

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

DATOS GENERALES DEL PROYECTO:

- PROYECTO:

**CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIO DE USOS
MÚLTIPLES EN H. CONGRESO DEL ESTADO.**

- UBICACIÓN:

CULIACÁN, SINALOA.

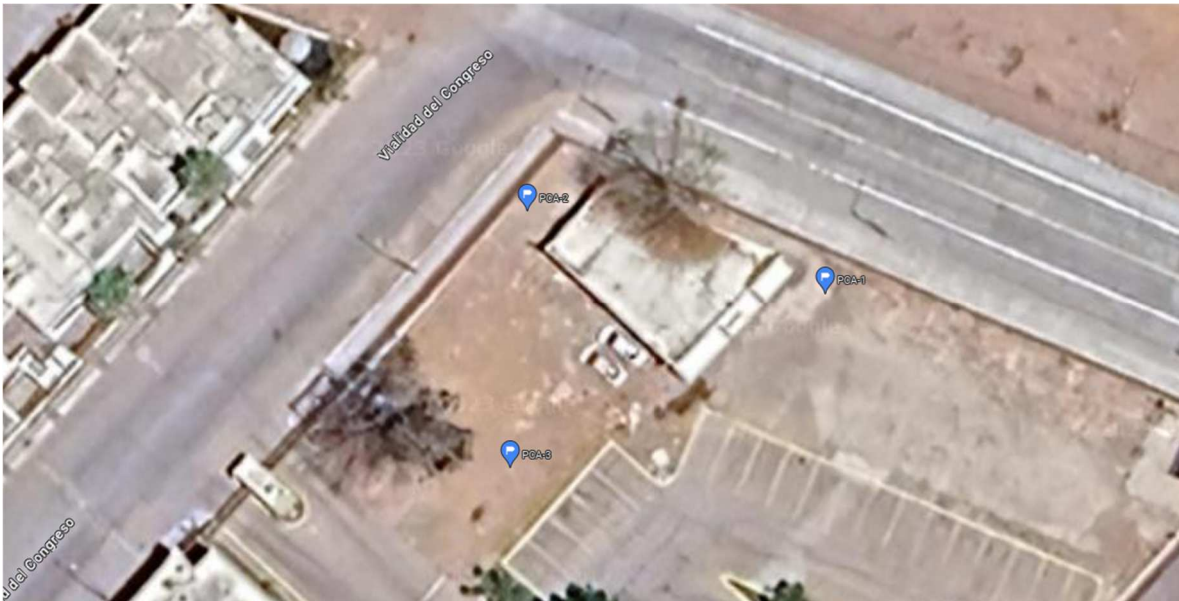
FECHA DE INFORME: 6 DE SEPTIEMBRE DEL 2023.

ÍNDICE.

1. INTRODUCCIÓN.....	2
2. RECONOCIMIENTO DEL SITIO Y UBICACIÓN DE PCA.....	3
3. CARACTERIZACIÓN GEOLÓGICA DEL SITIO.....	6
4. VERIFICACIÓN DE MANTO FREÁTICO.....	7
5. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO CON SU EXTRACCIÓN Y ESTRATIGRAFÍA SEGÚN LA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO	7
6. CLASIFICACIÓN SUCS DE LOS MATERIALES EN SITIO DE ACUERDO CON LOS ESTUDIOS DE LABORATORIO	15
7. DISEÑO DE PLATAFORMAS DE TIERRA PARA EL PROYECTO	16
8. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN	18
A) DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS MECÁNICOS DE RESISTENCIA DEL SUELO:	18
B) RECOMENDACIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN:	20
C) RECOMENDACIÓN PARA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA CIMENTACIÓN (Df):	22
D) CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA (qu):.....	22
E) CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (qadm):.....	27
9. COEFICIENTES DE EMPUJES DE TIERRA PARA MURO DE CONTENCIÓN	40
10. ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES:	45
11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES DE OBRA.....	46
12. REFERENCIAS.....	48
13. INFORME FOTOGRÁFICO Y ANEXO DE ESTUDIOS DE LABORATORIO	49

1. INTRODUCCIÓN.

Se realizó una exploración del subsuelo de predio ubicado dentro de las instalaciones del H. Congreso del Estado en Culiacán, Sinaloa, con la finalidad de realizar un Estudio de Mecánica de Suelos. La obra en construcción consiste en un edificio de usos múltiples con sus respectivas instalaciones.



Ubicación de los pozos a cielo abierto realizados.

El alcance de este estudio geotécnico es el de proporcionar principalmente los estados límite de falla y de servicio para el diseño geotécnico de la cimentación, con sus respectivas recomendaciones de procesos constructivos, esto con el propósito de facilitar que en la etapa de construcción se edifique un proyecto de calidad. En el sitio correspondiente en estudio y a solicitud del cliente, se llevó a cabo una exploración de campo mediante el método de PCA (pozo a cielo abierto), para conocer la estratigrafía del subsuelo y las condiciones del subsuelo de la zona. Posterior a ello se procedió a rescatar muestras en el lugar para sus respectivos ensayos de laboratorio, a continuación, se realizaron los cálculos y recomendaciones correspondientes en los apartados que corresponden en este documento.

La exploración se desarrolló de acuerdo con la metodología estipulada en la normativa NMX-C-430-ONNCCE-2002 y la ubicación de se realizó para que fuese lo más representativa posible de acuerdo con la normativa ASTM D3665-12. Los pozos a cielo abierto ejecutados se realizaron en los puntos y a las profundidades donde el cliente indicó debido a que en la zona se presentan instalaciones de todo tipo (eléctricas, sanitarias, pluviales, etc.), sobre todo en las zonas de los PCA-2 y PCA-3.

Posteriormente a la exploración, se hicieron diversos ensayos en el laboratorio a los materiales muestreados en campo para determinar sus propiedades índices. En base a los parámetros obtenidos de las condiciones del subsuelo al momento de la exploración y apoyándonos en software geotécnico, se determinaron propiedades mecánicas para determinar los estados límite de falla y de servicio para el desarrollo del diseño geotécnico de la cimentación.

2. RECONOCIMIENTO DEL SITIO Y UBICACIÓN DE PCA.

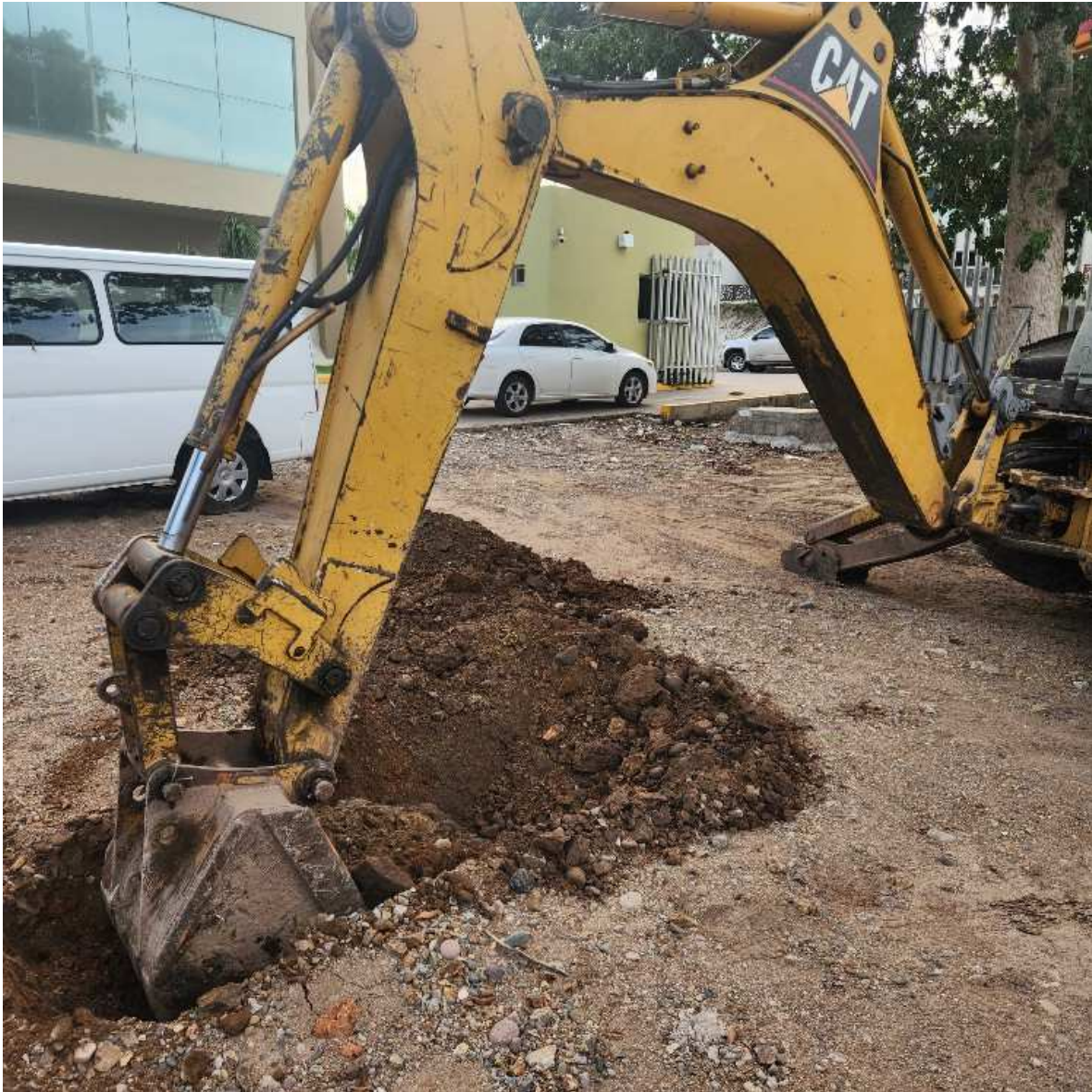
Se realizó muestreo mediante pozo a cielo abierto, con el propósito de rescatar muestras del subsuelo y posteriormente realizar las pruebas de laboratorio. El terreno es con pendientes variables a medias, las cuales definirá el estudio topográfico.



Pozos a cielo abierto realizados (PCA-1).



Pozos a cielo abierto realizados (PCA-2).



Pozos a cielo abierto realizados (PCA-3).

4. VERIFICACIÓN DE MANTO FREÁTICO.

No se presentó un manto freático durante la exploración geotécnica de campo.

5. CLASIFICACIÓN DE ACUERDO CON SU EXTRACCIÓN Y ESTRATIGRAFÍA SEGÚN LA EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO

Los materiales de cortes, de acuerdo con la dificultad que presenten para su extracción y carga, se clasifican de acuerdo con el libro 3.01.01 de la SCT, el cual estipula lo que se presenta en las siguientes tablas:

TIPO DE MATERIAL	DESCRIPCIÓN
Material A	Es el material blanco o suelto, que puede ser eficientemente excavado con motoescropa sin auxilio de arados o tractores empujadores. Son los suelos poco a nada cementados, comúnmente son suelos agrícolas, limos y arenas.
Material B	Es el que, por la dificultad de extracción y carga, sólo puede ser excavado eficientemente por tractor de orugas con cuchilla de inclinación variable sin el uso de arado o explosivos. Comúnmente son las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates. El material A-B en ciertos casos puede extraerse sin auxilio de arados o tractores empujadores.
Material C	Es el que, por su dificultad de extracción, sólo puede ser excavado mediante el empleo de explosivos o rotomartillo. Se encuentran las rocas basálticas, areniscas y conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos y andesitas sanas. El material B-C puede ser excavado con maquinaria pesada tipo tractor de orugas.
Clasificaciones intermedias	A los materiales que presentan mayor dificultad de extracción que los descritos como material A, pero menor que los descritos como Material B y a los que presentan mayor dificultad de extracción que los descritos como Material B, pero menor que los descritos como Material C, se les fijará una clasificación intermedia, de acuerdo con la dificultad que hayan presentado para su extracción como Material A y B o B y C respectivamente.

CLASIFICACIONES PARA MATERIAL TIPO C DE ACUERDO CON SU DIFICULTAD DE EXTRACCIÓN	
TIPO DE MATERIAL	DESCRIPCIÓN
Material tipo C1	Es el que, por su dificultad de extracción, puede ser excavado mediante equipo mecánico sugiriendo una potencia mínima de 119 HP, pudiendo ser excavadora con martillo o Ripper y un rendimiento aproximado de 4.2 m ³ /hr. Además, también se consideran como material tipo C1 las piedras sueltas con una dimensión mayor de 75cm hasta 200cm con un máximo del 10% de otros fragmentos de roca o suelo. Entre los materiales clasificables como material C1, se encuentran el suelo cementado, roca empacada en suelo, roca fracturada e intemperizada como fragmentos de roca grande.
Material tipo C2	Es el que, por su dificultad de extracción, puede ser excavado mediante el empleo de equipo mecánico sugiriendo una potencia mínima de 119 HP, pudiendo ser excavadora con martillo o tractor con Ripper o explosivos y un rendimiento aproximado de 3 m ³ /hr. Además, también se consideran como material tipo C2 las piedras sueltas con una dimensión mayor de 200cm con un máximo del 10% de otros fragmentos de suelo. Entre los materiales clasificables como material C2, se encuentran las rocas sanas.

A continuación, podemos observar la descripción de los tipos de materiales que se encontraron en el subsuelo al momento de la exploración, el tamaño máximo de los agregados, su compacidad en estado natural y la clasificación según su extracción, ésta última para tomarse en cuenta en el análisis de costos según el libro 3.01.01 de la SCT:

UNIDAD ESTRATIGRÁFICA 1

PCA-1 (primer estrato hasta 3m promedio), PCA-2 (segundo estrato a partir de 1m promedio)					
Descripción del material	<i>Material de relleno antrópico, Gravas arcillosas en estado suelto de alta plasticidad, contaminadas con basura y desperdicio</i>				
Tamaño máximo	<i>Muy variable hasta 15 pulgadas</i>				
Clasificación según extracción	TIPO A	TIPO A-B	TIPO B	TIPO B-C	TIPO C



Gravas arcillosas con basura y desperdicio no aptas para la construcción (se recomienda su retiro del sitio en su totalidad).

UNIDAD ESTRATIGRÁFICA 2

PCA-1 (a partir de 3m promedio)					
Descripción del material	<i>Material de relleno antrópico, gravas arcillosas con arena y boleos</i>				
Tamaño máximo	<i>Variable hasta 6 pulgadas promedio</i>				
Clasificación según extracción	TIPO A	TIPO A-B	TIPO B	TIPO B-C	TIPO C



Gravas arcillosas con arena.

UNIDAD ESTRATIGRÁFICA 2

PCA-2 (hasta 1m promedio), PCA-3 (en toda la profundidad de exploración hasta 2.5m)					
Descripción del material	Material de relleno antrópico tipo balastre de cerro, gravas arcillosas de baja y/o alta baja plasticidad				
Tamaño máximo	Variable hasta 7 pulgadas promedio				
Clasificación según extracción	TIPO A	TIPO A-B	TIPO B	TIPO B-C	TIPO C



Material de relleno tipo balastre de mediana compacidad (este material se puede cortar, reciclar y aprovechar en las plataformas de tierra del proyecto).

- *Perfiles estratigráficos:*

Project					Bore hole/Test pit					Logo							
Name: Edificio en H. Congreso					Name: PCA-1												
Client:					Depth [m]: 3.2												
Location: Culiacán, Sinaloa					Elevation [m]: -												
Code:					Water table level [m]: -												
Depth	GWT	Sample	USCS	Description	SPT	Soil Particles				Atterberg limits (%)		Physical characteristics		Direct Shear		Elev.	
[m]	[m]	Type				G	S	M	C	LL	PI	g _d [g/cm ³]	w (%)	Type	phi [deg.]	c[kg/cm ²]	[m]
0																	0
0.4																	-0.4
0.8																	-0.8
1.2																	-1.2
1.6				Gravas arcillosas de origen antrópico en estado suelto y con sobretamaño, con finos de alta plasticidad y contaminadas con basura y desperdicio (GC, CH))	42.6	25.9	31.5	-	71	46		14.6					-1.6
2																	-2
2.4																	-2.4
2.8																	-2.8
3.2				Gravas arcillosas de origen antrópico de mediana compacidad (GC, CH)	45.5	31.4	23.1	-	54	31		8.4					-3.2
				End of boring													

Project		Bore hole/Test pit		Logo
Name:	Edificio en H. Congreso	Name:	PCA-2	
Client:		Depth [m]:	2.7	
Location:	Culiacán, Sinaloa	Elevation [m]:	-	
Code:		Water table level [m]:	-	

Depth	GW	Sample	USCS	Description	SPT	Soil Particles				Atterberg limits (%)		Physical characteristics		Direct Shear		Elev.	
[m]	[m]	Type				G	S	M	C	LL	PI	ρ_d [g/cm ³]	w (%)	Type	ϕ (deg.)	c (kg/cm ²)	[m]
0																	0
0.4				Balastre de cerro (gravas arcillosas con arena; GC, CL)		44.8	41.1	14.1	-	35	11		9.5				-0.4
0.8																	-0.8
1.2																	-1.2
1.6																	-1.6
2				Gravas arcillosas de origen antrópico en estado suelto y con sobretamaño, con finos de alta plasticidad y contaminadas con basura y desperdicio (GC, CH)													-2
2.4						45.5	31.4	23.1	-	67	46		15.1				-2.4
2.8				End of boring													-2.8

Project		Bore hole/Test pit		Logo
Name:	Edificio en H. Congreso	Name:	PCA-3	
Client:		Depth [m]:	2.5	
Location:	Culiacán, Sinaloa	Elevation [m]:	-	
Code:		Water table level [m]:	-	

Depth	GWT	Sample	USCS	Description	SPT	Soil Particles				Atterberg limits (%)		Physical characteristics		Direct Shear		Elev.	
(m)	(m)	Type				G	S	M	C	LL	PI	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	Type	ϕ (deg.)	c (kg/cm ²)	(m)
0																	0
0.4				Balastre de cerro (gravas arcillosas con arena; GC, CL)		43.1	41.4	15.5	-	37	14		9.2				-0.4
0.8																	-0.8
1.2																	-1.2
1.6				Balastre de cerro (gravas arcillosas de alta plasticidad con arena; GC, CH)													-1.6
2																	-2
2.4						42	35.5	22.5	-	61	40		9.7				-2.4
2.8				End of boring													-2.8

6. CLASIFICACIÓN SUCS DE LOS MATERIALES EN SITIO DE ACUERDO CON LOS ESTUDIOS DE LABORATORIO

Durante la exploración en el lugar se procedió a rescatar las muestras de los materiales del suelo para posteriormente llevarse al laboratorio para sus respectivos análisis y pruebas necesarias para determinar sus características físicas y propiedades índice como su humedad, granulometrías, límites líquidos, límites plásticos e índice plásticos, pesos volumétricos, entre otros.

