

**UNIVERSIDAD NACIONAL
TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS**



**FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERO CIVIL**

**ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS**

Autor: Bach. Hitler Santiago Chichipe Valdez

Asesor: Ing. Roiser Abel Saavedra Tafur

Registro:

CHACHAPOYAS – PERÚ

2024

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM



ANEXO 3-H

AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE LA TESIS EN EL REPOSITORIO INSTITUCIONAL DE LA UNTRM

1. Datos de autor 1

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): Chichipe Valdez, Hitler Santiago
DNI N°: 73656211
Correo electrónico: 7365621171@untrm.edu.pe
Facultad: Ingeniería Civil y Ambiental
Escuela Profesional: Ingeniería Civil

Datos de autor 2

Apellidos y nombres (tener en cuenta las tildes): _____
DNI N°: _____
Correo electrónico: _____
Facultad: _____
Escuela Profesional: _____

2. Título de la tesis para obtener el Título Profesional

Análisis Técnico-Económico entre Kuro en Voladizo y con Contrafuerte para Estabilizar una Plataforma - Chachapoyas

3. Datos de asesor 1

Apellidos y nombres: Soavedra Tafur, Poiser Abel
DNI, Pasaporte, C.E N°: 71805693
Open Research and Contributor-ORCID (<https://orcid.org/0000-0002-9570-0970>) <https://orcid.org/0000-0001-7106-3998>

Datos de asesor 2

Apellidos y nombres: _____
DNI, Pasaporte, C.E N°: _____
Open Research and Contributor-ORCID (<https://orcid.org/0000-0002-9570-0970>) _____

4. Campo del conocimiento según la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económicos- OCDE (ejemplo: Ciencias médicas, Ciencias de la Salud-Medicina básica- Inmunología)

https://catalogos.concytes.gob.pe/vocabulario/ocde_ford.html
Ingeniería, Tecnología - Ingeniería civil - Ingeniería civil

5. Originalidad del Trabajo

Con la presentación de esta ficha, el(la) autor(a) o autores(as) señalan expresamente que la obra es original, ya que sus contenidos son producto de su directa contribución intelectual. Se reconoce también que todos los datos y las referencias a materiales ya publicados estén debidamente identificados con su respectivo crédito e incluidos en las notas bibliográficas y en las citas que se destacan como tal.

6. Autorización de publicación

El(los) titular(es) de los derechos de autor otorga a la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas (UNTRM), la autorización para la publicación del documento indicado en el punto 2, bajo la licencia creative commons de tipo BY-NC. Licencia que permite distribuir, remezclar, retocar, y crear a partir de su obra de forma no comercial por lo que la Universidad deberá publicar la obra poniéndola en acceso libre en el repositorio institucional de la UNTRM y a su vez en el Registro Nacional de Trabajos de Investigación-RENATI, dejando constancia que el archivo digital que se está entregando, contiene la versión final del documento sustentado y aprobado por el Jurado Evaluador.

Chachapoyas, 27, marzo, 24

Firma del autor 1

Firma del Asesor 1

Firma del autor 2

Firma del Asesor 2

DEDICATORIA

Dedico este logro a mi amada familia, cuyo apoyo incondicional ha sido mi fuente de fortaleza. Su amor y aliento constante han sido la chispa que iluminó este camino académico.

AGRADECIMIENTO

Expreso mi más profundo agradecimiento a la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas por brindarme la invaluable oportunidad de realizar esta carrera profesional. A lo largo de mi trayectoria académica, los docentes de esta prestigiosa institución han sido fuentes inagotables de sabiduría y guía. Su dedicación y excelencia en la enseñanza han sido fundamentales para mi desarrollo académico y profesional. También agradecer a todos los ingenieros de mi entorno, por sus conocimientos impartidos y apoyo para la orientación, formulación y desarrollo de esta investigación. Por último, agradezco a mis padres por su apoyo constante y la educación brindada desde casa. Sin su influencia y respaldo, no habría llegado tan lejos.

**AUTORIDADES DE LA UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ
DE MENDOZA**

Ph. D. JORGE LUIS MAICELO QUINTANA

Rector

Dr. OSCAR ANDRÉS GAMARRA TORRES

Vicerrector académico

Dra. DRA. MARÍA NELLY LUJÁN ESPINOZA

Vicerrectora de Investigación

Ph.D. RICARDO EDMUNDO CAMPOS RAMOS

Decano de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental

VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS



ANEXO 3-L

VISTO BUENO DEL ASESOR DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

El que suscribe el presente, docente de la UNTRM ()/Profesional externo (X), hace constar que ha asesorado la realización de la Tesis titulada Análisis Técnico-Económico entre Ituro en Voladizo y con Contrafuerte para estabilizar una plataforma - Chachapoyas; del egresado Hitler Santiago Chichipe Valdez de la Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental Escuela Profesional de Ingeniería civil de esta Casa Superior de Estudios.

El suscrito da el Visto Bueno a la Tesis mencionada, dándole pase para que sea sometida a la revisión por el Jurado Evaluador, comprometiéndose a supervisar el levantamiento de observaciones que formulen en Acta en conjunto, y estar presente en la sustentación.

Chachapoyas, 20 de diciembre de 2023

Firma y nombre completo del Asesor



JURADO EVALUADOR DE LA TESIS



Mg. Jorge Alfredo Hernández Chávarry

PRESIDENTE



Mg. Kevin Rolando Calderón Bazán

SECRETARIO



Ing. Sergio Eduardo Sanchez Rodas

VOCAL

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

ANEXO 3-Q

CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD DE LA TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

Los suscritos, miembros del Jurado Evaluador de la Tesis titulada:

Análisis Técnico - Económico entre Huro en Voladizo y con Contrapunte
para Estabilizar una Plataforma - Chachapoyas

presentada por el estudiante ()/egresado (X) Chichipe Valdez, Hitler Santiago

de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil

con correo electrónico institucional 7365621171@untrm.edu.pe

después de revisar con el software Turnitin el contenido de la citada Tesis, acordamos:

- La citada Tesis tiene 7 % de similitud, según el reporte del software Turnitin que se adjunta a la presente, el que es menor (X) / igual () al 25% de similitud que es el máximo permitido en la UNTRM.
- La citada Tesis tiene _____ % de similitud, según el reporte del software Turnitin que se adjunta a la presente, el que es mayor al 25% de similitud que es el máximo permitido en la UNTRM, por lo que el aspirante debe revisar su Tesis para corregir la redacción de acuerdo al Informe Turnitin que se adjunta a la presente. Debe presentar al Presidente del Jurado Evaluador su Tesis corregida para nueva revisión con el software Turnitin.



Chachapoyas, 13 de marzo del 2024



SECRETARIO



VOCAL



PRESIDENTE

OBSERVACIONES:

.....
.....

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS



UNTRM

REGLAMENTO GENERAL
PARA EL OTORGAMIENTO DEL GRADO ACADÉMICO DE
BACHILLER, MAESTRO O DOCTOR Y DEL TÍTULO PROFESIONAL

ANEXO 3-5

ACTA DE SUSTENTACIÓN DE TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL

En la ciudad de Chachapoyas, el día 21 de Marzo del año 2024, siendo las 13:00 horas, el aspirante: Bach. Hitler Santiago Chichipe Valdez, asesorado por Ing. Doiser Abel Saavedra Tafur defiende en sesión pública presencial () a distancia () la Tesis titulada: Análisis técnico - económico entre muros en voladizo y con contrafuerte para estabilizar una plataforma Chachapoyas, para obtener el Título Profesional de Ingeniero Civil, a ser otorgado por la Universidad Nacional Toribio Rodríguez de Mendoza de Amazonas; ante el Jurado Evaluador, constituido por:

Presidente: Dr. Jorge Alfredo Hernández Chávarry

Secretario: Mg. Kevin Plando Calderón Bazán

Vocal: Ing. Jorge Edisardo Sánchez Rueda

Procedió el aspirante a hacer la exposición de la Introducción, Material y métodos, Resultados, Discusión y Conclusiones, haciendo especial mención de sus aportaciones originales. Terminada la defensa de la Tesis presentada, los miembros del Jurado Evaluador pasaron a exponer su opinión sobre la misma, formulando cuantas cuestiones y objeciones consideraron oportunas, las cuales fueron contestadas por el aspirante.

Tras la intervención de los miembros del Jurado Evaluador y las oportunas respuestas del aspirante, el Presidente abre un turno de intervenciones para los presentes en el acto de sustentación, para que formulen las cuestiones u objeciones que consideren pertinentes.

Seguidamente, a puerta cerrada, el Jurado Evaluador determinó la calificación global concedida a la sustentación de la Tesis para obtener el Título Profesional, en términos de:

Aprobado () por Unanimidad () / Mayoría () Desaprobado ()

Otorgada la calificación, el Secretario del Jurado Evaluador lee la presente Acta en esta misma sesión pública. A continuación se levanta la sesión.

Siendo las 13:50 horas del mismo día y fecha, el Jurado Evaluador concluye el acto de sustentación de la Tesis para obtener el Título Profesional.


SECRETARIO


VOCAL


PRESIDENTE

OBSERVACIONES:

ÍNDICE

ÍNDICE DE TABLAS.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xii
ÍNDICE DE ANEXOS	xiii
RESUMEN	xiv
ABSTRACT.....	xv
I. INTRODUCCIÓN	16
II. MATERIAL Y MÉTODOS	19
2.1. Localización de la investigación	19
2.2. Materiales, herramientas y equipos	19
2.3. Variables de estudio.....	20
2.4. Tipo de investigación.....	20
2.5. Nivel de investigación.....	20
2.6. Diseño de la investigación	20
2.7. Procedimiento.....	21
III. RESULTADOS	23
3.1. Diseño del muro en voladizo.....	23
3.2. Diseño del muro con contrafuerte	28
3.3. Costo económico de los muros de contención	33
3.4. Análisis técnico y económico.....	37
IV. DISCUSIÓN	40
V. CONCLUSIONES.....	42
VI. RECOMENDACIONES.....	43
VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	44
ANEXOS	45

ÍNDICE DE TABLAS

<i>Tabla 1. Presupuesto del muro de contención en voladizo</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 2. Presupuesto del muro de contención con contrafuerte.</i>	<i>36</i>
<i>Tabla 3. Comparación de verificaciones entre el muro en voladizo y el muro con contrafuerte.</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 4. Comparación de metrados entre el muro en voladizo y el muro con contrafuerte.</i>	<i>38</i>
<i>Tabla 5. Variación económica entre el muro en voladizo y el muro con contrafuerte.</i>	<i>38</i>

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i>	<i>Ubicación de la parcela en estudio.</i>	<i>19</i>
<i>Figura 2.</i>	<i>Flujograma del procedimiento de la investigación</i>	<i>21</i>
<i>Figura 3.</i>	<i>Detalle de la distribución del acero en el muro de contención en voladizo.</i>	<i>27</i>
<i>Figura 4.</i>	<i>Detalle de la distribución del acero en el muro de contención con contrafuerte.</i>	<i>32</i>
<i>Figura 5.</i>	<i>Metrados del muro de contención en voladizo.</i>	<i>33</i>
<i>Figura 6.</i>	<i>Metrados del muro de contención con contrafuerte</i>	<i>34</i>
<i>Figura 7.</i>	<i>Costo hora hombre por categoría (Hidalgo, 2023).</i>	<i>34</i>
<i>Figura 8.</i>	<i>Análisis de costos unitarios del muro en voladizo y el muro con contrafuerte.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 9.</i>	<i>Comparación de costos por partidas entre ambos tipos de muros.</i>	<i>39</i>
<i>Figura 10.</i>	<i>Insumos para el muro de contención en voladizo.</i>	<i>47</i>
<i>Figura 11.</i>	<i>Insumos para el muro de contención con contrafuerte.</i>	<i>48</i>
<i>Figura 12.</i>	<i>Localización del área en estudio, en la Vía de evitamiento San Juan de la Frontera cuadra 3, en la ciudad de Chachapoyas.</i>	<i>154</i>
<i>Figura 13.</i>	<i>Vista frontal del talud del terreno.</i>	<i>154</i>
<i>Figura 14.</i>	<i>Reconocimiento del terreno a estudiar.</i>	<i>155</i>
<i>Figura 15.</i>	<i>Estudios topográficos para determinar la altura del muro.</i>	<i>155</i>
<i>Figura 16.</i>	<i>Calicata para el estudio de mecánica de suelos.</i>	<i>156</i>
<i>Figura 17.</i>	<i>Estudios topográficos para determinar la altura del muro.</i>	<i>156</i>

ÍNDICE DE ANEXOS

<i>Anexo 1.</i>	<i>Relación de insumos para la construcción de los muros de contención.</i>	<i>46</i>
<i>Anexo 2.</i>	<i>Estudio de mecánica de suelos</i>	<i>49</i>
<i>Anexo 3.</i>	<i>Parámetros considerados para el diseño del muro de contención en voladizo</i>	<i>102</i>
<i>Anexo 4.</i>	<i>Parámetros considerados para el diseño del muro de contención con contrafuerte</i>	<i>109</i>
<i>Anexo 5.</i>	<i>Memoria de cálculo del software GEO5 para el diseño del muro de contención en voladizo</i>	<i>116</i>
<i>Anexo 6.</i>	<i>Memoria de cálculo del software GEO5 para el diseño del muro de contención con contrafuerte</i>	<i>129</i>
<i>Anexo 7.</i>	<i>Plano topográfico con la ubicación del muro en voladizo</i>	<i>147</i>
<i>Anexo 8.</i>	<i>Plano topográfico con la ubicación del muro con contrafuerte</i>	<i>150</i>
<i>Anexo 9.</i>	<i>Panel fotográfico</i>	<i>153</i>

RESUMEN

La presente investigación se realizó con el objetivo fundamental de determinar la mejor alternativa, tanto técnica como económica entre un muro en voladizo y un muro con contrafuerte para la estabilización de la plataforma de una vivienda ubicada en la ciudad de Chachapoyas, y para lograrlo se utilizó información relevante y complementaria como un estudio de mecánica de suelos, trabajos topográficos y revisión de la literatura pertinente. Además, para el diseño de los muros propuestos en esta investigación se tomaron en cuenta los criterios establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en sus normativas E.030 Sismo, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado, y también se consideró la Norma ACI 318-11. Los resultados determinaron que técnicamente ambos tipos de muros ofrecen eficiencia en su función de soporte y estabilización de la plataforma del terreno estudiado; además, económicamente, sus costos de construcción fueron S/ 106,870.23, y S/ 79,820.34, para el muro en voladizo y con contrafuerte respectivamente, estando este último 25.31% más costoso que el muro con contrafuerte, concluyéndose que el diseño de muro más óptimo es el muro contrafuerte, porque a pesar que ofrece un eficiente comportamiento estructural su coste de construcción es bastante reducido que el muro en voladizo.

Palabras claves: Muro de contención en voladizo, muro de contención con contrafuerte.

ABSTRACT

The present investigation was carried out with the fundamental objective of determining the best alternative, both technical and economic, between a cantilever wall and a wall with buttress for the stabilization of the platform of a house located in the city of Chachapoyas, and to achieve this, relevant and complementary information such as a study of soil mechanics, topographical work and review of relevant literature. Furthermore, for the design of the walls proposed in this research, the criteria established in the National Building Regulations (RNE) were taken into account, in its regulations E.030 Earthquake, E.050 Soils and Foundations, E.060 Reinforced Concrete, and ACI Standard 318-11 was also considered. The results determined that technically both types of walls offer efficiency in their function of supporting and stabilizing the platform of the studied terrain; Furthermore, economically, its construction costs were S/ 106,870.23, and S/ 79,820.34, for the cantilevered and buttressed wall respectively, the latter being 25.31% more expensive than the buttressed wall, concluding that the most optimal wall design is the buttress wall, because although it offers efficient structural behavior, its construction cost is quite reduced than the cantilever wall.

Keywords: Cantilever retaining wall, buttressed retaining wall.

I. INTRODUCCIÓN

La función primordial de los muros de contención es resistir las presiones laterales o fuerzas ejercidas por el material retenido detrás de ellos. Su estabilidad depende principalmente de su propio peso y del peso del material sobre el cual se asientan. Esencialmente, estos muros se comportan como voladizos empotrados en su base. El término "empuje" se utiliza para describir las fuerzas generadas por masas que carecen de cohesión, como arenas, gravas y cemento. En líneas generales, estos empujes pueden ser originados por terrenos naturales, rellenos artificiales o materiales almacenados (Cuzco, 2018).

La evaluación convencional de los muros de contención suele considerar únicamente cargas estáticas, como el empuje del suelo y la sobrecarga, basándose en parámetros como las condiciones del suelo y la altura. Sin embargo, en la actualidad, es imperativo tener en cuenta los efectos sísmicos (cargas dinámicas) para obtener una comprensión más precisa del comportamiento de la estructura a lo largo de su vida útil. Descuidar esta consideración podría conllevar problemas tanto en la estabilidad del muro como en el diseño estructural. En ocasiones, se incurre en un sobredimensionamiento erróneo del muro de contención, lo cual resulta más perjudicial que beneficioso para su estabilidad, ya que los esfuerzos en el muro pueden superar los límites admisibles del suelo (Dongo y Figueroa, 2020).

A fines del siglo XIX, se crearon muros construidos principalmente con piedra y mampostería, pero a partir del siglo XX, la construcción a gran escala adoptó predominantemente el uso de hormigón y hormigón armado, sustituyendo en gran medida a los materiales empleados en épocas anteriores. Para diseñar un muro de carga de manera adecuada, es esencial determinar el tamaño, la dirección y el punto de aplicación de la presión ejercida por el suelo sobre el muro (Cuzco, 2018).

Perú se encuentra ubicado sobre una de las regiones sísmicas más activas del mundo, conocida como cinturón de fuego del pacífico que alberga las zonas de subducción más relevantes, desencadenantes de terremotos y actividad volcánica a nivel mundial. Los fenómenos de El Niño, en muchas ocasiones, tienen efectos devastadores en la preservación de los muros y representan una amenaza para la integridad de las personas (Dongo y Figueroa, 2020).

Esta investigación se realizó con el objetivo primordial de determinar la mejor alternativa, tanto técnica como económica entre un muro en voladizo y un muro con contrafuerte para la estabilización de la plataforma de una vivienda ubicada en la ciudad de Chachapoyas - Amazonas; puesto que, los muros de contención, con frecuencia, presentan un problema de sobredimensionamiento, lo que desencadena fallas internas, debido a que las fuerzas que actúan sobre los cimientos, generadas por el peso de los muros, superan la carga de suelo permisible de los cimientos, dando lugar a asentamientos y, finalmente, al colapso (Cuzco, 2018). Por lo antes mencionado nos planteamos la siguiente pregunta de investigación: ¿Cuál es la mejor alternativa técnica y económica entre un muro en voladizo y un muro con contrafuerte para la estabilización de la plataforma de una vivienda en Chachapoyas – Amazonas?

Por otro lado, la investigación llevada a cabo por Dongo y Figueroa (2020) revela que, desde una perspectiva de costos, los muros de contención en voladizo, en comparación con los muros de contención con contrafuerte a una altura de 4,00 m, presentan un costo total del acero significativamente elevado. Tras analizar los resultados finales de todas las estructuras de contención, se determina que los muros en voladizo son un 31,15% más económicos que los muros con contrafuerte. En términos de encofrado, la capacidad de ajuste debido a los muros en voladizo es consistentemente inferior en comparación con el muro con contrafuerte, resultando en una diferencia de costo del 43,19% en comparación con los muros en voladizo. Al considerar únicamente el concreto, se observa que el muro en voladizo es más económico que el muro con contrafuerte, presentando una diferencia de costo del 16,00% en comparación con el muro en voladizo. Se concluye que los muros en voladizo son más eficientes a una altura de 6.00 m, en contraste con los muros con contrafuerte, el cual que muestra un rendimiento óptimo a una altura de 6,50 m hacia arriba.

Por su parte, Tapia & Ortiz (2019) revelan que los muros en voladizo son más eficientes que los construidos con contrafuerte. El análisis de costos indica que los muros voladizos resultan más económicos, con una diferencia de costo del 3,89% más barato con respecto al muro con contrafuertes. Se destaca especialmente la ventaja de la restricción de altura de 8 m, utilizada para soportar la altura del talud, como factor valioso en la eficiencia de los muros voladizos.

