CAPITULO 2

ESTUDIO DE SUELOS ANALISIS GEOTÉCNICO VIVIENDA Y BOHÍO SRA. JOSEFÍNA ESTHER CORTES PALACIOS

INFORME FINAL

CRA 61 – # 1-56. 1-54 BARRIO EL DORADO

BUENAVENTURA

Ing. JOHN PORTOCARRERO CUERO

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNIVERSIDAD PEDAGOGICA Y TECNOLOGIA DE COLOMBIA U.P.T.C
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y ESTABILIDAD DE TALUDES UNIVERSIDAD DE MEDELLIN

BUENAVENTURA-VALLE
OCTUBRE 2022

Calle 5ta sur 56c -01 B. ANTONIO NARIÑO
Funerpacolombia@hotmail.com

Tabla de contenido

pág.

1 introducción..... 5

2 localización..... 5

3 objetivos.....6

3.1 objetivos generales.....6

3.2 objetivas especies.....6

4 alcance.....7

5 geologías.....8

5.1 geología regional.....8

5.1.1 rocas volcánicas básicas.....8

5.1.2 formación volcánica (kv).....8

5.2 llanura costera del pacifico.....10

5.2.1 formación raposo (tpr).....10

5.2.2 formación mallorquín (tpm.....10

5.2.3 depósitos cuaternarios (qd).....11

5.3 caracterización geológica local.....11

6 diseño y análisis geotécnico.....15

6.1 exploración del subsuelo.....15

6.1.1 equipos y ensayo de laboratorio.....15

7 estratigrafía.....19

7.1 nivel freático.....,.....19

8 parámetros sísmicos…….. 20

8.1. Zona de amenaza sísmica y movimiento sísmico de diseño……..……20

8.2 efecto locales……..…20

9 cálculo de la capacidad portante……..……21

10 tipo de pilotes……..……23

10.1 pilotes de madera……23

10.2 pilotes pre excavados……..……23

11 potencial contracto expansivo……..……24

12 conclusiones y recomendaciones……25

12.1 cimentación……25

12.2 muros……25

12.3 manejo de aguas……..28

13 advertencia……36

14 bibliografía……..……37

Figuras fotografías y tablas

Figura 1 localización satelital……..5

Figura 2 geología regional…… ……9

Figura 3 localización de las perforaciones……..17

Figura 4 profundidad de perforación versus número de golpes……..19

Figura 5 cimentación existente…… ……26

Figura 6 cimentación propuesta…… 29

Figura 7 distribución de pilotes……..30

Figura 8 esquemas de muros de confinamiento……..32

Figura 9 cimentación 34

FOTOGRAFÍAS

Fotografía 1 colinas carrera 61.....13

Fotografía 2 colina cresta kra61..... 13

Fotografía 3 terraza principal.....14

Fotografía 4 terraza posterior.....14

Fotografía 5 fronteras de las dos terrazas.....14

Tabla 1 clasificación de las unidades de construcción por categoría.....15

Tabla 2 número mínimo de sondeos y profundidad.....15

Tabla 3 perforaciones, profundidad número de golpes.....18

Tabla 4. Consistencia de arcilla y correlación aproximada.....19

Tabla 5. Parámetros de suelos.....20

tabla 6 clasificación de los perfiles de suelo.....21

tabla 7 capacidad neta delos pilotes.....24

tabla 8 parámetros diseño.....29

Anexos fotografía y resultados de ensayos.....34

ESTUDIO DE SUELOS

1. INTRODUCCION

Para la firma Funerpa se realizó una investigación del subsuelo del predio donde existe una cimentación para la construcción d una vivienda de dos niveles, dicho estudio se efectúo con el propósito de conocer la información geotécnica que sirva de base para los cálculos de la cimentación de dicha construcción.

La investigación se realizó en trabajo de campo y de laboratorio. En el trabajo de campo se realizaron tres perforaciones según la capitulo H siguiendo el nivel de la categoría de la construcción media (tabla H.3.1-1) clasificación de la unidad de construcción. las perforaciones se llevaron a un máximo de 6 metros y en cada perforación se tomaron muestras representativas del subsuelo que se colocaron en unas bolsas plásticas para su posterior análisis en el laboratorio.

Los resultados aquí obtenidos solo sirven para este único predio y las conclusiones y recomendaciones solo serán aplicables a este caso especial de este predio. Se muestra un perfil estratigráfico y la cimentación más óptima aplicable a este proyecto.

Doy gracias al ingeniero Jorge hurtado por haber confiado este trabajo de realizar estos estudios de suelos y espero que cumplan con las expectativas trazadas por ellas, espero seguir servirles en estos proyectos y en otros.

2. LOCALIZACION

El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de BUENAVENTURA departamento del valle del cauca en la CRA 61 – # 1-56. 1-54 Barrio El Dorado zona continental del distrito de Buenaventura.



Figura 1 localización satelital de Buenaventura barrio cascajal fuente google hear-pro

3. OBJETIVOS

3.1 Objetivo general

Se realizarán los cálculos y recomendaciones geotécnicas según la exploración del subsuelo realizada.

3.2 Objetivos específicos

1. Cálculo de capacidad portante del suelo de fundación de las zapatas y pilotes.
2. Verificación de estabilidad de la cimentación en el proceso de excavación.
3. Conclusiones y Recomendaciones constructivas

4. ALCANCE

El presente estudio se basa en la información obtenida de fuente propia por los datos obtenidos directamente en el campo a través de perforaciones, el cual realizamos los trabajos de exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio. Con dicha información se realizaron los cálculos y recomendaciones constructivas para el chequeo de la cimentación existente.

5. GEOLOGÍA

Para el desarrollo del presente estudio, se contempla la investigación de la Geología Regional en documentos elaborados por el INGEOMINAS, Institución que a nivel nacional está encargada del estudio, análisis y publicación de las investigaciones geológicas. A continuación, se extrae apartes de los estudios publicados en el año 2001, y que está disponible en la página web de la Institución para ser consultada.

En el área de estudio se caracteriza por la presencia de rocas sedimentarias y matriz arcillosa, las cuales por sus características litológicas se agrupan en diferentes formaciones como se describen a continuación. (Véase Figura No 2 – Mapa Geológico Regional)

5.1 Geología Regional

5.1.1 Rocas Volcánicas Básicas

Asociados a rocas plutónicas afloran escamas de basaltos y doleritas que en la Memoria Explicativa del Mapa Geológico del Departamento de Valle del Cauca se han agrupado en las formaciones Volcánica y Amaime. Sus afloramientos consisten esencialmente en lavas basálticas afaníticas y afíricas y silos y diques doleríticos. Localmente se presentan secuencias estratificadas de tobas básicas o marcadamente bimodales basáltico – riolíticas. Asociados a estas rocas se presentan también cantidades menores de brechas volcánicas y delgados horizontes sedimentarios. [1]

En el área de estudio solo se presenta la Formación volcánica (Kv) la cual se describe a continuación.

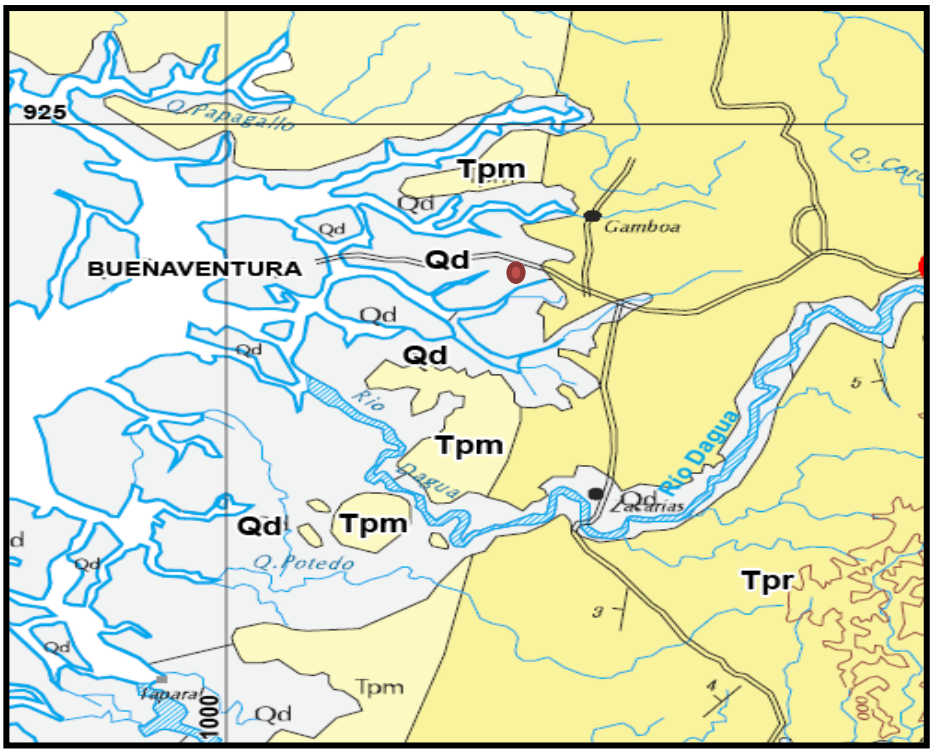
5.1.2 Formación volcánica (Kv)

Nombre propuesto para las rocas volcánicas que afloran en el Departamento del Valle al occidente de la Falla Cali – Patía, limitando su afloramiento a la Cordillera Occidental. Debido al desarrollo de regolitos espesos y a la presencia de fallas regionales principales, la estructura y estratigrafía

[1] INGEOMINAS, Mapa Geológico Departamento del Valle del Cauca. Memoria Explicativa. 2001

detallada de la unidad no están bien establecidas; sin embargo, las evidencias disponibles indican que la dirección de los flujos lávicos es aproximadamente paralela a la dirección principal de elongación de las escamas imbricadas que buzan en general hacia el este. Estas mismas evidencias sugieren que la unidad es más joven hacia el este. [1]

Figura 2. Geología Regional. Fuente: ingeominas 2001 Geología del departamento del Valle del Cauca. Escala no controlada



Unidades estratigráficas

Formación Volcánica Kv

Formación Raposo Tpr

Formación Mayorquín Tpm

Aluviones sin diferenciar Qd

5.2 LLANURA COSTERA DEL PACIFICO

5.2.1 Formación Raposo (Tpr)

Esta formación aflora a lo largo del flanco oeste de la Cordillera Occidental en el Municipio de Buenaventura. Hacia el este la Formación Raposo suprayace discordantemente las formaciones cretácicas Rio Piedras y Volcánica y al oeste está interdigitada con la Formación Mayorquín. Consiste en una secuencia horizontal no deformada de sedimentos esencialmente continentales (fluviales), derivados localmente de la denudación de la cordillera.[1]

En la base de esta unidad son comunes los conglomerados y brechas. Estos decrecen hacia el oeste incrementándose el porcentaje de sedimentos de grano más fino, típicamente azul-grisáceo que incluyen arenitas líticas, limolitas y lodolitas. Los conglomerados consisten en clastos de basalto, chert, tonalita, hornfelsa y milonita.[1]

En los niveles basales más gruesos los bloques individuales pueden alcanzar varios metros de intercepto. La secuencia es de pobre selección en cuanto a tamaño de grano e inmadura, poco litificada y las capas individuales generalmente tienen poca extensión lateral. Los restos de madera y de hojas son comunes y esporádicamente se han registrado lentes de carbón de 2 – 4 centímetros de espesor.[1]

5.2.2 Formación Mayorquín (Tpm)

Esta unidad fue propuesta para redefinir a las sedimentitas que afloran en la cuenca del Rio Mayorquín, en el Municipio de Buenaventura. Al oeste está suprayacida discordantemente por depósitos holocenos y hacia el este está interdigitada por la Formación Raposo. La base puede ser gradacional consistiendo en una compleja interdigitación de facies marinas, no marinas y marino-marginales.[1]

La Formación Mayorquín consiste en sedimentitas horizontales, no deformadas y se reconoce por la ausencia de conglomerados y la abundancia de fósiles invertebrados marinos.[1]

Esta formación es similar a la formación Raposo excepto que los horizontes conglomeráticos se presentan solo localmente. Típicamente la formación consiste en una interestratificación de

lodolitas y arenitas líticas pobremente seleccionadas y estratificadas. La bioperturbación y los fósiles marinos son comunes. La secuencia es localmente calcárea y también contienen horizontes con concreciones nodulares ricas en hierro. Los restos de madera son comunes. [1]

5.2.3 Depósitos cuaternarios (Qd)

Los materiales aluviales son comunes a lo largo de los cursos de los ríos principales y consisten en depósitos clásticos gruesos a muy gruesos, de gravas estratificadas y relativamente bien seleccionadas, gravas arenosas y arenas con unidades locales de limos.[1]

5.3 Caracterización Geológica Local

En el sector donde se encuentra el lote y la cimentación existente está ubicado en el barrio cascajal ubicado en la cima de unas colinas armónicas onduladas que su cresta corresponde carrera 61 y calle 2 da sur, es la parte alta de la colina, y es un lote quebrado con una depresión aproximada de 3 metros con relación a la vía principal pavimentada, al fondo en la batea se encuentra un caño.

