

INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS

TENSOESTRUCTURA (TIPO DOMO) DE 1 PISO ***PROYECTO SIN PROYECCIÓN DE SUBTERRÁNEOS, ZÓCALO, O DE*** ***SERVICIABILIDAD BAJO NIVEL DE TERRENO***

2025-46-r0

Ubicación exacta de acuerdo a Figura N°1

Comuna de La Granja

Región Metropolitana

Revisión N°	Fecha	Comentarios
0	Mayo 2025	Informe final, para revisión y comentarios

Rut: 77.296.928-7 // contacto@rakilab.cl // sergio@rakilab.cl

ÍNDICE

	Página
A. ANTECEDENTES UTILIZADOS	3
B. INTRODUCCIÓN	4
C. PROPIEDADES DEL SUELO DE FUNDACIÓN	5
C.1 Antecedentes geológicos	5
C.2 Estratigrafía	5
C.3 Propiedades mecánicas del suelo de fundación	6
D. DIMENSIONAMIENTO DE FUNDACIONES	7
D.1 Tipo de fundaciones	7
D.2 Dimensiones mínimas de fundaciones	7
D.3 Capacidad de soporte admisible	8
E. ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES	9
E.1 Tipos de asentamientos	9
E.1.1 Asentamiento para cargas permanentes	9
E.1.2 Asentamiento para cargas dinámicas	11
E.2 Asentamiento total admisible	11
E.3 Constantes de balasto de fundaciones	12
E.4 Giros de fundaciones	13
F. EMPUJES DE SUELO	14
F.1 Empuje de suelo sobre estructuras enterradas	14
F.2 Caso estático	14
F.3 Caso sísmico	15
F.4 Empuje de suelo sobre muros de contención	16
F.4.1 Caso estático	16
F.4.2 Caso sísmico	17
F.5 Empuje pasivo	17
F.6 Factores de seguridad de muros de contención	18
F.7 Condiciones de drenaje de muro de contención	19
G. CLASIFICACIÓN SEGÚN NORMA SÍSMICA	20
H. RECOMENDACIONES DE RELLENOS ESTRUCTURALES DE CAMINOS	21



I. RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN..... 22

Figura N°1: Ubicación espacial de las exploraciones geotécnicas.

Anexo N°1: Estratigrafía de los pozos de exploración y ensayos.

A. ANTECEDENTES UTILIZADOS

- Estratigrafía del suelo de fundación mediante pozos de exploración en el sitio del proyecto.
- J.E. Bowles, "*Foundation Analysis and Design*". 5ª Ed. Mc. Graw-Hill, 1998.
- “Mapa Geológico de Chile: Versión Digital”. Publicación Geológica Digital, N° 4, 2003. Versión 1.0, 2003.
- Norma de Geotecnia “*Estudio de Mecánica de Suelos*” NCh1508. Tercera edición, del 31 de marzo del 2014.
- Norma de Estructuras “*Diseño Sísmico de Edificios*” NCh433.Of96 Mod.2009.
- Decreto Supremo DS N°61 del 13 de diciembre de 2011 que modifica la Clasificación Sísmica en Norma NCh433.
- Norma de Estructuras “*Diseño Sísmico de Estructuras e Instalaciones Industriales*” NCh2369.Of2003.
- Resultado total de campaña de terreno y gabinete.

B. INTRODUCCIÓN

Con motivo del estudio de mecánica de suelos en el marco del proyecto, se ha solicitado a RakiLAB SpA un estudio de mecánica de suelos. El propósito del estudio es dar recomendaciones de diseño y de construcción relativas a las fundaciones de la estructura a proyectar, desde un punto de vista de la Ingeniería Geotécnica.

El estudio comenzó con el análisis de los antecedentes geológicos disponibles del sector y la recopilación de información de exploración del suelo de fundación en terrenos próximos al terreno en estudio, en suelos de similar origen geológico. Adicionalmente, en el sitio de estudio se realizaron trabajos de campaña geotécnica de terreno, de donde se obtuvo la estratigrafía del suelo, y se tomaron muestras para realizar ensayos en laboratorio.

Los resultados de este trabajo se resumen en los capítulos respectivos, debidamente interpretados y procesados.

Como resultado del trabajo realizado, ha surgido el modelo estratigráfico y el de propiedades de esfuerzo/deformación del suelo de fundación, valores utilizados en los cálculos para determinar la capacidad de soporte, asentamientos, constantes de balasto de fundaciones, clasificación sísmica y, finalmente, para dar recomendaciones de construcción de las fundaciones y radieres a proyectar.

