

## INFORME DE RESULTADOS ESTUDIO DE SUELOS

**PR-32-2016**

**ELABORACIÓN DE ESTUDIOS Y DISEÑOS NUEVOS REQUERIDOS, PARA LA OBTENCIÓN DE LAS LICENCIAS DE CONSTRUCCIÓN EN CUALQUIERA DE SUS MODALIDADES Y/O LICENCIA DE URBANISMO, JUNTO CON LOS PERMISOS Y APROBACIONES NECESARIOS, PARA EL JARDÍN EN EL PREDIO FONTANA GRANDE – PORTAL DE LOMBARDÍA**

INFORME  
Informe Final v5  
Octubre de 2016

Preparado por:  
**CONSULTORÍA INTEGRAL EN GEOTECNIA SAS**

## Tabla de contenido

1.	GENERALIDADES .....	5
1.1.	LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	5
1.2.	ALCANCE DEL ESTUDIO .....	6
1.3.	COMPLEJIDAD DEL PROYECTO .....	6
1.4.	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO .....	6
2.	EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA .....	8
2.1.	EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS .....	8
3.	DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA.....	12
3.1.	Morfología del terreno.....	13
4.	VARIACIÓN ESPACIAL DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO .....	14
4.1	SUBSUELO .....	17
4.2	NIVEL FREÁTICO .....	17
5.	CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO .....	18
4.3	POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS .....	18
4.4	SUELOS DISPERSIVOS .....	19
4.5	SUELOS COLAPSABLES .....	19
6.	PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO .....	21
7.	SOFTWARE DE DISEÑO .....	23
8.	METODOLOGIA .....	23
9.	SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS .....	24
9.1.	ASENTAMIENTOS .....	24
9.2.	CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD .....	26
9.2.1.	Factor de Seguridad Indirecto.....	26
9.2.2.	Factor de Seguridad Directo.....	26
9.2.3.	Factor de Seguridad en Condición de Sismo.....	27
10.	SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS.....	28
10.1.	ASENTAMIENTOS .....	28
11.	SISTEMA DE FUNDACIÓN – LOSA MACIZA.....	30
11.1.	ASENTAMIENTOS .....	30

12.	SISTEMA DE FUNDACIÓN – PLACA NERVADA.....	32
12.1.	ASENTAMIENTOS.....	32
13.	PLACAS DE CONTRAPISO.....	34
14.	SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO.....	35
14.1.	Escenario antes de la construcción.....	35
14.2.	Escenario durante la construcción.....	35
14.3.	Escenario después de la construcción.....	36
15.	MEDIDAS DE PROTECCIÓN PREDIOS VECINOS.....	37
16.	CONCLUSIÓN RESPECTO AL TIPO DE CIMENTACIÓN.....	37
17.	FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO.....	38
18.	LIMITACIONES DEL DISEÑO.....	39

## Índice de Figuras

Figura 1.	Localización del proyecto.....	5
Figura 2.	Localización específica del proyecto.....	5
Figura 3.	Planta del proyecto.....	7
Figura 4.	Localización de los sondeos.....	8
Figura 5.	Localización de los sondeos en la implantación del proyecto.....	9
Figura 6.	Ejecución Sondeo 1.....	10
Figura 7.	Ejecución Sondeo 2.....	11
Figura 8.	Ejecución Sondeo 3.....	11
Figura 9.	Plano geológico INGEOMINAS.....	12
Figura 10.	Terreno objeto de estudio. Foto 1.....	13
Figura 11.	Panorámica del terreno objeto de estudio. Foto 2.....	13
Figura 12.	Perfil estratigráfico Sondeo 1.....	14
Figura 13.	Perfil estratigráfico Sondeo 2.....	15
Figura 14.	Perfil estratigráfico Sondeo 3.....	16
Figura 15.	Comparación entre humedad natural y humedad de equilibrio.....	19
Figura 16.	Parámetros de resistencia efectivos Arcilla.....	22
Figura 17.	Asentamientos inmediatos (m).....	25
Figura 18.	Asentamientos Consolidación (m).....	25
Figura 19.	Calculo del Factor de Seguridad Directo.....	27
Figura 20.	Determinación del Factor de Seguridad – Sismo.....	27
Figura 21.	Asentamientos inmediatos (m).....	29
Figura 22.	Asentamientos Consolidación (m).....	29
Figura 23.	Asentamientos inmediatos (m).....	31

Figura 24. Asentamientos Consolidación (m) .....	31
Figura 25. Asentamientos inmediatos (m) .....	33
Figura 26. Asentamientos Consolidación (m) .....	33
Figura 27. Asentamientos diferenciales losa nervada (m) .....	34
Figura 28. Microzonificación Sísmica .....	38

### Índice de Tabla

Tabla 1. Exploración realizada .....	9
Tabla 2. Parámetros de Diseño .....	21
Tabla 3. Parámetros de resistencia efectivos .....	22
Tabla 4. Parámetros de diseño sísmico.....	38

## 1. GENERALIDADES

### 1.1. LOCALIZACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto se encuentra ubicado en el predio Fontana grande – Portal de Lombardia en la Carrera 106B No. 151C-92 en la ciudad de Bogotá D.C. En la Figura 1 se presenta la localización del proyecto.



Figura 1. Localización del proyecto



Figura 2. Localización específica del proyecto

## 1.2. ALCANCE DEL ESTUDIO

- DESCRIPCIÓN DEL PERFIL DE SUELO: Basados en la información y exploración realizada, se definirá el perfil de suelo y sus propiedades principales de compresibilidad y resistencia al cortante.
- ESTIMACIÓN DE ASENTAMIENTOS DE LOS SISTEMAS DE CIMENTACIÓN: Usando las cargas, dimensiones y configuraciones de la estructura de cubierta, se procederá a calcular asentamientos elásticos.
  - De acuerdo a las características del proyecto a construir (diseño estructural) y características geotécnicas del subsuelo, se evaluarán los estados límite de falla (capacidad de carga admisible) y servicio (asentamientos).
- GENERACIÓN DE UN INFORME: El producto final contendrá un resumen de los pasos descritos anteriormente, esquemas y detalles de los sistemas propuestos de cimentación y observaciones o recomendaciones generales a tener en cuenta.

## 1.3. COMPLEJIDAD DEL PROYECTO

De acuerdo con lo establecido en el Título H de las normas NSR-10 el proyecto materia de estudio se ha clasificado como CATEGORÍA BAJA, según la tabla H.3.1-1 teniendo en cuenta el número total de niveles y las cargas máximas de servicio aplicadas a la estructura vinculando tanto la carga viva como la carga muerta. El proyecto comprende una unidad de construcción.

## 1.4. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El proyecto consiste en una estructura de 1 piso. La estructura será construida en el sistema de muros estructural con separaciones de hasta 8 m y cargas distribuidas de hasta 2,0 ton/m<sup>2</sup> y cargas por muro de hasta 5 ton/ml.

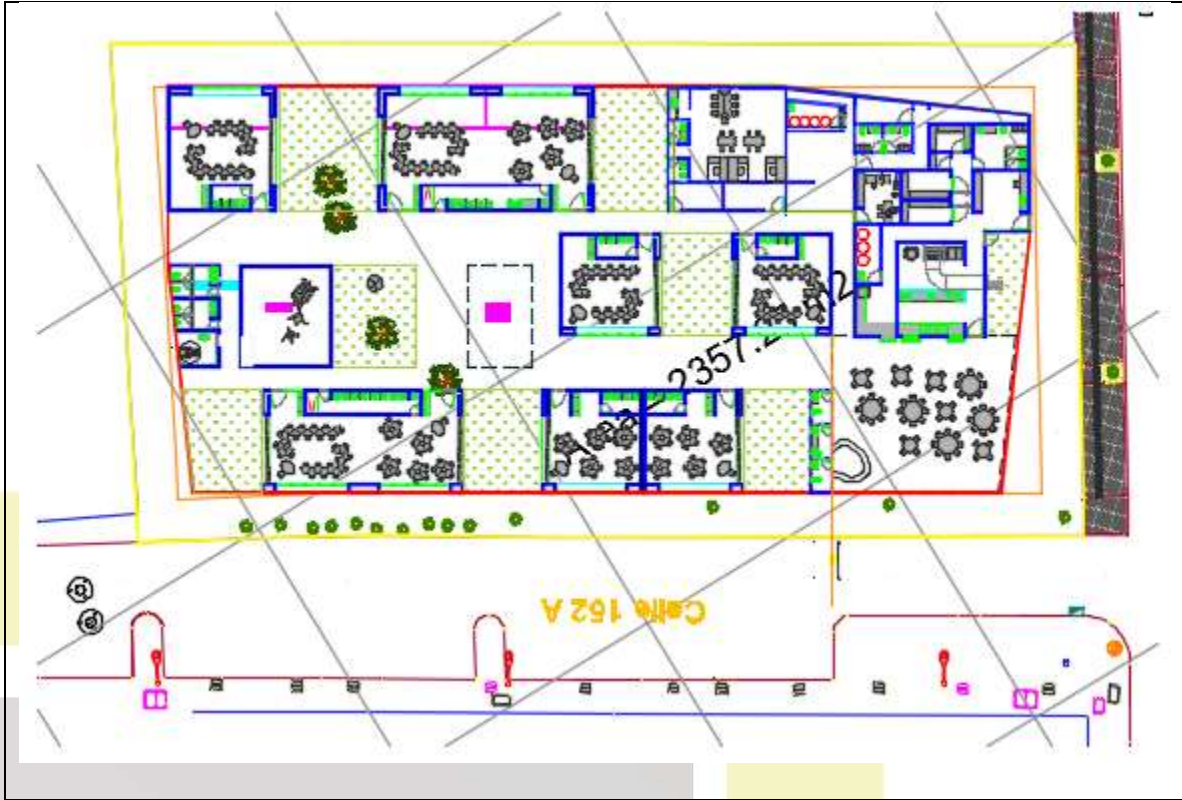


Figura 3. Planta del proyecto

## 2. EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

### 2.1. EXPLORACIÓN MEDIANTE SONDEOS GEOMECÁNICOS

La exploración del subsuelo se llevó a cabo mediante la ejecución de 3 sondeos a una profundidad máxima de 10 m. En la Tabla 1 se presenta el resumen de la exploración realizada. A partir de esta exploración, se obtuvieron muestras alteradas y semi-alteradas para los respectivos ensayos de laboratorio. La distribución de la exploración realizada se muestran en la Figura 4.



Figura 4. Localización de los sondeos.