Además, en su estudio, Villar (2015) destaca que para alturas de 7m y 9m, los muros con contrafuertes exhiben un destacado comportamiento estructural en comparación con los muros en voladizo. Estos muros con contrafuertes proporcionan una protección superior a las estructuras al generar desplazamientos menores, específicamente 3.47cm y 3.62cm respectivamente, a las alturas mencionadas. Además, presentan esfuerzos internos de 8.44 Kg/cm² y 12.48 Kg/cm², así como momentos de volteo equivalentes a 10.02 Tn-m y 23.45 Tn-m respectivamente

Asimismo, Mendieta (2016) llevó a cabo una investigación sobre muros de contención, obteniendo conclusiones significativas. Entre ellas se destaca la importancia del tipo de suelo en el diseño de los muros. Se señala que, si se proporcionan el tipo de material y la altura del muro para un determinado tipo de suelo, replicar estos parámetros en otro suelo podría resultar en un aumento de hasta un 21% en la cantidad de acero necesario. Además, se concluye que los muros de concreto armado son los más costosos, principalmente debido al costo del concreto, y este incremento en el gasto se hace evidente a medida que se incrementa la altura del muro.

II. MATERIAL Y MÉTODOS

2.1. Localización de la investigación

Ubicación

Región: Amazonas

Provincia: Chachapoyas

Distrito: Chachapoyas

La parcela en estudio se encuentra ubicada en la Vía de evitamiento San Juan de la Frontera cuadra 3, de la ciudad de Chachapoyas, la cual cuenta con un área de 150m² (10m de ancho y 15m de largo).

Figura 1

Ubicación de la parcela en estudio.



Fuente: Google Earth, 2023.

2.2. Materiales, herramientas y equipos

Campo

- ✓ Lapicero
- ✓ Libreta de campo
- ✓ GPS
- ✓ Estación total
- ✓ Wincha
- ✓ Corrector
- ✓ Clavo de calamina
- ✓ Prismas
- ✓ Trípode

Gabinete

- ✓ Software Excel 2013
- ✓ Laptop
- ✓ Calculadora científica
- ✓ Ficha técnica

2.3. Variables de estudio

Variable independiente:

- ✓ Parámetro técnico de un muro en voladizo y un muro con contrafuerte.
- ✓ Parámetro económico de un muro en voladizo y un muro con contrafuerte.

Variable dependiente:

- ✓ Diseño óptimo entre un muro en voladizo y un muro con contrafuerte.

2.4. Tipo de investigación

En cuanto al tipo de investigación, se clasifica como aplicada, dado que implica la utilización de la ciencia y teoría preexistentes con el propósito de aplicarlas directamente en situaciones prácticas del mundo real. Esta categorización resalta el enfoque práctico y concreto del estudio, donde se busca una aplicación efectiva de conocimientos científicos y teorías establecidas en contextos prácticos y reales.

2.5. Nivel de investigación

El nivel de investigación adoptado es de carácter explicativo, ya que su propósito principal consiste en proporcionar una explicación detallada sobre el estudio del comportamiento estructural y diseño de un muro de contención de concreto armado destinado al sostenimiento de un talud y plataforma. Esto se logra mediante la aplicación de diversas metodologías. La elección de este nivel de investigación subraya la intención de examinar con profundidad el objeto de estudio, en este caso, el comportamiento estructural y economía del muro de contención.

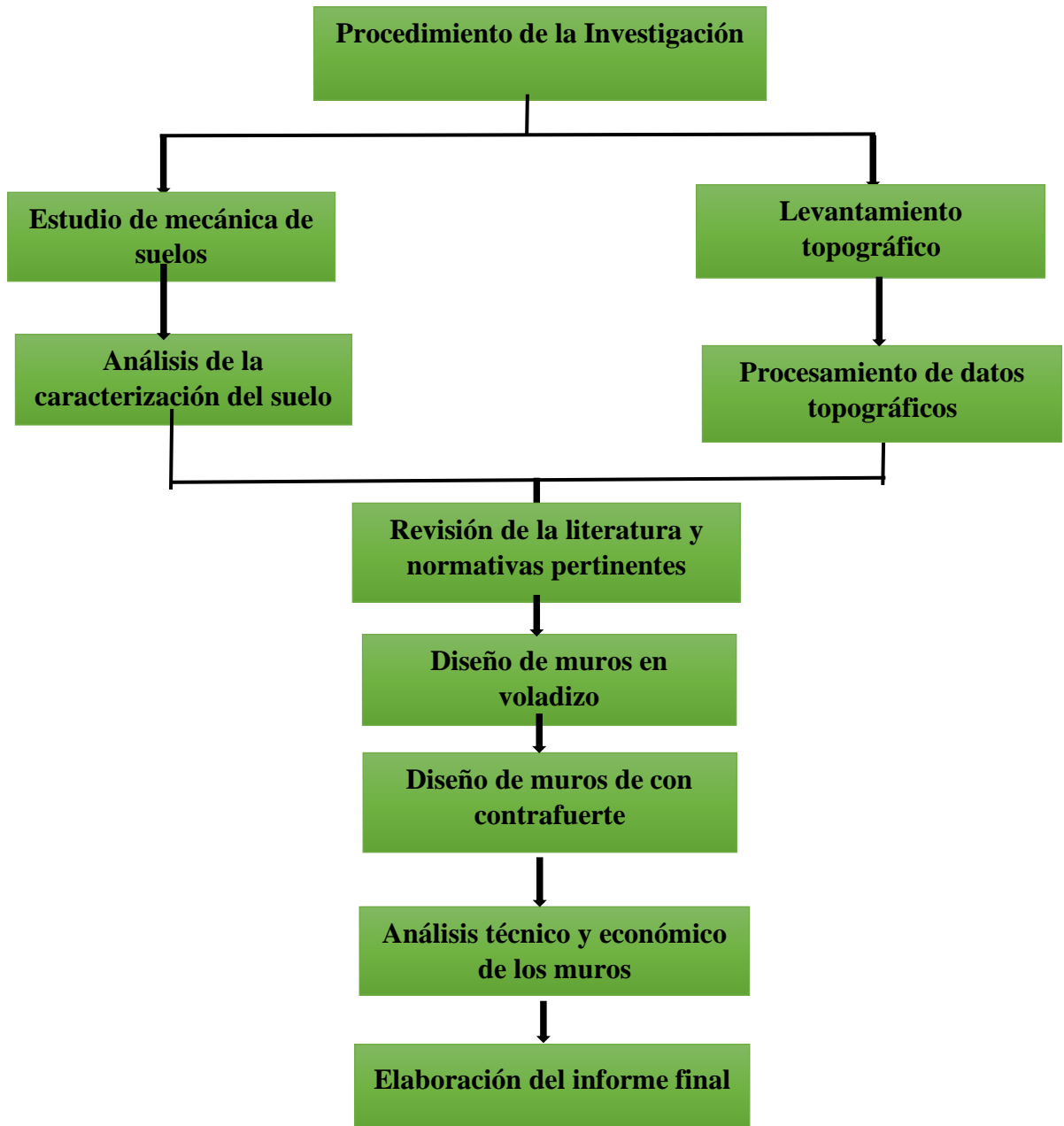
2.6. Diseño de la investigación

El estudio en curso se caracteriza como un diseño de tipo no experimental. En este enfoque, el investigador se abstendrá de manipular de manera deliberada o intencional las variables. Este diseño específico subraya la observación y la recopilación de datos en su estado natural, sin intervenciones controladas.

2.7. Procedimiento

Figura 2

Flujograma del procedimiento de la investigación



Fuente: Elaboración propia, 2023.

a). Para el desarrollo de la investigación se debe tener datos del tipo de suelo con que cuenta el área en estudio, y para ello indispensablemente se realizó un estudio de mecánica de suelos en laboratorio, para determinar sus características y potencialidades del suelo y de esa manera tomar los criterios más apropiados para el diseño de los muros propuestos.

b). Posteriormente se obtuvo la altura del talud del área en estudio, para tomar decisiones acertadas en la determinación de la altura real del diseño de los muros de contención propuestos, y para tal fin realizaron estudios topográficos.

c). Para el diseño de los muros propuestos en esta investigación se tomaron en cuenta los criterios establecidos en el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE), en sus normativas E.030 Sismo, E.050 Suelos y Cimentaciones, E.060 Concreto Armado, y también se consideró la Norma ACI 318-11; y de esta manera para lograr el diseño de los muros en voladizo y con contrafuertes se utilizó el software GEO5 Estabilidad de Taludes, desarrollándose los siguientes procedimientos correspondientes de diseño y verificación para cada tipo de muro:

- ✓ Parámetros de diseño
- ✓ Dimensionamiento de la pantalla.
- ✓ Verificación por corte.
- ✓ Dimensionamiento de la zapata.
- ✓ Verificación por volteo.
- ✓ Verificación por deslizamiento.
- ✓ Verificación por capacidad de carga del terreno
- ✓ Diseño de la pantalla.
- ✓ Diseño de la zapata.
- ✓ Diseño de los contrafuertes
- ✓ Dibujo de los detalles.

d). Una vez establecidas las condiciones y parámetros técnicos de los muros diseñados, se procedió a determinar el costo monetario para cada tipo de muro, y para ello se tuvo en cuenta los costos de mano de obra por categorías, las cantidades y precios de materiales de acuerdo a los metrados de acero, concreto, encofrado y desencofrado, equipos y otros. (Ver anexo 01).

e). Finalmente teniendo en cuenta la eficiencia técnica de los muros propuestos de acuerdo a cada diseño y sus costos para producirlos, se realizó un análisis comparativo técnico y económico, y de esta manera se logró determinar el tipo de muro óptimo de acuerdo a su comportamiento estructural y su costo de producción.

III. RESULTADOS

3.1. Diseño del muro en voladizo

El diseño del muro de contención en voladizo ha sido realizado utilizando el software GEO5 Estabilidad de Taludes, y su memoria de cálculo detallada se encuentra tipificada en el anexo 05 de este informe.

Parámetros de diseño del muro de contención en voladizo

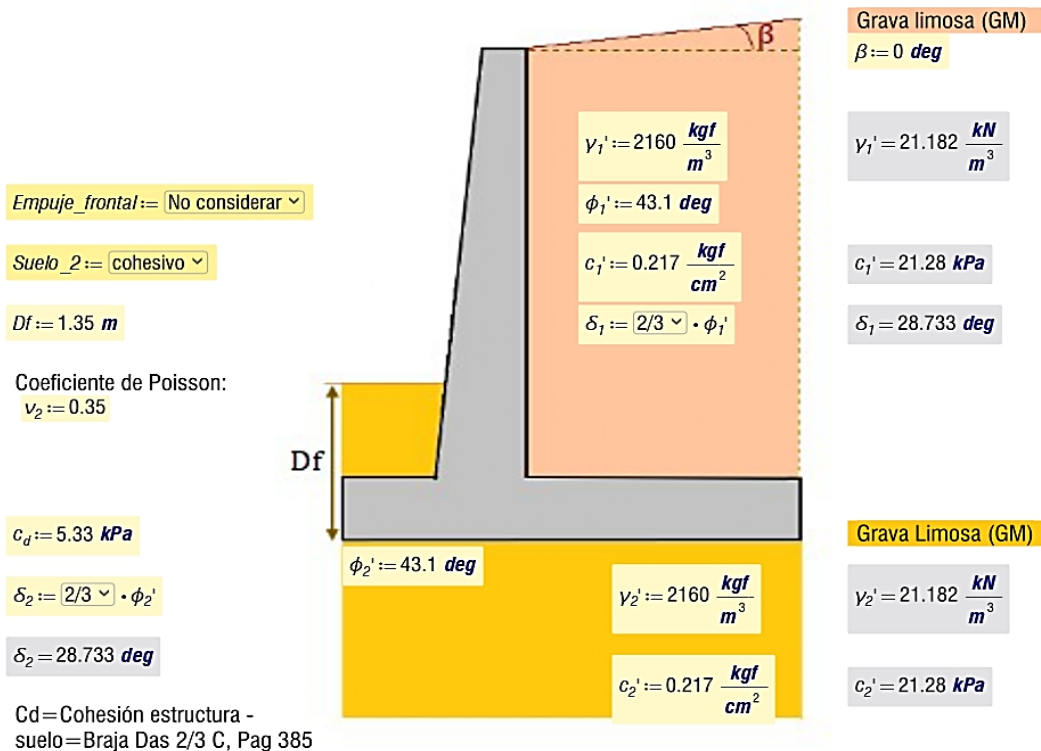
A. PARÁMETROS DE DISEÑO

A.1. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL CONCRETO

- Peso específico del concreto: $\gamma_H := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ $\gamma_H = 23.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Resistencia característica del concreto $f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_c = 20.59 \text{ MPa}$
- Tamaño máximo de agregado grueso: $d_{agg} := \frac{3}{4} \text{ in}$
- Módulo de fluencia del acero: $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_y = 411.88 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

A.2. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL PROPIEDADES DEL SUELO

- Capacidad admisible del suelo: $q_{adm} := 5.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $q_{adm} = 503.08 \text{ kPa}$



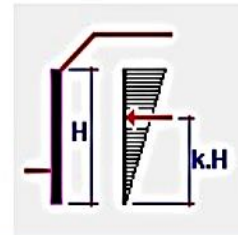
A.3. FACTORES DE SEGURIDAD

- Frente al vuelco: $SF_o := 2$
- Frente al deslizamiento: $SF_s := 1.5$
- Para capacidad portante: $SF_b := 3$

A.4. DATOS PARA EL ANALISIS SISMICO

SISMO := NO CONSIDERAR ▾

- Factor de lugar: $F_{pga} := 1.2$
- Coefficiente Sismico de aceleración: $PGA := 0.25$
- Brazo de empuje por Sismo: $BRAZO_{SISMO} := 0.5$ ▾



B. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

B.1. GEOMETRIA DEL MURO

- Altura del muro: $H := 11.35 \text{ m}$
- Ancho de la cresta: (min 25 cm) $B2 := 0.3 \text{ m}$
- Ancho del Mango: $Mango := 0.1 \cdot H$ $Mango = 1.135 \text{ m}$ $Mango := 1.30 \text{ m}$
- Ancho de la Base: (0.5 H - 0.7 H) $B := 0.7 \cdot H$ $B = 7.945 \text{ m}$ $B := 8.15 \text{ m}$
- Altura del zapata: $h := 0.1 \cdot H$ $h = 1.135 \text{ m}$ $h := 1.35 \text{ m}$
- Pendiente delantera del muro: $h' = 1$ $V = 10$
- Largo de la punta: (0.1 H o B / 3) $b1 := B/3$

$b1 = 2.717 \text{ m}$

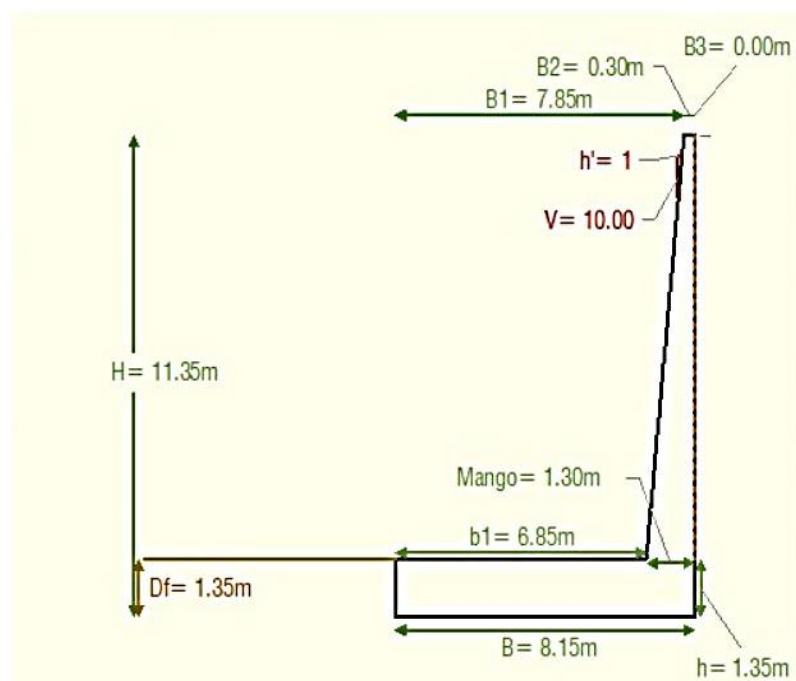
$b1 := 6.85 \text{ m}$

$B1 = 7.85 \text{ m}$

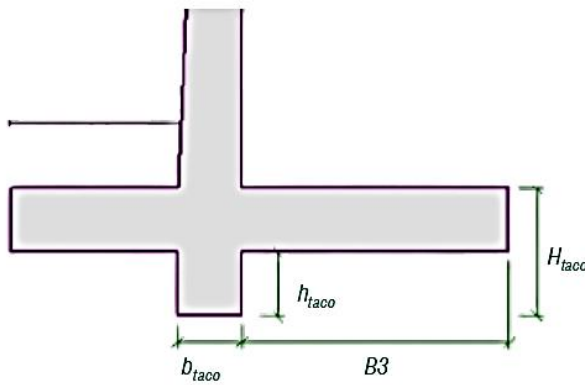
$B3 = 0 \text{ m}$

$V1 = 0 \text{ m}$

$H = 11.35 \text{ m}$



B.2. DIMENSIONES DE LA CUÑA



TACO := **NO CONSIDERAR**

$h_{taco}' := Mango$

$b_{taco}' := Mango$

$h_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

$h_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$b_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

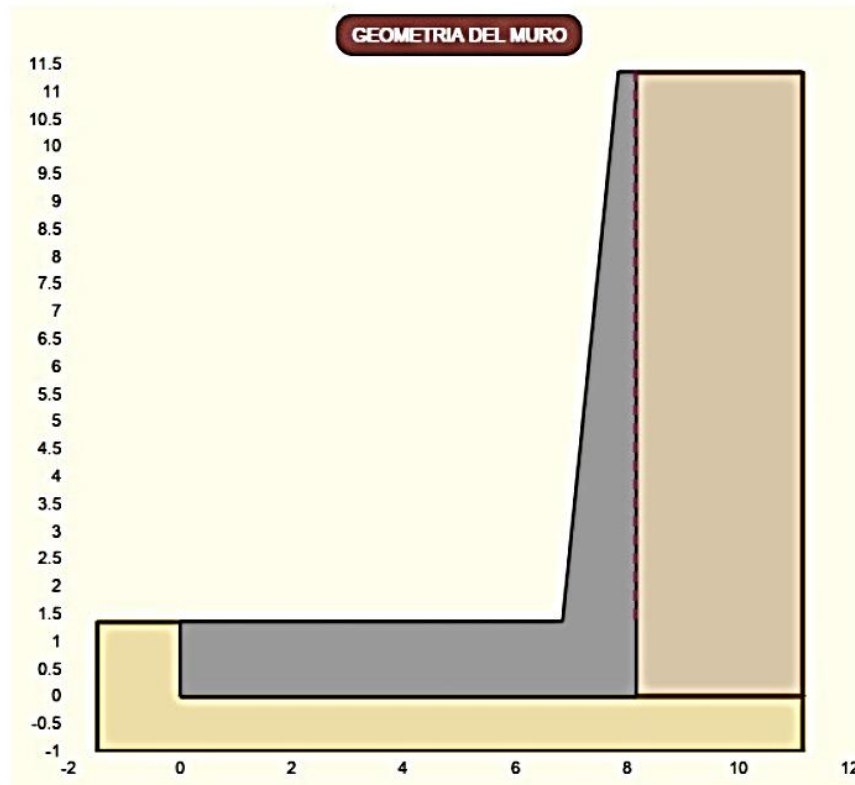
$b_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$h_{taco} = 0 \text{ m}$
 $b_{taco} = 0 \text{ m}$

$H_{taco} = 1.35 \text{ m}$

C. RESUMEN DE GEOMETRIA PARA INGRERAR AL PROGRAMA GEO 5

$k = 0.3$ $v_1 = 6.85$ $s_1 = 10$
 $h = 10$ $v_2 = 7E-16$
 $xx = 1.35$



Verificación del comportamiento del muro en voladizo al volteo, deslizamiento y capacidad de carga del suelo (Ver anexo 05)

a). Verificación de estabilidad al volteo

Momento resistente $M_{res} = 2937,15 \text{ kNm/m}$

Momento de volteo $M_{vol} = 322,15 \text{ kNm/m}$

$$FSV = \frac{M_{res}}{M_{vol}} = \frac{2937,15 \text{ kNm/m}}{322,15 \text{ kNm/m}} = 9,12$$

Factor de seguridad de volteo > Factor de seguridad de la Norma E.050.

$$9,12 > 2,00$$

Por lo tanto, el comportamiento del muro para el volteo es **SATISFACTORIO**.

b). Verificación de estabilidad al deslizamiento

Resistencia a la fuerza horizontal $H_{res} = 644,22 \text{ kNm/m}$

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 143,87 \text{ kNm/m}$

$$FSD = \frac{H_{res}}{H_{act}} = \frac{644,22 \text{ kNm/m}}{143,87 \text{ kNm/m}} = 4,62$$

Factor de seguridad al deslizamiento > Factor de seguridad de la Norma E.050.

$$4,62 > 1,50$$

Por lo tanto, el comportamiento del muro para al deslizamiento es **SATISFACTORIO**.