La clasificación SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos) tiene como objetivo establecer un lenguaje común en el estudio geotécnico y relacionar propiedades con determinados grupos de suelos. Esto ayudó en los cálculos presentados más adelante en este documento, así como en las recomendaciones de procesos constructivos en general. La clasificación realizada a los materiales se hizo siguiendo los lineamientos de la norma NMX-C-526-ONNCCE-2017. La clasificación SUCS de las muestras de suelo se pueden resumir a continuación:

PCA	PROF. (m)		TMA (pulg.)	G %	S %	F %	LL %	LP %	IP %	W %	SUCS	SUCS (material pasa tamiz 40)	UNIDAD ESTRATIG.
	De	hasta											
1	0.00	3.00	15	42.6	25.9	31.5	71	25	46	14.6	GC	CH	1
1	3.00	3.20	6	45.5	31.4	23.1	54	23	31	8.4	GC	CH	2
2	0.00	1.00	4	44.8	41.1	14.1	35	24	11	9.5	GC	CL	3
2	1.00	2.70	8	45.5	31.4	23.1	67	21	46	15.1	GC	CH	1
3	0.00	0.60	4	43.1	41.4	15.5	37	23	14	9.2	GC	CL	3
3	0.60	2.50	7	42.0	35.5	22.5	61	21	40	9.7	GC	CH	3

**Para resultados detallados ver reportes anexos de laboratorio.*

7. DISEÑO DE PLATAFORMAS DE TIERRA PARA EL PROYECTO

Las normas técnicas complementarias del Distrito Federal recomiendan un hundimiento diferencial tolerable (para evitar fisuramiento en muros), por lo tanto, para la plataforma de tierra de renivelación de acuerdo con la distribución del proyecto se recomienda lo siguiente:

En el sitio se presentan instalaciones de todo tipo (sanitarias, pluviales, eléctricas, etc.), por lo que se recomienda durante los cortes tener todos los cuidados posibles para evitar dañarlas. En general se recomienda realizar un corte de la totalidad de los materiales contaminados con basura y desperdicio (en las áreas donde estos se presenten), los cuales pueden llegar hasta 3m (se recomienda revisar perfiles estratigráficos en el anexo). Sustituir estos materiales por un material de calidad mínimo subrasante, compactándolo en capas de 20cm al 95% mínimo (Aashto modificada).

Para el caso de los materiales de relleno tipo balastre, estos también se deberán cortar y levantar debido a que no recibieron el proceso adecuado de compactación en su momento, sin embargo, podrán reciclarse y reutilizarse en las capas inferiores de las plataformas de tierra del proyecto. Los espesores de estos materiales varían desde 1m hasta 2.5m (se recomienda revisar perfiles estratigráficos en el anexo). Cuando se reciclen deberán incorporarse en capas de 20cm compactas al 95% mínimo (Aashto modificada).



Materiales de relleno antrópicos contaminados con basura y desperdicio (se recomienda su retiro, el cual puede llegar hasta 3m).

Un material tipo balastre arenoso o material similar cumple con las propiedades de calidad como subrasante. Se recomienda que los tramos en los hombros de la plataforma se protejan de toda filtración de humedad hacia debajo de éstas para evitar fallas por agrietamiento en los muros del proyecto.

Para el movimiento de tierras de la plataforma se hacen las siguientes recomendaciones técnicas:

- Cómo elegir el tipo de compactador: el compactador tipo pata de cabra combinado con camión cargado es el método adecuado de compactación para materiales cohesivos o mixtos, mientras que el compactador tipo rodillo liso vibratorio es el adecuado para materiales no cohesivos como las gravas arenas. Estas recomendaciones se deberán tomar en cuenta al momento de elegir el tipo de compactador, ya que dependerá del tipo de material que se tenga en el banco de materiales a utilizar.
- Por ningún motivo se deberán permitir partículas o boleos de tamaño mayor a 3 pulgadas en las capas de plataforma, tal como lo indica la normativa actual.
- Si es posible, todas las capas de terracería sin excepción incluyendo el terreno natural, deberán valorarse y liberarse por el laboratorio de obra mediante pruebas de compactación y pruebas de rodado con camión cargado de 14m³ para verificación de baches.
- Si no se cumple con la calidad de cada capa de movimiento de tierras, el supervisor de obra no deberá permitir los colados de firmes o cimentación sobre terracerías que no cumplan la calidad.
- Todas las cepas mayores a 1.2m de profundidad, deberán de llevar un ángulo de reposo lo más cercano posible a 60° para evitar fallas por derrumbes que comprometan la seguridad del personal de obra.
- Se recomienda no abrir cepas mayores de 4 a 5 metros de longitud en las áreas colindantes con otras construcciones (cuando esto aplique), para no generar inestabilidad en su cimentación. Estos cortes se deberán realizarse retirándose a una distancia mínima entre 60cm a 80cm de las estructuras colindantes.

8. DISEÑO GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN

ESTADO LÍMITE DE FALLA

- Notas teóricas (las recomendaciones técnicas de este estudio están resaltadas en color amarillo):

En Mecánica de Suelos, la capacidad de carga de un suelo puede definirse como el “estado límite de falla” de un suelo en una cimentación. De acuerdo con los reglamentos de construcción el “estado límite de falla” se entiende, por la situación que corresponde al agotamiento de la capacidad de carga del terreno de cimentación o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia del suelo ante nuevas aplicaciones de carga.

A) DETERMINACIÓN DE LOS PARÁMETROS MECÁNICOS DE RESISTENCIA DEL SUELO:

- Notas teóricas:

Según la estratigrafía del subsuelo a partir de la profundidad de desplante, resultados de laboratorio y estudios de las propiedades de los materiales del lugar correlacionados, se tienen parámetros para la obtención de la capacidad de carga en el estrato del subsuelo donde se recomienda desplantar la cimentación, esto para el caso de suelo homogéneo. En el caso de que el suelo debajo de la cimentación no sea homogéneo o si hay presencia de agua subterránea, entonces el perfil introducido lo transformamos en el suelo homogéneo según la superficie de deslizamiento de Prandtl, la cual representa el tipo y la ubicación de la insuficiencia de los cimientos.

Para todo este proceso determinamos las propiedades índices y de resistencia del suelo mediante estudios de laboratorio para obtener las correlaciones necesarias para los cálculos de las propiedades mecánicas del suelo, y posteriormente se realizaron dichos cálculos en software geotécnico. Se determinaron los pesos volumétricos de los materiales en estado suelto, del lugar y máximo en laboratorio, con estos valores se determinó el % de la compacidad relativa con la siguiente expresión:

$$Cr = \frac{\text{Peso volum. del lugar} - \text{Peso volum. suelto}}{\text{Peso volum. máx.} - \text{Peso volum. suelto}} \times \frac{\text{Peso volum. máx.}}{\text{Peso volum. del lugar}} \times 100$$

- Resultados y recomendaciones para este estudio:

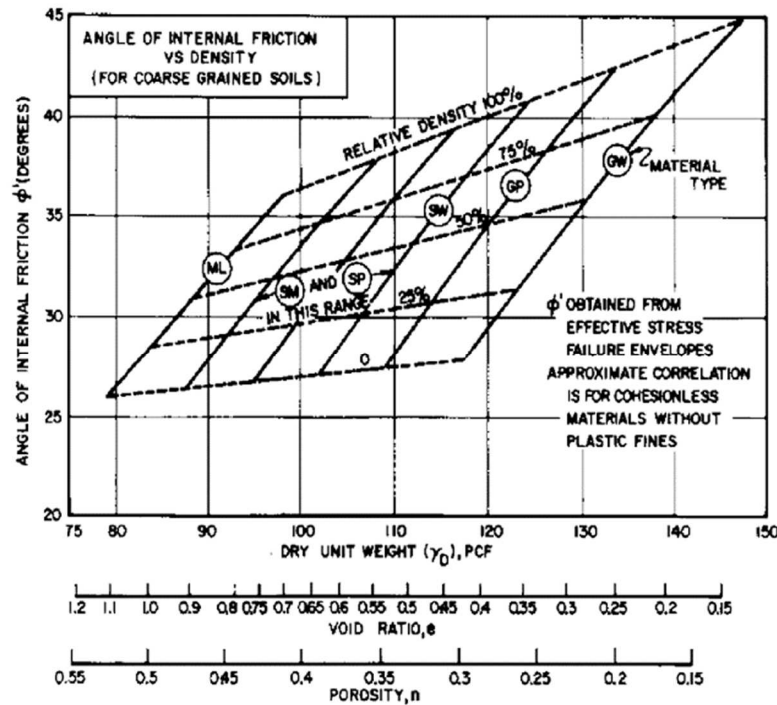
De acuerdo con la expresión anterior tenemos parámetros los siguientes parámetros conservadores de pesos volumétricos del lugar, suelto y máximo, así como de compacidad relativa (Cr):

Parámetros	Unidad estratigráfica
	3
Peso volumétrico del lugar (ton/m ³)	1.642
Peso volumétrico suelto (ton/m ³)	1.448
Peso volumétrico máximo (ton/m ³)	1.948
Compacidad relativa, Cr (%)	46.0

Considerando los parámetros de compacidad relativa, las propiedades índices del suelo obtenidos en laboratorio y su clasificación SUCS, obtenemos por correlaciones conservadoras el ángulo de fricción interna y cohesión de los estratos del sitio. Para ello nos basaremos en las tablas siguientes utilizando la correlación más adecuada:

Soil group	Typical soils in group	Soil parameters	
		c' (kPa)	ϕ' (degrees)
Poor	Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts	0–5	17–25
Average	Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sands and sandy silts; compacted clay fills	0–10	26–32
Good	Gravelly sands, compacted sands, controlled crushed sandstone and graveled fills, dense well graded sands	0–5	32–37
Very good	Weak weathered rock, controlled fills of road base, gravel and recycled concrete	0–25	36–43

Correlaciones de ángulo de fricción interna y cohesión de suelos (AS4678-2008).



Correlaciones del ángulo de fricción interna para suelos granulares no cohesivos según referencia NAVFAC DM (U.S. Department of the Navy).

En la siguiente tabla se pueden definir las propiedades mecánicas del suelo basándose en los criterios anteriormente descritos. Después de homogenizar el suelo, para el cálculo al ángulo de fricción interna, si es necesario, se le aplicará un 15% de factor de seguridad como recomendación geotécnica. Las correlaciones de E_s y μ son de acuerdo con Bowles.

UNIDAD ESTRATIGRÁFICA	SUCS	γ ton/m ³	ϕ	c kg/cm ²	E_s kg/cm ²	μ
2	GC	1.691	30.5	0.10	1700	0.31

Tabla de propiedades mecánicas del suelo de acuerdo con la campaña geotécnica.

B) RECOMENDACIÓN DEL TIPO DE CIMENTACIÓN:

La cimentación es un conjunto de elementos estructurales que se encargan de transmitir las cargas de una edificación hacia el suelo, distribuyéndolas de tal forma que no superen su presión admisible.

Le elección del tipo de cimentación depende especialmente de las características mecánicas del terreno, posición del nivel freático y magnitud de las cargas existentes. Existen cimentaciones superficiales y profundas; siempre que sea posible se emplearán cimentaciones superficiales ya que son más eficientes en términos de constructabilidad y

son menos costosas. Las cimentaciones profundas (pilas, pilotes, etc.) se utilizarán en casos especiales como por ejemplo proyectos donde los edificios sean pesados y los esfuerzos no puedan ser distribuidos a través de una cimentación superficial o sobrepasen la capacidad de carga del suelo, en estructuras especiales o el suelo se encuentre en una situación crítica. En cuanto a las cimentaciones superficiales, existen diferentes tipos y las más comunes son las zapatas aisladas, zapatas corridas, losas de cimentación y cimentaciones tipo cajón.

Las zapatas aisladas son aquellas que soportan la carga de una columna y trabajan de forma individual, se utilizan en suelos de baja compresibilidad y alta resistencia, pueden ser cuadradas o rectangulares siempre y cuando no excedan en 1.5 la relación L/B. Las zapatas aisladas son generalmente conectadas entre sí mediante contratraveses. Las zapatas corridas son aquellas que forman una losa continua de concreto armado, reciben las cargas de los muros o de una serie de columnas. Su uso es cuando sea menor del 50% del área de la construcción y pueden tener sección rectangular, escalonada o estrecha. Su dimensión es relacionada con la carga que soportará y la capacidad de carga admisible del terreno. En el caso de que no sea posible sustentar la construcción mediante zapatas por motivos de diseño o en su caso éstas sean de sección bastante amplia tal que se junten en sus extremos, será conveniente utilizar losa de cimentación.

La losa de cimentación es una zapata combinada que puede cubrir el área entera bajo una estructura que soporta varias columnas y muros. Por lo general se utilizan en suelos que tienen poca capacidad de carga y compresibilidad media a alta. Es necesario tener en cuenta que los esfuerzos de contacto (superficie de falla) de las losas de cimentación penetran el subsuelo a gran profundidad, o tienen una intensidad relativamente grande a una profundidad mayor. Las cimentaciones tipo cajón se usan regularmente cuando en los proyectos se cuenta con sótano. Son elementos estructurales de concreto armado que se construyen sobre el terreno y se usan para cargas altas en suelos de alta compresibilidad.

Para este caso, basándonos en las propiedades del suelo, tipo de edificación, y con el propósito de tener una mejor constructabilidad en la administración y construcción de la obra, se puede cimentar la estructura del proyecto a base de **ZAPATAS CORRIDAS o ZAPATAS AISLADAS**. Todo esto quedará a revisión y aprobación del estructurista después de definir el sistema estructural, las cargas de servicio y otros factores en el diseño. Para el caso de las zapatas aisladas, el despacho estructural deberá ser quien evalúe si podrán ligarse mediante contratraveses, debido a que como se comentó existen zonas del área del proyecto donde se tiene una variable concentración de todo tipo de instalaciones.

C) RECOMENDACIÓN PARA LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE DE LA CIMENTACIÓN (Df):

Es muy importante hacer énfasis, a que las edificaciones no deberán en ningún caso desplantarse sobre tierra vegetal, rellenos sueltos, basura o desechos. Sólo será aceptable cimentar sobre terreno natural firme o rellenos artificiales que no incluyan materiales degradables y hayan sido adecuadamente compactados bajo supervisión. La profundidad de desplante dependerá del tipo de cimentación, características del suelo, magnitud de las cargas, costo de la cimentación, presencia del nivel freático y cimentaciones colindantes entre otros factores.

Las zapatas corridas o aisladas, se recomienda su desplante a una profundidad mínima de 1.5m respecto a la cota de nivel de piso terminado, la cual es una zona segura de filtraciones de humedad. A esa profundidad tenemos material de relleno contaminado con basura y desperdicio, el cual por ningún motivo podrá utilizarse como material de desplante de las zapatas, por lo que se recomienda su retiro total (puede llegar hasta un espesor de 3m, favor de revisar perfiles estratigráficos) y sustituir este relleno por un material de calidad mínimo subrasante, compacto en capas de 20cm al 95% mínimo (Aashto modificada).

D) CAPACIDAD DE CARGA ÚLTIMA (qu):

- Notas teóricas:

La Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE), recomienda que el análisis de capacidad de carga de cimentaciones superficiales para los suelos de Norteamérica se desarrolle con el criterio de Meyerhof para suelos cohesivos - friccionantes, el cual toma en cuenta la forma, profundidad y base de la cimentación, así como la inclinación de la carga y la superficie del suelo.

Éste se desarrolla con la siguiente ecuación general:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot F_{cs} \cdot F_{cd} \cdot F_{ci} + q \cdot N_q \cdot F_{qs} \cdot F_{qd} \cdot F_{qi} + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot F_{\gamma s} \cdot F_{\gamma d} \cdot F_{\gamma i}$$

Donde:

q_u = capacidad de carga última

Φ = ángulo de fricción interna del suelo

c = cohesión del suelo

D_f = profundidad de desplante de la cimentación

γ = peso volumétrico del suelo

q = esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación ($D_f \cdot \gamma$)

B = ancho de la cimentación

L = longitud de la cimentación

Nc, Nq, Ny = factores de capacidad de carga

Fcs, Fqd, Fys = factores de forma

Fcd, Fqd, Fyd = factores de profundidad

Fci, Fqi, Fyi = factores de inclinación

Los factores de capacidad de carga, de forma y de profundidad (adimensionales) se calculan con las ecuaciones presentadas a continuación:

- Factores de capacidad de carga de Meyerhof (Nq, Nc, Ny):

$$Nq = e^{\pi \tan \Phi} \left(\frac{1 + \sin \Phi}{1 - \sin \Phi} \right)$$

$$Nc = (Nq - 1) \cot \Phi$$

$$Ny = (Nq - 1) \tan (1.4\Phi)$$

Al utilizar las ecuaciones anteriores para el cálculo de los factores de capacidad de carga, Braja M. Das recomienda utilizar los factores de forma y de profundidad siguientes:

- Factores de forma de Meyerhof:

Para $\Phi=0^\circ$:

$$Fcs = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right)$$

$$Fqs = Fys = 1$$

Para $\Phi \geq 10^\circ$:

$$Fcs = 1 + 0.2 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$Fqs = Fys = 1 + 0.1 \left(\frac{B}{L} \right) \tan^2 \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

- Factores de profundidad de Meyerhof:

Para $\Phi=0^\circ$:

$$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{Df}{B} \right)$$

$$F_{cd} = F_{qd} = 1$$

Para $\Phi \geq 10^\circ$:

$$F_{cd} = 1 + 0.2 \left(\frac{Df}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

$$F_{qd} = F_{yd} = 1 + 0.1 \left(\frac{Df}{B} \right) \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

4. Factores de inclinación de Meyerhof (F_{ci} y F_{qi}) y Meyerhof – Hanna (F_{yi}):

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{90^\circ} \right)^2$$

$$F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta^\circ}{\Phi} \right)^2$$

Los parámetros por considerar en los cálculos realizados en este apartado tomaron en cuenta la resistencia media del suelo a lo largo de la superficie potencial de falla que corresponde al mecanismo más crítico.

La superficie potencial de falla de la cimentación se calculó tomando primeramente en cuenta el criterio del espesor de un subsuelo de Bowles, el cual se desarrolla con la siguiente ecuación:

Donde:

$$H = \frac{B}{2} \tan \left(45 + \frac{\Phi}{2} \right)$$

H = espesor del subsuelo

B = ancho de la cimentación

ϕ = ángulo de fricción interna del suelo

Para obtener el valor modificado del ángulo de fricción interna se utilizó la siguiente ecuación:

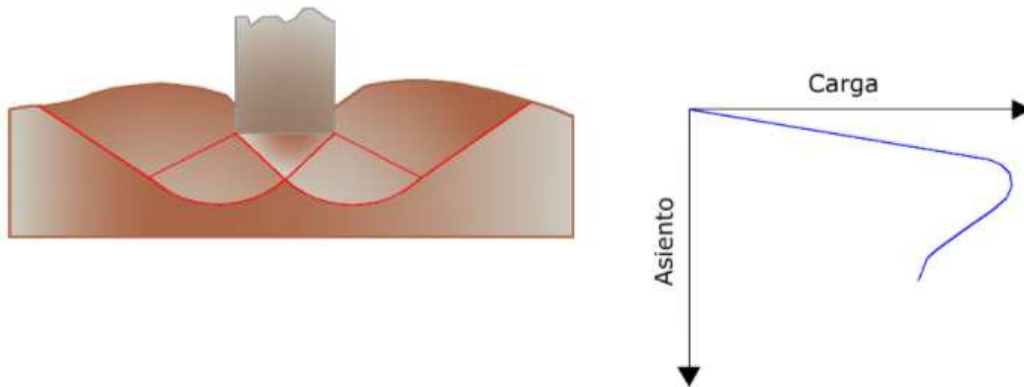
$$\phi = \tan^{-1} \left(\frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot \tan \phi_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \right)$$

Después de múltiples iteraciones, H y Φ fueron calculados, los cuales ya fueron considerados como sus valores equivalentes. Posteriormente, c y γ fueron calculados con las siguientes ecuaciones:

$$c = \left(\frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot c_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \right)$$

$$\gamma = \left(\frac{\sum_{i=1}^n H_i \cdot \gamma_i}{\sum_{i=1}^n H_i} \right)$$

Los resultados de capacidad de carga última calculados aplican para el criterio de falla general, la cual se caracteriza por la formación de superficies de deslizamiento bien definidas y parte desde la cimentación hasta el plano del terreno y hace que el terreno presente levantamientos a los lados de la cimentación.



Esquema de falla general del suelo.