C. PROPIEDADES DEL SUELO DE FUNDACIÓN

C.1 Antecedentes geológicos

Desde un punto de vista geológico, el subsuelo del sitio estudiado corresponde a depósitos aluviales, coluviales y de remoción en masa; y en menor proporción fluvio-glaciales, deltaicos, litorales e indeterminados.

C.2 Estratigrafía

De acuerdo con los antecedentes geotécnicos revisados en el sitio de exploración, se distinguen principalmente los siguientes estratos, que para fines de diseño pueden describirse de la siguiente manera:

TABLA I
MODELO ESTRATIGRÁFICO

Horizonte	Profundidad (m)	Descripción
H-1	0.0 – 1.50 (Variable, ver Anexo N°1)	Relleno. Matriz de grava limo arenosa, color café, humedad baja a media, compacidad media alta, finos de baja plasticidad, tamaño máximo 27x15x10 cm, cantos redondeados a subredondeados, estructura porosa, se observan abundantes raíces y raicillas. <u>No apto para fundar.</u>
H-2	1.50 – 2.50 (Variable, ver Anexo N°1)	Grava areno levemente limosa, color café grisáceo, humedad media a media alta, compacidad alta, finos de baja plasticidad, tamaño máximo 40x20x30 cm, cantos redondeados a subredondeados, estructura homogénea.

Nota: A la fecha de exploración (21 de abril del año 2025) no se detectó la presencia de napa freática. Lo anterior, obedece exclusivamente a la temporalidad y profundidades medidas, y no puede ser extrapolada a otras épocas del año o ubicaciones.

C.3 Propiedades mecánicas del suelo de fundación

De los resultados obtenidos de la exploración realizada, propiedades medidas en suelos de similares características granulométricas, y ensayos de laboratorio, se han estimado y adoptado las siguientes propiedades mecánicas para el suelo de fundación:

Grava areno levemente limosa (H-2 en Tabla I)

ϕ	=	40°	, ángulo de fricción interna.
c	=	0.40 t/m ²	, cohesión.
γ	=	2.1 t/m ³	, peso unitario natural.
E	=	5500· \sqrt{z} t/m ²	, módulo de Young si z es la profundidad en metros.
E _d	=	3·E	, módulo de Young para cargas cíclicas.
μ	=	0.20	, razón de Poisson.

D. DIMENSIONAMIENTO DE FUNDACIONES

D.1 Tipo de fundaciones

Los tipos de fundaciones más apropiadas para la estructura proyectada y el suelo natural del sector, son cimientos continuos bajo muros y zapatas aisladas bajo pilares. Sin perjuicio, y si así la especialidad de cálculo lo requiere, se podrá fundar en losa de fundación. Las fundaciones se diseñarán estancas.

D.2 Dimensiones mínimas de fundaciones

Todas las fundaciones de la estructura quedarán apoyadas en suelo natural (H-2) o relleno controlado, y tendrán una profundidad mínima de enterramiento de 1.70 m medido desde el nivel de terreno final de proyecto (es decir, profundidad final de enterramiento), fundándose siempre estrictamente en H-2 (y enterrándose al menos 30 cm en dicho estrato), donde se deberá verificar que a nivel de sello de excavación y fundación del suelo natural tenga una DMCS de al menos 95% o del 85% de la DR, de acuerdo a lo indicado en Capítulo I.

Para excavaciones cercanas a fundaciones (ejemplo: drenes, estanques, etc.) se adoptará el criterio que un plano inclinado a 45° que baja desde la esquina inferior de la fundación, debe cortar siempre suelo natural no removido y no la excavación adyacente. Si no se cumple lo anterior, entonces se debe profundizar el sello de fundación, hasta que dicho criterio se cumpla.

Cualquier sobre excavación que se produzca a nivel del sello de fundación generada por el retiro de rellenos artificiales, deberá ser rellenada con hormigón pobre de 85 kg de cemento por metro cúbico de mezcla, o bien mediante relleno granular compactado, según se indica en el Capítulo I.

D.3 Capacidad de soporte admisible

La presión de contacto estática de las fundaciones, a nivel de sello de fundación, no deberá ser superior a la presión máxima admisible indicada a continuación:

$$q_{ad} \leq 15 \text{ t/m}^2$$

donde:

q_{ad} = *presión de contacto admisible por rotura del suelo, en t/m².*

El valor determinado de la expresión anterior es válido para cargas permanentes. Para los efectos de combinación de carga estática permanente más eventual (sísmica) el valor de q_{ad} podrá aumentarse en un 40%.