Sondeo	Latitud	Longitud
1	4°45'9,07"N	74°5'38,54"O
2	4°45'8,99"N	74°5'39,98"O
3	4°45'9,89"N	74°5'39,48"O

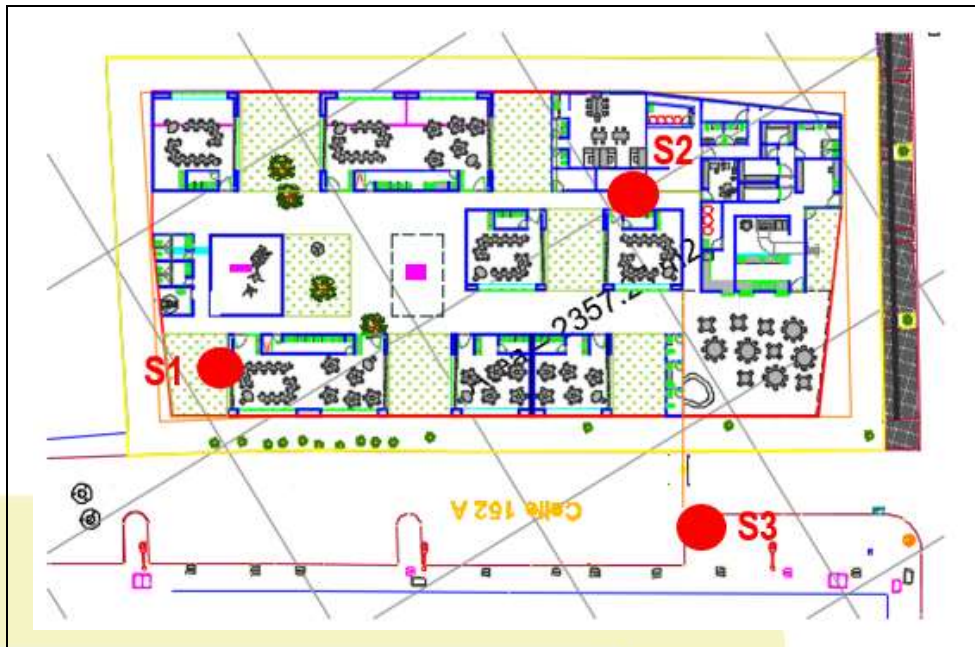


Figura 5. Localización de los sondeos en la implantación del proyecto

Tabla 1. Exploración realizada

Descripción	Profundidad (m)	Ensayo de campo
Sondeo 1	10.00	SPT
Sondeo 2	10.00	SPT
Sondeo 3	6.00	SPT

### 2.1.1. Muestreador del ensayo de penetración estándar (SPT) de 2 pulg de diámetro exterior

El muestreador del SPT fue introducido en el suelo con un martillo de seguridad y una caída de 30 pulg (aproximadamente, se espera algún error del operados dado el uso del mecanismo cuerda y malacate). Si el número de golpes necesario para profundizar en cualquiera de estos intervalos de 15 centímetros, es superior a 50, el resultado del ensayo deja de ser la suma anteriormente indicada, para convertirse en rechazo (R).

### 2.1.2. Registro Fotográfico

A continuación se presenta el registro fotográfico de la ejecución de las perforaciones.



**Figura 6. Ejecución Sondeo 1.**



Figura 7. Ejecución Sondeo 2.



Figura 8. Ejecución Sondeo 3.

### 3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA

La ciudad se localiza sobre un extenso relleno de origen lacustre y edad Cuaternaria, rodeado por cerros constituidos por areniscas, arcillolitas y conglomerados. El depósito de la parte plana se denomina formación Sabana (Qs) conformada por una sucesión de capas horizontales de Arcilla y limo normalmente consolidadas. La base del depósito se compone de arcillas duras, de color verdoso, sedimentadas en el fondo de las lagunas que llenaron los pliegues formados en el Terciario. La parte intermedia del depósito está ocupada por arcillas y limos blandos progresivamente más duros con la profundidad, en respuesta a una presión de sobrecarga igualmente creciente.

La parte más superficial corresponde a arcillas de inundación, depositadas en pantanos recurrentes, en los bordes del antiguo lago. Originalmente todo el depósito fue distinguido como Formación Sabana, aunque más modernas interpretaciones circunscriben esta Formación a las arcillas de inundación y adjudican el resto a la Formación Tiltatá.

El proyecto se encuentra ubicado en los depósitos fluvio lacustres de terraza alta (Qta), estos depósitos están conformados por arcillas, con intercalaciones importantes de bancos de arena y gravas, ocasionalmente se detectan delgadas capas de ceniza y turba.

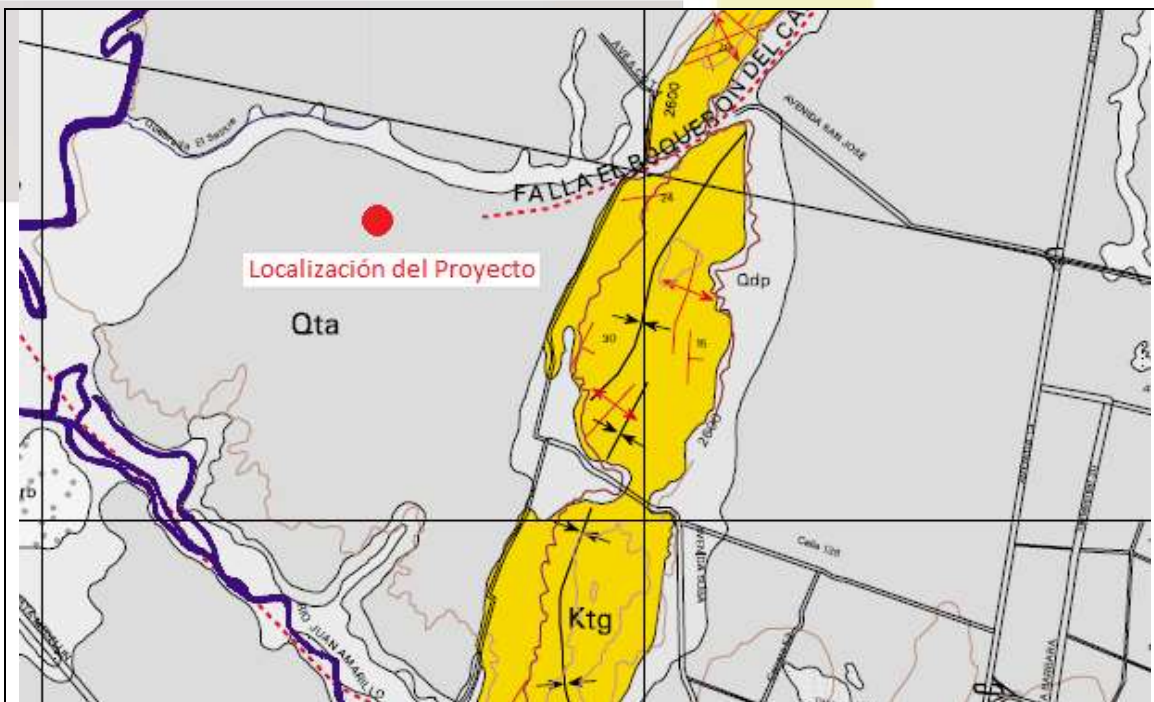


Figura 9. Plano geológico INGEOMINAS

### 3.1. Morfología del terreno

De acuerdo a la inspección realizada en la zona del proyecto, se logró identificar que el terreno donde se tiene proyectado construir el jardín es de relieve plano como se muestra en las siguientes fotografías:



Figura 10. Terreno objeto de estudio. Foto 1



Figura 11. Panorámica del terreno objeto de estudio. Foto 2

#### 4. VARIACIÓN ESPACIAL DE LAS CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SUBSUELO

De acuerdo a los resultados de los trabajos de campo se presenta a las series estratigráficas del subsuelo de la Figura 12 a la Figura 16. A partir de las muestras recuperadas, se realizaron la mayor cantidad de ensayos posibles para la caracterización del suelo.

PROFUNDIDAD METROS		DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS	Nº	TIPO	DE	A	GOLPES CADA 6 PULGADAS		
0	0,10	Capa vegetal							
	0,35	Relleno de escombros y limo							
1	1,40	Limo negro con raices	1	SPT	1,00	1,50	2	2	3
			2	SPT	2,50	3,00	1	1	1
3	4,80	Arcilla plastica muy blanda de color gris con oxidaciones	3	SH	4,00	4,50			
			4	SH	5,50	6,00			
6	6,10	Arcilla blanda de color gris	5	SH	7,00	7,50			
			8	SH	8,50	9,00			
9		Arcilla gris con mantos cafes y oxidaciones, muy blanda	9	SH	9,50	10,00			

Figura 12. Perfil estratigráfico Sondeo 1

PROFUNDIDAD METROS		DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS	Nº	TIPO	DE	A	GOLPES CADA 6 PULGADAS		
0	0,15	Capa vegetal	1	SPT	0,50	1,00	5	4	4
	0,40	Relleno de escombros y limo							
	0,80	Limo negro con raíces							
1		Limo café con algo de arcilla color gris							
2	2,20		2	SPT	2,00	2,50	2	3	3
3		Arcilla blanda de color habano con oxidaciones	3	SH	3,50	4,00			
4									
5	5,20		4	SH	5,00	5,50			
6		Arcilla blanda de color gris con algunas oxidaciones	5	SH	6,50	7,00			
7									
8	8,00		6	SH	8,00	8,50			
9		Arcilla de color gris con lentes habanos	7	SH	9,50	10,00			

Figura 13. Perfil estratigráfico Sondeo 2

PROFUNDIDAD METROS		DESCRIPCION DE LOS ESTRATOS	Nº	TIPO	DE	A	GOLPES CADA 6 PULGADAS		
0	0,10	Capa vegetal							
		Relleno de limo y escombros							
1	1,20		1	SPT	1,00	1,50	5	6	7
		Limo de color negro con raíces y rastros de escombros							
2			2	SPT	2,50	3,00	6	7	7
3									
4	4,60		3	SPT	4,00	4,50	5	4	5
		Arcilla blanda color gris claro con oxidaciones y mantos habanos							
5			4	SH	5,50	6,00			
6									

Figura 14. Perfil estratigráfico Sondeo 3

## 4.1 SUBSUELO

A continuación se presenta la descripción del subsuelo a partir del nivel actual del terreno:

### A. 0.0 m -0,8/1,4 m

Limo orgánico de color negro con presencia de raíces y escombros. De consistencia entre media y compacta, con N del ensayo de penetración estándar entre 5 y 14 golpes/pie. Clasificado como MH según el sistema USCS. Se debe resaltar que en el sondeo # 3 este estrato fue detectado hasta los 4,60 m de profundidad. Cabe mencionar que el valor alto de los golpes de SPT puede estar relacionado con la presencia de raíces y fibras en descomposición así como el relleno de escombros. No se considera este estrato apto para la cimentación directa de la estructura.