Para el caso del efecto del nivel freático (sólo cuando esto aplique), se utiliza la teoría de Bowles en caso de que éste se encuentre muy superficial, ya que serán necesarios algunas modificaciones para los cálculos de capacidad de carga, como se describe a continuación:

The effective depth equals the height of the wedge zone below the footing which is $H = 0.5B \times (\pi / 4 + \phi / 2)$. Effective unit weight considering the water table effect is calculated as [2]:

$$\gamma_e = (2H - d_w) \frac{d_w}{H^2} \gamma + \frac{\gamma'}{H^2} (H - d_w)^2$$

Where:

γ_e : effective unit weight considering the water table effect

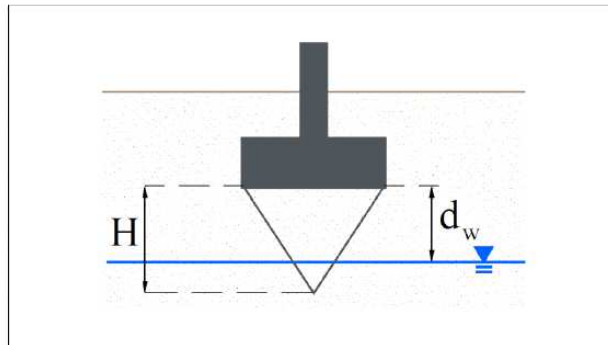
H : height of wedge zone

d_w : depth to water table measured from the footing base

γ : unit weight

γ' : submerged unit weight ($\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_{water}$)

“ H ” and “ d_w ” are illustrated in Figure



Parameters used for modifying soil unit weight considering water table effect

E) CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE (q_{adm}):

5. Notas teóricas:

El cálculo de la capacidad de carga admisible en una cimentación superficial, requiere de la aplicación de un factor de seguridad (FS), para dar los márgenes de seguridad necesarios y considerar las incertidumbres de las propiedades de los suelos que son un material natural.

Para calcular la capacidad de carga admisible se puede utilizar la siguiente expresión:

$$q_{adm} = q_u / FS$$

Donde:

q_{adm} = Capacidad de carga admisible

q_u = capacidad de carga última

FS = Factor de seguridad

En este caso y siguiendo el criterio anteriormente detallado, se utilizará un factor de seguridad de 3.0, para el cálculo de la capacidad de carga admisible (q_{adm}). Para los resultados de capacidad de carga admisible, ver los resultados presentados en su apartado correspondiente.

ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

En este análisis del proyecto en estudio se estimarán los asentamientos probables inmediatos que pudieran presentarse por la deformación del subsuelo de apoyo de la cimentación, ocasionado por el incremento de esfuerzos que aplicarán las cargas muertas y cargas vivas de la estructura donde la geometría de la cimentación tenga una influencia de al menos del 10% de la presión de contacto.

6. Notas teóricas:

En arenas el módulo de elasticidad varía con la profundidad y con el ancho del área cargada, y la relación de Poisson varía con la deformación. En arcillas saturadas, durante la construcción de obras los asentamientos que se producen sin drenaje del agua intersticial del suelo se pueden considerar de tipo elástico en el cual el módulo de elasticidad no drenado es constante y la relación de Poisson tiene un cierto valor. En materiales mixtos, dependiendo de sus propiedades pueden aplicar alguno de estos principios. Por lo tanto, para correlacionar el módulo de elasticidad y la relación de Poisson del material del lugar emplearemos las siguientes tablas de correlaciones según Bowles:

Value range* for the static stress-strain modulus E_s for selected soils (see also Table 5-6)		Values or value ranges for Poisson's ratio μ	
Field values depend on stress history, water content, density, and age of deposit		Type of soil	μ
Soil	E_s , MPa		
Clay		Clay, saturated	0.4–0.5
Very soft	2–15	Clay, unsaturated	0.1–0.3
Soft	5–25	Sandy clay	0.2–0.3
Medium	15–50	Silt	0.3–0.35
Hard	50–100	Sand, gravelly sand	–0.1–1.00
Sandy	25–250	commonly used	0.3–0.4
Glacial till		Rock	0.1–0.4 (depends somewhat on type of rock)
Loose	10–150	Loess	0.1–0.3
Dense	150–720	Ice	0.36
Very dense	500–1440	Concrete	0.15
Loess	15–60	Steel	0.33
Sand			
Silty	5–20		
Loose	10–25		
Dense	50–81		
Sand and gravel			
Loose	50–150		
Dense	100–200		
Shale	150–5000		
Silt	2–20		

μ	Soil type
0.4–0.5	Most clay soils
0.45–0.50	Saturated clay soils
0.3–0.4	Cohesionless—medium and dense
0.2–0.35	Cohesionless—loose to medium

Tablas de correlaciones de módulo de elasticidad y relación de Poisson (Bowles).

Para determinar la profundidad efectiva del asentamiento elástico se utilizó el criterio de los bulbos de presiones, en la cual la profundidad a la que el aumento de la tensión debido a la carga de la cimentación se reduce a 1 (%) de su valor, se toma como la profundidad efectiva en el asentamiento, este valor se asume como 10%.

Para ello se utilizó la teoría de Westergaard la cual puede estimar adecuadamente la tensión cuando una masa del suelo se compone de estratos de materiales finos y gruesos o en capas alternas de materiales cohesivos y no cohesivos. Estos cálculos se llevan de acuerdo con lo siguiente:

$$\sigma_z = \frac{q}{2\pi} \left[\cot^{-1} \sqrt{\eta^2 \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) + \eta^4 \left(\frac{1}{m^2 n^2} \right)} \right]$$

Donde:

$$m = \frac{B}{z}$$

$$n = \frac{L}{z}$$

Y:

$$\frac{\sigma_z}{q} = \frac{1}{2\pi} \left[\cot^{-1} \sqrt{\eta^2 \left(\frac{1}{m^2} + \frac{1}{n^2} \right) + \eta^4 \left(\frac{1}{m^2 n^2} \right)} \right]$$

Donde:

B es el lado más corto de la cimentación

L es el lado más largo de la cimentación

Z es la profundidad efectiva

m y n son definidos previamente en la ecuación de Boussinesq

El método de Boussinesq es aplicable a bases cuadradas o rectangulares, mientras que las bases redondas deben convertirse a su equivalente en cuadrado, utilizando la ecuación integrada sobre un rectángulo de dimensiones B x L. La ecuación dada por Newmark aplicable debajo de la esquina de un área B x L es la siguiente:

$$\Delta q = q_0 \times \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2MN\sqrt{V}}{V + V_1} \cdot \frac{V + 1}{V} + \tan^{-1} \left(\frac{2MN\sqrt{V}}{V - V_1} \right) \right]$$

$$M = \frac{B}{Z} ; N = \frac{L}{Z} \quad (\Delta q = q_0 \text{ for } Z = 0)$$

$$V = M^2 + N^2 + 1$$

$$V_1 = (MN)^2$$

Para determinar el asentamiento elástico el cual se puede producir en el momento de la aplicación de la carga de la estructura. Los análisis de asentamiento inmediato se utilizan para todos los suelos de grano fino incluidos los limos y las arcillas con un grado de saturación inferior al 90% y para todos los suelos de grano grueso con un gran coeficiente de permeabilidad. Para ello se utilizó la teoría de Steinbrenner, de acuerdo con lo siguiente:

$$S_e = \frac{qB'}{E_s} (1 - \nu^2) I_{sf} I_F m$$

Where:

q , E_s & ν : are previously defined

B' : width of contributing rectangle

I_{sf} : Steinbrenner's influence factor in a flexible footing which is calculated as $I_{sf} = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2$ (I_1 and I_2 are defined later)

I_F : Fox's influence factor which is shown in Figure 3-4

m : number of corners contributing to settlement

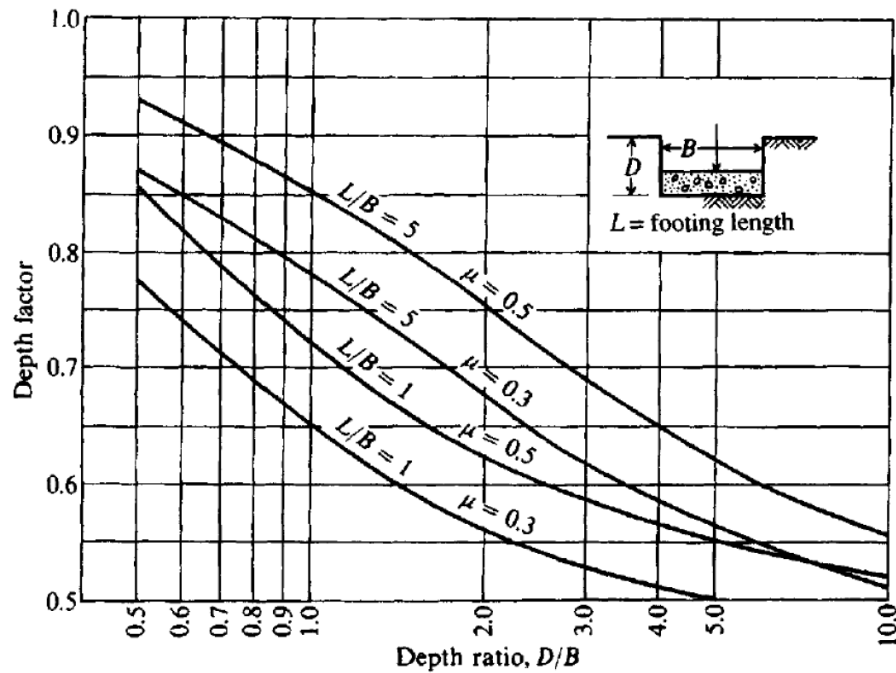


Figure 3-4 Fox's influence factor for footing at depth D [2]

Solamente para el caso de losas de cimentación se realizará el cálculo del módulo de reacción (K), el cual se calcula tomando en cuenta la influencia de hasta el 10% de las cargas de la estructura hacia el subsuelo, y se utiliza la expresión:

K = carga ejercida de la estructura/asentamiento.

En caso de que exista asentamiento por consolidación (se resaltará en el reporte geotécnico si esto llegase a aplicar), el cual es un proceso dependiente del tiempo que se produce debido a la expulsión del exceso de presión de agua de los poros en suelos arcillosos saturados por debajo del nivel freático y que se crea por el aumento de la tensión causada por la carga de la cimentación, se utilizará el siguiente criterio:

a- Normally consolidated clay

$$S_c = \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_0 + \Delta q}{P'_0}$$

b- Overconsolidated clay ($P'_0 + \Delta q < P'_c$)

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_0 + \Delta q}{P'_0}$$

c- Overconsolidated clay ($P'_0 < P'_c < P'_0 + \Delta q$)

$$S_c = \frac{C_s H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_c}{P'_0} + \frac{C_c H_c}{1 + e_0} \log \frac{P'_0 + \Delta q}{P'_c}$$

Where:

C_c : compression index

C_s : swelling index

H_c : thickness of the clay layer

e_0 : initial void ratio

P'_0 : initial effective overburden pressure

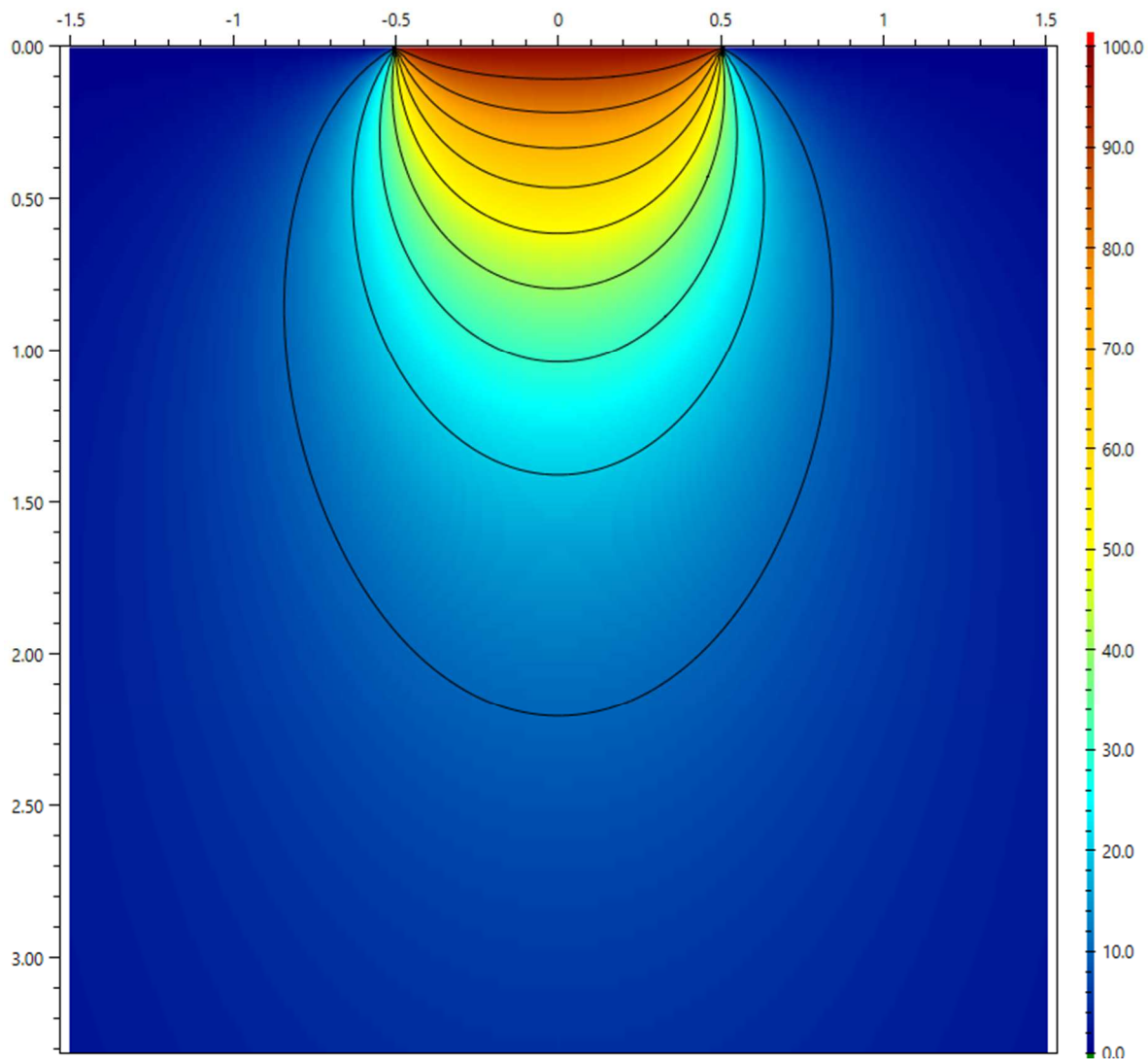
Δq : average increase in effective pressure on the clay layer caused by the foundation

P'_c : effective preconsolidation pressure

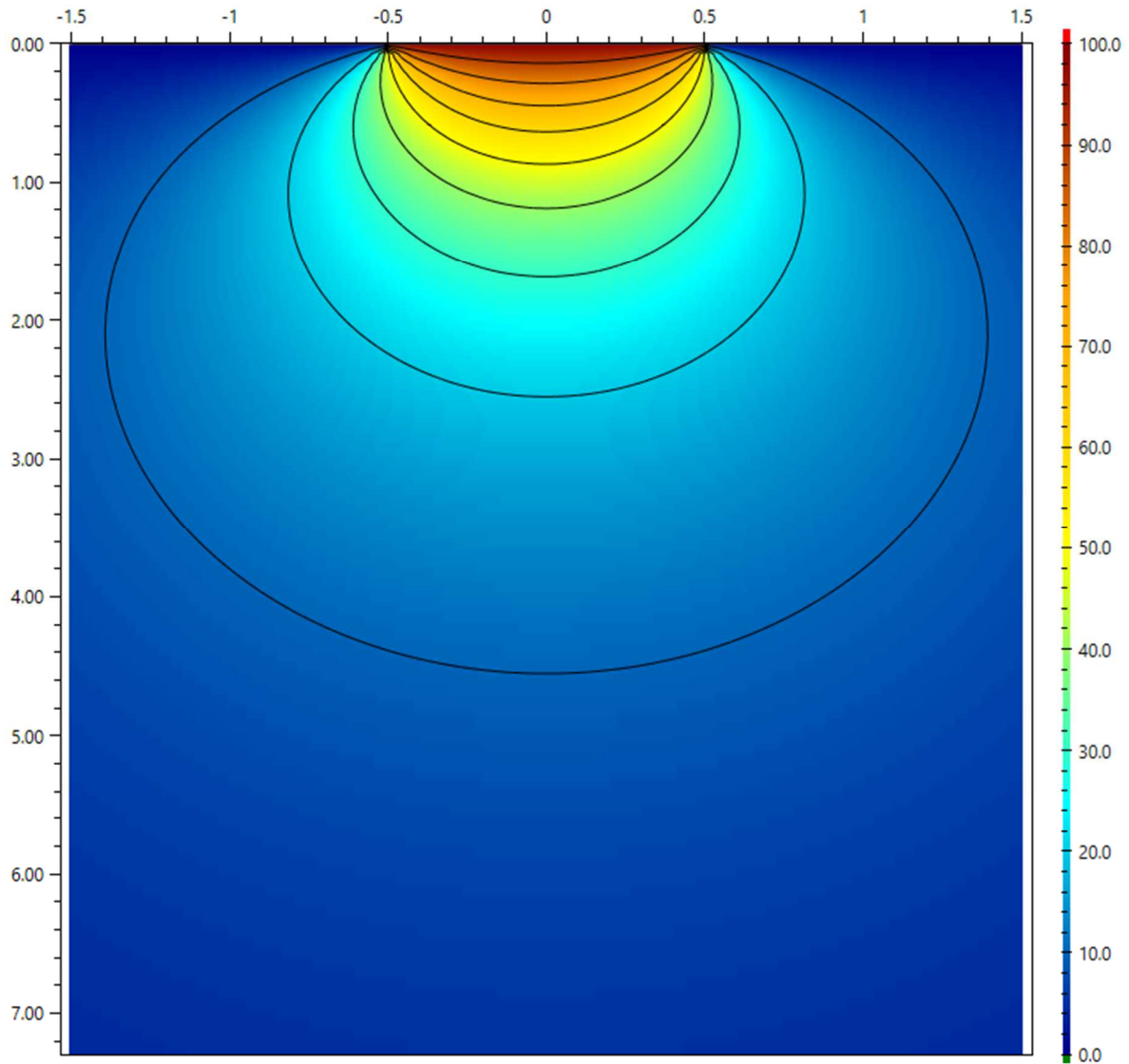
- Resultados:

Los cálculos de los estados límite de falla y de servicio se realizaron mediante software geotécnico utilizando la teoría de Westergaard, presentando los resultados finales con el modelo geotécnico más conservador. En las siguientes figuras se representan los cálculos de las tensiones en el terreno en función de la presión de contacto ejercida de la estructura, forma, dimensiones de la cimentación y asentamiento elástico del subsuelo de acuerdo con el software geotécnico (fila superior = ancho B en m, fila izquierda = profundidad en m, fila derecha = Zi en %):

Zapata aislada ($B=1.0$, $L/B=1$):



Zapata corrida ($B=1.0$, $L/B=6$):