Además de verificar que la presión de contacto de la fundación no sea mayor que q_{ad} , se deberá verificar que el porcentaje de compresión mínimo sea superior a 80% para cualquier combinación de carga en estado límite de servicio, y de manera conjunta, se deberá verificar que el asentamiento máximo admisible sea realizado según lo expuesto en el Capítulo E.

E. ASENTAMIENTO DE FUNDACIONES

E.1 Tipos de asentamientos

Puesto que el suelo de apoyo corresponde a un material de tipo granular o fino no saturado, los asentamientos de las fundaciones debido a las cargas permanentes se producirán en forma inmediata (asentamiento instantáneo).

El asentamiento instantáneo elástico debido a cargas permanentes se obtendrá de la fórmula basada en la teoría de elasticidad tal como se detalla en el acápite E.1.1.

Para el caso de cargas dinámicas (sismo) se producirá adicionalmente una componente de asentamiento elástico, pero con un suelo que actúa en forma más rígida que en el caso estático. Este asentamiento se calculará de acuerdo con E.1.2.

E.1.1 Asentamiento para cargas permanentes

El asentamiento elástico o inmediato de las fundaciones para el caso de cargas permanentes se obtendrá de la siguiente expresión:

$$S_i = \frac{0.018 \cdot q_i \cdot B \cdot I_o \cdot F_3}{\sqrt{D + B}}$$

donde:

S_i = asentamiento elástico o inmediato, en cm.

q = presión de contacto promedio en interacción suelo/estructura, en t/m^2 .

B = ancho de fundación (lado menor), en m.

D = profundidad del sello de fundación, en m, medida desde el nivel de superficie de terreno.

I_o = factor de forma según Tabla II.

F_3 = factor de enterramiento según Tabla III.

TABLA II
FACTORES DE FORMA A USAR EN EXPRESIONES
DE ASENTAMIENTOS

L/B	I_0
1.0	0.82
1.5	1.06
2.0	1.20
5.0	1.70
> 10.0	2.10

L = Largo de fundación

TABLA III
FACTORES DE ENTERRAMIENTO A USAR EN
EXPRESIONES DE ASENTAMIENTOS

D/B	F_3
0.0	1.00
0.5	0.87
1.0	0.78
2.0	0.68
3.0	0.62
4.0	0.58
5.0	0.55
10.0	0.52

D = Profundidad de fundación, medida desde el sello del último radier.

E.1.2 Asentamiento para cargas dinámicas

El asentamiento adicional producido por cargas dinámicas (sísmicas) verticales, se podrá calcular, en caso de ser necesario, de la expresión:

$$S_d = \frac{0.006 \cdot q_d \cdot B \cdot I_o \cdot F_3}{\sqrt{D + B}}$$

Donde los términos son idénticos a los de la expresión para asentamientos elásticos de cargas estáticas, pero S_d y q_d son respectivamente la componente dinámica del asentamiento y la componente dinámica de la presión.

E.2 Asentamiento total admisible

El asentamiento máximo total admisible de cada fundación individual (continua y/o aislada), se recomienda que no sea superior a 1/400 de la distancia entre ejes paralelos transversales de muros y/o pilares. Este asentamiento así calculado garantiza una distorsión angular de muros en su plano vertical inferior a 1/600, si se supone que el asentamiento máximo diferencial es igual a 2/3 del máximo total.

En todo caso, ninguna fundación, cimiento corrido o zapata aislada, deberá tener un asentamiento total calculado superior a 0.8 cm.

E.3 Constantes de balasto de fundaciones

Las constantes de balasto para el modo de deformación por asentamientos verticales de las fundaciones se podrán calcular de las expresiones dadas para los asentamientos, distinguiéndose las mismas circunstancias de velocidad de aplicación de las cargas.

En general las constantes de balasto (k) se podrán calcular de las siguientes expresiones:

Cargas permanentes:

$$k = \frac{q}{S_i}$$

Cargas sísmicas:

$$k_d = \frac{q_d}{S_d}$$

Nota: En el cálculo de las constantes de balasto se deberá utilizar unidades consistentes para obtener valores en t/m³ o kg/cm³.

