMINACION	1	2	3
N° DE TARA	275	253	39
PESO HUMEDO+TARA(g)	49,7	38,3	41,90
PESO SECO+TARA (g)	34,6	27	29,3
PESO HUMEDO-PESO SECO(g)	15,10	11,30	12,60
PESO TARA(g)	8,1	6,5	6,1
PESO SECO - TARA (g)	26,5	20,5	23,2
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	56,98	55,12	54,31
PROMEDIO %	55,47		

OBSERVACIONES
NOTA
EL PORCENTAJE DE MATERIAL SEGÚN SU TIPO DE LAS ARCILLAS/LIMOS, SE TOMA EL 100% DEL PESO INICIAL SECO

LABORATORISTA
NÉSTOR DARIO SOTO DIAZ

consoiltec		ENSAYOS DE CLASIFICACION GRANULOMETRIA, LIMITES DE CONSISTENCIA Y HUMEDAD NATURAL			
CLIENTE	CRISTIAN CAMILO ZULUAGA PORRAS				
LOCALIZACION	CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
INGENIERO	JUAN CARLOS OBANDO ALVAREZ				
DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD CON PEQUEÑAS GRAVAS, DE HUMEDAD NEDIA, DE COLOR AMARILLO, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
CODIGO DEL PROYECTO	4390	ESTUDIO DE SUELOS			
FECHA	ene-23	MUESTRA N°	2		
SONDEO N°	P2	PROFUNDIDAD (m)	1,00-2,00		

GRANULOMETRIA			
peso inicial seco antes de lavado (g)	77,10	sumatoria retenidos	23,80
peso final despues de lavado (g)	23,90	pasa tamiz N° 200 (%)	69,78
% de perdida	0.42		

TIPO DE MUESTRA	N° TAMIZ	TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% QUE PASA	% RETENIDO TOTAL	% DE MATERIAL SEGUN SU TIPO
PIEDRA O CANTO	3"	76.1	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00
GRAVA	2"	50.80	0.00	0.00	100.00	0.00	18.68
	1 1/2"	38.10	0.00	0.00	100.00	0.00	
	1"	25.40	0.00	0.00	100.00	0.00	
	3/4"	19.00	0.00	0.00	100.00	0.00	
	1/2"	12.70	9.50	12.32	87.68	12.32	
	3/8"	9.51	3.20	4.15	83.53	16.47	
ARENA	N° 4	4.76	1.70	2.20	81.32	18.68	11.54
	N° 8	2.38	1.00	1.30	80.03	19.97	
	N° 10	2.00	0.40	0.52	79.51	20.49	
	N° 16	1.19	0.60	0.78	78.73	21.27	
	N° 30	0.595	1.00	1.30	77.43	22.57	
	N° 40	0.420	0.50	0.65	76.78	23.22	
	N° 50	0.297	0.40	0.52	76.26	23.74	
	N° 100	0.149	1.60	2.08	74.19	25.81	
ARCILLAS/LIMOS	N° 200	0.074	3.40	4.41	69.78	30.22	69.78
	Fondo		0.50	0.65	69.13	30.87	

HUMEDAD NATURAL			
DETERMINACION	1	2	3
Nº DE TARA	123	367	391
PESO HUMEDO+TARA(g)	42,6	51,3	37,50
PESO SECO+TARA (g)	33,8	40,4	30,1
PESO HUMEDO-PESO SECO(g)	8,80	10,90	7,40
PESO TARA(g)	7	6	7,4
PESO SECO - TARA (g)	26,8	34,4	22,7
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	32,84	31,69	32,60
PROMEDIO %	32,37		

Observaciones: EL PORCENTAJE DE MATERIAL SEGÚN SU TIPO DE LAS ARCILLAS/LIMOS, SE TOMA EL 100% DEL PESO INICIAL SECO

Laboratorista: NÉSTOR DARIO SOTO DÍAZ

consoiltec Ingenieros consultores y constructores		ENSAYOS DE CLASIFICACION GRANULOMETRIA, LIMITES DE CONSISTENCIA Y HUMEDAD NATURAL			
CLIENTE	CRISTIAN CAMILO ZULUAGA PORRAS				
LOCALIZACION	CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
INGENIERO	JUAN CARLOS OBANDO ALVAREZ				
DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, DE HUMEDAD MEDIA , DE COLOR MARRON Y AMARILLO CON MOTAS NEGRAS , DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
CODIGO DEL PROYECTO	4390	ESTUDIO DE SUELOS			
FECHA	ene-23	MUESTRA N°	4		
SONDEO N°	P2	PROFUNDIDAD (m)	3.00-4.00		

GRANULOMETRIA			
peso inicial seco antes de lavado (g)	96,80	sumatoria retenidos	18,80
peso final despues de lavado (g)	16,80	pasa tamiz N° 200 (%)	81,68
% de perdida	0.00		

TIPO DE MUESTRA	N° TAMIZ	TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% QUE PASA	% RETENIDO TOTAL	% DE MATERIAL SEGUN SU TIPO
PIEDRA O CANTO	3"	76.1	0.00	0.00	100.00	0.00	0.00
	2"	50.80	0.00	0.00	100.00	0.00	
	1 1/2"	38.10	0.00	0.00	100.00	0.00	
	1"	25.40	0.00	0.00	100.00	0.00	
GRAVA	3/4"	19.00	0.00	0.00	100.00	0.00	1.62
	1/2"	12.70	0.00	0.00	100.00	0.00	
	3/8"	9.51	0.00	0.00	100.00	0.00	
	N° 4	4.76	1.60	1.62	98.38	1.62	
	N° 8	2.38	0.80	0.81	97.57	2.43	
ARENA	N° 10	2.00	0.10	0.10	97.47	2.53	16.70
	N° 16	1.19	0.60	0.61	96.86	3.14	
	N° 30	0.595	1.40	1.42	95.45	4.55	
	N° 40	0.420	1.20	1.21	94.23	5.77	
	N° 50	0.297	1.30	1.32	92.91	7.09	
	N° 100	0.149	4.60	4.66	88.26	11.74	
	N° 200	0.074	6.50	6.58	81.68	18.32	
ARCILLAS/LIMOS	Fondo		0.70	0.71	80.97	19.03	81.68

HUMEDAD NATURAL			
DETERMINACION	1	2	3
N° DE TARA	42	325	103
PESO HUMEDO+TARA(g)	42.5	55.3	56.90
PESO SECO+TARA (g)	30.8	39.8	40.7
PESO HUMEDO-PESO SECO(g)	11.70	15.50	16.20
PESO TARA(g)	7.4	8.2	8.3
PESO SECO - TARA (g)	23.4	31.6	32.4
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	50.00	49.05	50.00
PROMEDIO %	49.68		

OBSERVACIONES	
NOTA	EL PORCENTAJE DE MATERIAL SEGUN SU TIPO DE LAS ARCILLAS/LIMOS, SE TOMA EL 100% DEL PESO INICIAL SECO
LABORATORISTA	NÉSTOR DARIO SOTO DIAZ

consoiltec Asesorías Consultivas y Constructivas		ENSAYOS DE CLASIFICACION GRANULOMETRIA, LIMITES DE CONSISTENCIA Y HUMEDAD NATURAL			
CLIENTE	CRISTIAN CAMILO ZULUAGA PORRAS				
LOCALIZACION	CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)				
INGENIERO	JUAN CARLOS ORANDO ALVAREZ				
DESCRIPCION DEL MATERIAL	LIMO DE ALTA COMPRESIBILIDAD, DE HUMEDAD MEDIA, DE COLOR NARANJA CON MOTAS AMARILLAS Y NEGRAS, DE CONSISTENCIA MEDIA A DURA				
CODIGO DEL PROYECTO	4390	ESTUDIO DE SUELOS			
FECHA	ene-23	MUESTRA N°	6		
SONDEO N°	P2	PROFUNDIDAD (m)	5,00-6,00		

GRANULOMETRIA			
peso inicial seco antes de lavado (g)	121,70	sumatoria retenidos	22,90
peso final despues de lavado (g)	22,90	pasa tamiz N° 200 (%)	81,84
% de perdida	0,44		

TIPO DE MUESTRA	N° TAMIZ	TAMIZ (mm)	PESO RETENIDO (g)	% RETENIDO	% QUE PASA	% RETENIDO TOTAL	% DE MATERIAL SEGUN SU TIPO
PIEDRA O CANTO	3"	76,1	0,00	0,00	100,00	0,00	0,00
GRAVA	2"	50,80	0,00	0,00	100,00	0,00	1,15
	1 1/2"	38,10	0,00	0,00	100,00	0,00	
	1"	25,40	0,00	0,00	100,00	0,00	
	3/4"	19,00	0,00	0,00	100,00	0,00	
	1/2"	12,70	0,00	0,00	100,00	0,00	
	3/8"	9,51	0,00	0,00	100,00	0,00	
ARENA	N° 4	4,75	1,40	1,15	98,85	1,15	17,01
	N° 8	2,38	1,30	1,07	97,78	2,22	
	N° 10	2,00	0,00	0,00	97,78	2,22	
	N° 16	1,19	1,00	0,82	96,96	3,04	
	N° 30	0,595	2,00	1,64	95,32	4,68	
	N° 40	0,420	1,60	1,31	94,00	6,00	
	N° 50	0,297	1,20	0,99	93,02	6,98	
	N° 100	0,149	5,20	4,27	88,74	11,26	
ARCILLAS/LIMOS	N° 200	0,074	8,40	6,90	81,84	18,16	81,84
	Fondo		0,70	0,58	81,27	18,73	