En las áreas circundantes a la explanación se observa una morfología de unas colinas redondeadas de baja altura, menores a 25 metros, y por los cortes realizados para el taraceó del predio especialmente en la frontera de las dos terrazas, se observan estratos en bancos horizontales compuestos por arcillas amarillas conglomeráticas ligeramente consolidadas o poco litificadas muy susceptibles a la meteorización, especialmente cuando quedan expuestas al intemperismo.

Los bancos de arcillas se encuentran en contacto inferior con una sucesión de limolitas y lodolitas de color azul grisáceo cuando están frescas y de color rojizo cuando están expuestas al interperismo y se inicia un proceso de meteorización superficial.

De acuerdo con la información de campo realizada mediante los sondeos de exploración geotécnica, se determinó que el subsuelo que queda debajo, está constituido primero por suelos saproliticos amarillentos claros muy plásticos y luego por la sucesión de estratos de limolitas de color gris claro que hacen parte de las limolitas de los depósitos de aluviones costeros (Qd).

Según los valores resultantes mediante los ensayos, estas limolitas tienen buena capacidad de soporte y de buenas características geotécnicas, se determinó que existe un suelo que tiene menos capacidad de soporte hasta una profundidad de 5 metros, después de allí en la perforación 1 se detectó la roca sedimentaria y no se detectó el nivel freático, de igual manera para la terraza posterior en la perforación 2 y 3 la limolita se detectó a una profundidad de tres metros, pero precedidas de los mismo saprolitos de baja capacidad aquí el nivel freático se encontró al metro de profundidad todos estos suelos pertenecen a los depósitos aluviales , entre una mezcla de limos arcillosos con arena gris.

Teniendo en cuenta que la zona es bastante lluviosa, el sector de relleno debe quedar muy bien compactado y conformado para evitar que posteriormente se produzcan procesos de tubificacion por la permeabilidad de estos suelos de fundación. El contacto entre el suelo de relleno con las limolitas de los depósitos aluviales puede generar una zona de falla en este contacto debido a que las limolitas son impermeables. La terraza principal tiene unos rellenos antrópicos de aproximadamente 50 cm igual que la terraza posterior, el salto de una terraza hacia la otra es de aproximadamente 260 centímetros y se debe compensar con un muro de contención, pues no los rellenos esta con formado por rellenos antrópicos, con escombros de demoliciones provenientes de la construcción de la edificación existente con muy baja capacidad portante.

REGISTRO FOTOGRAFICO



Fotografía 1 carrera 61 calle 2 sur colina fuente propia



Fotografía 2 cresta de la colina kr 61 fuente propia



Fotografía 3 terrazas 1 principal. **f.p**



fotografía 4 terrazas 2 posterior f.p



Fotografía 5 fronteras entre las dos terrazas f.p

6. DISEÑO Y ANÁLISIS GEOTÉCNICO

En este capítulo se realizarán los cálculos, análisis, diseños y recomendaciones correspondientes para la construcción y se debe cumplir con NSR -10 TITULO H

Tabla H.3.1.1		
Categoria de la unidad de construcion	**según los nivele de construcion**	**según la carga maxima de servicios en columnas**
	NIVELES	KN
Bajas	Hasta 3	< 800KN
media	4 y 10	801 y 4000
alta	11 y 20	4001 y 8000
especial	> de 20	> de 8000

Tabla 1 clasificación de las unidades de construcción por categoría fuente NSR-10 CAP H

En el estudio se describirán los siguientes aspectos:

1. Exploración del subsuelo y ensayos de laboratorio
2. Determinación de los parámetros sísmicos que deben ser tenidos en cuenta en el diseño estructural siguiendo las directrices del título A de la norma NSR10.
3. Cálculo y recomendaciones constructivas para la cimentación existente si aplica.

6.1 Exploración del subsuelo y ensayos de Laboratorio

TABLA 2 Número mínimo de sondeos y profundidad por cada unidad de construcción y categoría de la unidad de construcción

Categoria baja	Categoria media	categoria alta	categoria especial
profundidad minima de sondeo 6 m	**profundidad minima de sondeo 15 m**	**profundidad minima de sondeo 25 m**	**profundidad minima de sondeo 30 m**
sondeos minimo 3	**sondeos minimo 4**	**sondeos minimo 4**	**sondeos minimo 5**
tabla H.3.2.1			

6.1.1 EQUIPO DE PERFORACION BROCA HELICOIDAL

El ensayo de penetración es una prueba dinámica relativamente sencilla que se realiza a medida que se realizan las perforaciones y permiten obtener la resistencia del mismo en el sitio.

La mecánica de la prueba y el equipo a utilizar corresponden a los descrito en las normas de toma de muestras (ASTM.D 2573) y en resumen consisten en penetrar en el estrato de interés un

muestreador del tipo barreno y broca helicoidal TIPO HELICE con un espesor de la hoja 1.6 mm haciéndolo en forma manual contando el número de vueltas necesarias para lograr la penetración de 30 centímetro, 2n = N donde n es el giro de 360^0 que se le da al mango del barreno helicoidal aplicando una fuerza en cuplas T este número se anota como N . Las pruebas se realizaron encada una de las perforaciones a intervalos de 1 metro. Utilizando las teorías clásicas se llega a una correlación atreves de la igualación de los esfuerzos de corte de las arcillas

Cu = KN** ecuación (1) donde K= constante cuyo valor es 4.4 Kn/m^2 N= número de penetración estándar

Cu = resistencia al cortante de la arcilla

Cuando es con barreno helicoidal

$Cu = T/K_1$ ecuación (2) donde T = par aplicado al mango K_1= una constante cuya magnitud depende de la dimensión y la forma del barreno helicoidal $K_1 = (\pi/10^6)(d^2h/2)(1 + d/3h)$.

Donde d = diámetro del barreno helicoidal (cm)

h = la altura media del barreno helicoidal (cm)

Igualando las dos ecuaciones donde $n = 2\pi$

tabla 8.6 Dimensiones recomendadas por ASTM para barrro de campo				
tamaño del aparato	Diametro,d	altura ,h	espesor de la hoja	diametro de la barra
	mm	mm	mm	mm
AX*	38,1	76,2	1,6	12,7
BX	50,8	101,6	1,6	12,7
NX	63,5	127	3,2	12,7
BRAJA M DAS FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA pag 268				
* tipo de barreno utilizado para el corte de las muestra				

** (Ref.) FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA BRAJA. M DAS Editorial TOMSON & LEARNING pág. 258 y 267

Muestreo

Al realizar cada ensayo de penetración se tomó una muestra alterada del recobro de la hélice.

De acuerdo con la magnitud de las cargas que transmite edificación y las cargas muertas de los elementos estructurales se planificó y se ejecutó la siguiente serie de trabajos.

6-1.2 Perforaciones

Para determinar las características del subsuelo se realizaron 3 sondeos que se llevaron a una profundidad de rechazo. Se utilizó un equipo mecánico de perforación sin lavado y se realizaron pruebas de penetración estándar in situ.

A continuación, se muestra los perfiles de los sondeos y ensayos de laboratorio: Granulometrías, clasificación, pesos unitarios, cuadro resumen de los ensayos realizados y

Localización de los sondeos.



Figura 3 localizaciones De los sondeos fuente google

TABLA 3 PERFORACIONES, PROFUNDIDAD NUMERO DE GOLPES N FUENTE PROPIA

		NIVEL SEGUNDA TERRAZA (MENOS 2.5m)	
PERFORACIONES	P1	P2	P3
m	N	N	N
0.00 - 1.00	1	trincheras	trincheras
1.00 - 2.00	4	traicheras	trincheras
2.00 - 3.00	28	17	22
3.00 - 4.00	62	75	68
4.00 - 5.00	102	120	115

Se llegó a la profundidad de los 5 metros, y con la recuperación de las muestras alteradas en las astas helicoidales de allí en adelante 5 metros se encontró la limolita o roca sedimentaria y sobre la base en el número de vueltas y la profundidad de penetración se deduce la dureza del suelo, es de anotar que este tipo de rocas la sedimentarias como la limolitas y arcillolitas son lodolitas conformadas por micro capas sucesivas de lodo y arcillas que a lo largo del cuatrienio se fueron consolidando.

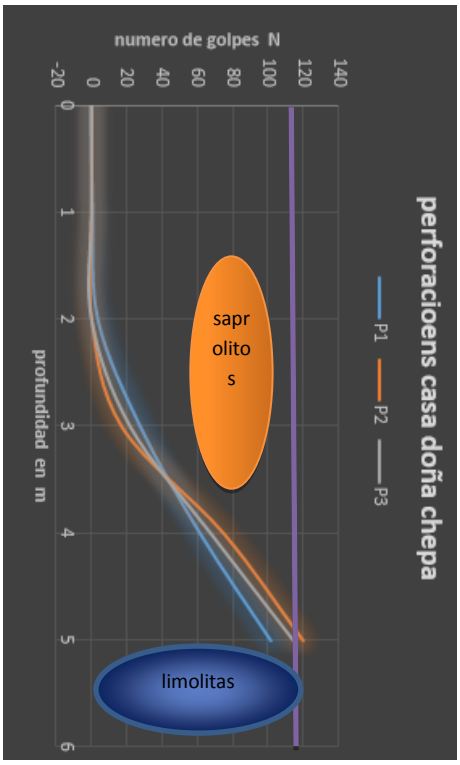


FIGURA 4 PROFUNDIDAD VERSUS NUMERO DE GOLPES FUENTE PROPIA

7. ESTRATIGRAFIA Y PERFIL DEL TERRENO

Predominan en la zona suelos de origen sedimentarios, correspondiente a la acumulación de los sedimentos del rio Dagua donde afloran gruesos rellenos de arenas y arcillas muy plásticas y las limolitas al final de la perforación.

ESTRATO

Limos arcillosos CH de color amarillo claro está en una profundidad hasta los 5 metros en las perforaciones p-1, en la perforación p-2 y p3 que corresponde a la segunda terraza a una profundidad de 2.5 metros muy húmedo y presenta una consistencia plástica

ESTRATO B

Roca sedimentaria (limolita) de color gris oscuro subyace al estrato anterior y se produce rechazo en ella, a los 5 metros de profundidad la clasificación es MH en p-1 y en p-2 y p3 a los 2,5 metros descontando los niveles de las terrazas

7.1 NIVEL FREATICO

En el momento de la investigación se detectó a los 1.0 cm en la perforación p-2 y en p-3 no se detectó en la perforacion1

NUMERO DE PENETRACIÓN N	CONSISTENCIA	RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE QU(KN/M2)
N		
0-2	muy blanda	0.-25
2.-5	blanda	25-50
5.-10	rigidez media	50-100
10.-20	firmes	100-200
20.-30	muy firme	200-400
> 30	dura	> 400

Tabla 4. Consistencia de arcilla y correlación aproximada con el número de penetración estándar N FUENTE BRAJA M DAS FUNDAMENTOS DE INGENIERIA GEOTECNICA

Parametros		Arcilla CH	Arcillas limoarenosas	Limolita
Simbolos	simbolos			
γ	KN/m3	19	19	23
K	m/day	0.001	0.001	0.001
E-50	Kpa	29500	35000	150000
E-ed	Kpa	20000	25000	NA
E ur	Kpa	88500	105000	NA
C ref	Kpa	10	20	200
ϕ	grados	29	29	30
M		0.8	0.9	NA

Tabla 5 parámetros de suelo obtenidos mediante correlaciones empíricas en el ensayo de penetración estándar.