E.4 Giros de fundaciones

Para el cálculo de giros de fundaciones se podrá utilizar el concepto de la constante de balasto. Los giros se calcularán de la expresión (en radianes):

$$\theta = \frac{M}{k_g \cdot I}$$

Donde:

θ = *Giro de la fundación, en radianes.*

k_g = *Constante de balasto al giro igual a 2 veces la constante de balasto al descenso vertical según E.3.*

M = *Momento volcante a nivel del sello de fundación.*

I = *Momento de inercia del área del sello de fundación según el eje que pasa por el centro de gravedad de dicha área y en la dirección del momento considerado según la convención vectorial.*

F. EMPUJES DE SUELO

F.1 Empuje de suelo sobre estructuras enterradas

Para los efectos de calcular empuje de suelos sobre muros de subterráneos, se ha supuesto el hormigonado de muros contra terreno natural no removido, considerando que el material detrás del muro es H-2, (y con pendiente horizontal y compactada al 95% de la DMCS o al 85% de la densidad relativa), utilizándose así los siguientes parámetros:

- Ángulo de fricción interna (ϕ) = 40°
- Cohesión (c) = 0
- Peso unitario del suelo (γ) = 2.10 t/m^3
- Ángulo de fricción entre el suelo y el hormigón del muro = 0°

Los valores anteriores conducen a los siguientes coeficientes de empujes:

K_a	=	0.22	coeficiente de empuje activo
K_o	=	0.36	coeficiente de empuje en reposo (giro nulo)
K_{ac}	=	0.30	coeficiente de empuje total sísmico, para un coeficiente sísmico horizontal de 0.15.

F.2 Caso estático

Para el caso estático y considerando giro nulo del muro, el empuje total se calculará utilizando la siguiente relación:

$$\sigma_h = 0.76z + 0.36q_s$$

dónde:

σ_h = presión horizontal sobre el muro de enterrado, en t/m^2 .

q_s = sobrecarga permanente que pudiera existir en la superficie del terreno, en t/m^2 .

z = profundidad a la cual se desea determinar σ_h , medido desde la superficie, en m.

F.3 Caso sísmico

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, se deberá considerar la presión estática permanente del caso activo y un aumento sísmico de acuerdo con lo indicado en la Norma NCh 433, el empuje total del caso sísmico (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión:

$$\sigma_{hsis} = 0.46z + 0.30 \cdot C_R \cdot \gamma \cdot H \cdot \frac{A_0}{g} + 0.30q_s$$

dónde:

σ_{hsis} = presión horizontal total debido al sismo, en t/m^2 .

z = profundidad a la cual se desea determinar σ_{hsis} , medido desde la superficie, en m.

C_R = Usar 0.70.

γ = peso unitario húmedo del suelo o del relleno colocado contra el muro, en t/m^3 .

H = altura total del muro, en m.

q_s = sobrecarga permanente en caso sísmico, en t/m^2 .

A_0 = aceleración efectiva máxima del suelo, usar 0.30 g.

g = aceleración de gravedad, en m/s^2 .

F.4 Empuje de suelo sobre muros de contención

Para los efectos de calcular el empuje de suelos sobre muros de contención que permiten el giro, se ha supuesto que el relleno compactado trasdós es un **suelo de origen local, con un porcentaje de finos menor al 15%**.

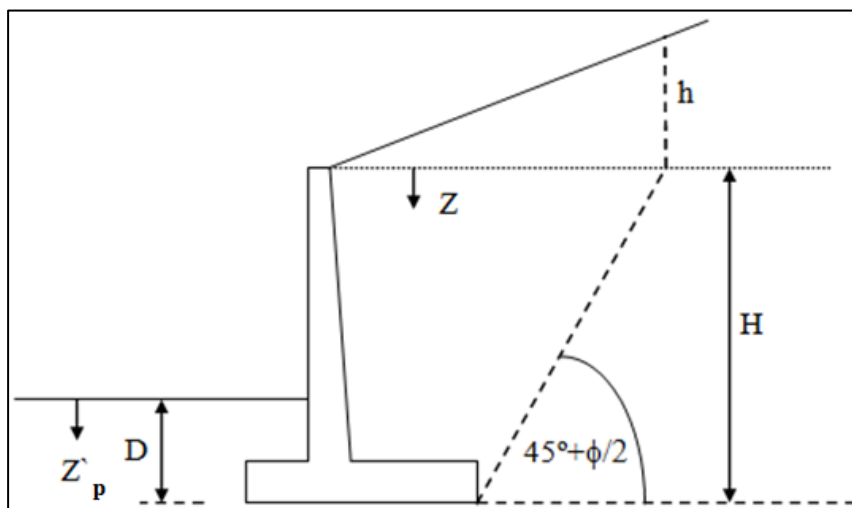
F.4.1 Caso estático

Para el caso estático el empuje activo de suelo que actúa sobre muros de contención que tienen libertad de rotar se puede expresar a través de la siguiente relación:

$$\sigma_h = 0.46z + 0.22q_s$$

dónde:

- σ_h = presión horizontal estática sobre el muro, en t/m^2 .
- z = profundidad a la cual se desea determinar σ_h , en m.
- q_s = sobrecarga permanente a nivel de superficie, en t/m^2 . Para rellenos inclinados usar sobrecarga, $q_s = \gamma \cdot \left(\frac{h}{2}\right)$, con h en m (ver figura siguiente).



F.4.2 Caso sísmico

En la eventualidad de la ocurrencia de un sismo, se deberá considerar la presión estática permanente del caso activo y un aumento sísmico de acuerdo a una ley de triángulo invertido, la presión total del caso sísmico (presión activa más sísmica) queda dado por la expresión:

$$\sigma_{hsis} = 0.46z + 0.17 \cdot (H - z) + 0.30q_s$$

dónde:

σ_{hsis} = presión horizontal total debido al sismo, en t/m^2 .

H = altura total del muro, en m.

z = profundidad a la cual se desea determinar σ_{hsis} , medido desde la superficie, en m.

F.5 Empuje pasivo

Para el cálculo de empujes pasivos se podrá utilizar la siguiente expresión:

$$\sigma_p = 2.10 \cdot Z_p$$

dónde:

σ_p = presión pasiva horizontal sobre el muro en t/m^2 .

z_p = profundidad a la cual se desea determinar σ_p , en m, medida desde la superficie frente al extremo inferior del muro.

Para que la expresión de empuje pasivo tenga validez, la fundación deberá contar con una superficie horizontal frente al extremo inferior del muro de una longitud igual o superior a la dada por la expresión siguiente:

$$L_2 = D \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

dónde:

L_2 = distancia entre extremo inferior del muro y término de la zona horizontal de suelo, en m.

D = altura enterrada del muro, en m

ϕ = 28° , ángulo de fricción interna del suelo natural superficial del sector actuando con empuje pasivo.

F.6 Factores de seguridad de muros de contención

Para el diseño en condiciones estáticas de los muros de contención se utilizará un factor de seguridad mínimo de 1.5 al deslizamiento y vuelco si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro o un factor de seguridad mínimo de 2.0 al deslizamiento y vuelco si se considera el empuje pasivo al pie del muro generado en la altura de enterramiento.

Para el caso sísmico, considerando la acción simultánea del empuje estático más la componente sísmica, se aceptará un factor de seguridad mínimo de 1.3 si se desprecia el empuje pasivo al pie del muro y de 1.5 si se toma en cuenta el empuje pasivo.

F.7 Condiciones de drenaje de muro de contención

De modo de garantizar que el muro de contención posea suficientes condiciones de drenaje, a fin de evitar que reciba solicitudes adicionales por presiones de agua, deberán colocarse previo al hormigonado, barbacanas de PVC (pasadas) a través del muro de 2" de diámetro, en un reticulado de 2x2 m, envuelta en geotextil de 200 g/m² o similar en su extremo no visible.

Alternativamente se recomienda usar geosintético para dren similar al TERRAM 1C1, entre el muro y el relleno de suelo conectado a una tubería perforada basal que tenga salida al exterior con pendientes adecuadas (se podrá utilizar pendiente del 1%). La tubería será de PVC 110 perforado, o similar.

G. CLASIFICACIÓN SEGÚN NORMA SÍSMICA

Para los fines de la utilización de la norma NCh433.Of96 Mod.2012, se considerará los parámetros correspondientes a un suelo tipo E. Lo anterior se sustenta de acuerdo con el DS61 que modifica la actual clasificación sísmica de suelo, junto con el tipo de proyecto para el cual nace este estudio geotécnico emitido con la información disponible y facilitada.