### B. 0,8/1.40 -10.0 m

Arcilla de color gris y/o habano con presencia de oxidaciones. De consistencia entre muy blanda y media. Con N del ensayo de SPT entre 2 y 6 golpes/pie. Además se clasifica según el sistema USCS como CH. Presenta valores de la resistencia a la compresión inconfiada de entre 0,29 y 0,10 kg/cm<sup>2</sup>.

## 4.2 NIVEL FREÁTICO

El nivel freático no fue detectado en las profundidades exploradas, sin embargo teniendo en cuenta las altas humedades detectadas en la arcilla y su baja permeabilidad, se puede concluir que este estrato saturado a pesar de no haber detectado nivel freático. Esta saturación se presenta a partir de los 2,0 m de profundidad. De acuerdo a lo anterior se puede prever que las excavaciones para la construcción de las cimentaciones propuestas no presentaran mayores problemas de infiltración, sin embargo en las recomendaciones de construcción se incluyen estrategias para el manejo de aguas de escorrentía.

Además se debe mencionar, que las humedades detectadas en los sondeos exceden por lo general el límite plástico, por lo que se puede esperar un comportamiento plástico de las arcillas detectadas en vez de un comportamiento frágil.

## 5. CARACTERÍSTICAS ESPECIALES DEL SUELO

### 4.3 POTENCIAL DE EXPANSIÓN DE LOS SUELOS.

Teniendo en cuenta las recomendaciones de la NSR-2010 para la clasificación del potencial expansivo y teniendo en cuenta que el índice de plasticidad está entre 20.9 y 182.6 % se tiene que el potencial expansivo entre bajo y muy alto.

**Tabla H.9.1-1**  
**Clasificación de suelos expansivos**

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

Teniendo en cuenta lo anterior se evaluó La humedad de equilibrio, que se puede definir como aquella que corresponde a la aidez natural del suelo por el agua; si la humedad natural es inferior, el suelo buscará satisfacerla, proceso en el cual tiene lugar la expansión. Puede calcularse como:

$$w_{eq} = 0.47 LL + 3.6$$

Se debe resaltar que a pesar que las muestras fueron tomadas al final de una sequía histórica, las humedades naturales y de equilibrio se encuentran muy cercanas en superficie por lo que los riesgos de expansiones importantes son mínimos, además a partir de los 2,0 se tiene que las humedades naturales exceden la humedad de equilibrio por lo que el riesgo de expansión es mínimo.

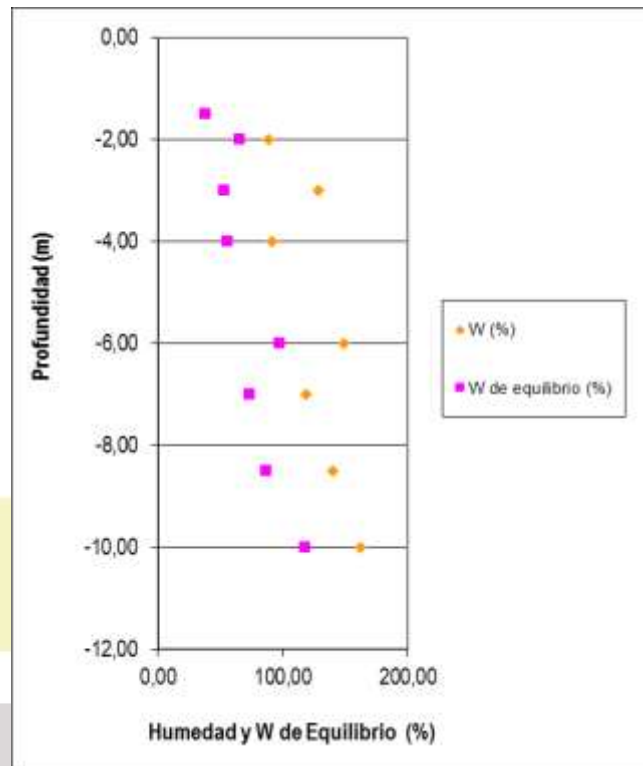


Figura 15. Comparación entre humedad natural y humedad de equilibrio

Teniendo en cuenta lo anterior, y los tipos y profundidades de cimentación se puede concluir que no se presenta un riesgo importante de expansión.

#### 4.4 SUELOS DISPERSIVOS

Los suelos dispersivos entran de manera espontánea en solución en presencia de agua, primero como una nube de materia en suspensión, y luego como una extensión generalizada del fenómeno. Teniendo en cuenta que no se evidencio ningún tipo de comportamiento dispersivo al momento de realizar los ensayos de laboratorio que involucran aumentar el contenido de agua (límites de Atterberg) y que en la zona no se detectaron cárcavas o hundimientos se puede concluir que los suelos del proyecto no son dispersivos.

#### 4.5 SUELOS COLAPSABLES

Se identifica la colapsabilidad de un depósito, cuando el volumen de vacíos iguala la cantidad de agua en el punto del límite líquido. Para mayor cantidad de agua o menor volumen de vacíos el depósito es inestable. La evaluación se puede hacer mediante la formulación que se presenta a continuación lo anterior según el título H de la NSR-10:

$$\gamma_{\text{dcrít}} = \frac{\gamma_w}{(1/G_s) + w_L}$$

A continuación se presentan los resultados de los cálculos realizados para la identificación del potencial de colapsabilidad:

Muestra	Densidad de la Muestra (ton/m <sup>3</sup> )	Humedad (%)	Peso unitario seco (Ton/m <sup>3</sup> )	Limite líquido	Peso unitario seco crítico (Ton/m <sup>3</sup> )	Criterio	Clasificación
Sondeo 1 Muestra 2	1,358	94,3	0,699	106,6	0,694	1,007	No colapsable
Sondeo 1 Muestra 4	1,31	149,5	0,525	199,9	0,421	1,246	No colapsable
Sondeo 1 Muestra 7	1,302	162,4	0,496	244	0,355	1,396	No colapsable
Sondeo 2 Muestra 2	1,481	88,7	0,785	131,9	0,590	1,329	No colapsable
Sondeo 2 Muestra 5	1,375	119,3	0,627	149,4	0,535	1,171	No colapsable
Sondeo 2 Muestra 6	1,348	140,3	0,561	177,8	0,464	1,207	No colapsable
Sondeo 3 Muestra 1	1,482	38,5	1,070	73,6	0,900	1,188	No colapsable
Sondeo 3 Muestra 3	1,432	91,1	0,749	110,1	0,677	1,105	No colapsable

Se debe resaltar que el cálculo del peso unitario seco se realizó de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$\text{peso unitario seco} = \frac{\text{densidad}}{\left(1 + \frac{\text{humedad}}{100}\right)}$$

### Cuerpos de agua cercanos y vegetación

Durante la visita al predio no se detectaron cuerpos de agua que puedan afectar directamente al proyecto, en cuanto a la vegetación se recomienda que el constructor consulte con el jardín botánico de la ciudad si las especies presentes en la zona implican riesgos de succión importante y se tomen las medidas del caso.

## 6. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS DE DISEÑO

A partir de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados sobre las muestras extraídas durante la exploración del subsuelo, y utilizando correlaciones ampliamente reconocidas en la práctica de la ingeniería, a continuación se presentan los parámetros de resistencia al corte y compresibilidad del suelo:

Tabla 2. Parámetros de Diseño

Estrato	Profundidad (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	E (Ton/m <sup>2</sup> )
1	0.0 – 0.8/1.4	1.48	783
2	0.8/1.4-10.0	1.37	620

Donde:

$\gamma$  = Peso Unitario (ton/m<sup>3</sup>)

E =Modulo de Elasticidad del suelo.

Se debe resaltar que los pesos unitarios fueron determinados como el promedio de los ensayos de laboratorio realizados.

### Módulo de Young (Kpa):

Limos y arcillas:  $E=320*(15+N)$  según Bowles, 1996

### Cálculo de los parámetros efectivos de resistencia del suelo:

Para el cálculo de los parámetros efectivos de resistencia del suelo, se utilizó el artículo “Estimativos de parámetros efectivos de resistencia con el SPT” de las X Jornadas Geotécnicas de la Ingeniería Colombiana – SCI- SCG – 1999 de Álvaro J. González G.

- Parámetros de resistencia efectivos Material: Arcilla

### PARÁMETROS DE RESISTENCIA

Prof. nivel freático (m)	2,00
ERm/60	0,45

Material	PROFUNDIDAD		Punto medio	N	Rs	Cn	N <sub>145</sub> <sup>1</sup>	$\gamma$ (T/m <sup>3</sup> )	$\sigma$ (T/m <sup>2</sup> )	$u$ (T/m <sup>2</sup> )	$\phi'$ eq	$\sigma'$ (T/m <sup>2</sup> )	$\tau$ (T/m <sup>2</sup> )
	De (m)	A (m)	Prueba (SPT)										
Arcilla	0,80	1,40	3	2	0,3260	1,69	2	1,42	4,26	1,00	19,4	3,26	1,145
			2,5	6	0,3050	1,73	4		3,55	0,50	22,1	3,05	1,237

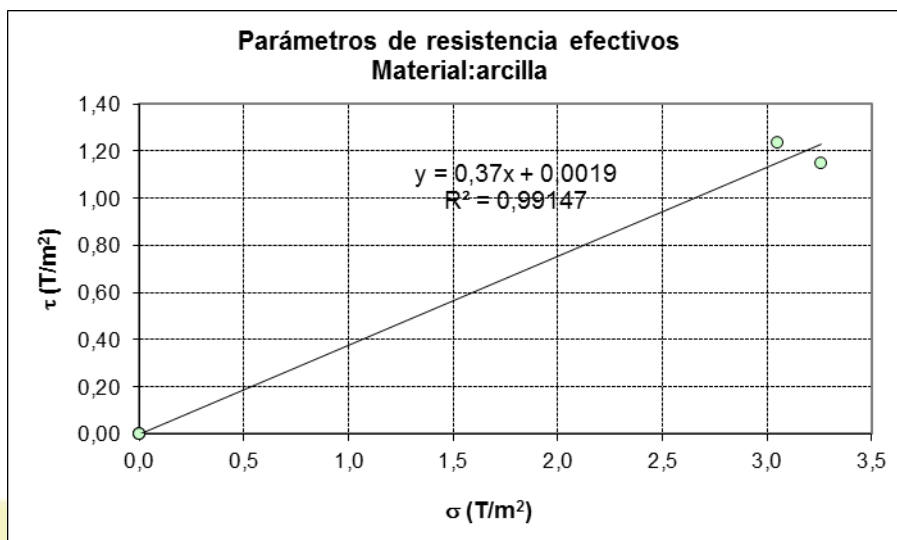


Figura 16. Parámetros de resistencia efectivos Arcilla

Tabla 3. Parámetros de resistencia efectivos

Estrato	Profundidad (m)	$\phi$ (°)
1	0.0-0.8/1.4	17
2	0.8/1.4-10.0	20

Donde:

$\phi$  = Angulo de Fricción Interna del Suelo

Se debe aclarar que el ángulo de fricción determinado en este capítulo corresponde al del estrato 2, para el estrato 1 debido a la presencia de materia orgánica y escombros los resultados de SPT pueden ser artificialmente altos por lo que se decidió utilizar un ángulo de fricción que refleje estas condiciones.