8 Parámetros Sísmicos

Aplicando lo establecido en el titulo A de la NSR10 a continuación se realiza la zonificación sísmica y se definen los parámetros sísmicos de diseño.

8.1 Zona de Amenaza Sísmica y movimientos símicos de diseño

Según el mapa de zonas de amenaza sísmica, del distrito de Buenaventura se encuentra en zona de **amenaza sísmica Alta.** Los movimientos sísmicos de diseño se definen en función de la aceleración pico efectivo, representada por el parámetro Aa, y de la velocidad pico efectivo, representado por el parámetro Av, para una probabilidad del diez por ciento de ser excedidos en un lapso de cincuenta años. Los valores de estos coeficientes, para el DISTRITO DE BUENAVENTURA en el departamento del Valle son **Aa =0.40 y Av=0.35** según Grafico A232 y A 233 del título A de la norma NSR10.

8.2 Efectos locales

En esta sección se establecerá el perfil del suelo según el cuadro Nº 2 -tabla A.2.4.1- del título A de la norma NSR10 y los valores de los coeficientes de sitio Fa y Fv.

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

Fv = coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

RESUMEN Aa = 0.40 = Aceleración pico Av = 0.35 Ae = 0.13 Ad =0.08 D = perfil del suelo

Fa = 1.1 y Fv =1.7 coeficiente de sitio Grupo de uso I Coeficiente de importancia I = 1.00

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

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	760 m/s> $\bar{v}_s \geq 360$ m/s
	perfiles de suelos muy densos o roca blanda, que cumplan con cualquiera de los dos criterios	$\bar{N} \geq 50$, o $\bar{s}_u \geq 100$ kPa (≈1 kgf/cm²)
D	Perfiles de suelos rígidos que cumplan con el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	360 m/s > $\bar{v}_s \geq 180$ m/s
	perfiles de suelos rígidos que cumplan cualquiera de las dos condiciones	50 > $\bar{N} \geq 15$, o 100 kPa (≈1 kgf/cm²) > $\bar{s}_u \geq 50$ kPa (≈0.5 kgf/cm²)
E	Perfil que cumpla el criterio de velocidad de la onda de cortante, o	180 m/s > $\bar{v}_s$
	perfil que contiene un espesor total **H** mayor de 3 m de arcillas blandas	**IP** > 20 **w** ≥ 40% 50 kPa (≈0.50 kgf/cm²) > $\bar{s}_u$
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: F_1 — Suelos susceptibles a la falla o colapso causado por la excitación sísmica, tales como: suelos licuables, arcillas sensitivas, suelos dispersivos o débilmente cementados, etc. F_2 — Turba y arcillas orgánicas y muy orgánicas (**H** > 3 m para turba o arcillas orgánicas y muy orgánicas). F_3 — Arcillas de muy alta plasticidad (**H** > 7.5 m con Índice de Plasticidad **IP** > 75) F_4 — Perfiles de gran espesor de arcillas de rigidez mediana a blanda (**H** > 36 m)	

TABLA 6 CLASIFICACION DE LOS PERFILES DE SUELO FUENTE NSR-10 CAPITULO A

9 CALCULO DE LA CAPACIDAD PORTANTE

La capacidad portante del suelo se ha evaluado para cimientos profundos por el método de Schmermann donde el criterio es la limitación de asentamientos que no deben sobrepasar los 2,5cms (1 pulgada). El método es gráfico y para su desarrollo se tienen en cuenta las siguientes variables; tipo del suelo, resistencia a la penetración estándar sección del cimiento y la corrección por profundidad critica.

Para el cálculo de la capacidad se utiliza la siguiente expresión:

$Q_{NETA} = Q_{FRICCION} + Q_{PUNTA} - W$

En donde

Q_{NETA} : Carga neta del pilote

$Q_{FRICCION}$: Carga por fricción = área perimetral x f_{ap} f_{ap} = resistencia por fricción

Q_{PUNTA} : Carga por punta = área de la punta x q_{ap} q_{ap} = resistencia por la punta

W : Peso del pilote

Para el cálculo de la capacidad se utiliza la siguiente expresión:

T = N/ab

N: esfuerzo actuante sobre la zapata

.a: lado mayor

.b: lado menor

La consistencia de la roca es variable entre muy firme y dura con la profundidad presente da valores N entre 54 y 60 golpes/pie para el primer metro del estrato golpes /pies desde ahí nos da la máxima profundidad investigada. La resistencia a la compresión confinada obtenida en laboratorio a un bloque de limolita arrojo un valor máximo de 6,7kg/cm2.

Para el cálculo de zapatas utilizar q= 0.5 kg/cm2

Para los cimientos profundos que encontramos en las perforaciones se deben utilizar cimientos profundos no menores a 7 metros porque los suelos son muy blandos y con plasticidad alta. La capacidad portante del suelo para cimientos profundos la evaluaremos por el método de Schmarnn . Para el cálculo de la capacidad portante utilizaremos la siguiente expresión:

$Q_{neta} = Q_{FRICCION} + Q_{PUNTA} - W$

Q_{NETA} = carga neta del pilote

$Q_{friccion}$ = carga debido a la fricción

Q_{punta} = carga por punta

$Q_{friccion}$ = área perimetral por resistencia por fricción

$Q_{f\ ricciion} = A_F * f_{ap}$

Q_{punta} = área de la punta del pilote por resistencia del suelo en la punta

Q_{punta} = A_P * q_{ap}

W = al peso del pilote

W = volumen del pilote por el peso específico del pilote

W = V * δ_{PILOTE}

10 TIPO DE PILOTES

Sección: circular

10.1 MATERIAL: MADERA

Para pilotes de madera solo mangle y del diámetro exacto

Diámetro: 8" (ocho pulgadas 20 centímetros)

Longitud = 5 metros más el empotramiento en la limolita de 1 metro

$Q_{friccion}$ = $\prod$*θ (Σl_i*f_i)

$Q_{friccion}$ = 3.1416 * 0.20 (5.0*1.1+1.0*3,4) = 0.63 (8.6) = 5.42 ton

Q_{punta} = $\prod\theta^2/4$ q_{ap}

Q_{punta} = 3.1416*0.20^2*67/4 = 2.10 ton

W = $\prod\theta^2 l/8$ * δ = 3.1416*0.2^2*6,5*1.12/4 = no se toma en cuenta

Q_{neta} = 5.42 + 2 = 7.4ton usar 8 ton

Carga de soporte neta de un pilote de madera 8 ton utilizar preferiblemente pilotes de mangle

Para el cálculo de la carga neta se desprecia la longitud de fricción de los suelos blandos

10.2 PARA PILOTES DE CONCRETO TIPO PRE EXCAVADOS

Diámetro = 40cm

$Q_{friccion}$ = $\prod$*θ (Σl_i*f_i)

$Q_{friccion}$ = 3.1416 * 0.40 (5.0*1.1+1.5*3,4) = 1.26 (10.6) = 13.4 ton

Q_{punta} = $\prod\theta^2/4$ q_{ap}

Q_{punta} = 3.1416*0.40^2*67/4 = 8,5 ton

W = ∏θ^{2}l/6,5 * δ = 3.1416*0.4^2*6,5*2,4/4 = no se toma en cuenta

Q_{neta} = 13.4.4 + 8,5 = ton usar 21.9 ton usar 22 ton

	diametro	q friccion		q punta	q neta
cte	n	ton	cte		
33,3	0,3	9,99	52,62	4,7358	14,73
33,3	0,4	13,32	52,62	8,4192	21,74
33,3	0,5	16,65	52,62	13,155	29,81
33,3	0,6	19,98	52,62	18,9432	38,92
33,3	0,7	23,31	52,62	25,7838	49,09
33,3	0,8	26,64	52,62	33,6768	60,32
33,3	0,9	29,97	52,62	42,6222	72,59
33,3	1	33,3	52,62	52,62	85,92
33,3	1,1	36,63	52,62	63,6702	100,30
33,3	1,2	39,96	52,62	75,7728	115,73
33,3	1,3	43,29	52,62	88,9278	132,22
33,3	1,4	46,62	52,62	103,1352	149,76
33,3	1,5	49,95	52,62	118,395	168,35
33,3	1,6	53,28	52,62	134,7072	187,99
33,3	1,7	56,61	52,62	152,0718	208,68
33,3	1,8	59,94	52,62	170,4888	230,43
33,3	1,9	63,27	52,62	189,9582	253,23
33,3	2	66,6	52,62	210,48	277,08

Tabla 7 capacidad neta de los pilotes pre excavados en diferentes diámetros fuente propia

11 POTENCIAL CONTRACTO EXPANSIVO DEL SUELO

Los suelos pueden contener minerales arcillosos que dada su composición química pueden causar reacciones físico-químicas al contacto con moléculas de agua. Estas reacciones se ven reflejadas de manera macroscópicas con incrementos (ante el exceso de agua) o disminución (con pérdida de agua) de la porción del material.

Cuando se compactan se ven suelos que ascienden y descienden al contacto con una carga (generalmente uno coloca la suela del zapato y siente el “colchón de suelo”) sobre esto no se puede apoyar ninguna estructura. Los suelos susceptibles a este fenómeno son las arcillas y los limos.

Este fenómeno se presentará porque tenemos mucha plasticidad en las arcillas y en los limos y no se podrán usar para rellenos salvo si se ponen a secar antes de usarlos.

12 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

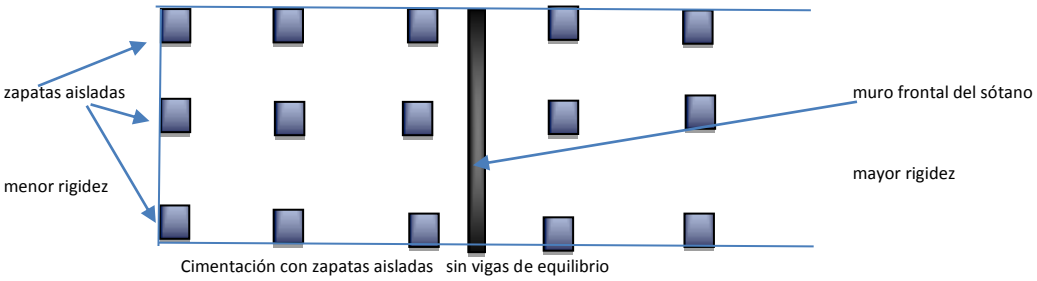
12.1 CIMENTACION

Se encontró una estratigrafía donde se apoyan las zapatas en los primeros dos metros de escombros revueltos arcillas de casi nula la capacidad portante , las zapatas están en este estrato, Se observó una cimentación profunda en concreto reforzado construida sin ningún tipo de técnica ni obedece a ningún calculo geotécnico o estructural, una cimentación con zapatas aisladas sin vigas de equilibrio en algunos ejes laterales, zapatas con unas dimensiones geométricas cuadradas de 100 centímetros por 100 centímetros con un peralte de 30 cm apoyadas sobre un solado de 5 cm de espesor, esta edificación fue piloteada y se encontraron los pilotes en las zapatas. Debajo del relleno están los suelos residuales de baja capacidad portante muy plásticos y deformables. La mayorías de las columnas de la edificación poseen una sección de 40cm por 25 centímetro y una altura promedio de 3m (solo están los aceros de refuerzo) las cuales en su mayoría se ven en mal estado por el tiempo que llevan en la intemperie, muchas ya están inclinados, las zapatas están apoyados en 9 pilotes de mangle de diámetro 6 pulgadas y estos pilotes están trabajando por punta., la subida y bajada del nivel freático con su efecto de salitre está ahondando el problema de oxidación y deterioro del acero

