



**“ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA TERRENO PERTENECIENTE AL SR. ENRIQUE SUDY MÁRQUEZ, UBICADO EN LA RUTA 240 CH, KM. 3, CAMINO PUERTO AYSÉN – COYHAIQUE”**



Foto: Lito Rodríguez

**Licitación Pública N°10/2016**

<b>INFORME N°</b>	FINAL	<b>REVISIÓN</b>	FINAL
<b>REALIZADO</b>	DAG	<b>REVISADO</b>	RBS/ADW
<b>CONTENIDO</b>	INFORME TERRENO: “ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS PARA TERRENO PERTENECIENTE AL SR. ENRIQUE SUDY MÁRQUEZ, UBICADO EN LA RUTA 240 CH, KM. 3, CAMINO PUERTO AYSÉN – COYHAIQUE”		
<b>MANDANTE</b>	SERVIU REGIÓN DE AYSÉN		

**Diciembre 2016**





---

## Contenido

1.	INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS.....	5
2.	ANTECEDENTES GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS GENERALES .....	7
3.	ANTECEDENTES DEL TERRENO .....	8
3.1	PLAN REGULADOR Y TERRITORIO OPERACIONAL .....	8
3.2	SANEAMIENTO Y DRENAJE .....	10
3.3	ELEVACIÓN DE AGUAS SERVIDAS. ....	11
4.	Modelo, parámetros geotécnicos y bases de diseño.....	12
4.1	Modelo Estratigráfico Promedio del Subsuelo. ....	12
4.2	Parámetros Geomecánicos del Subsuelo H-3 .....	15
4.3	Capacidad de Soporte Admisible-Tensiones admisibles.....	¡Error! Marcador no definido.
4.4	Capacidad de Soporte Admisible para Cargas Sísmicas .....	26
4.5	Asentamientos Esperados .....	26
4.6	Módulo de Reacción de la Subrasante (Coeficiente de Balasto) .....	29
4.7	Coeficiente de Empuje: .....	29
4.8	Estimación de las Velocidades de Onda de Corte Vs del Subsuelo de Fundación.....	30
4.9	Capacidad de Soporte CBR .....	31
4.10	Clasificación Sísmica del Terreno.....	31
4.11	Análisis Potencial de Licuefacción .....	32
5.	RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS GENERALES.....	37
5.1	Excavaciones .....	38
5.2	Geopolímero; Tipo y Colocación.....	38
5.3	Agotamiento.....	39
5.4	Terraplenes y su Control de Compactación .....	40



---

5.5	Esquema Resumen de Diseño del Terraplén .....	41
5.6	Recomendaciones para Pavimentación.....	42
6.	Conclusiones: .....	43



## 1. INTRODUCCIÓN Y OBJETIVOS

El presente Informe, se refiere al estudio de mecánica de suelos realizado en el terreno de propiedad de Don Enrique Sudy cuya superficie es de  $152.000m^2$  y que se encuentra ubicado en el sector Ribera Norte en la Ruta 240 CH, km 3, Camino Puerto Aysén – Coyhaique, Comuna de Aysén, Región de Aysén. La ubicación se muestra en la Figura 1.

El objetivo del estudio es determinar las características del terreno y así contar con antecedentes técnicos que permitan tomar una decisión respecto a la factibilidad de construcción de viviendas sociales. Esto mediante la descripción estratigráfica de 20 calicatas, 8 test de cono dinámico portátil, la ejecución de 2 sondajes con ensayo de penetración SPT y recuperación de muestras para ser ensayadas en laboratorio.

Además, contempla la realización de 4 ensayos geofísicos mediante la metodología ReMi para la determinación de velocidad de ondas de corte Vs y un informe de riesgo sísmico para determinar espectro sísmico según normativa vigente.

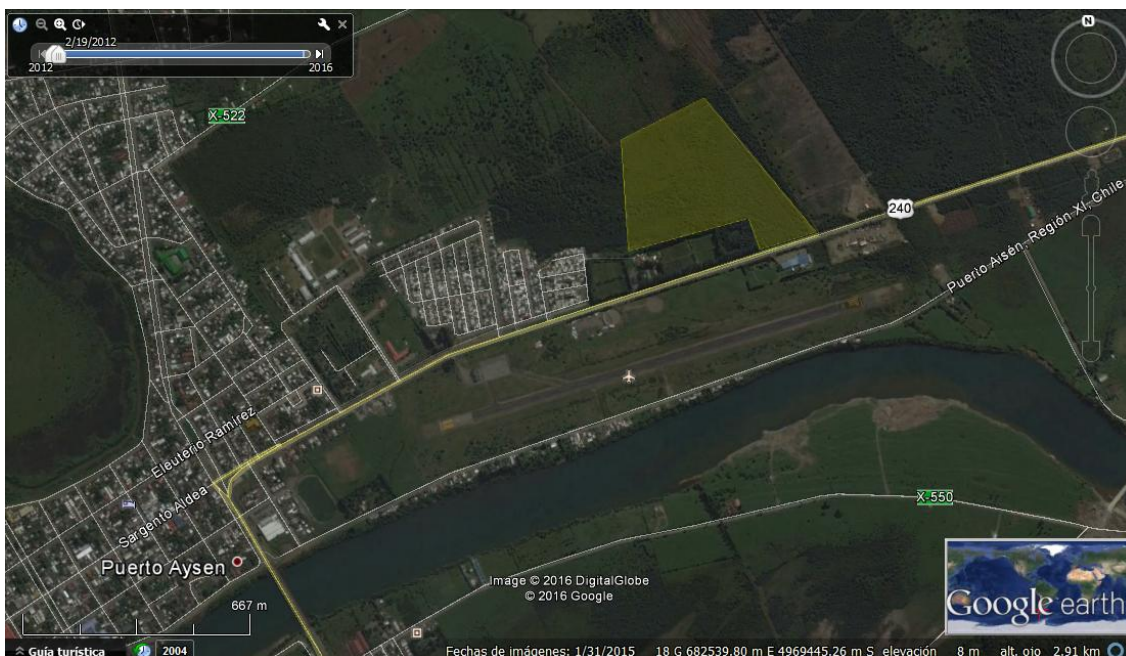


Figura 1 Ubicación Área de Estudio.



---

A continuación, se presenta los principales antecedentes que han sido empleados para el desarrollo de este estudio.

- Bases Licitación Pública N°10/2016 “Estudio de mecánica de suelos para terreno perteneciente al Sr. Enrique Sudy Márquez, ubicado en la Ruta 240 CH, km. 3, Camino a Puerto Aysén-Coyhaique”
- Croquis de la ubicación del sector.
- Plano de Intervención de Plan de Manejo de Obras Civiles.
- Visitas técnicas al terreno en estudio.
- Plan regulador de la Comuna de Puerto Aysén
- Plan Maestro de Drenaje y Evacuación de Aguas Lluvias de la Comuna de Aysén.
- Territorio operacional Aguas Patagonia de Aysén.
- Informe ensayos de Laboratorio de Mecánica de Suelos N°1610-52.682, Liem.
- Informe Geotécnico IGscN°659/16 elaborado por RaúlMarín Sotomayor, Ingeniero Civil.
- Informe Geofísico IGf N°658/16 elaborado por Raúl Marín Sotomayor, Ingeniero Civil
- Informe Técnico Final Peligro Sísmico en camino Ruta 240, Elaborado por la Empresa Gensis Ingeniería Geotécnica Sísmica.
- Proyecto “Viviendas Fondo Solidario de Vivienda, Comité Golpeando Puertas por un Futuro Hogar de Puerto Aysén”



## 2. ANTECEDENTES GEOLÓGICOS Y GEOMORFOLÓGICOS GENERALES

La estructura geológica del sur de Chile es relativamente nueva y compleja. En el Cuaternario, además de procesos volcánicos y tectónicos se produjo un importante modelamiento del territorio por efecto de las glaciaciones que caracterizan la zona costera de esa área de Chile, con la presencia de una compleja red de canales y fiordos, que entran en el continente (Ríos y Cisternas, 1998).

En la región comprendida entre Puerto Aysén y Puerto Chacabuco se distinguen dos rasgos morfológicos principales; el primero corresponde a una amplia planicie de origen fluvial asociada principalmente al valle del río Aysén sobre la cual se desarrolla la ciudad de Puerto Aysén y que fue labrada por el paso de los glaciares. Por otro lado, se encuentran los cordones montañosos y serranías que se ubican en toda la zona con alturas que varían entre los 1.000 m.s.n.m. en los alrededores de la ciudad de Puerto Aysén y Puerto Chacabuco, y que alcanzan los 1.600 m.s.n.m. principalmente en torno al Fiordo de Aysén y la parte norte de la zona en estudio y corresponden en su gran mayoría a rocas intrusivas pertenecientes al Batolito Patagónico.

En la zona de estudio, corresponde a la secuencia Sedimentaria del periodo Pleitoceno-Holoceno principalmente depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa, en menor proporción fluvioglaciales, deltaicos, litorales o indiferenciados. Abanicos mixtos de depósitos aluviales y fluvioglaciales con intercalación de depósitos volcánicos, como se observa en la Figura 2 extraída del mapa Geológico de Chile.

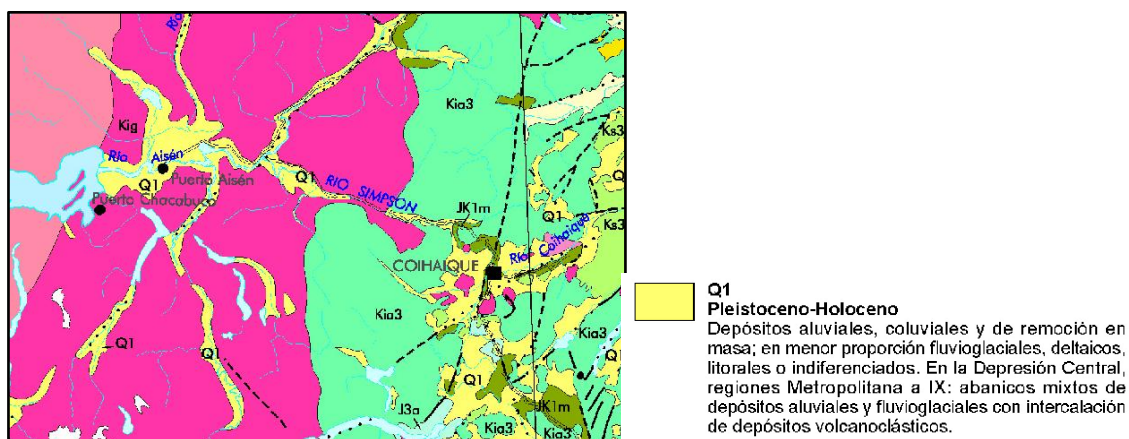


Figura 2 Puerto Aysén, Mapa Geológico de Chile



### 3. ANTECEDENTES DEL TERRENO

Uno de los objetivos del proyecto es determinar si el terreno presenta condiciones adecuadas para la construcción de viviendas sociales. Esto tiene relación con las condiciones de habitabilidad, la disponibilidad de servicios para la urbanización y los costos para la habilitación del terreno.