## 7. SOFTWARE DE DISEÑO

Para desarrollar los diseños que hacen parte de este estudio se utilizaron correlaciones y métodos de diseños clásicos de ingeniería, también se utilizaron los siguientes programas:

- Cbear: software que analiza la capacidad portante de cimentaciones superficiales. Se puede analizar zapatas rectangulares, corridas y cuadradas. También se consideran los efectos del empotramiento, cargas inclinadas y excéntricas, superficie terreno en pendiente, y la sobrecarga. Este programa fue desarrollado por la federal highway administration en 1994.
- Settle 3D versión 2.0 de Rocscience: Programa de elementos finitos para el cálculo de asentamientos.
- PHASE 2 versión 6.0 de Rocscience: Para la modelación de elementos finitos para el cálculo de factores de seguridad directos.

## 8. METODOLOGIA

- Para calcular la capacidad portante se utilizó el programa CBEAR desarrollado por Prototype Engineering, este programa permite el cálculo de la capacidad portante para cimentaciones rectangulares, circulares y corridas, teniendo en cuenta factores como el empotramiento, inclinación de la carga e inclinación del suelo de apoyo entre otros.
- Se debe resaltar que el método utilizado es el de Vesic que se puede resumir en la siguiente ecuación:

$$q = \zeta_c \zeta_{cd} \zeta_{ci} \zeta_{ct} \zeta_{cg} c N_c + \zeta_q \zeta_{qd} \zeta_{qi} \zeta_{qt} \zeta_{qg} q_o N_q + \frac{\zeta_\gamma \zeta_{\gamma d} \zeta_{\gamma i} \zeta_{\gamma t} \zeta_{\gamma g} B \gamma N_\gamma}{2}$$

Donde q es la capacidad portante, N<sub>c</sub>, N<sub>q</sub>, N<sub>γ</sub> son los factores de capacidad portante por cohesión, sobrecarga y peso unitario respectivamente, ζ corresponde a los factores de corrección por inclinación, empotramiento, entre otros.

## 9. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS AISLADAS

Consistirá en zapatas aisladas en concreto reforzado apoyadas a 1.5 m de profundidad medidos a partir de la losa de contrapiso sobre la arcilla detectada. En la zona del sondeo 3 donde el limo orgánico y con presencia de escombros, se hace necesario apoyar los cimientos sobre concreto ciclópeo compuesto por piedra 40% concreto de 2500 psi el 60%, de tal manera que dicho material sea atravesado.

- a) El área de las zapatas se determinará con base en una presión de contacto de:

$$P = 5 \text{ Ton/m}^2$$

Dado que la presión admisible se calcula como el menor valor entre el esfuerzo límite de falla, reducido por el factor de seguridad, y el que produzca asentamientos iguales a los máximos permitidos, se define esta presión admisible limitada por los asentamientos del proyecto.

Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.8 m. Se debe resaltar que en este caso la presión de contacto está controlada por los asentamientos.

- b) Todos los muros de fachada y divisorios deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.  
c) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 20% de la carga a los elementos contiguos. Lo anterior teniendo en cuenta la necesidad de utilizar concretos ciclópeos en la zona del sondeo 3.  
d) El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración del mismo por cambios de humedad.  
e) La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.  
f) Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.  
g) Para las condiciones aquí descritas se tiene un módulo de reacción del subsuelo  $K_s = 566 \text{ Ton/m}^3$  calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

### 9.1. ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de 6 cm. Los cuales se presentaran en su mayor parte por consolidación. En la Figura 17 y Figura 18 se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

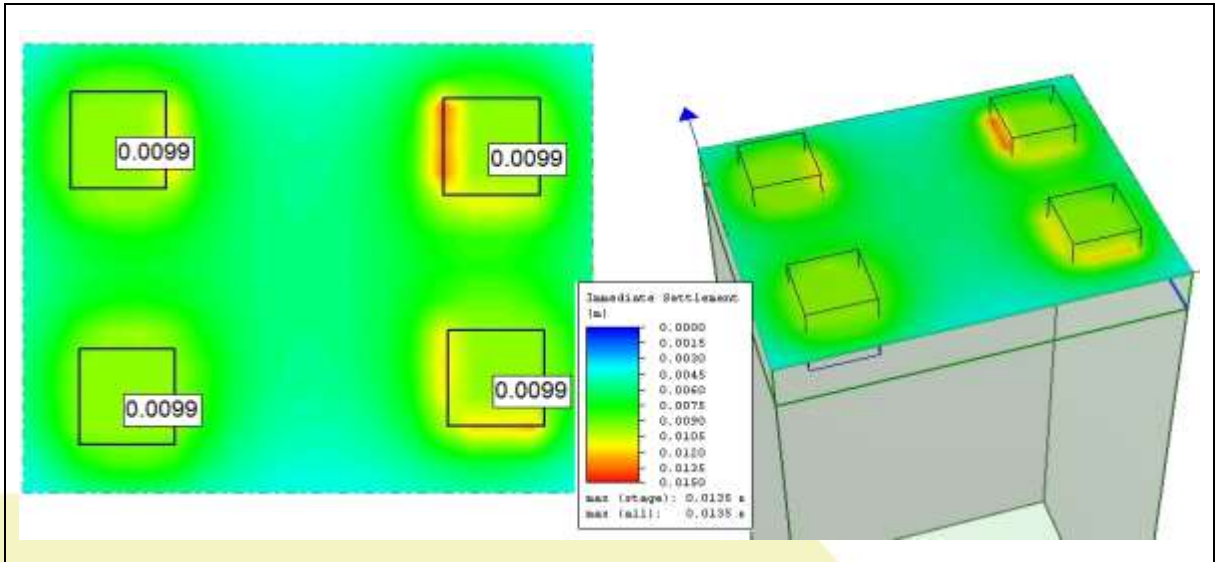


Figura 17. Asentamientos inmediatos (m)

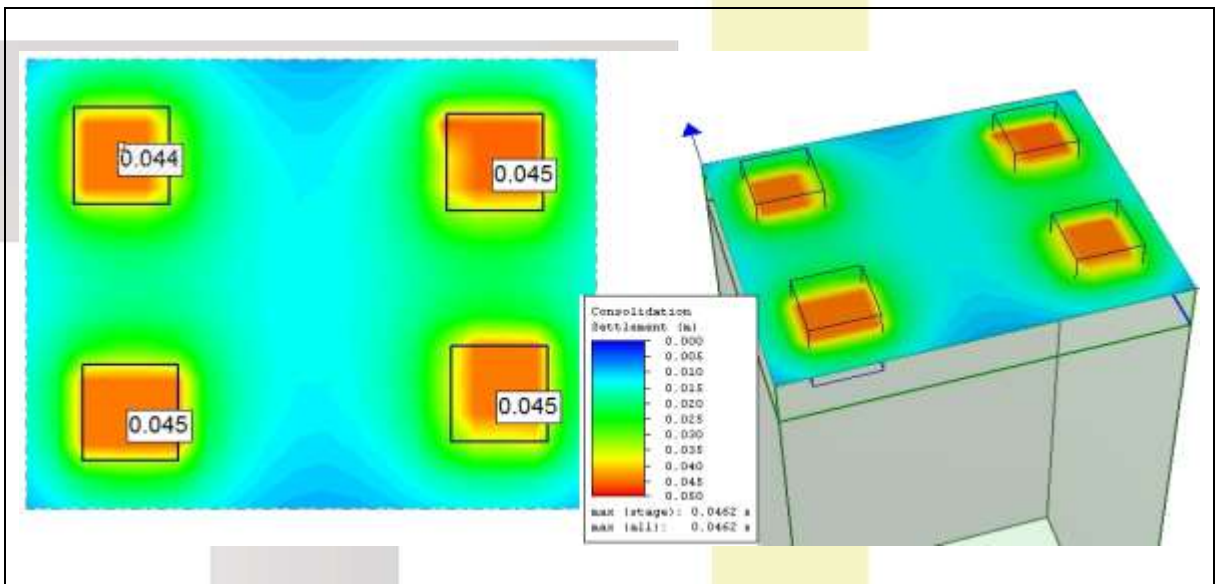


Figura 18. Asentamientos Consolidación (m)

## 9.2. CALCULO DE FACTORES DE SEGURIDAD

### 9.2.1. Factor de Seguridad Indirecto

El factor de seguridad indirecto para condición estática se establece la relación entre la capacidad de carga última  $q_u$  y la capacidad de admisible de trabajo  $q_{adm}$ .

$$FS_{indirecto\ estatico} = \frac{20.51 \frac{Ton}{m^2}}{5 \frac{Ton}{m^2}} = 4.1$$

Se tiene un factor de seguridad indirecto de 4.1 que está acorde con los requerimientos de la NSR-2010, consignados en la Tabla H.4.7-1 Factores de Seguridad Indirectos FSICP (Factores de seguridad indirectos ante capacidad portante) Mínimos donde se exige se exige un valor de mínimo 3,0.