En general dada la ineficiente calidad del material de la capa A, que lo convierten en material compresible y poco apto para apoyar la estructura sobre estas capas. La edificación está apoyada

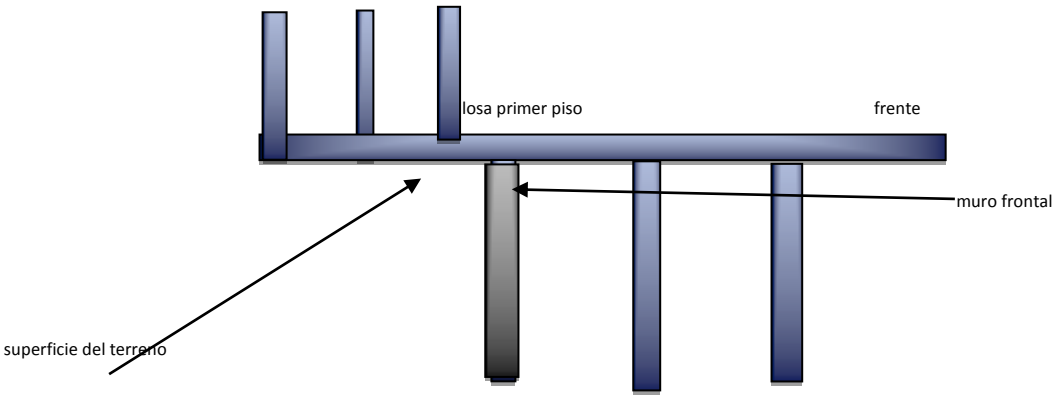
sobre pilotes de nato que transmiten las cargas a la roca sedimentaria esto hace que la cimentación no sufra asentamientos.

Las vigas de equilibrio son elementos estructurales que amarran las zapatas convirtiendo la cimentación en monolítica además de disipar los esfuerzos en la cimentación de tracción y compresión sirven para disipar la redundancia en los elementos que sufran asentamientos transmitiendo estos esfuerzo producidos a las zapatas contiguas, dando así una rigidez homogénea a la cimentación, estas evitan los asentamientos diferenciales ,al carecer la casa de doña chepa de algunas de estas viga de equilibrio la cimentación existente sufrirá torsiones a lo largo de los años y desplazamiento de ejes.

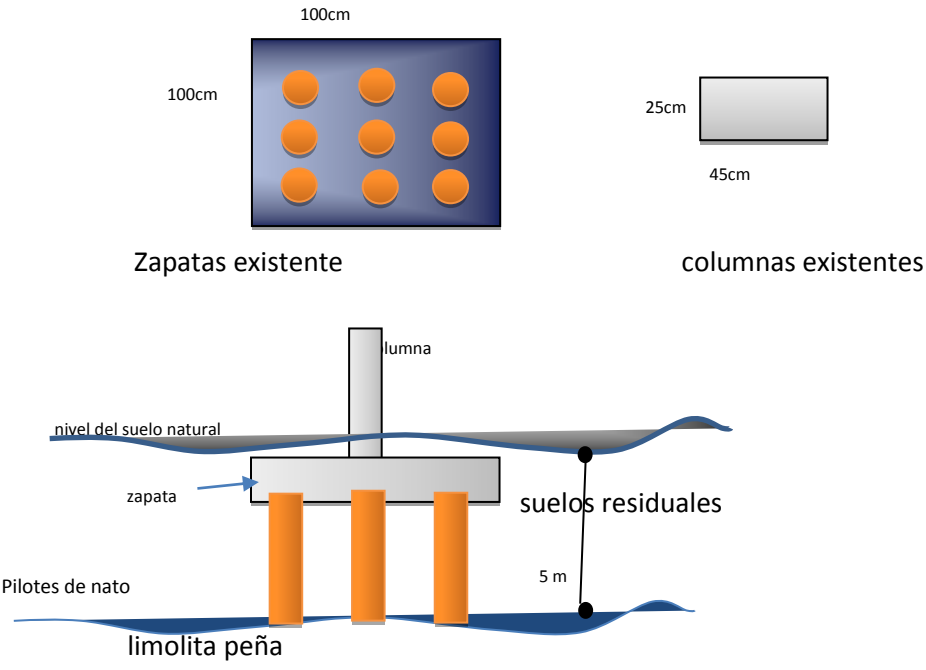


Cimentación con zapatas aisladas sin vigas de equilibrio

Planta de la cimentación



Esquema longitudinal de las columnas del sótano



figuras 5 Sistema de la edificación existente

La cimentación encontrada está relativamente alineada con una rasante horizontal, es decir, las zapatas están al mismo nivel, no tienen un desequilibrio vertical, lo que indica que la carga va a estar distribuidas de forma homogénea en el terreno.

Los asentamientos de la cimentación no deben sobrepasar la pulgada por supuesto no han la sobrepasado (no están cargadas las zapatas). La cimentación no está apoyada sobre los suelos residuales, esta apoyadas sobre pilotes de nato de diámetro 6 y 7 pulgadas es una cimentación profunda y además los pilotes están trabajando por punta apoyados en la peña (limolita) (según informes preliminares) y no trabajan por fricción (afortunadamente) porque al evento de una carga dinámica (sísmica) ellos (los pilotes) tienden a bajar debido a la vibración produciendo asentamientos diferenciales en la cimentación

La no consistencia de los suelos de la capa A y la presencia del nivel freático sobre la superficie del terreno especialmente en la terraza posterior hacen pensar para no prescindir de la utilización de filtros pues se encontró el nivel freático a un metro y en épocas de lluvias subirá, sin embargo, el contratista puede ratificar esta afirmación, mediante la revisión de la información del presente estudio, y su experiencia propia en el sector.

La longitud de los cimientos profundos se cuenta a partir de la superficie del mismo, Las zapatas o dados pueden servir también como enlaces para las vigas de equilibrio, y/o amarre siempre y cuando, se apoyen sobre un buen solado de concreto de espesor mínimo 5cm, de tal manera que no se restrinja su deformación, cumpliendo eficientemente con su función de transmisión de momentos.

En el evento de encontrar cimentación de las edificaciones aledañas (casa contigua), se recomienda dejar un sobre-ancho en la excavación que le provea soporte hasta de fundición del muro. Para prevenir interferencias futuras, al existir restricciones de espacio por las edificaciones aledañas, se recomienda diseñar los muros perimetrales “sin pata”, y mejorar su estabilidad, mediante el trabajo integrado (“monolítico”) con la losa superior de entrepiso y las vigas de amarre al nivel inferior.

12.2 MANEJO DE AGUAS.

Utilizar motos bombas de 3 pulgadas sumergibles para abatir nivel freático.

12.3. RECOMENDACIONES

12.3.1 PILOTES PRE EXCAVADOS

No utilizar por ningún motivo cimientos superficiales para el reforzamiento de esta cimentación ya que la capacidad portante de estos suelos es baja.

La cimentación debe de ser profunda Utilizar pilotes pre excavados como la mejor alternativa, esta impactara los costos de la cimentación sin embargo es la mejor.

Construir todas las zapatas o dados y vigas de equilibrios que conecten a la cimentación

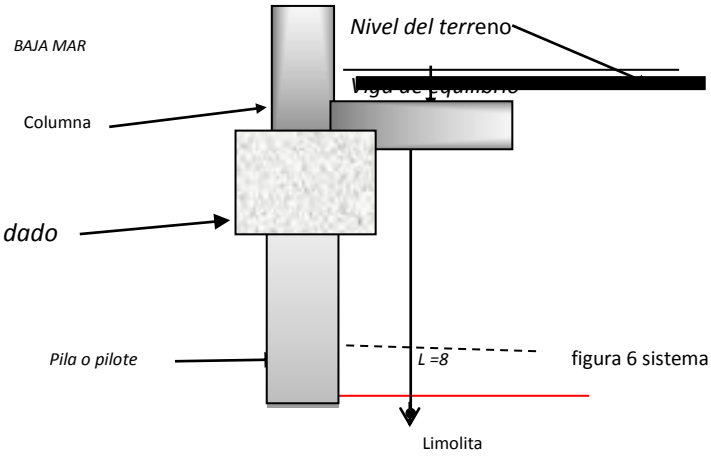
No permitir que ningún ducto atraviese los cimientos. (Recoger todas las aguas servidas y enviarlas a la caja domiciliaria (así se empieza a sanear ese sótano).

Del borde del pilote hacia el borde de la zapata la distancia mínima debe ser 30 cm, lo ideal es que cumplan con el 1.5D del eje del pilote al borde del dado

Para el chequeo con cargas sísmicas la capacidad de carga vertical y lateral del pilote, se aumentará hasta un 33%. Los muros se apoyarán en vigas diseñadas a flexión.

El coeficiente de reacción Horizontal y Vertical —Kh y Kv— son constantes con la profundidad;

$K_H = 500\ T/m^3$ y $Kv = 1340\ T/m^3$



profunda figura 6 sistema de cimentación

La cuantía de acero longitudinal mínima de la pila o pilote, será del 1% del área transversal, en un número mínimo de 4 barras y su longitud será igual a la longitud del pilote más la longitud de desarrollo que entra en el cabezal.

El diámetro de las barras de los estribos, será de 3/8" para pilotes y de ½",5/8" para pilas y la separación máxima será de 7.5 cm en los primeros L/3 m del pilote o pila y de barra longitudinal desde ahí hasta el final.

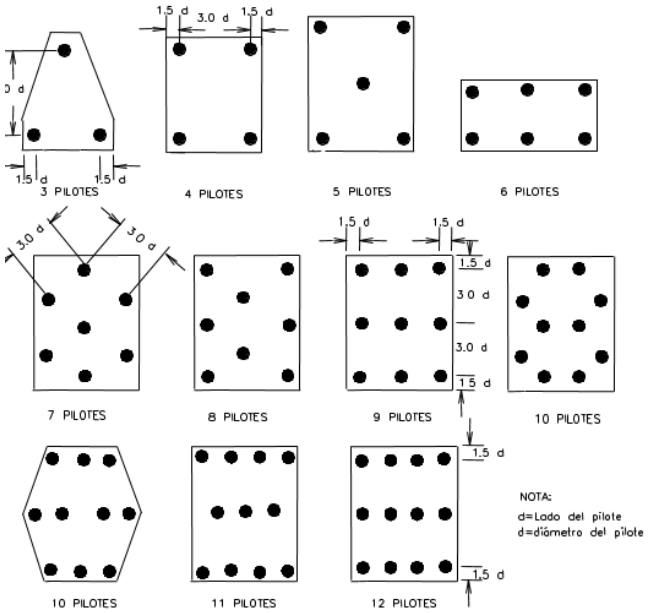


Figura 7 distribución general de pilotes en planta

12.3.2 PILOTES DE MADERA

El uso de pilotes de madera es una alternativa que se tomara en cuenta si se presentan los respectivos permisos de las entidades competentes por parte del constructor de ser así tendremos la siguiente tabla

Pilote de mangle

Φ diámetro (pul)	capacidad de carga punta (ton)	capacidad de fricción (ton)
8	2 ,0	6.0

Para diseñar con pilotes de madera de ocho pulgadas de diámetro tipo mangle tome una capacidad del pilote de 8 ton como carga neta

Los pilotes de madera tipo mangle de todas las zapatas deben cortase a un mismo nivel de cimentación

Los pilotes deben de ser inmunizados con cualquier producto que se venda en el mercado y sirvan para ello

Una vez cortados los pilotes de mangle de ocho pulgadas de diámetro y longitud 15 metros se deben dejar 10 centímetro embebidos en la zapatas

La cabeza del pilote durante el hincado debe de protegerse con un neopreno o algún caucho que cumpla el mismo fin

Antes de vaciar el concreto de las zapatas deben cubrirse las cabezas de los pilotes con un plástico grueso, esto para evitar el contacto directo entre la iteración concreto-madera-suelo

La longitud de los pilotes debe ser de 6 metros cinco en el estrato de los saprolitos y un metro embebido en la limolita.