HUMEDAD NATURAL			
DETERMINACION	1	2	3
N° DE TARA	250	41	221
PESO HUMEDO+TARA(g)	44	52,5	49,00
PESO SECO+TARA (g)	31,7	37,5	35,2
PESO HUMEDO-PESO SECO(g)	12,30	15,00	13,80
PESO TARA(g)	6,6	6,6	7,5
PESO SECO - TARA (g)	25,1	30,9	27,7
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	49,00	48,54	49,82
PROMEDIO %	49,12		

OBSERVACIONES	
NOTA	EL PORCENTAJE DE MATERIAL SEGUN SU TIPO DE LAS ARCILLAS/LIMOS, SE TOMA EL 100% DEL PESO INICIAL SECO
LABORATORISTA	NÉSTOR DARIO SOTO DIAZ

GRAVEDAD ESPECÍFICA Y PESO ESPECÍFICO

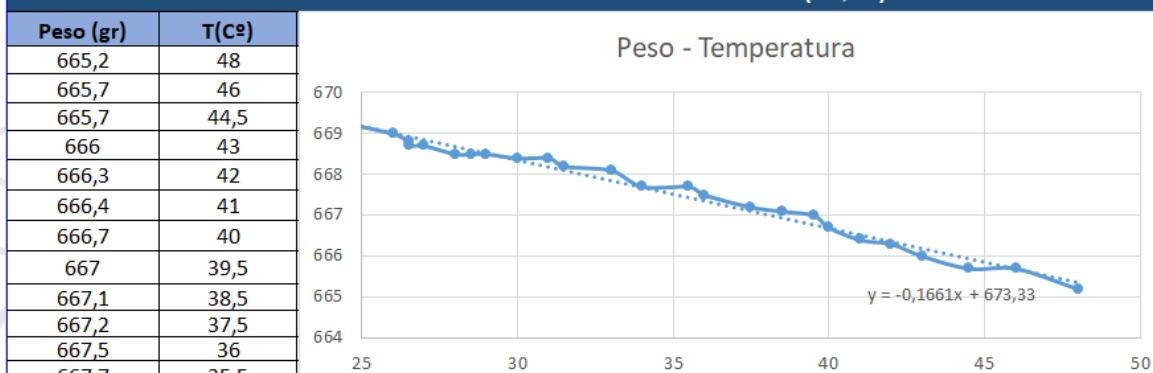
Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM C-127-01 y ASTM D - 854 - 58

Fecha: 24/01/2024

MUNICIPIO: CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLÍN - ANTIOQUIA)

PROYECTO: PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR

CURVA CALIBRACION DE PICNOMETRO (01,13)



Datos y Cálculo para Gravedad Específica

Muestras	P1-M3
T (C°)	25
Wbw (g)	669,18
Ws (g)	60,00
Gt (g/cm³)	0,99624
Wbws (g)	705,10
G	2,483

Leyenda

Ws= Peso del suelo seco	Gt= Gravedad Específica del agua a cierta temperatura (ASTM D854 - 14)
Wbw= Peso del picnómetro con agua a cierta temperatura	T= Temperatura
G= Gravedad Específica	Wbws = Peso del picnómetro con suelo y agua

$$G = Ws \times Gt / Ws + Wbw - Wbws$$

GRAVEDAD ESPECÍFICA

Procedimiento de acuerdo con las normas ASTM C-127-01 y ASTM D - 854 - 58

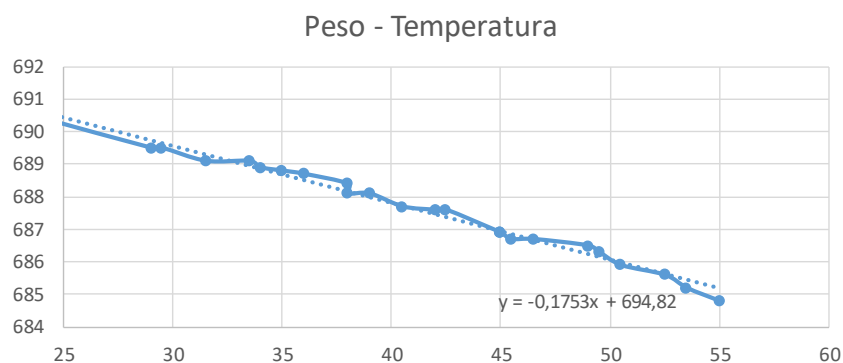
Fecha: 24/01/2024

MUNICIPIO: CARRERA 33 # 70-74 MANRIQUE ORIENTAL (MEDELLIN - ANTIOQUIA)

PROYECTO: PATOLOGIA DE CIMENTACIONES PARA REPOTENCIAR

CURVA CALIBRACION DE PICNOMETRO (01,19)

Peso (g)	T(°C)
684,8	55
685,2	53,5
685,6	52,5
685,9	50,5
686,3	49,5
686,5	49
686,7	46,5
686,7	45,5
686,9	45
686,9	45
687,6	42,5
687,6	42



Datos y Calculo para Gravedad Especifica

Muestra	P2-M6
T (°C)	25
Wbw (g)	690,44
Ws (g)	60,00
Gt (g/cm³)	0,99665
Wbws (g)	728,20
G (g/cm³)	2,689
687,7	40,5
688,1	39
688,1	38
688,4	38
688,7	36
688,8	35
688,9	34
689,1	33,5
689,1	31,5
689,5	29,5
689,5	29
690,6	23

Leyenda

Ws= Peso del suelo seco	Gt= Gravedad Especifica del agua a cierta temperatura (ASTM D854 - 14)
Wbw= Peso del picnómetro con agua a cierta temperatura	T= Temperatura
G= Gravedad Especifica	Wbws = Peso del picnómetro con suelo y agua

$$G = Ws \times Gt / Ws + Wbw - Wbws$$

ANEXO 5. REGISTRO FOTOGRÁFICO DE EXPLORACIÓN EN CAMPO





ANEXO No. 6: MANUAL DE EXCAVACIONES

MANUAL DE EXCAVACIONES

Un número de esfuerzos y deformaciones pueden ocurrir en un corte abierto o zanja. Por ejemplo, el incremento o disminución del contenido de humedad puede afectar desfavorablemente la estabilidad de una zanja o de una excavación. Los siguientes diagramas muestran algunas de las causas más frecuentes de falla de zanjas.

GRIETAS DE TENSION: Las grietas de tensión usualmente se forman a una distancia horizontal de 0.5 a 0.75 la profundidad de la zanja, medida desde la cima de la cara vertical de la zanja. Ver figura 1 para mayor información.

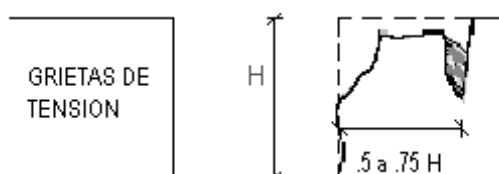


FIGURA 1. GRIETAS DE TENSION

DESLIZAMIENTO: Puede ocurrir como el resultado de grietas de tensión. Ver figura 2.



FIGURA 2. DESLIZAMIENTO

VOLCAMIENTO: Adicional al deslizamiento, las grietas de tensión pueden producir volcamiento. El volcamiento ocurre cuando se cizalla de cara vertical de la zanja a lo largo de la línea de grieta de tensión y esta se derriba dentro de la excavación. Ver figura 3.



FIGURA 3. VOLCAMIENTO

SUBSIDENCIA Y HENCHIMIENTO: Una excavación no soportada puede producir un desequilibrio de esfuerzos en el suelo, que también causa subsidencia en la superficie y henchimiento en la cara vertical de la zanja. Si esto no es corregido, esta condición puede causar la falla de la cara y puede ser una trampa para los trabajadores. Ver figura 4.



FIGURA 4. SUBSIDENCIA Y HENCHIMIENTO

LEVANTAMIENTO: El levantamiento de la base es causado por la disminución de presión creada por el peso del suelo contiguo. Esta presión causa un aumento en la parte inferior del corte, como lo muestra la figura. El levantamiento puede ocurrir incluso cuando el entibado o apuntalado haya sido instalado apropiadamente. Ver figura 5.

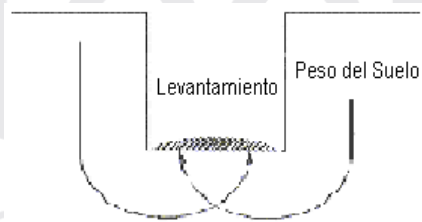


FIGURA 5. LEVANTAMIENTO

SIFONAMIENTO: Es evidenciado por un flujo ascendente del agua en la parte inferior del corte. Un nivel freático alto es la causa del sifonamiento del agua. El sifonamiento produce una condición "rápida" en la base del corte, y puede ocurrir incluso cuando se este usando apuntalamiento o cajas en la zanja. Ver figura 6.

