

ESTUDIO GEOTECNICO PARA LA CONSTRUCCION DE UNA FRACCIONAMIENTO DENOMINADO ASTURIAS EN LA CIUDAD DE CHIHUAHUA, CHIH

FEBRERO 2016

GEOSOLS

1 INTRODUCCION

El presente estudio de mecánica de suelos, tiene por objeto evaluar y caracterizar geotécnicamente el subsuelo correspondiente al predio ubicado al final de la Av. La Cantera, al oriente de la ciudad, en la ciudad de Chihuahua, Chih.

De acuerdo con la Arq. Gibran Ochoa, se trata de la construcción viviendas, las cuales se construirán mediante muros de block o ladrillos de arcilla recocida, es posible que las cimentaciones sean a base de zapatas corridas y aisladas, contemplándose también la posibilidad de utilizar losas de techo y entrepiso aligeradas con casetón

1.1 Marco de Referencia

El presente estudio se realiza sobre la base de los antecedentes:

a) Presupuesto del estudio elaborado por esta empresa y debidamente aceptado por el cliente.

b) Visita previa efectuada al terreno para tomar antecedentes de la situación actual del terreno, las de terrenos circundantes y determinar el método de exploración más adecuado.

c) Visita al terreno y exploración geotécnica en la primera semana de febrero del presente año.

d) Inspección visual de muestras extraídas del terreno.

Modificaciones en el proyecto original, pueden introducir cambios importantes en el estudio. Eventualmente, puede ser necesario reorientar la exploración geotécnica, introduciendo nuevos puntos de exploración o profundidades de exploración mayores.

[redacted]

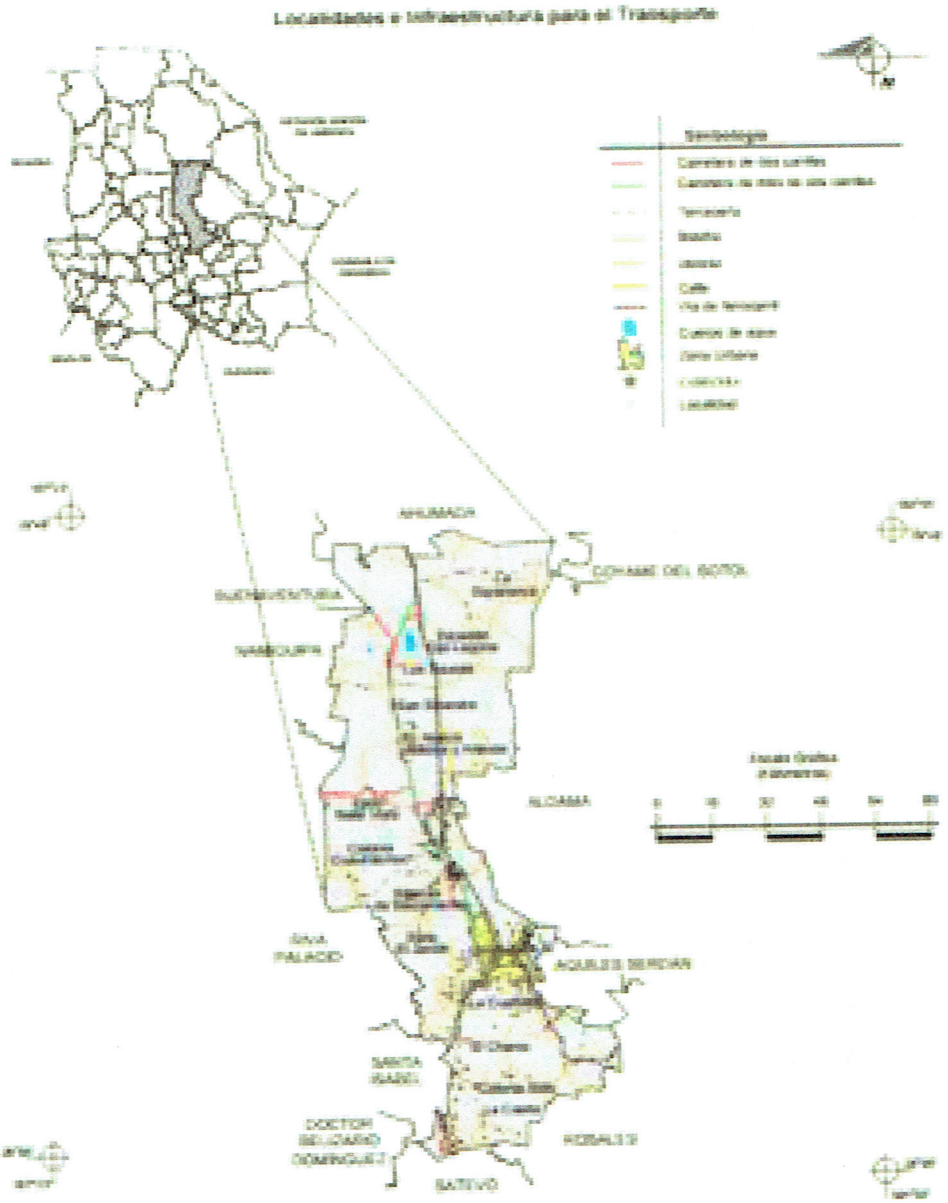
1.2 Localización



2 CARACTERISTICAS GENERALES DE LA ZONA EN ESTUDIO

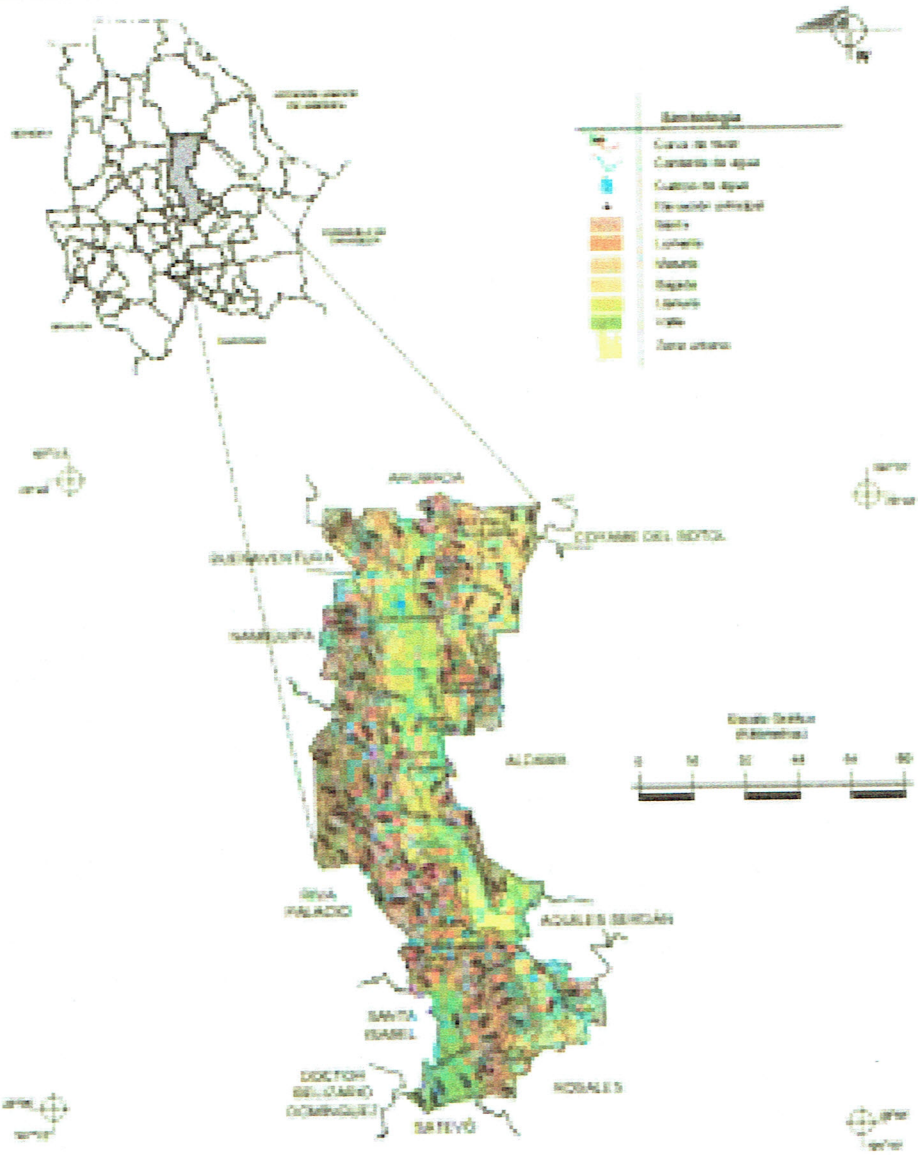
Ubicación geográfica

Coordenadas	Entre los paralelos 28° 05' y 29° 48' de latitud norte; los meridianos 105° 41' y 106° 38' de longitud oeste; altitud entre 1 200 y 2 800 m.
Colindancias	Colinda al norte con los municipios de Ahumada y Aldama; al este con los municipios de Aldama, Aquiles Serdán y Rosales; al sur con los municipios de Rosales, Satevó, Santa Isabel y Riva Palacio; al oeste con los municipios de Riva Palacio, Namiquipa y Buenaventura.
Otros datos	Ocupa el 3.4% de la superficie del estado Cuenta con 281 localidades y una población total de 758 791 habitantes http://mapserver.inegi.org.mx/mgn2k/ , 11 de marzo de 2010.



2.1 Fisiografía

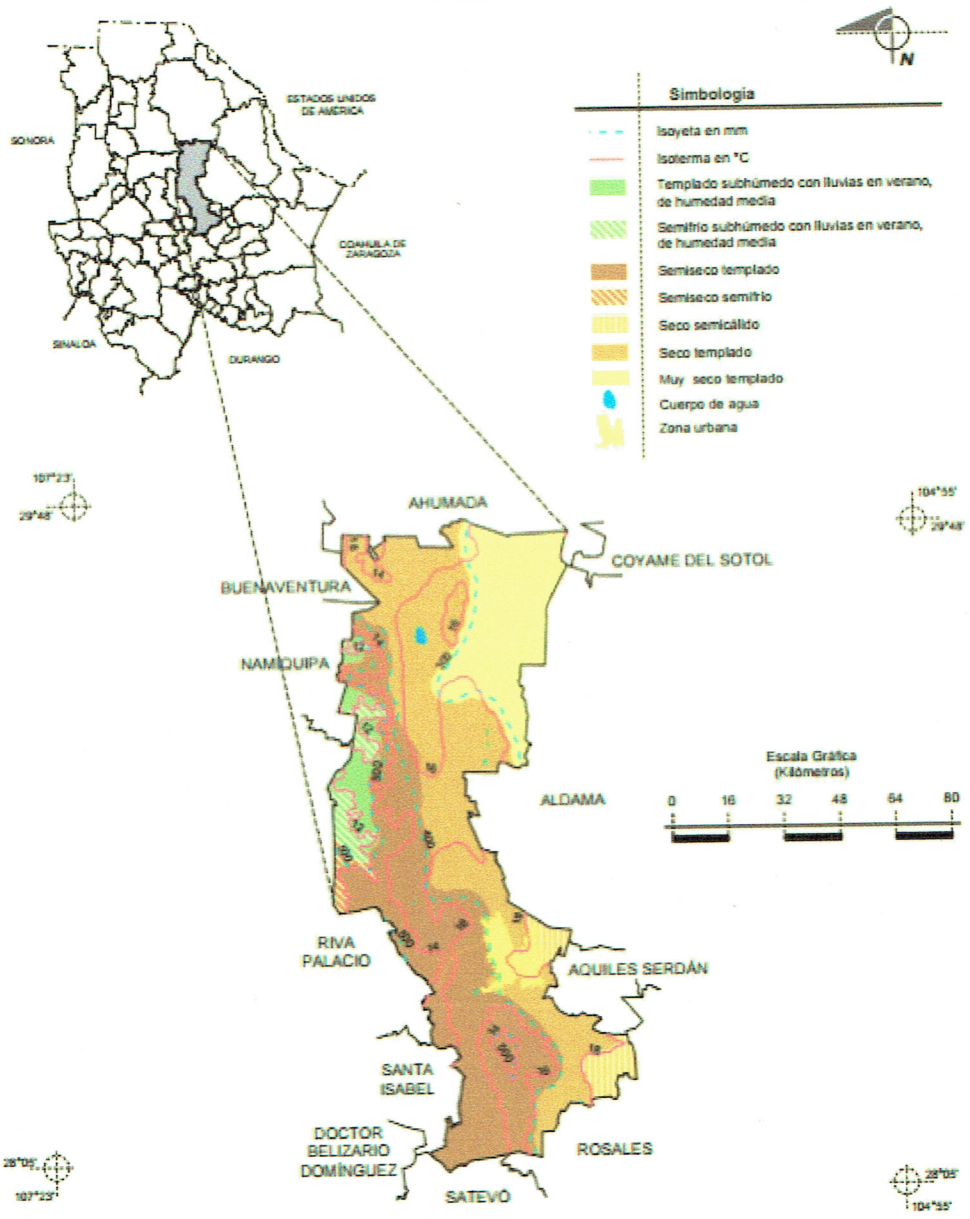
Provincia Subprovincia Sistema de topoformas	Sierras y Llanuras del Norte (62.7%) y Sierra Madre Occidental (37.3%) Del Bolsón de Mapimí (62.5%), Sierras y llanura Tarahumaras (24.6%), Sierras y Llanuras de Durango (12.8%) y Sierras Plegadas del Norte (0.1%) Bajada típica (30.5%), Sierra alta con mesetas (29.1%), Sierra escarpada (8.8%), Llanura aluvial salina (5.6%), Llanura aluvial (4.6%), Valle de laderas tendidas con lomerío (4.3%), Llanura aluvial de piso rocoso o cementado (4.3%), Lomerío escarpado con llanuras (4.0%), Lomerío con mesetas (1.6%), Sierra plegada (1.5%), Sierra alta con lomerío (1.3%), Lomerío ramificado (1.3%), Lomerío escarpado (1.2%), Llanura aluvial inundable y salina (0.9%), Lomerío típico (0.4%), Meseta con cañadas (0.4%) y Llanura aluvial con lomerío (0.2%)