En el presente capítulo se analizan algunas particularidades del terreno que deben ser tomadas en cuenta para su habilitación y que afectan directamente en la definición de los costos del proyecto y de los mejoramientos de suelo que deben ejecutarse.

#### 3.1 PLAN REGULADOR Y TERRITORIO OPERACIONAL

Los deslindes del terreno fueron entregados dentro de los antecedentes de la Licitación y se reflejan en la Figura 3. Esto se ubica en el acceso hacia la localidad de Puerto Aysén por la ruta que une esta ciudad con la capital Regional Coyhaique.

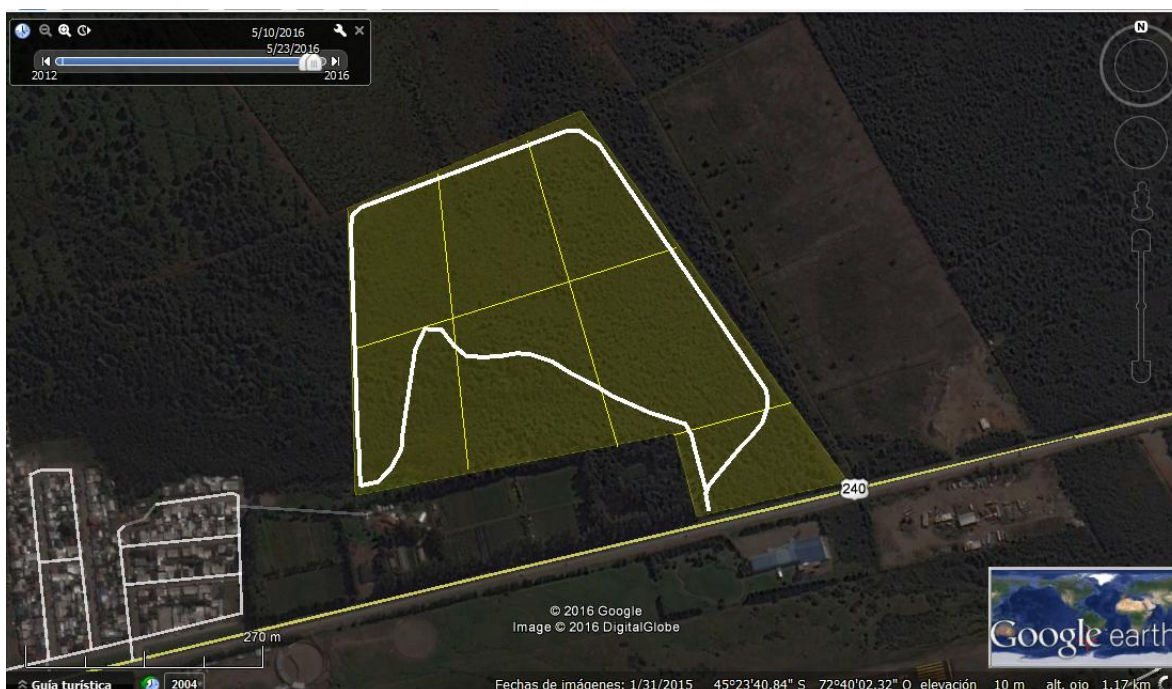


Figura 3 Ubicación del terreno (Fuente Google Earth)





---

De acuerdo al instrumento de planificación, el terreno se encuentra fuera del límite urbano de la ciudad de Puerto Aysén, se trata de terrenos rurales que en un futuro serán incorporados a la ciudad, una vez que se apruebe el nuevo Plan Regulador que se encuentra en desarrollo.

De igual forma, el terreno en cuestión se encuentra fuera del territorio operacional de la Empresa Aguas Patagonia de Aysén. De acuerdo a lo anterior, no existe factibilidad de conexión a la red pública. Esta condicionante implica que cualquier urbanización que se planifique deberá ejecutarse según lo descrito en el Artículo 52 Bis de la Ley de Servicios Sanitarios que permite a las empresas sanitarias en forma excepcional a prestar servicios en el ámbito rural bajo la condición de no afectar la continuidad y calidad de los servicios públicos sanitarios dentro del área de concesión.

Bajo esta condición, el prestador de servicios autoriza un macro medidor que se instala dentro del territorio operacional con remarcadores individuales y una cámara pública a la que se deben conectar los servicios.

Por lo general, las empresas sanitarias emiten entonces una cuenta para la totalidad de los vecinos quienes se organizan para cubrir dichos costos y a su vez deben hacerse cargo de los costos de mantención y renovación de equipos de la Planta Elevadora de Aguas servidas.

En caso de no existir capacidad técnica por parte de los vecinos, esta responsabilidad caen en el Municipio que de acuerdo al Código Sanitario pasa a ser la entidad competente.

Se deja constancia además que en caso de aprobar un nuevo límite urbano para la localidad, los terrenos analizados se encontrarían dentro del territorio urbano y a partir de ello no aplica la implementación del beneficio descrito en el Art 52-Bis y debería realizarse entonces un aumento del territorio operacional con las condicionantes que este trabajo conlleva.





### 3.3 ELEVACIÓN DE AGUAS SERVIDAS.

Las condiciones del terreno y la distancia hacia las cámaras nacientes más cercanas, obligan a la construcción de una planta elevadora de aguas servidas que impulse las aguas hacia el territorio operacional de la Sanitaria en la cámara que la sanitaria autorice.

La Planta elevadora se deberá emplazar dentro del terreno a urbanizar y para tal efecto se deberá realizar un mejoramiento bajo el sello de la fundación.

En la figura 5 se ilustra un modelo típico de mejoramiento para planta elevadora de aguas servidas que deberá ser validado en la etapa de ingeniería por el ingeniero calculista.

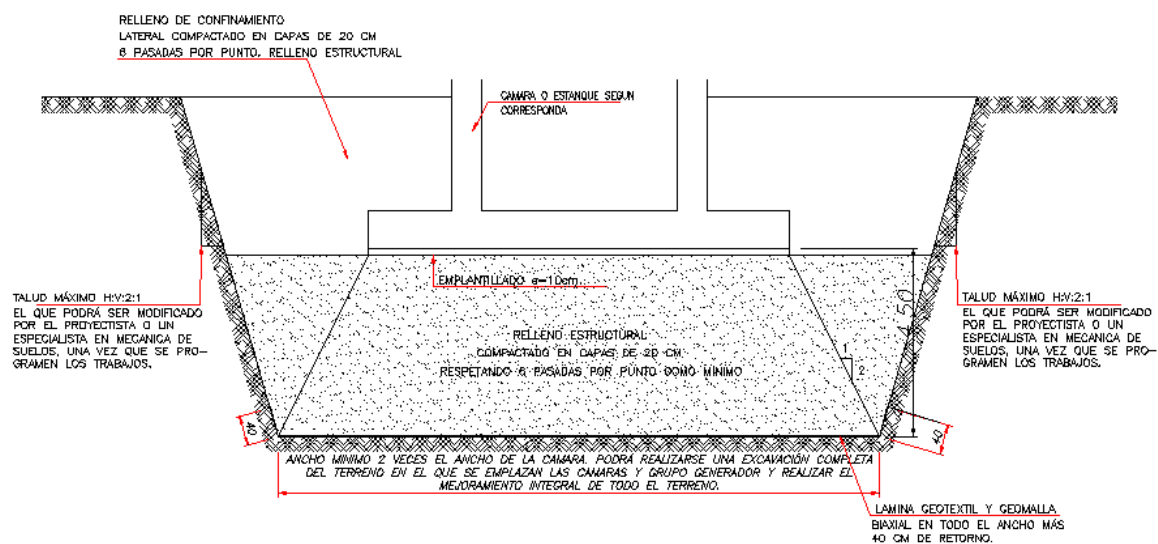


Figura 5 Mejoramiento típico bajo Planta elevadora de Aguas Servidas



## 4. Modelo, parámetros geotécnicos y bases de diseño

### 4.1 Modelo Estratigráfico Promedio del Subsuelo.

Las prospecciones se realizaron según la propuesta por cuadrantes indicadas en el punto 3.1 de las especificaciones técnicas solicitadas por el mandante, la ubicación geo-referenciada, el tipo de prospección, nivel freático y fecha de observación quedan resumidos en la Tabla N°1 y Figura 6.

Tabla 1 Geo-referencia de prospecciones y nivel freático observado.

Prospección	Cota	Coordenadas		Nivel freático (m)	Fecha Obsv.
C1	Zp= 5 m	4.970.411N	682.709E	-2.05	02.08.2016
C2	Zp= 5 m	4.970.482N	682.768E	-1.80	02.08.2016
C3	Zp= 5 m	4.970.520N	682.770E	-1.85	02.08.2016
C4	Zp= 5 m	4.970.615N	682.707E	-1.85	02.08.2016
C5	Zp= 5 m	4.970.653N	682.682E	-1.85	02.08.2016
C6	Zp= 5 m	4.970.697N	682.657E	-2.30	03.08.2016
C7	Zp= 5 m	4.970.751N	682.619E	-2.00	03.08.2016
C8	Zp= 4 m*	4.970.807N	682.537E	-1.90	03.08.2016
C9	Zp= 3.5 m*	4.970.790N	682.490E	-2.00	03.08.2016
C10	Zp= 4.3 m*	4.970.768N	682.429E	-2.20	03.08.2016
C11	Zp= 4.1 m*	4.970.753N	682.387E	-2.00	03.08.2016
C12	Zp= 4.5 m	4.970.683N	682.311E	-2.00	03.08.2016
C13	Zp= 4 m*	4.970.572N	682.313E	-3.05	03.08.2016
C14	Zp= 4.9 m	4.970.460N	682.313E	-2.50	03.08.2016
C15	Zp= 5 m	4.970.421N	682.316E	No se detecta	03.08.2016
C16	Zp= 4.1 m*	4.970.480N	682.364E	-2.20	03.08.2016
C17	Zp= 4.9 m	4.970.537N	682.371E	-2.80	03.08.2016
C18	Zp= 4.5 m	4.970.568N	682.423E	-2.90	03.08.2016
C19	Zp= 5 m	4.970.554N	682.526E	-2.60	03.08.2016
C20	Zp= 4 m*	4.970.500N	682.637E	-2.40	03.08.2016
S1	Zp= 20.56 m	4.970.514N	682.589E	-0.15	13.08.2016 al 15.08.2016
S2	Zp= 17.12 m	4.970.571N	682.435E	-0.45	16.08.2016 al 17.08.2016

#### **Observaciones:**

- i. Las cotas indicadas son nominales y están referidas al nivel de terreno natural, en la fecha de las prospecciones (definido como  $z = 0.00$  m).
- ii. Ubicación Geo-referenciada –Coordenadas UTM WGS 84, determinadas por LIEM Ltda., GPS Garmin E-TREX, modelo Legend H.
- iii. \*Ocurrieron derrumbes de las paredes en la prospección



Figura 6 Emplazamiento de las prospecciones

Se realizaron un total de 20 Calicatas de 4.6 m de profundidad promedio respecto al nivel de terreno. Con las inspecciones visuales, los ensayos de campo y laboratorio, se obtuvo una estratificación que no es paralela a la superficie, por lo tanto las inter-fases de los estratos detectados varían hasta alcanzar en todos los casos el estrato arenoso de interés estructural, cuyo espesor va más allá de los límites máximos de exploración.