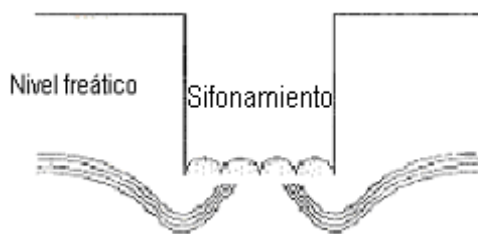


FIGURA 6. SIFONAMIENTO

DETERMINACIÓN DEL TIPO DE SUELO

La Oficina de Administración de Seguridad y Salud Ocupacional de los Estados Unidos, por sus siglas en inglés OSHA, categoriza los materiales en cuatro tipos, de la A hasta D, así:

- A. ROCA ESTABLE:** Es un material pétreo que puede ser excavado por sus lados verticalmente y permanecer intacto mientras está expuesto. Por lo general, es identificado según el tipo de roca, como granito, esquisto y arenisca.
- B. SUELO TIPO A:** Son suelos cohesivos con una resistencia a la compresión simple de unos 150 kPa ó mayor. Ejemplos de suelos TIPO A pueden ser la arcilla, arcilla cenagosa, arcilla arenosa, marga de arcilla y, en algunos casos, marga de arcilla cenagosa y marga de arcilla arenosa. Ningún suelo es TIPO A si se encuentra agrietado o sujeto a vibraciones de cualquier tipo, ó si ha sido disturbado ó hace parte de un terreno inclinado, ó como parte de un sistema de estratos en el que la pendiente de estos, dentro de la excavación, es de 4H:1V ó mayor, o si tiene agua brotando.
- C. SUELO TIPO B:** Son suelos cohesivos con una resistencia a la compresión simple, entre 50 kPa y 150 kPa. Ejemplos de estos suelos son las arcillas, limos arcillosos, limos y otros que pudieron ser disturbados, pero que no clasifiquen como Tipo C. Los suelos que posean una resistencia a la compresión simple similar al exigida para suelos Tipo A, pero que han sido fisurados o sujetos a vibración, roca seca inestable; y sistemas de estratos que se inclinan en la zanja en una pendiente menor que 4H:1V, pueden clasificar en este tipo.
- D. SUELO TIPO C:** Son suelos cohesivos con resistencia a la compresión simple menor o igual a 50 kPa. Otros suelos TIPO C incluyen suelos granulares como gravas, arenas y limos arenosos, suelo sumergido, suelo donde el agua brota libremente y roca sumergida inestable. También se incluye en esta clasificación material en pendientes y sistemas de estratos donde la inclinación dentro de la excavación tiene una pendiente de cuatro horizontal y uno vertical (4H:1V) o mayor.
- E. ESTRATOS GEOLÓGICOS:** Cuando el suelo está conformado por estratos, es decir existe una estructura geológica estratificada y el suelo debe ser clasificado con base en el que se presente más débil. Cada estrato debe ser clasificado individualmente si una capa más estable esta debajo de una capa menos estable, por ejemplo, donde un suelo Tipo C esta sobre una roca estable.

TIPOS DE APUNTALAMIENTO

El apuntalamiento corresponde con un sistema provisional de soporte de las excavaciones, que se realiza en las caras de una zanja y es usado para prevenir el movimiento del suelo, que afecte obras subterráneas, calzadas y fundaciones.

El apuntalamiento ó entibado es usado cuando la localización o profundidad de los cortes hace que la inclinación este por debajo del máximo permitido haciendo la pendiente poco práctica. Los sistemas de apuntalamiento consisten en postes, rayas, puntales y la cubierta de protección.

Existen dos tipos básicos de apuntalamiento, uno con madera y otro hidráulico (ver figura 7 y figura 8).

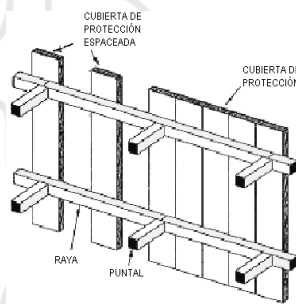


FIGURE 7. APUNTALADO DE MADERA

APUNTALADO HIDRÁULICO: La tendencia actual es hacia el uso de apuntalamiento hidráulico, puntales prefabricados y/o sistemas de canales fabricados en aluminio o acero. El apuntalamiento hidráulico proporciona una ventaja crítica de seguridad sobre el apuntalamiento de madera porque los trabajadores no tienen que entrar a la zanja para instalar o remover el apuntalamiento hidráulico. Otras de las ventajas de la mayoría de los apuntalamientos hidráulicos son:

- Son bastante livianos como para ser instalados por un solo trabajador.
- Son regulados a la medida para asegurar aún la distribución de presión a lo largo de la línea de zanja.
- Puede tener sus caras de zanja "precargadas" para usar la cohesión natural del suelo para prevenir el movimiento.
- Puede ser adaptado fácilmente a varias profundidades de zanja y anchuras.

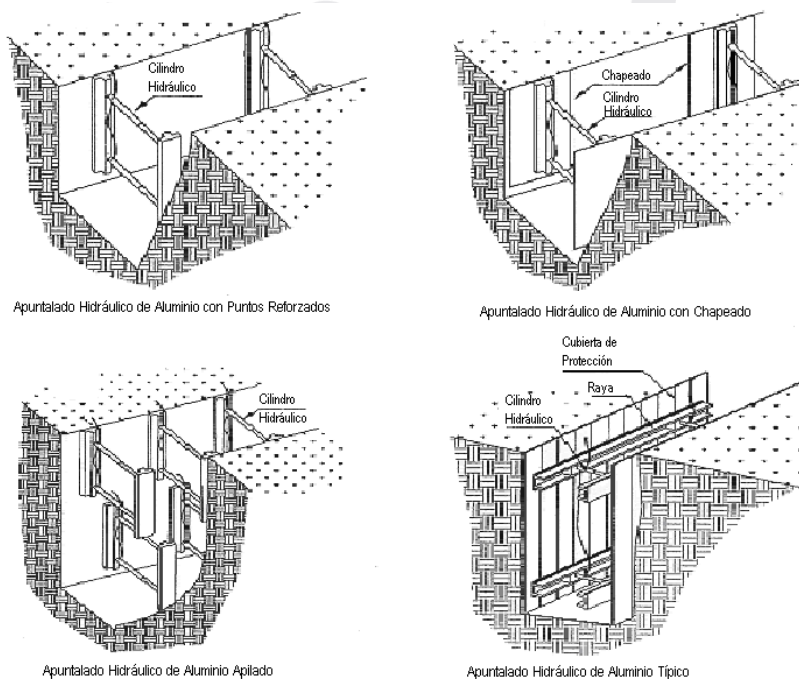


FIGURE V: 2-8. VARIACIONES EN APUNTALAR: INSTALACIONES DE APUNTALADOS HIDRÁULICAS DE ALUMINIO TÍPICOS.

Todos los apuntalados deben ser instalados de arriba hacia abajo y removidos de abajo hacia arriba. El apuntalado hidráulico debe ser revisado por lo menos una vez por cambio de mangueras de escape y/o cilindros, conexiones rotas, engrasadores rajados, bases de inclinación, y cualquier otra parte dañada o defectuosa.

APUNTALADO NEUMÁTICO: Trabaja de una manera similar al apuntalado hidráulico. La primera diferencia es que el apuntalado neumático usa aire a presión en lugar de presión hidráulica. Una desventaja del empleo de apuntalado neumático es que un compresor de aire debe estar en el sitio.

- **Gato de tornillo:** Los sistemas de gato de tornillo se diferencian de los sistemas hidráulicos y neumáticos en que los puntales de un sistema de gato de tornillo deben ser ajustados a mano. Esto crea un riesgo porque requieren que el trabajador esté en la zanja para ajustar el puntal. Además, "la precarga" uniforme no puede ser alcanzado con gatos de tornillo, y su peso crea dificultades durante el manejo.
- **Orillas Mono cilíndricas Hidráulicas** Las orillas de este tipo son usadas generalmente en una red fluvial, para ayudar con el sistema de apuntalamiento en madera, y en trincheras bajas donde se requieren la estabilidad de cara.
- **Sostenimiento** Este proceso implica estructuras adyacentes que se estabilizan, fundaciones, y otras intrusiones que pueden tener un impacto sobre la

excavación. Como el término indica, el sostenimiento es un procedimiento en el cual la fundación físicamente es reforzada. El sostenimiento debería ser conducido sólo bajo la dirección y con la aprobación de un ingeniero certificado.

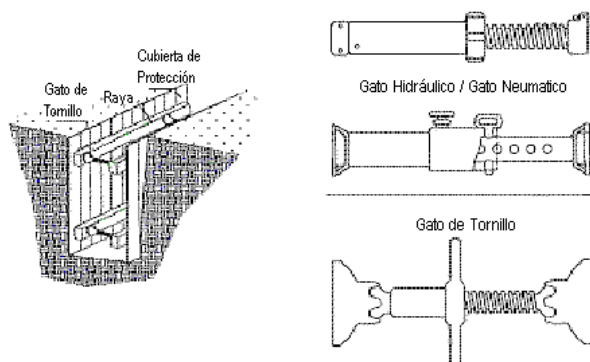


FIGURA V: 2-9. VARIACIONES DE APUNTALAMIENTO.

TIPOS DE ESCUDOS

LAS CAJAS DE ZANJA: Son diferentes del apuntalamiento, ya que, en vez de apuntalar, sirve de apoyo a la de la zanja, y son requeridas principalmente para proteger a trabajadores de hundimientos e incidentes similares (ver figura 10 y figura 11). El área excavada entre el exterior de la caja de zanja y la cara de la zanja debería ser lo menor posible. El espacio entre las cajas de zanja y el talud es rellenado para prevenir el movimiento lateral de la caja. Los escudos no pueden ser sujetos a cargas que excedan para las que el sistema fue diseñado para soportar.