12.3.3 MUROS DE CONTENCION

Los muros de contención se diseñarán para trabajar en voladizo y para soportar empujes laterales en la segunda terraza y serán construidos en la parte posterior de la edificación para controlar los empujes del suelo de la primera terraza de la edificación. Las cargas laterales y verticales sobre el muro, se calculará a partir de unas fuerzas dada por la modelación de la estructura.

Los muros se pueden apoyar en cimientos corridos, empotrados 0.10 m en los nuevos pilotes que transmitirán las cargar y esfuerzo a la roca sedimentaria limolita y se diseñarán para transmitir una presión suelo-cimiento no mayor de 215.82 KPa y un coeficiente de balasto, Ks, de 78.48 N/cm^3,

La presión Hidrostática no se tendrá en cuenta en el diseño ya que el nivel freático no apareció en la primera terraza que suben y bajan haciendo presión hidrostática en todos los sentidos anulando la resultante.

Losa sobre viga de equilibrio

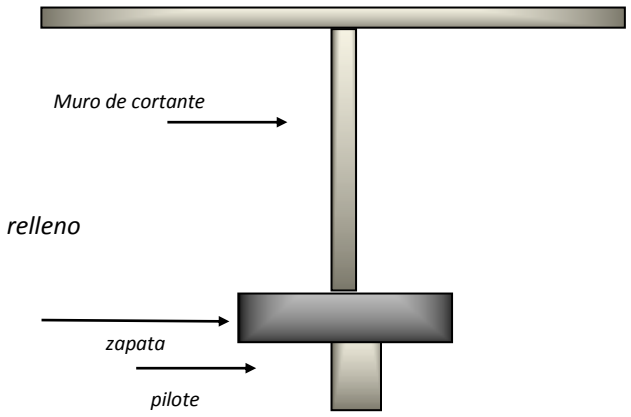


figura 8 esquema de un muro de cortante posterior apoyado en pilotes

Los MUROS DE CONTENCIÓN se diseñarán para trabajar en voladizo y para soportar unas cargas laterales y de torsión. La carga sobre el muro se puede calcular a partir de la modelación

Para efectos de empujes laterales, se recomienda la aplicación de los parámetros que se muestras en el dibujo No. 5 y que a continuación se resumen.

Angulo fricción interna	Φ	30^0
Peso unitario húmedo (ton/m3)	ϒ	1.9
Angulo fricción suelo-muro	μ	20^0
Coeficiente empuje activo	Ka	0.33
Coeficiente empuje pasivo	Kp	3.00
Capac. Soporte equivalente (ton/m2	q_{adm}	14.0

Tabla 8 parámetros diseño estructura contención

Estos parámetros se pueden utilizar para el diseño de los pilotes ante esfuerzos laterales.

En el evento de encontrar cimentación de las edificaciones aledañas, se recomienda dejar un sobre-ancho en la excavación que le provea soporte hasta de fundición del muro. Para prevenir interferencia futuras, al existir restricciones de espacio por las edificaciones aledañas, se recomienda diseñar los muros perimetrales “sin pata”, y mejorar su estabilidad, mediante el

trabajo integrado (“monolítico”) con la losa superior de entrepiso y las vigas de amarre al nivel inferior.

12.4 CONTROL DE EXCAVACIONES

Las excavaciones están localizadas en suelos blandos que pueden desestabilizarse si se omite un estricto control de flujo plástico en la segunda terraza. El programa para este control debe contemplar:

Canalización del agua de escorrentía cuando este lloviendo para que no se empocen, mediante zanjas en la segunda terraza.

Instalar solados en concreto adhería este solado a los pilotes, formaleta las vigas de equilibrio con madera, recubrir los aceros con un anticorrosivo, los concretos deben de fabricarse con cemento tipo 1

Las edificaciones vecinas como la casa de 4 niveles de concreto, pueden sufrir daños por asentamiento si estas excavaciones son profundas, y no se contempla la migración de partículas plásticas y mirar antes si esta edificación tiene cimentación profunda.

La realización de trabajos en excavaciones mayores e iguales a 1.50 m de profundidad, se consideran de alto riesgo.

Para todo trabajo de excavación de profundidad mayor o igual a 1.2 m el supervisor realizará la planificación previa del trabajo evaluando las condiciones propias de su excavación entre ellas: extensión y profundidad de la excavación, proximidad de edificaciones, características de la cimentación contiguas, condiciones de flujos subsuperficial, posibles sobrecargas en las proximidades de las paredes de la excavación u otras condiciones especiales del entorno.

En toda excavación, el material proveniente de ella y acopiado en la superficie debe quedar a una distancia mínima del borde que equivalga a la mitad de la profundidad de la excavación. En el caso de suelos blandos y/o sueltos, esta distancia será mayor o igual a la profundidad de la excavación. En todos los casos la demarcación no debe estar a menos de 1.8 m de la excavación

En las excavaciones para la segunda terraza se tendrá un flujo permanente de agua subterránea se requiere contar también con un diseño de los sistemas de bombeo y líneas de evacuación de agua para mantener en condiciones adecuadas de trabajo las zonas excavadas. Este diseño será realizado por un equipo multidisciplinario en coordinación con el ingeniero geotécnico a cargo.

Realizarle un análisis de vulnerabilidad a la cimentación existente que contenga la patología y la modelación de las líneas de falla de la estructura.

No aumentarle peso a la edificación

Quitarle peso a través de muros Reemplazar los muros de arcillas por muros de panel yeso

Construir pilotes pre excavado para las zapatas nuevas y en términos si aplica

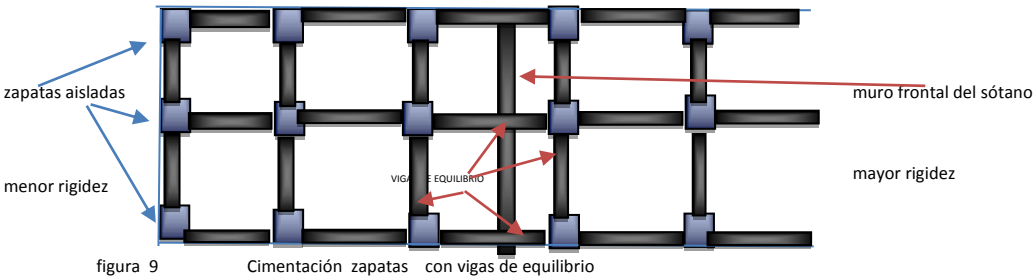


figura 9 Cimentación zapatas con vigas de equilibrio

PLANTA DE CIMENTACION CON VIGAS DE EQUILIBRIO

Construirle a la cimentación vigas de equilibrio en concreto reforzada de sección 30x30 cm con 4 varillas de 5/8” y flejes de 3/8”

Construirle zapatas nuevas de sección mínima de 110x100cm con un peralte de 60 cm de 4000psi de concreto reforzado si se va aumentar el peso de la estructura o los niveles de la misma.

Construir un muro de cortante posterior para amortiguar la torsión y darle equilibrio dinámico a la estructura.

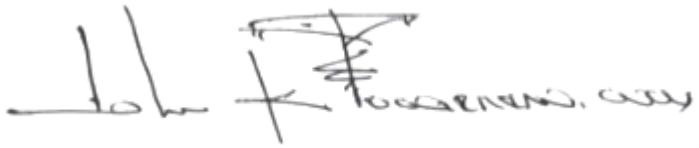
Si solo se quiere mejorar las condiciones de la edificación y no hacerle grandes intervención

Dimensionar las columnas para que cumplan con la mínima sección bruta de la nsr 10

los aceros en estado de oxidación reemplazarlos y el existente sacarles el óxido con pintoxido o un líquido similar, si no se va a construir las columnas recubrir los aceros con pintura epódica anti corrosivo

13. ADVETENCIA

Todas las especificaciones y recomendaciones consignadas en este informe (cuya variación no debe hacerse sin previa autorización escrita) son fruto de los resultados obtenidos tanto en los trabajos de campo como en los ensayos de laboratorio. Por lo tanto, no se anticipa limitación alguna a menos que se cargue la magnitud de las cargas sin previo aviso (ej: aumento del número de pisos, destinación del edificio, etc.). O se ejecuten las labores de diseño y construcción sin la correspondiente supervisión técnica (interventoría) ni el debido control de calidad en cada uno de los pasos del proyecto.



_____

ING JOHN PORTOCARRERO CUERO
MP 2520240172 DE C/MARCA

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS UNIVERSIDAD PEDAGOGICA Y TECNOLOGIA DE COLOMBIA U.P.T.C
ESPECIALISTA EN GEOTECNIA Y ESTABILIDAD DE TALUDES UNIVERSIDAD DE MEDELLIN
CANDIDATO A MAGISTER EN INGENIERIA CIVIL ENFASIS SISMICA Y ESTRUCTURA UNIVERSIDAD DEL QUINDIO
CANDIDATO A MAGISTER EN INGENIERIA CIVIL

BIBLIOGRAFIA

REGLAMENTO COLOMBIANO DE CONSTRUCION SISMO RESISTENTE NSR-10 decreto 926 de marzo 19 de 2010 tomo 1 y 2 3R Editores

INSTITUTO NACIONAL DE GEOLOGIA Y MINAS INGEOMINAS 2001 GEOLOGIA REGIONAL DEL VALLE DEL CAUCA

FUNDAMENTOS DE INGENOERIA GEOTECNICA BRAJA M. DAS THONSON & LEARNING EDITORES

ANEXOS FOTOGRAFIA Y RESULTADO DE LABORATORIO













JPC INGENIEROS CIVILES

REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

NOMBRE DEL PROYECTO : EDIFICIO CHEPA				PROIETARIO : FUNERPA	
LOCALIZCION : BARRIO CASCAJAL KRA 61 CLL2				FECHA DE LA PERFORACION: OCTUBRE 4 2022	
TIPO DE ENSAYO : BROCA HELICOIDADL				PESO DEL MARTILLO : N/A	
PERFORACION No 1				NIVEL FREATICO	NO SE ENCONTRO

PROFUNDIDAD m	MUESTRAS	N	DESCRIPCION DEL SUELO	OBSERVACIONES
1.00	M-1	1	(rellenos)	blandos
2.00	M-2	4	Arcillas limosas amarillas clara a anaranjadas (CH-MH)	LL = 55 IP=35
3.00	M-3	28		
4.00	M-4	62		
5.00		`102		
6.0			Rechazo Limolita	ROCA SEDIMENTARIA qu>6.7 kg/cm2

JPC INGENIEROS CIVILES

REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

NOMBRE DEL PROYECTO : EDIFICIO CHEPA		PROIETARIO : FUNERPA	
LOCALIZCION : BARRIO CASCAJAL KRA 61 CLL2		FECHA DE LA PERFORAION: OCTUBRE 4 2022	
TIPO DE ENSAYO : BROCA HELICOIDADL		PESO DEL MARTILLO : N/A	
PERFORACION No 2		NIVEL FREATICO 1.00 m	

PROFUNDIDAD m	MUESTRAS	N	DESCRIPCION DEL SUELO	OBSERVACIONES
1.00				terraza posterior
2.00				
3.00	M-3	17	Arcillas limosas amarillas clara a anaranjadas (CH-MH)	LL = 55 IP=35
4.00	M-4	75		
5.00		120		
6.0			Rechazo Limolita	ROCA SEDIMENTARIA qu>6.7 kg/cm2

JPC INGENIEROS CIVILES

REGISTRO DE EXPLORACION DEL SUBSUELO

NOMBRE DEL PROYECTO : EDIFICIO CHEPA		PROIETARIO : FUNERPA	
LOCALIZCION : BARRIO CASCAJAL KRA 61 CLL2		FECHA DE LA PERFORAION: OCTUBRE 4 2022	
TIPO DE ENSAYO : BROCA HELICOIDADL		PESO DEL MARTILLO : N/A	
PERFORACION No 3		NIVEL FREATICO 1.00 m	