2.2 Clima

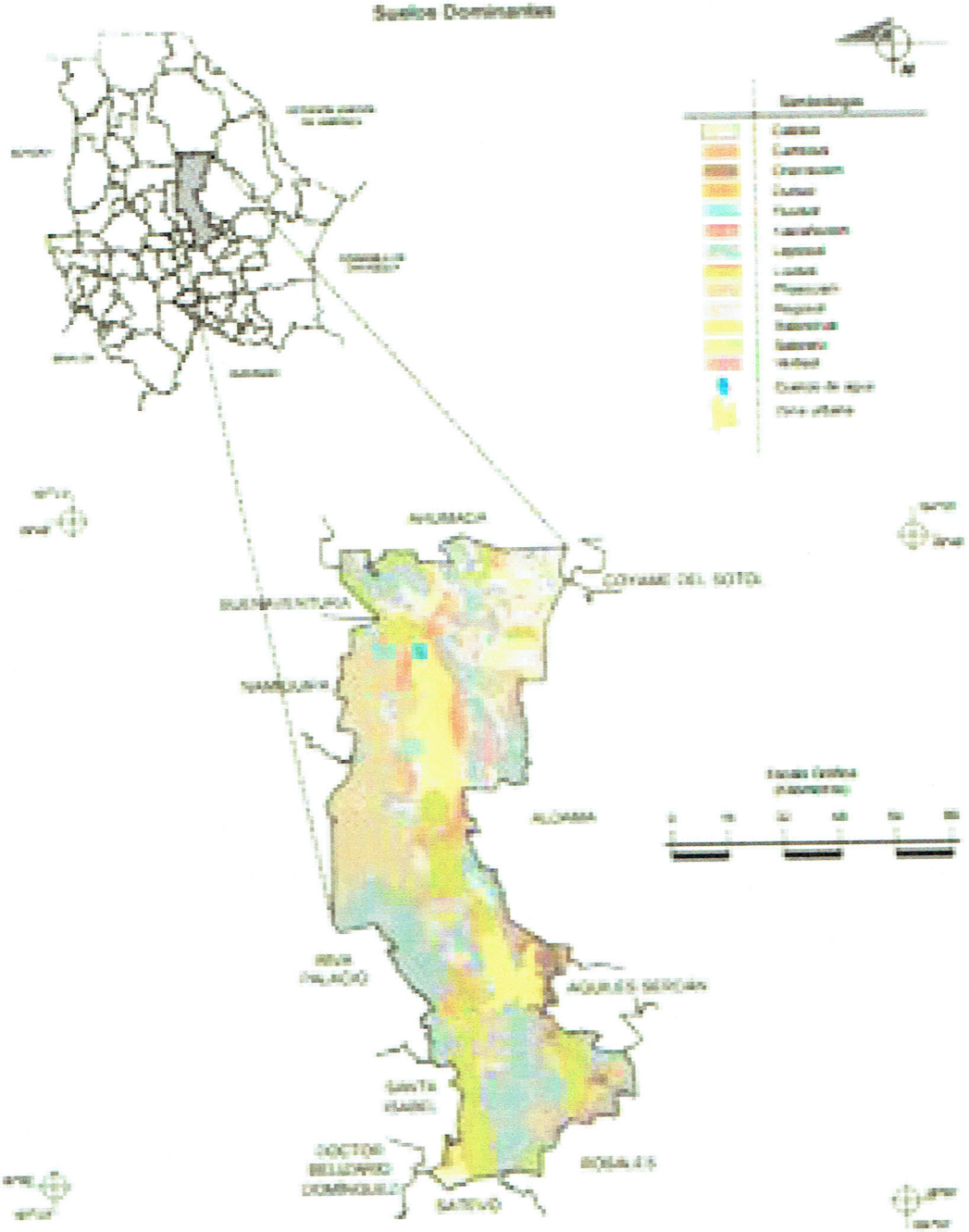
Rango de temperatura	10 – 20°C
Rango de precipitación	200 - 600 mm
Clima	Semiseco templado (37.4%), seco templado (35.0%), muy seco templado (16.4%), seco semicálido (4.1%), templado subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (3.3%), semifrío subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (2.9%) y semiseco semifrío (0.9%)

Climas



2.3 Edafología

Suelo dominante	Leptosol (36.7%), Phaeozem (18.3%), Luvisol (12.2%), Calcisol (6.7%), Cambisol (5.8%), Regosol (5.0%), Solonetz (4.1%), Fluvisol (2.6%), Chernozem (2.1%), Vertisol (1.1%), Kastañozem (1.1%), Durisol (0.9%) y Solonchak (0.5%)



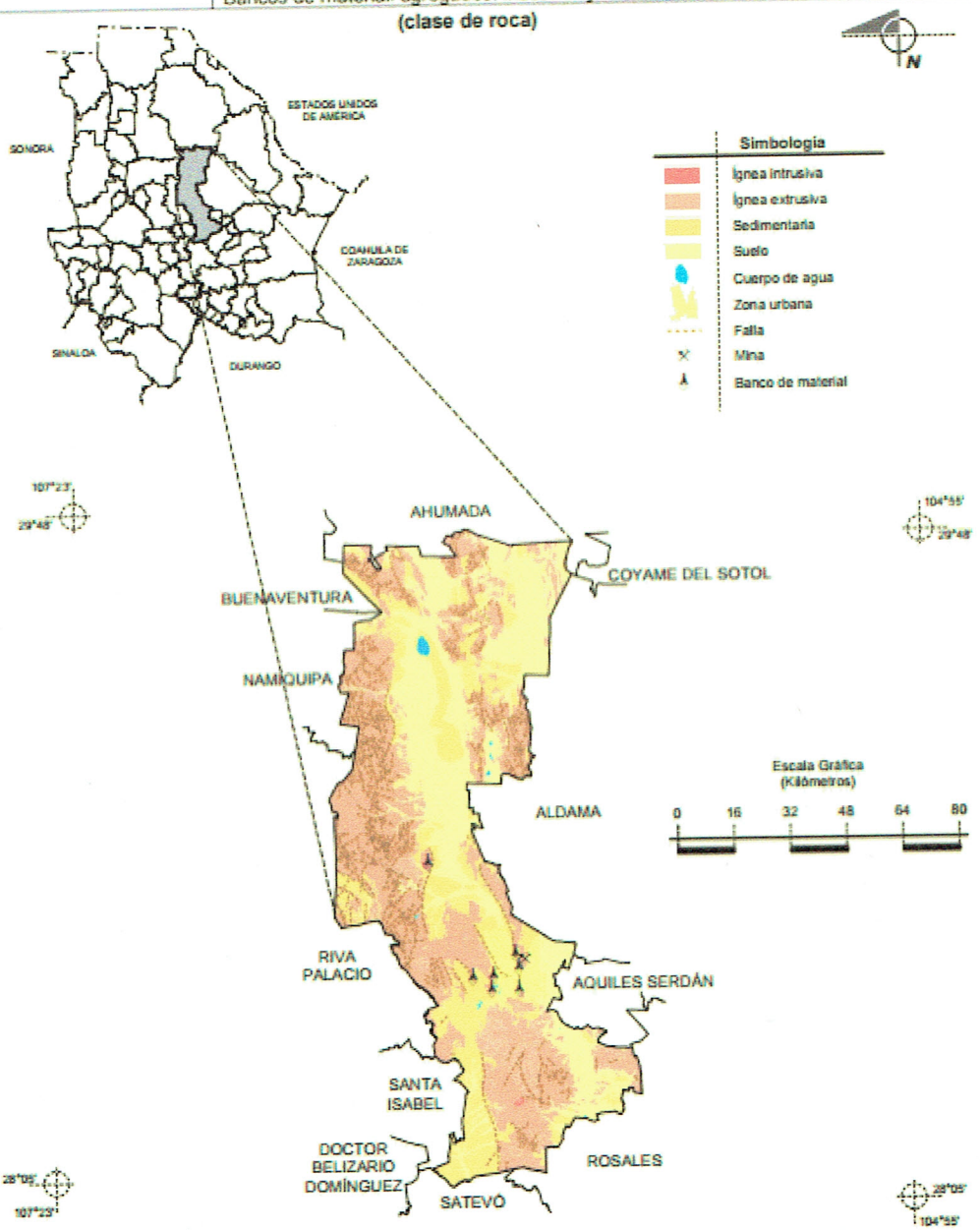
[redacted]

GEOSOLS

2.4 Geología.

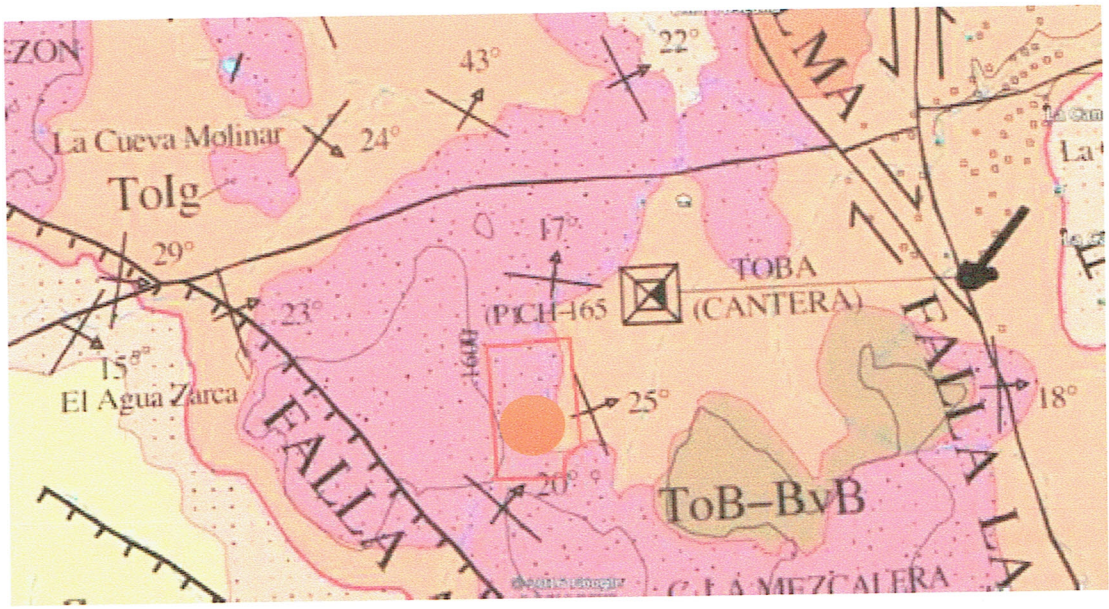
Periodo	Terciario (45.3%), Cuaternario (34.4%), Neógeno (12.1%), No aplicable (4.0%), Cretácico (0.9%) y Paleógeno (0.4%)
Roca	Ígnea extrusiva: riolita-toba ácida (43.0%), basalto (4.8%), andesita (0.5%) y toba ácida (0.3%) Suelo: aluvial (28.6%) Sedimentaria: conglomerado (17.8%), caliza (0.8%), arenisca-conglomerado (0.8%), arenisca (0.2%) y caliza-lutita (0.1%) Ígnea intrusiva: monzonita (0.2%)
Sitios de interés	Mina: oro Bancos de material: agregados, industrial y acabados

(clase de roca)



2.5 Geología Local

La zona donde se ubica el predio en estudio esta formada principalmente por Ignimbrita (Tolg)), rodeada por Toba Riolitica (ToTR). Concentrandose esta ultima en la parte central de manera muy intemperizada.