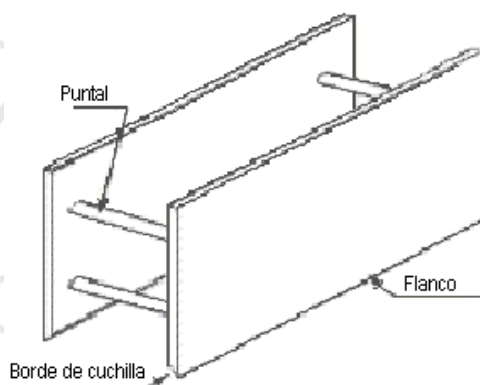


FIGURA 10. ESCUDO DE ZANJA
ZANJA, APILADO

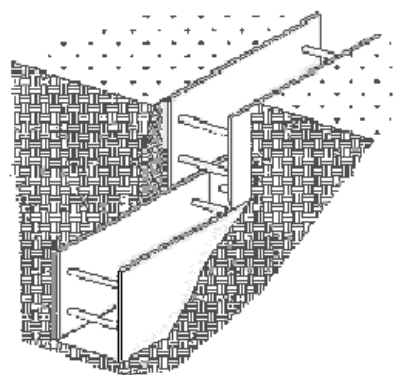


FIGURA 11. ESCUDO DE

USO COMBINADO: Las cajas de zanja se utilizan generalmente en áreas abiertas, pero también pueden ser usadas en combinación con la inclinación y la banca. La caja deberá extenderse al menos 0.45 m, encima del área circundante si allí se inclina hacia la excavación. Esto puede ser logrado, proporcionando un área de banca adyacente a la caja.

Se permiten excavaciones de tierra a una profundidad de 0.60 m, debajo del escudo, pero sólo si está diseñado para resistir las fuerzas producidas por el llenado de la zanja y que no haya ninguna indicación de pérdida, mientras la zanja este abierta, de que el suelo en la parte inferior del sistema de apoyo se pierda.

Las condiciones de este tipo requieren la observación sobre los efectos de henchimiento, levantamiento, y de sifonamiento así como la sobrecarga, la vibración, estructuras adyacentes, excavando por debajo del escudo. Ver figura 12.

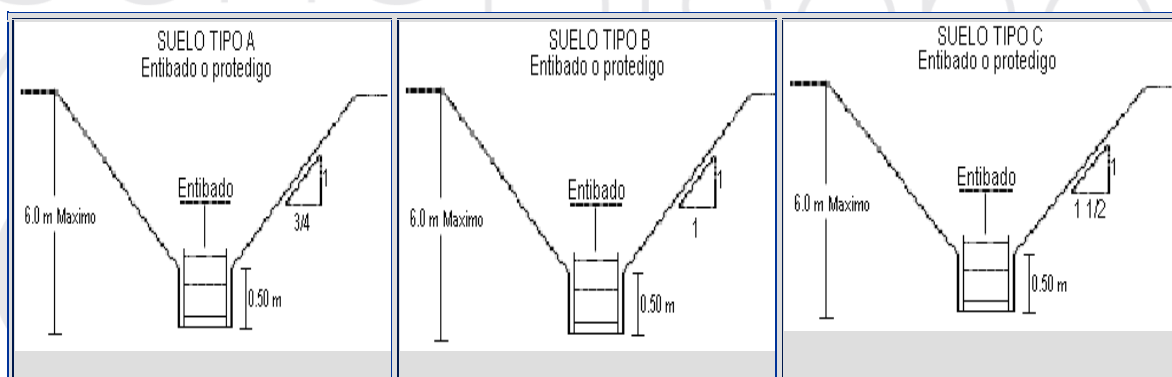


FIGURE 12. INCLINACIÓN Y CONFIGURACIÓN DE ESCUDOS

INCLINACIÓN Y BANCA

INCLINACIÓN: A continuación, se muestra la inclinación máxima permitida para excavaciones menores de 6.0 m, basadas en el tipo de suelo y el ángulo horizontal (tabla 1 y figura 13).

TABLA 1. INCLINACIÓN PERMITIDA

Tipo de suelo	Base: Altura	Angulo de inclinación
Roca estable	Vertical	90°
Tipo A	¾:1	53°
Tipo B	1:1	45°
Tipo C	1½:1	34°
Tipo A (a corto plazo)	½:1	63°

(Para una excavación máxima de 6.0 m)

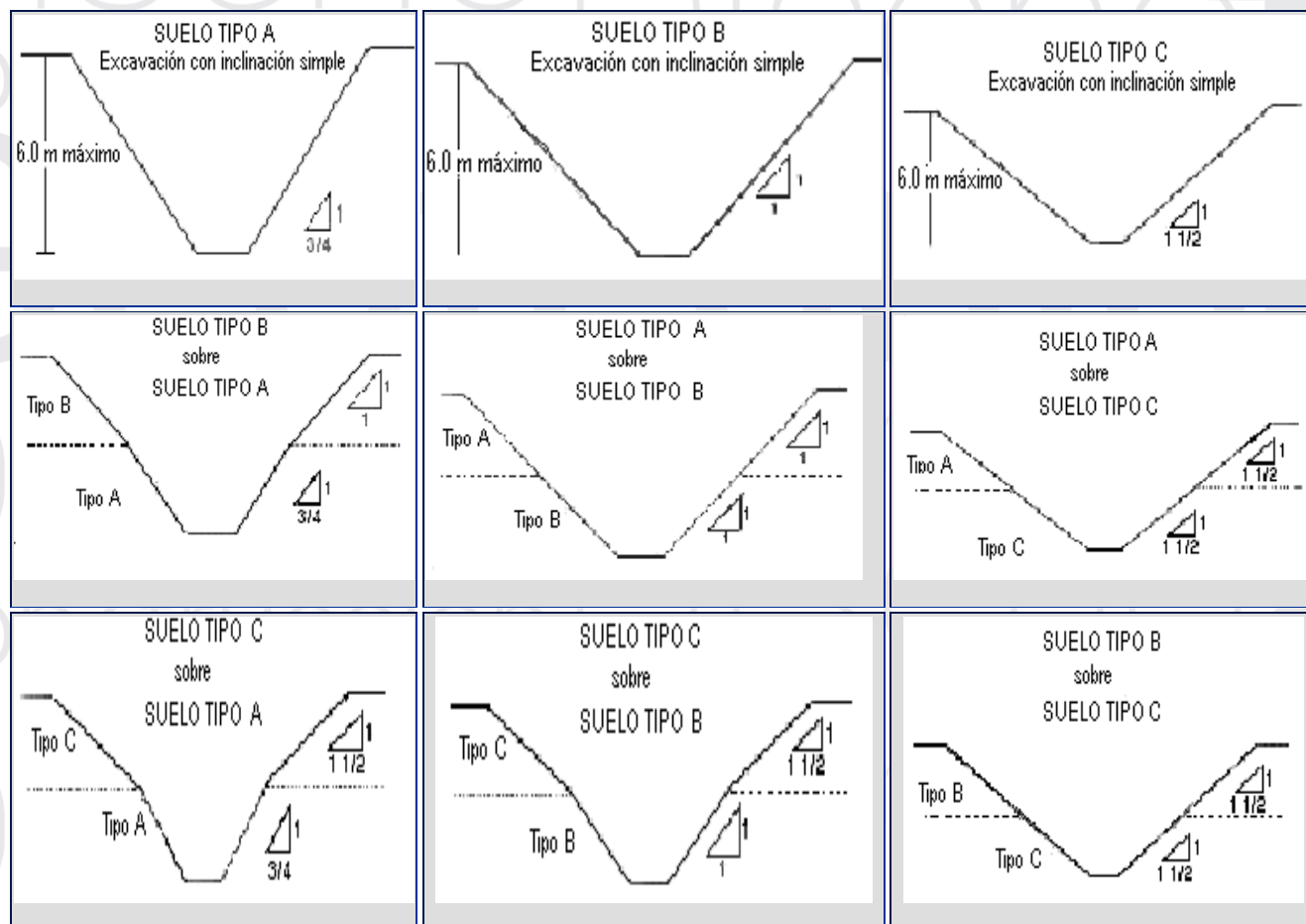


FIGURA 13. CONFIGURACIÓN DE INCLINACIONES: EXCAVACIÓN EN SUELOS ESTRATIFICADOS

BANCA: Hay dos tipos básicos de banca, simple y múltiple. El tipo de suelo determina que la horizontal y la vertical de la pendiente del lado de la banca.

Por regla general, la profundidad de la altura de la zanja no debe exceder 4 pies (1.20 m) para el primer banco. Bancos subsiguientes pueden aumentar a un máximo de 5 pies (1.50 m) vertical en un suelo Tipo A y 4 pies (1.20 m) en un suelo Tipo B para un máximo de excavación de 20 pies. (6.0 m). Todos los bancos subsiguientes deben estar por debajo del máximo permitido para la inclinación de cada tipo de suelo. Para suelos Tipo B la zanja de excavación está permitida en suelos cohesivos únicamente. Ver figura 14 y figura 15.