En los anexos del estudio se presentan las estratigrafías de cada una de las calicatas realizadas por el Laboratorio Oficial Liem.

Dadas las características visuales del suelo explorado y considerando además la geología circundante en la zona de emplazamiento, se puede proponer la siguiente modelación promedio del subsuelo como se indica en la Tabla 2:



Tabla 2 Estratigrafía típica

Horizonte	Cota (m)	Descripción
H1	0.0 – 1.90 (máximo)	<b>Capa vegetal</b> con espesor variable desde 0.50 m en C10;C11;C13 hasta 1.90 m. como máximo en C8
H2	1.90 – 4.59 (promedio)	Unidad compuesta, por material fino del tipo <b>limo de baja compresibilidad</b> ; inicialmente color café claro; con tonos anaranjados en algunos casos, variando a café oscuro y/o grisáceo conforme aumenta la profundidad. Estructura vesicular y presencia de raíces y raicillas, maderas enterradas, troncos y turba. Olor orgánico. Humedad natural alta a saturada. Consistencia muy blanda. Hacia la inter-fase con estrato subyacente el LIMO toma un color gris neto, presenta Olor en todas las exploraciones y se tiene presencia de partículas granulares arenosas finas en un 35% (promedio). Horizonte total variable en espesor, con cotas límites z=4.0 m. en C20; z=4.10 m. en C16; z=4.50 m. en C18; z=4.90 m. en C14; superando inclusive, levemente, la cota z=5.0 m. en casos tales como C1;C15; C19 Clasificación USCS = <b>ML</b>
H3	4.59-20.56	Unidad compuesta por material granular, del tipo <b>Arena limosa</b> , compacidad baja; aumentando levemente en profundidad, color gris, de graduación fina a semi-fina; variando aleatoriamente, con tamaños de partículas TM=2,0 mm. a TM=0.8 mm; respectivamente, de cantos sub-angulares, humedad natural alta, finos no plásticos. Permeabilidad alta. Horizonte con cota de inicio muy variable. En el caso más somero se presenta, puntualmente, en cota z=2.60 m. en C9; en otros casos se detecta a partir de la cota z=4.60 m. (C17) y en otros pozos como C1; C15;C19; se asoman, debajo de la cota z=5.0 m. (validado perfectamente por los sondeos). Clasificación USCS = <b>SM (SP)</b>



### **Observaciones:**

i) Hasta  $z=5.0$  m. algunos sub-estratos clasifican SP-SM; sin embargo, globalmente, predominan los estratos SM. Bajo cota  $z=5.0$  m. y hasta el límite de los sondeos ( $z=20.56$  m.) el porcentaje de finos menores a  $0.08$  mm promedia un 4.5% y ésta disminución de su matriz limosa implica que el depósito arenoso clasifica invariablemente como **SP** (arena limpia, pobremente graduada).

ii) El Napa freática de fuerte actividad, se detecta a partir de una cota media  $z=2.50$ m. Considerando todas las exploraciones a tajo abierto, en fechas de la presente campaña geotécnica.

iii) Estrato de potencia mayor al límite explorado.

Conforme a los resultados de laboratorio y los tres horizontes que se distinguen, se sintetizan los resultados en la Tabla 3 de propiedades índices promedio y clasificación típica según **USCS**:

Tabla 3 Variación promedio de propiedades índice en profundidad

Horizonte	Cotas (m)	Finos (%)	I.P	Gs	Humedad (%)	Clasificación USCS
H1	0.00 – 1.90	-	-	-	-	Capa vegetal
H2	1.90 – 4.59	81.5	N.P	2.635	49.14	ML
H3	4.59 – 20.56	30.29 (5.8)	N.P	2.732 (2.748)	34.15 (28.84)	SM (SP)

## **4.2 Parámetros Geomecánicos del Subsuelo**

El terreno competente medido desde el nivel de patio será el Horizonte H3, estrato de interés estructural, clasificación suelo del tipo **SM (SP)**(USCS) y **A2-4(0) (A1b(0))** (AASHTO), se resumen los parámetros geomecánicos en la tabla 4.

Tabla 4 Parámetros geomecánicos, H2-H3

Parámetro	H-2	H-3
Índice de Plasticidad <b>I.P.</b>	N.P.	N.P.
Humedad Natural <b>w</b> (promedio) (%)	49.14	34.15 (28.84)
Densidad sólidos (promedio) <b>Gs</b>	2.635	2.732 (2.748)
Densidad Natural <b><math>\gamma_n</math></b> (Diseño) ( $t/m^3$ )	1.61	1.58
Ángulo de fricción <b><math>\phi</math></b> (promedio)(°)	40	35
Cohesión <b>C</b> (promedio)( $t/m^2$ )	0	0
Módulo de Poisson (Diseño) <b><math>\mu</math></b>	0.25	0.3
Módulo de elasticidad (Diseño) <b>E</b> ( $t/m^2$ )	63	750



Según antecedentes proporcionados por el Serviu, el terreno tendría el destino para viviendas sociales, por lo tanto, se proponen algunas tensiones en el punto 4.4 para eventuales fundaciones del tipo superficial apoyadas sobre el horizonte de interés H3; en cota factible o sobre rellenos generalizados de igual o mayor calidad estructural.

### 4.3 Consolidación

En la tabla 5 se muestra el resumen de los parámetros encontrados en los antecedentes del estudio de mecánica de suelos correspondiente al proyecto “Viviendas Fondo Solidario de Vivienda, Comité Golpeando Puertas por un Futuro Hogar de Puerto Aysén”

Tabla 5 Parámetros de consolidación de los horizontes H-1, H-2 del proyecto “Viviendas Fondo Solidario de Vivienda, Comité Golpeando Puertas por un Futuro Hogar de Puerto Aysén”

Horizonte	Coficiente de Compresión $C_c$	Coficiente de Recompresión $C_r$	Coficiente de Consolidación $C_v$ [ $mm^2/min$ ]
H-1	7.09	0.81	3.0
H-2	1.98	0.19	2.02

### 4.4 Alternativas de mejoramiento para viviendas

A solicitud del mandante se plantean 3 soluciones dentro de las más económicas para el futuro proyecto de viviendas sociales. La propuesta económica unitaria se encuentra en el **anexo**.

- La primera solución consiste en realizar un relleno controlado, para lo cual se removerán los dos primeros horizontes y se reemplazarán por un relleno estructural, el cual será reforzado con geomallas bajo el mismo. En tanto que el horizonte 3 será densificado mediante vibración.

El sello de fundación de la vivienda será de  $D_f=0.6m$  en el relleno estructural.



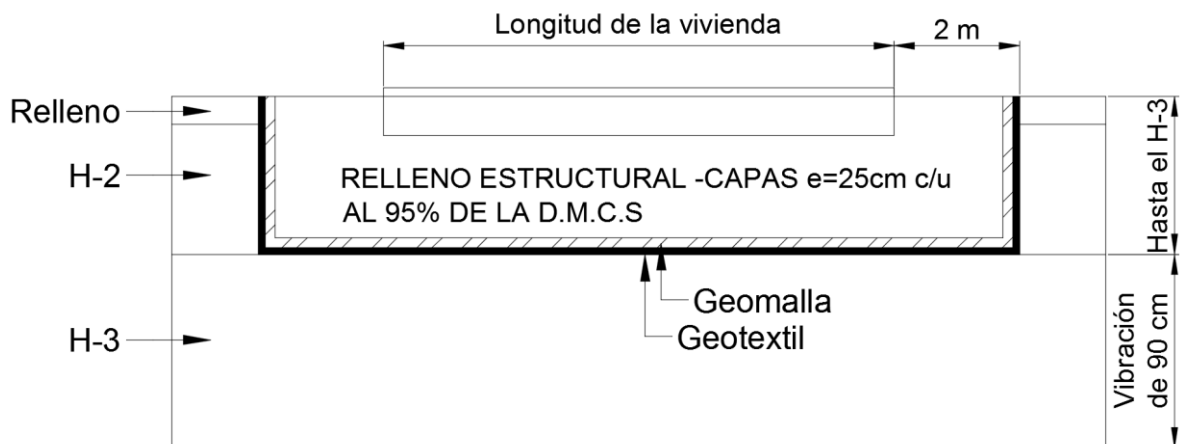


Figura 7 Esquema solución 01 vivienda-sin escala

- La segunda alternativa considera remover por completo el horizonte H-1 y 0,9m del horizonte H-2.  
Luego se debe colocar un refuerzo de geomalla en el sello de la excavación y sobre ella colocar un relleno estructural de 0,9m de espesor.  
Además, sobre el relleno indicado anteriormente, se debe aplicar una precarga para reducir los niveles de consolidación. Para esto se considera un relleno controlado cuya sobrecarga será mayor a la futura estructura que se construya en el lugar. Una vez que se alcancen los asentamientos esperados se procederá a remover la sobrecarga hasta la cota del nivel de terreno según proyecto.