### 9.2.2. Factor de Seguridad Directo

El factor de seguridad directo se define como la relación entre esfuerzo cortante último resistente o esfuerzo cortante a la falla  $\tau_f$  y esfuerzo cortante actuante  $\tau_A$ . Se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$F_{SB} = \tau_f / \tau_A \quad (H.2.4-3)$$

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (H.2.4-4)$$

- $\tau_f$  = esfuerzo cortante a la falla
- $c'$  = intercepto de cohesión efectiva
- $\phi'$  = ángulo de fricción efectivo
- $\sigma'$  = esfuerzo normal efectivo
- $\sigma' = \sigma - U_f$  (H.2.4-5)
- $\sigma$  = esfuerzo normal total
- $U_f$  = presión de fluidos o presión de poros
- $U_w$  = presión de líquido (agua) para materiales saturados
- $U_a$  = presión de gas (aire) para materiales secos

El software phase 2 calcula la relación entre esfuerzo actuante y esfuerzo de falla y utilizando la función de Strength reduction factor se obtiene el factor de seguridad:

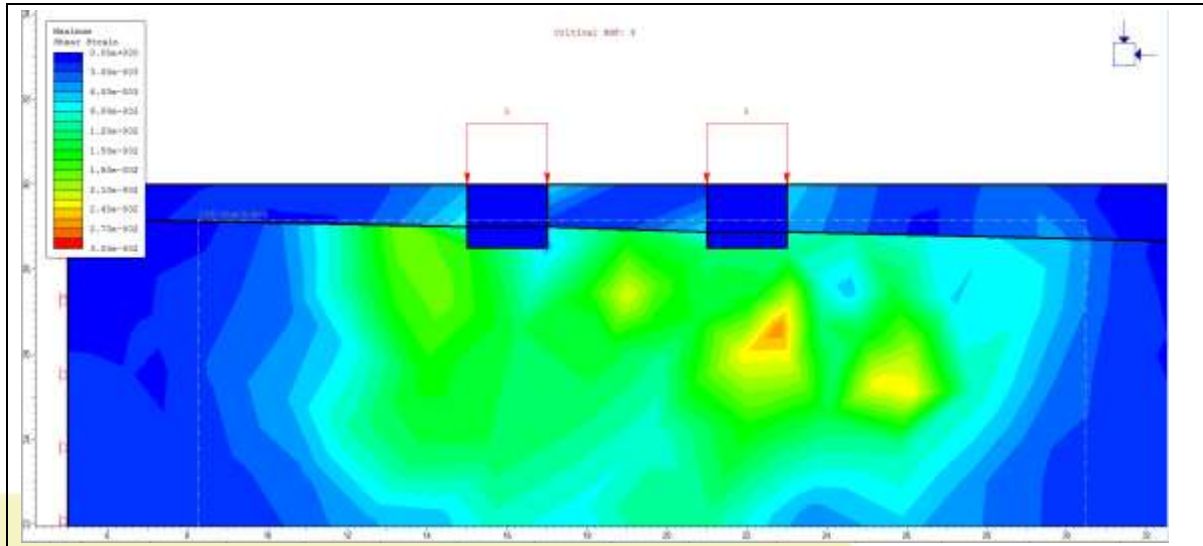


Figura 19. Calculo del Factor de Seguridad Directo

Al modelar en elementos finitos se obtuvo un factor de seguridad de 4.0 valor que se considera adecuado para el tipo de cimentación lo que cumple con lo exigido en la Tabla H.2.4-1 Factores de Seguridad Básicos Mínimos Directos, de la NSR-10 donde se exige un FS de mínimo 1,1.

### 9.2.3. Factor de Seguridad en Condición de Sismo

El análisis en sismo se realiza mediante el programa SLIDE para un eventual sismo de 0.16 g de aceleración horizontal de acuerdo con el NSR del 2010 como se ilustra a continuación:

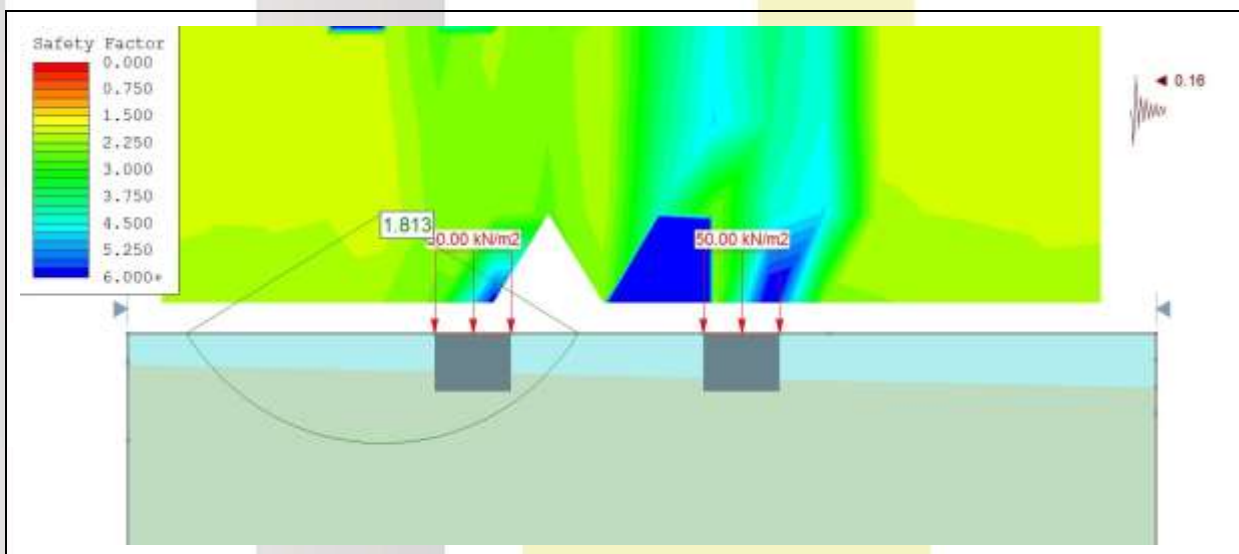


Figura 20. Determinación del Factor de Seguridad – Sismo

## 10. SISTEMA DE FUNDACIÓN – ZAPATAS CORRIDAS

Como alternativa a las zapatas aisladas, se podrán proyectar zapatas corridas en concreto reforzado apoyadas a 1.5 m de profundidad medidos a partir de la losa de contrapiso sobre la arcilla detectada. En la zona del sondeo 3 donde el limo orgánico y con presencia de escombros, se hace necesario apoyar los cimientos sobre concreto ciclópeo compuesto por piedra 40% concreto de 2500 psi el 60%, de tal manera que dicho material sea atravesado.

- b) El área de las zapatas se determinará con base en una presión de contacto de:

$$P = 4 \text{ Ton/m}^2$$

Para garantizar la estabilidad de los cimientos los mismos deberán tener por lo menos un ancho de 0.5 m. Se debe resaltar que en este caso la presión admisible está controlada por los asentamientos.

- h) Todos los muros de fachada y divisorios deberán apoyarse sobre cimientos o vigas de amarre.
- i) Las zapatas se enlazarán mediante una red de vigas de amarre proyectadas para trasladar un 20% de la carga a los elementos contiguos. Lo anterior teniendo en cuenta la necesidad de utilizar concretos ciclópeos en la zona del sondeo 3.
- j) El suelo de apoyo deberá ser recubierto con 3 cm de concreto pobre para evitar la alteración del mismo por cambios de humedad.
- k) La planta de cimentación deberá ser aprobada por esta consultoría, sin esta aprobación los planos de cimentación no tendrán validez.
- l) Esta consultoría debe aprobar el suelo de cimentación.
- m) Para las condiciones aquí descritas se tiene un módulo de reacción del subsuelo  $K_s = 396 \text{ Ton/m}^3$  calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.

### 10.1. ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de 7 cm. Los cuales se presentaran en su mayor parte por consolidación. En la Figura 21 y Figura 22 se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

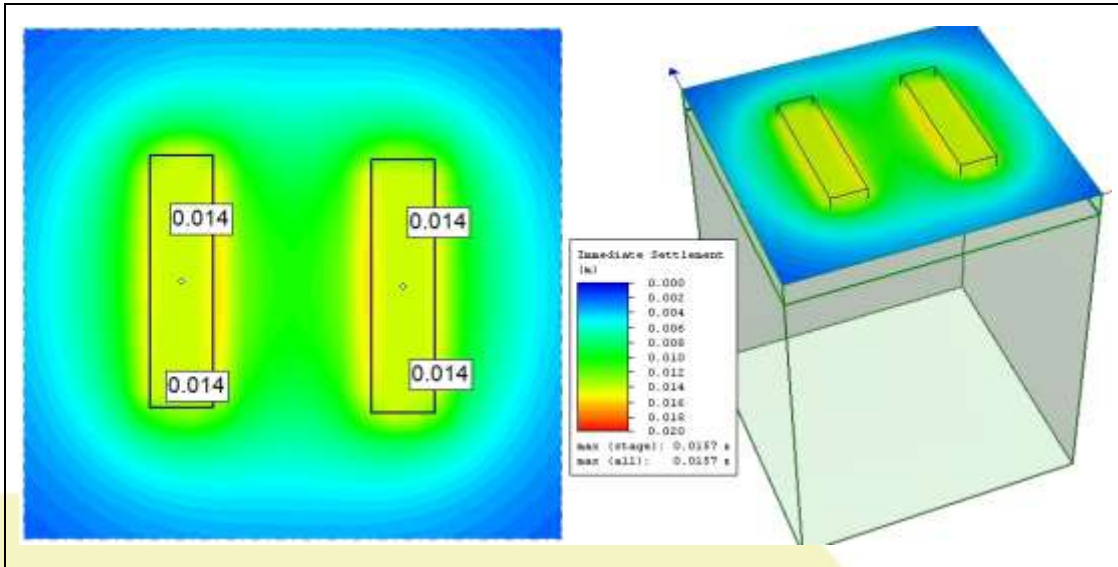


Figura 21. Asentamientos inmediatos (m)

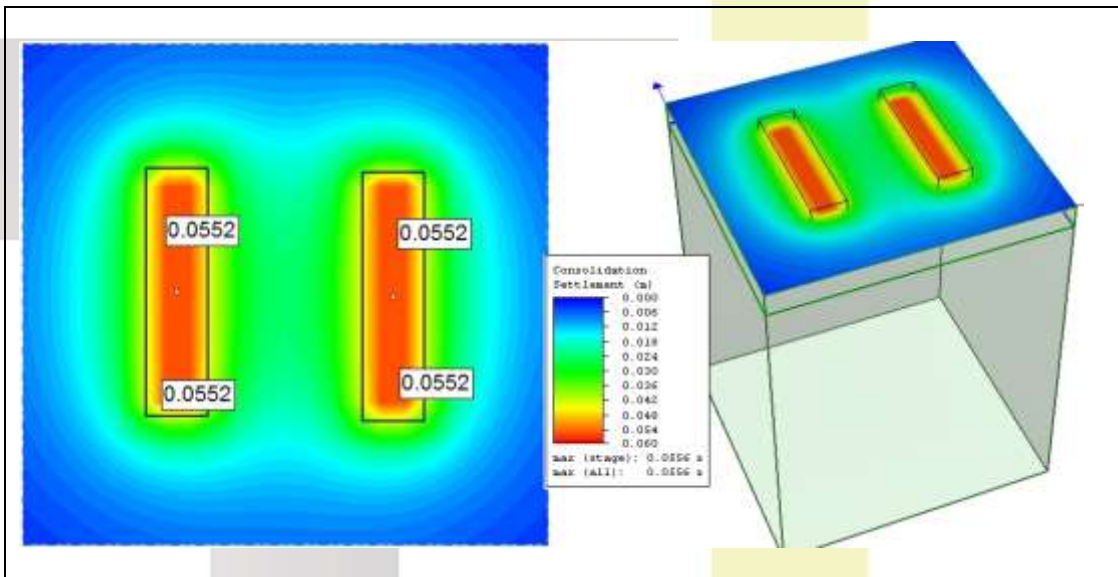


Figura 22. Asentamientos Consolidación (m)

## 11. SISTEMA DE FUNDACIÓN – LOSA MACIZA

Consistirá en una losa maciza con vigas descolgadas, si el ingeniero calculista lo considera conveniente, apoyada sobre un colchón de recebo con base en las recomendaciones que se dan más adelante con un espesor mínimo de 0,5 m, por debajo de la placa. La placa deberá tener un espesor mínimo de 0,2 m, sin embargo el ingeniero estructural deberá revisar que este espesor garantice todas las condiciones incluidas más adelante y las contenidas en la norma sismo resistente.