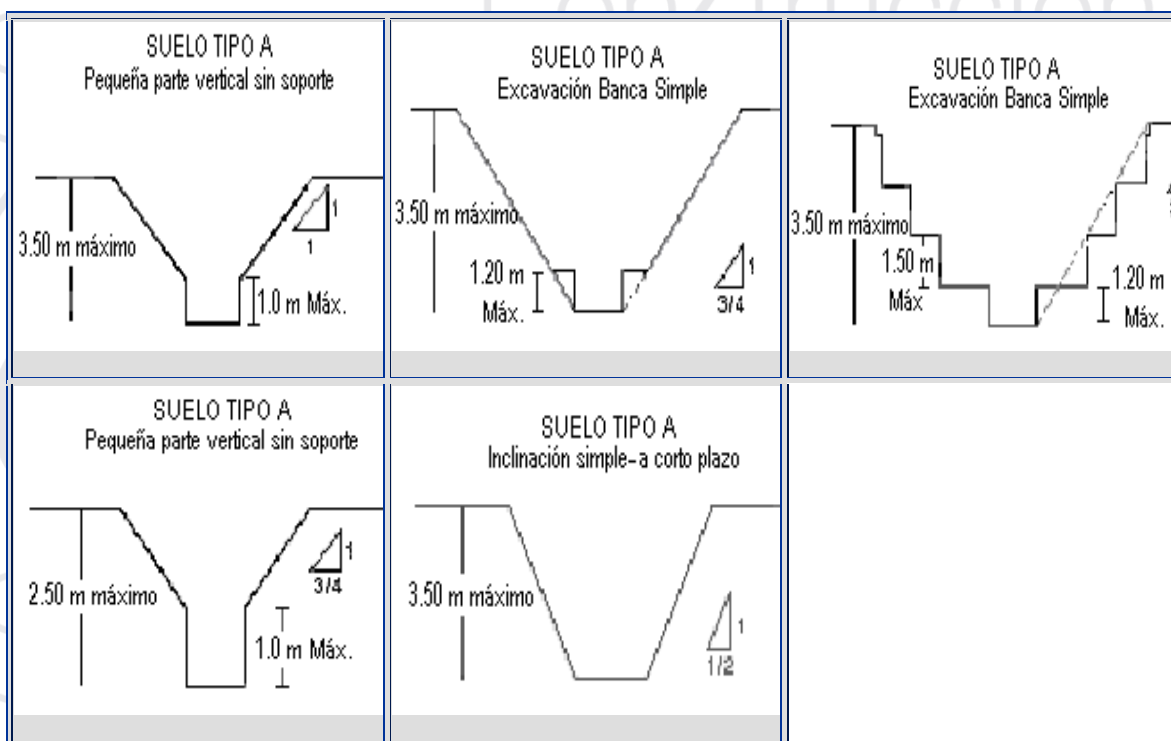


FIGURA 14. EXCAVACIONES HECHAS EN UN SUELO TIPO A

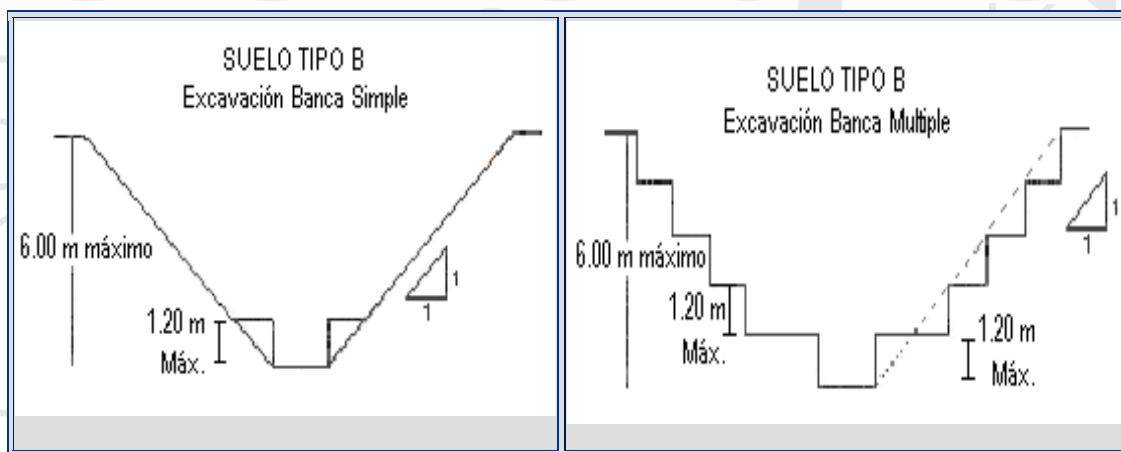


FIGURA 15. EXCAVACIONES HECHAS EN UN SUELO TIPO B

SOBRECARGA

SOBRECARGA TEMPORAL: La sobrecarga temporal no debe ser colocado a menos de 1.0 m del borde de la excavación, medido de la base más cercana de la sobrecarga al corte. Esta distancia no debe ser medida de la corona de la sobrecarga. Esta exigencia de distancia asegura que la roca floja o el suelo de la sobrecarga no caerá sobre trabajadores.

La sobrecarga deberá ser colocada de modo que canalice las aguas de lluvia y las lleve lejos de la excavación. La sobrecarga deberá ser colocada de modo que no se pueda correr, deslizar, o perder terreno en la excavación.

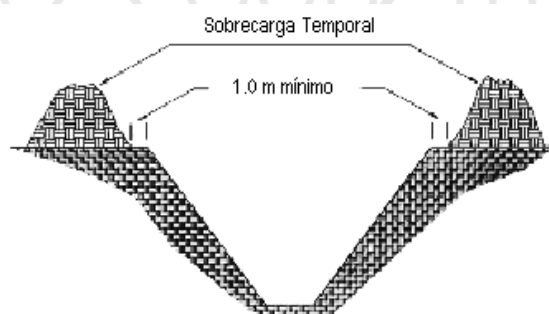


FIGURE 16. SOBRECARGA TEMPORAL

SOBRECARGA PERMANENTE: La sobrecarga permanente debe ser colocada a una distancia prudente de la excavación, a menudo se dispone hacia los pasos

subterráneos. Una disposición inadecuada de las sobrecargas permanentes, por ejemplo, cerca del área de excavación, puede hacer que una excavación colapse. En general, por una simple observación visual se puede determinar si los requerimientos exigidos con respecto a la proporción horizontal-vertical para una excavación particular se están cumpliendo. La sobrecarga permanente puede cambiar el suelo de estable a inestable y dramáticamente cambiar exigencias en la inclinación.

ANEXO No:7

RECOMENDACIONES

ENTIBADOS

GENERALIDADES

Los sistemas de protección de excavaciones pueden realizarse con entibados. Pueden ser utilizados en aquellas excavaciones en las que, debido a sus características geométricas o a las propiedades geomecánicas del terreno, se puedan presentar problemas por inestabilidad lateral o de fondo, tubificación o deformaciones laterales excesivas. También se construyen para facilitar las labores de construcción y para garantizar la seguridad del personal o de las obras o edificaciones vecinas.

Antes de decidir sobre el uso de entibados en una zanja se deberá observar cuidadosamente lo siguiente:

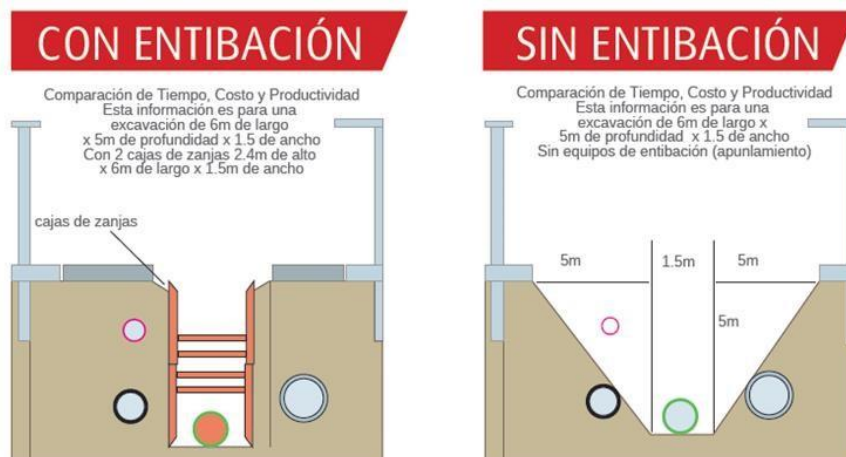
- Al considerar que los taludes de las zanjas no sufrirán grandes deslizamientos, no se deberá olvidar que probablemente se producirán pequeñas deformaciones que traducidas en asentamientos diferenciales pueden dañar estructuras vecinas.
- Las fluctuaciones del nivel freático en el terreno modifican su cohesión, ocasionando por lo tanto rupturas de este.
- La presencia de sobrecargas eventuales tales como maquinaria y equipo o la provocada por el acopio de la misma tierra, producto de la excavación, puede ser determinante para que sea previsto un entibamiento. En estos casos será la experiencia y el buen criterio los factores que determinen o no el uso de un entibado.

ENTIBADO METÁLICO:

El sistema estructural consiste en un conjunto de elementos: largueros, codales y puntales (El acero para los postes, largueros y puntales debe cumplir los requisitos de la norma “ASTM A36 Standard specification for carbon structural steel”), que reciben, distribuyen, transmiten y soportan las cargas generadas por el empuje lateral del terreno. La función del entibado consiste en aislar y prevenir el colapso local o general del suelo adyacente a la excavación y evitar el desplazamiento lateral del terreno.

Pueden ser utilizados en aquellas excavaciones en las que, debido a sus características geométricas o a las propiedades geomecánicas del terreno, se puedan presentar problemas por inestabilidad lateral o de fondo, tubificación o deformaciones laterales excesivas.

Este sistema proporciona un ambiente de trabajo seguro para los trabajadores dentro de las zanjas, evita la pérdida o deterioro de materiales, reduce el alto costo de excavación innecesaria de zanjas, y del transporte en camiones de materiales de excavación y relleno, manteniendo la instalación de zanja lo más angosta posible, mayor rendimiento en la instalación de tuberías, lo que genera disminución de costos de obra.



Un número de esfuerzos y deformaciones pueden ocurrir en un corte abierto o zanja. Por ejemplo, el incremento o disminución del contenido de humedad puede afectar desfavorablemente la estabilidad de una zanja o de una excavación. Los siguientes diagramas muestran algunas de las causas más frecuentes de falla de zanjas.