H. RECOMENDACIONES DE RELLENOS ESTRUCTURALES DE CAMINOS

Los pavimentos deberán disponerse sobre un relleno de espesor total de al menos 50 cm, el cual estará compuesto por una sub-base de al menos 30 cm y una base de al menos 20 cm. La sub-base debe ser de material granular bajo 6" y contenido de finos (bajo malla A.S.T.M. 200) no superior a 15%, el cual puede ser grava de excavaciones de edificios, pumicita, o suelo de origen natural del sector. Por otra parte, para la base deberá utilizarse material descrito a continuación, utilizando siempre un material granular limpio y de tipo estabilizado, cuya curva granulométrica deberá estar dentro del siguiente rango:

TABLA IV
CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL DE BASE GRANULAR

Malla ASTM	% del peso que pasa
2"	100
1"	55 – 100
3/8"	40 – 70
Nº4	35 – 65
Nº10	20 – 50
Nº40	10 – 30
Nº200	0 - 15

El material deberá ser esparcido en capas horizontales de espesor uniforme y deberá humedecerse homogéneamente hasta lograr el valor óptimo de ensayo Proctor Modificado (en caso de que el material que pasa la malla Nº200 es mayor al 12%) con una variación máxima de $\pm 2\%$, o bien el 85% de la DR, Luego el material será compactado hasta alcanzar una densidad no inferior a las indicadas, según sea el caso (recibirá laboratorio acreditado). Para lo anterior, el suelo deberá tener una DMCS de acuerdo a los ensayos de laboratorio, lo que se deberá controlar con al menos dos muestras cada 200 m² por capa. Para la densidad anterior, se considerará un CBR de diseño de 8 en H-2 indicados en C.3, en cualquier caso, compactado el suelo a razón del 0.2" de penetración al 95% de la D.M.C.S.

El espesor de las capas no será mayor a 25 cm en estado suelto, y que pueda lograrse la densidad especificada en todo su espesor con el equipo de compactación adecuado. El avance deberá ser parejo, de modo tal que no se produzca desniveles superiores a 0.50 m entre sectores contiguos.

I. RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

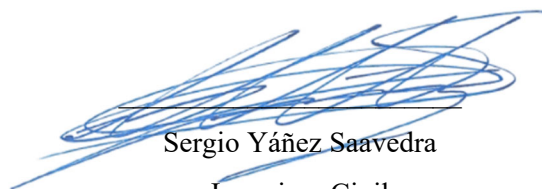
La construcción de las fundaciones se atenderá, al menos, a las recomendaciones indicadas en los párrafos siguientes:

- Antes de iniciar las excavaciones, se debe realizar la extracción de todos los rellenos artificiales, hasta llegar al sello de fundación, donde sea necesario.
- Las excavaciones para fundaciones podrán ser realizadas a máquina o manualmente con taludes verticales de una altura no mayor a 1.20 para fundaciones superficiales, medidos desde el nivel de terreno actual (y máximo 40° en rellenos, con altura no mayores a 1.0 m). Los últimos 10 cm antes de llegar al sello de excavación, deberán ser realizados manualmente con el propósito de obtener un sello libre de material suelto, removido o perturbado.
- Si existieran localmente rellenos artificiales en los sellos de fundaciones, éstos deberán extraerse totalmente. El exceso de excavación producida por la extracción de rellenos artificiales o por otros motivos (ejemplo: suelos no competentes, a verificar en recepción de sellos de fundación), deberá ser rellenado con hormigón pobre o relleno granular compactado.
- El hormigón pobre se preparará en betonera con la cantidad mínima de agua suficiente para darle una trabajabilidad compatible con la colocación. En su confección se utilizará una dosis mínima de cemento de 85 kg por metro cúbico de mezcla. La mezcla se compactará, una vez colocada, con vibrador de inmersión.
- Los sellos de fundaciones y excavaciones serán recibidos en su totalidad por personal de esta oficina, para verificar que el tipo de suelo de fundación y excavación sea de una resistencia y rigidez igual o superior al supuesto en el presente informe. En caso de que no reciba los sellos de fundación esta oficina, quien lo realice, asume la responsabilidad del estudio de mecánica de suelos.
- Las fundaciones se hormigonarán directamente contra terreno, cuando ello sea posible.