2.6 Topografía

De acuerdo con la visita efectuada al predio se pudo observar que la topografia varia de lomerio suave a fuerte, con pendientes entre el 10% y 20%.

3.0 RIESGOS GEOLÓGICOS

A continuación se detallan algunos aspectos generales de los riesgos geológicos que pueden llegar a tener incidencia en una obra de las características de la que ocupa el presente informe.

3.1 Riesgo por expansividad:

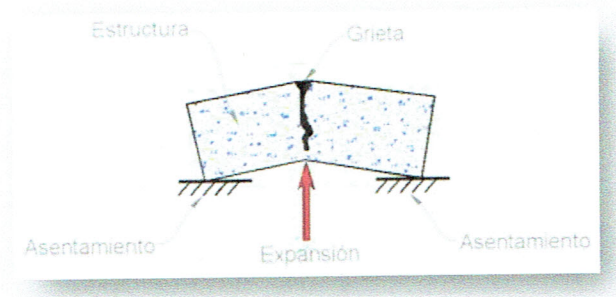
Los terrenos expansivos son una de las causas principales de daños que se producen en la edificación. Para que se produzcan problemas de este tipo se deben dar una serie de condiciones.

- El terreno debe ser mineralógicamente activo, capaz de variar su volumen por cambios de humedad.
- La climatología debe ser muy específica.
- El edificio debe ser débil, estructuralmente hablando.

Para la localización de este riesgo, no existe ningún ensayo de identificación que permita asegurar que un suelo arcilloso tenga características expansivas. El único ensayo que determina las características expansivas del terreno es el ensayo de lambe, con el que se obtiene el índice P.V.C. que clasifica el terreno según el peligro de expansión.

Este potencial de expansión también se puede determinar con los límites de Atterberg, y en concreto con el índice de plasticidad.

En ambos casos se trata de clasificaciones orientativas que únicamente nos pueden ayudar a desechar la posibilidad de expansividad sin que en el caso contrario nos ofrezcan las presiones de expansión, para lo que se debe realizar un ensayo de consolidación.

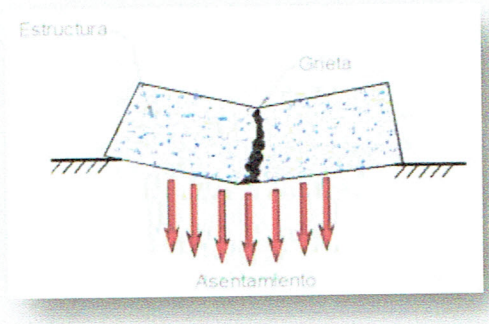


3.2 Riesgo por colapso.

El riesgo de colapso se produce en materiales parcialmente saturados, que sufren asentamientos adicionales con el aumento de la humedad, por lo que la presencia de agua será siempre determinante. Este riesgo es más corriente cuando se trate de terrenos

flojos pero cementados de alguna manera (como los limos yesíferos), y cuanta más alta sea la presión a la que se somete el terreno.

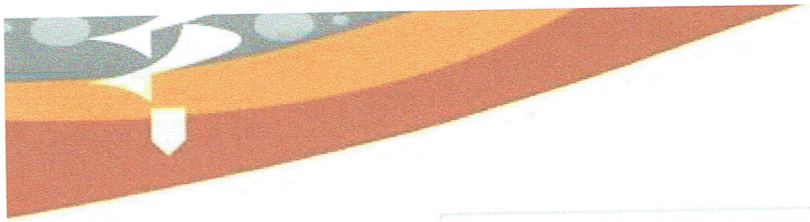
En el caso de tratarse de terrenos granulares el colapso aparece por debilitamiento de la estructura por la acción del agua. Cuando se trate de arcillas, los aumentos de humedad provocan incrementos de volumen. Aunque por su estructura floja, todavía pueden presentar en la estructura huecos debidos a agrietamientos anteriores, que a humedades mayores pueden provocar colapso.

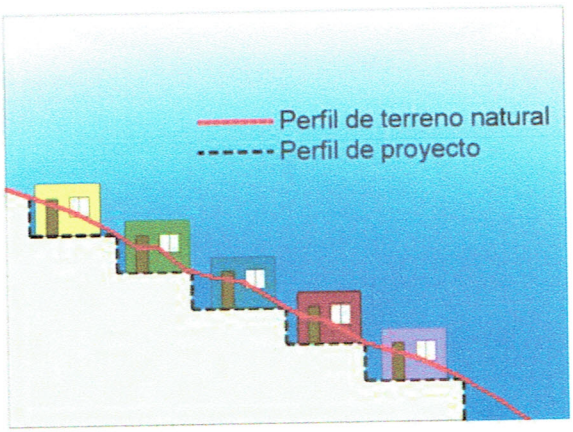


3.3 Riesgo por inestabilidad.

El riesgo por inestabilidad se da en terrenos con pendientes naturales superiores al 10%. Ya que en cualquier terreno que no sea horizontal, existen una serie de fuerzas que tienden a nivelarlo, fundamentalmente la gravedad y otras que se oponen a ello.

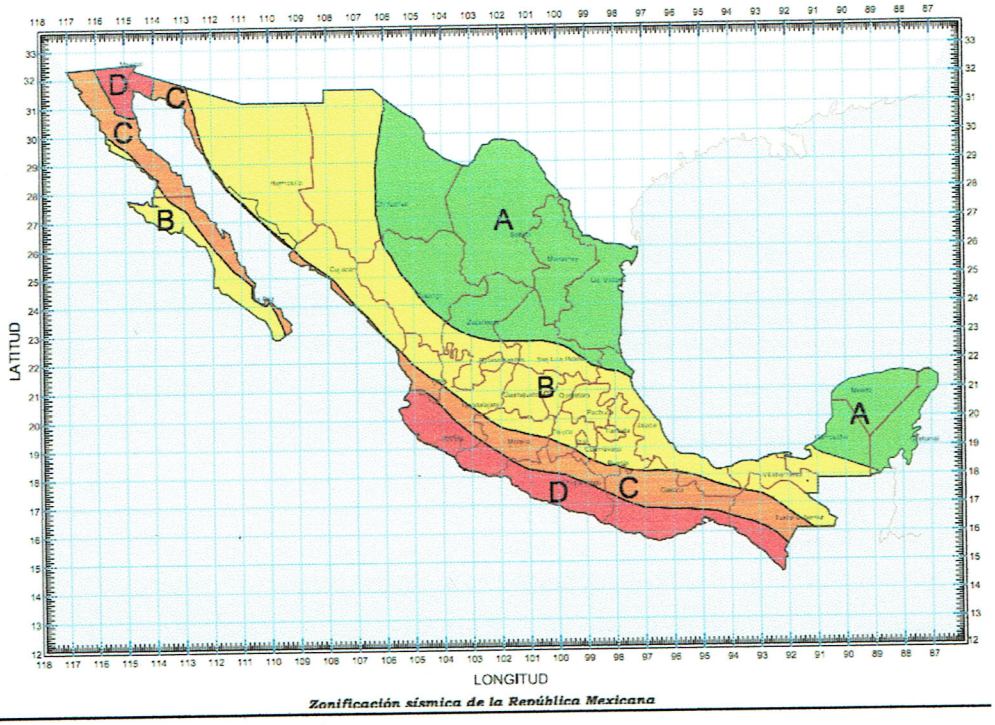
La estabilidad del terreno depende de ese equilibrio. La construcción de taludes, desmontes y la carga del terreno son causas de desequilibrio que podrán ocasionar ciertos fenómenos de inestabilidad.





En resumen en el predio solo existe riesgo por inestabilidad de las estructuras

3.4 Zona Sísmica.



Zonificación sísmica de la República Mexicana

La zona sísmica en la que se encuentra el área en estudio de acuerdo con la zonificación de CFE, es la zona A. El espectro de diseño para estructuras del tipo B, son las siguientes, para estructuras del grupo A se deberá multiplicar los valores indicados a continuación por 1.5:

Zona sísmica de la república mexicana	Tipo de suelo	a_0	C	Ta(s)	Tb(s)
Zona B	I	0.02	0.08	0.2	0.6
	II	0.04	0.16	0.3	1.5
	III	0.05	0.20	0.6	2.90

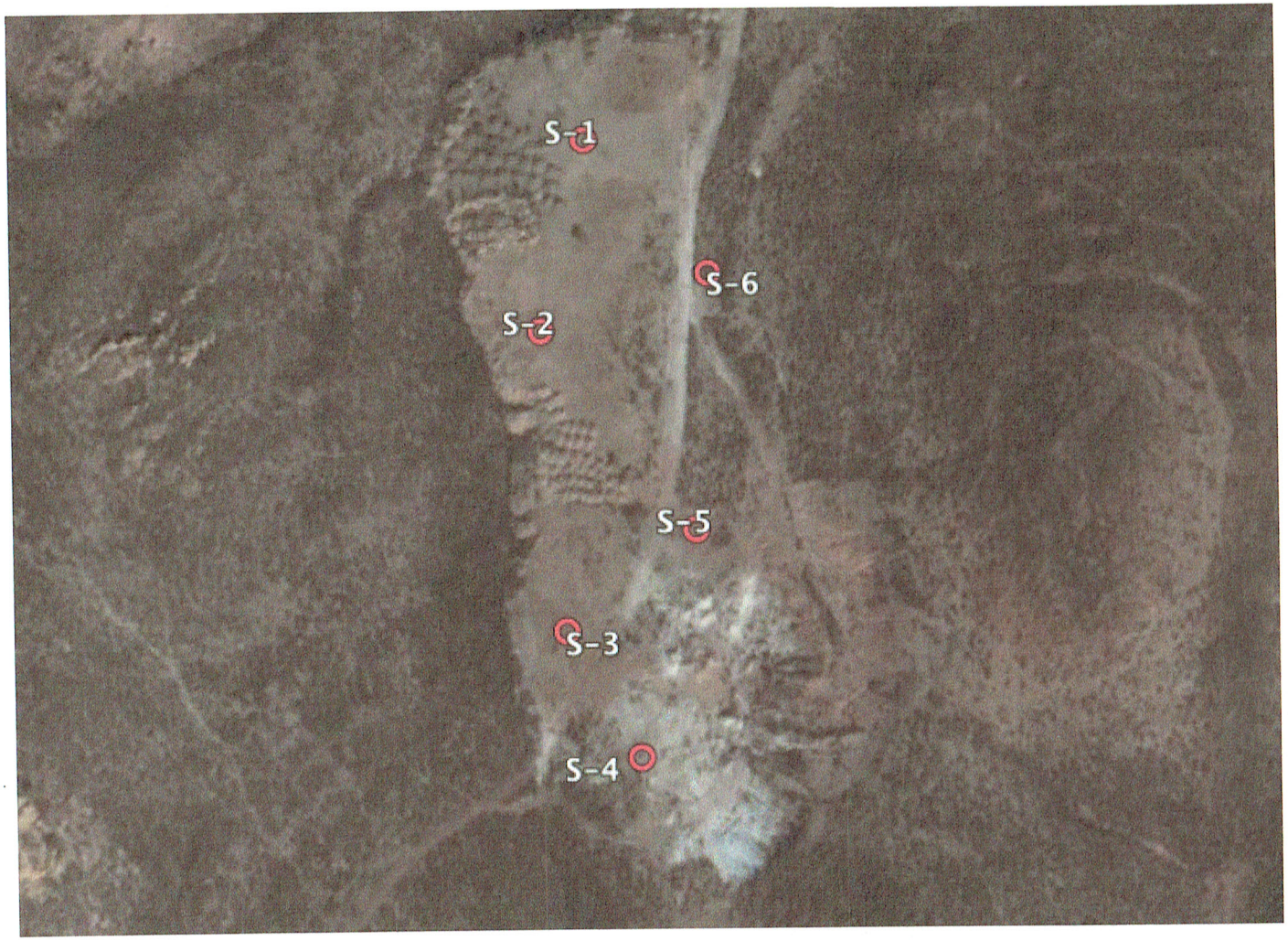
I (Terreno firme)
II (Terreno de transición)
III (Terreno compresible)
a= Aceleración que corresponde a T=0 ser
C= Coeficiente sísmico
Ta, Tb= Periodo característicos de los espectros de diseño (en segundos)