GRIETAS DE Tensión: Las grietas de tensión usualmente se forman a una distancia horizontal de 0.5 a 0.75 la profundidad de la zanja, medida desde la cima de la cara vertical de la zanja. Ver figura 1 para más información.

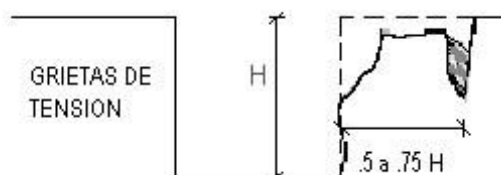


FIGURA 1. GRIETAS DE Tensión

DESLIZAMIENTO: Puede ocurrir como el resultado de grietas de tensión. Ver figura 2.



FIGURA 2. DESLIZAMIENTO

VOLCAMIENTO: Adicional al deslizamiento, las grietas de tensión pueden producir volcamiento. El volcamiento ocurre cuando se cizalla de cara vertical de la zanja a lo largo de la línea de grieta de tensión y esta se derriba dentro de la excavación. Ver figura 3.

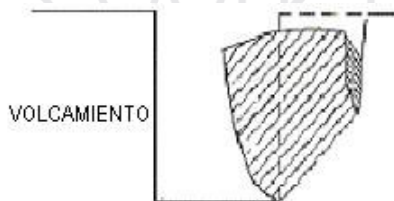


FIGURA 3. VOLCAMIENTO

SUBSIDENCIA Y HENCHIMIENTO: Una excavación no soportada puede producir un desequilibrio de esfuerzos en el suelo, que también causa subsidencia en la superficie y henchimiento en la cara vertical de la zanja. Si esto no es corregido, esta condición puede causar la falla de la cara y puede ser una trampa para los trabajadores. Ver figura 4.

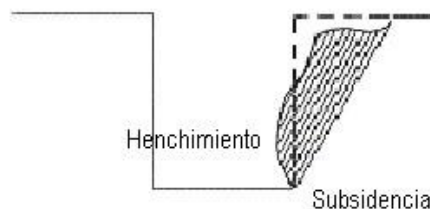


FIGURA 4. SUBSIDENCIA Y HENCHIMIENTO

LEVANTAMIENTO: El levantamiento de la base es causado por la disminución de presión creada por el peso del suelo contiguo. Esta presión causa un aumento en la parte inferior del corte, como lo muestra la figura. El levantamiento puede ocurrir incluso cuando el entibado o apuntalado haya sido instalado apropiadamente. Ver figura 5.

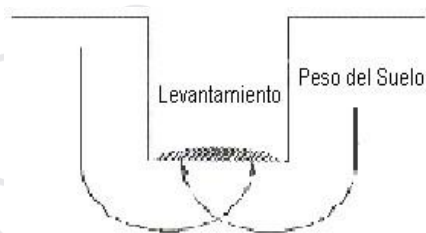


FIGURA 5. LEVANTAMIENTO

SIFONAMIENTO: Es evidenciado por un flujo ascendente del agua en la parte inferior del corte. Un nivel freático alto es la causa del sifonamiento del agua. El sifonamiento produce una condición “rápida” en la base del corte, y puede ocurrir incluso cuando se esté usando apuntalamiento o cajas en la zanja. Ver figura 6.

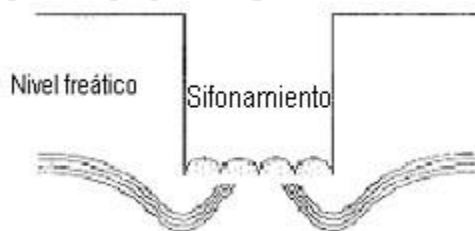


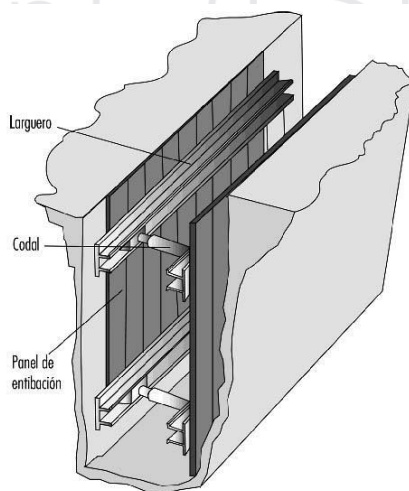
FIGURA 6. SIFONAMIENTO

Según el tipo de suelo encontrado en el sitio, se recomienda un entibado metálico continuo, ya que estos son utilizados en excavaciones de suelos arenosos, sin cohesión, o cuando alguna circunstancia exija una condición estanca de las paredes de la zanja. Es decir, es un entibado usado en suelos que se disgregan parcialmente, sin la actuación descargas externas.

Entibados en función al tipo de suelo

No	Tipo de Suelo	Entibado recomendable
1	Tierra roja y de compactación natural. Tierra compacta o arcilla	Discontinuo
2	Tierra roja, blanca y marrón - Tierra silicea (seca)	Discontinuo - Continuo Simple
3	Tierra roja tipo ceniza barro saturado	Continuo Simple
4	Tierra saturada con estratos de arena - Turba o suelo orgánico	Continuo Especial
5	Tierra Blanca - Arcilla Blanda	Continuo Especial
6	Limo Arenoso	Continuo
7	Suelo Granular - Arena gruesa	Continuo
8	Arcilla Cohesiva	Apuntalamiento

La superficie lateral de la zanja será contenida por perfiles metálicos verticales, unidos unos a los otros, trabados horizontalmente por largueros metálicos en toda su longitud y puntales metálicos espaciados cada 1,35 m, excepto en los extremos de los largueros, los cuales estarán a 0,40 m. Los largueros deben estar espaciados entre sí 1,0 m en la vertical.



Las profundidades máximas que se pueden trabajar con este sistema y para los tipos de suelos mencionados, son aproximadamente 4.5 m, para anchos menores de 2 m y el nivel freático rebajado o por debajo de la excavación.

TIPOS DE ENTIBADOS

APUNTALAMIENTO

El suelo lateral será entibado por tablonces de madera de 1" * 6" espaciados según el caso, trabados horizontalmente con rollizos o puntales de eucalipto con diámetros entre 4" y 6" o vigas solera de madera de diferentes secciones.

DISCONTINUOS

- **Tipo ED 1 Entibado Discontinuo en Madera**

Consiste en un sistema de entibado discontinuo en madera, con base en el uso largueros, puntales y codales en madera o metálicos. Los elementos que lo conforman son los siguientes: Puntales: Tablas verticales de madera de sección rectangular mínima de 0.04 x 0.20 m, con espacios libres máximos de 0.20 m.

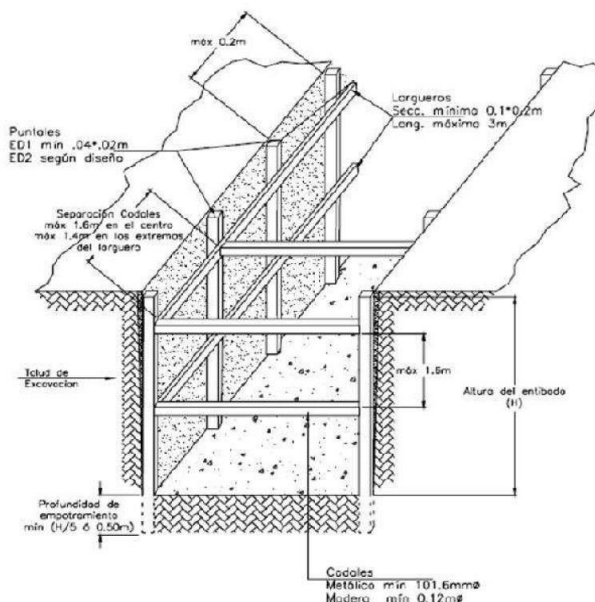
Largueros: Vigas en madera de sección mínima 0.10 x 0.20 x 3.00 m. Codales: Postes metálicos telescópicos de diámetro mínimo 101.6 mm (4 Pulg) o elementos en madera de 0.12 m de diámetro como mínimo, distribuidos en niveles con separación vertical máxima de 1.60 m y separación horizontal máxima de 1.60 m en la zona central del larguero y de 1.40 m en los extremos del larguero.

- **Tipo ED 2 Entibado Discontinuo en Madera, con perfiles metálicos**

Consiste en un sistema de entibado discontinuo con puntales y codales metálicos o de madera. Los elementos que lo conforman son los siguientes: Puntales: Perfiles metálicos de sección y la longitud de empotramiento definidos en el diseño.

Largueros: Tablas horizontales de madera de sección mínima 0.10 x 0.20 m, longitud máxima 3.0m.

Codales: Postes metálicos telescópicos de diámetro mínimo 101.6 mm (4 Pulg) o postes en madera de 0.12 m de diámetro mínimo, distribuidos en niveles con separación vertical máxima de 1.60 m y separación horizontal máxima de 1.60 m en la zona central del larguero y de 1.40 m en los extremos del larguero. La necesidad y la cantidad de los niveles adicionales de apuntalamiento deben definirse en el diseño.



ESQUEMA GENERAL ENTIBADOS DISCONTINUOS ED 1 Y ED 2

CONTINUOS

- **Tipo EC 1 Entibado Continuo en Madera**

Las paredes de la zanja deben ser sostenidas totalmente por tableros continuos de madera y deben ser soportados lateralmente por largueros de madera y puntales de madera o de acero. Los elementos que lo conforman son los siguientes: Puntales: Tablas verticales de madera de sección rectangular mínima de 0.04 x 0.20 m, generando una superficie continua.