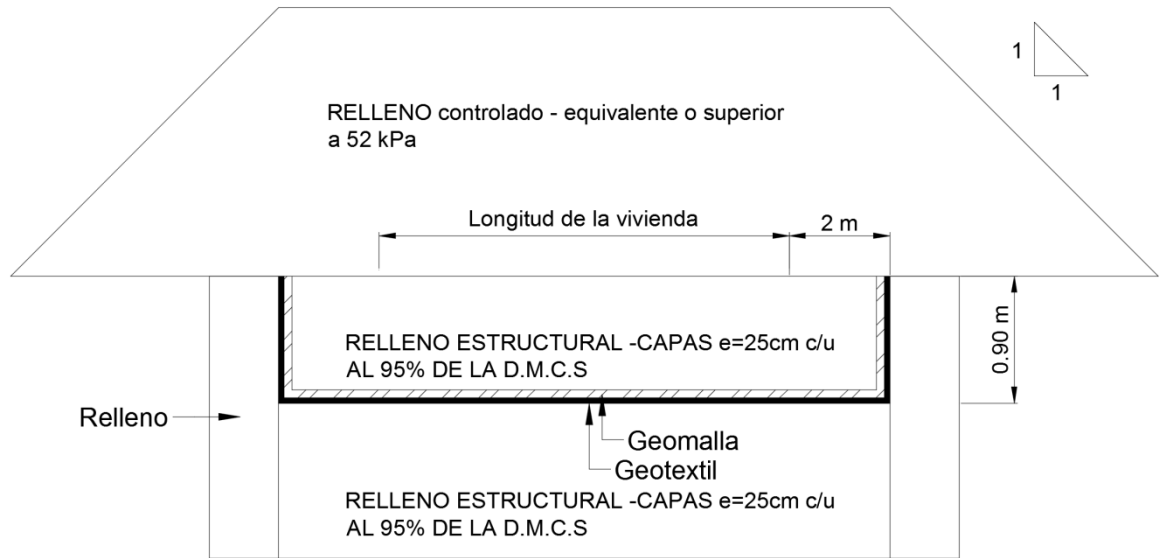


Figura 8 Esquema solución 02 vivienda - relleno precarga- sin escala- H-2 > 0.9m

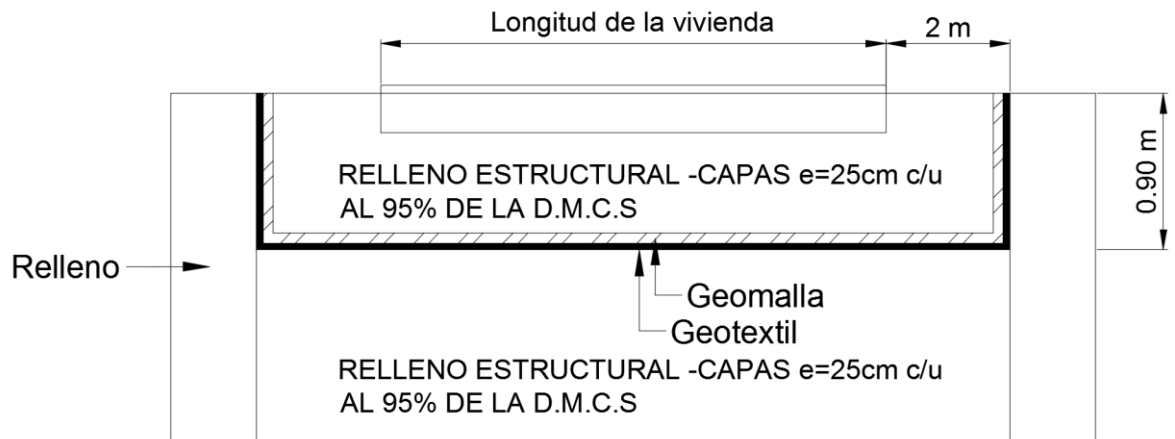


Figura 9 Esquema solución 02 vivienda - sin escala- H-2 > 0.9m

A continuación en las Figura 10 y Figura 11 se representa la situación correspondiente en que el horizonte H-1 es menor a 90 cm, en donde se proyecta un relleno de 90 cm de espesor, por lo tanto, se debe proceder a remover por completo el horizonte H-1 y 90 cm del horizonte H-2 bajo la cota de -0.9 m desde el nivel de terreno terminado, desde allí comenzar a realizar un relleno



controlado cuyo espesor es de 90 cm hasta alcanzar la cota -0.90 cm desde el nivel de terreno terminado, cota en la cual se procede a colocar el refuerzo de geomalla y el relleno estructural.

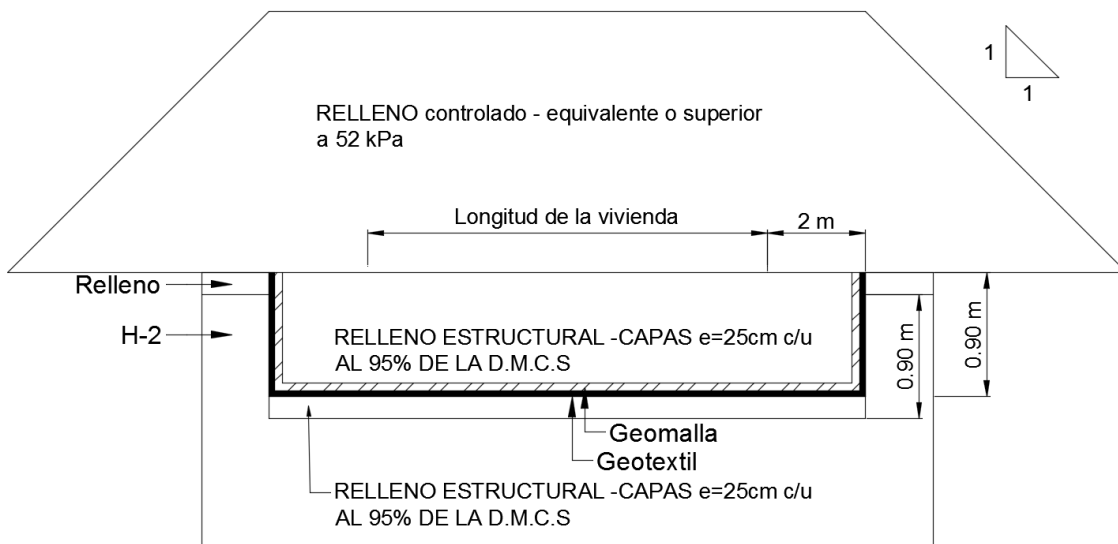


Figura 10 Esquema solución 02- vivienda - precarga - sin escala- H-2 < 0.9m

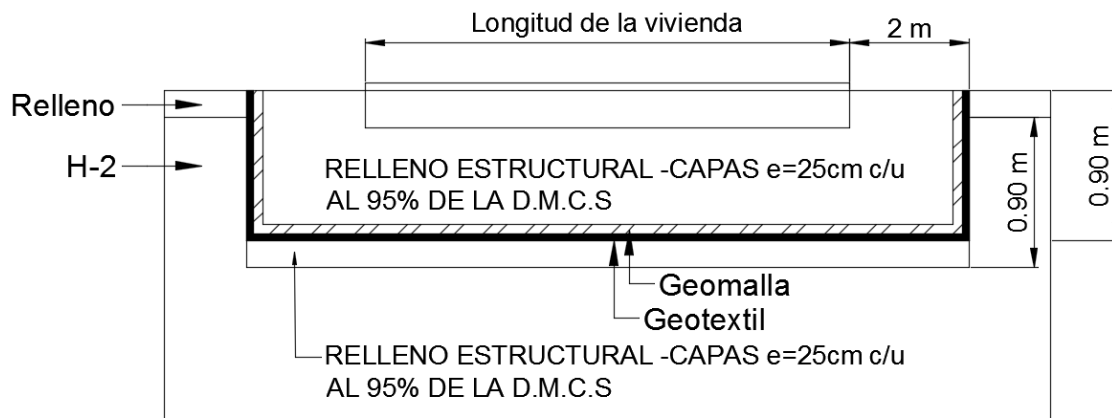


Figura 11 Esquema solución 02- vivienda - sin escala-H-2 < 0.9m

- La tercera alternativa considera remover el horizonte 1, más 0.9 m del horizonte 2, emplear durante un tiempo un relleno controlado cuya precarga será mayor a la futura estructura para reducir los niveles de consolidación. Luego de un tiempo se debe remover



el relleno que está por sobre el nivel de terreno según proyecto. Cabe mencionar que para esta opción se debe ejecutar primero el relleno en las calles proyectadas, puesto que los rellenos permeables actuarán como drenes acelerando el proceso de consolidación. Bajo las fundaciones de las viviendas se considera el uso de micro-pilotes con el fin de minorar los riesgos de la licuefacción.

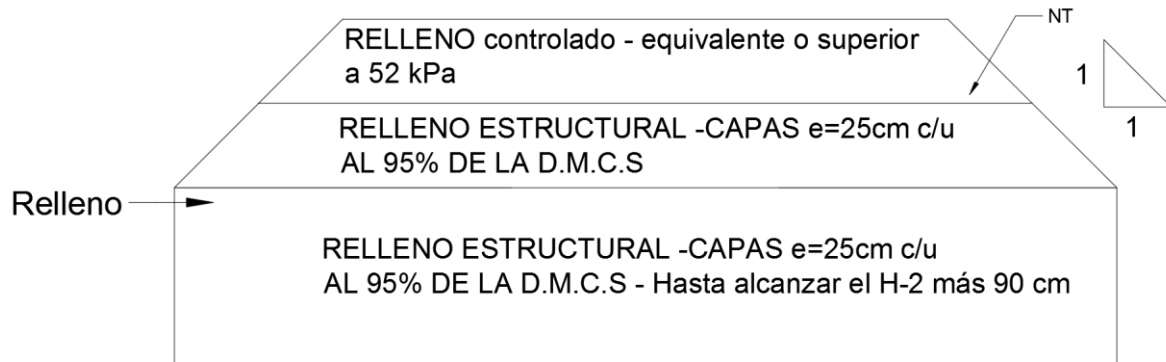


Figura 12 Solución 03 vivienda - relleno precarga

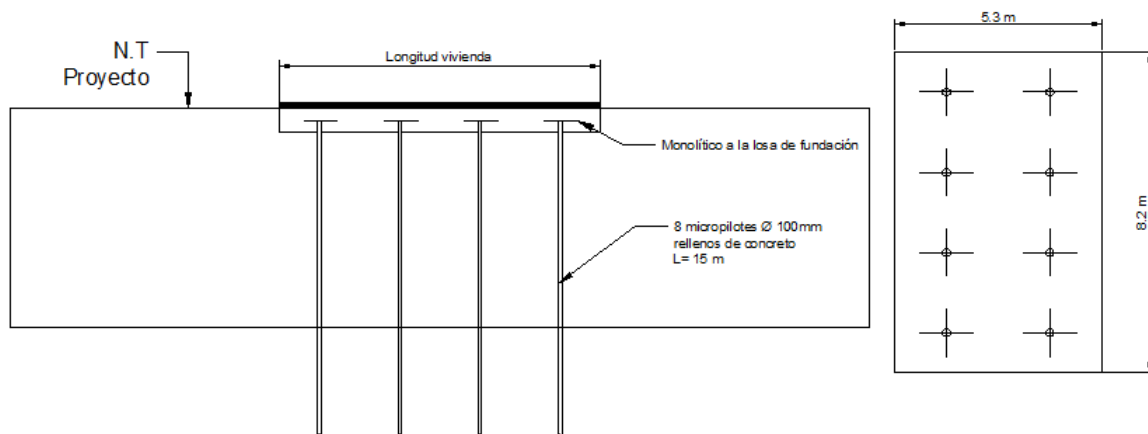


Figura 13 Solución 03 vivienda - micropilotes



## 4.5 Capacidad de Soporte Admisible-Tensiones admisible

### 4.5.1 Capacidad de soporte relleno

El cálculo de la capacidad de soporte se analiza para un relleno con características geomecánicas similares al estrato de interés, las cuales deben ser mejoradas por un relleno estructural controlado, como se señala en la alternativa de solución 1 para la vivienda. La capacidad de Soporte puede determinarse a partir de la expresión propuesta por Terzaghi:

$$Q_{adm} = Q_f/FS = (\gamma D_f N_q + \frac{1}{2} \gamma' B N_\gamma + c N_c)/FS \text{ (Zapata corrida)}$$

$$Q_{adm} = Q_f/FS = (\gamma D_f N_q + 0.4 \gamma' B N_\gamma + 1.3 c' N_c)/FS \text{ (Zapata aislada)}$$