4.0 TRABAJOS DE EXPLORACION DEL PREDIO

Debido a la geología de la zona y dificultad de los accesos, la exploración del predio se hizo mediante la inspección de los afloramientos existentes y mediante la exploración de pozos a cielo abierto con el fin de conocer el espesor de suelo sobre el lecho rocoso.

Para ello se llevaron a cabo seis sondeos del tipo pozo a cielo abierto y determinaciones de la compresión simple de la roca mediante esclerómetro, así como su clasificación geomecanica.

[redacted]



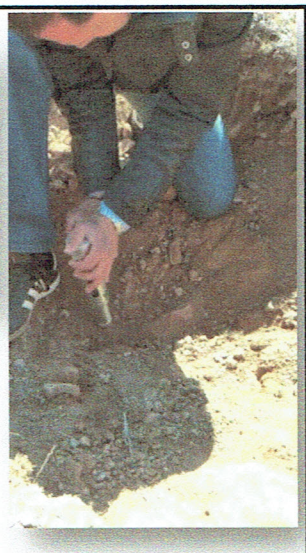
GEOSOLS Geotecnia y Control de Calidad S.A. de C.V.

[redacted]

GEOSOLS
GEOTECNIA & CONTROL DE CALIDAD S.A.de C.V.

4.2 Anexo fotográfico





Sondeos a cielo abierto
PCA-1





Sondeos a cielo abierto
PCA-2





Sondeos a cielo abierto
PCA-3





Sondeos a cielo abierto
PCA-4





Sondeos a cielo abierto
PCA-5

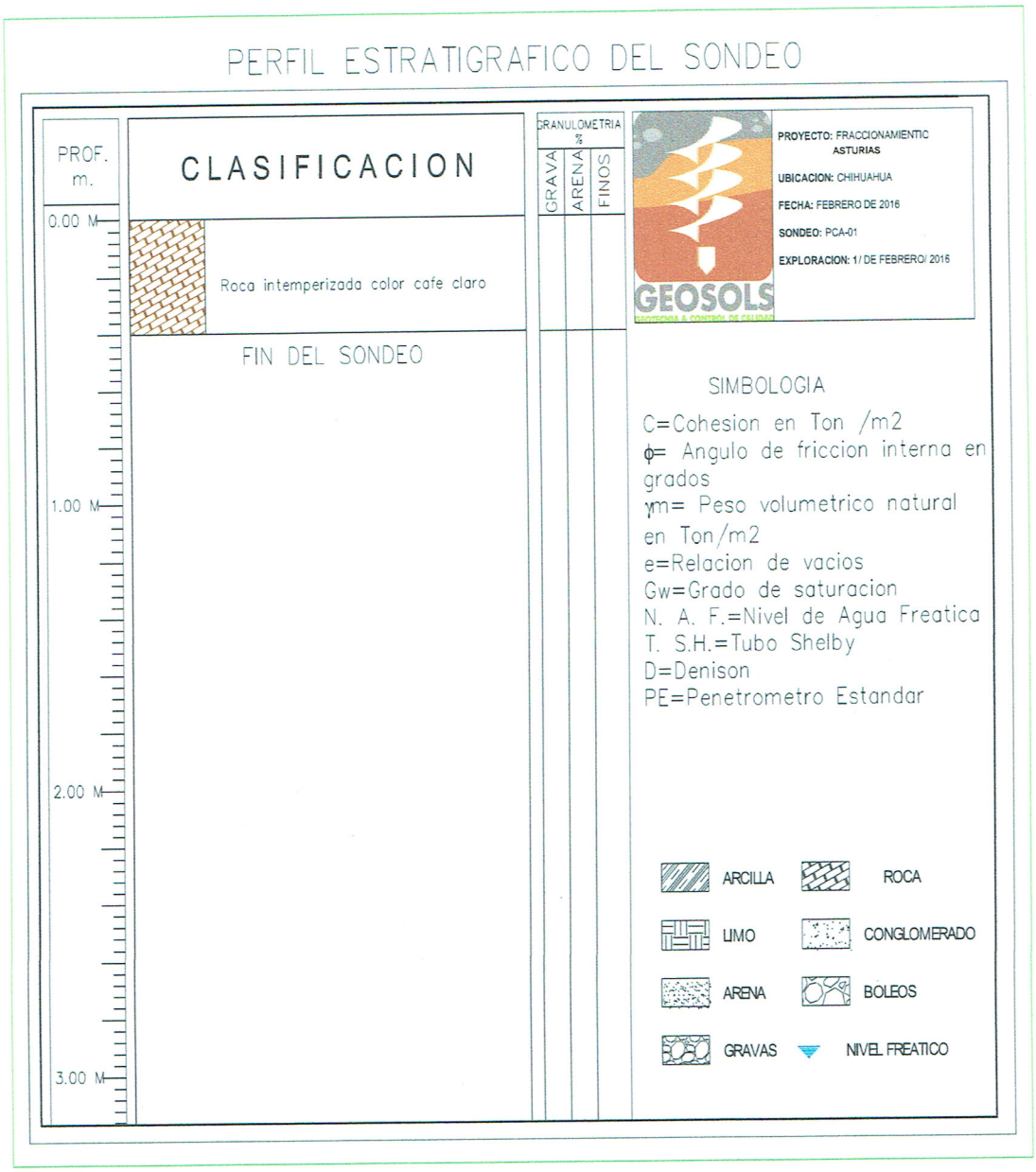




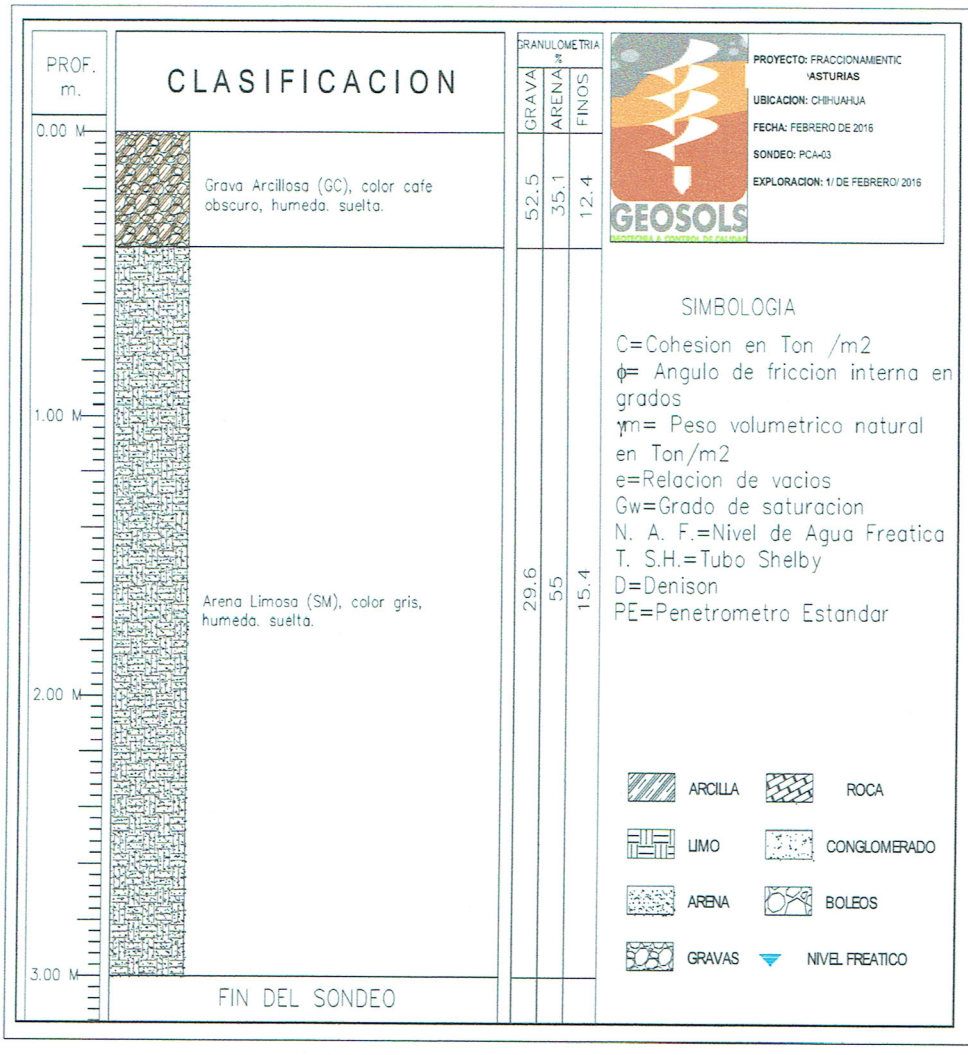
Sondeos a cielo abierto
PCA-6

4.2 Estratigrafía

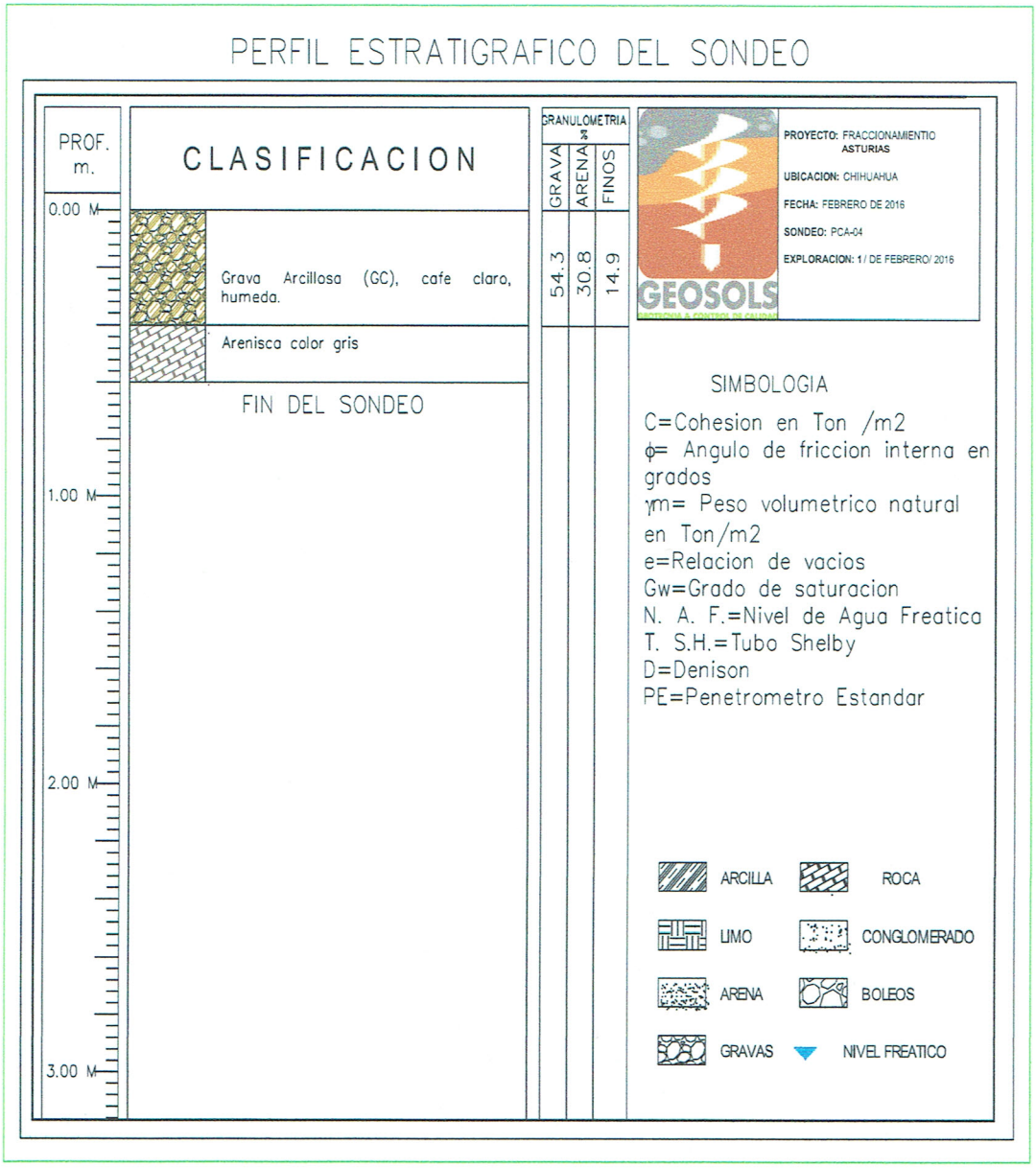
Para determinar la estratigrafía de la zona en estudio se realizaron 6 sondeos de penetración estándar a una profundidad maxima de 2.0 m, con obtención de muestras alteradas.



PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO



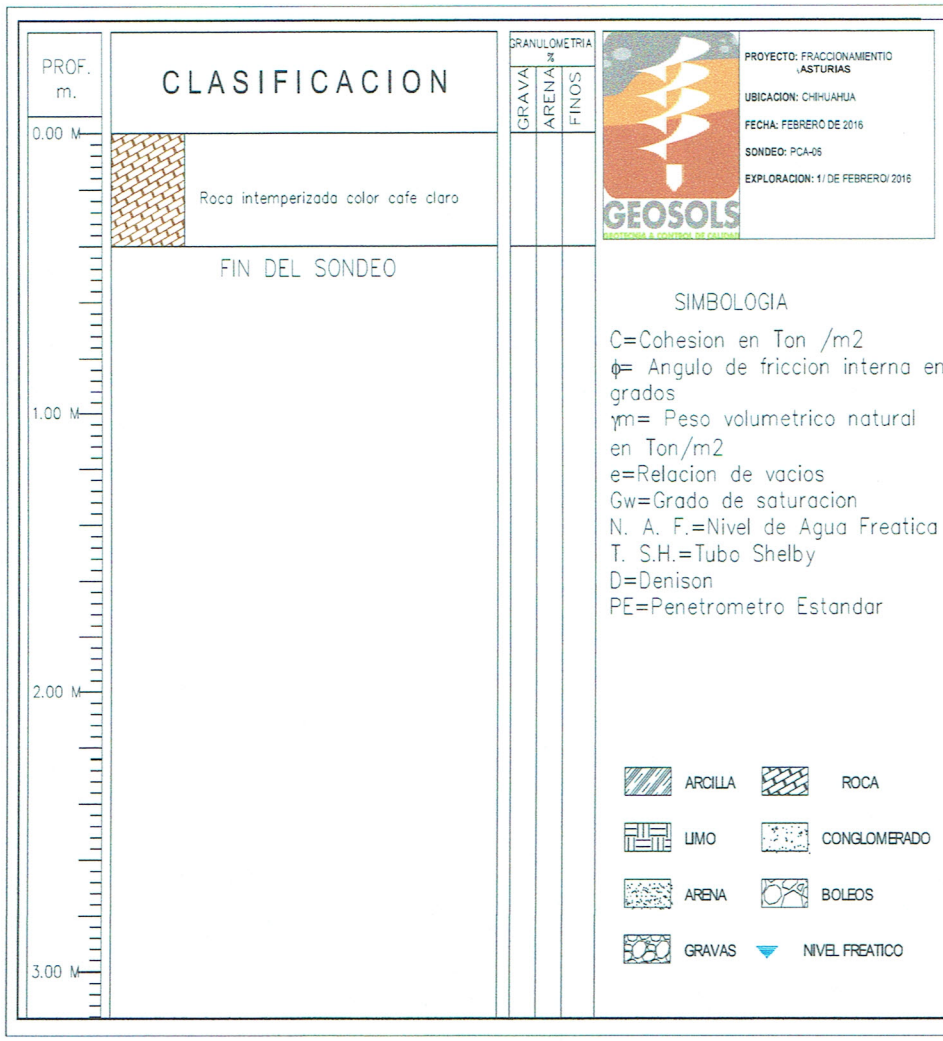
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO



PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO



PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL SONDEO



5.0 INTERPRETACION DE RESULTADOS

5.1 Resultados de laboratorio en muestras de suelo

A las muestras representativas del subsuelo, además de la clasificación de campo, se les efectuaron las pruebas de clasificación S.U.C.S, análisis granulométrico, límites de Atterberg. Los resultados de dichas pruebas se muestran a continuación:

Informe de pruebas índice		
Resultados de laboratorio		
Proyecto	**Fraccionamiento Asturias**	
Ubicación	**Chihuahua, chihuahua**	
Sondeo	**PCA-3**	
Fecha	**01/02/2016**	
Profundidad (m)	0.00-0.40	0.40-3.00
Ensaye	1	2
Tamaño máximo	-	-
Retenido en malla 75 mm, %	0	0
Pasa malla 4.75 mm, %	47.5	70.4
Pasa malla 0.425 mm, %	16.2	13.5
Pasa malla 0.075 mm, %	12.4	15.4
Humedad de campo, %	10.4	11.2
Límite líquido	33.0	28.0
Límite plástico	22.0	25.0
Índice plástico	11.0	3
Contracción lineal	-	-
Clasificación S.U.C.S.	GC	SM
Número de golpes	-	-

Informe de pruebas índice	
Resultados de laboratorio	
Proyecto	**Fraccionamiento Asturias**
Ubicación	**Chihuahua, chihuahua**
Sondeo	**PCA-4**
Fecha	**01/02/2016**
Profundidad (m)	0.00-0.40
Ensaye	3
Tamaño máximo	-
Retenido en malla 75 mm, %	0
Pasa malla 4.75 mm, %	45.7
Pasa malla 0.425 mm, %	18.6
Pasa malla 0.075 mm, %	14.9
Humedad de campo, %	9.5
Límite líquido	35.0
Límite plástico	21.0
Índice plástico	14.0
Contracción lineal	-
Clasificación S.U.C.S.	GC
Número de golpes	-

[redacted]

GEOSOLS

[redacted]

Informe de pruebas índice	
Resultados de laboratorio	
Proyecto	**Fraccionamiento Asturias**
Ubicación	**Chihuahua, chihuahua**
Sondeo	**PCA-5**
Fecha	**01/02/2016**
Profundidad (m)	0.00-3.00
Ensaye	3
Tamaño máximo	-
Retenido en malla 75 mm, %	0
Pasa malla 4.75 mm, %	72.4
Pasa malla 0.425 mm, %	13.5
Pasa malla 0.075 mm, %	17.3
Humedad de campo, %	10.2
Límite líquido	32.0
Límite plástico	30.0
Índice plástico	2.0
Contracción lineal	-
Clasificación S.U.C.S.	SM
Número de golpes	-

[redacted]

GEOSOLS

5.2 Materiales para el control de calidad