c). Verificación por capacidad de carga del suelo

Máxima tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 64,35 \text{ kPa}$

Capacidad de carga del suelo de cimentación $R_d = 503,08 \text{ kPa}$

$$FSC = \frac{R_d}{\sigma} = \frac{503,08 \text{ kPa}}{64,35 \text{ kPa}} = 7,82$$

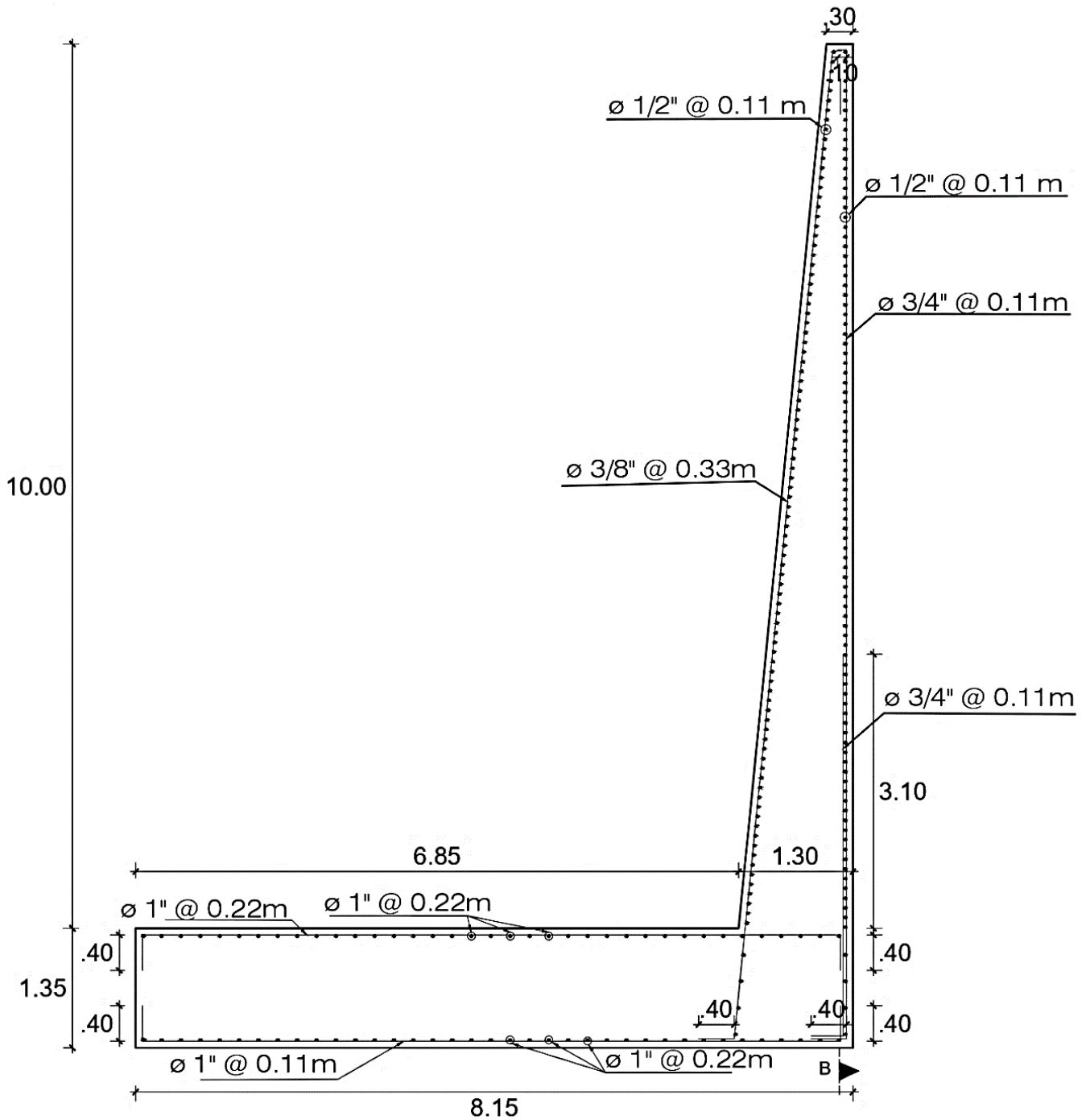
Factor de seguridad para la capacidad de carga > Factor de seguridad de la Norma E.050.

$$7,82 > 3,00$$

Por lo tanto, la capacidad de carga del suelo de la cimentación es **SATISFACTORIA**.

Figura 3

Detalle de la distribución del acero en el muro de contención en voladizo (Ver anexo 05)..



Fuente: Elaboración propia, 2023

3.2. Diseño del muro con contrafuerte

El diseño del muro de contención con contrafuerte ha sido realizado utilizando el software GEO5 Estabilidad de Taludes, y su memoria de cálculo detallada se encuentra tipificada en el anexo 06 de este informe.

Parámetros de diseño del muro de contención con contrafuerte

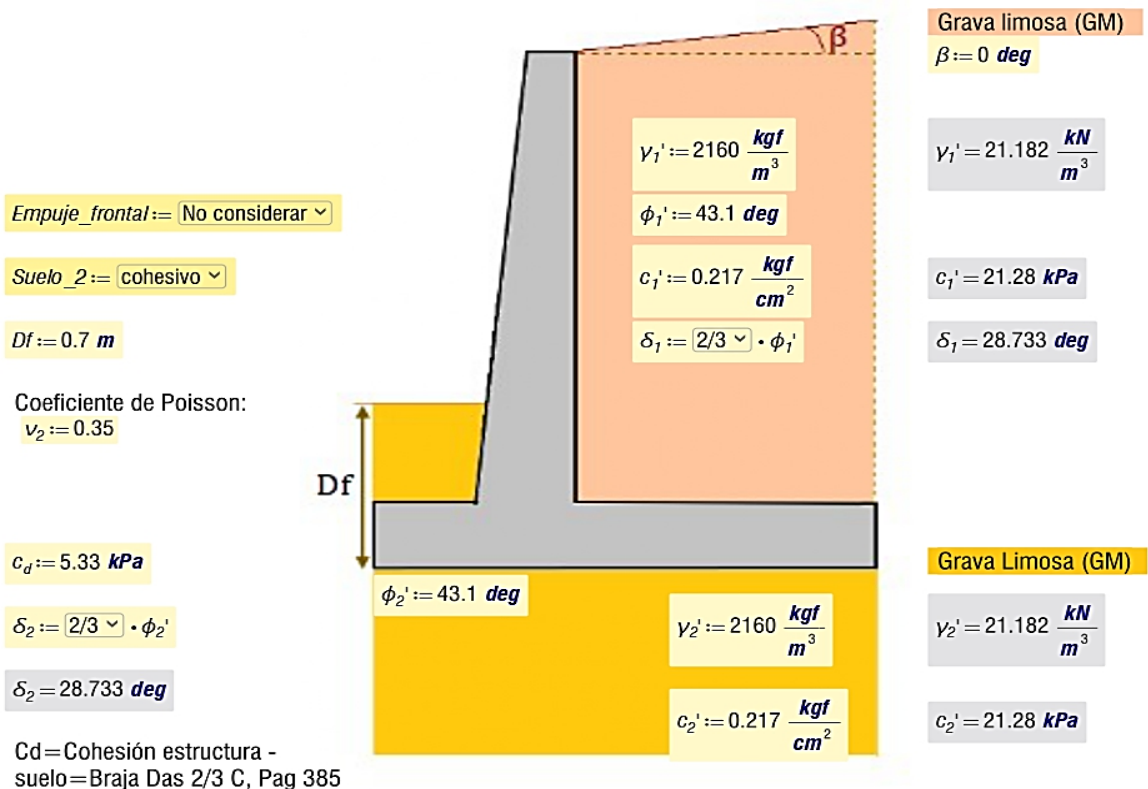
A. PARÁMETROS DE DISEÑO

A.1. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL CONCRETO

- Peso específico del concreto: $\gamma_H := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ $\gamma_H = 23.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Resistencia característica del concreto $f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_c = 20.59 \text{ MPa}$
- Tamaño máximo de agregado grueso: $d_{agg} := \frac{3}{4} \text{ in}$
- Módulo de fluencia del acero: $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_y = 411.88 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

A.2. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL PROPIEDADES DEL SUELO

- Capacidad admisible del suelo: $q_{adm} := 5.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $q_{adm} = 503.08 \text{ kPa}$



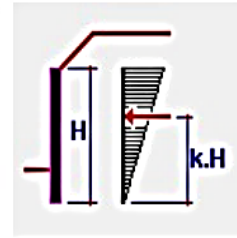
A.3. FACTORES DE SEGURIDAD

- Frente al vuelco: **$SF_o := 2$**
- Frente al deslizamiento: **$SF_s := 1.5$**
- Para capacidad portante: **$SF_b := 3$**

A.4. DATOS PARA EL ANALISIS SISMICO

SISMO := NO CONSIDERAR

- Factor de lugar: $F_{pga} := 1.2$
- Coefficiente Sísmico de aceleración: $PGA := 0.25$
- Brazo de empuje por Sismo: $BRAZO_{SISMO} := 0.5$



B. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

B.1. GEOMETRIA DEL MURO

- Altura del muro: $H := 10.7\text{ m}$
- Ancho de la cresta : (min 25 cm) $B2 := 0.3\text{ m}$
- Ancho del Mango : $Mango := 0.1 \cdot H$ $Mango = 1.07\text{ m}$ $Mango := 1.30\text{ m}$
- Ancho de la Base: $(0.5 H - 0.7 H)$ $B := 0.7 \cdot H$ $B = 7.49\text{ m}$ $B := 5.9\text{ m}$
- Altura del zapata: $h := 0.1 \cdot H$ $h = 1.07\text{ m}$ $h := 0.7\text{ m}$
- Pendiente delantera del muro: $h' = 1$ $V = 10$
- Largo de la punta: $(0.1 H \text{ o } B / 3)$ $b1 := B/3$

$b1 = 1.967\text{ m}$

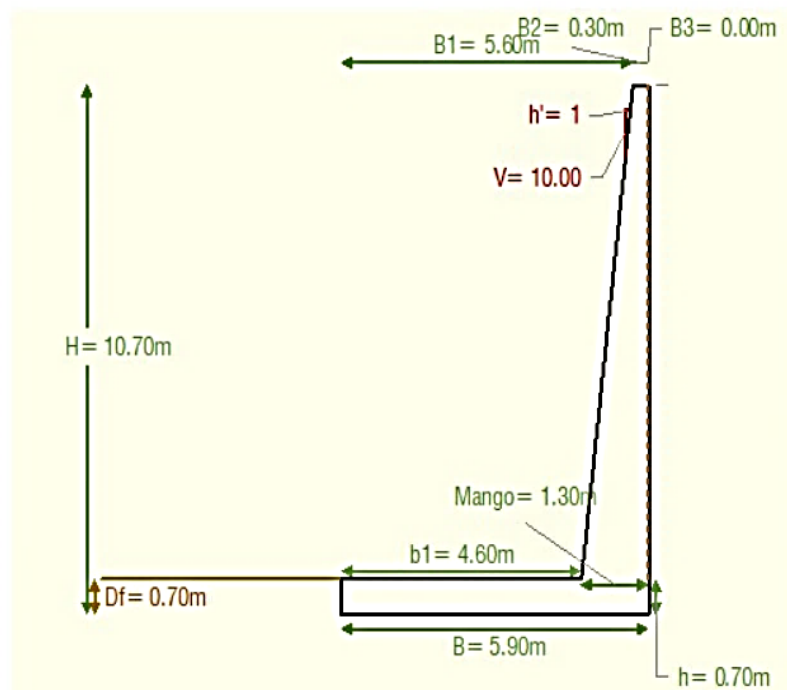
$b1 := 4.6\text{ m}$

$B1 = 5.6\text{ m}$

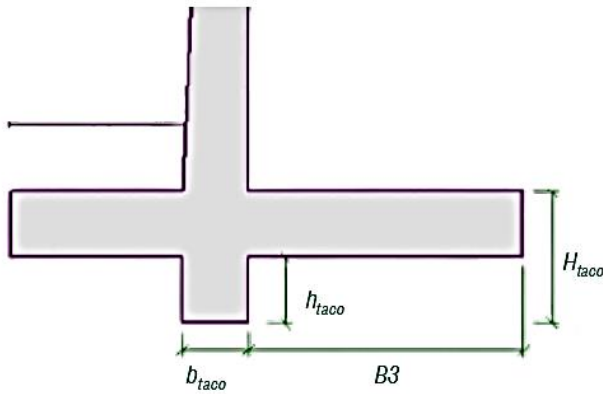
$B3 = 0\text{ m}$

$V1 = 0\text{ m}$

$H' = 10.7\text{ m}$



B.2. DIMENSIONES DE LA CUÑA



TACO := NO CONSIDERAR ▾

$h_{taco}' := Mango$

$b_{taco}' := Mango$

$h_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

$h_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$b_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

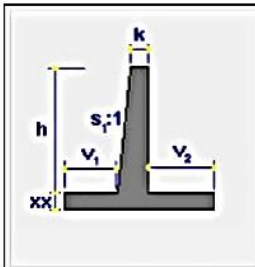
$b_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$h_{taco} = 0 \text{ m}$

$H_{taco} = 0.7 \text{ m}$

$b_{taco} = 0 \text{ m}$

C. RESUMEN DE GEOMETRIA PARA INGERERAR AL PROGRAMA GEO 5



$k = 0.3$

$v_1 = 4.6$

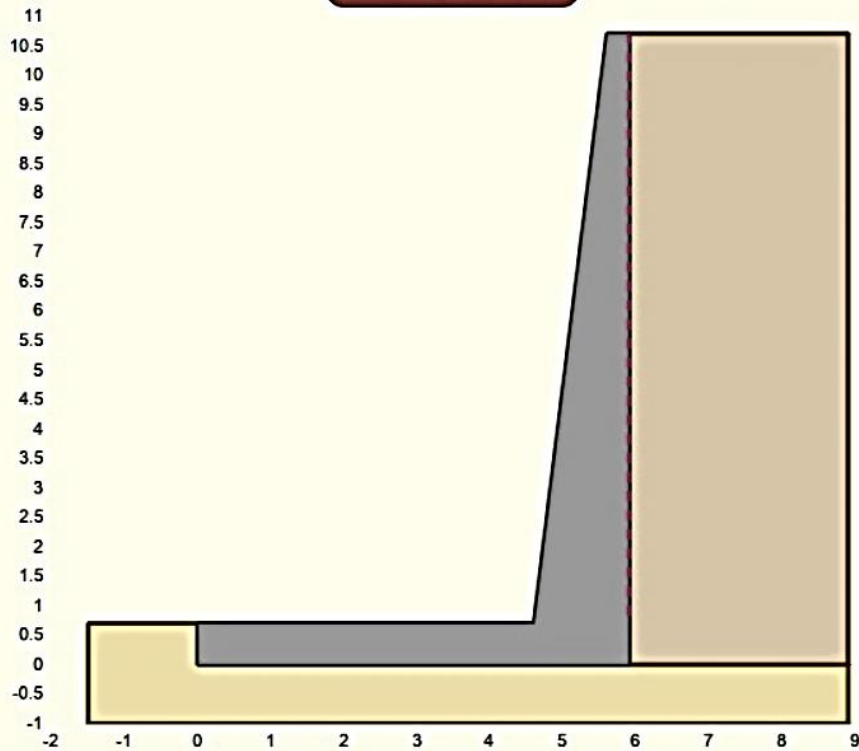
$s_1 = 10$

$h = 10$

$v_2 = 7E-16$

$xx = 0.7$

GEOMETRIA DEL MURO



Verificación del comportamiento del muro con contrafuerte al volteo, deslizamiento y capacidad de carga del suelo (Ver anexo 06)

a). Verificación de estabilidad al volteo

Momento resistente $M_{res} = 1539,16 \text{ kNm/m}$

Momento de volteo $M_{vol} = 237,39 \text{ kNm/m}$

$$FSV = \frac{M_{res}}{M_{vol}} = \frac{1539,16 \text{ kNm/m}}{237,39 \text{ kNm/m}} = 6,48$$

Factor de seguridad de volteo > Factor de seguridad de la Norma E.050.

$$6,48 > 2,00$$

Por lo tanto, el comportamiento del muro para el volteo es **SATISFACTORIO**.

b). Verificación de estabilidad al deslizamiento

Resistencia a la fuerza horizontal $H_{res} = 438,84 \text{ kNm/m}$

Fuerza horizontal activa $H_{act} = 117,37 \text{ kNm/m}$

$$FSD = \frac{H_{res}}{H_{act}} = \frac{438,84 \text{ kNm/m}}{117,37 \text{ kNm/m}} = 3,74$$

Factor de seguridad al deslizamiento > Factor de seguridad de la Norma E.050.

$$3,74 > 1,50$$

Por lo tanto, el comportamiento del muro para al deslizamiento es **SATISFACTORIO**.

c). Verificación por capacidad de carga del suelo

Máxima tensión en el fondo de la zapata $\sigma = 56,74 \text{ kPa}$

Capacidad de carga del suelo de cimentación $R_d = 503,08 \text{ kPa}$

$$FSC = \frac{R_d}{\sigma} = \frac{503,08 \text{ kPa}}{56,74 \text{ kPa}} = 8,87$$

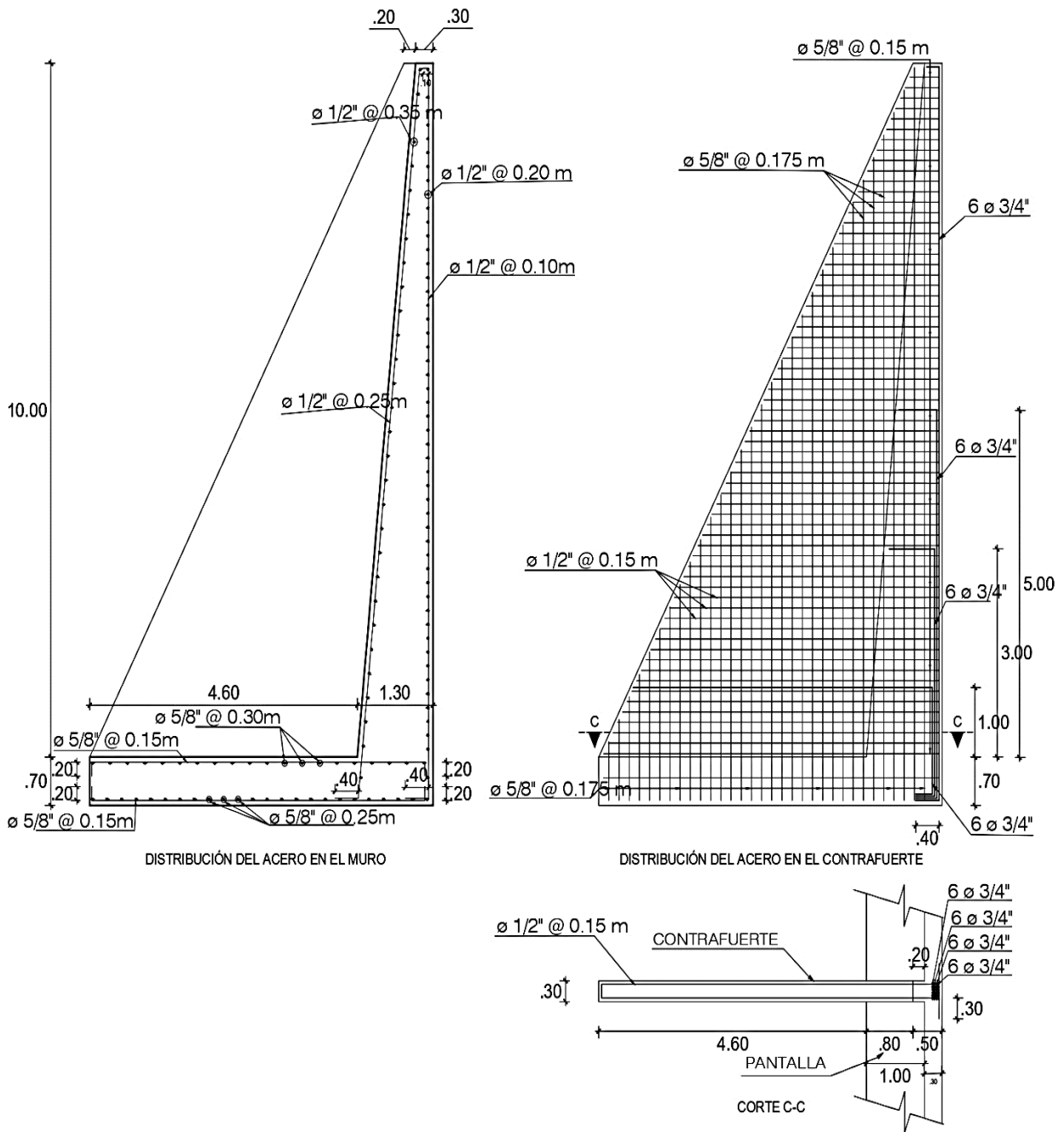
Factor de seguridad para la capacidad de carga > Factor de seguridad de la Norma E.050.

$$8,87 > 3,00$$

Por lo tanto, la capacidad de carga del suelo de la cimentación es **SATISFACTORIA**.