- a) El área de la placa será por lo menos igual a la proyección horizontal del piso tipo y se proyectará con base en una presión de contacto (incluido la losa de fundación) de:

$$P = 1,0 \text{ Ton/m}^2$$

- b) Con el objeto de evitar concentración de esfuerzos en los bordes de la losa, en la medida de lo posible se proyectará con voladizos de mínimo 0.80 m con respecto de los ejes de columnas o muros de carga.
- c) Se proyectarán juntas de construcción cada 30.0 m.
- d) Para las condiciones aquí descritas se tiene un módulo de reacción del subsuelo  $K_s = 733 \text{ Ton/m}^3$  calculados con base en la ecuación de Ayse T. Daloglu and C. Girila Vallabhan, JOURNAL GEOTECHNICAL AND GEOENVIRONMENTAL ENGINEERING, Mayo del 2000.
- e) El espesor definitivo de la losa será tal que no se presente deformaciones mayores a 1/300 de la luz entre ejes de columnas.
- f) El calculista deberá verificar que el centro de cargas de la estructura coincida con el de la placa de fundación.
- g) Se deberán proyectar andenes perimetrales al edificio con el fin de evitar el acceso directo de las aguas de escorrentía al suelo de fundación.
- h) Esta oficina revisará y aprobará la planta de cimentación producto de las anteriores recomendaciones. Sin dicho visto bueno los planos no tendrán ninguna validez.

### 11.1. ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de 6 cm. Los cuales se presentaran en su mayor parte por consolidación. En la Figura 23 y Figura 24 se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

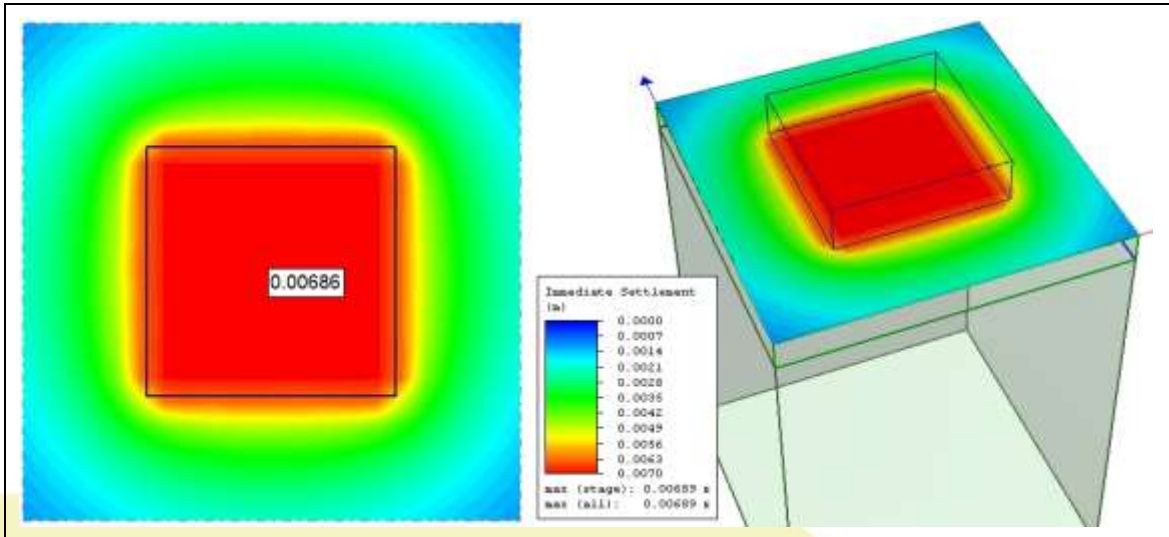


Figura 23. Asentamientos inmediatos (m)

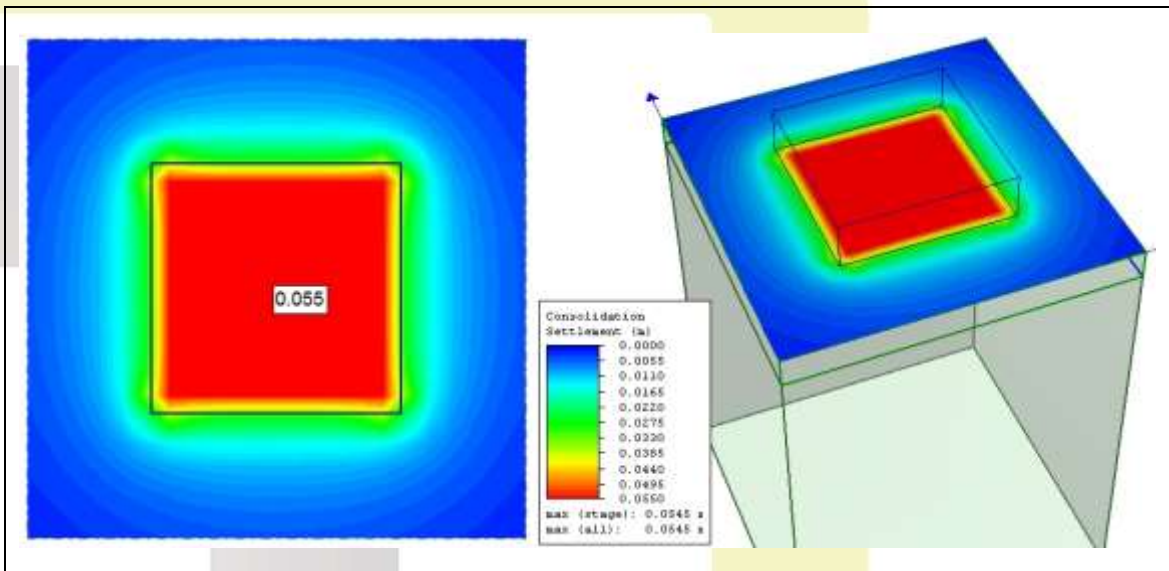


Figura 24. Asentamientos Consolidación (m)

## 12. SISTEMA DE FUNDACIÓN – PLACA NERVADA

Como alternativa a las zapatas aisladas, zapatas corridas y losa maciza, se incluye por solicitud del cliente una cimentación que consistirá en una losa nervada con las siguientes características:

- La losa tendrá un espesor mínimo de 10 cm, este espesor será verificado por el ingeniero estructural.
- La losa estará apoyada sobre 45 cm de material granular con las recomendaciones dadas más adelante.
- La cuadrícula de nervaduras o vigas tendrá una separación máxima de 6,0 m.
- Las vigas deberán estar ubicadas debajo de cualquier columna y/o muros de carga.
- Las vigas tendrán una altura de 70 cm.
- El ancho mínimo de las vigas será de 40 cm. El ancho para cada viga se determinará para una capacidad portante admisible de 2 ton/m<sup>2</sup>, se deberá considerar el ancho de la viga más el aporte de 2 veces el espesor de la losa.
- El módulo de reacción de la subrasante se calculará como:

$$K_s = \frac{E_s}{S_e}$$

Donde  $E_s$  es el módulo elástico presentado en el estudio de suelos y  $S_e$  es el ancho equivalente de la sección T que será determinado por el ingeniero estructural.

Se debe resaltar que estas recomendaciones están basadas en el documento: “DESIGN AND CONSTRUCTION OF MAT FOUNDATIONS” del cuerpo de ingenieros del ejército de los Estados Unidos.

Se debe resaltar que este sistema se utiliza principalmente para el control de suelos expansivos y que los métodos de diseño no consideran el aporte de capacidad portante de la placa.

### 12.1. ASENTAMIENTOS

Para las condiciones del proyecto y el subsuelo descrito en este informe se esperan asentamientos totales del orden de 3 cm. Los cuales se presentarán en su mayor parte por consolidación. En cuanto a asentamientos diferenciales para una condición crítica, serían del orden de 1 cm, lo cual está por debajo de los límites incluidos en la norma que para este caso serían  $L/300$ . En la Figura 21 y Figura 22 se presentan los asentamientos obtenidos para la cimentación proyectada.

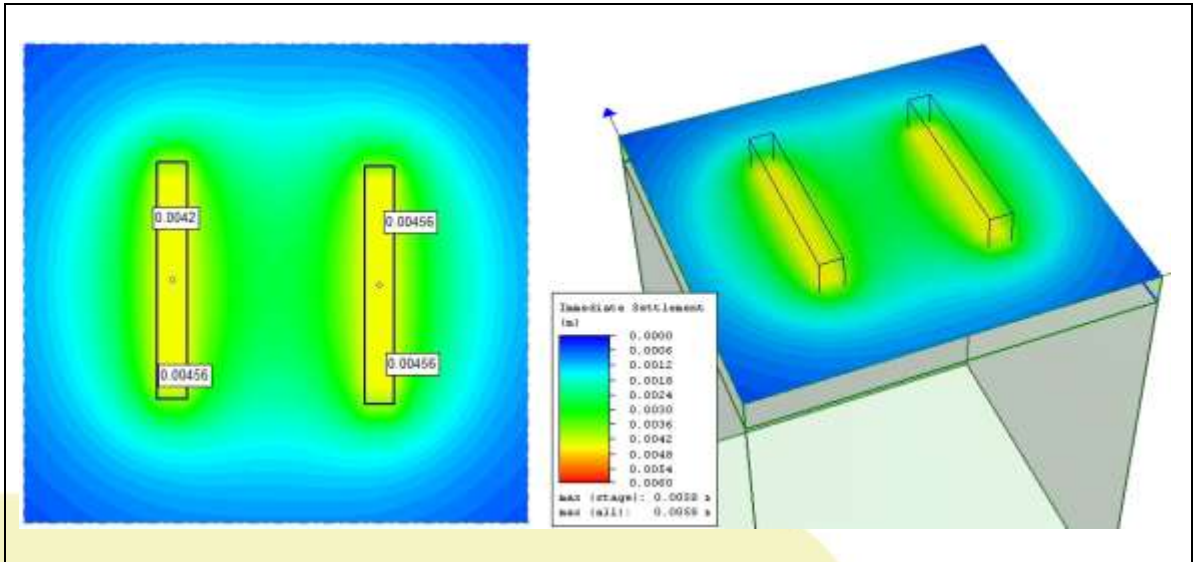


Figura 25. Asentamientos inmediatos (m)