Largueros: Tablas horizontales en madera de sección mínima 0.10 x 0.20 m, con longitud máxima de 3.00 m.

Codales: Postes metálicos telescópicos de diámetro mínimo de 152.4 mm (6 Pulg) o en madera de 0.15 m de diámetro mínimo, distribuidos en niveles con separación vertical máxima de 1.60 m y separación horizontal máxima de 1.60 m en la zona central del larguero y de 1.40 m en los extremos del larguero.

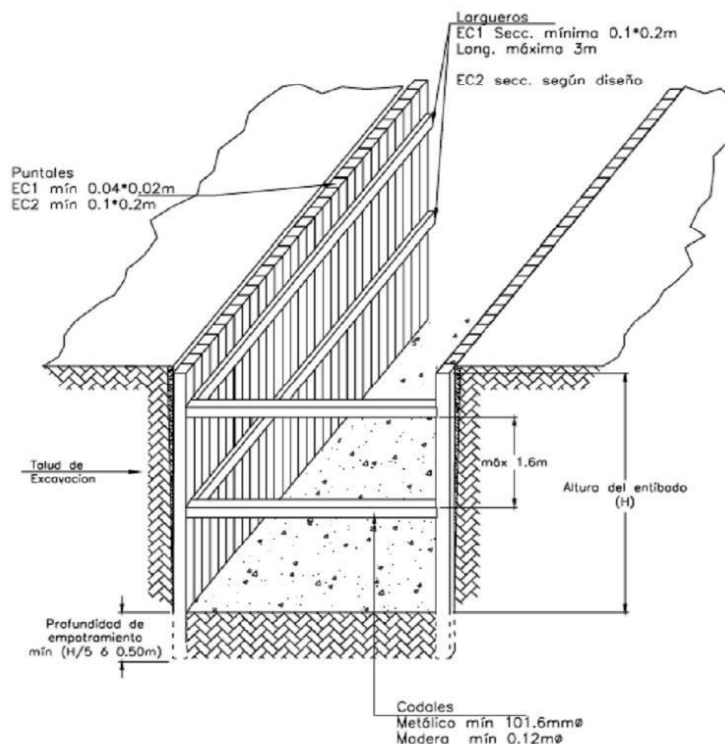
- **Tipo EC 2 Entibado Continuo en Madera, con perfiles metálicos**

Consiste en un sistema de entibado continuo en madera, reforzado con puntales y codales metálicos o de madera. Los elementos que los conforman son los siguientes:

Puntales: Tablas verticales de madera de sección mínima 0.10 x 0.20 m. generando una superficie continua.

El empotramiento mínimo de los puntales debe ser el mayor valor entre $H/5$ ó 0.50 m o el definido por el diseño, por debajo del fondo de excavación (H es la profundidad máxima de excavación). El momento en que se realice el hincado depende del proceso constructivo. Largueros: Perfiles metálicos de sección definida en el diseño.

Codales: Postes metálicos telescópicos de diámetro mínimo de 152.4 mm (6 Pulg) o en madera de 0.15 m de diámetro mínimo, distribuidos en niveles con separación vertical máxima de 1.60 m y separación horizontal máxima de 1.60 m en la zona central del larguero y de 1.40 m en los extremos del larguero.



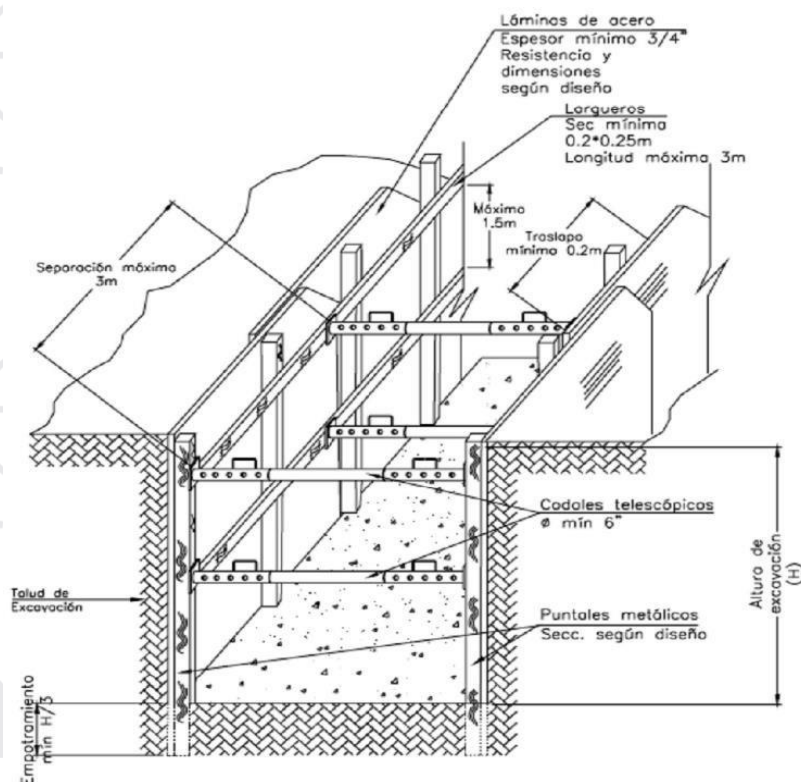
ESQUEMA GENERAL ENTIBADOS CONTINUOS EC 1 Y EC 2

- **Tipo EC 3 Entibado Continuo con láminas metálicas**

Consiste en un sistema de entibado continuo en lámina metálica, puntales, largueros y codales.

Los elementos que conforman el Entibado Continuo con láminas metálicas son los siguientes:

- Lamina de acero de la resistencia definida en el diseño, de espesor mínimo $\frac{3}{4}$ Pulg y dimensiones apropiadas para soportar la excavación incluyendo empotramiento, con la capacidad de resistir los esfuerzos generados por las solicitaciones estáticas de carga externa.
- Las láminas deben traslaparse entre sí en una distancia mínima 0.20 m.
- La lamina esta hincada al terreno, soportada por los puntales.



ESQUEMA GENERAL ENTIBADOS CONTINUOS TIPO EC 3

METALICO - MADERA

En este caso el suelo lateral será contenido por tablonces de madera 2" * 6", contenidos en perfiles metálicos doble "T", de 30 cm (12") espaciados cada 2,0 m e hincados en el terreno con la penetración indicada en el proyecto y de conformidad con el tipo de terreno y la profundidad de la zanja.

Los perfiles serán soportados con perfiles metálicos doble "T" de 30 cm (12") espaciados cada 3,0 m. Para las zanjas de profundidad hasta 6,0 m en condiciones normales será utilizado un cuadro de soleras y rollizos. El entibado debe ser proyectado atendiendo las peculiaridades de cada caso.

Para evitar sobrecargas en el entibado, el material excavado será depositado a una distancia de la zanja, como mínimo igual a su profundidad.

Para evitar la percolación del agua pluvial hacia la zanja es necesario:

- a) Verificar la existencia de fisuras laterales en el suelo, si esto ocurre, se debe proceder al sellado de estas y a la impermeabilización del área.
- b) Verificar si junto a las aceras no se produce infiltración de agua pluvial. De ser así, se deben sellar las fisuras empleando para ello asfalto.

CONSTRUCCIÓN DE ENTIBADOS

El Constructor debe incluir un sistema de señalización adecuada y garantizar la separación suficiente para prevenir accidentes de transeúntes o vehículos que circulen en dicha zona.

Durante la realización de los trabajos de construcción deben cumplirse los requisitos de la norma Requisitos mínimos de higiene y seguridad industrial para el manejo de equipos empleados en labores de construcción de sistemas de acueducto y alcantarillado.

La construcción de entibados debe realizarse con las herramientas y equipos apropiados.

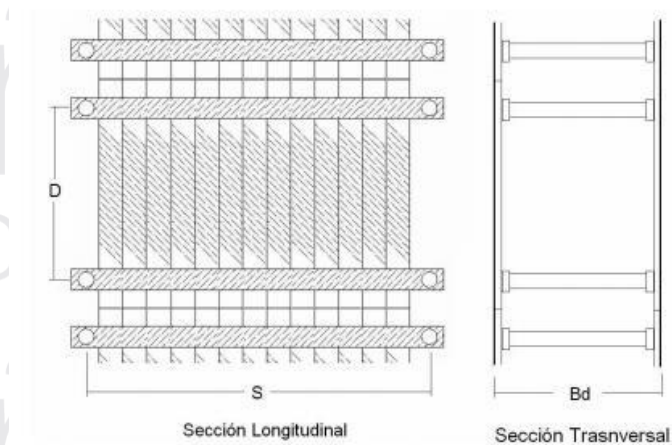
El entibado debe dejarse en la excavación como máximo el tiempo previsto en el diseño. En caso de sobrepasar este tiempo, el Constructor debe acometer las medidas necesarias para garantizar la estabilidad de excavación y evitar cualquier afectación a las zonas vecinas (reforzamiento adicional del entibado, relleno total o parcial de excavación, manejo de aguas subterráneas, etc).