Figura 4

Detalle de la distribución del acero en el muro de contención con contrafuerte (Ver anexo 06).



Fuente: Elaboración propia, 2023

3.3. Costo económico de los muros de contención

Tomando como referencia la investigación de Dongo y Figueroa (2020) en su estudio “Análisis comparativo estructural – económico de muros de contención en voladizo vs muros de contención con contrafuerte, en Arequipa”; para determinar el costo monetario de este proyecto, se tuvo en cuenta considerar solamente las partidas de estructuras en los 2 tipos de sistemas de muros, como son las partidas que corresponden a concreto armado: Acero $f_y=4200$ kg/cm², encofrado y desencofrado, y concreto $f'c=210$ kg/cm².

Se consideró el criterio antes mencionado, porque la comparación de las partidas de estructuras adquiere relevante importancia, dado que los sistemas de muro de contención estudiados exhiben notables diferencias en sus sistemas estructurales, incorporando diversos elementos. Asimismo, el análisis de las partidas relacionadas con los campos de la arquitectura, instalaciones sanitarias, instalaciones eléctricas y más, no han sido incluidas en este proyecto, ya que estas no presentan variaciones significativas en términos de costos directos.

Metrados de los muros

Figura 5

Metrados del muro de contención en voladizo.

01.01		MUROS DE CONTENCIÓN T1-MCV						
01.01	CONCRETO F'c=210 KG/CM2							m3
	Descripción	Largo (m)	Ancho (m)	Alto(m)	# Veces	Parcial		
	Zapata Muro T1-MCV	5.00	8.15	1.35	1	55.01		
	Pantalla de Muro T1-MCV	5.00	0.80	10.00	1	40.00		
		Total (m3)					95.01	
01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO							m2
	Descripción	Largo (m)	Alto(m)	# Veces	Parcial			
	Encofrado en Muro T1-MCV							
	En zapata: caras laterales (juntas de dilatación)	8.15	1.35	1	11.00			
	En pantalla: caras laterales (juntas de dilatación)	0.80	10.00	2	16.00			
	En pantalla: cara vista y cara oculta	5.00	10.00	2	100.00			
		Total (m2)					127.00	
01.03	ACERO DE REFUERZO Fy=4200 KG/CM2							kg
	Descripción	Ø (pulg)	S (m)	#Elementos	#Piezas/Elem	Largo (m)	Peso (kg/m)	Parcial
	Acero en Muro T1-MCV							
	En Zapata:							
	Acero longitudinal inferior	1 "	@ 0.22	1	37	5.65	3.98	832.02
	Acero longitudinal superior	1 "	@ 0.22	1	37	5.65	3.98	832.02
	Acero transversal inferior	1 "	@ 0.11	1	45	8.80	3.98	1576.08
	Acero transversal superior	1 "	@ 0.22	1	23	8.80	3.98	805.55
	En Pantalla:							
	Acero vertical cara vista	3/8 "	@ 0.33	1	15	11.89	0.56	99.91
	Acero vertical cara oculta	3/4 "	@ 0.11	1	45	11.83	2.24	1191.96
	Acero vertical intermedio cara oculta	3/4 "	@ 0.11	1	45	4.78	2.24	481.32
	Acero longitudinal cara vista, superior	1/2 "	@ 0.11	1	31	5.30	0.99	162.66
	Acero longitudinal cara vista, medio	1/2 "	@ 0.11	1	31	5.30	0.99	162.66
	Acero longitudinal cara vista, bajo	1/2 "	@ 0.11	1	31	5.30	0.99	162.66
	Acero longitudinal cara oculta, superior	1/2 "	@ 0.11	1	30	5.30	0.99	159.16
	Acero longitudinal cara oculta, medio	1/2 "	@ 0.11	1	30	5.30	0.99	159.16
	Acero longitudinal cara oculta. Bajo	1/2 "	@ 0.11	1	30	5.30	0.99	159.16
		Total (kg)						6,784.32

Fuente: Elaboración propia, 2023.

Figura 6

Metrados del muro de contención con contrafuerte.

01 MUROS DE CONTENCIÓN T2-MCCC								
01.01	CONCRETO FC=210 KG/CM2						m3	
	Descripción	Largo (m)	Ancho (m)	Alto(m)	# Veces	Parcial		
	Zapata Muro T2-MCCC	4.70	5.90	0.70	1	19.41		
	Pantalla de Muro T2-MCCC	4.70	0.80	10.00	1	37.60		
	Contrafuerte de Muro T2-MCCC	0.30	2.55	10.00	1	3.83		
						Total (m3)	60.84	
01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						m2	
	Descripción	Largo (m)	Alto(m)	# Veces	Parcial			
	Encofrado en Muro T2-MCCC							
	En zapata: caras laterales (juntas de dilatación)	5.90	0.70	1	4.13			
	En pantalla: caras laterales (juntas de dilatación)	0.80	10.00	2	16.00			
	En pantalla: cara vista y cara oculta	4.70	10.00	2	94.00			
	Encofrado en Contrafuerte del Muro T2-MCCC							
	Laterales	2.40	10.00	2	48.00			
	Superior	0.30	11.36	2	6.82			
						Total (m2)	168.95	
01.03	ACERO DE REFUERZO FY=4200 KG/CM2						kg	
	Descripción	Ø (pulg)	S (m)	#Elementos	#Piezas/Elem	Largo (m)	Peso (kg/m)	Parcial
	Acero en Muro T2-MCCC							
	En Zapata:							
	Acero longitudinal inferior	5/8 "	@ 0.25	1	24	5.65	1.55	273.23
	Acero longitudinal superior	5/8 "	@ 0.30	1	20	5.65	1.55	227.70
	Acero transversal inferior	5/8 "	@ 0.15	1	33	6.55	1.55	435.54
	Acero transversal superior	5/8 "	@ 0.15	1	33	6.55	1.55	435.54
	En Pantalla:							
	Acero vertical cara vista	1/2 "	@ 0.25	1	20	11.22	0.99	290.01
	Acero vertical cara oculta	1/2 "	@ 0.10	1	50	11.18	0.99	722.02
	Acero longitudinal cara vista	1/2 "	@ 0.35	1	31	5.30	0.99	212.31
	Acero longitudinal cara oculta	1/2 "	@ 0.20	1	50	5.30	0.99	342.43
	En Contrafuerte							
	Acero vertical cara oculta	3/4 "	@ 0.03	4	6	25.31	2.24	1360.59
	Acero vertical	1/2 "	@ 0.18	1	1	187.43	0.99	186.30
	Acero horizontal (estribos)	1/2 "	@ 0.15	1	1	252.19	0.99	250.68
							Total (kg)	4,736.35

Fuente: Elaboración propia, 2023.

En las Figuras 5 y figura 6 se presenta el metrado detallado de las partidas de concreto armado para los muros de contención en voladizo y con contrafuerte respectivamente. En estas figuras, se observan con detalle las partidas correspondientes a las estructuras, con información que incluye su descripción, unidad y cantidad específica de cada una.

Análisis de Costos Unitarios

Figura 7

Costo hora hombre por categoría (Hidalgo, 2023).

DESCRIPCION	H.H.
Dibujante incl. Leyes sociales	S/28.67
Topógrafo incl. Leyes sociales	S/28.67
Capataz incl. Leyes sociales	S/33.12
Operario incl. Leyes sociales	S/27.60
Oficial incl. Leyes sociales	S/21.70
Peón incl. Leyes sociales	S/19.63
Operador de equipo liviano incl. Leyes sociales	S/28.55
Operador de equipo pesado incl. Leyes sociales	S/28.79
Operador soldador incl. Leyes sociales	S/29.74
Operador de equipo electromecanico incl. Leyes sociales	S/29.74
Tecnico incl. Leyes sociales	S/30.36

En relación con el costo de los insumos, se extrajeron de catálogos de productos que presentan precios actualizados. El análisis de costos unitarios y el presupuesto se elaboraron tomando como base la información de la figura 7, la cual tiene vigencia desde el 01/06/2023 hasta el 31/05/2024.

Figura 8

Análisis de costos unitarios del muro en voladizo y el muro con contrafuerte.

Cod.	Insumos	Unidad	Cuadr.	Cantidad	P.U.	PARCIAL
01.01 CONCRETO F'C=210 KG/CM2						
	Rendimiento: 12 m3/DIA				Costo unitario directo por: m3	533.07
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	HH	1	0.6667	27.60	18.40
	PEON	HH	8	5.3333	19.63	104.69
	OFICIAL	HH	1	0.6667	21.70	14.47
						137.56
MATERIALES						
	AGUA	m3		0.1000	5.00	0.50
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol		9.0000	32.50	292.50
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.4000	85.00	34.00
	ARENA GRUESA	m3		0.6000	85.00	51.00
	GASOLINA 84 OCTANOS	gal		0.1000	18.00	1.80
						379.80
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	137.56	4.13
	MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO CARRETILLA	HM	0.8682	0.5788	20.00	11.58
						15.71
01.02 ENCOFRADO Y DEENCOFRADO						
	Rendimiento: 12 m2/DIA				Costo unitario directo por: m2	101.35
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	HH	2	1.3333	27.60	36.80
	PEON	HH	2	1.3333	19.63	26.17
	OFICIAL	HH	1	0.6667	21.70	14.47
						77.44
MATERIALES						
	CLAVO CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg		0.2000	6.00	1.20
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg		0.1000	6.00	0.60
	MADERA TORNILLO INC. CORTE P/ENCOFRADO	p2		2.2800	8.00	18.24
						20.04
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	77.44	3.87
						3.87
01.03 ACERO DE REFUERZO fy=4,200 kg/cm2						
	Rendimiento: 280 kg/DIA				Costo unitario directo por: kg	6.39
MANO DE OBRA						
	OPERARIO	HH	1	0.0286	27.60	0.79
	PEON	HH	0.5	0.0143	19.63	0.28
						1.07
MATERIALES						
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg		0.0300	6.00	0.18
	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0220	5.00	5.11
						5.29
EQUIPOS Y HERRAMIENTAS						
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	1.07	0.03
						0.03

Fuente: Elaboración propia, 2023.

En la Figura 8, se presenta el análisis de los costos unitarios asociados al muro en voladizo, así como al muro con contrafuerte. En la evaluación de ambos, se han tenido en cuenta exclusivamente las partidas relacionadas con la estructura de concreto armado, que incluye acero de refuerzo con una resistencia $f_y=4200$ kg/cm², encofrado y desencofrado, así como concreto con resistencia $f'_c=210$ kg/cm².

Presupuesto de los muros de contención

Tabla 1

Presupuesto del muro de contención en voladizo.

P a r t i d a s	Und	Metrado	C.U.	Parcial
01.01 Concreto F'$c=210$ Kg/Cm²	m3	95.01	S/ 533.07	S/ 50,646.98
01.02 Encofrado Y Desencofrado	m2	127.00	S/ 101.35	S/ 12,871.45
01.03 Acero De Refuerzo F$y=4,200$ Kg/Cm²	kg	6784.32	S/ 6.39	S/ 43,351.80
Costo Directo				S/ 106,870.23

Fuente: Elaboración propia, 2023.

En la tabla 1, se evidencia que el presupuesto del sistema de muros de contención en voladizo alcanza una cifra de S/. 106,870.23 soles. Este costo le corresponde al Costo Directo (CD) del presupuesto y no incluye el Impuesto General a las Ventas (IGV).

Tabla 2

Presupuesto del muro de contención con contrafuerte.

P a r t i d a s	Und	Metrado	C.U.	Parcial
01.01 Concreto F'$c=210$ Kg/Cm²	m3	60.84	S/ 533.07	S/ 32,431.98
01.02 Encofrado Y Desencofrado	m2	168.95	S/ 101.35	S/ 17,123.08
01.03 Acero De Refuerzo F$y=4,200$ Kg/Cm²	kg	4736.35	S/ 6.39	S/ 30,265.28
Costo Directo				S/ 79,820.34

Fuente: Elaboración propia, 2023.

La tabla 2 muestra que el presupuesto del sistema de muros de contención con contrafuerte alcanza un total de S/. 79,820.34 Soles. Esta cantidad representa el Costo Directo (CD) del presupuesto, excluyendo el Impuesto General a las Ventas (IGV).

3.4. Análisis técnico y económico

Análisis técnico

Tabla 3

Comparación de verificaciones entre el muro en voladizo y el muro con contrafuerte.

Verificación	Muro en voladizo	Condición	Muro con contrafuerte	Condición
Estabilidad al volteo	$F_{SV}=9,12 > 2$ (Norma E 050)	Satisfactorio	$F_{SV}= 6,48 > 2$ (Norma E 050)	Satisfactorio
Estabilidad al deslizamiento	$F_{SD}=4,62 > 1.5$ (Norma E 050)	Satisfactorio	$F_{SD}= 3,74 > 1.5$ (Norma E 050)	Satisfactorio
Capacidad de carga del suelo	$F_{SC}= 7.82 > 3$ (Norma E 050)	Satisfactorio	$F_{SC}= 8,87 > 3$ (Norma E 050)	Satisfactorio

Fuente: Elaboración propia, 2023.

En la tabla 3 se muestra que tanto el muro en voladizo como el muro con contrafuerte cumplen con las exigencias de la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones, por lo tanto, se puede determinar que de acuerdo a su función estructural ambos tipos de muros diseñados son aceptables.

Asimismo, considerando que entre los 3 criterios de verificación el de mayor riesgo es el de Capacidad de carga del suelo, también podemos afirmar que el diseño más idealizado es el muro con contrafuerte, puesto que ofrece un factor de seguridad de carga del suelo más superior que el del muro en voladizo, y de esta manera ejerciendo menor presión sobre el terreno y estando menos propenso a un asentamiento por presiones en el suelo de fundación. Por lo tanto, considerando este criterio se puede afirmar que, el diseño más conveniente técnicamente es el muro con contrafuerte.

Análisis económico

Tabla 4

Comparación de metrados entre el muro en voladizo y el muro con contrafuerte.

Descripción	Muro en voladizo	Muro con contrafuerte	Diferencia
Concreto F'c=210 Kg/Cm2	95.01 m3	60.84 m3	34.17 m3
Encofrado Y Desencofrado	127.00 m2	168.95 m2	41.95 m2
Acero De Refuerzo Fy=4,200 Kg/Cm2	6784.32 kg	4736.35 kg	2047.97 kg

Fuente: Elaboración propia, 2023.

La tabla 4, muestra la diferencia de metrados entre los dos tipos de muros, evidenciándose que, en el muro con contrafuerte, se consume menos material, excepto en la partida de encofrado y desencofrado.

Tabla 5

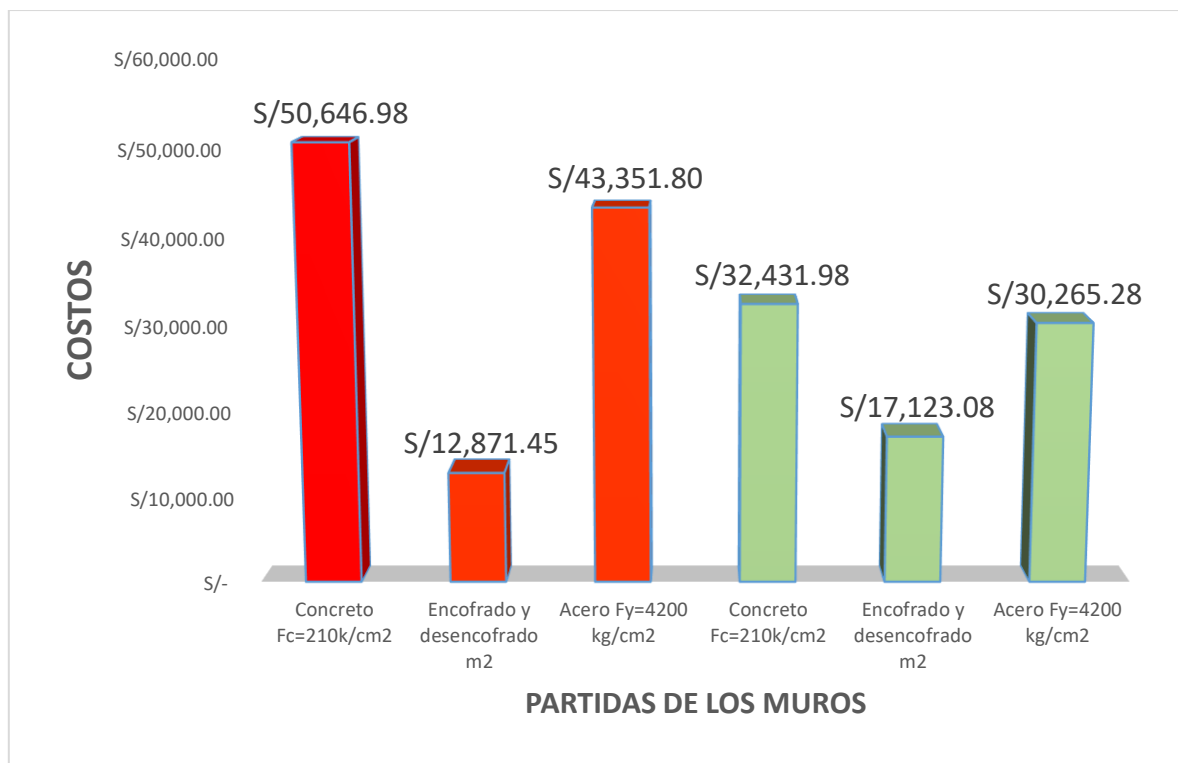
Variación económica entre el muro en voladizo y el muro con contrafuerte.

Descripción	Muro en voladizo	Muro con contrafuerte	Diferencia
Concreto F'c=210 Kg/Cm2	S/ 50,646.98	S/ 32,431.98	S/ 18, 215.00
Encofrado Y Desencofrado	S/ 12,871.45	S/ 17,123.08	S/ 4, 251.63
Acero De Refuerzo Fy=4,200 Kg/Cm2	S/ 43,351.80	S/ 30,265.28	S/ 13, 086.52
TOTAL	S/ 106,870.23	S/ 79,820.34	S/ 27,049.89

Fuente: Elaboración propia, 2023.

Figura 9

Comparación de costos por partidas entre ambos tipos de muros.



Fuente: Elaboración propia, 2023.

La tabla 5 y figura 9, muestran la diferencia de presupuestos entre los dos tipos de muros, evidenciándose que el muro en voladizo genera el mayor costo para su fabricación excepto en la partida de encofrado y desencofrado, a la vez demanda de un presupuesto general de S/ 106,870.23, estando S/ 27,049.89 por encima del muro con contrafuerte el cual cuesta S/ 79,820.34, habiendo una diferencia de 25.31% de sobrevaloración.

Elección del muro de contención óptimo

Por lo tanto, considerando que ambos tipos de muros técnicamente satisfacen las exigencias de las normativas correspondientes, afirmamos que el diseño de muro más apropiado es el muro con contrafuerte, porque esta menos propenso a fallar por asentamiento de presiones en el terreno; y a todo esto le sumamos el criterio más importante que es su costo de fabricación, que está 25.31% más barato que un muro en voladizo.

IV. DISCUSIÓN

Los resultados evidencian que, para una altura de 10 metros, la construcción de un muro de contención con contrafuerte es mucho más económico que la construcción de un muro en voladizo, el cual es aproximadamente 25% más costoso, siendo la principal razón de los elevados costos, el motivo que un muro en voladizo a diferencia de un muro con contrafuerte, no presenta ningún tipo de soporte, y es lo que lo obliga a aumentar el dimensionamiento en su diseño con la finalidad de contrarrestar los empujes que genera el suelo y la plataforma del terreno estudiado, y de esta manera aumenta la cantidad de volumen y materiales a emplear para su construcción haciéndolo mucho más costoso que el muro con contrafuerte, el cual si presenta refuerzo lateral que le otorga mayor estabilidad y resistencia frente al deslizamiento, volteo y asentamiento por presiones, no habiendo la necesidad de aumentar sus dimensiones de diseño para cumplir su función como muro de contención y de esta manera conservando su economía. Los hallazgos de esta investigación concuerdan con el estudio de Dongo y Figueroa, (2020) quienes demostraron que el costo para los muros en voladizo es mayor con respecto a los muros con contrafuerte desde una altura que varía entre los 8.00 m hacia arriba, e inversamente los costos de los muros en voladizo es menor a los muros con contrafuerte cuando su altura desciende desde los 8m hacia abajo. Además, Tapia y Ortiz (2019) también concuerda que, el coste de muros en voladizo es menor en comparación al muro con contrafuerte, pero hasta una altura de 8 m, y a partir de esa altura en adelante el costo de los muros en contra fuerte se hace más económico frente a los muros en voladizo.