Donde:

$Q_{adm}$  : Capacidad de Soporte admisible

$Q_f$  : Capacidad de Soporte del Suelo

$F.S.$  : Factor de Seguridad igual a 3.0

$\gamma$  : Peso unitario del suelo sobre el nivel de sello de fundación, 1.58

$\gamma'$  : Peso unitario del suelo bajo el nivel de sello de fundación. 1.58

$c$  : Cohesión del suelo, 0.0

$D_f$  : Cota de sello de fundación 0.6m-4.6m

$B$  : Ancho de la Zapata, 0.4 m, 0.6 y 1.0m – Losa 8.2 m x 5.3m

$N_q, N_\gamma, N_c$  : Factores de capacidad de carga adimensionales (Vesic, 1973) que son únicamente función del ángulo de fricción del suelo  $\phi$

La determinación de la capacidad admisible en falla local considera el suelo con una estructura blanda, por consiguiente, los parámetros geomecánicos se ven aminorados según Terzaghi, por:

$$\phi_l = \arctg(2/3 \operatorname{tg} \phi)$$

$$C_l = 2/3 C$$

La Capacidad de Soporte en condiciones no drenadas se puede determinar mediante la expresión:

$$Q_{adm} = Q_f/FS = (\gamma D_f + S_u N_c)/FS \text{ (Zapata corrida)}$$



Donde:

$N_c = 5.53$  Navfac, 5.14 Prandtl, 5.7 Terzaghi, 6.5 Skempton.

$S_u$  = Resistencia máxima no drenada

Para cargas normales toda el área basal de la fundación deberá comprimir al suelo, ahora bien para cargas normales más eventuales, sismos, se aceptaran tracciones del suelo con respecto al área basal menores a un 20%

Tabla 6 Tensiones admisibles

	$S_u$ (Df=4.6m)
$Q_f$ ( $t/m^2$ )	2.67
$Q_{adm}$ ( $t/m^2$ )	0.89

Zapata corrida	Df=0.6m				Df=4.6m
B (m)	0.4	0.6	1	5.3	1
$Q_f$ ( $t/m^2$ )	4.94	5.56	6.82	-	31.40
$Q_{adm}$ ( $t/m^2$ )	1.65	1.85	2.27	-	10.47
Zapata Aislada	Df=0.6m				Df=4.6m
B (m)	0.4	0.6	1	5.3	1
$Q_f$ ( $t/m^2$ )	4.69	5.19	6.19	16.95	30.78
$Q_{adm}$ ( $t/m^2$ )	1.56	1.73	2.06	5.65	10.26

**Observaciones:**

- i) Tensiones para ancho unitario  **$B=0.4, 0.6, 1$  m; con  $B$ : Ancho fundación** en metros, en expresión general.
- ii) En los casos que corresponda, deberá verificarse la tensión de trabajo por asentamiento, toda vez que **se deben limitar, estrictamente, los asentamientos diferenciales.**



#### 4.5.2 Capacidad de soporte relleno estructural y geomalla

Para el refuerzo de geomalla se considera una banda de suelo granular sobre el estrato de suelo de baja capacidad portante considerando refuerzos de geomallas en la interacción entre ambos suelos. La metodología de cálculo que se desarrolla a continuación es la de Wayne et al (1998), también considera que el tipo de falla es por punzonamiento. En estas condiciones la capacidad de carga del suelo reforzado es:

$$q_u = cN_c + \left[ 2c_a + \gamma H \left( 1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \frac{H}{B} + \gamma H + \frac{2T}{B} \quad (\text{Zapata corrida})$$

$$q_u = N_c + \left[ 2c_a + \gamma H \left( 1 + \frac{2D}{H} \right) \frac{K_p \tan \alpha}{B} \right] \frac{H(B+L)}{BL} + \gamma H + 2T \frac{B+L}{BL} \quad (\text{Zapata aislada})$$

Donde:

$c$	:	Cohesión de terreno natural
$N_c$	:	Factor de carga
$c_a$	:	Cohesión del relleno
$\gamma$	:	Peso específico del relleno
$H$	:	Espesor de la capa superior
$D$	:	Empotramiento de la cimentación
$K_p$	:	Empuje pasivo
$\alpha$	:	2/3 del ángulo de fricción del suelo de relleno
$B$	:	Base de la cimentación
$L$	:	Longitud de la cimentación
$T$	:	Resistencia a la tensión de la geomalla

$cN_c$  es la capacidad portante de suelos arcillosos para suelos granulares se deberá de calcular esta capacidad portante.



El planteamiento inicial es considerar 1 capa de geomalla biaxial cuyas características se describen en la especificación del fabricante.

Se tiene que la carga transmitida por la vivienda hacia la cimentación es de  $q = 1 \text{ ton/m}^2$ , más el peso del relleno estructural sobre la malla considerando un espesor mínimo de 2 m  $q_{relleno} = 4.2 \text{ ton/m}^2$ , para lo cual el  $q_u = FS q$ ; teniendo un FS igual a 3 entonces es necesario una capacidad  $q_u = 51.01 \text{ kPa}$

La capacidad del suelo es aproximadamente  $q_u = 0.2 \text{ kg/cm}^2 = 19.61 \text{ kPa}$

El procedimiento consistirá de calcular el valor de  $q_u$  de cada nivel de geomalla y se verificará la capacidad de soporte máxima del relleno reforzado. Consideramos 01 capa de geomalla ubicada en la base del relleno.

#### Datos

$c_a$	:	Cohesión del relleno 0
$\gamma$	:	Peso específico del relleno – 2.1 ton/m <sup>3</sup>
$H$	:	Espesor de la capa superior -0.3 m
$D$	:	Empotramiento de la cimentación- 0.6m
$\phi$	:	30°
$B$	:	1 m
$T$	:	Resistencia a la tensión de la geomalla- 17.5 kPa (5% de deformación) o superior

#### Cálculos

Se procede al cálculo del empuje pasivo  $K_p$  y  $\alpha$

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \frac{1 + \text{sen}30}{1 - \text{sen}30} = 3 \text{ y } \alpha = \frac{2}{3}(30) = 20^\circ$$

Reemplazando los valores en (2)

$$q_u = 0 * N_c + \left[ 2 * 0 + 2.1 * 0.3 \left( 1 + \frac{2 * 0.6}{0.3} \right) \frac{3 * \text{Tan}20}{1} \right] \frac{0.3}{1} + 2.1 * 0.3 + \frac{2 * 3}{1}$$
$$q_u = 5.23 \text{ ton/m}^2 = 51.31 \text{ kPa}$$





---

Entonces la capacidad de soporte máxima del relleno reforzado es  $51.31 \text{ kPa} > 51.01 \text{ kPa}$

#### 4.5.3 Capacidad de soporte micropilotes

Para determinar la capacidad de carga de un pilote indicada en las soluciones para la vivienda,  $Q_u$ , está dada por la ecuación de la carga soportada en la punta del pilote más la resistencia a la fricción total (fricción superficial) de la derivada de la interfase suelo-pilote

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Donde  $Q_p$  es la capacidad de carga de la punta del pilote,  $Q_s$  la resistencia a la fricción.

Basado en observaciones de campo, Meyerhof (1976) sugiere que la resistencia última puntual,  $q_p$ , en el suelo granular homogéneo ( $L = L_b$ ) puede obtenerse a partir de los números de penetración estándar como

$$q_p (\text{kN/m}^2) = 40N_{60}L/D \leq 400N_{60}$$

La punta del pilote estará a 15 m por debajo de la superficie del terreno. Para el pilote de acero cuyo diámetro de tubo es de  $D=0.100 \text{ m}$ , relleno de concreto. El valor promedio de  $N_{60}$  (tabla 12)  $10D$  arriba y sobre  $5D$  por debajo de la punta del pilote es

$$N_{60} = \frac{19 + 14 + 38}{3} \approx 24$$

Así,

$$q_p (\text{kN/m}^2) = 9598 \text{ kN/m}^2 \rightarrow Q_p = A_p q_p = 298.71 \text{ kN} \cong 30.45 \text{ ton}$$

La resistencia a la fricción o resistencia superficial de un pilote puede describirse como

$$Q_s = \sum p \Delta L f$$



Donde

$p$  = perímetro de la sección del pilote

$\Delta L$  = longitud incremental del pilote sobre el que  $p$  y  $f$  son tomados como constantes

$f$  = resistencia unitaria a la fricción a cualquier profundidad  $z$

Meyerhof (1976) indicó que la resistencia unitaria promedio a la fricción,  $f_{prom}$ , para pilotes clavados con alto desplazamiento se puede obtener a partir de los valores de resistencia a la penetración estándar promedio como

$$f_{prom} (kN/m^2) = \bar{N}_{60} \rightarrow Q_s = \sum p\Delta L f_{prom} = 190.95 kN \cong 19.46 ton$$

La capacidad de carga última para pilotes menores a 300 mm se considera solo la resistencia por fuste tal que la capacidad de carga admisible para un pilote, es:

$$Q_{adm} = \frac{Q_s}{FS} = \frac{191}{3} kN = 63.65 kN \cong 6.49 ton$$

Para una vivienda tipo SERVIU de 8.2 x 5.3 m se requiere un mínimo de 7 pilotes

#### 4.6 Capacidad de Soporte Admisible para Cargas Sísmicas

Para el caso de estructuras sometidas a solicitaciones provenientes de sismos, la capacidad de carga admisible obtenida anteriormente, se debe aumentar en un 30%.