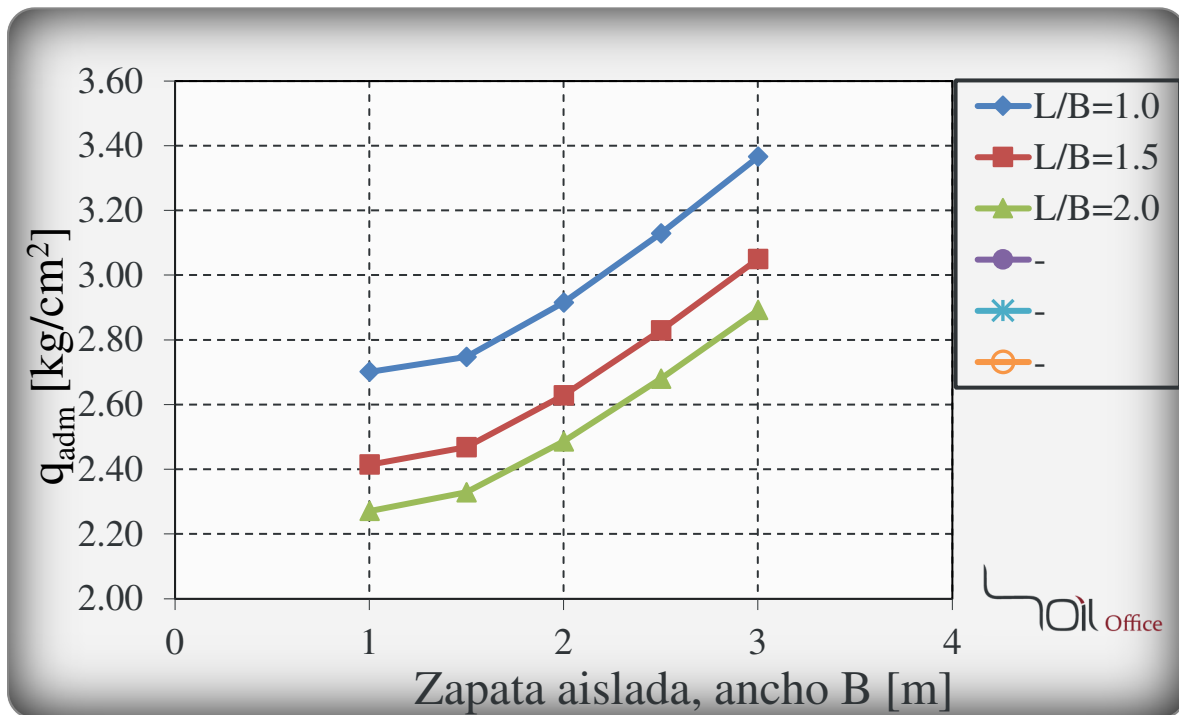


Cálculos de estado límite de falla y de servicio (capacidad de carga admisible y asentamientos):

- Zapatas aisladas:

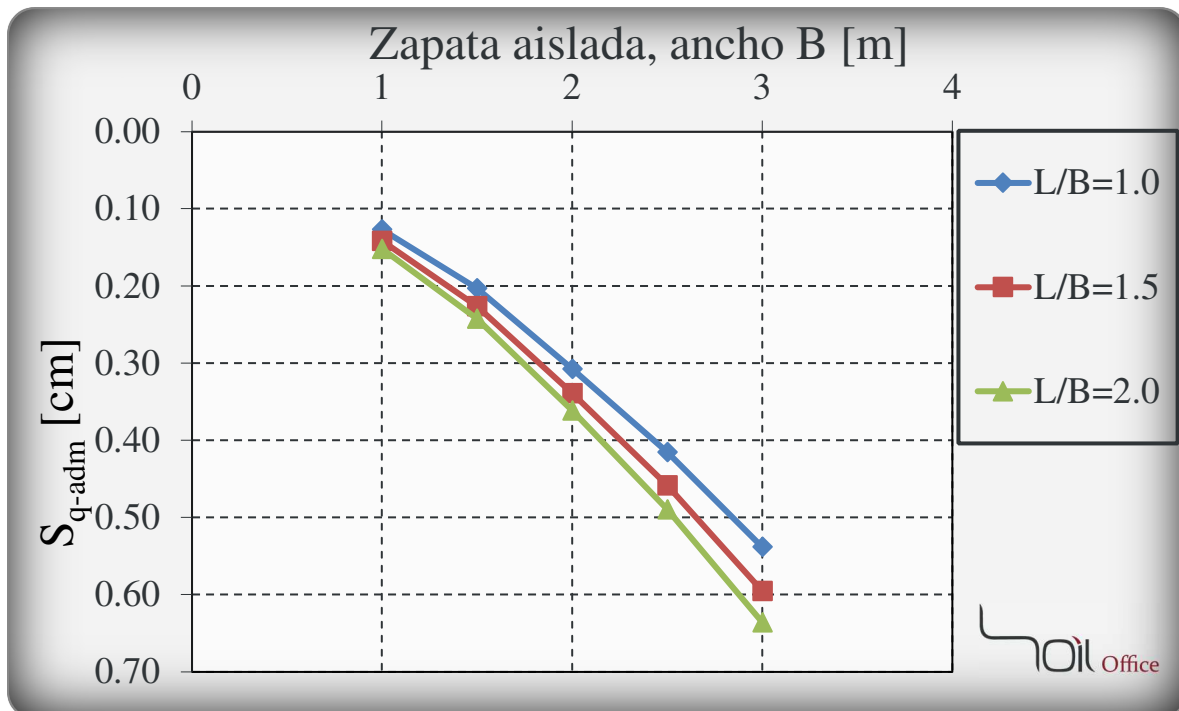
En el siguiente análisis de sensibilidad, se presenta el cálculo de capacidad de carga admisible considerando tanto falla por corte como el asentamiento elástico para **ZAPATA AISLADA** (B representa ancho y L representa largo de la cimentación, si la relación L/B de la cimentación es distinta se recomienda interpolar para obtener q_{adm}):

- Para zapata aislada desplantada a 1.5m mínimo:



ZAPATA AISLADA						
q_{adm} [kg/cm²]						
[m]	L/B=1.0	L/B=1.5	L/B=2.0	-	-	-
B=1.0	2.70	2.41	2.27			
B=1.5	2.75	2.47	2.33			
B=2.0	2.92	2.63	2.49			
B=2.5	3.13	2.83	2.68			
B=3.0	3.37	3.05	2.89			

En el siguiente análisis de sensibilidad, se presenta el cálculo de asentamiento elástico en función de la capacidad de carga admisible para **ZAPATA AISLADA** (**B** representa ancho y **L** representa largo de la cimentación, si la relación **L/B** de la cimentación es distinta se recomienda interpolar):



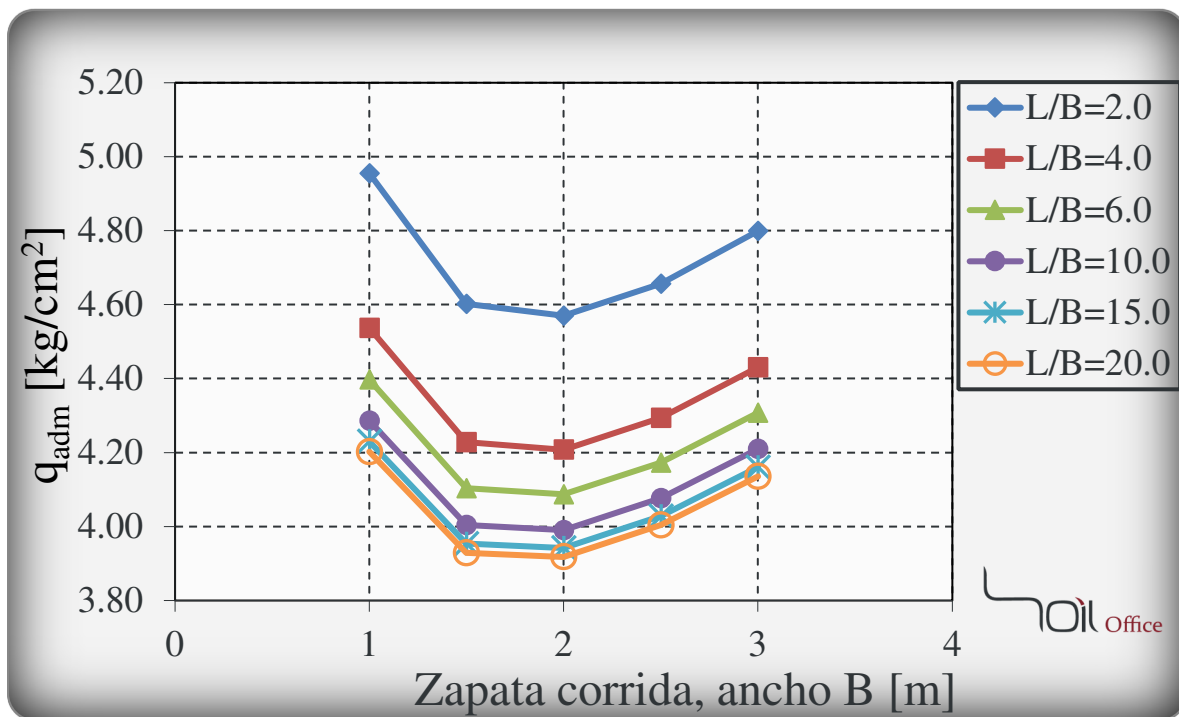
ZAPATA AISLADA						
Sq-adm [cm]						
[m]	L/B=1.0	L/B=1.5	L/B=2.0	-	-	-
B=1.0	0.13	0.14	0.15			
B=1.5	0.20	0.23	0.24			
B=2.0	0.31	0.34	0.36			
B=2.5	0.42	0.46	0.49			
B=3.0	0.54	0.60	0.64			

**Para cumplir los parámetros de asentamientos elásticos, por ningún motivo deberá de filtrarse humedad debajo del subsuelo de la cimentación, ni deberán quedar residuos de rellenos contaminados debajo de la cimentación.*

- **Zapatas corridas:**

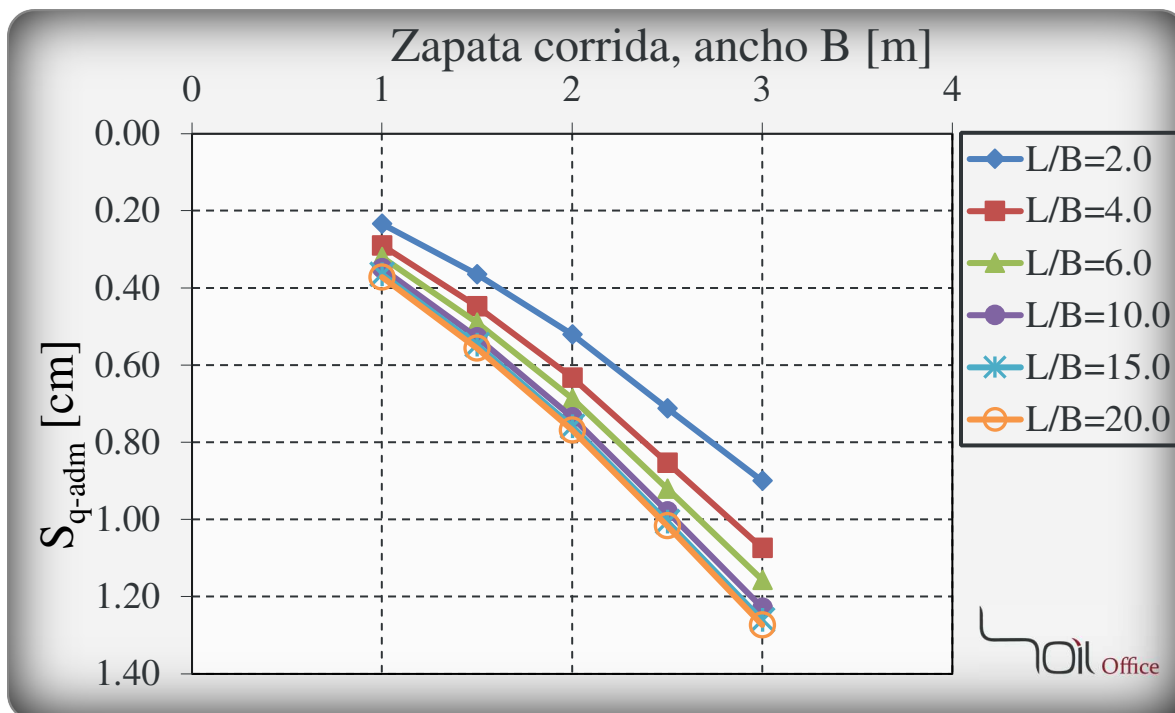
En el siguiente análisis de sensibilidad, se presenta el cálculo de capacidad de carga admisible considerando tanto falla por corte como el asentamiento elástico para **ZAPATA CORRIDA** (B representa ancho y L representa largo de la cimentación, si la relación L/B de la cimentación es distinta se recomienda interpolar para obtener q_{adm}):

- **Para zapata corrida desplantada a 1.5m mínimo:**



ZAPATA CORRIDA						
q adm [kg/cm ²]						
[m]	L/B=2.0	L/B=4.0	L/B=6.0	L/B=10.0	L/B=15.0	L/B=20.0
B=1.0	4.96	4.54	4.40	4.29	4.23	4.20
B=1.5	4.60	4.23	4.10	4.00	3.95	3.93
B=2.0	4.57	4.21	4.09	3.99	3.94	3.92
B=2.5	4.66	4.29	4.17	4.08	4.03	4.00
B=3.0	4.80	4.43	4.31	4.21	4.16	4.14

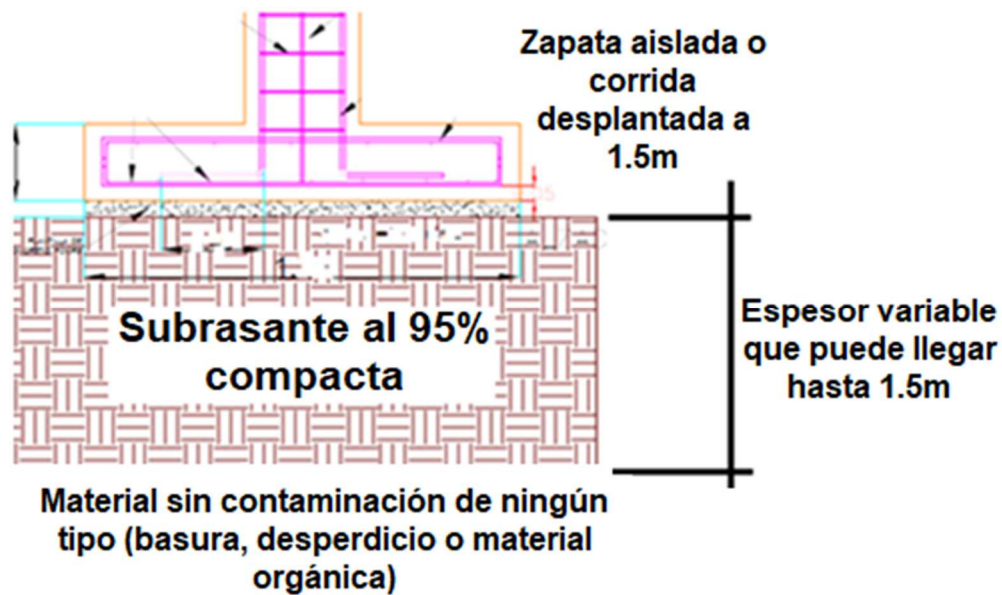
En el siguiente análisis de sensibilidad, se presenta el cálculo de asentamiento elástico en función de la capacidad de carga admisible para **ZAPATA CORRIDA** (**B** representa ancho y **L** representa largo de la cimentación, si la relación **L/B** de la cimentación es distinta se recomienda interpolar):



ZAPATA CORRIDA						
Sq-adm [cm]						
[m]	L/B=2.0	L/B=4.0	L/B=6.0	L/B=10.0	L/B=15.0	L/B=20.0
B=1.0	0.23	0.29	0.32	0.35	0.36	0.37
B=1.5	0.36	0.45	0.49	0.53	0.55	0.56
B=2.0	0.52	0.63	0.69	0.74	0.76	0.77
B=2.5	0.71	0.85	0.92	0.98	1.01	1.02
B=3.0	0.90	1.07	1.16	1.23	1.26	1.27

**Para cumplir los parámetros de asentamientos elásticos, por ningún motivo deberá de filtrarse humedad debajo del subsuelo de la cimentación, ni deberán quedar residuos de rellenos contaminados debajo de la cimentación.*

Para controlar los asentamientos de la cimentación, ya que las normas técnicas complementarias del Distrito Federal recomiendan un hundimiento diferencial tolerable, de acuerdo con las características del subsuelo para prevenir fallas por agrietamiento en muros se recomienda retirar todo relleno contaminado con basura, desperdicio o materia orgánica y sustituirlo por una capa de mejoramiento de espesor variable (puede llegar hasta 1.5m) con material calidad mínimo subrasante en estado compacto al 95% mínimo (Aashto modificada) debajo de las zapatas. Esta recomendación de mejoramiento del subsuelo ya fue considerada en los cálculos de capacidad de carga y asentamiento elástico, por lo que se deberá considerar como especificación del proyecto.



Capa de mejoramiento recomendada debajo de las zapatas aisladas y corridas para controlar posibles fallas por asentamientos en la estructura del proyecto.

9. COEFICIENTES DE EMPUJES DE TIERRA PARA MURO DE CONTENCIÓN

Este apartado se considerará sólo en el caso de que se construya un muro de contención en el proyecto; la capacidad de carga de la zapata corrida del muro deberá tomarse del apartado de “diseño geotécnico de la cimentación” de este documento. Para el cálculo de los coeficientes de empujes de tierras se consideraron para condiciones estáticas las teorías de Rankine y Coulomb, así como la teoría de Jaky. Quien diseñe el muro elegirá qué coeficientes utilizar para el diseño del muro de contención. Estos métodos utilizan las siguientes ecuaciones:

Static Conditions - Active K_a

» Rankin Method

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

» Coulomb Method

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cdot \cos(\alpha - \beta)} \right]}$$

Static Conditions - Passive K_p

» Rankin Method

$$K_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

» Coulomb Method

$$K_p = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cdot \cos(\delta - \alpha) \left[1 + \frac{\sin(\phi - \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cdot \cos(\alpha + \beta)} \right]}$$

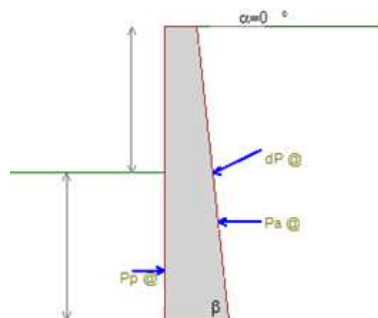
Static Conditions - At rest K_0

» Jaky Method

$$K_0 = 1 - \sin \phi$$

Para los cálculos de los coeficientes en condiciones sísmicas se utilizó la teoría de Okabe. Utilizando software geotécnico LateralK tenemos los siguientes resultados:

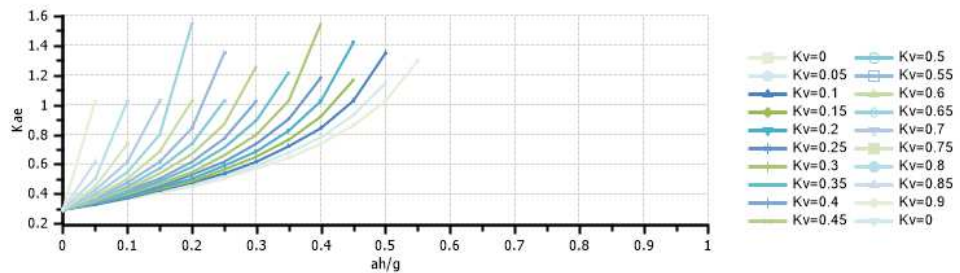
SCHEMATIC RETAINING WALL SECTION



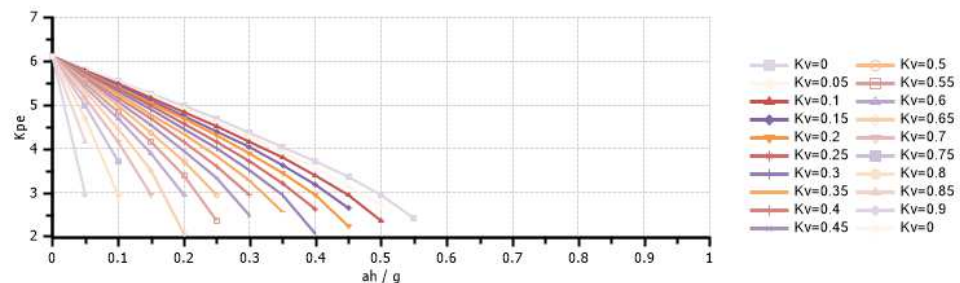
Lateral Earth Pressure Coefficients:

Condition	Rankine	Coulomb	Jaky
Active (K_a)	0.333	0.297	-
At-rest (K_0)	-	-	0.5
Passive (K_p)	3	6.105	-

Kv= av/g	Kh=ah/g																				
	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1
0	0.297	0.33	0.366	0.407	0.454	0.508	0.572	0.647	0.74	0.859	1.023	1.298	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.05	0.297	0.331	0.37	0.414	0.465	0.524	0.594	0.679	0.786	0.929	1.144	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.1	0.297	0.333	0.375	0.422	0.477	0.542	0.62	0.718	0.844	1.023	1.345	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.15	0.297	0.336	0.38	0.431	0.491	0.564	0.652	0.765	0.919	1.161	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.2	0.297	0.338	0.386	0.442	0.508	0.589	0.691	0.826	1.023	1.417	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.25	0.297	0.341	0.393	0.454	0.528	0.62	0.74	0.907	1.184	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.3	0.297	0.345	0.401	0.469	0.552	0.659	0.804	1.023	1.549	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.35	0.297	0.349	0.41	0.486	0.582	0.709	0.892	1.215	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.4	0.297	0.353	0.422	0.508	0.62	0.776	1.023	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.45	0.297	0.359	0.436	0.536	0.671	0.872	1.263	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.5	0.297	0.366	0.454	0.572	0.74	1.023	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.55	0.297	0.375	0.477	0.62	0.844	1.345	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.6	0.297	0.386	0.508	0.691	1.023	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.65	0.297	0.401	0.552	0.804	1.549	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
0.7	0.297	0.422	0.62	1.023	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x



Kv= av/g	Kh=ah/g																					
	0	0.05	0.1	0.15	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6	0.65	0.7	0.75	0.8	0.85	0.9	0.95	1	
0	6.105	5.83	5.55	5.266	4.975	4.678	4.371	4.052	3.716	3.354	2.946	2.428	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.05	6.105	5.815	5.52	5.22	4.913	4.598	4.272	3.93	3.567	3.168	2.697	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.1	6.105	5.799	5.487	5.17	4.844	4.509	4.16	3.792	3.395	2.946	2.353	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.15	6.105	5.781	5.45	5.113	4.766	4.408	4.033	3.633	3.193	2.665	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.2	6.105	5.76	5.409	5.049	4.678	4.293	3.886	3.447	2.946	2.248	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.25	6.105	5.737	5.361	4.975	4.577	4.16	3.716	3.224	2.623	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.3	6.105	5.71	5.307	4.891	4.46	4.005	3.513	2.946	2.073	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.35	6.105	5.68	5.244	4.793	4.323	3.821	3.265	2.567	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.4	6.105	5.644	5.17	4.678	4.16	3.598	2.946	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.45	6.105	5.601	5.082	4.54	3.962	3.319	2.485	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.5	6.105	5.55	4.975	4.371	3.716	2.946	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.55	6.105	5.487	4.844	4.16	3.395	2.353	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.6	6.105	5.409	4.678	3.886	2.946	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.65	6.105	5.307	4.46	3.513	2.073	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	
0.7	6.105	5.17	4.16	2.946	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	x	



Se recomienda que el espesor del relleno horizontal de los muros sea del ancho de la zapata, mientras que el espesor del relleno vertical deberá ser desde la cimentación hasta la rasante de proyecto. **Para los rellenos del muro de contención, se recomienda un**

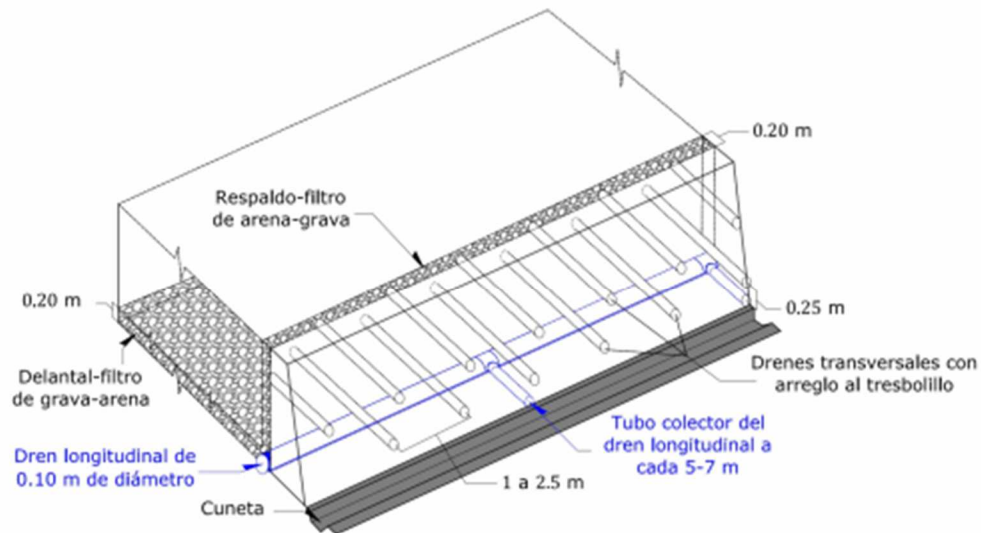
material que tenga una expansión menor del 1% (el balastre arenoso calidad o material tipo subbase subrasante pueden cumplir este parámetro).

Esto se recomienda debido a que, si los materiales que se utilicen en los rellenos del muro son expansivos, en caso de contacto con el agua estos pueden crear una presión de tierra excesiva sobre el muro de contención provocando una posible falla. El material deberá compactarse al 95% mínimo en capas de máximo 20cm para garantizar la compactación y estabilidad del relleno.

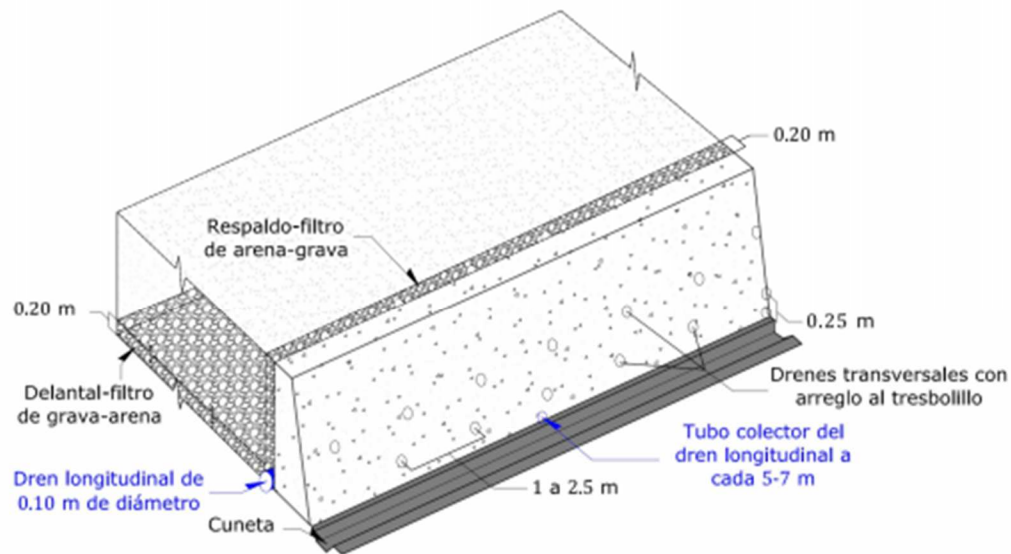
Se recomienda un buen diseño de drenaje y filtros en el muro de contención, para reducir los empujes por la posible saturación del terreno al mínimo y reducir los arrastres provenientes del relleno del muro. En las siguientes figuras hay unos ejemplos de ellos, y quien diseñe el muro de contención deberá elegir el tipo de drenaje a utilizar ya sea uno de estos o algún diseño propio (se podrá auxiliar para el drenaje del muro de cunetas o contracunetas si es necesario):



Drenaje de muros de contención de dren de pie con filtro de grava y geotextil.



(a)



(b)

Arreglo típico de drenaje para muro de contención.

Altura del muro H m	Drenaje	Lluvia anual <760 mm	Lluvia anual >760 mm
$1 < H < 3$	Drenes transversales al muro a 25 cm de su base o tan bajo como sea posible.	Espaciados a 3 m, de 10 cm de diámetro. Capa de respaldo de grava-arena de 20 cm de espesor.	Espaciados a 2.5 m de 15 cm de diámetro. Capa de respaldo de grava-arena de 20 cm de espesor. Añadir dren longitudinal con salida al exterior de 15 cm de diámetro
$3 < H < 5$	Drenes transversales al muro y dren longitudinal con salida al exterior	Iniciar a 25 cm de la base, en 2 líneas y espaciados entre 1 y 2.5 m al tresbolillo. Capa de respaldo de grava-arena de 20 cm de espesor. Dren longitudinal de 20 cm de diámetro con salida al exterior a cada 7.5 m a un tubo colector.	Iniciar a 25 cm de la base, en 2 líneas y espaciados entre 1 y 2.5 m al tresbolillo. Capa de respaldo de grava-arena de 20 cm de espesor con geotextil en la pared del muro. Dren longitudinal de 30 cm de diámetro con salidas al exterior a cada 5 m, a un tubo colector.
> 5	Sistema interno de drenaje	Filtro de 30 cm de espesor en el respaldo, con geotextil y dren longitudinal de 20 cm envuelto en geotextil y drenes transversales a cada 2 m al tresbolillo. Cama filtro inclinada de 30 cm de espesor y 1.5 m de ancho a partir de la base.	Filtro de 30 cm de espesor en el respaldo con geotextil. Además, dren longitudinal de 20 cm envuelto en geotextil con salidas al exterior a cada 5 m, a un tubo colector y drenes transversales a cada 2 m al tresbolillo. Cama filtro inclinada de 30 cm de espesor y 3 m de ancho a partir de la base. También se pueden requerir drenes perforados inclinados y horizontales con tubos ranurados de 5 o 7.5 cm.

Medidas de drenaje típicas para muros de contención.

Características del material recomendado para los filtros de muros de contención:

Puede aplicar SUBBASE o BASE hidráulica (se recomienda grava arena de río):

Tamaño máximo 37.5 mm (deberá cribarse en el banco)

Límite líquido 25% máximo

Índice plástico 6% máximo

Equivalente de arena 30% mínimo

Expansión nula

Desgaste Los Ángeles 40% máximo

10. ESPECIFICACIONES Y NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES:

Las especificaciones de los materiales de movimiento de tierras a utilizar deberán ser las siguientes (sólo cuando aplique cada uno):

- **SUBYACENTE:**

Tamaño máximo 4 pulgadas (deberá papearse en obra o cribarse en el banco de préstamo con caballete si es necesario)

Material no deberá tener más de 25% de finos de preferencia.

Límite líquido 50% máximo

Índice plástico 22% máximo de preferencia

Valor Soporte de California 10% mínimo

Expansión 3% máximo

Compactación al 95% mínimo, Aashto modificada.

Referencia normativa N-CMT-1-02/21.

- **SUBRASANTE:**

Tamaño máximo 3 pulgadas (deberá papearse en obra o cribarse en el banco de préstamo con caballete si es necesario)

Material no deberá tener más de 15% de finos de preferencia.

Límite líquido 40% máximo

Índice plástico 12% máximo

Valor Soporte de California 20% mínimo

Expansión 2% máximo

Compactación al 95% mínimo, Aashto modificada.

Referencia normativa N-CMT-1-03/21.

- **BASE:**

Tamaño máximo 37.5 mm (deberá cribarse en el banco)

Curva granulométrica de acuerdo con la normativa actual, para carpetas de concreto hidráulico (la norma recomienda material triturado).

Límite líquido 25% máximo

Índice plástico 6% máximo

Equivalente de arena 40% mínimo

Valor Soporte de California 80% mínimo

Compactación al 95% mínimo, Aashto modificada.

Referencia normativa N-CMT-4-02-002/22.

11. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES GENERALES DE OBRA

- a. Una vez efectuado el corte para el desplante de las cimentaciones, se escarificará, humidificará y compactarán al 95% Aashto modificada, todas las capas de terracería.
- b. Al hacer las excavaciones hasta la profundidad de desplante de cada tipo de cimentación, deberá de revisarse que en la plantilla no se tenga ningún lunar material de relleno, que no esté inestable o que se tenga un material diferente al encontrado durante la exploración de campo, ya que puede generar asentamientos no deseados.
- c. En caso de utilizar materiales de banco es muy importante efectuar un “papeo” manual de todos los materiales que se usen en la obra, es decir, retirar todas las piedras con exceso de sobre tamaño mayores al tamaño máximo recomendado, esto con el fin de no dañar la maquinaria que se vaya a utilizar para la compactación de las capas y también para llevar un proceso constructivo adecuado.
- d. Para el caso de los trabajos de compactación de terracerías, es recomendable que se haga una revisión de parte de un laboratorio de control de calidad y se verifique la compactación de las capas construidas para evitar fallas por asentamiento por la falta de compactación.
- e. Construir las terracerías con capas no mayores a 20 cm ya compactas (considerar abundamiento), esto para asegurar una compactación mínima del 95% en todas las capas.
- f. Se hace énfasis que se deberá de adicionarse la humedad óptima correspondiente, así como el proceso adecuado de homogeneización de parte del contratista.
- g. Para el caso de la cimentación tipo zapatas, una vez concluido el relleno de la plantilla se recomienda una plantilla de concreto de 100 kg/cm² sobre la que se colocará el acero de refuerzo que indique el diseño de la cimentación.
- h. Las especificaciones de la cimentación y los diversos elementos estructurales serán establecidas por el estructurista.
- i. Es muy importante verificar las condiciones del tramo por parte de la supervisión de obra antes de colar la cimentación.
- j. En el colado de la cimentación cuidar el vibrado adecuado del concreto.
- k. El curado del concreto después del colado es fundamental para evitar grietas plásticas en la superficie de la cimentación.
- l. Los rellenos posteriores en el área de cimentaciones tipo zapatas también deberán compactarse al 95% mínimo (AASHTO modificada), con material de calidad subrasante.
- m. Se recomienda tener una supervisión en la construcción de la obra en general, esto para evitar inconvenientes y reparaciones futuras al término de esta.
- n. Las zapatas aisladas como recomendación deberán estar ligadas con trabes de liga si así lo indica el cálculo estructural.

- o. A través del muro de enrase se colocarán las tuberías e instalaciones de servicios, éstas no deberán travesar las trabes de liga de las zapatas.
- p. En caso de precipitaciones pluviales, no se deberá colar sobre materiales saturados.
- q. Para el caso de banquetas y/o firmes de concreto, se recomienda colar estos elementos con un concreto de resistencia mínima de 150 kg/cm². Nunca colar este tipo de elementos sobre estratos inestables.

Los cálculos de capacidad de carga y asentamientos se desarrollaron tomando en cuenta los parámetros de las muestras rescatadas en sitio durante la exploración, sin embargo, en caso de que al momento de la construcción del proyecto aparezca un material distinto a los detectados e identificados en este estudio geotécnico, se deberá notificar de inmediato para hacer los ajustes en los cálculos y las recomendaciones requeridas para cumplir con las especificaciones en el diseño geotécnico de este estudio.

Los resultados, especificaciones y conclusiones de este estudio no aplican para otros proyectos de construcción y no pueden predecir el comportamiento futuro de las edificaciones en caso de algún evento de fuerza mayor que supere los reglamentos de construcción vigentes. La empresa no asume responsabilidad por fallas en las viviendas, vialidades o cualquier parte del proyecto derivadas de malas prácticas constructivas, uso de materiales que no cumplan con la normativa actual o ausencia de supervisión adecuada.

Si se hacen modificaciones al proyecto, si se requiere alguna recomendación de algún proceso constructivo referente a este estudio o sobre el avance de los trabajos en general quedo atento para todas las partes involucradas en este proyecto (PROPIETARIO, DISEÑADOR, CONSTRUCTOR y SUPERVISIÓN), por cualquier detalle o duda que pudiera surgir en este documento geotécnico.

Culiacán, Sinaloa; 6 de septiembre del 2023.



M.I. CHRISTIAN KARÍN VALENZUELA LEYVA

MIEMBRO DE LA SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA Y DE LA
SOCIEDAD INTERNACIONAL DE MECÁNICA DE ROCAS

CÉD. PROF. INGENIERO CIVIL 4478276

CÉD. PROF. MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN 11488534

12. REFERENCIAS

Braja M Das - Principios de Ingeniería de Cimentaciones

Eulalio Juárez Badillo y Alfonso Rico Rodríguez - Mecánica de Suelos, Tomo I y II

Joseph E Bowles - Foundation Analysis and Design

Karl Terzaghi y Realph B. Peck - Mecánica de Suelos en la Ingeniería práctica

Leonardo Zeevaert - Foundation engineering for difficult subsoil conditions

Mike Carter Stephen P Bentley- Correlations of Soil Properties

Peck, Hanson, Thornburn - Ingeniería de Cimentaciones

Donald P. Coduto - Foundation Design, Principles and Practices

Cimentaciones Superficiales, Profundas y Compensadas – SMIG (Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica)

Manual de Diseño de Obras Civiles – Comisión Federal de Electricidad

A.M. Neville y J.J. Brooks - Concrete Technology

13. INFORME FOTOGRÁFICO Y ANEXO DE ESTUDIOS DE LABORATORIO



Pozo a cielo abierto 1.



Material extraído del PCA-1, estrato 2.



Material extraído del PCA-1, estrato 1.



Pozo a cielo abierto 2.



Material extraído del PCA-2, estrato 1.



Pozo a cielo abierto 3.



Material extraído del PCA-2, estrato 2.



Material extraído del PCA-3, estrato 1.



Material extraído del PCA-3, estrato 2.