Los resultados de esta investigación demuestran que ambos tipos de muros diseñados técnicamente para una altura de 10 m, ofrecen una función estructural adecuada, puesto que satisfacen las exigencias de las normativas correspondientes, y además cumplen con estabilizar de manera eficiente la plataforma del terreno en estudio, siendo el más idóneo el muro con contrafuerte puesto que ofrece un mejor comportamiento frente al asentamiento por presiones sobre el terreno. Este aporte concuerda con el estudio de Dongo y Figueroa (2020) quienes determinaron que el muro con contrafuerte, tiene un mejor comportamiento desde los 6.50 m de altura hacia adelante, e inversamente a medida que la altura del muro disminuye, el muro en voladizo es el que ofrece una mejor

respuesta estructural, concluyendo que, el muro con contrafuerte es más eficiente en comparación al muro de contención en voladizo. Además, Villar (2015) en su estudio menciona que, para alturas de 7 m y 9 m, los muros con contrafuertes tienen una excelente respuesta estructural en comparación de los muros en voladizo, ya que el muro con contrafuerte es más firme y tiene un mejor comportamiento con respecto a las presiones laterales, generando menores desplazamientos y esfuerzos internos a dichas alturas mencionadas, y de esta manera obteniendo una mejor protección de las estructuras.

V. CONCLUSIONES

- ✓ Tanto el diseño del muro en voladizo como el muro con contrafuerte técnicamente ofrecen una función estructural adecuada, puesto que satisfacen las exigencias de las normativas correspondientes, y además cumplen con estabilizar de manera eficiente la plataforma del terreno en estudio.

- ✓ El costo para la construcción del muro en voladizo es S/ 106,870.23 y para un muro con contrafuerte es S/79,820.34, habiendo un incremento de costo del 25.31% del primero con respecto al segundo, que monetariamente ascienden a una sobrevaloración de S/ 27,049.89

- ✓ El diseño de muro de contención más apropiado es el muro con contrafuerte, porque técnicamente esta menos propenso a colapsar por asentamiento de presiones en el terreno, además su costo de fabricación es 25.31% más económico que la fabricación de un muro en voladizo, por lo tanto, se concluye que el diseño óptimo para estabilizar la plataforma del terreno en estudio es el muro con contrafuerte.

VI. RECOMENDACIONES

- ✓ Para futuras investigaciones considerar el drenaje pluvial, ya que al ignorar este factor se ocasionarían presiones no estimadas dentro de los estudios comparativos.
- ✓ Realizar otros estudios similares a este, en las diferentes zonas geográficas de la ciudad de Chachapoyas, puesto que predominan suelos con propiedades variables.
- ✓ Para futuras investigaciones considerar la sobre carga que se puede ejercer sobre el relleno.
- ✓ Analizar la misma plataforma del terreno en estudio con otros tipos de muros, pudiendo ser muros con concreto ciclópeo, muros en gaviones.

VII. REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Cuzco, J. (2018). *Comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y contrafuertes*. [Tesis de Pregrado. Universidad Nacional de Cajamarca]. <https://repositorio.unc.edu.pe/handle/20.500.14074/2533>
- Dongo, J. & Figueroa, G. (2020). *Análisis comparativo estructural – económico de muros de contención en voladizo vs muros de contención con contrafuerte, en el intercambio vial entre la AV. Avelino Cáceres y la AV. Daniel Alcides Carrión en el Distrito de Jose Luis Bustamante y Rivero – Provincia de Arequipa*. [Tesis de Pregrado. Universidad Católica de Santa María]. <https://repositorio.ucsm.edu.pe/handle/20.500.12920/9889>
- Hidalgo, E. (2023). *Análisis del cálculo del porcentaje de leyes y beneficios sociales*. <https://es.scribd.com/document/527000527/1-Sustento-Costo-Hora-Hombre-2020-2021>
- Mendieta, E. (2016). *Análisis, comparación y diseño optimizado para muros de Contención*. Instituto Tecnológico de Costa Rica. <https://repositoriotec.tec.ac.cr/handle/2238/6597>
- RNE. (2020a). *Norma técnica E.030 Diseño sismorresistente*. SENCICO. <https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view>
- RNE. (2020b). *Norma técnica E.050 Suelos y cimentaciones*. SENCICO. <https://drive.google.com/file/d/1XdLUkwUqDXsuIQgSbFsJ-J9BTt4u3Hp5/view>
- RNE. (2020c). *Norma técnica E.060 Concreto armado*. SENCICO. <https://drive.google.com/file/d/19EYUVMgwvm6rDs47GV374avco2ylU5Kz/view>
- Tapia, A. & Ortiz, J. (2019). *Diseño del muro de contención para el parque La Esperanza del barrio Alaska de la localidad de Usme*. [Tesis de Pregrado. Universidad Católica de Colombia]. <https://repository.ucatolica.edu.co/entities/publication/3cdf4e9c-498b-4548-b82b-620901f98344>

ANEXOS

Anexo 01: Relación de insumos para la construcción de los muros de contención

Figura 10

Insumos para el muro de contención en voladizo.

RELACION DE INSUMOS DEL PROYECTO					
Proyecto MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO, TIPO: T1-MCV					
Código	Descripción	Unidad	P.U.	Cantidad	Parcial
MANO DE OBRA					S/ 30,163.91
	OFICIAL	HH	S/ 21.70	148.01	S/ 3,211.82
	OPERARIO	HH	S/ 27.60	426.7	S/ 11,776.92
	PEON	HH	S/ 19.63	773.06	S/ 15,175.17
MATERIALES					S/ 74,518.94
	ACERO CORRUGADO fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	S/ 5.00	6933.58	S/ 34,667.90
	AGUA	m3	S/ 5.00	9.5	S/ 47.50
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	S/ 6.00	203.53	S/ 1,221.18
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	S/ 6.00	12.7	S/ 76.20
	ARENA GRUESA	m3	S/ 85.00	57.01	S/ 4,845.85
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	S/ 32.50	855.09	S/ 27,790.43
	CLAVO CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg	S/ 6.00	25.4	S/ 152.40
	GASOLINA 84 OCTANOS	gal	S/ 18.00	9.5	S/ 171.00
	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2	S/ 8.00	289.56	S/ 2,316.48
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	S/ 85.00	38	S/ 3,230.00
HERRAMIENTAS Y EQUIPOS					S/ 2,187.38
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	S/ 1,087.58	1	S/ 1,087.58
	MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO CARRETILLA	HM	S/ 20.00	54.99	S/ 1,099.80
				TOTAL	S/ 106,870.23

Fuente: Elaboración propia, 2023.

Figura 11

Insumos para el muro de contención con contrafuerte.

RELACION DE INSUMOS DEL PROYECTO					
Proyecto	MUROS DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE, TIPO: T2-MCCC				
	Descripción	Unidad	P.U.	Cantidad	Parcial
MANO DE OBRA					26 520.71
	OFICIAL	HH	S/ 21.70	153.20	3 324.44
	OPERARIO	HH	S/ 27.60	401.28	11 075.33
	PEON	HH	S/ 19.63	617.47	12 120.94
MATERIALES					51 548.05
	ACERO CORRUGADO $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	kg	S/ 5.00	4840.55	24 202.75
	AGUA	m3	S/ 5.00	6.08	30.40
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 16	kg	S/ 6.00	142.09	852.54
	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO N° 8	kg	S/ 6.00	16.90	101.40
	ARENA GRUESA	m3	S/ 85.00	36.50	3 102.50
	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bol	S/ 32.50	547.56	17 795.70
	CLAVO CON CABEZA DE 2 1/2", 3", 4"	kg	S/ 6.00	33.79	202.74
	GASOLINA 84 OCTANOS	gal	S/ 18.00	6.08	109.44
	MADERA TORNILLO INC.CORTE P/ENCOFRADO	p2	S/ 8.00	385.21	3 081.68
	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	S/ 85.00	24.34	2 068.90
HERRAMIENTAS Y EQUIPOS					1 751.58
	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO	S/ 1,047.38	1.00	1 047.38
	MEZCLADORA DE CONCRETO TIPO CARRETILLA	HM	S/ 20.00	35.21	704.20
				TOTAL	79 820.34

Fuente: Elaboración propia, 2023.

Anexo 02: Estudio de mecánica de suelos

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DÍAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DÍAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



**ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS**

SOLICITANTE: Hitler Santiago Chichipe Valdez

UBICACIÓN : VIA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA
FRONTERA CUADRA 3
DISTRITO : CHACHAPOYAS
PROVINCIA : CHACHAPOYAS
DEPARTAMENTO : AMAZONAS

RESPONSABLE Y ELABORACION DEL ESTUDIO:

ING. NÉSTOR ALFONSO DÍAZ ARIAS

FECHA: 15 de Enero del 2,023

Díaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NÉSTOR ALFONSO DÍAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com



INDICE DEL INFORME DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

I. MEMORIA DESCRIPTIVA.

- a) **Resumen de las Condiciones de Cimentación.**
 - a.1. Tipo de cimentación.
 - a.2. Estrato de apoyo de la cimentación.
 - a.3. Parámetro de diseño para la cimentación (profundidad de la Cimentación, presión admisible, factor de seguridad por corte y asentamiento diferencial o total.
 - a.4. Recomendaciones adicionales a las condiciones de cimentación
- b) **Información Previa.**

Descripción detallada de la información recibida de quien solicita el EMS y del recolectado por el Profesional Responsable de acuerdo las Normas de Estudio de Mecánica de Suelos.
- c) **Exploración de Campo.**
- d) **Ensayo de Laboratorio**
- e) **Perfil del Suelo.**
- f) **Nivel de la Capa Freática.**
- g) **Análisis a la Cimentación.**
 - g.1. Memoria de cálculo.
 - g.2. Tipo de cimentación y otras soluciones si las hubiera.
 - g.3. Profundidad de cimentación (Df).
 - g.4. Determinación de la carga de rotura al corte y factor de seguridad (FS).
 - g.5. Estimación de los asentamientos que sufriría la estructura.
 - g.6. Presión admisible del terreno.
- h) **Efectos de Sismo.**

II. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.

III. EXPLORACION GEOTECNIA DE LAS CALICATAS

IV. FOTOGRAFIAS.

V. INDECOPI

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. ALEJANDRO ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL



I. MEMORIA DESCRIPTIVA

a) **Resumen de las Condiciones de Cimentación.**

a.1. **Tipo de cimentación**

De acuerdo a las características del subsuelo la cimentación de los ambientes, será por medio de zapatas conectadas con vigas de cimentación en ambos sentido y con sobrecimientos armados.

a.2. **Estrato de apoyo de la cimentación**

Se apoyará en un estrato de GM GRAVA LIMOSA, de nula plasticidad, suelo suelto, húmedos y saturados

a.3. **Recomendaciones Adicionales Inherentes a las Condiciones de Cimentación.**

Correlacionando la investigación de campo realizada con los resultados de los ensayos de laboratorio y según el análisis efectuado en el transcurso del informe, establecemos las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El área en estudio del lote se encuentra ubicado en la **VIA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA FRONTERA CUADRA 3, CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS**
- Se encontró el nivel freático.
- El suelo del área en estudio está constituido básicamente por un estrato de GM GHRAVA LIMOSA, de nula plasticidad, suelo suelto, húmedos y saturados
- El terreno natural o firme del fondo de la excavación debe compactarse al 90% de densidad máxima seca según el Próctor Modificado
- Se colocará un solado de 20 cm 1:10, C:H + 25% de piedra máximo 2", sobre esta capa va la cimentación
- Se cimentará sobre zapatas conectadas con vigas de cimentación en ambos sentido y con sobrecimientos armados, para una capacidad portante admisible de:

PARA ZAPATAS

$$q_{ad} = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

Con un asentamiento máximo de $S_i = 1.00 \text{ cm}$.

PARA CIMIENTOS CORRIDOS ESTRUCTURALES

$$q_{ad} = 4.18 \text{ kg/cm}^2$$

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NASTOR AUFRESCO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - DIP. 21382
GERENTE GENERAL



Con un asentamiento máximo de $S_i = 1.00$ cm.

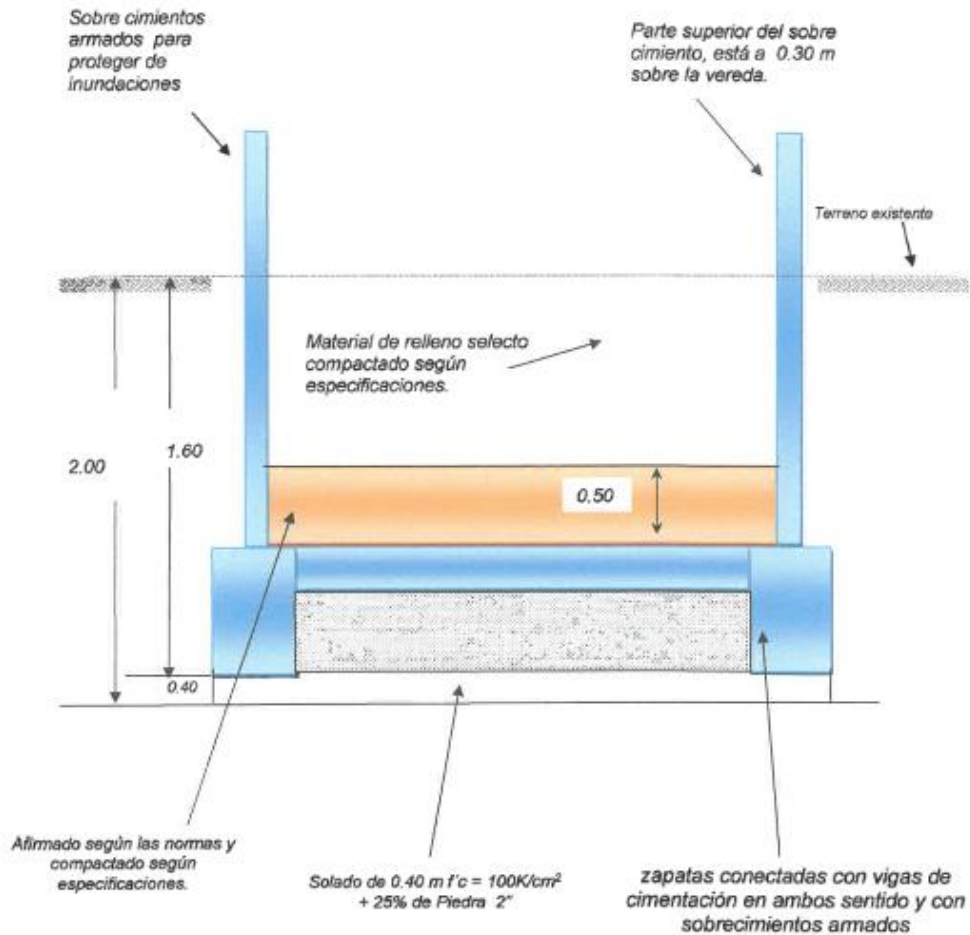
- El concreto a utilizar en el cimiento debe ser diseñado por un especialista en Tecnología del Concreto, empleando Norma E-060. Así mismo, se debe emplear cemento Portland agregados que deben cumplir con la Norma A.S.T.M. C-33. El agua a ser utilizada para las mezclas de concreto, con una buena densidad del concreto mediante un buen vibrado.
- No se debe cimentar, construir pisos o veredas sobre relleno, ni en tierra de cultivo o turba.
- Cimentar las zapatas a 1.60 m de profundidad.
- Cimentar los cimientos corridos estructurales a 1.60 m de profundidad.
- Tener en cuenta que en Chachapoyas, las lluvias son torrenciales, proteger al edificio de las inundaciones.
- Construir sistema Dual, según las normas con pórticos y muros portantes.
- Para la construcción de la cimentación se recomienda emplear una mezcla de concreto con agua-cemento en peso, máxima de 0.50 por condiciones de durabilidad y por la agresividad de los sulfatos en el suelo; según la Norma E060.
- Se debe utilizar un método de curado para las mezclas de concreto teniendo en cuenta la Norma A.S.T.M. C-31, con la finalidad de alcanzar el grado de hidratación y por ende la resistencia mecánica requerida.
- Respetar los tamaños máximos de los agregados del concreto.
- Tener en cuenta que Amazonas es una zona de mediana sismicidad; pero en Lamas hubo un terremoto severo, el 25 de setiembre del 2005, con una Intensidad de VII en la Escala de Mercalli Modificada

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ AMAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL



**COMO ALTERNATIVA DE SOLUCIÓN SE PUEDE PLANTEAR, DE LA
SIGUIENTE MANERA:**



Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
ING. NESTOR ALFONSO DIAZ ARLES
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com



- Se recomienda construir un sistema adecuado de drenaje superficial en el entorno de la zona de ubicación de la estructura, con el objeto de impedir la infiltración de aguas pluviales en el terreno, que ocasionaría el aumento en el contenido de humedad causando variaciones volumétricas y la formación de asentamientos diferenciales. Esto daría lugar a la aparición de agrietamientos en los muros y columnas; construyendo veredas o patios, canaletas de evacuación de aguas pluviales orientadas hacia lugares adecuados, evitando que el agua esté en contacto con el terreno.
- Tener en cuenta el empuje de los terrenos colindantes
- Construir muro de contención considerando el asentamiento y el empuje.
- Los muros de contención deben tener uñas para asegurarse.
- Hacer replanteo de los niveles del terreno, cuando se ejecute la obra.
- Utilizar cemento Tipo II, IP(MS), IS(MS), P(MS), I(PM)(MS) o I(SM)(MS)
- Se recomienda colocar viguetas sobre los alfeizares, a lo largo, para evitar rajaduras en las esquinas inferiores de las ventanas.
- Construir dinteles corrido a los largo del muro para asimilar las fuerzas sísmicas.
- Es preciso recomendar que las construcciones a realizarse en dicha Infraestructura, se ejecute en épocas de estiaje para evitar en lo posible la saturación del suelo de fundación y el retraso en la programación de las partidas correspondientes.
- Mantener siempre limpia la obra durante su ejecución.
- Este estudio de suelos es válido solo para el presente proyecto.
- Finalmente, podemos concluir, que para el diseño de la cimentación de la obra **ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS**, Dist. de Chachapoyas, Prov. de Chachapoyas, Dpto. Amazonas, se deberá tener en cuenta todo el contenido del presente estudio de mecánica de suelos, dada la importancia de la obra, de tal suerte, que se asegure mayor estabilidad y durabilidad de la estructura a construir.

Díaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21382
GERENTE GENERAL



RECOMENDACIONES PARA EL CONCRETO

- Para elaborar concretos de $f_c=140 \text{ k/cm}^2$, a más; se debe utilizar cemento, arena, grava y agua; y no cemento, hormigón y agua
 - Usar la grava mayor que la malla N° 4 (4.760mm).
 - Usar la arena cuyo tamaño máximo del agregado es menor que la malla N° 4 (4.760).
 - Curar a los testigos de concreto de la misma manera que las estructuras.
 - Verificar el agua cuando sea necesario por causa de precipitaciones pluviales.
 - Eliminar elementos extraños, como trozos de madera, etc.
- Arena
 - No deberá tener más de 45% en dos tamices consecutivos cualesquiera.
 - Módulo de fineza se recomienda debe estar entre 2.35 y 3.15
 - El porcentaje de partículas inconvenientes no deberá exceder de los siguientes límites:
 - Lentes de arcilla y partículas deleznable..... 3.00%
 - Material más fino que la malla N° 200:
 - Concreto sujeto a abrasión..... 3.00%
 - Otros concretos 5.00%
 - Carbón:
 - Cuando la apariencia superficial 0.50%
del concreto es importante
 - Otros conceptos 1.00%
 - En general es recomendable que la granulometría se encuentre dentro de los siguientes límites:

Malla	Porcentaje que pasa
N° 4	95 – 100
N° 8	80 – 100
N° 16	50 – 85
N° 30	25 – 60
N° 50	10 – 30
N° 100	2 – 10

Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

ING. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - CIP. 23382
 GERENTE GENERAL



➤ Grava

- El porcentaje de partículas inconvenientes no deberá exceder de los siguientes resultados:
 - Arcilla..... 0.25%
 - Partículas deleznable..... 5.00%
 - Material más fino que la malla N° 200 --- 1.00%
 - Carbón lignito :
 - Cuando el acabado superficial es de importancia..... 0.50%
 - Otros conceptos..... 1.00%
- El desgaste de abrasión debe ser menor a 50%
- Usar cuya granulometría está dentro de estos parámetros:

Tamaño máximo nominal	Porcentaje que pasa por las siguientes mallas							
	2"	1 ½"	1"	¾"	½"	3/8"	N° 4	N° 8
2"	95 – 100	-	35 – 70	-	10 – 30	-	0 – 5	-
1 ½"	100	95 – 100	-	35 – 70	-	10 – 30	0 – 5	-
1"	-	-	95 – 100	-	25 – 60	-	0 – 10	0 – 5
¾"	-	-	100	90 – 100	-	20 – 55	0 – 10	0 – 5
½"	-	-	-	100	90 – 100	40 – 70	0 – 15	0 – 5
3/8"	-	-	-	-	100	85 – 100	0 – 30	0 – 10

➤ Usar el agua según las normas:

Máximo

- Cloruros (ION Cl)..... 1,000 ppm
- Sulfatos (ION SO₄)..... 600 ppm
- PH..... entre 5.5 y 8
- Materia orgánica..... 03
- Sólidos en suspensión..... 5,000 ppm
- Carbonatos y bicarbonatos... 1,000 ppm

Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

 Ing. NESTOR ALVARADO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - OIP 21362
 GERENTE GENERAL



Alcalinos (alcalinidad total)

Expresada en NaHCO_3

- La humedad superficial del agregado fino mantiene separadas las partículas, produciendo un momento de volumen que se denomina "Abundamiento". Esto se produce cuando su contenido de humedad varía entre 5% y 8%, originando un incremento de volumen del orden del 15% y 12% respectivamente, en arenas gruesas por lo que se recomienda considerar este incremento en el proporcionamiento en volumen de obra.
- Para el diseño de mezclas de concreto, hacerlo con el solicitado más la cifra que exige las normas.
- Se recomienda ajustar periódicamente el proporcionamiento en volumen de obra, por variaciones de granulometría del agregado que suele darse en la cantera, a fin de mantener la homogeneidad del concreto. Así mismo se recomienda que cada vez que se preparen las tandas del concreto en obra, se deberá realizar en forma regular pruebas de revenimiento, a fin de mantener uniforme la consistencia del concreto y por ende la resistencia mecánica.
- La elaboración de los testigos, las superficies circulares deben ser planas y horizontales, diámetro 6" y altura 12".
- En la elaboración de testigos de concreto, hacerlas en 3 capas con 25 golpes cada uno con una varilla de fierro liso de $\varnothing 5/8"$ x 60 cm de longitud boleadas en los extremos; golpear en total de 10 a 15 veces en los costados de la probeta con un martillo de goma de 0.34 a 0.80 kg.
- Confeccionar cajones de madera con las medidas interiores de 30.48 x 30.48 x 30.48 cm = 1 pie³, que equivale a una bolsa de cemento, los cajones deben tener 2 listones de madera en forma horizontal en ambas caras para manipularlo con dos personas.
- Tener en cuenta que cuando se requiera utilizar baldes de plástico de aceite, cada peón no carga igual y el diámetro inferior es menor que el diámetro superior del balde; por lo que no hay seguridad en la dosificación.
- Verificar el peso de las bolsas de cemento, antes de hacer la compra.
- El ensayo de rotura de probetas, debe hacerse con una máquina que cumpla las especificaciones; con el pistón cuya velocidad sea constante.
- Para efectos de metrados, el concreto para solado, entra más del 70%, por los espacios que hay en las piedras.
- Llenar el concreto en las estructuras en horas donde el calor sea menos.



- Verificar la resistencia del concreto antes de llenar en las estructura.

NORMA TÉCNICA PERUANA 339.033

HORMIGON. Método de ensayo para la elaboración y curado de probetas cilíndricas de concreto en obra.

1. OBJETO

- 1.1. La presente Norma establece un procedimiento para la elaboración y curado de probetas cilíndricas de hormigón (concreto) en obra.
- 1.2. El hormigón utilizado para el moldeado de las probetas deberá tener el mismo asentamiento, contenido de aire y porcentaje de agregados grueso del concreto colocado en obra.

2. REFERENCIAS NORMATIVAS

Las siguientes normas contienen disposiciones que al ser citadas en este texto constituyen requisitos de esta Norma Técnica Peruana. Las ediciones indicadas estaban en vigencia en el momento de esta publicación. Como toda norma esta sujeta a revisión, se recomienda a aquellos que realicen acuerdos en base a ellas, que analicen la conveniencia de usar las ediciones recientes de las normas citadas seguidamente. El Organismo Peruano de Normalización posee la información de las Normas Técnicas Peruanas en vigencia en todo momento.

2.1. Normas Técnicas Peruanas

- 2.1.1. NTP 400.002:1986 MATERIALES DE CONSTRUCCION.
Terminología y definiciones.
- 2.1.2. NTP 339.036:1987 HORMIGON (concreto). Toma de muestras de hormigón fresco.
- 2.1.3. NTP 339.044:1977 HORMIGON (concreto). Método de ensayo para la elaboración y curado en obra de probetas para ensayos de flexión.

3. SIGNIFICADO Y USO

- 3.1. Esta práctica provee requisitos normalizados para la elaboración, curado, protección y transporte de las muestras de hormigón para ensayo, bajo condiciones de la obra.
- 3.2. Si la preparación de la muestra se controla como se indica, estas pueden ser utilizadas para los siguientes propósitos:
 - 3.2.1. Para comprobar la calidad y uniformidad del hormigón durante la construcción.



3.2.2. Para apreciar las condiciones de protección y curado del hormigón o decidir sobre el momento en que la estructura puede ser puesta en servicio.

3.2.3. Para evaluar el cumplimiento con las especificaciones de resistencia del hormigón.

4. APARATOS

4.1. Moldes: Serán hechos de acero, fierro fundido u otro material no absorbente que no reaccione con el hormigón de cemento Portland u otros cementos hidráulicos. Los moldes mantendrán sus dimensiones y forma bajo condiciones severas de uso. Los moldes serán estancos; un sello conveniente tal como grasa gruesa, puede ser necesario para prevenir fuga de la lechada a través de las juntas. Deberán tener un dispositivo adecuado para mantener al molde firmemente unido a su base.

Las dimensiones interiores serán de 152,5 mm \pm 2,5 mm de diámetro y 305,0 mm \pm 6,0 mm de altura, con base metálica maquinada, de un espesor no menor de 7 mm.

4.2. Barra compactadora, recta, de acero liso de 16 mm (5/8 pulg) de diámetro y aproximadamente 60 cm de longitud y terminada en punta semiesférica.

4.3. Martillo de goma con un peso aproximado de 600 g.

4.4. Cuchara de muestreo y plancha de albañilería.

5. PREPARACION DE LA MUESTRA Y DEL MOLDE

5.1. Preparación de la muestra

5.1.1. El material que se usa en la elaboración de probetas de ensayo, se selecciona de acuerdo a la NTP 339.036. Las probetas se deben identificar con la parte de la estructura a que corresponde el material a partir de la cual fueron elaboradas.

5.1.2. Cuando el volumen de material fresco es transportado en recipientes de más de un cuarto de metro cúbico, la muestra se prepara mezclando porciones de diferentes partes del contenido del recipiente elaborando las probetas de ensayo con esa mezcla.

5.1.3. La muestra no se considera representativa del material, cuando ha transcurrido más de una hora entre su selección y el momento en que el agua fue añadida al cemento.

Este tiempo podrá variar, previa justificación experimental cuando se utilizan aditivos en la mezcla.



5.1.4. Para la toma de muestras referentes a hormigones premezclados véase el Método de Muestreo de Hormigón Fresco NTP 339.036.

5.2. Preparación del Molde

El molde con su base deben presentar un aspecto limpio y su superficie interior debe estar cuidadosamente aceitada. Solo se permite el uso de aceites minerales y otros productos adecuados para este efecto.

6. PROCEDIMIENTO

6.1. La elaboración de la probeta debe comenzar no más tarde de diez minutos después del muestreo y en una zona libre de vibraciones.

6.1.1. El llenado de la probeta se efectuara evitando la segregación y vertiendo el concreto con la cuchara, la que se moverá alrededor del borde superior del cilindro.

Previo al llenado del molde se realiza la homogenización de la muestra contenida en el recipiente mediante un batido del concreto, se llena de inmediato el molde hasta un tercio de su altura, compactando a continuación de manera enérgica con la barra mediante 25 golpes verticales, uniformemente repartidos en forma de espiral, comenzando por el borde y terminando en el centro. El proceso se repite en las dos capas siguientes, de manera que la barra penetre hasta la capa precedente no más de pulg. En la última, se coloca material en exceso, para enrasar a tope con el borde superior del molde, sin agregar material.

Después de consolidar cada capa, se procederá a golpear ligeramente las paredes del molde, utilizando la barra compactadora y el martillo de goma, para eliminar los vacíos que pudieran haber quedado.

Si en el llenado de la última capa, el material estuviera en exceso se retirara lo conveniente con la plancha y luego se procederá a enrasar la superficie

En las mezclas fluidas, para evitar la exudación al término de la consolidación, el material en exceso se puede retirar luego de 15 minutos de terminar la operación. La superficie del cilindro será terminada con la barra o regla de madera, para lograr una superficie plana, suave y perpendicular a la generatriz del cilindro. Caras inclinadas, con proyecciones o depresiones mayores de 3 mm, exigen una capa de refrendado de mayor espesor, disminuyendo la resistencia de la probeta.



6.1.2. En el caso de elaborarse varias probetas con la misma muestra, estas se deben moldear simultáneamente.

6.2. En aquellas mezclas donde hayan sido usados agregados con un tamaño máximo mayor que la tercera parte de la menor dimensión del molde, estos serán retirados manualmente inmediatamente antes de realizar el ensayo (Nota).

Nota: Si esto no es posible las dimensiones del molde se modificaran de acuerdo a la necesidad haciendo las conversiones correspondientes al molde normalizado. (Manteniendo la relación altura: diámetro de 2:1)

6.3. Curado de la Probeta

6.3.1. Cubrimiento de la probeta después de moldeada: Para prevenir la evaporación del agua de la superficie del hormigón no endurecido de las probetas, se cubren estos inmediatamente después de moldeados, preferiblemente con una placa no absorbente y no reactiva o una lámina de plástico durable. También se puede usar para el cubrimiento, trapos o lienzo humedecido, pero debe cuidarse de mantenerlos húmedos hasta que las probetas se desmolden.

6.3.2. Curado Inicial

6.3.2.1. Antes del llenado, se colocan los moldes sobre una superficie horizontal rígida libre de vibraciones. Luego serán protegidos del viento y del sol o de toda otra causa que pueda perturbar al hormigón.

6.3.2.2. Durante las primeras 24 h después del moldeo, se almacenaran todas las probetas bajo condiciones que mantengan la temperatura ambiente entre 16 °C y 27 °C y que prevengan toda pérdida de humedad. Las temperaturas de almacenamiento pueden ser reguladas por medio de ventilación o por evaporación de agua, arena húmeda o trapos humedecidos, o por el uso de dispositivos eléctricos de calentamiento.

6.3.2.3. El estacionamiento de las probetas se realiza en construcciones provisionarias realizadas en el lugar de la obra, en cajones de madera machihembrada bien construidos y zunchados, en depósitos de arena húmeda o siempre que el clima sea favorable cubriendo las probetas con trapos húmedos.



6.3.3. Probetas para comprobar la calidad y uniformidad del hormigón durante la construcción.

6.3.3.1. Las probetas hechas con el fin de juzgar la calidad y uniformidad del hormigón colocado en obra o para que sirvan como base para decidir sobre la aceptación del mismo, se desmoldan al cabo de 20 h + 4 h después moldeados.

6.3.3.2. Inmediatamente después las probetas se estacionaran en una solución saturada de agua de cal a una temperatura de 23 °C + 2 °C, la saturación se puede obtener incorporando tentativamente 2 g de cal hidratada por litro de agua, no debiendo estar en ningún momento expuestas al goteo y a la acción del agua en movimiento (Nota).

Nota: La condición para el curado, de mantener agua libre durante todo momento en el total de la superficie de las probetas, se puede conseguir también por medio del almacenamiento conveniente en cuartos o gabinetes húmedos.

6.3.4. Probetas moldeadas para apreciar las condiciones de protección y curado del hormigón o decidir el momento en que la estructura puede ser puesta en servicio

6.3.4.1. Las probetas hechas con el fin de determinar la resistencia de un concreto determinado, la misma que sirve para apreciar las condiciones de protección y curado del hormigón, o de cuando una estructura puede ser puesta en servicio, se almacena tan cerca como sea posible del lugar o punto de donde se extrajo la muestra y deben recibir la misma protección contra las acciones climáticas y el mismo curado en toda su superficie que los recibidos por la estructura que presentan.

6.3.4.2. Para conseguir las condiciones de 6.3.4.1 las probetas hechas para determinar cuándo una estructura puede ser puesta en servicio, se desmoldan al tiempo de la remoción de los encofrados, siguiéndose lo indicado en la NTP 339.044.

7. ENVIO DE LAS PROBETAS AL LABORATORIO

Quando sea necesario enviar las probetas a un laboratorio fuera de la obra, deberán remitirse entre las 48 y 27 horas previas a la rotura, embaladas en cajas de madera o material rígido, con separaciones para cada probeta y protegidas con



arena húmeda. En lo posible, el interior de la caja estará revestido con plancha de zinc. El transporte no excederá de 4 horas.

En la guía de remisión se indicaran, además de las anotaciones efectuadas en la cara lateral de cada probeta, las referencias adicionales que faciliten su identificación.

8. ANTECEDENTES

- 8.1. ASTM C 31:1991 *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field*
- 8.2. NTP 339.033:1977 *HORMIGON. Método de ensayo para la elaboración y curado de probetas cilíndricas de concreto en obra.*

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARTAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL



320874

NORMAS LEGALES

El presente
documento tiene vigencia a partir del 14/03/2008

TABLA 4.3.2b
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN PROMEDIO
REQUERIDA (Kg/cm²)

f_c	f_{cr}
menor de 210	$f_c + 70$
210 a 350	$f_c + 84$
mayor de 350	$f_c + 89$

4.3.3. SELECCIÓN DE LAS PROPORCIONES POR MEZCLAS DE PRUEBA

4.3.3.1. Si no se cumplieran los requisitos o éstos no cumplieran con lo indicado en la sección anterior, se podrá proporcionalizar la mezcla mediante la elaboración de mezclas de prueba. En éstas se tendrá en consideración las siguientes limitaciones:

- a) Los materiales utilizados y las combinaciones de los mismos serán iguales a utilizarse en obra.
- b) Las mezclas de prueba deberán prepararse empleando no menos de tres diferentes relaciones agua-cemento o contenidos de cemento, a fin de obtener un rango de resistencias dentro del cual se encuentre la resistencia promedio deseada.
- c) El asentamiento de mezclas de prueba deberá estar dentro del rango de más o menos 20 mm del máximo permitido.
- d) Para cada mezcla de prueba deberán prepararse y curarse por lo menos 3 probetas para cada edad de ensayo. Se seguirá lo indicado en la Norma ASTM C192.
- e) En base a los resultados de los ensayos de las probetas, deberán confeccionarse curvas que muestren la interrelación entre la relación agua-cemento o el contenido de cemento y la resistencia en compresión. La relación agua-cemento máxima o el contenido de cemento mínimo seleccionado deberá ser igual que en la curva muestra que se ha de tener la resistencia promedio requerida. Se tendrá en consideración lo indicado en la Sección 4.4.

4.4. CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

- 4.4.1. Los concretos sometidos a procesos de congelación y deshielo deberán tener aire incorporado. El contenido de aire total como suma de aire incorporado más aire atrapado será el indicado en la Tabla 4.4.1, dentro de una tolerancia de ± 1.5 . Para resistencias a la compresión f_c mayores de 350 Kg/cm², se puede reducir en 1,0 el porcentaje de aire total indicado en la Tabla 4.4.1.
- 4.4.2. Si se requiere un concreto de baja permeabilidad, o si el concreto ha de estar sometido a procesos de congelación y deshielo en condición húmeda, se deberá cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 4.4.2.
- 4.4.3. El concreto que va a estar expuesto a la acción de soluciones que contienen sulfatos, deberá cumplir con los requisitos indicados en la Tabla 4.4.3. No se empleará cloruro de calcio como aditivo en este tipo de concreto.
- 4.4.4. La máxima concentración de ion cloruro soluble en agua que debe haber en un concreto a las edades de 28 e 42 días, expresada como la suma de los aportes de todos los ingredientes de la mezcla, no deberá exceder los límites indicados en la Tabla 4.4.4. El ensayo para determinar el contenido de ion cloruro deberá cumplir con lo indicado por la Federal Highway Administration Report N° FHWA-RD-77-85 «Sampling and Testing For Chloride Ion in Concrete».
- 4.4.5. Si el concreto armado ha de estar expuesto a la acción de aguas salobres, agua de mar o rocio o neblina proveniente de éstas, deberán cumplirse los requisitos de la Tabla 4.4.7 para la selección de la relación agua-cemento. La elección de recubrimientos mínimos para el refuerzo deberá ser compatible con el tipo de exposición.

4.5. REDUCCIÓN DE LA RESISTENCIA PROMEDIO

- 4.5.1. Durante el proceso de construcción de la obra, se podrá reducir el valor en el que la resistencia promedio excede a la resistencia de diseño siempre que:
 - a) Se disponga durante el proceso constructivo de 30 ó más resultados de ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio y el promedio de éstos exceda a la resistencia promedio seleccionada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.2a).

- b) Se disponga durante el proceso constructivo de los resultados de 15 a 20 ensayos de probetas curadas bajo condiciones de laboratorio y el promedio de éstos exceda a la resistencia promedio seleccionada de acuerdo a lo indicado en la Sección 4.3.2b)
- c) Se cumplan los requisitos indicados en la Sección 4.4.

4.6. EVALUACIÓN Y ACEPTACIÓN DEL CONCRETO

4.6.1. CLASE DE CONCRETO

- 4.6.1.1. Para la selección del número de muestras de ensayo, se considerará como «clase de concreto» a:
 - a) Las diferentes calidades de concreto requeridas por resistencia en compresión.
 - b) Para una misma resistencia en compresión, las diferentes calidades de concreto obtenidas por variaciones en el tamaño máximo del agregado grueso, modificaciones en la granulometría del agregado fino o utilización de cualquier tipo de aditivo.
 - c) El concreto producido por cada uno de los equipos de mezclado utilizados en la obra.

4.6.2. FRECUENCIA DE LOS ENSAYOS

- 4.6.2.1. Las muestras para ensayos de resistencia en compresión de cada clase de concreto colocado cada día deberán ser tomadas:
 - a) No menos de una muestra de ensayo por día.
 - b) No menos de una muestra de ensayo por cada 50 metros cúbicos de concreto colocado.
 - c) No menos de una muestra de ensayo por cada 300 metros cuadrados de área superficial para pavimentos o losas.
 - d) No menos de una muestra de ensayo por cada cinco camiones cuando se trate de concreto premezclado.

4.6.2.2. Si el volumen total de concreto de una clase dada es tal que la cantidad de ensayos de resistencia en compresión ha de ser menor de cinco, el Inspector ordenará ensayos de por lo menos cinco tandas tomadas al azar, o de cada tanda si va a haber menos de cinco.

4.6.2.3. En elementos que no resisten fuerzas de sismo, si el volumen total de concreto de una clase dada es menor de 40 metros cúbicos, el Inspector podrá disponer la suspensión de los ensayos de resistencia en compresión si, a su juicio, está garantizada la calidad del concreto.

4.6.3. PREPARACIÓN DE LAS PROBETAS DE ENSAYO

4.6.3.1. Las muestras de concreto a ser utilizadas se tomarán de acuerdo al procedimiento indicado en la Norma INTTEC 339.036. Las probetas serán moldeadas de acuerdo a la Norma INTTEC 339.033.

4.6.4. ENSAYO DE PROBETAS CURADAS EN LABORATORIO

- 4.6.4.1. Las probetas curadas en el laboratorio seguirán las recomendaciones de la Norma ASTM C192 y serán ensayadas de acuerdo a la Norma INTTEC 339.034.
- 4.6.4.2. Se considerarán satisfactorios los resultados de los ensayos de resistencia a la compresión a los 28 días de una clase de concreto si se cumplen las dos condiciones siguientes:
 - a) El promedio de todas las series de tres ensayos consecutivos es igual o mayor que la resistencia de diseño.
 - b) Ningún ensayo individual de resistencia está por debajo de la resistencia de diseño por más de 35 Kg/cm².

4.6.4.3. Si no se cumplieran los requisitos de la sección anterior, el Inspector dispondrá las medidas que permitan incrementar el promedio de los siguientes resultados. Adicionalmente, de no cumplirse los requisitos de la Sección 4.6.4.2b), deberá aplicarse lo indicado en la Sección 4.6.5.