Tabla 7 Tensiones admisibles dinámicas (carga sísmica), Df = 4.6 m

Zapata corrida	Df=0.6m				Df=4.6m
B (m)	0.4	0.6	1	5.3	1
$Q_f (t/m^2)$	6.422	7.228	8.866		40.82
$Q_{adm} (t/m^2)$	2.145	2.405	2.951		13.611
Zapata Aislada	0.4	0.6	1	5.3	1
B (m)	0.52	0.78	1.3	6.89	1.3
$Q_f (t/m^2)$	6.097	6.747	8.047	22.035	40.014
$Q_{adm} (t/m^2)$	2.028	2.249	2.678	7.345	13.338



## 4.7 Asentamientos Esperados

Al tratarse de material granular en el horizonte 3, los asentamientos del subsuelo esperado serán del tipo Asentamiento elástico o inmediato, utilizando el método basado en Terzaghi:

$$S_E = \Delta q_s \frac{B(1 - \mu^2)}{E_s} I_p$$

Donde:

$S_E$ : Asentamiento elástico o instantáneo (cm.).

$B$ : Dimensión característica del área cargada (cm.)

$\Delta q_s$ : Presión de contacto o esfuerzo aplicado (kg/cm<sup>2</sup>)

$E_s$ : Módulo de deformación del subsuelo (kg/cm<sup>2</sup>)

$\mu$ : Módulo de Poisson.

$I_p$ : Factor de influencia según tabla 7.



Tabla 8 Factor de influencia en función de la relación de forma L/B

Factor de Forma L/B	Fundación Flexible (Centro)	Fundación Rígida
1.0	1.122	0.82
1.5	1.358	1.06
2.0	1.532	1.20
3.0	1.783	1.42
4.0	1.964	1.58
5.0	2.105	1.70
10.0	2.540	2.10
100.0	4.010	3.47

En función de la carga aplicada  $\Delta q_s$  y la dimensión de la fundación supuesta cuadrada; para una profundidad  $D_f = 4.6m$ , se tiene:  $S_E = 0.001 \cdot \Delta q_s \cdot B$

$$S_p = \frac{C_c H_i}{1 + e_{0i}} \log \left( \frac{\sigma'_{0i} + \Delta \sigma'}{\sigma'_{0i}} \right)$$

Donde

$C_c$ : índice de compresión

$H$ : espesor del estrato

$e_0$ : índice de vacíos inicial

$\sigma'_0$ : tensión vertical efectiva

$\Delta \sigma'$ : incremento tensión vertical efectiva

Al remover los 0.9 m iniciales se tiene un asentamiento esperado de 0.67 m en el estrato de limo representado como horizonte H-2, lo cual no es un asentamiento aceptable, **por lo tanto se debe mantener una sobrecarga hasta que se produzca el descenso esperado en un tiempo de 8 meses.**



---

#### 4.8 Módulo de Reacción de la Subrasante (Coeficiente de Balasto)

Los parámetros para determinar el coeficiente de Balasto para el H3, se obtienen a partir de la expresión general de Vesic (1961), Liem asume la simplificación propuesta en el Texto Foundation Analysis and Design (Joseph E. Bowles; second edition):

$$K = 0.6 \frac{E_s}{(1 - \mu^2)B} = 0.6 \frac{750}{(1 - 0.3^2)B} = \frac{494.51}{B} \left( \frac{t}{m^2} \right)$$

Parámetros:

$E_s$  = Módulo de elasticidad del suelo.

$\mu$  = Módulo de Poisson.

$B$  = Ancho fundación.

#### 4.9 Coeficiente de Empuje:

Los coeficientes de empuje estático ( $k_0$ ), empuje activo ( $k_a$ ) y empuje pasivo ( $k_p$ ) para el Horizonte de interés H3 el cual posee un ángulo de fricción interna  $\phi = 35^\circ$ , son los siguientes:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi = 0.426$$

$$K_a = \tan^2(45 - 0.5 \phi) = 0.271$$

$$K_p = \tan^2(45 + 0.5 \phi) = 3.690$$

El coeficiente de fricción suelo-hormigón, bajo las fundaciones, se estima como  $\tan \delta = 0.431$



#### 4.10 Estimación de las Velocidades de Onda de Corte Vs del Subsuelo de Fundación

La velocidad de onda de corte  $V_{s30}$  corresponde al promedio ponderado de los primeros 30 metros superiores del terreno, de acuerdo a la siguiente definición:

$$V_{s30} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{V_{Si}}}$$

Donde:

$V_{Si}$  (m/s) = velocidad de onda de cada estrato, (m/s)

$di$  (m) = espesor de cada estrato, (m)

$n$  = número de estratos en los 30 metros superiores del terreno

Luego, el valor ponderado Vs para los 30 primeros metros ( $V_{s30}$ ), del ensayo geofísico correspondiente al Anexo 02, se resumen los valores de los 4 ensayos realizados en la Tabla 9

Tabla 9 Velocidad de Ondas de Corte  $V_{s30}$

Ensayo	Arreglo	$V_{s30}$ (m/s)
N°1	N°1	186
	N°2	215
N°2	N°1	220
	N°2	206
N°3	N°1	335
	N°2	257
N°4	N°1	256
	N°2	249



#### 4.11 Capacidad de Soporte CBR

Para el diseño de pavimentos considerando el análisis de in situ de las calicatas y sus ensayos se resume la Tabla 10 para evaluación de la capacidad de soporte CBR:

Tabla 10 Medición de CBR en Laboratorio

Clasificación USCS	Cota medida (m) Horizonte	CBR (95% DMCS)	
		0.1"	0.2"
ML	2.00-4.10	3%	4%
ML	2.40-5-00	10%	15%
SP-SM	2.80-4-50	33%	39%
SM	3.05-5.00	28%	34%

#### 4.12 Clasificación Sísmica del Terreno

Para efectos de aplicación de la norma NCh 433 Of.2009 de "Diseño Sísmico de Edificios", con decreto MINVU D.S. 061, publicado el 02 de noviembre de 2011, el subsuelo de fundación emplazado en **Zona Sísmica 1**. No es posible clasificar sísmicamente el subsuelo con las velocidades de ondas de corte  $V_{s30}$  determinadas mediante los 4 ensayos ReMi, dado que no son monótonamente crecientes. Sin embargo, en base a la geología del terreno en estudio, perfil de ondas de corte, las 20 prospecciones con calicatas de profundidad promedio 4.6 m y dos exploraciones de más de 10 m correspondientes a los SPT manual con SPT < 20 golpes/pie., se considera representativa la estratigrafía presente en el Anexo 01. Junto a estos antecedentes considerando que el horizonte 3 corresponde al estrato de interés estructural, el cual se encuentra en un estado de muy baja compacidad, persistiendo el efecto de licuación que presenta en el subsuelo arenoso más en profundidad. Se puede establecer en base al criterio del ingeniero que suscribe la **clasificación sísmica del subsuelo es Suelo Tipo F**, por lo tanto se ha incorporado estudios adicionales según la ley vigente.



#### 4.13 Análisis Potencial de Licuefacción

Para el análisis se consideró el modelo geomecánico del subsuelo obtenido del sondaje 02. Ver Anexo 04. Se procedió a la determinación de las tensiones en el suelo, con el supuesto que actúa una sobrecarga proveniente de la estructura futura de 1 T/m<sup>2</sup>.

Tabla 11 Sondaje 02

ENTRE COTAS		N1	NT	COMPACIDAD	CONSISTENCIA	
0	0.4					ANTEPOZO
0.4	0.82		---	---	BLANDA	ML
0.82	1.27	3	3	---	BLANDA	
2.05	2.5	2	2	SUELTA	---	
3	3.45	6	9	SUELTA	---	SM
4.52	4.97	4	8	MEDIA	---	
5.5	5.95	5	14	MEDIA	---	SP
6.44	6.89	4	15	MEDIA	---	
7.38	7.83	6	13	MEDIA	---	
8.57	9.02	6	16	MEDIA	---	
9.51	9.96	5	13	MEDIA	---	
10.63	11.08	8	18	MEDIA	---	
11.68	12.13	5	15	MEDIA	---	
12.65	13.1	7	13	MEDIA	---	SP - SM
13.62	14.07	6	10	MEDIA	---	SP
14.73	15.18	7	27	MEDIA	---	
15.64	16.09	8	29	MEDIA	---	
16.69	17.12	8	(a)	---	---	

**Nota: (a)** N3 AVANCE DE 13 CM EN 50 GOLPES, RECHAZO





Tabla 12 Determinación de Tensiones

Z (m)	Nm	Horizonte	S	Gs	wn	e	FC	$\gamma_{sat}$	$\sigma_v$ (kPa)	$\sigma'_v$ (kPa)
0.2	-								9.81	9.81
0.61	1	H2	100	2.564	61.2	1.569	92.400	1.609	16.438	12.318
1.045	3	H2	100	2.564	61.2	1.569	92.400	1.609	23.540	15.006
2.275	2	H2	100	2.561	57.6	1.475	91.600	1.631	30.739	17.790
3.225	9	H3	100	2.722	39.2	1.067	34.100	1.833	38.831	21.467
4.745	8	H3	100	2.73	35.6	0.972	33.400	1.877	47.119	25.340
5.725	14	H4	100	2.757	24.3	0.670	3.600	2.052	56.178	29.985
6.665	15	H4	100	2.754	22.6	0.622	4.200	2.081	65.365	34.757
7.605	13	H4	100	2.754	27.6	0.760	3.500	1.997	74.178	39.157
8.795	16	H4	100	2.729	26.5	0.723	4.100	2.003	83.022	43.586
9.735	13	H4	100	2.756	30.1	0.830	4.500	1.960	91.674	47.823
10.855	18	H4	100	2.75	23.7	0.652	4.900	2.059	100.765	52.500
11.905	15	H4	100	2.746	26.5	0.728	3.100	2.011	109.641	56.961
12.875	13	H5	100	2.764	25.7	0.710	5.100	2.031	118.609	61.514
13.845	10	H6	100	2.748	28.6	0.786	4.300	1.979	127.344	65.835
14.955	27	H6	100	2.737	27.6	0.755	3.100	1.990	136.127	70.203
15.865	29	H6	100	2.766	29.6	0.819	4.300	1.971	144.828	74.490
16.905	(a)	H6	100	2.766	25.4	0.703	4.500	2.037	153.421	78.865

A continuación se procede a dar paso a la corrección del Nm del SPT según la expresión

$$N_{1,60} = N_m C_N C_R C_S C_B C_E$$

Donde  $N_m$ : número de golpes por 30 cm,

$C_N$ : Factor de corrección debido a presión de sobrecarga,

$C_R$ : Factor de corrección largo de la varilla corta,

$C_S$ : Factor de corrección debido al método de muestreo,

$C_B$ : Factor de corrección al diámetro de la perforación,

$C_E$ : Factor de corrección debido a la energía del martillo  $ER = E_m / E_{eff} \rightarrow ER = 0.7 \rightarrow CE = 0.7 / 0.6$ .