Proceso constructivo:

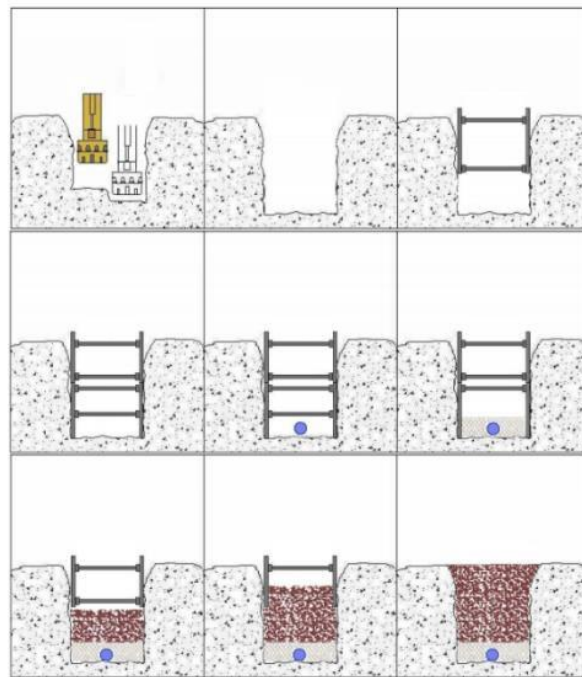
Para estos tipos de suelos se puede hacer una excavación aproximadamente de 3m, se entiba, y el resto de la excavación se termina a mano, y se finaliza con el puntalamiento del segundo tramo.

Para facilitar el proceso constructivo se pueden usar paneles prefabricados con parales o tableros y largueros. Se debe garantizar que los puntales queden firmes y sin posibilidad de deslizarse, ya que estos le dan la estabilidad a la estructura.

Debido a que la sección del entibado tiene menor longitud que la profundidad de la zanja, esta se debe entibar por módulos, cuando se termine un módulo completo y se empiece otro, estos deben quedar doblemente apuntalados para garantizar una mejor resistencia.



Terminando el entibado se hace el replanteo a mano, se instala la tubería con su estructura de cimentación y se procede a realizar el relleno, compactando por capas según las especificaciones. A medida que se va ganando altura con el relleno, se pueden empezar a retirar los entibados hasta llegar a la cota de la rasante.



Secuencia de entibado de zanja para instalación de tubería.

Medellín, 3 de mayo del 2024

Señor
Cristian Camilo Zuluaga
Medellín,

Asunto: Capacidad portante vigas del proyecto “Patología de cimentaciones de la estructura ubicada en la Carrera 33 #70-74 (Manrique), para repotenciar”.

CIMENTACIÓN EXISTENTE: VIGAS DE AMARRE

Una vez realizada la exhumación de algunos elementos y determinando la profundidad de desplante, la sección del elemento, las características geomecánicas del suelo en contacto en la interacción del suelo y la estructura; se procedió a verificar la capacidad portante de las vigas la cual es de 107.19 Kpa/m.

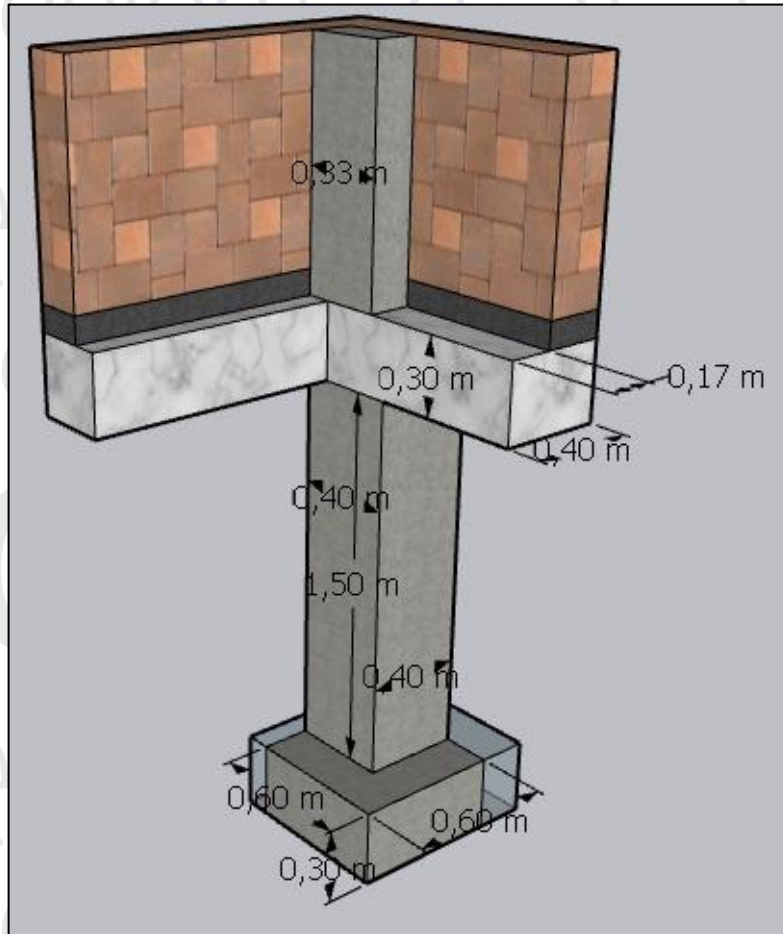


Figura 1 Esquema cimentación existente tipo zapata

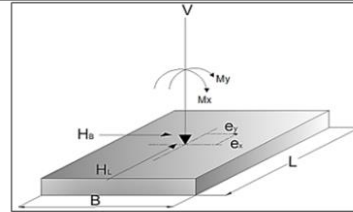
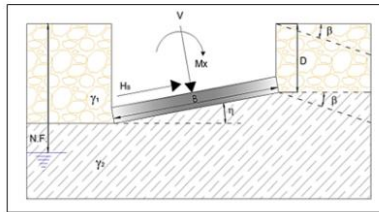
Tabla 1. Cálculo de capacidad portante.

Capacidad Portante	125.44 kPa/m	✓
Estática Admisible	12.79 Ton/m2/m	
Recomendada	1.28 Kg/cm2/m	
Capacidad de Carga	50.18 kN/m	✓
Estática Admisible	5.12 Ton/m	
Recomendada	5,116.53 Kg/m	

Capacidad Portante	107.19 kPa/m	✓
Pseudoestática	10.93 Ton/m2/m	
Admisible Recomendada	1.09 Kg/cm2/m	
Capacidad de Carga	42.88 kN/m	✓
Pseudoestática	4.37 Ton/m	
Admisible Recomendada	4,372.13 Kg/m	

CAPACIDAD PORTANTE CIMENTACIÓN SUPERFICIAL

SUELO		DIMENSIONES		EXCENTRICIDAD	CARGAS (kN/m)		INCLINACIÓN BASE		BASE SOBRE TALUD		POS. NIVEL FREÁTICO
CONDICION	DRENADA	CIMENTACIÓN	CORRIDA	ey (m)	0.00	CARGA VERTICAL	BASE CIM.	HORIZONTAL	TALUD	NO	γ_{1CORR} (kN/m ³)
C (kPa)	20.00	D (m)	0.30			VERT. (V)	38.00		Talud β (°)	25.00	γ_{2CORR} (kN/m ³)
ϕ (°)	18.00	B (m)	0.40			HORIZ. (HB)	0.00				
N.F. (m)	N.E					HORIZ. (HL)	0.00				
γ_{TOTAL} (kN/m ³)	18.00	DIMENSIONES CORR.		COEF. ACEL. SÍSMICA		MOMENTOS (kN.m/m)		FACTOR SEGURIDAD		VERSIÓN 2.1	
γ_{SAT} (kN/m ³)	18.00	B' (m)	0.40	Aah =	0.18	Mx	0.00	ESTÁTICO	3.00	MAYO 2016	
γ_{2TOTAL} (kN/m ³)	18.00			Aav =	0.12	My	0.00	PSEUDOEST.	3.00		
γ_{2SAT} (kN/m ³)	18.00										



ECUACIÓN
Terzaghi (1943)
Meyerhof (1963)
Hansen (1970)
Vesic (1973, 1975)

Capacidad Portante Estática Admisible			
kPa/m	Ton/m2/m	Kg/cm2/m	
119.00	12.13	1.21	
118.49	12.08	1.21	
127.72	13.02	1.30	
130.11	13.27	1.33	

Capacidad Portante Pseudoestática Admisible			
kPa/m	Ton/m2/m	Kg/cm2/m	
100.28	10.23	1.02	
101.49	10.35	1.03	
110.15	11.23	1.12	
109.92	11.21	1.12	

Capacidad Portante Estática Admisible	125.44 kPa/m	✓
Recomendada	12.79 Ton/m2/m	
	1.28 Kg/cm2/m	
Capacidad de Carga Estática Admisible	50.18 kN/m	✓
Recomendada	5.12 Ton/m	
	5,116.53 Kg/m	

Capacidad Portante Pseudoestática Admisible	107.19 kPa/m	✓
Recomendada	10.93 Ton/m2/m	
	1.09 Kg/cm2/m	
Capacidad de Carga Pseudoestática Admisible	42.88 kN/m	✓
Recomendada	4.37 Ton/m	
	4,372.13 Kg/m	

Notas: (Uso recomendado)

* Terzaghi, permite realizar una estimación rápida de la capacidad de carga última vertical para suelos muy cohesivos donde $D/B \leq 1$ y para compararlo con otros métodos. Solo se usa para cimentaciones sin excentricidad, superficie terreno horizontal y base horizontal.

** Para carga inclinada o excentrica, superficie terreno y base horizontal, el promedio de la capacidad portante se realiza con Meyerhof, Hansen y Vesic.

*** Para carga inclinada y excentrica, superficie terreno inclinado o base inclinada, el promedio de la capacidad portante se realiza con Hansen y Vesic.

Cordialmente;

JUAN CARLOS OBANDO ALVAREZ
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN MECÁNICA DE SUELOS
M.P. N°: 0520262476ANT