La clasificación del suelo depende del grado de cementación, consistencia del material y dificultad para extraerlo; las características físicas de los suelos se determinan en laboratorio dentro de los estudios de ingeniería que se realizan, los que se apoyan en estudios de mecánica de suelos. Esta clasificación podrá variar según el tipo de terreno estudiado en el sitio.

El contratista deberá seleccionar el procedimiento de ejecución de acuerdo con la clasificación y el grado de dificultad establecidos, indicando en el análisis de precios unitarios la maquinaria, equipo adecuado y accesorios propuestos para ejecutar el concepto. Los materiales se clasifican para efecto de pago por su dificultad de extracción y carga en función de:

a) Dureza de los materiales.
b) Granulometría de la extracción.
c) Resistencia a la compresión simple.
d) Clasificación visual y al tacto.
e) Dificultad de extracción y carga.
f) Topografía del terreno.
g) Clima.
h) Rendimiento medio de la maquinaria.

En forma genérica se clasifica en:

Material	Instrumentos y/o equipo de excavación.
TIPO I:	Pico, pala, cincel y marro manual o tractor con cuchilla.
TIPO II:	Pico, pala mecánica o tractor con cuchilla.
TIPO III:	Con máquina retroexcavadora.
TIPO III-A:	Explosivos y/o equipo neumático.

MATERIAL TIPO I:

- Es el material blando o suelto que puede ser excavado eficientemente con herramienta manual, pala, pico o herramienta necesaria de capacidad adecuada para ser extraída con tractor de oruga de 90 (noventa) a 110 (ciento diez) H.P. de potencia en la barra, sin el auxilio de arados o tractores empujados, aunque ambos se utilicen para obtener mayores rendimientos.

- Se consideran como materiales tipo I, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 cm. (siete punto cinco centímetros) o 3" (tres pulgadas), los

suelos agrícolas, arcillas poco compactas, limos y arenas, y en general todo aquel material en el cual, un peón puede rendir 5 (cinco) m^3/jornada.

MATERIAL TIPO II:

- Es el material que para excavarlo es necesario el uso de pico o tractor de oruga con cuchilla de inclinación variable, de 140 (ciento cuarenta) a 160 (ciento sesenta) H.P. de potencia en la barra o con pala mecánica de capacidad mínima de 1 (uno) m^3, sin el uso de explosivos, aunque por conveniencia se utilicen estos para aumentar el rendimiento; o bien que pueda ser aflojada con arado de 6 (seis) toneladas, tirado con tractor de oruga de 140(ciento cuarenta) a 160(ciento sesenta) HP de potencia en la barra.

- Corresponden a esta clasificación, las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas y arenas limosas medianamente compactas, y en general se consideran dentro de este tipo II, los materiales en los cuales, un peón puede rendir 3.5 (tres punto cinco) m^3/jornada.

MATERIAL TIPO III:

- Es el material que por su dificultad de extracción y sustracción, baja considerablemente el rendimiento de la maquinaria. Se consideran como material tipo III las arenas limosas, arenas arcillosas muy cementadas y conglomerados.

MATERIAL TIPO III-A:

- Es el material que por su dificultad de excavación y sustracción, requiere del uso de explosivos y/o equipo neumático o zanjadores especiales para corte y sustracción; también se consideran como material tipo III-A, las rocas sueltas con dimensión mayor de 75 cm. (setenta y cinco centímetros), las rocas basálticas, riolítas, areniscas, granitos y andesitas sanas.