La corrección debido al contenido de finos. Con valores  $FC < 5\%$ ,  $FC = 0$  y para  $FC$  mayores a  $35\%$   $FC = 35$

$$N_{1,60CS} = N_{1,60} C_{FINOS}$$

$$C_{FINOS} = (1 + 0.004FC) + 0.05 \left( \frac{FC}{N_{1,60}} \right)$$



Tabla 13 Corrección Nm del SPT

Z (m)	Nm	Horizonte	CN	CR	Cs	CE	CB	N <sub>1,60</sub>	CF	N <sub>1,60,CF</sub>
0.2	-									
0.61	1	H2	2.85	0.75	1	1.167	1	2	1.84	5
1.045	3	H2	2.58	0.75	1	1.167	1	7	1.40	9
2.275	2	H2	2.37	0.8	1	1.167	1	4	1.54	7
3.225	9	H3	2.16	0.85	1	1.167	1	19	1.22	24
4.745	8	H3	1.99	0.85	1	1.167	1	16	1.24	20
5.725	14	H4	1.83	0.95	1	1.167	1	28	1.00	28
6.665	15	H4	1.70	0.95	1	1.167	1	28	1.00	28
7.605	13	H4	1.60	0.95	1	1.167	1	23	1.00	23
8.795	16	H4	1.51	0.95	1	1.167	1	27	1.00	27
9.735	13	H4	1.45	1	1	1.167	1	22	1.00	22
10.855	18	H4	1.38	1	1	1.167	1	29	1.00	29
11.905	15	H4	1.32	1	1	1.167	1	23	1.00	23
12.875	13	H5	1.28	1	1	1.167	1	19	1.03	20
13.845	10	H6	1.23	1	1	1.167	1	14	1.00	14
14.955	27	H6	1.19	1	1	1.167	1	38	1.00	38
15.865	29	H6	1.16	1	1	1.167	1	39	1.00	39
16.905	(a)	H6	1.13	1	1	1.167	1	-	1.00	-

Para evaluar la razón de esfuerzos cíclicos inducidos por un sismo de diseño CSR en profundidad se utiliza el método simplificado de Seed and Idriss (1971)

$$CSR_{peak} = \left( \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left( \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d$$

Un factor de 0.65 es típicamente empleado para reducir el CSR peak hasta el esfuerzo cíclico equivalente

$$CSR_{eq} = 0.65 CSR_{peak}$$

Donde

$a_{m\acute{a}x}/g$ : Peak de la aceleración superficie del terreno (en G0006-16 se indica 0.3g)

$\sigma_v$ : Tensión vertical total

$\sigma'_v$ : Tensión vertical efectiva

$r_d$ : Factor de la reducción de corte lineal



$$\ln(r_d) = \alpha(z) + \beta(z)M_w$$

$$\alpha(z) = -1.012 - 1.126 \sin\left(\frac{z(ft)}{38.5} + 5.133\right); \beta(z) = 0.106 + 0.118 \sin\left(\frac{z(ft)}{37.0} + 5.142\right)$$

Tabla 14 Cálculo CSR eq

Profundidad	Nm	Horizonte	$\alpha(z)$	$\beta(z)$	rd	CSR peak	CSR eq
0.2	-						
0.61	1	H2	-0.01	0.00	1.000	0.267	0.174
1.045	3	H2	-0.03	0.00	0.999	0.313	0.204
2.275	2	H2	-0.09	0.01	0.989	0.342	0.222
3.225	9	H3	-0.15	0.02	0.980	0.354	0.230
4.745	8	H3	-0.25	0.03	0.964	0.358	0.233
5.725	14	H4	-0.32	0.04	0.953	0.357	0.232
6.665	15	H4	-0.39	0.04	0.941	0.354	0.230
7.605	13	H4	-0.47	0.05	0.929	0.352	0.229
8.795	16	H4	-0.57	0.06	0.913	0.348	0.226
9.735	13	H4	-0.66	0.07	0.900	0.345	0.224
10.855	18	H4	-0.76	0.09	0.884	0.339	0.221
11.905	15	H4	-0.86	0.10	0.869	0.335	0.217
12.875	13	H5	-0.95	0.11	0.855	0.330	0.214
13.845	10	H6	-1.05	0.12	0.840	0.325	0.211
14.955	27	H6	-1.15	0.13	0.824	0.319	0.208
15.865	29	H6	-1.24	0.14	0.810	0.315	0.205
16.905	(a)	H6	-1.33	0.15	0.795	0.309	0.201

Luego el cálculo de la probabilidad de licuefacción según Cetinet *al.* (2004)  $M_w = 6.5$

$$P_L(N_{1,60}, CSR, Mw, \sigma'_v, FC) = \varphi\left(-\frac{N_{1,60}(1 + 0.004 FC) - 13.32 \ln(CSR_{eq}) - 29.53 \ln(Mw) - 3.70 \ln(\sigma'_v) + 0.05 FC + 16.85}{2.70}\right)$$

Para el calculo de CRR dada una PL

$$CRR(N_{1,60}, Mw, \sigma'_v, FC, P_L) = \exp\left(-\frac{N_{1,60}(1 + 0.004 FC) - 29.53 \ln(Mw) - 3.70 \ln(\sigma'_v) + 0.05 FC + 16.85 + 2.70 \varphi^{-1}(P_L)}{13.32}\right)$$



Tabla 15 Se representa la probabilidad de licuefacción, CRR PL=15% y la evaluación determinística de licuefacción.

Profundidad	Nm	Horizonte	FC	sigma' v	N1,60	CSR eq	PL	CRR (15%)	Liq si (CSR/CRR>1)
0.2	-			9.81					
0.61	1	H2	92.400	12.318	2	0.260	99.87	0.114	2.277
1.045	3	H2	92.400	15.006	7	0.304	98.79	0.156	1.949
2.275	2	H2	91.600	17.790	4	0.330	99.99	0.122	2.705
3.225	9	H3	34.100	21.467	19	0.340	2.61	0.408	0.832
4.745	8	H3	33.400	25.340	16	0.340	41.67	0.287	1.182
5.725	14	H4	3.600	29.985	28	0.336	0.02	0.555	0.605
6.665	15	H4	4.200	34.757	28	0.330	0.04	0.531	0.622
7.605	13	H4	3.500	39.157	23	0.326	9.65	0.344	0.948
8.795	16	H4	4.100	43.586	27	0.318	0.30	0.450	0.707
9.735	13	H4	4.500	47.823	22	0.313	19.28	0.302	1.035
10.855	18	H4	4.900	52.500	29	0.304	0.02	0.507	0.599
11.905	15	H4	3.100	56.961	23	0.296	9.83	0.312	0.950
12.875	13	H5	5.100	61.514	19	0.289	51.58	0.232	1.244
13.845	10	H6	4.300	65.835	14	0.282	97.26	0.155	1.821
14.955	27	H6	3.100	70.203	38	0.274	0.00	0.880	0.311
15.865	29	H6	4.300	74.490	39	0.268	0.00	0.997	0.269
16.905	(a)	H6	4.500	78.865	-	0.260	( R )	( R )	( R )

Para la condición de un sismo de una Mw = 6.5, con una aceleración correspondiente a 0.3g según las recomendaciones indicadas en G0006-16. Se observa un alto potencial de licuefacción en los horizontes de la prospección, por ende la clasificación sísmica corresponde a un suelo especial F según lo descrito en el DS 61.

Se deben determinar medidas de mitigación para este problema hasta el horizonte H6 al menos a una profundidad de 14 m. Además, se deben remover por completo los horizontes 1 y 2, por su baja capacidad de soporte y potencial de licuefacción. Sobre el horizonte 3 se debe realizar un mejoramiento de densificación hasta alcanzar el horizonte 4. Sobre el horizonte 3 se dispondrá de relleno estructural según lo descrito más adelante en el acápite 5.

La alternativa a recomendar es fundar sobre una serie de micropilotes en el sello de fundación profundo con baja probabilidad de licuefacción en el horizonte 6. Por el carácter de vivienda a construir sobre el relleno mejorado se recomienda el uso de zapatas corridas según presupuesto.



---

## 5. RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS GENERALES

De los antecedentes considerados, se debe ejecutar para calles la opción 1 entregada en este informe y se recomienda la ejecución de la opción 3 para viviendas, la cual considera una medida de mitigación de los efectos de la licuefacción por medio de micropilotes. Es decir, se debe realizar primero el mejoramiento de relleno y reemplazo de los horizontes H-1 y H-2 en las calles para el loteo proyectado. En el área de las viviendas se debe remover el H-1 el cual varía de 0.6 a un máximo de 2m y remover al menos 0.9 m en el H-2, desde allí comenzar con el relleno estructural hasta alcanzar la cota de proyecto. Luego continuar el relleno de sobrecarga cuya carga sobre el nivel de terreno será mínimo de 52 kPa. el cual se debe permanecer durante al menos 8 meses. Es importante ejecutar primero las calles ya que permitirán acelerar el proceso de consolidación.

Si se requiere ejecutar el proyecto en el corto plazo se debe mejorar el terreno por medio del reemplazo del material inadecuado, es decir los horizontes H-1 y H-2. Tanto para calles y viviendas, sin embargo, bajo este el suelo el horizonte H-3 es potencialmente licuable, por ende se deben tomar algunas consideraciones para disminuir el efecto, tal como:

Densificar el terreno mediante vibración, luego ubicar el refuerzo de geomalla considerando bajo esta el Geopolímero, controlando el relleno por capas como se señala más adelante.

Se podrá emplear el diseño y empleo de columnas de grava, sin embargo, esta alternativa no es evaluada por los altos costos de llevar el equipo competente a la zona.

Mejoramiento con suelo granular grueso del tipo integral, seleccionado, inerte  $TM=4''$ , desde cota S.E hacia arriba, compactado y controlado. Se remata con dos o tres capas superficiales de base estabilizada inerte  $TM 40$ .