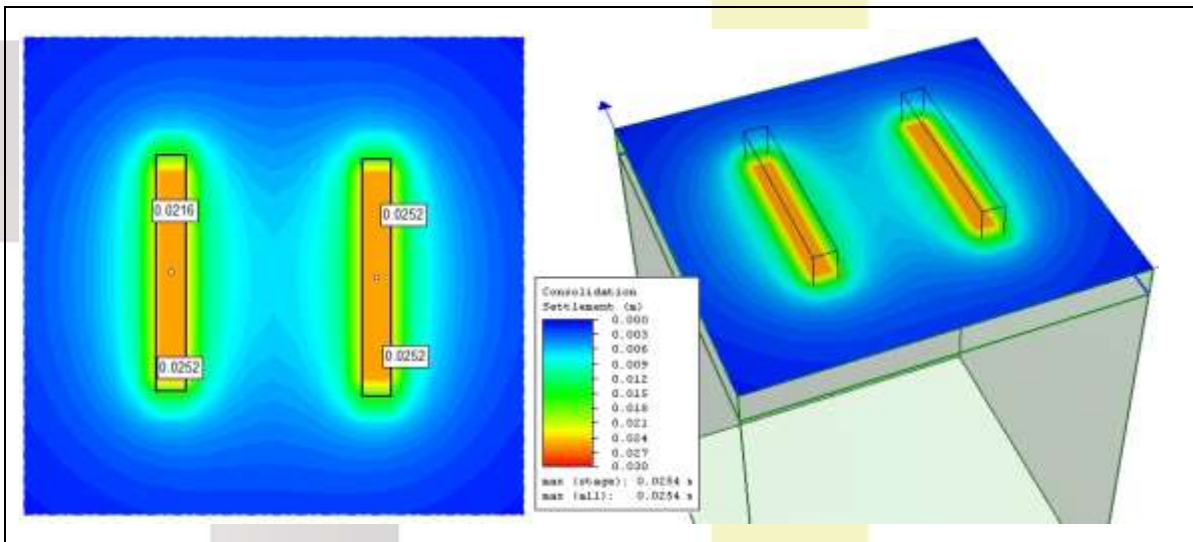


Figura 26. Asentamientos Consolidación (m)

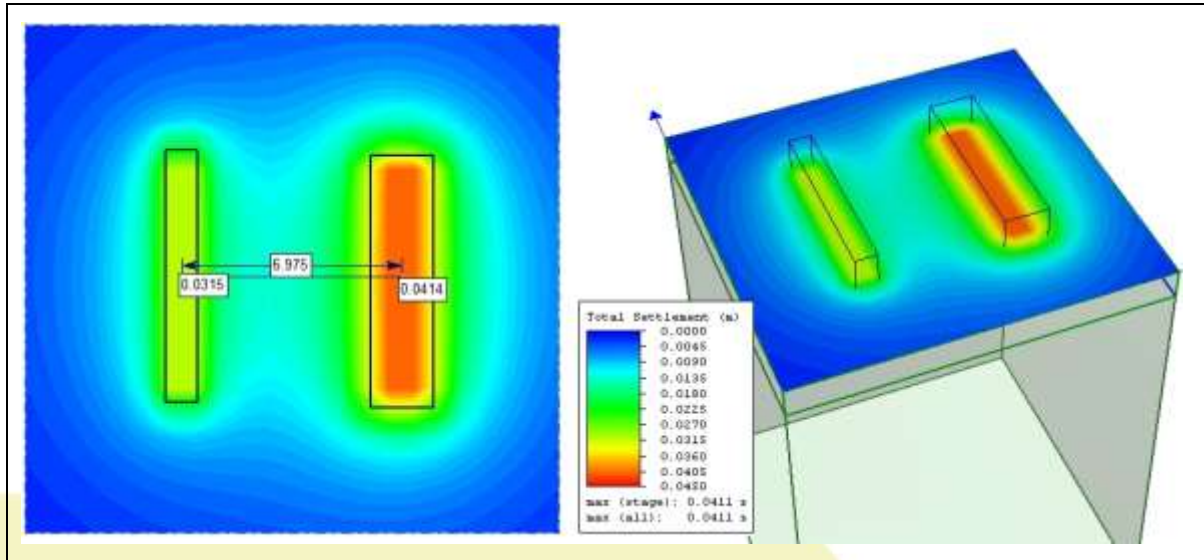


Figura 27. Asentamientos diferenciales losa nervada (m)

### 13. PLACAS DE CONTRAPISO

Tendrán 10 cms de espesor y refuerzo por temperatura. Se fundirán en concreto de 3000 psi y se colocara sobre un colchón de recebo arenoso de 30 cm de espesor. Se fundirá en cuadros alternos hasta de 3.0 m.

## 14. SISTEMA GEOTÉCNICO CONSTRUCTIVO

Para las alternativas de cimentación propuestas a continuación se presenta el Sistema de geotécnico constructivo incluyendo las diferentes etapas constructivas.

### 14.1. Escenario antes de la construcción

Los materiales detectados, corresponden a suelos finos con las siguientes características geo-mecánicas:

Estrato	Profundidad (m)	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	E (Ton/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
1	1.0 – 0.8/1.4	1.48	783	17
2	0.8/1.4-10.0	1.37	620	20

Se debe resaltar que se detectaron materiales saturados a partir de los 2,0 m, este nivel freático es típico en la ciudad de Bogotá. Las condiciones de los materiales no deberían haber presentados variaciones de importancia, durante el tiempo en que se realizó la exploración del subsuelo y el inicio de la construcción, ya que solo se encontraron sometidos a cambios estacionales en el nivel freático.

### 14.2. Escenario durante la construcción

Teniendo en cuenta la magnitud de la obra (categoría baja, con cargas de hasta 20 toneladas), se tiene que las afectaciones sobre las propiedades geotécnicas de los materiales son mínimas, además no se utilizaran equipos de gran magnitud (piloteadoras, hincadoras de pilotes, etc) ni se realizaran excavaciones de importancia, por lo que no se prevén cargas diferentes a las de la edificación ni fuentes de vibraciones que puedan afectar los materiales, sin embargo a continuación se presentan recomendaciones generales que permitirán proteger las características de los suelos de apoyo.

- Para las alternativas de zapatas el suelo se recubrirá con una capa de concreto pobre de 3 cm para evitar afectaciones por aguas de escorrentía y exposición al medio ambiente.
- El desplante de la cimentación se hará a la profundidad señalada en este estudio. Sin embargo, se deberá informar a esta consultoría de cualquier discrepancia entre las características del suelo encontradas a esta profundidad y las consideradas en el proyecto, para que, de ser necesario, se hagan los ajustes correspondientes.
- Se tomarán todas las medidas necesarias para evitar que en la superficie de apoyo de la cimentación se presente alteración del suelo durante la construcción por saturación o remoldeo. Las superficies de desplante estarán libres de cuerpos extraños o sueltos.
- Se debe garantizar el recubrimiento requerido para proteger el acero de refuerzo.

- Así mismo, durante el fundido se evitará que el concreto se mezcle o contamine con partículas de suelo o con agua freática, que puedan afectar sus características de resistencia o durabilidad.
- El concreto y el acero a utilizar deberán cumplir con las exigencias de las NSR-10.
- Cuando la construcción de la cimentación lo requiera, debido a la presencia de nivel freático, se controlará el flujo del agua en el subsuelo del predio mediante bombeo, tomando precauciones para limitar los efectos indeseables del mismo en el propio predio y en los colindantes.

Además para la construcción de rellenos se deberán seguir las siguientes recomendaciones:

- Luego de descapotar el lote y/o excavar la caja para la construcción del colchón de recebo, la subrasante se compactará mediante pasadas con cilindro de 2.0 Toneladas.
- El recebo a utilizar será del tipo arenoso, libre de materia orgánica, con máximo de 20% de material pasa tamiz No.200, un índice de plasticidad inferior al 8%, un límite líquido máximo del 30% y un porcentaje de expansión del 0%. Especial cuidado se deberá dar al estricto cumplimiento de estos límites para lo cual se deberán hacer ensayos antes de iniciar la construcción del colchón y durante el mismo al observar cambio en las características del material enviado a la obra.
- El recebo se compactará con cilindro hasta alcanzar una densidad de 95% del ensayo proctor modificado.
- La densidad se verificará en un punto cada 200 m<sup>2</sup>.
- Con el objeto de controlar el grado de compactación se hará antes de iniciar la construcción del colchón un mínimo de 3 ensayos proctor sobre el material a utilizar.
- Muestreo de los recibos para ensayos de granulometría y plasticidad deberá tomarse cada 50.0 m<sup>3</sup> de material colocado.
- Cuando se deba realizar la compactación de la subrasante y de los materiales granulares y se esté a menos de 1 metro de las estructuras vecinas, se deberán utilizar equipos de compactación más livianos para evitar afectar a las mismas.

Por ultimo durante la construcción se tendrá en cuenta el siguiente monitoreo:

Se llevará un control topográfico detallado de las vigas, estructuras vecinas y vías. Las lecturas se harán con nivel de precisión y/o distanciómetro con una periodicidad semanal.

#### **14.3. Escenario después de la construcción**

Teniendo en cuenta que la estructura no supondrá cargas de importancia y que será construida con las anteriores recomendaciones no se espera un efecto negativo en las características mecánicas de los materiales detectados, además se tendrán las siguientes obras de drenaje que protegerán el suelo de fundación de cambios producidos por aguas de escorrentía:

Se deberán proyectar una red de drenajes superficiales con el objeto de recoger y conducir todas las aguas de escorrentía por fuera de los límites del proyecto. Así mismo, alrededor de las estructuras se proyectarán

andenes perimetrales con un mínimo de 1.0 m de ancho, para evitar el acceso de las aguas lluvias a los suelos de fundación.

Se recomienda que los andenes estén confinados para evitar que se desplacen y generen aberturas que permitan la entrada de agua y la pérdida de soporte de la losa, este confinamiento se puede dar mediante la construcción de un bordillo en concreto que debe estar empotrado mínimo unos 30 cm.

Así mismo se tiene que para evitar grietas en los andenes de concreto se recomienda dimensionarlos de la siguiente forma: Juntas longitudinales hasta cada 25 veces el espesor de la losa y factores de forma entre 1 a 1.4. La junta debe tener un corte de 1/4 a 1/6 del espesor de la losa (sellar la juntas).