5.3 Clasificación del material de corte

De acuerdo con lo anterior, tomando en cuenta la geología de la zona, y la dificultad para llevar a cabo las exploraciones en campo, el material será clasificado de la siguiente manera considerando su profundidad

Para la parte central del predio:

Clasificación (I – II – III – III-A)	Profundidad (m)
20-80-00-00	0.00-3.00

Para el resto del predio:

Clasificación (I – II – III – III-A)	Profundidad (m)
00-20-100-00	0.0-indef

5.4 Estabilidad del suelo de cimentación

Recomendaciones generales para la cimentación:

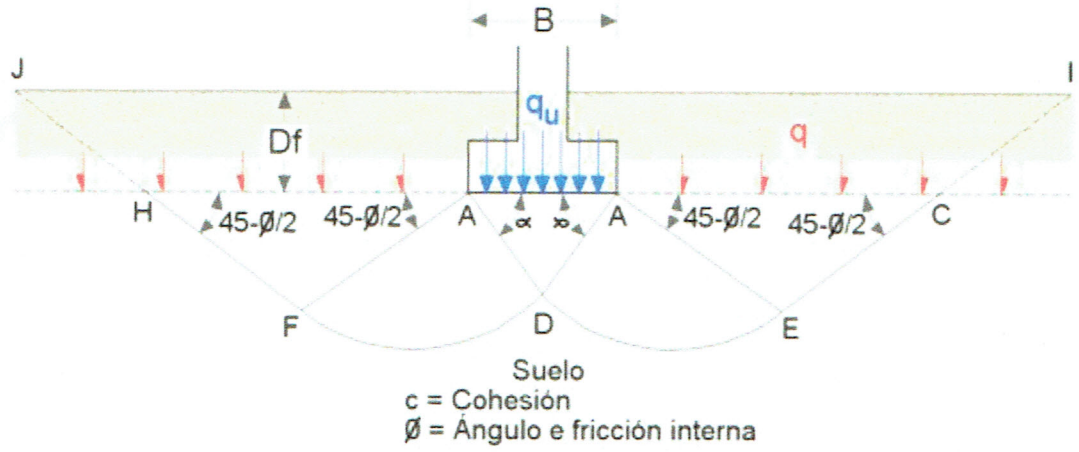
La carga exterior aplicada al suelo, debe ser suficientemente inferior a la carga de hundimiento o falla local del suelo en la zona de transmisión de las presiones de contacto por esfuerzos de corte, con la finalidad de que exista una estabilidad garantizada.

Los asentamientos o compresibilidad del suelo, no deben ser superiores a un límite donde la estructura sufra deformaciones excesivas, y como consecuencia el deterioro y colapso de las mismas.

En este caso las cargas por hundimiento o rotura al esfuerzo cortante, se evaluaron a través de las correlaciones obtenidas de las pruebas de penetración estándar efectuadas y de los resultados efectuados a las muestras en el laboratorio.

En el presente estudio, se evaluara la capacidad de carga admisible, por medio de la teoría de Terzaghi, con los parámetros de Vesic:

De acuerdo con el sistema estructural a emplearse, se han determinado las profundidades de cimentación, en concordancia con el análisis de los perfiles estratigráficos, de tal modo que las profundidades de desplante para el análisis respectivo de las zonas definidas, de la infraestructura a erigirse, así como la cohesión y el ángulo de fricción interna son los parámetros indicadores directamente de la composición intergranular en el rango de la mecánica de suelos.



Suelo
c = Cohesión
Ø = Ángulo e fricción interna

Sin embargo este critero sera aplicable unicamente en las zonas bajas de deposito del predio donde existen materiales de relleno por encima de la roca, para el resto del predio en donde se tienen afloramientos rocosos o que la roca no se encuentra a mas de 0.30 m, la capacidad de carga de la roca, sera determinada mediante el criterio de Hoek y Brown, en el cual se considera el RQD de la roca, RMR y la resistencia a la compresión simple, a continuación se muestran los parámetros empleados para el cálculo.

5.5 Estrato de apoyo de la cimentación

De acuerdo a lo observado en la estratigrafía de los sondeos, se considera que el estrato de apoyo en la zona baja del predio sera (SM) y en la parte mas alta toba riolitica ignimbrita.

5.6 Calculo de la capacidad de carga del terreno

<u>Capacidad de carga en roca</u>

Para el cálculo de la capacidad de carga del terreno se utilizó el criterio de Hoek y Brown, en el cual se considera el RQD de la roca, RMR y la resistencia a la compresión simple, a continuación se muestran los parámetros empleados para el cálculo.



Para determinar la capacidad de carga en el macizo rocoso, se determino con la metodología propuesta por Hoek y Brown, la cual se basa en la clasificación del macizo rocoso mediante el valor de R.M.R. de Bienawski (Rock Mass Rating), resistencia a la compresión simple y la clasificación geológica de la roca, los datos utilizados para el cálculo se presenta a continuación:

$$q_{bL}=q_0+q_u\left\{\sqrt{m\cdot\frac{q_0}{q_u}+s}+\sqrt{m\cdot\frac{q_0+q_u\sqrt{m\cdot\frac{q_0}{q_u}+s}}{q_u}+s}\right\}$$

Donde:

q_{BL} = Capacidad de carga para cimento largo
q_0 = Presión efectiva a nivel de desplante de la cimentación
q_u = Resistencia a la compresión simple
m y s = Parámetros de Hoek y Brwon, dependen de la clasificación geológica de la roca y el R.M.R. del macizo rocoso

ɣ (Ton/m)	1.85

Df (m)	0.50
q (Ton/m)	4,500.00
R.Q.D. (%)	40
R.M.R.	23
m	**0.069**
s	**0.000003**

Clasificación de R.M.R.

Parámetro	Rango de valores	Calificación
Resistencia de la roca intacta (MPa)	25-50	4
R.Q.D.	25-50%	8
Espaciamiento entre discontinuidades (m)	0.06-0.20	8
Condición de discontinuidades	Sin rugosidad, >5mm de profundidad o continua, abertura >5mm	0
Agua subterranea	Ligeramente húmedo	10

Ajuste de R.M.R. por orientación de juntas

Parámetro	Rango de valores	Calificación
Rumbo y echado de las discontinuidades	Poco favorable	-7

Capacidad de carga del macizo rocoso

q (Ton/m)	0.93
q (Ton/m)	4,500.00
q(Ton/m)	97.94
Factor de forma (Cs), cimentación cuadrada	1.25
F.S.	3
q (Ton/m)	**40.81**

El asentamiento esperado en este tipo de materiales es de tipo elástico, basando el cálculo de este parámetro en los módulos de deformabilidad de la roca específicamente en el módulo de elasticidad (E) y coeficiente de Poisson (ν). Los resultados obtenidos son los siguientes:

$$S_e = \frac{q(1-\nu^2)B \cdot I_p}{E_m}$$

Donde:
S_e = Asentamiento elástico esperado
q = Carga aplicada en la base de la cimentación
ν = Coeficiente de Poisson
I_p = Factor de corrección por geometría de la cimentación
E_m = Módulo de elasticidad del macizo rocoso

$$I_\rho = \frac{\sqrt{L/B}}{\beta_z}$$

Donde:
L = Lango de la cimentación
B = Ancho de la cimentación
βz = Factor que depende de la clasificación geológica y el R.Q.D. del mazico rocoso

$$E_m = \alpha_E \cdot E_0$$

Donde:
α_E = Factor de corrección por el índice de calidad de roca (R.Q.D.)
E_0 = Módulo de elasticidad de la roca intacta

$$\alpha_E = 0.0231(R.Q.D.) - 1.32 \geq 0.15$$

R.Q.D. = Índice de calidad de roca

Calculo de asentamiento elástico

q (ton/m2)	40.81
v	0.23
Eo (ton/m2)	101,944.00
α	0.15
Em (ton/m2)	15,291.60
βz	1.08
Ip	0.93
Base (m)	1.2
Se (cm)	0.28

Para una cimentación superficial a base de zapata aislada con un ancho no menor de 1.20 m y desplantada a una profundidad mínima de 0.50 m dentro de la roca se calculó una capacidad de carga de **40.81 Ton/m^2** y un asentamiento esperado del orden de **1.0 cm**.

Para zapatas corridas desplantadas bajo las mismas condiciones que las zapatas aisladas se tiene una capacidad de carga de **32.64 Ton/m^2** y el asentamiento esperado será del orden de **1.0 cm**.

La profundidad de desplante definitiva deberá ser revisada por el estructurista con el fin de evitar problemas de volteo o succión por cargas de viento.

Capacidad de carga en suelo

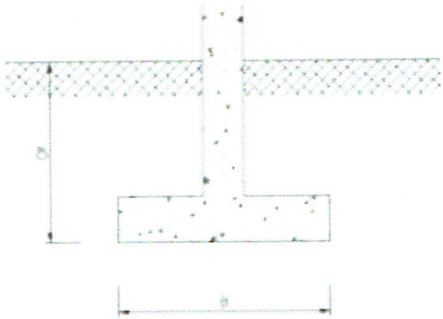
Para el cálculo de la capacidad de carga del terreno se utilizó el criterio de Vesic para suelo, a continuación se muestran los parámetros empleados para el calculo

- **Para zapata corrida**

$$q_0 = cN_c + \gamma DfN_q + \frac{1}{2}B\gamma N_\gamma = 33.64 \text{ ton/m}^2$$

Geometría de la cimentación	
Ancho de la zapata (m)	0.8
Profundidad de desplante (m)	0.8

$q_a = q_0 / F.S = 11.21$ ton/m^2



c = Cohesión (ton/m^2)
γ = Peso volumétrico del suelo (ton/m^3)
Df = Profundidad de desplante de la cimentación (m)
B = Ancho de la cimentación (m)
N_c, N_q, N_γ = Factores de capacidad de carga
F.S. = Factor de seguridad
q_0 = Capacidad de carga última (ton/m^2)
q_a = Capacidad de carga admisible (ton/m^2)

- **Para zapata aislada**

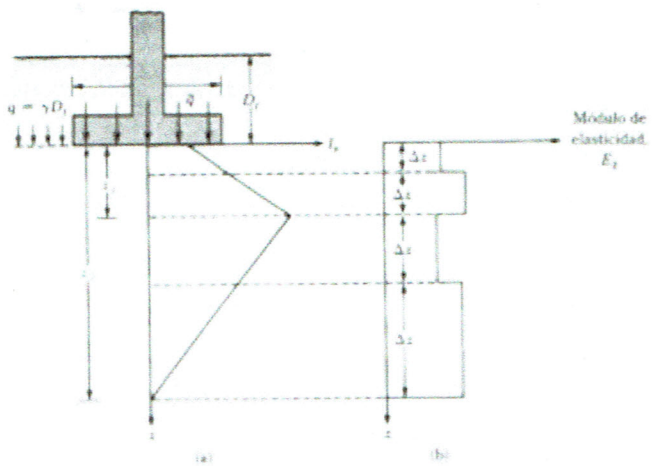
$$q_0 = 1.3cN_c + \gamma DfN_q + 0.4B\gamma N_\gamma = 41.44 \text{ ton/m}^2$$

Geometría de la cimentación	
Ancho de la zapata (m)	1.0
Profundidad de desplante (m)	1.0

$q_a = q_0 / F.S = 13.81$ ton/m^2

5.7 Calculo de Asentamientos

Por el tipo de terreno encontrado en la zona y puesto que los materiales no se encuentran saturados, se considero que se presentaran asentamientos elásticos de las estructuras, el calculo se hizo mediante la teoría de Schertmann y Hartman; de acuerdo con lo siguiente:



$$S_e = C_1 C_2 (\bar{q} - q) \sum_{0}^{z_2} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

donde I_z = factor de influencia de la deformación unitaria
C_1 = un factor de corrección para la profundidad del empotramiento de la cimentación = $1 - 0.5\,[q / (\bar{q} - q)]$
C_2 = un factor de corrección para tomar en cuenta el flujo plástico en el suelo = $1 + 0.2 \log$ (tiempo en años/0.1)
$\bar{q}$ = esfuerzo al nivel de la cimentación
$q = \gamma D_f$

Para las zapatas aisladas

Estrato	Δz (m)	E (ton/m)	z al centro del estrato (m)	I en el centro del estrato	(I/E)Δ
1	1.2	2500	0.6	0.5	0.00024
2	1.2	2500	1.8	0.17	0.00008
	2.4				0.00032

B	1.2	m
q	1.7	Ton/m
q	13.81	Ton/m
C	0.930	
C	1.340	(5 años)
Se	0.485	cm

q_0=1.70 ton/m^2
$\overline{q_0}$=13.81 ton/m^2
C_1=0.936
C_2=1.34

Se=0.485 cm

Para las zapatas Corridas

Estrato	Δz (m)	E (ton/m)	z al centro del estrato (m)	I en el centro del estrato	(I/E)Δ
1	1.4	2500	0.7	0.5	0.00028
2	1.4	2500	2.1	0.17	0.00010
	2.8				0.00038

B	0.7	m	
q	1.33	Ton/m	
q	11.21	Ton/m	
C	0.933		
C	1.340	(5 años)	
Se	0.463	cm	

q_0=1.33 ton/m^2
$\overline{q_0}$=11.21 ton/m^2
C_1=0.933
C_2=1.34

Se=0.463 cm

Resumen

Tipo de zapata	Capacidad de carga (ton/m^2)	Asentamientos (cm)
(Roca)		
Corrida	32.64	<1
Aislada	40.81	<1
(Suelo)		
Corrida	11.21	<1
Aislada	13.81	<1

Nota: Los valores determinados de capacidad de carga, son considerando una dimensión mínima, por lo que de ser mayores la capacidad de carga sufriría un aumento, sin embargo, será necesario revisar los asentamientos que pudieran presentarse por esta modificación.