PROFUNDIDAD m	MUESTRAS	N	DESCRIPCION DEL SUELO	OBSERVACIONES
1.00				terraza posterior
2.00				
3.00	M-3	22	Arcillas limosas amarillas clara a anaranjadas (CH-MH)	LL = 55 IP=35
4.00	M-4	68		
5.00		115		
6.0			Rechazo Limolita	ROCA SEDIMENTARIA qu>6.7 kg/cm2

LABORATORIO DE SUELOS

RESULTADO DE LOS ENSAYOS

CLIENTE: funerpa — DIRECCION : barrio cascajal kra 61 calle 2 sur

OBRA : edificio chepa — FECHA: octubre 2022

PERFOFACION	MUESTRA	PROFUNDIDAD M	ANALISIS GRANULOMETRICO % QUE PASA			LIMITE DE ATTELBERG			CLASIFICACION	HUMEDAD NATURAL	GOLPES/M
			T MAX	No 4	No 200	LL	LP	IP	U.S.C	%	N
P-1	M-1	0.00 - 2.00	.1/4.	32.0	4.2	58.4	35.3	23.1	ML	37.8	5
	M-2	2-00 - 4-00	.1/4.	33.5	5.0	62.8	40.3	22.5	M-H	45	90
	M-3	4.00. - 5.00	.1/4.	30.5	3.8	67,4	41.1	26,3	M-H	42.7	102
P-2	M-1										
	M-2	2-00 - 4-00	.1/4.		5.0	68.1	43.5	24.6	M-H	48.8	95
	M-3	4.00. - 5.00	.1/4.		3.8	57.3	35.9	21.4	M-H	38.6	120
P-3	M-1										
	M-2	2-00 - 4-00	.1/4.		5.0	75.0	46.6	28.4	M-H	47.9	90
	M-3	4.00. - 5.00	.1/4.		3.8	56.6	31.4	25.3	M-H	32.0	115

LABORATORIO JPC INGENIEROS

PARAMETROS DEL SUELO

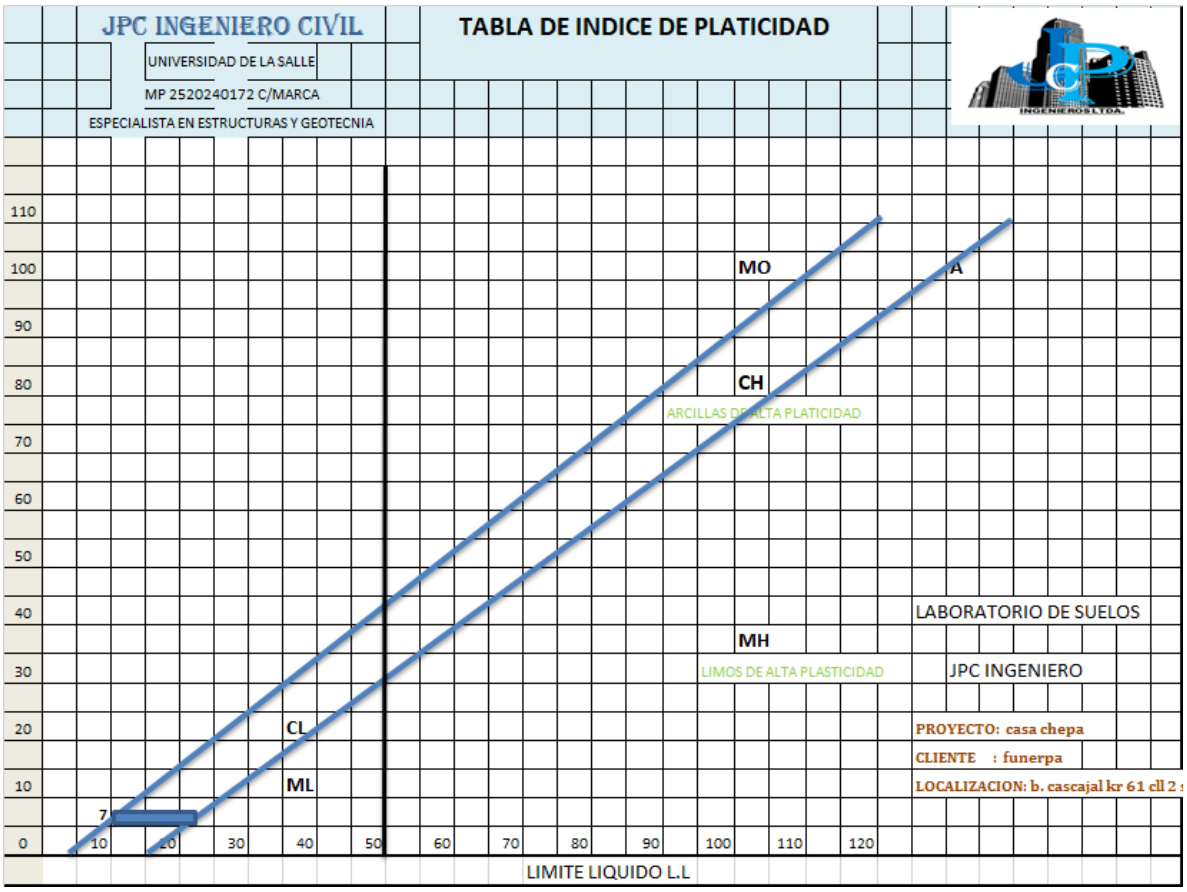
EDIFICIO CHEPA

LOCALIZACION Cascajal kra 61 calle 2 sur — FECHA OCTUBRE DEL 2022

PROPIETARIO FUNERPA — NIVEL FREATIDO : 1.00m

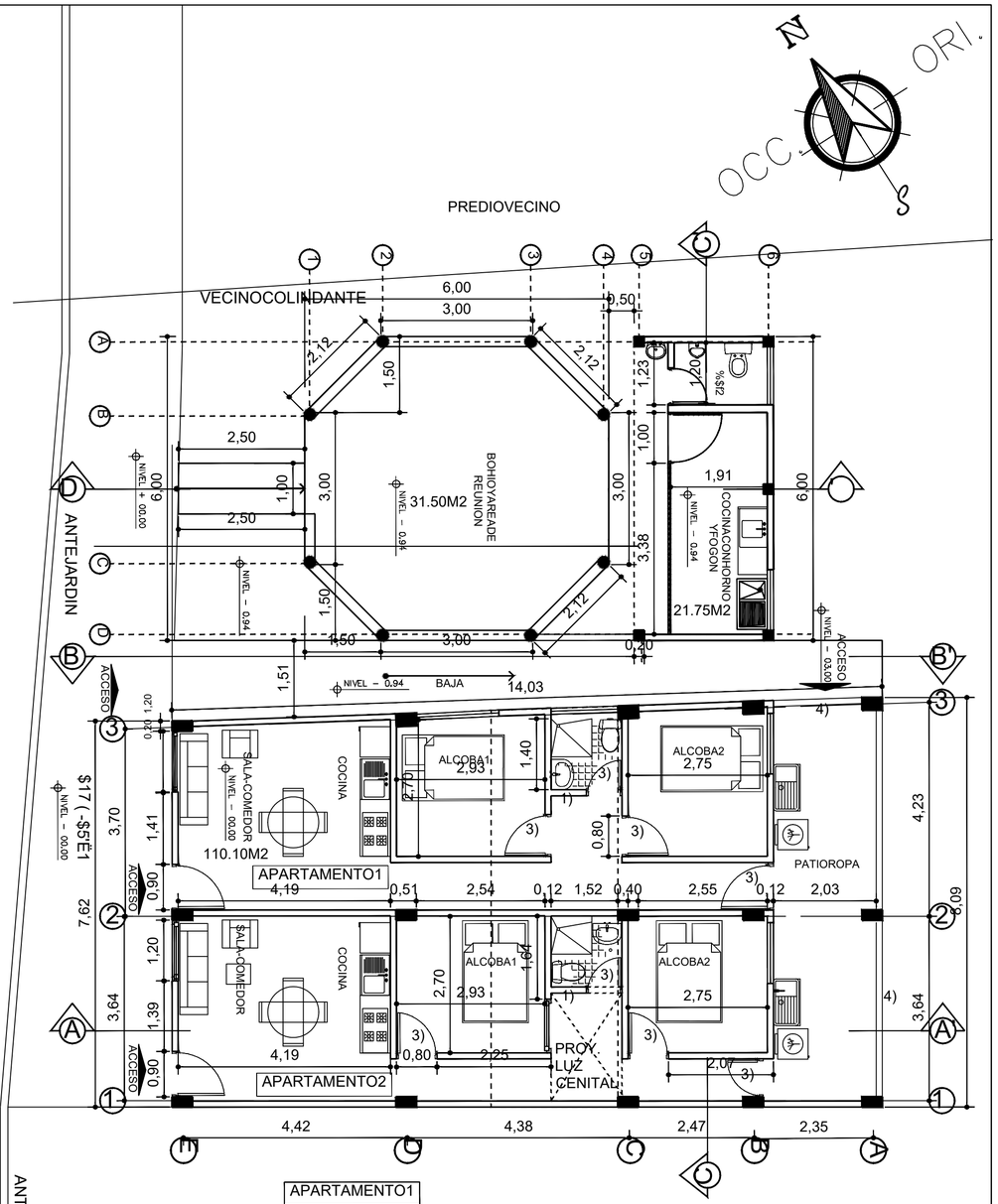
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
PROFUNDIDAD	H.N	L.L	L.P	I.P	I.L	Pc	N	Gu	Dr
m	%					kg/cm2	ueltas/METR	kg/cm2	%
0-2					RELLENO	no	.5		
2.-3	50	55	20	35	0,86		28		57
3,-4							64		
4,-5	50	55	20	35	0,96	6,7	102		
5. - 6	50	55	20	35	0,96	7	120		

1.	A parttir del nivel Actual del Terreno
2.	Humedad Natural
3.	Limite liquido
4.	Limite Plastico
5.	Indice de Plasticidad
6.	Indice de fluidez
7.	Presion de Preconsolidasion
8.	Resistencia Promedio a la Penetracion Estandar
9.	Resistencia a la Compresion Inconfinada
10.	Densidad Relativa


JPC INGENIERO CIVIL
UNIVERSIDAD DE LA SALLE
MP 2520240172 C/MARCA
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA
TABLA DE INDICE DE PLATICIDAD
MO
CH
ARCILLAS DE ALTA PLATICIDAD
MH
LIMOS DE ALTA PLASTICIDAD
CL
ML
LABORATORIO DE SUELOS
JPC INGENIERO
PROYECTO: casa chepa
CLIENTE : funerpa
LOCALIZACION: b. cascajal kr 61 cll 2
110
100
90
80
70
60
50
40
30
20
10
0
10
20
30
40
50
60
70
80
90
100
110
120
LIMITE LIQUIDO L.L