4.6.5. ENSAYO DE PROBETAS CURADAS EN OBRA

- 4.6.5.1. El Inspector podrá solicitar resultados de ensayos de resistencia en compresión de probetas cura-

Documento Electrónico descargado de: www.urbanistasperu.org

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

Díaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362



El Panamá
viernes 18 de junio de 2005

NORMAS LEGALES

320675

des bajo condiciones de obra, con la finalidad de verificar la calidad de los procesos de curado y protección del concreto.

4.6.2. El curado de las probetas bajo condiciones de obra deberá realizarse en condiciones similares a las del elemento estructural al cual ellas representan.

4.6.3. Las probetas que han de ser curadas bajo condiciones de obra deberán ser moldeadas al mismo tiempo y de la misma muestra de concreto con la que se preparan las probetas a ser curadas en el laboratorio.

4.6.4. Deberá procederse a mejorar los procesos de protección y curado del concreto en todos aquellos casos en los que la resistencia en compresión de las probetas curadas bajo condiciones de obra, a la edad elegida para la determinación de la resistencia promedio, sea inferior al 85% de la de las probetas compañeras curadas en laboratorio. Este requisito se obviará si la resistencia en compresión de las probetas curadas bajo condiciones de obra es mayor en 35 Kg/cm² a la resistencia de diseño.

4.6.6. INVESTIGACIÓN DE LOS RESULTADOS DUDOSOS

4.6.6.1. Si cualquier ensayo de resistencia en compresión de probetas curadas en el laboratorio está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm² o si los resultados de los ensayos de las probetas curadas bajo condiciones de obra indican deficiencias en la protección o el curado, el inspector dispondrá medidas que garanticen que la capacidad de carga de la estructura no está comprometida.

4.6.6.2. Si se confirma que el concreto tiene una resistencia en compresión menor que la especificada y los cálculos indican que la capacidad de carga de la estructura puede estar comprometida, deberán realizarse ensayos en testigos extraídos del área cuestionada. En este caso se tomarán tres testigos por cada ensayo de resistencia en compresión que está por debajo de la resistencia de diseño en más de 35 kg/cm². Los testigos se extraerán de acuerdo a la Norma INT/IEC 339 US9.

4.6.6.3. Si el concreto de la estructura va a estar seco en condiciones de servicio, los testigos deberán secarse al aire por siete días antes de ser ensayados en estado seco. Si el concreto de la estructura va a estar húmedo en condiciones de servicio, los testigos deberán estar sumergidos en agua no menos de 40 horas y ensayarse húmedos.

4.6.6.4. El concreto del área representada por los testigos se considerará estructuralmente adecuado si el promedio de los tres testigos es igual o por lo menos al 85% de la resistencia de diseño y ningún testigo es menor del 75% de la misma. El inspector podrá ordenar nuevas pruebas a fin de comprobar la precisión de las mismas en zonas de resultados dispersos.

4.6.6.5. Si no se cumplen los requisitos de la sección anterior y las condiciones estructurales permanecen en duda, el inspector dispondrá que se realicen pruebas de

carga para la parte cuestionada de la estructura o tomará otra decisión adecuada a las circunstancias, de acuerdo a lo indicado en el Capítulo 23.

TABLA 4.4.1
CONCRETO RESISTENTE A LAS HELADAS
AIRE TOTAL

TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL (*)	CONTENIDO DE AIRE, EN %			
	EXPOSICIÓN SEVERA		EXPOSICIÓN MODERADA	
	TOTAL	ATRAPADO	TOTAL	ATRAPADO
3/8"	7.5	3.0	6.0	3.0
1/2"	7.0	2.5	5.5	2.5
3/4"	6.0	2.0	5.0	2.0
1"	6.0	1.5	4.5	1.5
1 1/2"	5.5	1.0	4.5	1.0
2" (**)	5.0	0.5	4.0	0.5
3" (**)	4.5	0.3	3.5	0.3
6" (***)	4.0	0.2	3.0	0.2

(*) Ver la Norma ASTM C33 para tolerancias en los diversos tamaños máximos nominales.

(**) Todos los valores de la tabla corresponden al total de la mezcla.

Cuando se ensaya estos concretos, sin embargo, el agregado mayor de 1 1/2" es removido manualmente o por lavado húmedo y el contenido de aire es determinado para la fracción menor de 1 1/2", aplicándose las tolerancias en el contenido de aire a este valor.

El contenido total de aire de la mezcla es calculado a partir del valor de la fracción menor de 1 1/2".

TABLA 4.4.2
CONDICIONES ESPECIALES DE EXPOSICIÓN

CONDICIONES DE EXPOSICIÓN	RELACION AGUA/CEMENTO MÁXIMA
Concreto de baja permeabilidad	
a) Expuesto a agua dulce:	0.50
b) Expuesto a agua de mar o aguas salobras:	0.45
c) Expuesto a la acción de aguas cloradas (**)	0.45
Concreto expuesto a procesos de congelación y desthielo en condición húmeda:	
a) Sándwiches, curules, sectores delgados:	0.45
b) Otros elementos:	0.50
Protección contra la corrosión de concreto expuesto a la acción de agua de mar, aguas salobras o riego o rocio de esta agua. Si el mantenimiento mínimo se incrementa en 15 mm:	0.40

(*) La resistencia f'c no deberá ser menor de 245 Kg/cm², por razones de durabilidad.

TABLA 4.4.3

CONCRETO EXPUESTO A SOLUCIONES DE SULFATOS

Exposición e sulfato:	Sulfato soluble en agua (SO ₄ ²⁻) presente en el suelo, % en peso	Sulfato (SO ₄ ²⁻) En agua p.p.h.	Tipo de cemento	Concreto con agregado de peso normal. Relación máxima de agua/cemento en peso ¹	Concreto con agregados de peso normal y ligero. Resistencia mínima a compresión, f'c MPa ¹
Despreciable	0.00 ≤ SO ₄ < 0.10	0.00 ≤ SO ₄ < 150	I, (PMS), (S), (MS), (PMS), (PM), (MS), (SM), (MS)	0.50	28
Moderado ²	0.10 ≤ SO ₄ < 0.20	150 ≤ SO ₄ < 1500	V	0.45	31
Severo	0.20 ≤ SO ₄ < 2.00	1500 ≤ SO ₄ < 10000	V más puzolana ³	0.45	31
Muy Severo	SO ₄ > 2.00	SO ₄ > 1000	V más puzolana ³	0.45	31

¹ Puede requerirse una relación agua-cemento menor o una resistencia más alta para lograr baja permeabilidad, protección contra la corrosión de elementos metálicos embebidos, o contra congelamiento y desthielo (Tabla 4.4.2).

² Agua de mar.

³ Puzolana que se ha determinado por medio de ensayos o por experiencia que mejora la resistencia a sulfatos cuando se usa en concretos que contienen Cementos Tipo V.



RESUMEN DE CONDICIONES DE CIMENTACIÓN

TIPO DE CIMENTACIÓN	zapatas conectadas con vigas de cimentación en ambos sentido y con sobrecimientos amados y con sobrecimientos amados.
ESTRATO DE APOYO DE CIMENTACIÓN	GM GRAVA LIMOSA, de nula plasticidad, sueltos y húmedos.
PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA CIMENTACIÓN:	
PROFUNDIDAD DE CIMENTACION	- 1.60 m. a partir de la superficie del terreno existente,
PRESIÓN ADMISIBLE	- Zapatas= 5.13 kg /cm ² - Cimientos estructurales = 1.60 kg /cm ²
FACTOR DE SEGURIDAD POR CORTE	3.00
ASENTAMIENTO DIFERENCIAL	- Zapatas = 1.00 cm - Cimientos estructurales = 1.00 cm
RECOMENDACIONES ADICIONALES:	
- Se colocará un solado de 40 cm de espesor 1:10, C:H + 25% de piedra máxima 2", sobre esta capa van las zapatas.	



b) Información Previa

Datos Generales De La Obra

- *Uso anterior del terreno.* - En el terreno se encuentra libre.
- *No existe ningún fenómeno de geodinámica externa.*

c) Exploración de Campo

c.1 Trabajos de Campo

c.1.1. Calicatas

Con la finalidad de determinar el Perfil de tres calicatas o pozos a cielo abierto

CALICATA N°	PROFUNDIDAD (m.)	PROFUNDIDAD NIVEL DE AGUA (m)
C - 1	2.50	1.60

Se detectó el nivel freático

c.1.2. Muestreo Disturbado

Se tomaron muestras disturbadas de cada uno de los tipos de suelos encontrados, en cantidad suficiente como para realizar los ensayos de clasificación e identificación de suelos.

c.1.3. Muestreo Inalterado

Se extrajo muestras inalteradas de lado de la calicata C - 1 de 1.60 a 2.50 m. de profundidad, para su traslado al laboratorio; para el Corte Directo.

c.1.4. Registro de Excavaciones

Paralelamente al muestreo se realizó el registro de la Calicata, anotándose las principales características de los tipos de suelos encontrados, tales como: espesor, humedad, compacidad, plasticidad, etc.

d. Ensayo De Laboratorio

Los ensayos se realizaron en el Laboratorio de DIAZ & OCAMPO CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL; bajo las Normas A.S.T.M. (American Society For Testing and Materiales).

Se realizaron los siguientes ensayos:



- *Análisis Granulométrico por Tamizado ASTM D-422.*
- *Límite Líquido ASTM D-4318.*
- *Límite Plástico ASTM D-4318.*
- *Contenido de humedad ASTM D-2216.*
- *En la muestra representativa de las calicatas C - 1 de 1.60 a 2.50 m. de profundidad, se realizó el Ensayo de CORTE DIRECTO (ASTM - 03080).*

PERFILES ESTRATIGRÁFICOS

De acuerdo a los trabajos de campo, ensayos de laboratorio y a la inspección de campo realizada, se confeccionó un perfil geológico correspondiente, en base a las calicatas nominada como: C-1

DESCRIPCIÓN DEL PERFIL GEOLÓGICO:

De los trabajos realizados en campo y en el laboratorio, se deduce las siguientes conformaciones:

La Calicata C - 1

De 0.00 m. hasta 0.90 m. de profundidad se observa perfil de relleno y turba

De 0.90 m. hasta 1.60 m. de profundidad se observa perfil de suelo de SM ARENA LIMOSA, húmeda, de nula plasticidad, con 32.25% de arena, 67.35% de finos y 0.40% de grava.

De 1.60 m. hasta 2.50 m. de profundidad se observa perfil de suelo de GM GRAVA LIMOSA, húmeda, de nula plasticidad, con 46.21% de arena, 12.35% de finos y 39.44% de grava.

Se encontró nivel freático a 1.60 m de profundidad.

Díaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DÍAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 211362
GERENTE GENERAL



**TRATAMIENTO DE BASE Y TERMINADO DE VEREDAS,
 PATIO Y BAJO LA CIMENTACION**

A. BASE:

- Subrasante:** Compactar, retirando todas las partículas, mayores de 2", las raíces de pastos, tierras de cultivo y turba, al 95% de la Máxima Densidad Seca del Ensayo de Próctor Modificado ASTM-D-1557.

Si es relleno o turba; extraerlo y reemplazarlo con material de préstamo con las condiciones anteriormente descritas, previa compactación de la sub rasante del terreno ya excavado.

- Material granular:** Sobre el relleno controlado con material selecto, colocar la base en capas de $e = 0.20$ m compactado al 95% de la Máxima Densidad Seca del Ensayo de Próctor Modificado, con los requisitos de granulometría dadas en la siguiente tabla; hasta llegar a la altura de las veredas y la cimentación.

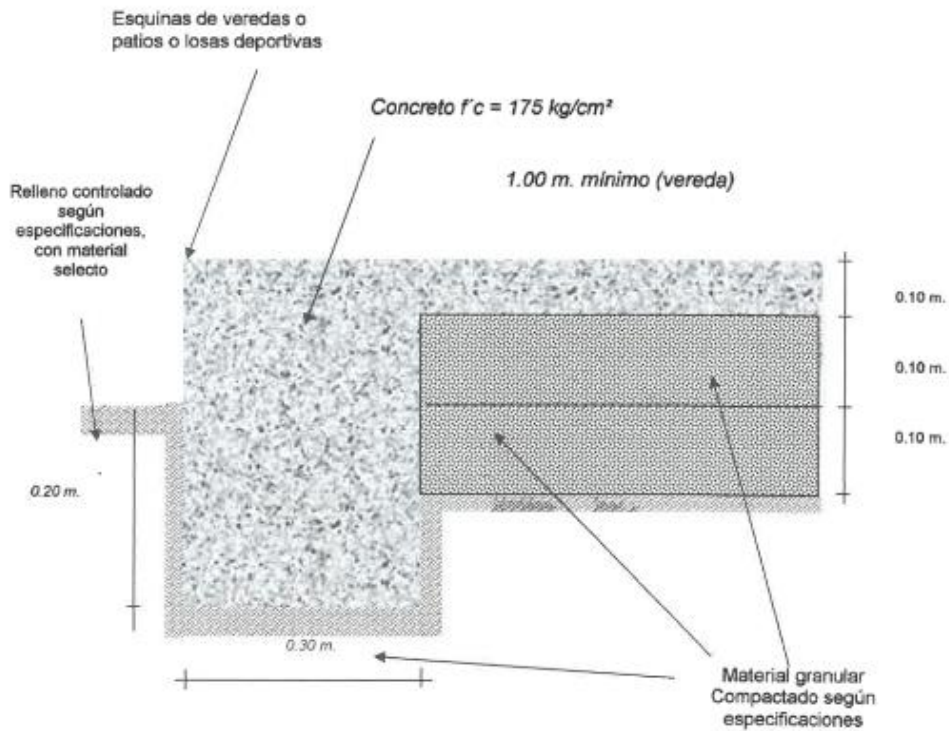
TAMAÑO DE LA MALLA TIPO AASHTO T-11 Y T-27 (ABERTURA CUADRADA)	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA			
	GRADUACION A	GRADUACIÓN B	GRADUACIÓN C	GRADUACIÓN D
	2 pulgadas	100	100	--
1 pulgada	--	95 - 97	100	100
3/8 pulgadas	35 - 65	40 - 75	50 - 85	60 - 100
Nº 4 - (4.76 mm)	25 - 65	30 - 60	35 - 65	50 - 85
Nº10 - (2.00 mm)	15 - 40	20 - 45	25 - 50	40 - 70
Nº40 - (0.420 mm)	8 - 20	15 - 30	15 - 30	25 - 45
Nº200- (0.074 mm)	2 - 8	5 - 20	5 - 15	5 - 20

- La granulometría que se adapte dentro de estos límites, tendrá una graduación uniforme de grueso a fino.
- La fracción de material que pase la malla Nº 200 no debe exceder de $\frac{1}{2}$ y en ningún caso de $\frac{2}{3}$ de la fracción que pase el tamiz Nº 40.
- La fracción de material que pase el tamiz Nº 40, debe tener un límite líquido no mayor de 25% y un índice de plasticidad de 2 al 6%.
- Un desgaste de la máquina de los Ángeles menor al 50%
- El material debe ser granular seleccionado tipo A-1-a(0); este material es para base de las veredas, pistas y bajo la cimentación, un material granular seleccionado tipo A-1-a(0)



B. TERMINADO:

Irá sobre el material granular, consiste en una losa de concreto simple de Resistencia $f'c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ con un espesor de $e = 0.10 \text{ m.}$, en los contornos el espesor del concreto será de 0.40 m. con un ancho de 0.30 m. en el fondo, con juntas de dilatación de $1''$ de espesor, con una proporción de brea y arena $1:10$, cada 3 m. ; el ancho de la vereda será de 1.00 m. como mínimo.



Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ACFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21382
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 551 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com



e. **Perfil del Suelo, calicata**

Se elaboró de la calicata de acuerdo al tipo de suelo y profundidades.

f. **Nivel de la Capa Freática**

Se encontró nivel freático.

g. **Análisis de la Cimentación**

A la profundidad antes mencionada los cimientos se apoyarán sobre un estrato de GM GRAVA LIMOSA, de nula plasticidad, suelo suelto y húmedo, cuyas características de resistencia están dados principalmente por un ángulo de fricción interna (ϕ) y su cohesión (C), obtenidos en el ensayo de CORTE DIRECTO, con especímenes inalterados.

**CON UNA MUESTRA REPRESENTATIVAS DE LA CALICATA C - 1
DE 1.60 A 2.50 M DE PROFUNDIDAD, ENCONTRÁNDOSE LOS
SIGUIENTES RESULTADOS:**

Se apoyará en un estrato un estrato de GM GRAVA LIMOSA, de nula plasticidad, sueltos, sueltos y húmedos, según sus características.

VER HOJA DE CALCULO DE RESISTENCIA DEL SUELO

h. **Efecto de Sismo**

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL


Ing. NESTOR REFUGIO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL



El proyecto no está sujeto a fallas geológicas ni inundaciones.

Sismicidad del Área En Estudio

El área de estudio se encuentra en la franja peruana comprendida en la zona 2 de la zonificación sísmica del territorio peruano de zonas sísmicas según el Reglamento Nacional de Construcciones y acorde a la Norma Técnica de Edificación E-030-Diseño Sismo Resistente (Mapa de Zonificación Sísmica del Perú).

En los últimos 50 años podemos indicar que el terremoto más fuerte en la zona fue el que se desarrolló en el año de 1970, el cual alcanzó una intensidad entre VI y VII según la escala de Mercalli Modificada que se cataloga como medianamente fuerte a fuerte, alcanzando una aceleración máxima del suelo de 250 a 500 mm/seg² y magnitudes de máxima intensidad entre 4,9 a 6,1.

En el mapa de zonificación adjunto se puede notar que la faja circumpacífica donde se encuentra la costa peruana y la cordillera occidental, son zonas de alta y continua actividad sísmica las cuales están relacionadas con presencia de las fosas oceánicas y los arcos de islas adyacentes; creando posibilidad de ocurrencia de sismos en la región continental y medio marino.

La carta sísmica en nuestro medio debería proporcionar información de los efectos del sismo, como magnitud, intensidad, frecuencia y duración, fallas en áreas epicentrales, y las relaciones contextuales con los fenómenos geológicos, como movimientos de masas de suelos y rocas, licuefacción, etc.; los cuales se deben a la interrelación que existe entre el fenómeno, el movimiento y el comportamiento mecánico de los materiales.

Observamos que los planos de zonificación sísmica se conciben bajo aspectos de sismos observados históricamente y con ellos es posible olvidar que los fenómenos sísmicos pueden ocurrir en zonas potenciales y que han estado en completa aparente calma; lo cual nos exige diseñar planos que extrapolen regiones potenciales con zonas con efectos pasados, con lo cual intentamos predecir nuevas o futuras fuentes de sismos. Las necesidades actuales nos exigen mejorar los planos con zonificación sísmica en cada área del país (microzonificación sísmica), en los que se planteen variables con aceleración máxima del sismo, velocidad máxima de las partículas, periodos dominantes de los movimientos, densidades espectrales,

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL 941892090 - 982380835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

ING. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21382
GERENTE GENERAL



Lo indicado anteriormente significa tomar en cuenta variables definidas en los límites territoriales regionales, locales o focales y debemos categorizarlos en un primer nivel como: "Parámetros sísmicos, registros de movimientos fuertes y medianos, parámetros dinámicos de las ondas sísmicas; descripción de los efectos macro sísmicos, intensidades macro sísmicas y su distribución; aspectos geotécnicos y geofísicos (fallas, movimientos, espesor de la corteza, neo tectónica); experimentos de laboratorio" (fracturación de roca, mecanismos, simulación de series sísmicas).

El mapa de curvas isoperíodos no se ha podido construir en vista que en el Departamento de Amazonas y en ninguna de sus provincias y menos en sus distritos, ya que no existe estación sísmológica debido a que no se ha instalado el equipo de MICROTREMOR N°2, por lo que sólo se ha tenido en cuenta las Normas Peruanas de Diseño Sismo resistente.

1. Alcances

Las Especificaciones de la Norma Técnica E-030 establecen los requisitos mínimos para que las edificaciones tengan un adecuado comportamiento sísmico con el fin de reducir el riesgo de pérdidas de vidas y daños materiales, de igual modo posibilitar que las edificaciones puedan funcionar durante y después de un sismo.

En lo concerniente al ingeniero calculista, es importante que tenga en cuenta las especificaciones antes indicadas en forma correcta y adecuada para llegar a un diseño ideal.

Para plasmar un diseño antisísmico existen algunas etapas definidas de orden:

a) Una fase de presunción de la vibración sísmica.