7 DISENO DE PAVIMENTOS

A continuación se proporcionan las recomendaciones para la construcción de las vialidades considerando pavimento rígido y pavimento flexible:

Pavimento Flexible

Capa subrasante

Considerando las características de los materiales encontrados en las exploraciones, el material producto de cortes puede cumplir con la calidad requerida para la capa de subrasante, realizando previo a su colocación como subrasante las pruebas de laboratorio pertinentes para verificar su calidad.

Material en greña, con tratamiento de cribado o papeo a tamaño maximo de 3" (76 mm) con un VRS no menor de 20 %, pudiéndose emplear en el caso de requerirlo. El espesor de esta capa será el necesario para dar los niveles de proyecto

Subrasante

Característica	Valor
tamaño máximo; mm	76
limite liquido; % máximo	40
índice plástico; % máximo	12
valor soporte de california (cbr); % mínimo	20
expansión; % máxima	2

Base hidráulica

Una vez formada la capa de subrasante, se colocara una capa de material de base para pavimento flexible en un espesor mínimo de 0.15 m (vialidades locales) y de 0.18 (vialidades principales), el material se colocara en capas no mayores a 0.20 m y cada capa deberá de estar compactada al 95 % de su P.V.S.M de la prueba modificada. El material de

base será producto de trituración de roca caliza a tamaño máximo de 1 1⁄2" (38 mm), de acuerdo con la curva granulométrica anexa.

característica	valor	
	$\sum l \leq 10^6$	$\sum l \geq 10^6$
límite líquido; % máximo	25	25
índice plástico; % máximo	6	6
valor soporte de california (cbr); % mínimo	80	100
equivalente arena; % mínimo	40	50
desgaste de los ángeles, % máximo	35	30
partículas alargadas y lajeadas, % máximo	40	35
grado de compactación, %	100	100

malla		porcentaje que pasa	
abertura mm	designación	$\sum l \leq 106$	$\sum l \geq 106$
37,5	1 ½"	75 – 100	75 – 100
25	1"	62 – 100	62 – 90
19	¾"	54 – 100	54 – 83
9,5	3/8"	40 – 100	40 – 65
4,75	nº 4	30 – 80	30 – 50
2	nº 10	21 – 60	21 – 36
0,85	nº 20	13 – 44	13 – 25
0,425	nº 40	8 – 31	8 – 17
0,25	nº 60	5 – 23	5 – 12
0,15	nº 100	3 – 17	3 – 9
0,075	nº 200	0 – 10	0 – 5

$\sum l$ = número de ejes equivalentes acumulados, de 8,2 ton. esperado durante la vida útil del pavimento.

Riego de impregnación

Cuando la superficie de la base se encuentre seca y previo barrido de la superficie, se aplicará el riego de impregnación con una emulsión de rompimiento lento a razón de aproximadamente 1.3 lt/m^2. La emulsión deberá penetrar un mínimo de 4 mm en la capa de base.

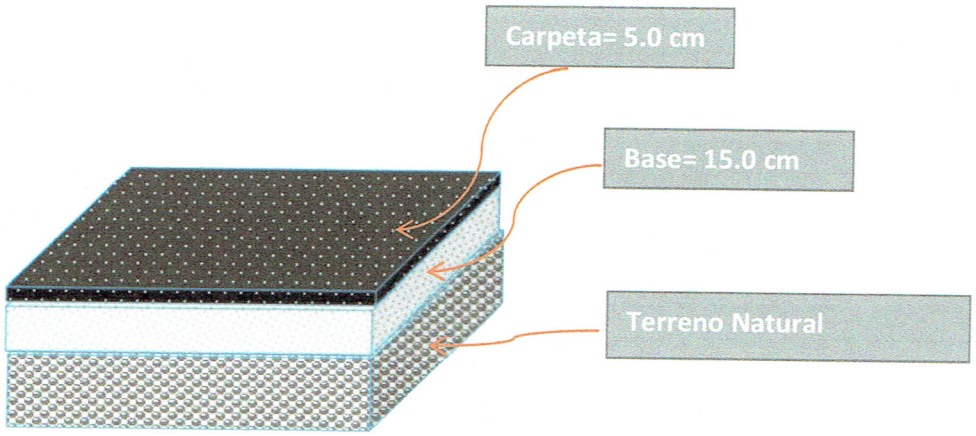
Riego de liga

Previo al tendido de la carpeta y no antes de que se hayan evaporado los solventes del riego de impregnación, se aplicara el riego de liga con un una emulsión de rompimiento rápido a razón de aproximadamente 0.3 lt/m^2.

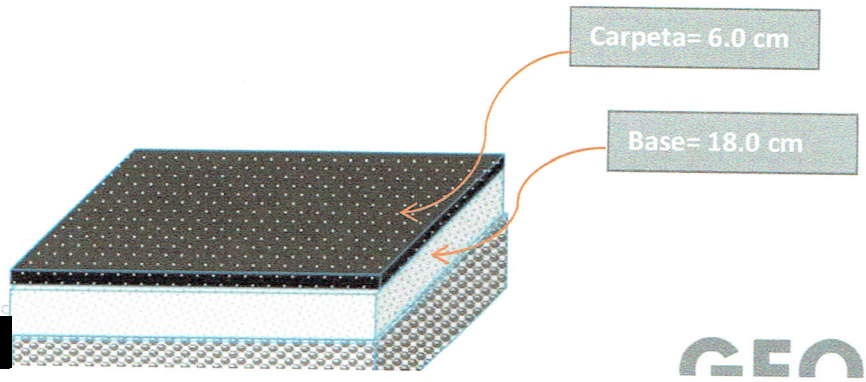
Carpeta asfáltica

Los materiales pétreos serán producto de trituración de roca caliza a 3/4"(19 mm) de acuerdo con la curva granulométrica que se anexa, utilizando el banco de materiales de sierra de nombre de dios (materiales industriales) y asfalto ac-30 en caso de que no sea posible obtenerlo, se podrá utilizar cemento asfaltico tipo ac-20. El espesor de esta capa será de un minimo de 5.0 cm (vialidad local) y de 6.0 cm (vialidad colectora).

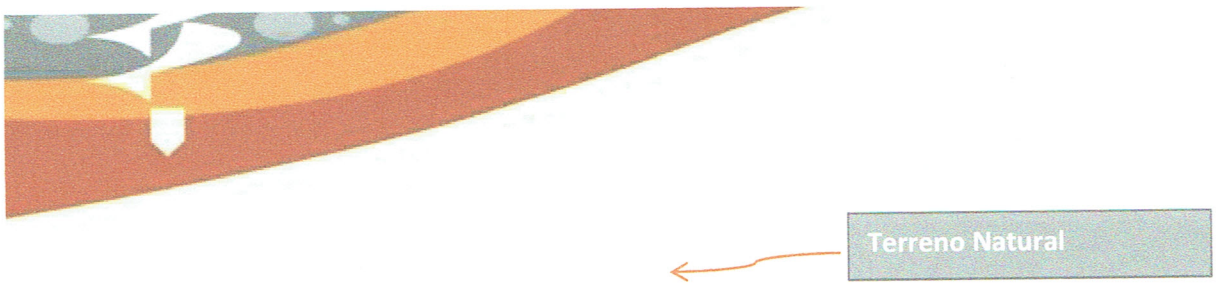
Sección de pavimento flexible vialidad local



Sección de pavimento flexible colectora



GEOSOLS Geotec

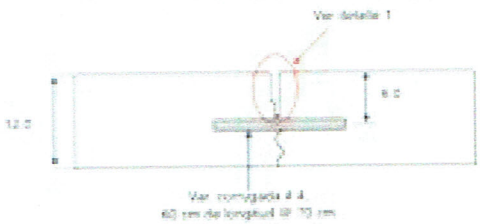


Pavimento Rígido

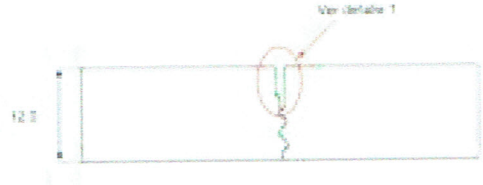
Sobre la capa de subrasante se colocara una capa de 0.15 m formada con calidad de material para base de pavimento rígido, esta se compactara al 95% de su P.V.S.M de la prueba modificada como mínimo.

Finalmente se construirá la losa de concreto hidráulico en un espesor de 12.0 cm como mínimo con una MR mínimo de 42 kg/cm^2.

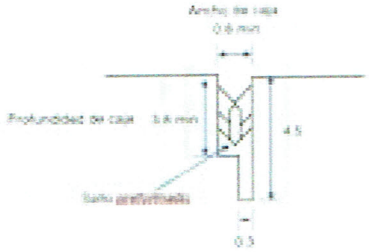
Junta longitudinal de contracción



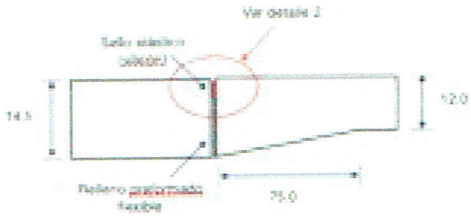
Junta transversal de contracción



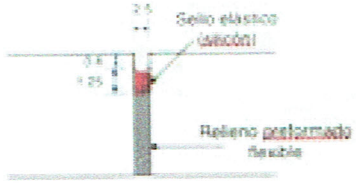
Detalle 1



Junta de expansión



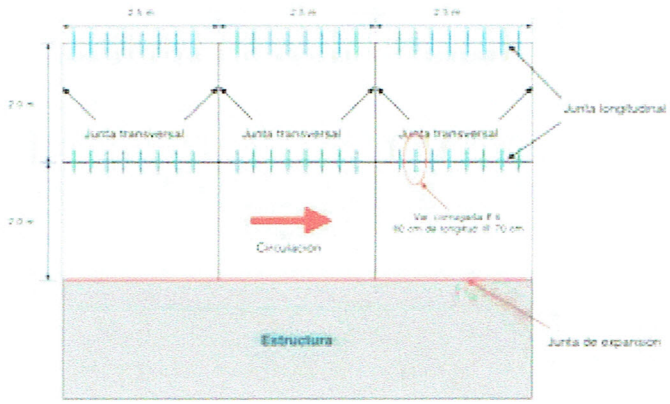
Detalle 2



Cotas en cm

[redacted]