PRODUCEDBYANAUTODESKEDUCATIONALPRODUCT

9Ê$ 38%/.&$
Carrera61



PLANTAARQUITECTONICAAPTO1Y2

escala150

&8 $'52 '(È5($6 %2+Ë2

ZONA	ESPACIO	M2
SOCIAL	SALON-COMEDOR	31.50
SERVICIOS	COCINA	9.50
	%$f2	3.82
	&,5&8/$&,I1	6.22
	TOTAL	51.04

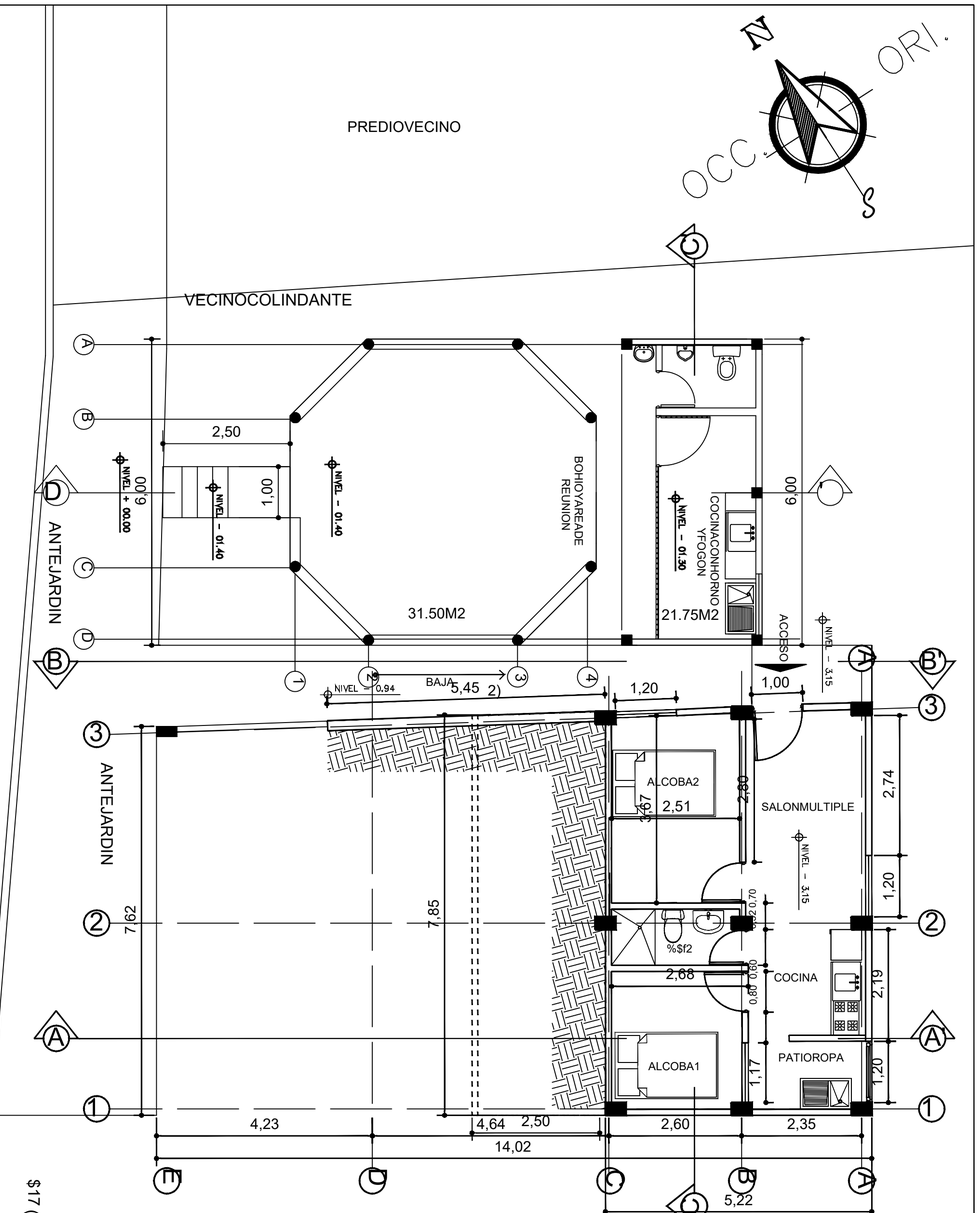
&8 $'52 '(È5($6 APARTAMENTO12

ZONA	ESPACIO	M2
SOCIAL	SALA-COMEDOR	8.24
SERVICIOS	PATIO	3.63
	COCINA	4.11
	%$f2	2.45
	-$5'E1	3.81
PRIVADO	ALCOBA1	9.48
	ALCOBA2	9.40
	&,5&8/$&,I1	12.93
	TOTAL	54.05
		54.05
APARTAMENTO12	TOTAL	108.10

&8 $'52 '(È5($6 APART.SOTANO

ZONA	ESPACIO	M2
SOCIAL	SALA-COMEDOR	9.78
SERVICIOS	PATIO	3.51
	COCINA	3.95
	%$f2	3.75
	-$5'E1	
PRIVADO	ALCOBA1	7.90
	ALCOBA2	10.69
	&,5&8/$&,I1	1.95
APART.SOTANO	TOTAL	37.58

9Ê$ 38%/.&$
Carrera61



3/$17 $ %$-$ $372 6Ï7 $12

escala150

$17 (-$5'E1

DEPARTAMENTO: ValledelCauca

MUNICIPIO: Buenaventura

PROYECTO: DISTRITODEBUENAVENTURA-

CONTIENE: PlantaBajaVivienda

DIRECCIÓN: CRA611-56.1-54B.ElDorado

ESCALA: 1:50

ÁREA: NA

FECHA: 15-Oct-22

ARCHIVO: DWG

PLANO No:

ARQ.DIEGOLUISHURTADOVANEGAS
0 3 1ƒ $

TCUDORPLAN I TACUDEKSED TUANAYBDECUDO PROO

LA FUNDACIÓN ECOLÓGICA RURAL Y URBANA DEL PACÍFICO - FUNERPA
NIT. 835.000.880-4

ESTUDIOS Y DISEÑOS PARA LA CONSTRUCCIÓN DE VIVIENDAS DE INTERÉS SOCIAL EN EL DISTRITO DE BUENAVENTURA – COMPONENTE 3 ESTUDIOS Y DISEÑOS MULTIFAMILIAR URBANA.

CALLE 5ta SUR 56C - 01 B. ANTONIO NARIÑO
funerpacolombia@hotmail.com

LA FUNDACIÓN ECOLÓGICA RURAL Y URBANA DEL PACÍFICO - FUNERPA
NIT. 835.000.880-4

CAPITULO 1

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

INFORME TECNICO

CRA 61 – # 1-56. 1-54 BARRIO EL DORADO

DISTRITO DE BUENAVENTURA



PRESENTADO POR EL TOPOGRAFO
ANDRES SANMARTIN BENITEZ
L.P. # 01-13210 C.P.N.T.

BUENAVENTURA
OCTUBRE DE 2022

CALLE 5ta SUR 56C - 01 B. ANTONIO NARIÑO
funerpacolombia@hotmail.com

ACTIVIDADES

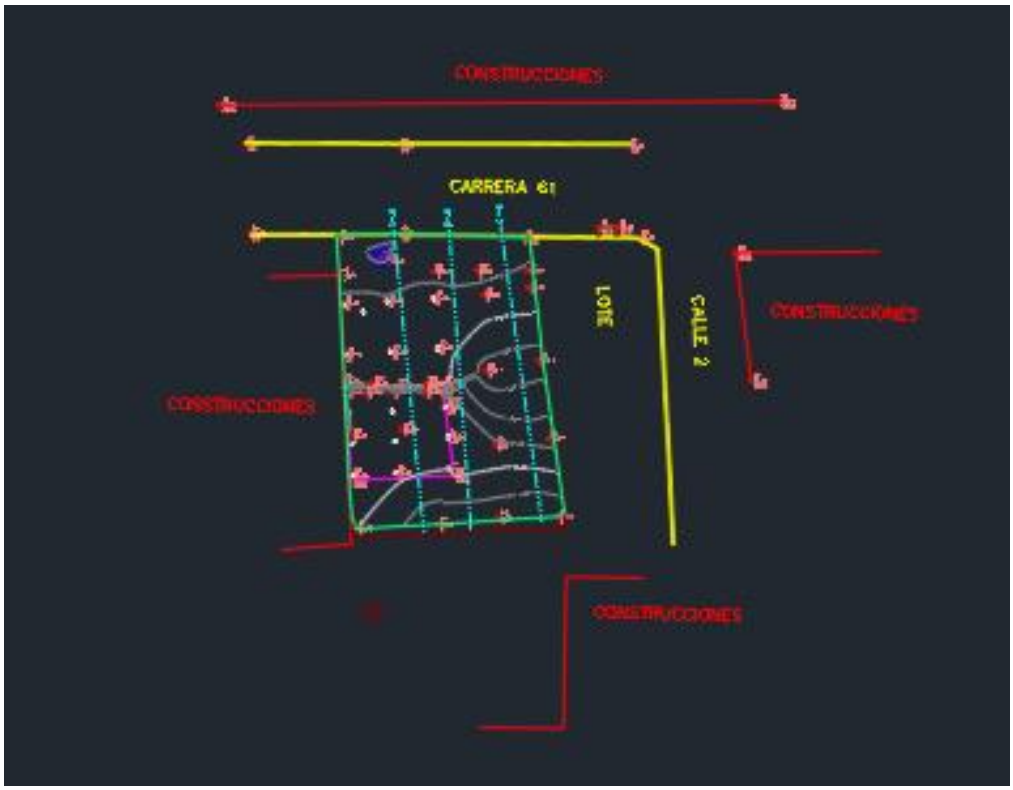
- **EQUIPO UTILIZADO:** ESTACION TOTAL ELECTRONICA.

- **EQUIPO DE TRABAJO:**

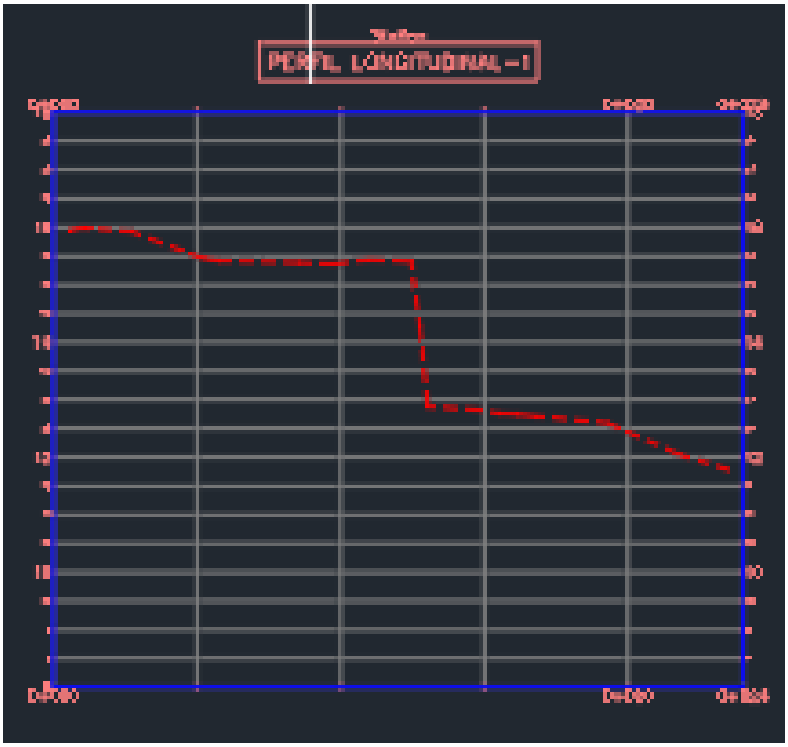
  - ✓ Un topógrafo
  - ✓ Dos auxiliares

- **METODOLOGIA DE CAMPO:** para empezar el levantamiento topográfico, nos apoyamos de dos puntos georreferenciados ubicados sobre la avenida SIMON BOLIVAR, que sirvieron para amarrar nuestra poligonal abierta a coordenadas MAGNA SIRGAS.