Finalmente es fundamental que la escorrentía proveniente de las cubiertas sea recogida mediante canales para techos, con el fin de evitar que la erosión genere la pérdida de confinamiento de andenes y cimientos de estructuras.

Se debe resaltar que los asentamientos calculados para la vida útil son adecuados para el tipo de estructura, por lo que no se requieren medidas adicionales para el control de asentamientos.

## **15. MEDIDAS DE PROTECCIÓN PREDIOS VECINOS**

Teniendo en cuenta que el proyecto no presenta excavaciones de importancia (solo las necesarias para la implantación de la cimentación), las cargas y la ejecución del proyecto no afectaran a los predios vecinos, sin embargo se llevará un control topográfico detallado de las vigas, estructuras vecinas y vías. Las lecturas se harán con nivel de precisión y/o distanciómetro con una periodicidad semanal.

## **16. CONCLUSIÓN RESPECTO AL TIPO DE CIMENTACIÓN**

Teniendo en cuenta las cargas, la heterogeneidad de los estratos detectados y la arquitectura del proyecto se recomienda como alternativa optima la losa de cimentación nervada que permite distribuir los esfuerzos y absorber las deformaciones.

## 17. FACTORES DE DISEÑO SÍSMICO

De acuerdo con la NSR-10 el suelo de este proyecto es de tipo F con los siguientes parámetros de diseño sísmico:

Tabla 4. Parámetros de diseño sísmico

Municipio	Aa	Av
Bogotá	0,15	0,20

De acuerdo a la microzonificación sísmica de Bogotá el proyecto se encuentra ubicado en la zona Lacustre 300, con los siguientes coeficientes de diseño:

Coefficiente	(Lacustre 300)
F <sub>a</sub>	1.05
F <sub>v</sub>	2.90
T <sub>c</sub>	1.77
T <sub>L</sub>	5
A <sub>0</sub>	0.16

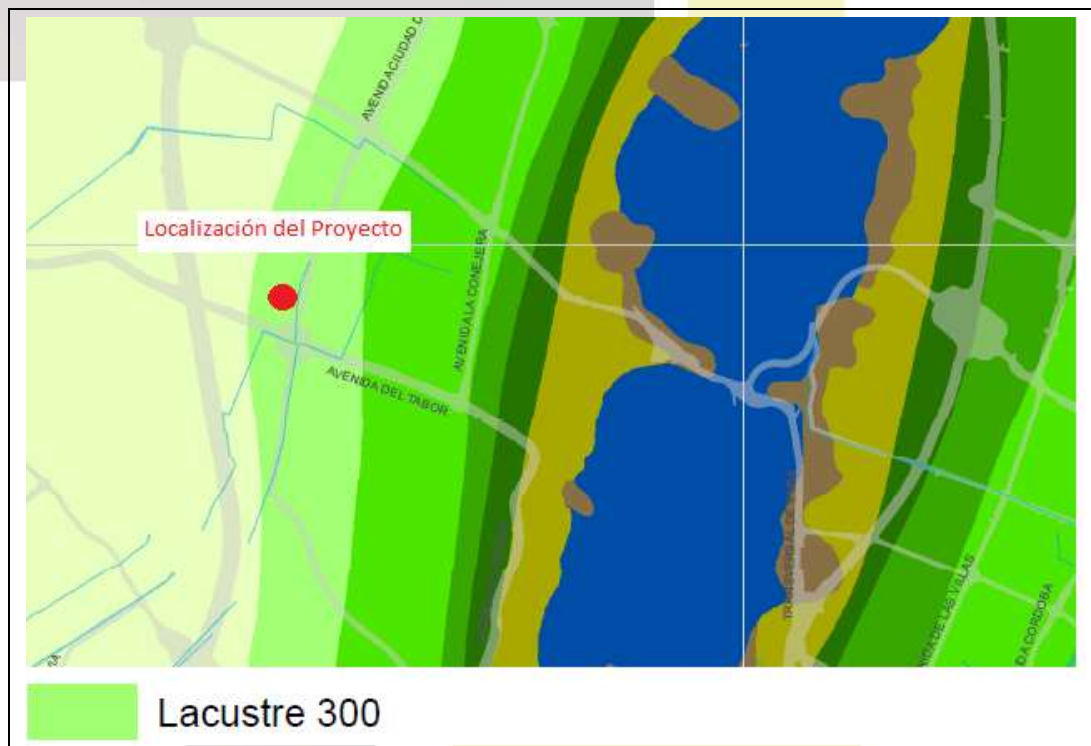


Figura 28. Microzonificación Sísmica

El perfil de suelo se define de acuerdo al numeral 5.14 del decreto 523 de 2010 Microzonificación de Bogotá que dice:

*“Para efectos de los requisitos especiales que deben cumplir las edificaciones en función del tipo de perfil de suelo donde estén ubicadas que define la sección A.2.4 del Reglamento NSR10, la zona de Cerros se clasifica C0t110 perfil Tipo C, las zonas de Piedemontes (A, 8 YC) y Depósitos de Ladera corresponden a perfil Tipo D y las demás zonas Lacustre, Lacustre Aluvial y Aluvial corresponden a perfiles Tipo F. La obligación de realizar estudios sísmicos particulares para los perfiles **Tipo F** que trata la sección A.2.4 del Reglamento NSR-10 queda cubierta con el presente Decreto al adoptar la Microzonificación Sísmica para Bogotá, D.C.”*

## 18. LIMITACIONES DEL DISEÑO

El presente informe y los diseños aquí contenidos se realizaron en base a la información recolectada en campo y los ensayos ejecutados. Si durante la construcción se detectan condiciones diferentes a las aquí descritas, se debe informar al diseñador, con el fin de revisar las estructuras propuestas y el efecto de estas condiciones en el diseño.



**Licons Ltda.**  
Laboratorio ingeniería y construcciones

## DETERMINACION DEL PESO UNITARIO

MÉTODO PARAFINADO

PROYECTO:	<b>JARDÍN SUBA</b>
LOCALIZACION	<b>Bogotá</b>
	---
FECHA ENSAYO: <b>Marzo de 2016</b>	

SONDEO	<b>1</b>	MUESTRA	<b>2</b>	PROFUNDIDAD	<b>2,50 - 3,00</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Arcilla de color gris verdoso					
OBSERVACIONES	---					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	15,56	16,52	4,20	1,37	
	2	15,80	16,71	4,10	1,35	
	3	19,78	20,79	5,10	1,35	
	<i>Promedio peso unitario humedo.</i>					<b>1,358</b>
	humedad %	<b>129,0</b>	<i>Peso unitario seco</i>		<b>0,593</b>	

SONDEO	<b>1</b>	MUESTRA	<b>4</b>	PROFUNDIDAD	<b>5,50 - 6,00</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Arcilla de color gris verdoso					
OBSERVACIONES	---					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	31,36	33,03	7,40	1,31	
	2	33,06	34,78	7,80	1,31	
	3	30,24	31,82	7,10	1,31	
	<i>Promedio peso unitario humedo.</i>					<b>1,310</b>
	humedad %	<b>149,5</b>	<i>Peso unitario seco</i>		<b>0,525</b>	

SONDEO	<b>1</b>	MUESTRA	<b>7</b>	PROFUNDIDAD	<b>9,50 - 10,00</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Arcilla de color marrón claro					
OBSERVACIONES	---					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	30,88	33,27	7,20	1,31	
	2	29,50	31,80	6,90	1,31	
	3	27,09	28,69	6,10	1,29	
	<i>Promedio peso unitario humedo.</i>					<b>1,302</b>
	humedad %	<b>162,4</b>	<i>Peso unitario seco</i>		<b>0,496</b>	

SONDEO	<b>2</b>	MUESTRA	<b>2</b>	PROFUNDIDAD	<b>2,00 - 2,50</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Arcilla de color habano					
OBSERVACIONES	---					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	19,26	20,43	6,00	1,46	
	2	21,50	22,67	6,90	1,48	
	3	19,51	20,62	6,60	1,51	
	<i>Promedio peso unitario humedo.</i>					<b>1,481</b>
	humedad %	<b>88,7</b>	<i>Peso unitario seco</i>		<b>0,785</b>	



**Licons Ltda.**  
Laboratorio ingeniería y construcciones

## DETERMINACION DEL PESO UNITARIO

MÉTODO PARAFINADO

PROYECTO:	<b>JARDÍN SUBA</b>
LOCALIZACION	<b>Bogotá</b>
	...
FECHA ENSAYO: <b>Marzo de 2016</b>	

SONDEO	<b>2</b>	MUESTRA	<b>5</b>	PROFUNDIDAD	<b>6,50 - 7,00</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Arcilla de color gris verdoso					
OBSERVACIONES	...					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	32,61	34,32	9,30	1,40	
	2	35,75	37,53	9,50	1,36	
	3	28,01	29,57	7,40	1,36	
	Promedio peso unitario humedo.				<b>1,375</b>	
	humedad %	<b>119,3</b>	Peso unitario seco		<b>0,627</b>	

SONDEO	<b>2</b>	MUESTRA	<b>6</b>	PROFUNDIDAD	<b>8,00 - 8,50</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Arcilla de color gris					
OBSERVACIONES	...					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	27,16	28,84	6,80	1,34	
	2	30,90	32,66	8,10	1,36	
	3	27,47	29,26	7,10	1,35	
	Promedio peso unitario humedo.				<b>1,348</b>	
	humedad %	<b>140,3</b>	Peso unitario seco		<b>0,561</b>	

SONDEO	<b>3</b>	MUESTRA	<b>1</b>	PROFUNDIDAD	<b>1,00 - 1,50</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Limo con algo de arena y raíces					
OBSERVACIONES	...					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	9,05	9,83	2,90	1,48	
	2	5,29	5,76	1,70	1,48	
	3	6,21	6,83	2,04	1,49	
	Promedio peso unitario humedo.				<b>1,482</b>	
	humedad %	<b>38,5</b>	Peso unitario seco		<b>1,070</b>	

SONDEO	<b>3</b>	MUESTRA	<b>3</b>	PROFUNDIDAD	<b>4,00 - 4,50</b>	<b>m</b>
DESCRIPCION	Limo arcilloso de color negro con algunas raíces					
OBSERVACIONES	...					
	PRUEBA	W total gr	W paraf. gr	W paraf.sum.	yt	
	1	19,75	21,21	5,80	1,42	
	2	19,30	20,73	5,90	1,44	
	3	17,62	19,00	5,30	1,43	
	Promedio peso unitario humedo.				<b>1,432</b>	
	humedad %	<b>91,1</b>	Peso unitario seco		<b>0,749</b>	