- Bajo radier y fundaciones, incluidos rellenos no estructurales, se extraerá la total de relleno artificial, en caso de existir. Este será remplazado por un relleno compactado controlado de grava arenosa (porcentaje de fino menor al 10%). Se compactará por capas de espesor suelto no superior a 30 cm, con un mínimo de 6 pasadas por cada punto de rodillo vibratorio de peso estático aproximadamente 5 ton o superior (o placa vibradora que garantice los niveles de compacidad y CBR buscados a nivel de sellos de fundación). La densidad seca mínima que se exigirá para este relleno será de 95% del Proctor modificado u 85% de la densidad relativa. El control será de 4 densidades in situ por cada capa como mínimo (y por cada 200 m²).
- No se debe acumular agua en el perímetro de las estructuras. La pendiente del pario circundante será de tal manera, que el agua lluvia se aleje estas y evite su acumulación.
- Las pasadas de ductos a través de las fundaciones deberán sellarse para quedar estancas. No se permitirá, en ningún momento, que el suelo de fundación y el suelo de apoyo de radieres se sature con agua.
- Las excavaciones masivas con taludes temporales tendrán una inclinación máxima de 50° con respecto a la horizontal para alturas no mayores a 2.0 m.
- El diseño de las estructuras a proyectar, debe contemplar todas las buenas prácticas ingenieriles y, considerando posibles zonas de inundación, o bien posibles catástrofes ambientales, por lo que se deben tomar todas las consideraciones atinentes a cada especialidad, tanto para el diseño estructural y la degradación y durabilidad de los materiales.

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

Santiago, mayo de 2025.



Sergio Yáñez Saavedra
Ingeniero Civil



Figura N°1. Ubicación espacial de las exploraciones geotécnicas.



contacto@rakilab.cl - <http://www.rakilab.cl>

Anexo N°1

Estratigrafía de los pozos de exploración y ensayos

PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Nº Informe

2025-46-r0

Proyecto u Obra

2025-46-r0

Nº Pozo

1

Coordenadas Datum WGS-84

Huso 19 H - E - 350158 / N - 6289791

Nivel freático [m]

No se detecta.

Fecha de prospección

21-04-2025 al 21-04-2025

Profundidad [m]	Estrato	Descripción estratigráfica
0.00 1.50	H-1	Relleno. Matriz de grava limo arenosa, color café, humedad baja a media, compacidad media alta, finos de baja plasticidad, tamaño máximo 27x15x10 cm, cantos redondeados a subredondeados, estructura porosa, se observan abundantes raíces y raicillas.
1.50 2.50	H-2	Grava areno levemente limosa, color café grisáceo, humedad media a media alta, compacidad alta, finos de baja plasticidad, tamaño máximo 35x20x30 cm, cantos redondeados a subredondeados, estructura homogénea.



PERFIL ESTRATIGRÁFICO

Nº Informe

2025-46-r0

Proyecto u Obra

2025-46-r0

Nº Pozo

2

Coordenadas Datum WGS-84

Huso 19 H - E - 350180 / N - 6289808

Nivel freático [m]

No se detecta.

Fecha de prospección

21-04-2025 al 21-04-2025

Profundidad [m]	Estrato	Descripción estratigráfica
0.00 1.40	H-1	Relleno. Matriz de grava limo arenosa, color café, humedad baja a media, compacidad media alta, finos de baja plasticidad, tamaño máximo 15x10x18 cm, cantos redondeados a subredondeados, estructura porosa, se observan abundantes raíces y raicillas.
1.40 2.50	H-2	Grava areno levemente limosa, color café grisáceo, humedad media a media alta, compacidad alta, finos de baja plasticidad, tamaño máximo 40x20x30 cm, cantos redondeados a subredondeados, estructura homogénea.



ENSAYOS IN SITU

Nº Informe 2025-46-r0
Proyecto u Obra 2025-46-r0

1. ENSAYO DE INFILTRACIÓN IN SITU

Nº Pozo		2
Profundidad [m]		1.5
Fecha de ensayo		lunes, 21 de abril de 2025
Altura de excavación del pozo [mm]		300
Radio (r) de excavación del pozo [mm]		-
Largo (a) de excavación del pozo [mm]		300
Ancho (b) de excavación del pozo [mm]		300

1.1 RESULTADOS DEL ENSAYO

Nivel [mm]	Tiempo [s]	Tiempo [hrs]	$2 \cdot h + r // 2 \cdot (a+b) \cdot h + a \cdot b$ [mm]	Infiltración Puntual [mm/hora]
150	0	0.000	270000	
140	31	0.009	258000	396
130	69	0.019	246000	338
125	92	0.026	240000	290
120	116	0.032	234000	285
110	231	0.064	222000	124
Infiltración global [promedio simple lecturas informadas, mm/hora]				287

Índice de Absorción [Tubo de Drenaje, Lts/m ² /día]:	148.53
Índice de Absorción [Pozos Absorbentes, Lts/m ² /día]:	191.57
Condición de ejecución del Ensayo:	Saturación parcial en fondo y paredes de excavación de ensayo.