Para la construcción de los rellenos (terraplenes) se debe realizar en forma estricta lo siguiente:



---

## 5.1 Excavaciones

El sello de excavación S.E. para las calles define a la cota -4.60m (desde nivel de superficie), siempre y cuando se introduzca al menos hasta el horizonte H3 definido en el modelo geomecánico. En caso de presentarse material de relleno no controlado, troncos y/o escombros, se deberá retirar completamente hasta llegar al material de suelo, descrito anteriormente. Las excavaciones se realizarán con cortes verticales.

- Estas excavaciones se realizarán luego del trazado y solo en el lugar de emplazamiento de las viviendas y calles, es decir, solo para zonas que estén bajo cargas estructurales.
- El material excavado, debe ser retirado y conducido a botadero autorizado, previo aprobación de ITO.
- El fondo del S. E., deberá estar sin protuberancias ni oquedades, con el fin de evitar remoción del material de suelo. Deberá además, conformar una superficie horizontal, limpia y pareja, libre de lodos y de materiales depositados por las faenas.
- La recepción de la excavación deberá ser aprobada estrictamente por el ingeniero que suscribe.

## 5.2 Geopolímero; Tipo y Colocación

Con el objeto de estabilizar el subsuelo de apoyo del terraplén, así como para evitar la penetración del material de relleno en lugares con presencia de suelos finos blandos y o arenas sueltas, se recomienda la colocación de un Geopolímero, específicamente una membrana de geotextil no tejido, de filamentos continuos, de poliéster o polipropileno, con capacidad a la tracción mínima según ASTM D 4632 igual 1000N. Se recomienda BIDIM OP 30 o similar.

La colocación del Geotextil deberá considerar lo siguiente:

- Instalación sobre una superficie relativamente pareja, se recomienda agregar una capa de material, según Acápite 5.4, y luego extender el geotextil, cuidando de no arrugarlo.



- 
- Se instalará de forma transversal, con traslapo mínimo de 0.70m.
  - En los límites exteriores se dejará un sobre ancho de al menos 1.50m para confinamiento de la primera capa, doblando entre la primera y segunda capa.
  - El material de relleno de la primera capa que va sobre la tela de geotextil, se deberá descargar fuera de la tela en frentes de trabajo, y luego esparcir con maquinaria o a pala sobre el geotextil.

El procedimiento seguido corresponde al Acápite 5.4.

### 5.3 Agotamiento

Se presenta nivel freático a la cota aproximada de 0.15 a 2.0m en la fecha de prospección, por tanto se necesita sistema de agotamiento. Sin embargo, y dada la variación estacional del nivel freático, se deberán tomar las debidas precauciones y en caso de presencia de aguas se deberán realizar zanjas perimetrales recolectoras, o bien, pozos de succión para retirar el agua con un sistema de bomba impulsora adecuado.

En cualquier esquema el agotamiento mediante sistema de punteras implicará que las bombas seleccionadas deben funcionar ininterrumpidamente, una vez que se inicia el proceso de rellenos de mejoramiento, hasta alcanzar, como mínimo, los planos de S.F previstos y en todos los casos muy por encima del nivel medio de la Napa Freática y/o hasta asegurar la estabilidad de los elementos de cimentación o de infraestructura. **La interrupción del sistema de bombeo, en algunos casos, produce fuertes tensiones negativas en el fondo de las excavaciones, perturbando el suelo de apoyo de forma irreparable.**



## 5.4 Terraplenes y su Control de Compactación

Para la adecuada compactación mecánica de Rellenos Masivos Generalizados de mejoramiento, deberá considerarse el empleo de rodillos autopropulsados acordes al volumen y envergadura del relleno propuesto (doble tambor y/o tambor simple P.E. mínimo = 10 ton.)

**Para los terraplenes que actúen como rellenos estructurales**, se recomienda generalmente un material cuya curva granulométrica debe estar dentro del siguiente rango:

Tabla 16 Banda granulométrica recomendada

Tamiz	% en peso que pasa
2"	100
1"	55 – 100
3/8"	40 – 70
Nº4	35 – 65
Nº10	20 – 50
Nº40	10 – 30
Nº200	0 - 6

Estos rellenos se realizan mediante capas de 25 a 30cm de material suelto, con humedad cercana a la óptima, compactado con equipo apropiado.

Se exigen dos densidad relativa de 80% o bien un 95% de la DMPM, por capa de relleno, según corresponda. Se estima lograr estas especificaciones mediante 6 a 7 pasadas del equipo de compactación pesado por punto. El material fino (bajo tamiz malla #200) es menor o igual a 6% se podrá utilizar equipo liviano de compactación con especial cuidado al traslapar cada pasada, se deberá alcanzar una densidad relativa mayor a 80%.

**Los terraplenes no sometidos a cargas de servicio**, tales como áreas verdes, bases para panderetas, hoyos de patio, o bien irregularidades del terreno, así como los rellenos laterales de las zapatas, se realizarán mediante capas de 30cm de material suelto, con humedad cercana a la óptima, compactado en forma análoga a la descrita anteriormente. El relleno, para este tipo de casos podrá ser extraídos del mismo lugar de la obra, y deberá tener características de limos de





baja compresibilidad, previo VºBº del ingeniero que suscribe o quien destine el serviu para tal efecto.

**Control de Compactación de Terraplenes y recepción de sellos.** El control de la compactación, será riguroso y deberá estar enfocado en las densidades de las capas de suelos, las cuales no deberán ser recubiertas hasta que la ITO de por aceptada su densidad, será de un control de compactación por cada 100 m<sup>2</sup> de superficie de planta generalizada del área afecta a mejoramiento.

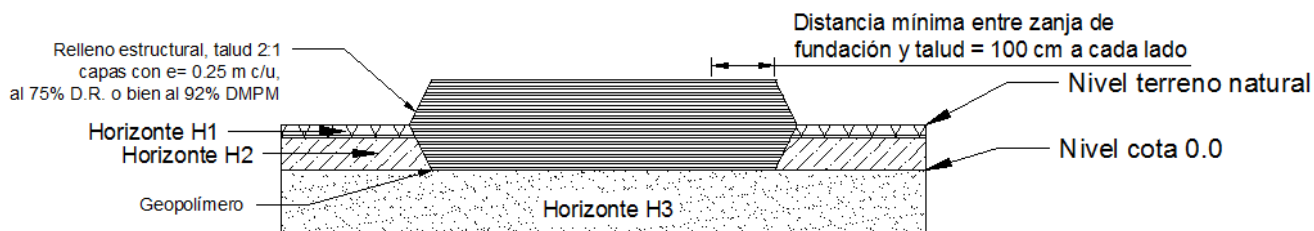
La frecuencia de muestreo para las estructuras de viviendas, vías y redes de servicios sanitarios y de aguas lluvia; se definirán a partir de los proyectos definitivos de obras y el tipo de fundación diseñadas para cada efecto.

**Observación:**

*No obstante lo anterior, la frecuencia de control mínima señalada y otras que fueren necesario especificar, los métodos y ensayos a aplicar, la aceptación de empréstitos y otros requisitos propios de movimientos de tierras, tales como excavación parcial o generalizada, superficial o en profundidad y recepción de sellos, será de competencia del Ingeniero Geotécnico involucrado en proyecto geotécnico según NCH 1508.*

## 5.5 Esquema Resumen de Diseño del Terraplén

Esquema transversal (menor ancho ≈ 10m)





---

## 5.6 Recomendaciones para Pavimentación y Obras de Urbanización

Las características del suelo de fundación hacen necesario un relleno de 4.6 metros que incluirá los terrenos destinados a calzadas. Por dicho motivo se considera una solución de pavimentación tradicional basado en una base estabilizada no heladiza con CBR > 80% de 40 cm de espesor colocado en dos capas de 20 cm cada uno y una calzada de HCV HF 5.0 cuyo espesor será definido por el especialista pero no será inferior a 16 cm.

Considerando que el proyecto tendrá un relleno promedio del orden de los 4.6 metros no se contempla un mejoramiento para la construcción de colectores de aguas lluvias o aguas servidas que se instalen dentro de esa cota.

Para cámaras y sumideros se sugiere construir una aleta perimetral en el sello de la cámara que sobresalga en 50 cm a modo de visera con el fin de evitar la flotación del elemento.

En caso de que se proyecten obras de aguas lluvias o aguas servidas bajo los 4.6 metros se deberá realizar una densificación del terreno mediante bolones de 6" o mayor dimensión colocados en forma ordenada y compactados mediante el paso de rodillo hasta que no sea posible insertar una mayor cantidad de bolones. Sobre esta capa de bolones se deberá instalar una geomalla que sobrepase en 1 metro a cada lado el ancho del mejoramiento y una capa de relleno estructural de 60 cm como mínimo. Recién realizado este mejoramiento se podrá proceder con el perfil tipo proyectado.



---

## 6 Conclusiones:

Uno de los problemas en el terreno de estudio es La ruta 240 Camino Puerto Aysén – Coyhaique, la cual presenta una barrera artificial para la evacuación de las aguas subterráneas, por lo tanto, se debe de mejorar el sistema de evacuación de éstas. Se deben proyectar obras de arte que crucen la ruta que permita el escurrimiento de estas aguas hacia el río.

El Horizonte 3, estrato de interés estructural para el mandante, es potencialmente licuable según ensayos realizados, la estratigrafía y geografía del lugar, por lo tanto, se deben reducir sus consecuencias, para ello se deben emplear las recomendaciones descritas anteriormente en este informe. Además, el terreno correspondiente a mallín no es apto para la construcción de viviendas, se recomienda utilizar alternativas de mejoramiento combinadas, es decir, relleno reemplazando los dos primeros horizontes para las calles se fija el sello de excavación (S.E.) a partir de la cota nominal  $z=4.6$  m. Es decir, cualquier mejoramiento en el terreno es del tipo masivo debe estar sobre el H-3, lo que implica retirar y reemplazar el suelo sobre dicha cota, es decir, los Horizontes H1 y H2 respectivamente. Para las viviendas se recomienda la opción 3 del presente estudio.

Con el fin de disminuir los altos costos de movimiento de tierra, las soluciones pueden actuar combinadas, es decir, la solución se puede llevar a cabo en etapas beneficiando a 70 familias por año.

Se anexa en esta tercera entrega el estudio adicional G0006-16 que implica la ley vigente para el tipo de suelo F, consistente en el análisis probabilístico de peligro sísmico para una probabilidad de excedencia de 10% y 2% en 50 años. Análisis de respuesta de sitio. Lo que permite determinar el espectro de aceleraciones para un 5% de amortiguamiento, que permite ser utilizados para la construcción de futuras estructuras.

---

Dalton Anziani Godoy  
Ingeniero Civil

---

Álvaro Díaz Wörner  
Ingeniero Civil, Msc