Project		Bore hole/Test pit		Logo
Name:	Edificio en H. Congreso	Name:	PCA-1	
Client:		Depth [m]:	3.2	
Location:	Culiacán, Sinaloa	Elevation [m]:	-	
Code:		Water table level [m]:	-	

Depth [m]	GWT [m]	Sample Type	USCS	Description	SPT	Soil Particles				Atterberg limits [%]		Physical characteristics		Direct Shear			Elev. [m]
						G	S	M	C	LL	PI	g d [g/cm ³]	w [%]	Type	phi [deg.]	c [kg/cm ²]	
0																	0
0.4																	-0.4
0.8																	-0.8
1.2																	-1.2
1.6				Gravas arcillosas de origen antrópico en estado suelto y con sobretamaño, con finos de alta plasticidad y contaminadas con basura y desperdicio (GC, CH))		42.6	25.9	31.5	-	71	46		14.6				-1.6
2																	-2
2.4																	-2.4
2.8																	-2.8
3.2				Gravas arcillosas de origen antrópico de mediana compacidad (GC, CH)		45.5	31.4	23.1	-	54	31		8.4				-3.2
3.6				End of boring													-3.6
4																	-4

Sample		Disturbed	Index	G: Gravel	LL: Liquid Limit	gd: Dry unit weight	Strength	F: Fast	Note:
		Undisturbed		S: Sand	PL: Plastic Limit	w: Moisture Content		S: Slow	
		Rock core		M: Silt	PI: Plastic Index	Gs: Specific Gravity		phi: Friction angle	Full details available in supplementary legend.
				C: Clay	NP: Non-Plastic			c: Cohesion	

Project		Bore hole/Test pit		Logo
Name:	Edificio en H. Congreso	Name:	PCA-2	
Client:		Depth [m]:	2.7	
Location:	Culiacán, Sinaloa	Elevation [m]:	-	
Code:		Water table level [m]:	-	

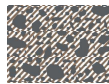
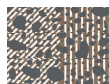
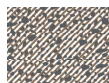
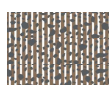
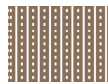
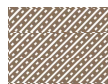
Depth [m]	GWT [m]	Sample Type	USCS	Description	SPT	Soil Particles				Atterberg limits [%]		Physical characteristics		Direct Shear			Elev. [m]
						G	S	M	C	LL	PI	g d [g/cm ³]	w [%]	Type	phi [deg.]	c [kg/cm ²]	
0																	0
0.4																	-0.4
0.8																	-0.8
1.2																	-1.2
1.6																	-1.6
2																	-2
2.4																	-2.4
2.8																	-2.8
3.2																	-3.2
3.6																	-3.6
4																	-4

Sample		Disturbed	Index	G: Gravel	LL: Liquid Limit	gd: Dry unit weight	Strength	F: Fast	Note:
		Undisturbed		S: Sand	PL: Plastic Limit			S: Slow	
		Rock core		M: Silt	PI: Plastic Index			phi: Friction angle	
				C: Clay	NP: Non-Plastic			c: Cohesion	
						w: Moisture Content			Full details available in supplementary legend.
						Gs: Specific Gravity			

Project		Bore hole/Test pit		Logo
Name:	Edificio en H. Congreso	Name:	PCA-3	
Client:		Depth [m]:	2.5	
Location:	Culiacán, Sinaloa	Elevation [m]:	-	
Code:		Water table level [m]:	-	

Depth [m]	GWT [m]	Sample Type	USCS	Description	SPT	Soil Particles				Atterberg limits [%]		Physical characteristics		Direct Shear			Elev. [m]
						G	S	M	C	LL	PI	g d [g/cm ³]	w [%]	Type	phi [deg.]	c [kg/cm ²]	
0																	0
0.4				Balastre de cerro (gravas arcillosas con arena; GC, CL)		43.1	41.4	15.5	-	37	14		9.2				-0.4
0.8																	-0.8
1.2																	-1.2
1.6				Balastre de cerro (gravas arcillosas de alta plasticidad con arena; GC, CH)													-1.6
2																	-2
2.4						42	35.5	22.5	-	61	40		9.7				-2.4
2.8				End of boring													-2.8
3.2																	-3.2
3.6																	-3.6
4																	-4

Sample		Disturbed	Index	G: Gravel	LL: Liquid Limit	gd: Dry unit weight	Strength	F: Fast	Note:
		Undisturbed		S: Sand	PL: Plastic Limit	w: Moisture Content		S: Slow	
		Rock core		M: Silt	PI: Plastic Index	Gs: Specific Gravity		phi: Friction angle	Full details available in supplementary legend.
				C: Clay	NP: Non-Plastic			c: Cohesion	

Sample types	Disturbed	BU: Bulk	SS: Split-spoon						
	Undisturbed	BL: Block CC: Core cutter D: Denison	FO: Foil PH: Hydraulic piston PS: Stationary piston	PT: Pitcher SH: Shelby					
	Rock core	ST: Single tube DT: Double tube	TT: Triple tube WL: Wire line						
Patterns	Gravel		GW		GW-GC		GP-GC		GC
			GP		GW-GM		GP-GM		GC-GM
									GM
	Sand		SW		SW-SC		SP-SC		SC
			SP		SW-SM		SP-SM		SC-SM
									SM
	Fines		CL		CH		OL		
			CL-ML		MH		OH		PT
			ML						
	Rock & Others		ROCK		TS				
			HWR		FL		OTHER		
Symbols & Abbreviations	Index	G: Gravel S: Sand M: Silt C: Clay	LL: Liquid limit PL: Plastic limit PI: Plastic index NP: Non-plastic	g_d : Dry unit weight w: Moisture content G_s : Specific gravity					
	Strength	F: Fast S: Slow ϕ , ϕ' : Friction Angle c, c' : Cohesion	CD: Consolidated Drained CU: Consolidated Undrained UU: Unconsolidated Undrained q_u : Unconfined compression						
	Compression	C_c : Coefficient of compression	C_s : Coefficient of swelling						
	Other tests	CH: Chemical CMP: Compaction	PLT: Plate Loading Test K: Permeability						



Normativa desarrollada: NMX-C-416-ONNCCE-2003, NMX-C-496-ONNCCE-2014, NMX-C-503-ONNCCE-2019



KARVALE INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN

Sección de Geotecnia

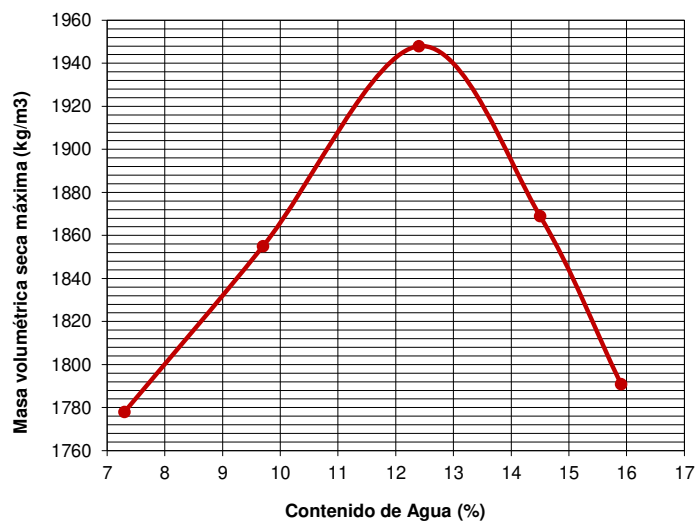
PROYECTO: Edificio en H. Congreso del Estado **LOCALIZACIÓN:** Culiacán, Sinaloa
FECHA: sep-23 **MUESTRA:** PCA-1, 3.1m **NORMATIVA:** NMX-C-476-ONNCCE-2019
DESCRIPCIÓN: Gravas arcillosas con arena

COMPACTACIÓN DINÁMICA ESTÁNDAR Y MODIFICADA

TIPO DE ENSAYO

TIPO DE PRUEBA: MODIFICADA
VARIANTE: D **NÚMERO DE CAPAS:** 3 **NÚMERO DE GOLPES POR CAPA:** 56

	ESPECÍMEN NÚMERO				
PESO VOLUMÉTRICO	1	2	3	4	5
MASA DEL MOLDE + SUELO HÚMEDO (gr)	6776	7048	7377	7272	7135
MASA DEL MOLDE (gr)	2707	2707	2707	2707	2707
MASA DEL SUELO HÚMEDO (gr)	4069	4341	4670	4565	4428
VOLUMEN DEL MOLDE (cm3)	2133	2133	2133	2133	2133
MASA VOLUMÉTRICA HÚMEDA (kg/m3)	1908	2035	2190	2140	2076
MASA VOLUMÉTRICA SECA (kg/m3)	1778	1855	1948	1869	1791
CONTENIDO DE AGUA					
MASA DE LA CÁPSULA (gr)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MASA DE LA CÁPSULA + SUELO HÚMEDO (gr)	237.7	259.9	282.8	307.4	340.7
MASA DE LA CÁPSULA + SUELO SECO (gr)	221.5	236.9	251.6	268.5	294.0
MASA DEL AGUA (gr)	16.2	23.0	31.2	38.9	46.7
MASA DEL SUELO SECO (gr)	221.5	236.9	251.6	268.5	294.0
CONTENIDO DE AGUA (%)	7.3%	9.7%	12.4%	14.5%	15.9%



**CORRECCIÓN DE LA MASA
VOLUMÉTRICA SECA MÁXIMA y
CONTENIDO DE AGUA ÓPTIMO:**

$$\gamma' d_{max} = \frac{100}{\frac{x}{\gamma d_{max}} + \frac{y}{(R) * (Sap) * (\gamma_0)}}$$

$$w' = \frac{(w * x) + (a * y)}{100}$$

MASA VOLUMÉTRICA SECA MÁXIMA	1948	kg/m3
CONTENIDO DE AGUA ÓPTIMO	12.4	%
MASA VOLUMÉTRICA SECA SUELTA	1448	kg/m3

REPORTE No. 1

Sieve Analysis - Test Data

Project:	Edificio en H. Congreso	BH/TP:	PCA-1
Client:		Depth:	1.5
Location:	Culiacán, Sinaloa	USCS:	GC
Code:		Sample:	Disturbed

☐ Organic ☒ Cobble ☐ Boulder

Dry mass: 4266.0 [g]

[illegible]

Date: Time: Tested by:

Notes:

Gravel [%]	Sand [%]	Fines [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
42.6	25.9	31.5	-	-	6.7776

C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
-	-	71	46	GC	Clayey GRAVEL with Sand and Cobbles

Sieve Analysis - Test Data

BH/TP: PCA-1

Depth: 3.1

USCS: GC

Sample: Disturbed

☐ Organic ☐ Cobble ☐ Boulder

Dry mass: 5069.0 [g]

No.	Sieve	Opening [mm]	Mass retained [g]	Mass retained [%]	Cumulative percent [%] CoarserFiner
1	1 (1/2)"	37.5	318.2	6.28	6.2893.72
2	1"	25	212.3	4.19	10.4789.53
3	(3/4)"	19	66.9	1.32	11.7988.21
4	(1/2)"	12.5	145.3	2.87	14.6585.35
5	(3/8)"	9.5	495.9	9.78	24.4375.57
6	No. 4	4.75	1067.8	21.07	45.554.5
7	No. 10	2	226	4.46	49.9650.04
8	No. 20	0.85	62.1	1.23	51.1848.82
9	No. 40	0.425	116.2	2.29	53.4846.52
10	No. 60	0.25	128.9	2.54	56.0243.98
11	No. 100	0.15	507.7	10.02	66.0333.97
12	No. 200	0.075	550.8	10.87	76.923.1
		Pan [g]	1170.9		

Time:

Tested by:

Notes:

Gravel [%]	Sand [%]	Fines [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
45.5	31.4	23.1	-	0.1226	5.9902

C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
-	-	54	31	GC	Clayey GRAVEL with Sand

Sieve Analysis - Test Data

Project:	Edificio en H. Congreso	BH/TP:	PCA-2
Client:		Depth:	0.5
Location:	Culiacán, Sinaloa	USCS:	GC
Code:		Sample:	Disturbed

☐ Organic ☐ Cobble ☐ Boulder

Dry mass: 4139.0 [g]

No.	Sieve	Opening [mm]	Mass retained [g]	Mass retained [%]	Cumulative percent [%] CoarserFiner	
1	1 (1/2)"	37.5	341.6	8.25	8.25	91.75
2	1"	25	403.8	9.76	18.01	81.99
3	(3/4)"	19	163.2	3.94	21.95	78.05
4	(1/2)"	12.5	237.3	5.73	27.69	72.31
5	(3/8)"	9.5	70.5	1.7	29.39	70.61
6	No. 4	4.75	637.9	15.41	44.8	55.2
7	No. 10	2	88.5	2.14	46.94	53.06
8	No. 20	0.85	251.8	6.08	53.02	46.98
9	No. 40	0.425	649.8	15.7	68.72	31.28
10	No. 60	0.25	61.2	1.48	70.2	29.8
11	No. 100	0.15	168.4	4.07	74.27	25.73
12	No. 200	0.075	481.4	11.63	85.9	14.1
	Pan [g]		583.6			

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

Gravel [%]	Sand [%]	Fines [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
44.8	41.1	14.1	-	0.2737	6.2296

C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
-	-	35	11	GC	Clayey GRAVEL with Sand

Sieve Analysis - Test Data

Project:	Edificio en H. Congreso	BH/TP:	PCA-2
Client:		Depth:	2.4
Location:	Culiacán, Sinaloa	USCS:	GC
Code:		Sample:	Disturbed

☐ Organic ☐ Cobble ☐ Boulder

Dry mass: 4397.0 [g]

[illegible]

Date: Time: Tested by:

Notes:

Gravel [%]	Sand [%]	Fines [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
45.5	31.4	23.1	-	0.1924	11.1168

C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
-	-	67	46	GC	Clayey GRAVEL with Sand

Sieve Analysis - Test Data

BH/TP:	PCA-3
--------	-------

Depth: 0.3

USCS: GC

Sample: Disturbed

☐ Organic ☐ Cobble ☐ Boulder

Dry mass: 4011.0 [g]

[illegible]

Time:

Tested by:

Notes:

Gravel [%]	Sand [%]	Fines [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
43.1	41.4	15.5	-	0.5506	7.3193

C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
-	-	37	14	GC	Clayey GRAVEL with Sand

Sieve Analysis - Test Data

Project:	Edificio en H. Congreso	BH/TP:	PCA-3
Client:		Depth:	2.3
Location:	Culiacán, Sinaloa	USCS:	GC
Code:		Sample:	Disturbed

☐ Organic ☐ Cobble ☐ Boulder

Dry mass: 4518.0 [g]

[illegible]

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

Gravel [%]	Sand [%]	Fines [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
42	35.5	22.5	-	0.2296	6.667

C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
-	-	61	40	GC	Clayey GRAVEL with Sand

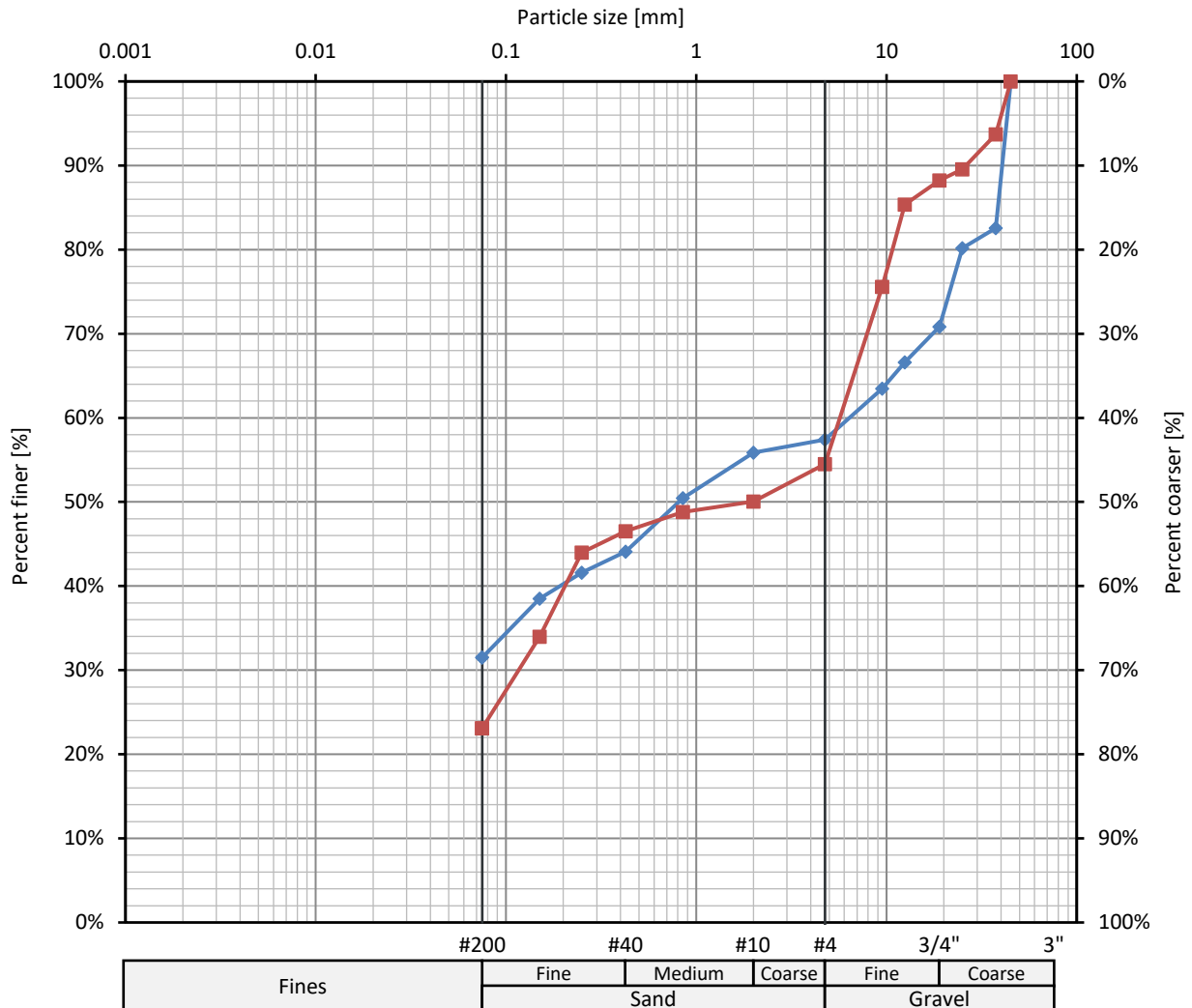
Particle-Size Distribution

Project: Edificio en H. Congreso

Client:

Location: Culiacán, Sinaloa

Code:



Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	42.6	25.9	31.5		-	-	6.7776
■	45.5	31.4	23.1		-	0.1226	5.9902

Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	PCA-1	1.5	-	-	71	46	GC	Clayey GRAVEL with Sand and Cobbles
■	PCA-1	3.1	-	-	54	31	GC	Clayey GRAVEL with Sand

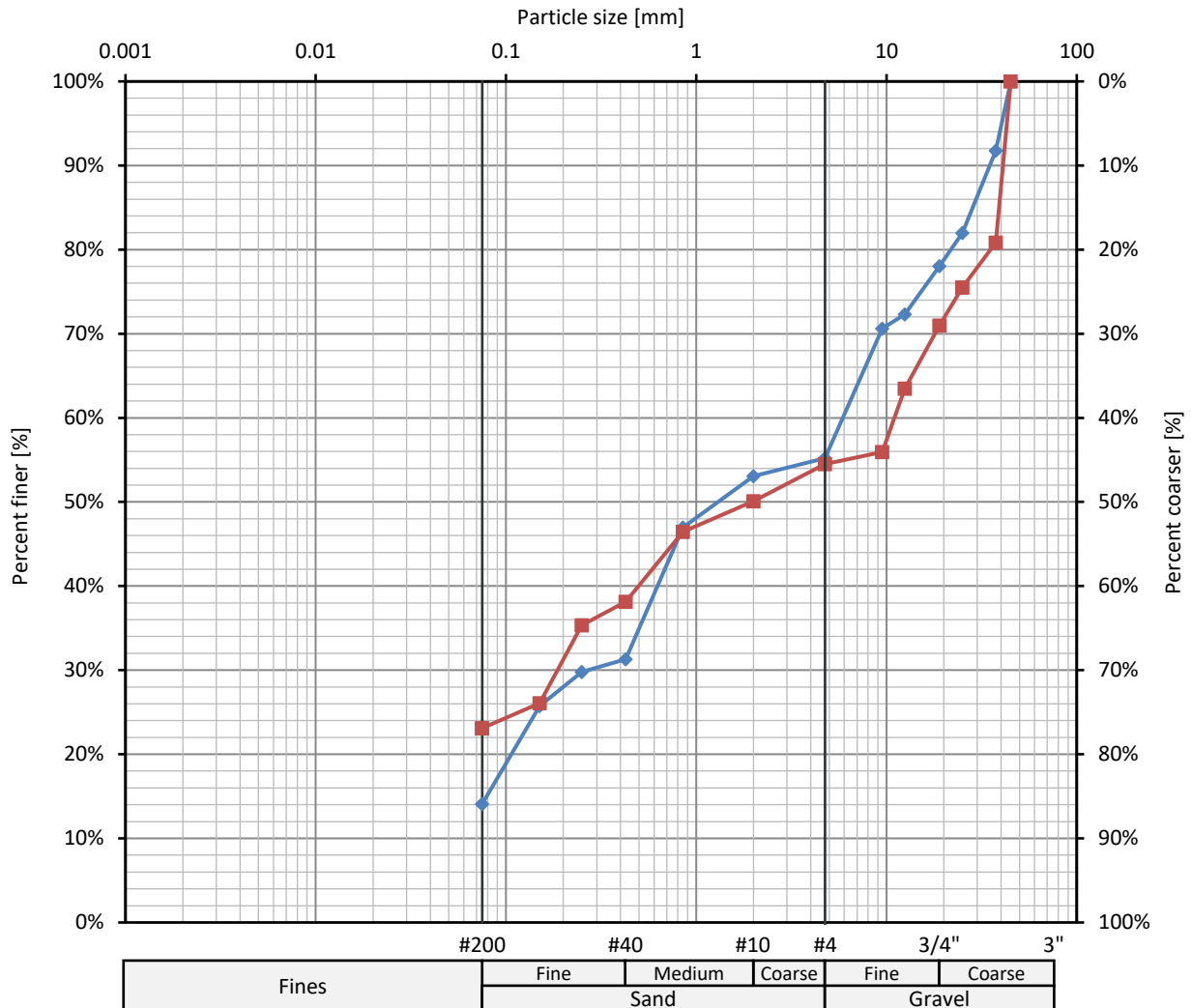
Particle-Size Distribution

Project: Edificio en H. Congreso

Client:

Location: Culiacán, Sinaloa

Code:



Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	44.8	41.1	14.1		-	0.2737	6.2296
■	45.5	31.4	23.1		-	0.1924	11.1168

Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	PCA-2	0.5	-	-	35	11	GC	Clayey GRAVEL with Sand
■	PCA-2	2.4	-	-	67	46	GC	Clayey GRAVEL with Sand

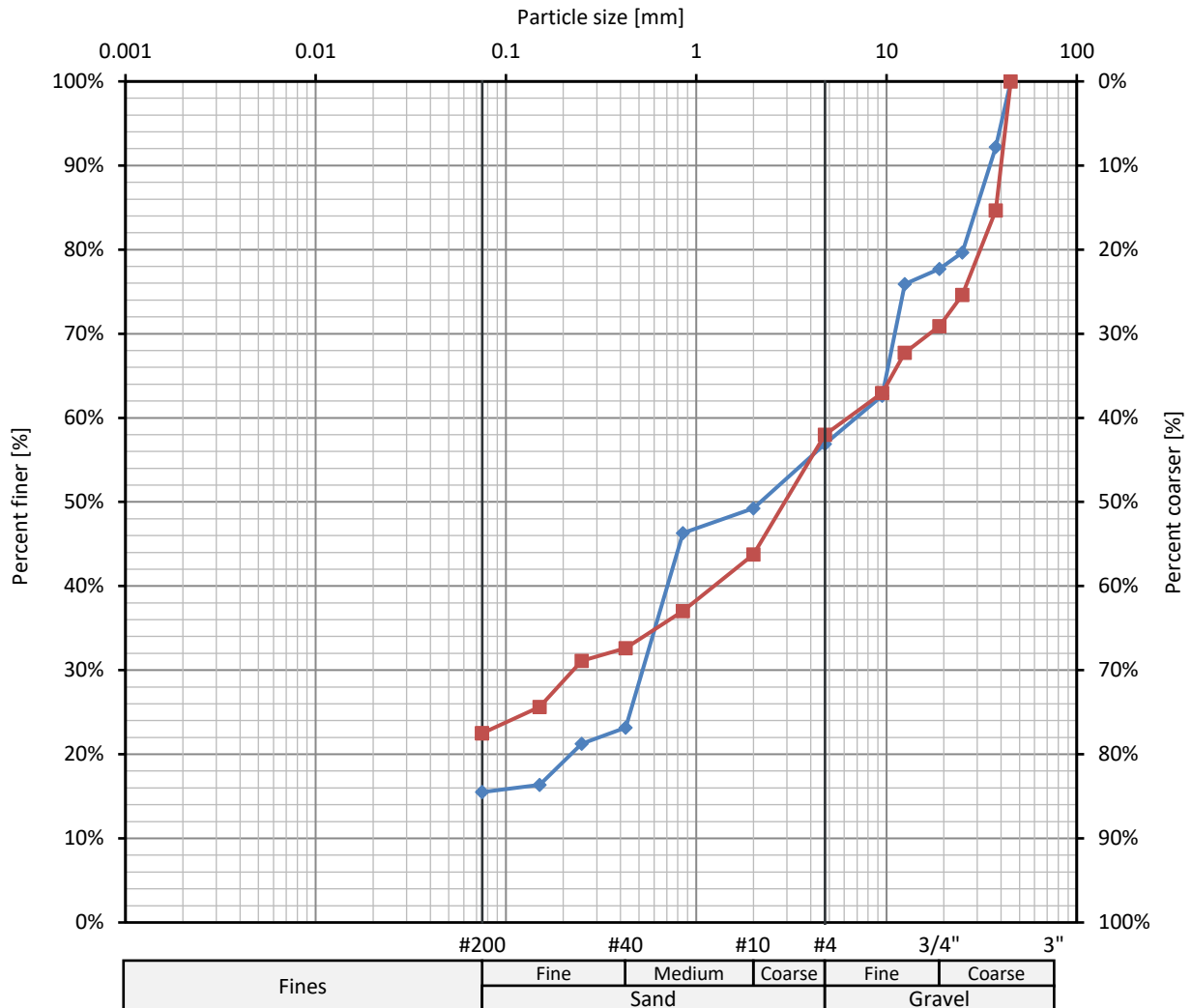
Particle-Size Distribution

Project: Edificio en H. Congreso

Client:

Location: Culiacán, Sinaloa

Code:



Symbol	Gravel [%]	Sand [%]	Silt [%]	Clay [%]	D ₁₀ [mm]	D ₃₀ [mm]	D ₆₀ [mm]
◆	43.1	41.4	15.5		-	0.5506	7.3193
■	42	35.5	22.5		-	0.2296	6.667

Symbol	BH/TP	Depth [m]	C _u	C _c	LL	PI	USCS	Description
◆	PCA-3	0.3	-	-	37	14	GC	Clayey GRAVEL with Sand
■	PCA-3	2.3	-	-	61	40	GC	Clayey GRAVEL with Sand

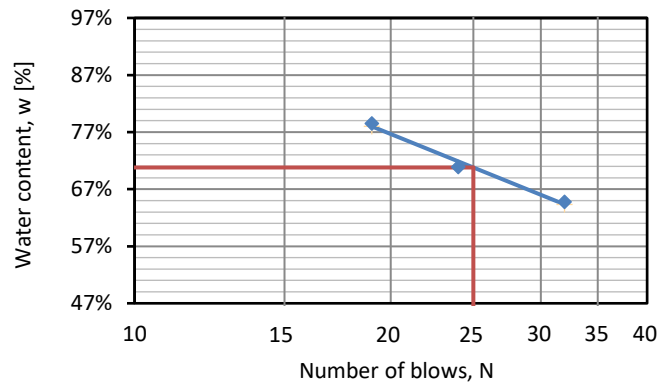
Atterberg Limits - Test Data

Project: Edificio en H. Congreso	BH/TP: PCA-1
Client:	Depth: 1.5
Location: Culiacán, Sinaloa	USCS: GC
Code:	Sample: Disturbed

Liquid limit test (LL) Multipoint method One-point method

☐ Liquid limit test could not be performed.

	No.01	No.02	No.03	No.04	No.05	No.01	No.02
Number of blows, N	32	24	19				
Container No.	1	2	3				
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	36.1	41.9	48.3				
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	29.3	32.4	35.5				
Mass of container, M_c [g]	18.8	19	19.2				
Mass of water, M_w [g]	6.8	9.5	12.8				
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	10.5	13.4	16.3				
Water content, w [%]	64.76	70.9	78.53				



$$LL_n = W_n \cdot (N/25)^{0.121}$$

$$LL = (LL_1 + LL_2) / 2$$

Date: Time: Tested by:

Notes:

Plastic limit test (PL)

☐ Plastic limit test could not be performed.

	No.01	No.02
Container No.	4	5
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	27.2	27.5
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	25.4	25.9
Mass of container, M_c [g]	18.2	19.3
Mass of water, M_w [g]	1.8	1.6
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	7.2	6.6
Water content, w [%]	25	24.24

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

$$PL = PL_1 + PL_2$$

$$PL = 24.6$$

Results

LL	PL	PI	Fines as
71	25	46	CH

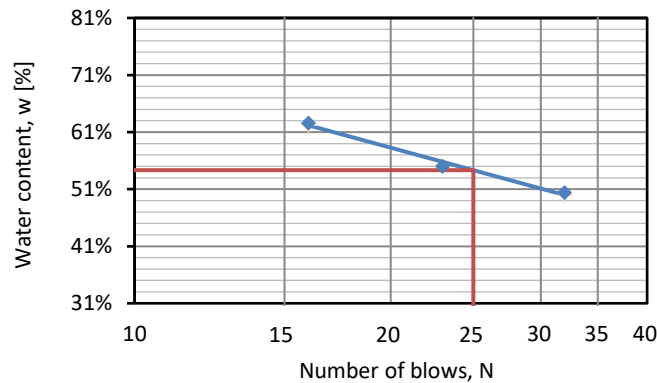
Atterberg Limits - Test Data

Project: Edificio en H. Congreso	BH/TP: PCA-1
Client:	Depth: 3.1
Location: Culiacán, Sinaloa	USCS: GC
Code:	Sample: Disturbed

Liquid limit test (LL) Multipoint method One-point method

☐ Liquid limit test could not be performed.

	No.01	No.02	No.03	No.04	No.05	No.01	No.02
Number of blows, N	32	23	16				
Container No.	1	2	3				
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	37.7	41	45.7				
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	31.3	33.3	35.5				
Mass of container, M_c [g]	18.6	19.3	19.2				
Mass of water, M_w [g]	6.4	7.7	10.2				
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	12.7	14	16.3				
Water content, w [%]	50.39	55	62.58				



$$LL_n = W_n \cdot (N/25)^{0.121}$$

$$LL = (LL_1 + LL_2) / 2$$

Date: Time: Tested by:

Notes:

Plastic limit test (PL)

☐ Plastic limit test could not be performed.

	No.01	No.02	Date:	Time:
Container No.	4	5		
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	25.6	26	Tested by:	
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	24.4	24.5		
Mass of container, M_c [g]	18.9	18.2	Notes:	
Mass of water, M_w [g]	1.2	1.5		
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	5.5	6.3		
Water content, w [%]	21.82	23.81		

$$PL = PL_1 + PL_2$$

$$PL = 22.8$$

Results

LL	PL	PI	Fines as
54	23	31	CH

Atterberg Limits - Test Data

Project: Edificio en H. Congreso
Client:
Location: Culiacán, Sinaloa
Code:

BH/TP: PCA-2
Depth: 0.5
USCS: GC
Sample: Disturbed

Liquid limit test (LL)

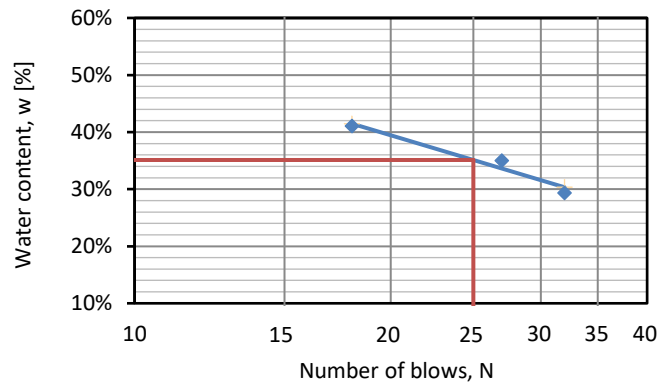
Multipoint method

One-point method

☐ Liquid limit test could not be performed.

	No.01	No.02	No.03	No.04	No.05
Number of blows, N	32	27	18		
Container No.	1	2	3		
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	33	38.2	41.8		
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	29.8	33.3	34.9		
Mass of container, M_c [g]	18.9	19.3	18.1		
Mass of water, M_w [g]	3.2	4.9	6.9		
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	10.9	14	16.8		
Water content, w [%]	29.36	35	41.07		

No.01	No.02



$$LL_n = W_n \cdot (N/25)^{0.121}$$

$$LL = (LL_1 + LL_2) / 2$$

LL = 35.1

Date: Time: Tested by:

Notes:

Plastic limit test (PL)

☐ Plastic limit test could not be performed.

	No.01	No.02
Container No.	4	5
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	26.1	26.4
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	24.8	24.7
Mass of container, M_c [g]	19.2	18
Mass of water, M_w [g]	1.3	1.7
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	5.6	6.7
Water content, w [%]	23.21	25.37

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

$$PL = PL_1 + PL_2$$

PL = 24.3

Results

LL	PL	PI	Fines as
35	24	11	CL

Atterberg Limits - Test Data

Project: Edificio en H. Congreso
Client:
Location: Culiacán, Sinaloa
Code:

BH/TP: PCA-2
Depth: 2.4
USCS: GC
Sample: Disturbed

Liquid limit test (LL)

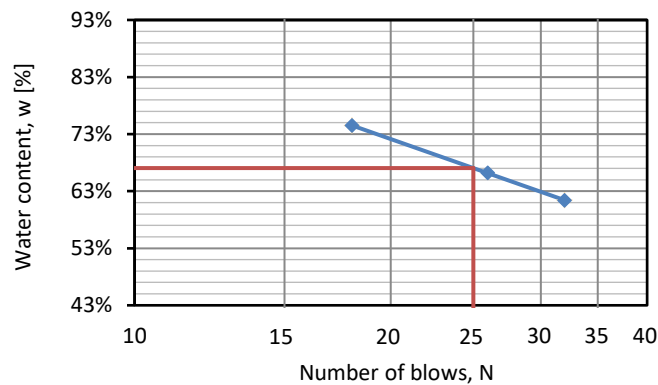
Multipoint method

One-point method

☐ Liquid limit test could not be performed.

	No.01	No.02	No.03	No.04	No.05
Number of blows, N	32	26	18		
Container No.	1	2	3		
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	36.7	41.5	45.9		
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	29.7	32.3	34.5		
Mass of container, M_c [g]	18.3	18.4	19.2		
Mass of water, M_w [g]	7	9.2	11.4		
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	11.4	13.9	15.3		
Water content, w [%]	61.4	66.19	74.51		

No.01	No.02



$$LL_n = W_n \cdot (N/25)^{0.121}$$

$$LL = (LL_1 + LL_2) / 2$$

LL = 67

Date: Time: Tested by:

Notes:

Plastic limit test (PL)

☐ Plastic limit test could not be performed.

	No.01	No.02
Container No.	4	5
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	26.3	25.1
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	24.9	23.9
Mass of container, M_c [g]	18.4	17.9
Mass of water, M_w [g]	1.4	1.2
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	6.5	6
Water content, w [%]	21.54	20

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

$$PL = PL_1 + PL_2$$

PL = 20.8

Results

LL	PL	PI	Fines as
67	21	46	CH

Atterberg Limits - Test Data

Project: Edificio en H. Congreso
Client:
Location: Culiacán, Sinaloa
Code:

BH/TP: PCA-3
Depth: 0.3
USCS: GC
Sample: Disturbed

Liquid limit test (LL)

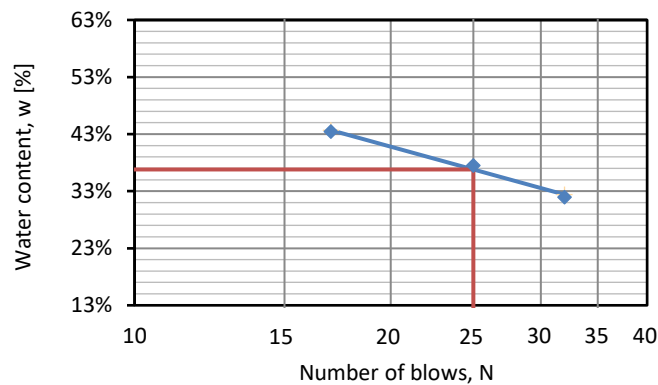
Multipoint method

One-point method

☐ Liquid limit test could not be performed.

	No.01	No.02	No.03	No.04	No.05
Number of blows, N	32	25	17		
Container No.	1	2	3		
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	35	36.8	40		
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	31.1	32	33.4		
Mass of container, M_c [g]	18.9	19.2	18.2		
Mass of water, M_w [g]	3.9	4.8	6.6		
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	12.2	12.8	15.2		
Water content, w [%]	31.97	37.5	43.42		

No.01	No.02



$$LL_n = W_n \cdot (N/25)^{0.121}$$

$$LL = (LL_1 + LL_2) / 2$$

LL = 36.8

Date: Time: Tested by:

Notes:

Plastic limit test (PL)

☐ Plastic limit test could not be performed.

	No.01	No.02
Container No.	4	5
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	25.9	27.8
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	24.7	26.1
Mass of container, M_c [g]	19.1	19
Mass of water, M_w [g]	1.2	1.7
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	5.6	7.1
Water content, w [%]	21.43	23.94

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

$$PL = PL_1 + PL_2$$

PL = 22.7

Results

LL	PL	PI	Fines as
37	23	14	CL

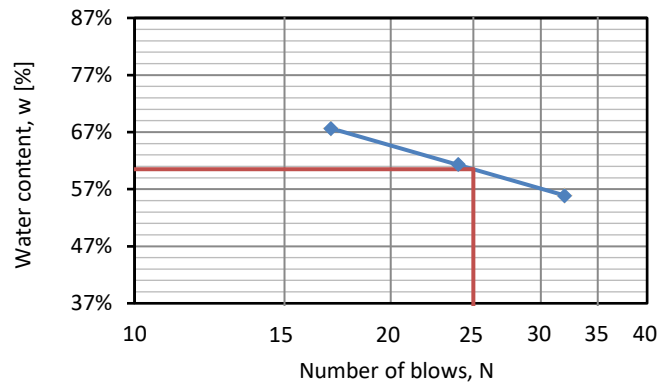
Atterberg Limits - Test Data

Project: Edificio en H. Congreso	BH/TP: PCA-3
Client:	Depth: 2.3
Location: Culiacán, Sinaloa	USCS: GC
Code:	Sample: Disturbed

Liquid limit test (LL) Multipoint method One-point method

☐ Liquid limit test could not be performed.

	No.01	No.02	No.03	No.04	No.05	No.01	No.02
Number of blows, N	32	24	17				
Container No.	1	2	3				
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	36.4	42.1	47.1				
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	30.2	32.9	35.4				
Mass of container, M_c [g]	19.1	17.9	18.1				
Mass of water, M_w [g]	6.2	9.2	11.7				
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	11.1	15	17.3				
Water content, w [%]	55.86	61.33	67.63				



$$LL_n = W_n \cdot (N/25)^{0.121}$$

$$LL = (LL_1 + LL_2) / 2$$

Date: Time: Tested by:

Notes:

Plastic limit test (PL)

☐ Plastic limit test could not be performed.