INFORME OFICIAL DE ENSAYOS LABORATORIO
MECÁNICA DE SUELOS

Número de informe:	2025-46-r0
Proyecto:	2025-46-r0
Ubicación Proyecto:	2025-46-r0

Mandante obra:	Fundación Tiempos Nuevos
Ingeniero a cargo:	Sergio Yáñez

Muestra entregada por:	Christopher Cáceres	Fecha de ejecución de ensayos:	22 de abril del 2025 al 30 de abril del 2025
Muestra recepcionada por:	Sergio Yáñez		
Fecha de recepción de muestras:	22 de abril del 2025		
Fecha de muestreo:	21 de abril del 2025		

Documentación y Normativa

Granulometría según Manual de Carreteras 8.102.1 (LNV105) Clasificación de suelos (USCS) según ASTM D2487-11 Determinación del la humedad según NCh1515.Of79 Límites de consistencia (LL y LP) según NCh1517/1.Of79 y NCh1517/2.Of79 Determinación de la densidad de partículas sólidas (G _s) según NCh1532.Of80
--

Identificación y nomenclatura de las muestras ensayadas

N° de muestra	Tipo de prospección	Tipo de muestra	Profundidad muestra (m)
P2	Calicata	P	1.5

La nomenclatura del tipo de muestra refiere a:

P: Muestra Perturbada

NP: Muestra no perturbada

SH: Muestra obtenida con tubo Shelby

CN: Muestra obtenida con cuchara normal

CD: Muestra obtenida con corona diamantada

Observaciones

--

- 1. Las muestras serán almacenadas por un período máximo de 2 semanas a contar de la fecha de emisión del presente informe, a menos que se solicite formalmente lo contrario.
- 2. Los resultados son aplicables de forma exclusiva a las muestras ensayadas para el presente proyecto.
- 3. La reproducción parcial o total del presente informe debe ser realizada con previa autorización de quien suscribe.

INFORME OFICIAL DE ENSAYOS LABORATORIO
MECÁNICA DE SUELOS

Número de informe:	2025-46-r0
Proyecto:	2025-46-r0
Ubicación Proyecto:	2025-46-r0

IDENTIFICACIÓN DE LAS MUESTRAS ENSAYADAS

Tipo de prospección	Calicata						
Horizonte N°	-						
Profundidad (m)	1.5						
Número de muestra	P2						

GRANULOMETRÍA SEGÚN MANUAL DE CARRETERAS ACÁPITE 8.102.1 (LNV 105)

Tamaños nominal abertura (mm)	Malla ASTM	PESO ACUMULADO QUE PASA (%)					
80	3"	100					
63	2 ½ "	83					
50	2"	72					
40	1 ½ "	61					
25	1"	51					
20	3/4"	41					
10	3/8"	31					
5	N°4	26					
2	N°10	23					
0.5	N°40	17					
0.08	N°200	10					
Sobretamaño mayor a 80 mm (%)		11					
Coeficiente de uniformidad (C _u)		477.04					
Coeficiente de curvatura (C _c)		24.82					

CLASIFICACIÓN DE SUELOS SEGÚN ASTM D2487-11

Símbolo del grupo (clasificación USCS)	GP - GC						
--	---------	--	--	--	--	--	--

CONTENIDO DE HUMEDAD SEGÚN Nch1515.Of79

Contenido de humedad natural (%)	8.8						
----------------------------------	-----	--	--	--	--	--	--

LÍMITES DE CONSISTENCIA SEGÚN Nch1517/1.Of79 y Nch1517/2.Of79

Tipo de acanalador empleado	ASTM						
Método de ensayo	Mecánico						
Límite líquido (%)	26.0						
Límite plástico (%)	19.0						
Índice de Plasticidad	7.0						

DETERMINACIÓN DE LA DENSIDAD DE PARTÍCULAS SÓLIDAS SEGÚN Nch1532.Of80

Densidad de partículas sólidas (g/cm ³)	2.696						
---	-------	--	--	--	--	--	--

INFORME OFICIAL DE ENSAYOS LABORATORIO
MECÁNICA DE SUELOS

Número de informe:	2025-46-r0
Proyecto:	2025-46-r0
Ubicación Proyecto:	2025-46-r0

CURVAS GRANULOMETRICAS