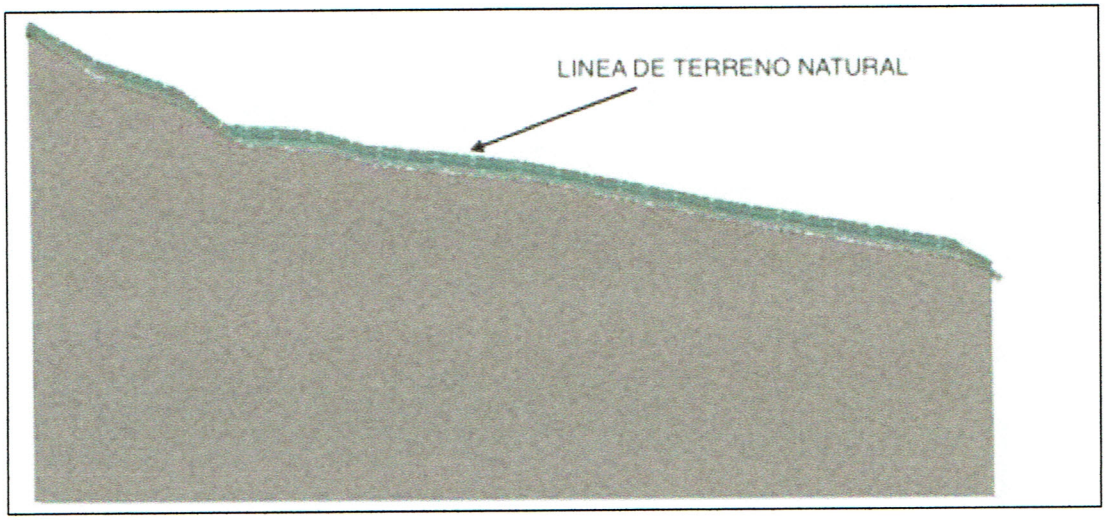
Arreglo de juntas

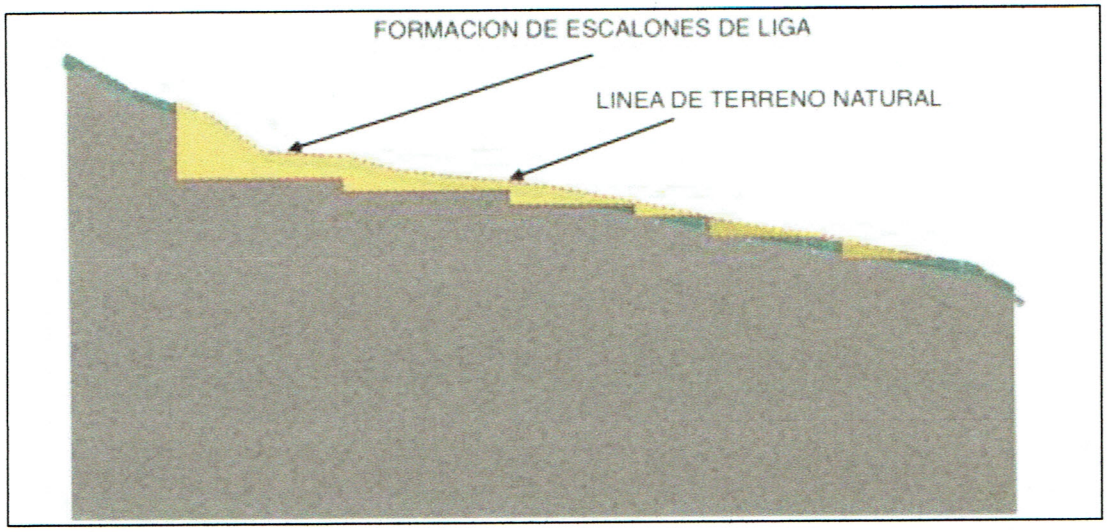


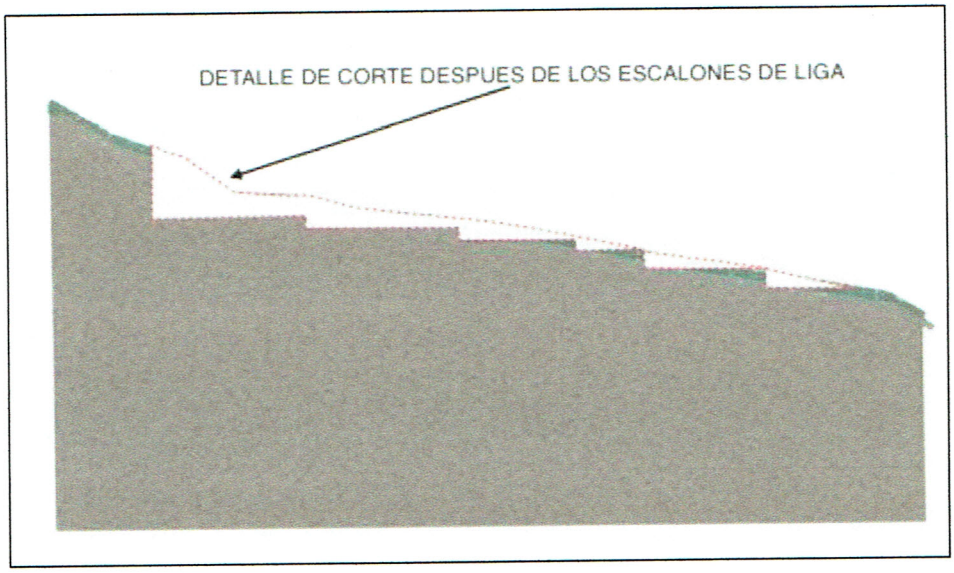
Se recomienda utilizar sellos preformados en las juntas trasnsversales y longitudnales. La profundidad y el ancho de la caja indicados en el detalle son propuestos pero deberán ser indicados por el constructor bajo las especificaciones de sello preformado a utilizar, teniendo en cuenta que el éxito de este tipo de sellado es que este trabaje siempre entre un 20% y 50% comprimido, por lo cual es importante definir las dimensiones de la caja para asegurar este comportamiento en el sello

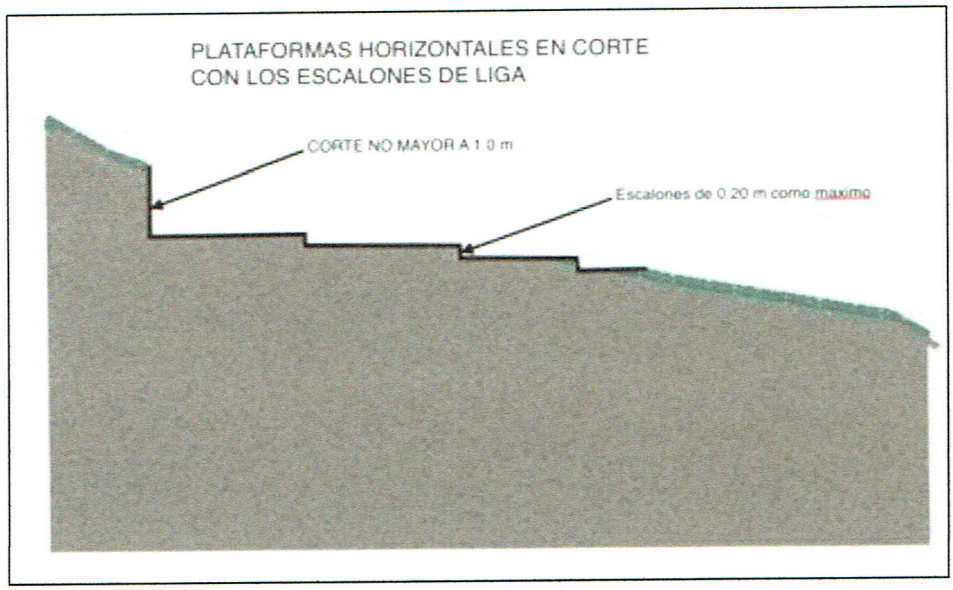
8.0 PISOS

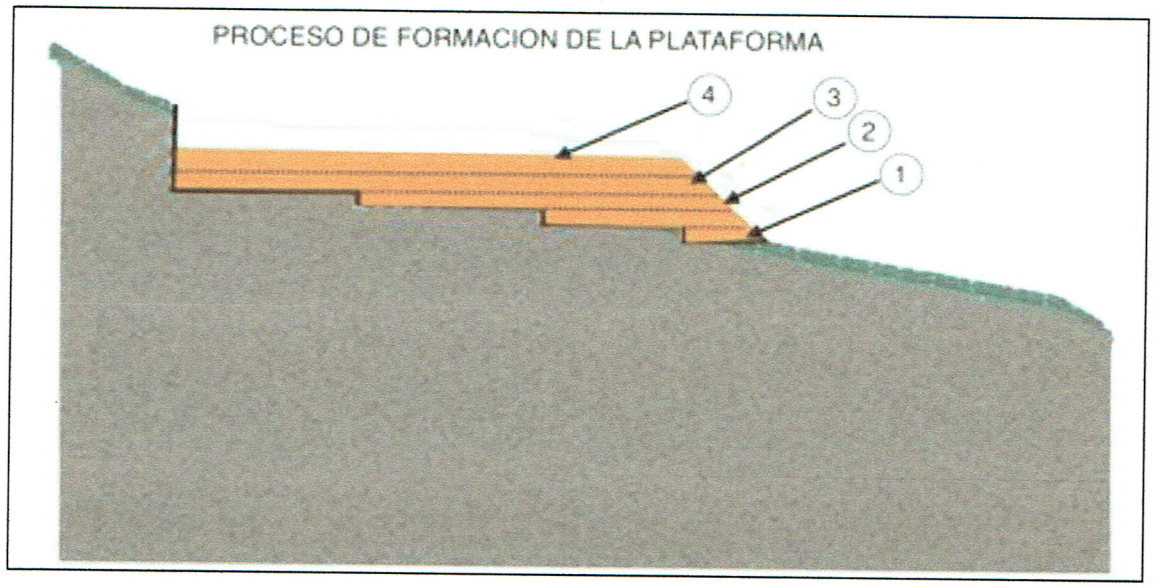
Debido a las pendientes que se tienen en el predio sera necesario que se elaboren escalones de liga en el predio apara evitar riesgos por inetabilidad, el procedimiento se muestra a continuacion:


LINEA DE TERRENO NATURAL


FORMACION DE ESCALONES DE LIGA
LINEA DE TERRENO NATURAL


DETALLE DE CORTE DESPUES DE LOS ESCALONES DE LIGA


PLATAFORMAS HORIZONTALES EN CORTE
CON LOS ESCALONES DE LIGA
CORTE NO MAYOR A 1.0 m
Escalones de 0.20 m como maximo



El numero de escalones en el predio puede variar pero minimo se debera lograr un escalon puesto que el terreno está formado por roca principalmente, al efectuar los cortes para formar la sección escalonada es muy probable que la superficie descubierta no quede perfectamente plana, esto generaría problemas en la colocación de los pisos ya que puede generar concentraciones de esfuerzos los cuales posteriormente provocarían problemas de ruptura de pisos.

Por lo anterior y para evitar la ruptura de pisos se considera que deberá afinarse el corte de tal manera que no quede ninguna protuberancia en el mismo, sin embargo como este procedimiento es realmente difícil de lograr, se recomienda que una vez efectuados los cortes se coloque una capa de material de subrasante de por lo menos 0.20 m de espesor procedente de banco y que cumpla con las características indicadas para material de subrasante de la normativa SCT, este material deberá compactarse al 95 % de su Peso Volumétrico Seco Máximo como mínimo y posteriormente se construirán los pisos.

9 ALCANCE

Cualquier situación no prevista en el presente informe o cualquier modificación que se desee realizar a su contenido, deberá ser revisada y aprobada por los ingenieros que suscriben.

Los resultados aquí expuestos son considerando seis sondeos tipo pozo a cielo abierto y el recorrido efectuado del predio por lo que es posible que la variación del subsuelo no se refleje exactamente hasta que se comience con los trabajos de construcción.

Sin otro particular

[redacted]

Atentamente

[redacted]

M.I. JOSE CARLOS MONTERO DE ANDA

ING. LUIS E. MORALES GUTIERREZ