	No.01	No.02
Container No.	4	5
Mass of container + moist soil, M_{cms} [g]	25.7	27.4
Mass of container + dry soil, M_{cds} [g]	24.5	25.9
Mass of container, M_c [g]	18.8	18.5
Mass of water, M_w [g]	1.2	1.5
Mass of dry soil, M_{ds} [g]	5.7	7.4
Water content, w [%]	21.05	20.27

Date:

Time:

Tested by:

Notes:

$$PL = PL_1 + PL_2$$

$$PL = 20.7$$

Results

LL	PL	PI	Fines as
61	21	40	CH

Atterberg Limits Tests

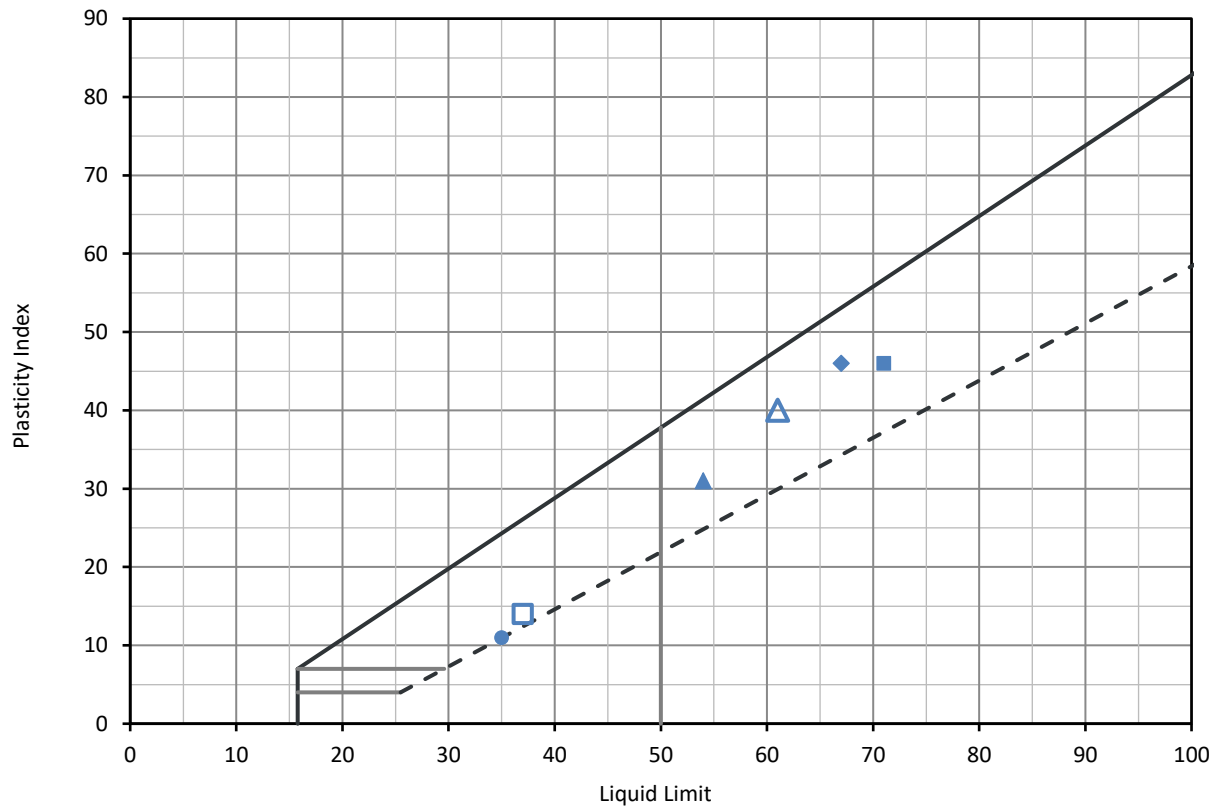
Project: Edificio en H. Congreso

Client:

Location: Culiacán, Sinaloa

Code:

Plasticity chart



No.	Symbol	BH/TP	Depth [m]	USCS	LL	PL	PI	Fines as
1	■	PCA-1	1.5	GC	71	25	46	CH
2	▲	PCA-1	3.1	GC	54	23	31	CH
3	●	PCA-2	0.5	GC	35	24	11	CL
4	◆	PCA-2	2.4	GC	67	21	46	CH
5	□	PCA-3	0.3	GC	37	23	14	CL
6	△	PCA-3	2.3	GC	61	21	40	CH

Name	Client	Location	Code	Date
Edificio en H. Congreso		Culiacán, Sinaloa		2023-09-06
Notes	Estado límite de falla y de servicio para zapata aislada			

No.	USCS	Bounds [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [deg.]	c [kPa]	E _s [kPa]	ν	Consolidation	C _c	C _s	e ₀	Auto	Sublayers
1	GC-GM	0.0-2.00	17.15	31.00	9.80	176,400.0	0.310	False	-	-	-	-	1
2	GC	2.00-3.00	16.09	30.00	5.88	137,200.0	0.300	False	-	-	-	-	1

General	g [m/s ²]		T [m]	D [m]	D _w [m]	Footing type	B [m]	L/B
	9.80		0.3	1.5	-	Spread	1.00	1.00
Shear failure	Method	Failure type	F.S.	RF _ϕ	RF _c	Water effect		Large footing effect
	Meyerhof	General	3.00	-	-	Bowles		False
Settlement	Basic	Allowable settlement [m]			Effective stratum depth	Criteria	Method	Value [%]
		0.0254				Pressure isobars	Westergaard	10.00
	Elastic	Es Method	Excavation effect			Influence factor	Rigidity	Criteria
		Weighted average	Er/Es	1.0		Steinbrenner	Flexible	Center
	Consolidation	P'c method	Loading effects			α _{cons}	Excavation effect	
		Auto	Westergaard		(T+4M+B)/6	1.00	False	

1- Shear failure criterion (q_{all-sh})

Wedge zone depth (H) and other equivalent parameters for shear failure calculations are computed:

$$H = 0.5B \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \xrightarrow{\text{Iteration}} \begin{cases} H = 0.88 [m] \\ \phi = 30.57 [deg.] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = \frac{\sum_{i=1}^n c_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 8.12 [kPa] \\ \gamma = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 16.70 [kN/m^3] \end{cases}$$

Meyerhof bearing capacity

$$q_{ult-sh} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Modification for water table

$$\text{Water table is not encountered} \rightarrow \gamma_e = \gamma = 16.70 [kN/m^3]$$

$$\gamma_{uf} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 17.15 [kN/m^3]$$

$$\text{Footing type} = \text{Spread} \rightarrow \bar{q} = \gamma_{uf} \times \min(D, T) \rightarrow \bar{q} = 5.15 [kPa]$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 19.64$$

$$N_c = \begin{cases} \pi + 2 & \phi = 0 [deg.] \\ (N_q - 1) \cot \phi & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow N_c = 31.56$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi) = 17.27$$

$$k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 3.07$$

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} = 1.61$$

$$\begin{cases} s_q = s_\gamma = 1 & \phi = 0 [deg.] \\ s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow s_q = s_\gamma = 1.31$$

$$\text{Footing type} = \text{Spread} \rightarrow d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p} \frac{\min(D, T)}{B} = 1.11$$

$$\text{Footing type} = \text{Spread} \rightarrow \begin{cases} d_q = d_\gamma = 1 & \phi = 0 [deg.] \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p} \frac{\min(D, T)}{B} & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow d_q = d_\gamma = 1.05$$

$$\begin{aligned} q_{ult-sh} &= cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \\ &= (456.93) + (139.04) + (198.28) = 794.25 [kPa] \end{aligned}$$

$$q_{all-sh} = \frac{q_{ult-sh}}{F.S.} = \frac{794.25}{3.00} = 264.75 [kPa]$$

2- Settlement criterion (q_{set})

In the current section, the needed pressure (q_{set}) leading to the tolerable settlement of the footing (0.0254 [m]) as specified by the user) is assumed, which will be later verified.

$$q_{set} = 5,300.97 \text{ [kPa]}$$

Effective stratum depth is considered equal to $Z_{I(\%)}$ which is calculated by the use of "Westergaard" method.

$$Z_{I(\%)} = 2.18 \text{ [m]} \xrightarrow{\text{Verification}} \left\{ \begin{array}{l} M_w = \frac{B'}{Z} = \frac{0.50}{2.18} = 0.23 \\ N_w = \frac{L'}{Z} = \frac{0.50}{2.18} = 0.23 \\ \nu = 0.302 \rightarrow a = \frac{1-2\nu}{2-2\nu} = 0.28 \\ m = 4 \end{array} \right\} \rightarrow I = 10.00 \text{ [%]}$$

$$Z = Z_{I(\%)} = 2.18 \text{ [m]}$$

• Elastic Settlement (S_e)

$$Z = 2.18 \text{ [m]} \rightarrow \nu = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 0.302$$

$$\rightarrow E_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 146,186.0 \text{ [kPa]}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{st} = \frac{L'}{B'} = \frac{0.50}{0.50} = 1.00 \\ N_{st} = \frac{Z}{B'} = \frac{2.18}{0.50} = 4.36 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} I_1 = 0.420 \\ I_2 = 0.035 \end{array} \right\} \rightarrow I_{sf} = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 = 0.440$$

$$\left. \begin{array}{l} \min(D, T)/B = 0.30/1.00 = 0.30 \\ L/B = 1.00 \\ \nu = 0.302 \end{array} \right\} \rightarrow I_F = 0.877$$

• Consolidation Settlement (S_c)

No.	Bounds [m] (Below footing)	P'_0 [kPa]	P'_c [kPa]	I_{center}	Δq_{center} [kPa]	Calc. Type	I_{corner}	Δq_{corner} [kPa]	Calc. Type
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

• Settlement verification

$$S = S_e$$

$$S = \frac{q_{set}}{E_s} \times B' \times (1 - \nu^2) \times I_{sf} \times I_F \times m$$

$$S = \frac{5,300.97}{146,186.0} \times 0.50 \times (1 - 0.302^2) \times 0.440 \times 0.877 \times 4$$

$$= 0.0254 [m]$$

Comparison between the resulting settlement and the value specified by the user, verifies the earlier assumption for “ q_{set} ”.

3- Allowable Bearing Capacity (q_{all})

$$q_{all} = \min(q_{set}, q_{all-sh}) = \min(5,300.97, 264.75) = 264.75 [kPa]$$

4- Settlement due to the allowable bearing capacity (S_{q-all})

$$S_{q-all} = \frac{264.75}{146,186.0} \times 0.50 \times (1 - 0.302^2) \times 0.440 \times 0.877 \times 4$$

$$= 0.0013 [m]$$

5- Modulus of Subgrade Reaction (k_s)

- $k_{s-center}$

$$k_{s-center} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-center}}$$

$$S_{ks-center} = \frac{794.25}{146,186.0} \times 0.50 \times (1 - 0.302^2) \times 0.440 \times 0.877 \times 4$$

$$= 0.0038 [m]$$

$$k_{s-center} = \frac{794.25}{0.0038} = 208,699.8 [kN/m^3]$$

- $k_{s-corner}$

$$k_{s-corner} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-corner}}$$

$$S_{ks-corner} = \frac{794.25}{146,186.0} \times 1.00 \times (1 - 0.302^2) \times 0.337 \times 0.877$$

$$= 0.0015 [m]$$

$$k_{s-corner} = \frac{794.25}{0.0015} = 544,130.1 [kN/m^3]$$

- $k_{s-average}$

$$k_{s-average} = \frac{4 \times k_{s-center} + k_{s-corner}}{5} = 275,785.8 [kN/m^3]$$

6- Summary of Results

q_{all-sh} [kPa]	q_{set} [kPa]	q_{all} [kPa]	S_{q-all} [m]	$k_{s-center}$ [kN/m ³]	$k_{s-corner}$ [kN/m ³]	$k_{s-average}$ [kN/m ³]
264.75	5,300.97	264.75	0.0013	208,699.8	544,130.1	275,785.8

Note: Full details regarding calculation methods and parameters' definitions are presented in the scientific manual, downloadable at www.soiloffice.com.

Name	Client	Location	Code	Date
Edificio en H. Congreso		Culiacán, Sinaloa		2023-09-06

Notes	Estado límite de falla y de servicio para zapata corrida
-------	--

No.	USCS	Bounds [m]	γ [kN/m ³]	ϕ [deg.]	c [kPa]	E _s [kPa]	ν	Consolidation	C _c	C _s	e ₀	Auto	Sublayers
1	GC-GM	0.0-2.00	17.15	31.00	9.80	176,400.0	0.310	False	-	-	-	-	1
2	GC	2.00-3.00	16.09	30.00	5.88	137,200.0	0.300	False	-	-	-	-	1

General	g [m/s ²]		T [m]		D [m]	D _w [m]	Footing type		B [m]	L/B		
	9.80		0.3		1.5	-	Continuous		1.00	6.00		
Shear failure	Method	Failure type	F.S.	RF _φ	RF _c	Water effect			Large footing effect			
	Meyerhof	General	3.00	-	-	Bowles			False			
Settlement	Basic	Allowable settlement [m]			Effective stratum depth	Criteria		Method		Value [%]		
		0.0254				Pressure isobars		Westergaard		10.00		
	Elastic	Es Method		Excavation effect			Influence factor		Rigidity		Criteria	
		Weighted average		Er/Es	1.0		Steinbrenner		Flexible		Center	
	Consolidation	P'c method		Loading effects				α _{cons}		Excavation effect		
		Auto		Westergaard		(T+4M+B)/6		1.00		False		

1- Shear failure criterion (q_{all-sh})

Wedge zone depth (H) and other equivalent parameters for shear failure calculations are computed:

$$H = 0.5B \times \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) \xrightarrow{\text{Iteration}} \begin{cases} H = 0.88 [m] \\ \phi = 30.57 [deg.] \end{cases} \rightarrow \begin{cases} c = \frac{\sum_{i=1}^n c_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 8.12 [kPa] \\ \gamma = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 16.70 [kN/m^3] \end{cases}$$

Meyerhof bearing capacity

$$q_{ult-sh} = cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma$$

Modification for water table

$$\text{Water table is not encountered} \rightarrow \gamma_e = \gamma = 16.70 [kN/m^3]$$

$$\gamma_{uf} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 17.15 [kN/m^3]$$

$$\text{Footing type} = \text{Continuous} \rightarrow \bar{q} = \gamma_{uf} \times D \rightarrow \bar{q} = 25.73 [kPa]$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 19.64$$

$$N_c = \begin{cases} \pi + 2 & \phi = 0 [deg.] \\ (N_q - 1) \cot \phi & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow N_c = 31.56$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1.4 \phi) = 17.27$$

$$k_p = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = 3.07$$

$$s_c = 1 + 0.2k_p \frac{B}{L} = 1.10$$

$$\begin{cases} s_q = s_\gamma = 1 & \phi = 0 [deg.] \\ s_q = s_\gamma = 1 + 0.1k_p \frac{B}{L} & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow s_q = s_\gamma = 1.05$$

$$\text{Footing type} = \text{Continuous} \rightarrow d_c = 1 + 0.2 \sqrt{k_p \frac{D}{B}} = 1.53$$

$$\text{Footing type} = \text{Continuous} \rightarrow \begin{cases} d_q = d_\gamma = 1 & \phi = 0 [deg.] \\ d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{k_p \frac{D}{B}} & \phi > 0 [deg.] \end{cases} \rightarrow d_q = d_\gamma = 1.26$$

$$\begin{aligned} q_{ult-sh} &= cN_c s_c d_c + \bar{q}N_q s_q d_q + 0.5\gamma_e B N_\gamma s_\gamma d_\gamma \\ &= (430.81) + (670.80) + (191.32) = 1,292.93 [kPa] \end{aligned}$$

$$q_{all-sh} = \frac{q_{ult-sh}}{F.S.} = \frac{1,292.93}{3.00} = 430.98 [kPa]$$

2- Settlement criterion (q_{set})

In the current section, the needed pressure (q_{set}) leading to the tolerable settlement of the footing (0.0254 [m]) as specified by the user) is assumed, which will be later verified.

$$q_{set} = 3,420.16 \text{ [kPa]}$$

Effective stratum depth is considered equal to $Z_{I(\%)}$ which is calculated by the use of "Westergaard" method.

$$Z_{I(\%)} = 4.56 \text{ [m]} \xrightarrow{\text{Verification}} \left\{ \begin{array}{l} M_W = \frac{B'}{Z} = \frac{0.50}{4.56} = 0.11 \\ N_W = \frac{L'}{Z} = \frac{3.00}{4.56} = 0.66 \\ \nu = 0.301 \rightarrow a = \frac{1-2\nu}{2-2\nu} = 0.28 \\ m = 4 \end{array} \right\} \rightarrow I = 10.00 \text{ [%]}$$

$$Z = Z_{I(\%)} = 4.56 \text{ [m]}$$

• Elastic Settlement (S_e)

$$Z = 4.56 \text{ [m]} \rightarrow \nu = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 0.301$$

$$\rightarrow E_s = \frac{\sum_{i=1}^n E_i H_i}{\sum_{i=1}^n H_i} = 141,499.4 \text{ [kPa]}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_{St} = \frac{L'}{B'} = \frac{3.00}{0.50} = 6.00 \\ N_{St} = \frac{Z}{B'} = \frac{4.56}{0.50} = 9.12 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} I_1 = 0.740 \\ I_2 = 0.087 \end{array} \right\} \rightarrow I_{sf} = I_1 + \frac{1-2\nu}{1-\nu} I_2 = 0.789$$

$$\left. \begin{array}{l} D/B = 1.50 \\ L/B = 6.00 \\ \nu = 0.301 \end{array} \right\} \rightarrow I_F = 0.732$$

• Consolidation Settlement (S_c)

No.	Bounds [m] (Below footing)	P'_0 [kPa]	P'_c [kPa]	I_{center}	Δq_{center} [kPa]	Calc. Type	I_{corner}	Δq_{corner} [kPa]	Calc. Type
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

• Settlement verification

$$S = S_e$$

$$S = \frac{q_{set}}{E_s} \times B' \times (1 - \nu^2) \times I_{sf} \times I_F \times m$$

$$S = \frac{3,420.16}{141,499.4} \times 0.50 \times (1 - 0.301^2) \times 0.789 \times 0.732 \times 4$$

$$= 0.0254 [m]$$

Comparison between the resulting settlement and the value specified by the user, verifies the earlier assumption for “ q_{set} ”.

3- Allowable Bearing Capacity (q_{all})

$$q_{all} = \min(q_{set}, q_{all-sh}) = \min(3,420.16, 430.98) = 430.98 [kPa]$$

4- Settlement due to the allowable bearing capacity (S_{q-all})

$$S_{q-all} = \frac{430.98}{141,499.4} \times 0.50 \times (1 - 0.301^2) \times 0.789 \times 0.732 \times 4$$

$$= 0.0032 [m]$$

5- Modulus of Subgrade Reaction (k_s)

- $k_{s-center}$

$$k_{s-center} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-center}}$$

$$S_{ks-center} = \frac{1,292.93}{141,499.4} \times 0.50 \times (1 - 0.301^2) \times 0.789 \times 0.732 \times 4$$

$$= 0.0096 [m]$$

$$k_{s-center} = \frac{1,292.93}{0.0096} = 134,651.9 [kN/m^3]$$

- $k_{s-corner}$

$$k_{s-corner} = \frac{\min(q_{ult-sh}, q_{set})}{S_{ks-corner}}$$

$$S_{ks-corner} = \frac{1,292.93}{141,499.4} \times 1.00 \times (1 - 0.301^2) \times 0.588 \times 0.732$$

$$= 0.0036 [m]$$

$$k_{s-corner} = \frac{1,292.93}{0.0036} = 361,654.6 [kN/m^3]$$

- $k_{s-average}$

$$k_{s-average} = \frac{4 \times k_{s-center} + k_{s-corner}}{5} = 180,052.4 [kN/m^3]$$

6- Summary of Results

q_{all-sh} [kPa]	q_{set} [kPa]	q_{all} [kPa]	S_{q-all} [m]	$k_{s-center}$ [kN/m ³]	$k_{s-corner}$ [kN/m ³]	$k_{s-average}$ [kN/m ³]
430.98	3,420.16	430.98	0.0032	134,651.9	361,654.6	180,052.4

Note: Full details regarding calculation methods and parameters' definitions are presented in the scientific manual, downloadable at www.soiloffice.com.