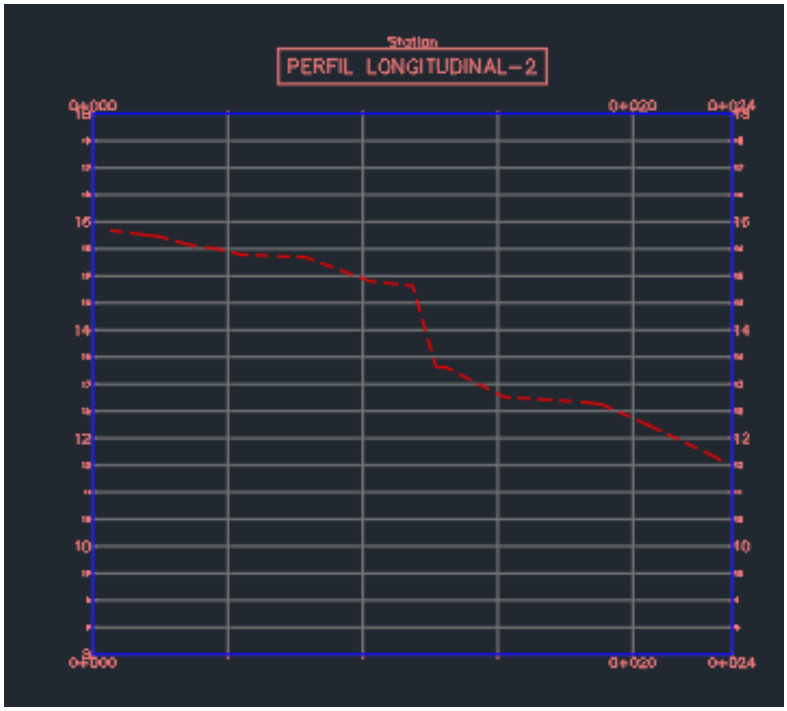
PLANTA LEVANTAMIENTO



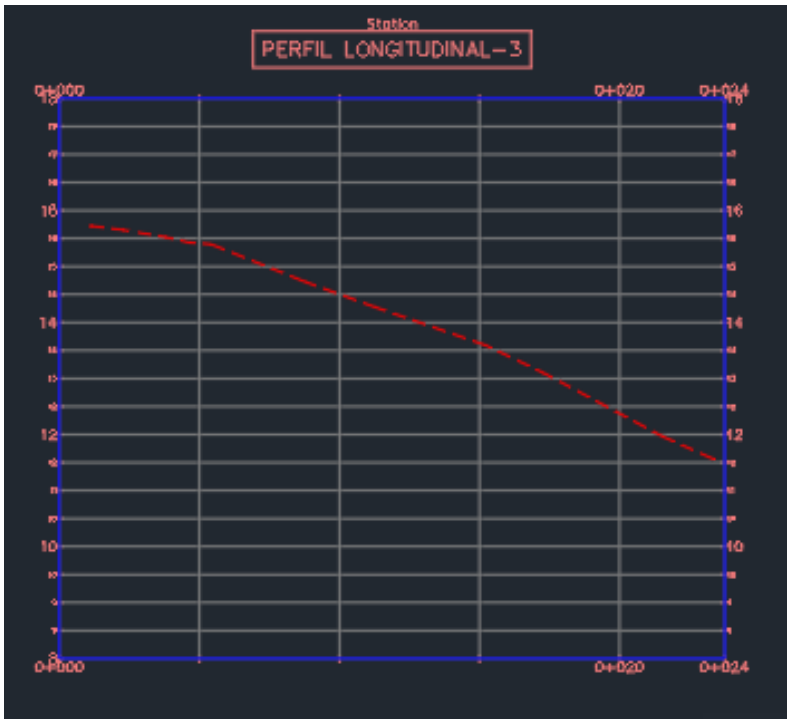
PERFILES LONGITUDINALES DEL LEVANTAMIENTO



PERFIL LONGITUDINAL-1



PERFIL LONGITUDINAL-2



PERFIL LONGITUDINAL-3

LA FUNDACIÓN ECOLÓGICA RURAL Y URBANA DEL PACÍFICO - FUNERPA
NIT. 835.000.880-4

REGISTRO DE CAMPO.

	DATOS DE CAMPO-LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO			
	TOPOGRAFO: ANDRES SANMARTIN			**FECCHA: 4-10-22**
	COORDENADAS MAGNA-SIRGAS			
PUNTO #	**NORTE**	**ESTE**	**ELEVACION**	**DESCRIPCION**
1	**919839.9670**	**1008148.2410**	**16.2620**	**VIA**
2	**919843.5760**	**1008142.1750**	**16.2340**	**VIA**
3	**919853.5790**	**1008148.8890**	**15.9910**	**VIA**
4	**919849.7820**	**1008154.7280**	**15.9530**	**VIA**
5	**919865.2870**	**1008165.3430**	**15.3150**	**VIA**
6	**919868.6180**	**1008158.8810**	**15.4240**	**VIA**
7	**919863.1210**	**1008162.9370**	**15.4080**	**SUMIDERO**
8	**919864.3260**	**1008163.7420**	**15.3960**	**SUMIDERO**
9	**919857.6540**	**1008160.3860**	**15.6730**	**POSTE**
10	**919847.5650**	**1008155.4390**	**16.0810**	**CAMARA**
11	**919845.5420**	**1008152.3470**	**15.8450**	**TERRENO**
12	**919844.0540**	**1008154.8750**	**15.6690**	**CONSTRUCCION**
13	**919850.3980**	**1008158.7020**	**15.5700**	**CONSTRUCCION**
14	**919846.2245**	**1008166.3471**	**15.1220**	**CONSTRUCCION**
15	**919839.7440**	**1008162.0240**	**15.4310**	**CONSTRUCCION**
16	**919846.0440**	**1008158.6230**	**15.4150**	**ACERO-COLUMNA**
17	**919843.0660**	**1008156.8950**	**15.3910**	**ACERO-COLUMNA**
18	**919840.9790**	**1008160.3000**	**15.3390**	**ACERO-COLUMNA**
19	**919844.1100**	**1008162.1130**	**15.3760**	**ACERO-COLUMNA**
20	**919847.3300**	**1008163.8950**	**15.3270**	**ACERO-COLUMNA**
21	**919849.1820**	**1008160.4620**	**15.4020**	**ACERO-COLUMNA**
22	**919856.5870**	**1008162.7000**	**15.4600**	**CONSTRUCCION**
23	**919855.8800**	**1008163.8710**	**15.4100**	**TERRENO**
24	**919852.6230**	**1008162.3870**	**15.3800**	**TERRENO**
25	**919849.5090**	**1008167.4330**	**14.3270**	**TERRENO**

26	**919853.3460**	**1008169.0900**	**14.2520**	**TERRENO**
27	**919850.6770**	**1008174.5940**	**13.1990**	**TERRENO**
28	**919846.8880**	**1008172.7230**	**12.9110**	**TERRENO**
29	**919847.8360**	**1008180.0860**	**11.5370**	**TERRENO**
30	**919843.9300**	**1008177.6640**	**11.6410**	**TERRENO**
31	**919839.6970**	**1008175.4240**	**11.6190**	**TERRENO**
32	**919834.1460**	**1008172.1730**	**12.5050**	**TERRENO**
33	**919836.2020**	**1008168.5340**	**12.6920**	**ACERO-COLUMNA**
34	**919839.1590**	**1008170.2430**	**12.6570**	**ACERO-COLUMNA**
35	**919842.8080**	**1008172.2760**	**12.5090**	**ACERO-COLUMNA**
36	**919844.1390**	**1008170.1780**	**12.6130**	**ACERO-COLUMNA**
37	**919845.2460**	**1008168.1090**	**12.6770**	**ACERO-COLUMNA**
38	**919835.9250**	**1008168.7900**	**12.6810**	**LOSA**
39	**919842.8670**	**1008172.9230**	**12.5070**	**LOSA**
40	**919845.4910**	**1008167.5680**	**12.6730**	**LOSA**
42	**919870.9190**	**1008170.5570**	**16.6580**	**CASA**
43	**919866.4250**	**1008179.5800**	**16.4670**	**CASA**
44	**919880.3510**	**1008162.5140**	**15.7390**	**CASA**
45	**919843.5950**	**1008138.5580**	**17.7800**	**CASA**
47	**919853.2290**	**1008160.4890**	**15.6150**	**TERRENO**
49	**919843.0508**	**1008164.5870**	**15.3300**	**TERRENO**
50	**919842.4362**	**1008164.7525**	**12.8700**	**TERRENO**
51	**919841.4273**	**1008167.6502**	**12.7900**	**TERRENO**
52	**919839.4706**	**1008162.8483**	**12.9600**	**TERRENO**
53	**919837.8796**	**1008165.8634**	**12.7800**	**TERRENO**
54	**919845.7935**	**1008166.7467**	**12.8900**	**TERRENO**
55	**919841.5358**	**1008163.3673**	**15.5000**	**TERRENO**
56	**919845.0288**	**1008165.7248**	**15.5000**	**TERRENO**
57	**919844.5688**	**1008166.2475**	**12.8800**	**TERRENO**
58	**919840.6685**	**1008163.6743**	**12.7900**	**TERRENO**

- ✓ METROS CUADRADOS LEVANTADOS APROXIMADAMENTE 371.86 M2

LA FUNDACIÓN ECOLÓGICA RURAL Y URBANA DEL PACÍFICO - FUNERPA
NIT. 835.000.880-4

REGISTRO FOTOGRAFICO





CALLE 5ta SUR 56C - 01 B. ANTONIO NARIÑO
funerpacolombia@hotmail.com

LA FUNDACIÓN ECOLÓGICA RURAL Y URBANA DEL PACÍFICO - FUNERPA
NIT. 835.000.880-4



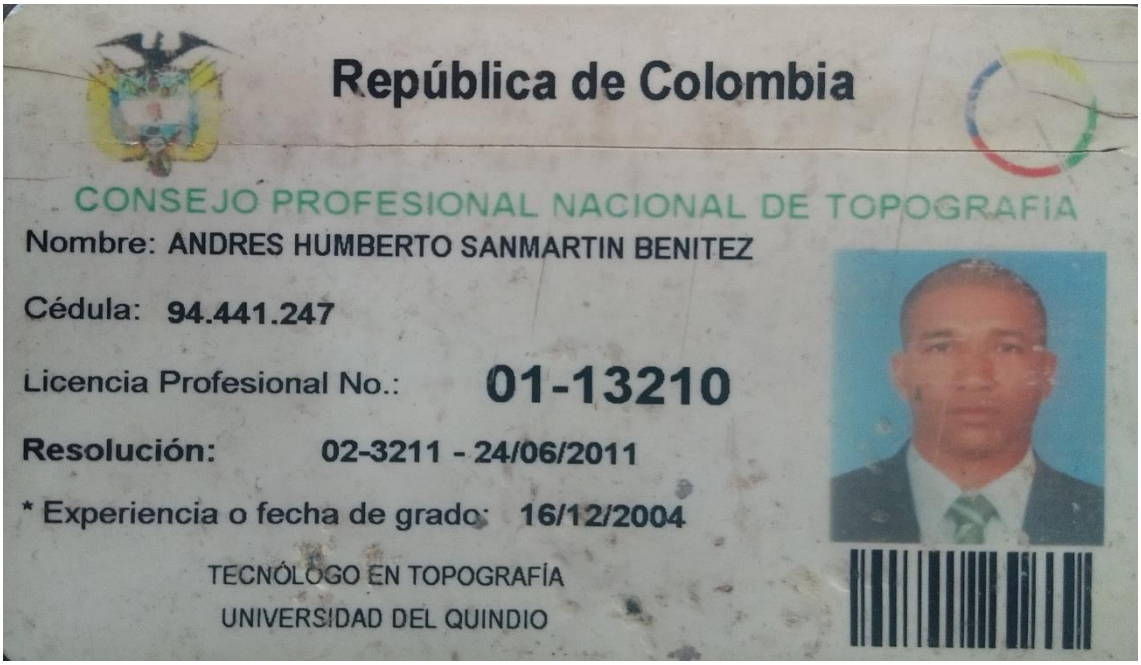




CALLE 5ta SUR 56C - 01 B. ANTONIO NARIÑO
funerpacolombia@hotmail.com

LA FUNDACIÓN ECOLÓGICA RURAL Y URBANA DEL PACÍFICO - FUNERPA
NIT. 835.000.880-4

LICENCIA PROFESIONAL



ATENTAMENTE,

ANDRES HUMBERTO SANMARTIN B.
TOPOGRAFO
L.P. # 01-13210 C.P.N.T.