Consistente en el descubrimiento de las características de las leyes correspondientes a esta fase, representa hoy en día el problema más complejo. Así por ejemplo, es difícil conjeturar el grado, como el tiempo de las vibraciones sísmicas en la zona en la cual se habrá de edificar; además es necesario saber las características de las vibraciones no sólo en la profundidad de la cimentación sino también la naturaleza de la vibración, que va desde la base de la cimentación.

b) Hipótesis de las fuerzas externas y deformaciones debido a vibración sísmica que incide en las edificaciones.



Si se llega a determinar la forma de la ola sísmica que incide en una estructura, se podrá calcular la deformación estructural así como la aceleración de acuerdo a la teoría de vibraciones.

c) **Hipótesis de los esfuerzos originados por las fuerzas externas y las deformaciones.**

Es una etapa correspondiente al estudio de la Resistencia de Materiales y abarca todo el cálculo estructural. Para cada miembro del armazón estructural se calculan los momentos, los esfuerzos normales, los esfuerzos cortantes, las fuerzas axiales, mediante uso de métodos preestablecidos.

d) **Hipótesis de los esfuerzos unitarios deformación unitaria debido a los esfuerzos.**

En estructuras como en este caso se deberá verificar las leyes que rigen entre los esfuerzos de momentos, esfuerzos cortantes, fuerzas axiales y los esfuerzos unitarios, haciendo uso de los principios de equilibrio, así como la continuidad de las deformaciones.

2. **Objetivos del Diseño Sismo-resistente**

El proyecto y la construcción de esta edificación deberán desarrollarse con la finalidad de garantizar un comportamiento que haga posible.

Resistir sismos sin que sufran daños estructurales importantes, evitando el colapso súbito de la estructura.

3. **Presentación del Proyecto Estructural**

La memoria descriptiva y los planos del proyecto estructural deberán como mínimo tener la siguiente información:

- * Sistema Estructural Sismo-resistente.
- * Parámetro para definir la fuerza sísmica o el espectro del diseño.
- * Desplazamiento máximo del último nivel y el máximo desplazamiento relativo de entrepiso.

Parámetros de Diseño Sismo Resistente

Parámetros de Sitio

Al ser dividido el territorio nacional en tres zonas, según se muestra en el mapa de sismicidad, Amazonas zona 2, zona de mediana sismicidad, por lo tanto:



Las Fuerzas Sísmicas Horizontales pueden calcularse de acuerdo a las Normas de Diseño Sismo-resistente según la relación siguiente:

$$H = \frac{Z \times U \times S \times C \times f}{R}$$

PARA $q_{ad} = 5.13 \text{ kg/cm}^2$, TIPO DE SUELO S1 SUELO RIGIDOS,

Donde:

S = Factor suelo ($S = 1.00$)

T_p = Período ($T_s = 0.40 \text{ seg.}$)

Z = Factor de zona ($Z = 0.25 \text{ g.}$)

U = Factor de uso, categoría A ($U = 1.0$)

C = Factor de ampliación sísmica de acuerdo a las características del sitio, por consiguiente se expresa:

$$C = 2.5 * (T_p/T) \leq 2.50$$

Interpretándose como el factor de amplificación de la respuesta estructural respecto a la aceleración en el suelo.

Coefficiente Sísmico Elástico

La Norma Técnica E-030 define "La Fuerza Cortante" en la base de una estructura "V" por la siguiente expresión:

$$V = \frac{ZUSC}{R} P$$

Dónde:

U: Factor de suelo corresponde a la importancia de la edificación.

P: El peso de la estructura.

Z: Factor de zona.

S: Factor de suelo

R: Denominado coeficiente de reducción de la fuerza sísmica y permite diseñar las estructuras con fuerzas menores a las que soportarían de comportarse elásticamente durante el sismo de diseño.

C: Factor de ampliación sísmica



Control de Desplazamientos Laterales

En los últimos años se ha determinado con mayor claridad la directa relación entre el daño estructural y los niveles de desplazamiento lateral al que son llevadas las estructuras durante un sismo. Esto ha hecho evidente la necesidad de contar con límites seguros para los desplazamientos laterales, considerando para tal efecto lo siguiente:

$$(\Delta/h_e) = 0.007$$

Junta de separación sísmica

Se define por la siguiente ecuación:

$$S = 3 + 0.004 (h - 500)$$

S: Junta de separación sísmica (cm).

h: altura medida desde el nivel del terreno natural hasta el nivel considerado de la edificación (cm).

El factor de seguridad al volteo no será menor que 1.50.

En el diseño de zapatas se considerarán elementos de conexión, los cuales soportarán esfuerzos de tracción o compresión, con una fuerza horizontal mínima equivalente al 10% de la fuerza vertical que soporta la zapata

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL


Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21982
GERENTE GENERAL

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DÍAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DÍAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



Díaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR SEFOSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982300835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DÍAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DÍAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

II. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO.

Díaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL


Ing. NESTOR ALPONSODÍAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com



DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00067377

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Jr. Libertad N° 1309 Cel. 941992090 RPM *925927 RFC 902309335

Correo Electronico: maiborda433@hotmail.com CHACHAPOYAS

ENSAYO : ANALISIS GRANULOMETRICO POR LAVADO
NORMA ASTM D421

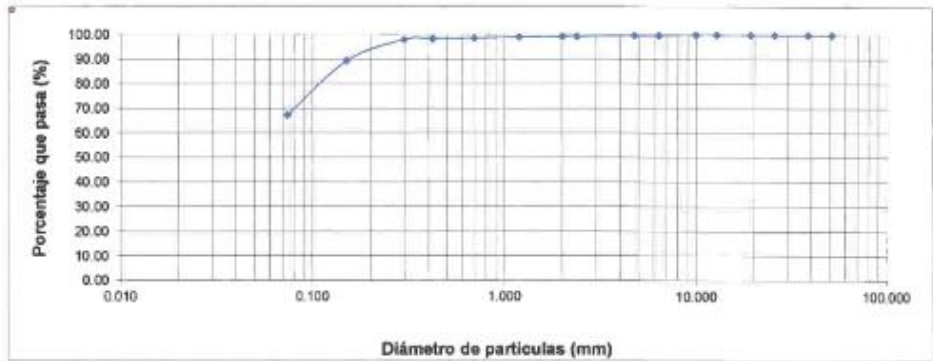
PROYECTO : ANALISIS TECNICO - ECONOMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS
UBICACION : VIA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA FRONTERA CUADRA 3, CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS
SOLICITANTE : Htler Santiago Chichipe Valdez
RESPONSABLE : ING° NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
FECHA : 15 / 01 / 2023

CALICATA: C - 1 MUESTRA: M1 **Peso muestra seca: 206.00 gr** **Prof. (m) : 0.90 - 1.60**

Malla	Malla (mm)	Peso ret. Parcial	% Retenido Parcial	% Ret. Acumul.	% Que pasa
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	0.00	0.00	0.00	100.00
1/2"	12.700	0.00	0.00	0.00	100.00
3/8"	9.825	0.00	0.00	0.00	100.00
1/4"	6.350	0.50	0.24	0.24	99.76
N° 4	4.750	0.33	0.16	0.40	99.60
N° 8	2.360	0.57	0.28	0.68	99.32
N° 10	2.000	0.20	0.10	0.78	99.22
N° 16	1.190	0.51	0.25	1.02	98.98
N° 30	0.695	0.78	0.38	1.40	98.60
N° 40	0.420	0.53	0.26	1.66	98.34
N° 50	0.297	0.69	0.33	2.00	98.00
N° 100	0.150	17.77	8.63	10.62	89.38
N° 200	0.074	45.37	22.02	32.65	67.35
Pérdida por lavado		138.75	67.35	100.00	0.00

CURVA GRANULOMETRICA

Limo y Arcilla	Arena				Grava	
	Fina	Media	Gruesa	Fina	Gruesa	
	N° 200	N° 40	N° 10	N° 4	3/4"	3"



Límite líquido (%)		NO LIQUIDO
Límite plástico (%)		NO PLASTICO
Índice plástico (%)		NO PLASTICO
Clasificación SUCS		SM

D10	xxx
D30	xxx
D60	xxx
Cu	xxx
Cc	xxx

ARENA LIMOSA

Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
 Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
 GERENTE GENERAL



DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00067377

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

Jr. Libertad N° 1509 Cel. 941892090 RPM: 925827 RPC 902350335

Correo Electronico: nestor433@hotmail.com CHACHAPOYAS

ENSAYO : ANALISIS GRANULOMETRICO POR LAVADO
NORMA ASTM D421

PROYECTO : ANALISIS TECNICO - ECONOMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

UBICACION : VIA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA FRONTERA CUADRA 3, CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS

SOLICITANTE : Hilario Santiago Chichipe Valdez

RESPONSABLE : ING° NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS

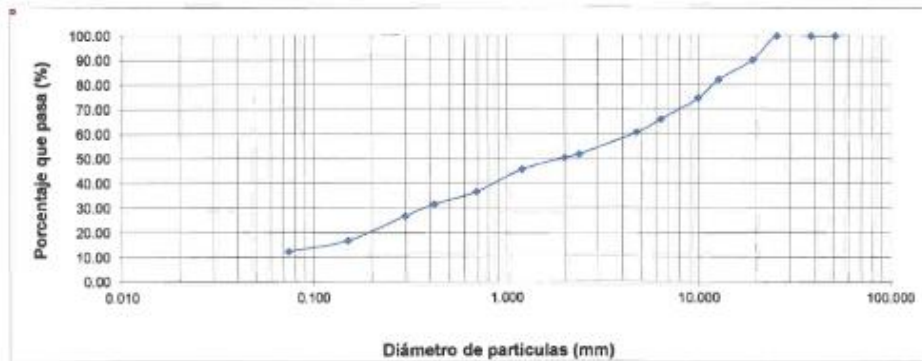
FECHA : 15 / 01 / 2023

CALICATA: C - 1 MUESTRA: M2 **Peso muestra seca:** **716.00 gr** **Prof. (m) : 1.50 - 2.50**

Malla	Malla (mm)	Peso ret. Parcial	% Retenido Parcial	% Ret. Acumul.	% Que pasa
2"	50.800	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	38.100	0.00	0.00	0.00	100.00
1"	25.400	0.00	0.00	0.00	100.00
3/4"	19.050	69.73	9.74	9.74	90.26
1/2"	12.700	57.42	8.02	17.76	82.24
3/8"	9.925	54.84	7.66	25.42	74.58
1/4"	6.350	60.67	8.50	33.92	66.08
N° 4	4.750	39.55	5.52	39.44	60.56
N° 8	2.360	63.29	8.84	48.28	51.72
N° 10	2.000	10.53	1.47	49.75	50.25
N° 16	1.190	34.10	4.76	54.52	45.48
N° 30	0.685	63.69	8.92	63.44	36.56
N° 40	0.420	36.74	5.13	68.57	31.43
N° 50	0.297	33.76	4.72	73.29	26.72
N° 100	0.150	71.40	9.97	83.26	16.74
N° 200	0.074	31.43	4.39	87.65	12.35
Pérdida por lavado		88.45	12.35	100.00	0.00

CURVA GRANULOMETRICA

Limo y Arcilla	Arena				Grava	
	Fina	Medio	Gruesa	Fina	Gruesa	
	N° 200	N° 40	N° 10	N° 4	3/4"	3"



Límite líquido (%)		NO LIQUIDO
Límite plástico (%)		NO PLASTICO
Índice plástico (%)		NO PLASTICO
Clasificación SUCS		GM

D10	xxx
D30	0.37
D60	4.70
Cu	xxx
Cc	xxx

GRAVA LIMOSA

Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - CIP: 21362
 GERENTE GENERAL

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA						CALICATA N° 1	
PROYECTO		PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAPUENTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS					
UBICACIÓN		VIA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA FRONTERA CUADRA 3 CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS					
FECHA		16 / 01 / 2023				REGISTRADO POR: ING. NESTOR DIAZ ARIAS	
SOLICITANTE		Hilar Santiago Chichipe Velázquez				REVISADO POR: ING. NESTOR DIAZ ARIAS	
RESPONSABLE		ING° NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS				FECHA: 16 / 01 / 2023	
PROF. (m)	CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	MUESTRAS	LÍMITES		
	SUCS AASHO	SÍMBOLO GRÁFICO			Limite Líquido (%)	Indice Plástico (%)	
0,50			De 0,00 m. hasta 0,90 m. de profundidad se observa perfil de relleno y turba	SIN MUESTRA			
0,90	SP		De 0,90 m. hasta 1,60 m. de profundidad se observa perfil de suelo de SP ARENA LIMOSA, húmeda, de baja plasticidad, con 32,25% de arena, 67,35% de finos y 0,40% de grava.	M1	NO LIQUIDO	NO PLASTICO	
1,60	GM		De 1,60 m. hasta 3,50 m. de profundidad se observa perfil de suelo de GM GRAVA LIMOSA, húmeda, de nula plasticidad, con 46,21% de arena, 32,35% de finos y 39,44% de grava. Se encuentra nivel freático a 1,60 m de profundidad.	M1	NO LIQUIDO	NO PLASTICO	
2,00							
2,50							
3,00							
3,50							
4,00							
5,00							
5,50							

Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES S.R.L.

 Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
DIRECCIÓN: AV. BOLIVAR 1130 - PUNO - PERU

DIAZ & OCAMPO



DIAZ & OCAMPO

CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

REGISTRO DE INDECOPJ N° 00069377

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO

(LABORATORIO)

Jr. Libertad N° 1309 Cel. 941692090 - 987429540

Correo Electronico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com - CHACHAPOYAS

CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

DENSIDAD NATURAL

PROYECTO: PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONOMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

UBICACIÓN : VIA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA FRONTERA CUADRA 3, CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS

FECHA : 15 - 01 - 2023

SOLICITANTE : Hitler Santiago Chichipe Valdez

RESPONSABLE : ING. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS

CALICATA N°	C - 1
MUESTRA	M - 2
PROFUNDIDAD	1.60 - 2.50
Peso tara (gr)	294.00
Peso muestra húmeda + tara (gr)	802.00
Peso muestra húmeda (gr)	508.00
Diámetro de la tara (cm)	5.50
Altura del molde (cm)	9.90
Volumen de la muestra	235.21
DENSIDAD NATURAL (g/cm ³)	2.160

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

c	=	0.217	kg/cm ² (COHESION)
ϕ	=	43.10	° (ANGULO DE FRICCION)
N_c	=	43.90	COEFICIENTE ADIMENSIONALES
N_q	=	28.39	COEFICIENTE ADIMENSIONALES
N_r	=	26.67	COEFICIENTE ADIMENSIONALES
γ	=	1.160	g/cm ³ (DENSIDAD NATURAL)
E	=	100	kg/cm ² (MODULO DE ELASTICIDAD)
μ	=	0.15	COEFICIENTE DE POISSON
D_{fc}	=	160	cm (PROFUNDIDAD DE LAS ZAPATAS)
D_{fc}	=	160	cm (PROFUNDIDAD CIMENTACION CORRIDA)
B_z	=	150	cm (ANCHO ZAPATAS)
B_z	=	60	cm (ANCHO CIMENTACION CORRIDA)
F_S	=	3	FACTOR DE SEGURIDAD
$I_{f_{z}}$	=	0.85	FACTOR DE FORMA DE ZAPATAS
$I_{f_{c}}$	=	2.00	FACTOR DE FORMA CIMENTACION CORRIDA

**PROYECTO ANÁLISIS
TÉCNICO - ECONÓMICO
ENTRE MURO EN
VOLADIZO Y CON
CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA
PLATAFORMA -
CHACHAPOYAS**

**CALICATA C1
PROFUNDIDAD 1.60 - 2.50 m**

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE CIMENTACIONES

$$q_u = \frac{1}{3} (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_r) \quad \text{CUADRADA} = 6.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = \frac{1}{3} (1.3cN_c + \gamma D_f N_q + 0.3\gamma B N_r) \quad \text{CIRCULAR} = 6.35 \text{ kg/cm}^2$$

CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE CIMENTACIONES QUE EXHIBEN FALLA LOCAL POR CORTE

$$q_u = \frac{1}{3} \left(\frac{2}{3} c N_c + \gamma D_f N_q + 0.5\gamma B N_r \right) \quad \text{CORRIDA} = 4.18 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = \frac{1}{3} (0.867cN_c + \gamma D_f N_q + 0.4\gamma B N_r) \quad \text{CUADRADA} = 5.13 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_u = \frac{1}{3} (0.867cN_c + \gamma D_f N_q + 0.3\gamma B N_r) \quad \text{CIRCULAR} = 4.97 \text{ kg/cm}^2$$

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL DE CIMENTACIONES

$$S_\Delta = \frac{qB(1-\mu^2)}{E} I_f \quad \text{CUADRADA} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\text{CIRCULAR} = 2.54 \text{ cm}$$

ASENTAMIENTO DIFERENCIAL DE CIMENTACIONES QUE EXHIBEN FALLA LOCAL POR CORTE

$$S_\Delta = \frac{qB(1-\mu^2)}{E} I_f \quad \text{CORRIDA} = 2.54 \text{ cm}$$

$$\text{CUADRADA} = 1.00 \text{ cm}$$

$$\text{CIRCULAR} = 2.54 \text{ cm}$$

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL


Ing. NESTOR GONZÁLEZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

CORRECCIÓN POR ASENTAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE CIMENTACIONES

CUADRADA = NO APLICABLE

CIRCULAR = 2.04

CORRECCION POR ASENTAMIENTO DE LA CAPACIDAD DE CARGA ULTIMA DE CIMENTACIONES
QUE EXHIBEN FALLA LOCAL POR CORTE

CORRIDA = 2.17

CUADRADA = NO APLICABLE

CIRCULAR = 2.04

PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO -
ECONÓMICO ENTRE MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE
PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA -
CHACHAPOYAS

CALICATA C1 PROFUNDIDAD
1.60 - 2.50 m

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL


Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21382
GERENTE GENERAL

\emptyset	Nc	Nq	Nr
0	5.70	1.00	0.00
1	5.90	1.07	0.005
2	6.10	1.14	0.02
3	6.30	1.22	0.04
4	6.51	1.30	0.055
5	6.74	1.39	0.074
6	6.97	1.49	0.10
7	7.22	1.59	0.128
8	7.47	1.70	0.16
9	7.74	1.82	0.20
12	8.63	2.22	0.35
13	8.96	2.38	0.42
14	9.31	2.55	0.48
15	9.67	2.73	0.57
16	10.06	2.92	0.67
17	10.47	3.13	0.76
18	10.90	3.36	0.88
19	11.36	3.61	1.03
20	11.85	3.88	1.12
21	12.37	4.17	1.35
22	12.92	4.48	1.55
23	13.51	4.82	1.74
24	14.14	5.20	1.97
25	14.80	5.60	2.25
26	15.53	6.05	2.59
27	16.30	6.54	2.88
28	17.13	7.07	3.29
29	18.03	7.66	3.76
30	18.99	8.31	4.39
31	20.03	9.03	4.83
32	21.16	9.82	5.51
33	22.39	10.69	6.32
34	23.72	11.67	7.22
35	25.18	12.75	8.35
36	26.77	13.97	9.41
37	28.51	15.32	10.90
38	30.43	16.85	12.75
39	32.53	18.56	14.71
40	34.87	20.50	17.22
41	37.45	22.70	19.75
42	40.33	25.21	22.50
43	43.54	28.06	26.25
44	47.13	31.34	30.40
45	51.17	35.11	36.00
46	55.73	39.48	41.70
47	60.91	44.45	49.30
48	66.80	50.46	59.25
49	73.55	57.41	71.45
50	81.31	65.60	85.75

\emptyset	Nc	Nq	Nr
44.00	47.13	31.34	30.40
43.10	43.90	28.39	26.67
43.00	43.54	28.06	26.25

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES S.R.L.

Ing. MESIDOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI Nº 00069977
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

Jr. Libertad Nº 1308 Cel. 941892090 RPM *625827 RPC 982360835

Correo Electronico: nestordia433@hotmail.com - CHACHAPOYAS

ENSAYO : **LIMITES DE CONSISTENCIA**
NORMA ASTM D4318

PROYECTO	PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS
UBICACIÓN	: PASAJE INTERIO AV. AEROPUERTO, CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS
SOLICITANTE RESPONSABLE	: Hitler Santiago Chíchipe Valdez
FECHA	: ING° NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS : 15 / 01 / 2023

CALICATA C - 1

MUESTRA M1

PROF. (m): 090 - 1.60

LIMITES NUMERO	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	L1	L2	L3	P1	P2
Peso tara (gr)					
Peso muestra húmeda + tara (gr)					
Peso muestra seca + tara (gr)					
Peso agua (gr)					
Peso muestra seca (gr)					
Nº golpes					
Contenido de Humedad (%)					
Limite Líquido y Limite Plástico (%)	NO LIQUIDO			NO PLASTICO	

LIMITE LIQUIDO



Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

 Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - CP. 21362
 GERENTE GENERAL



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

Jr. Libertad N° 1309 Cel. 941892090 RPM *625827 RPC 982360835

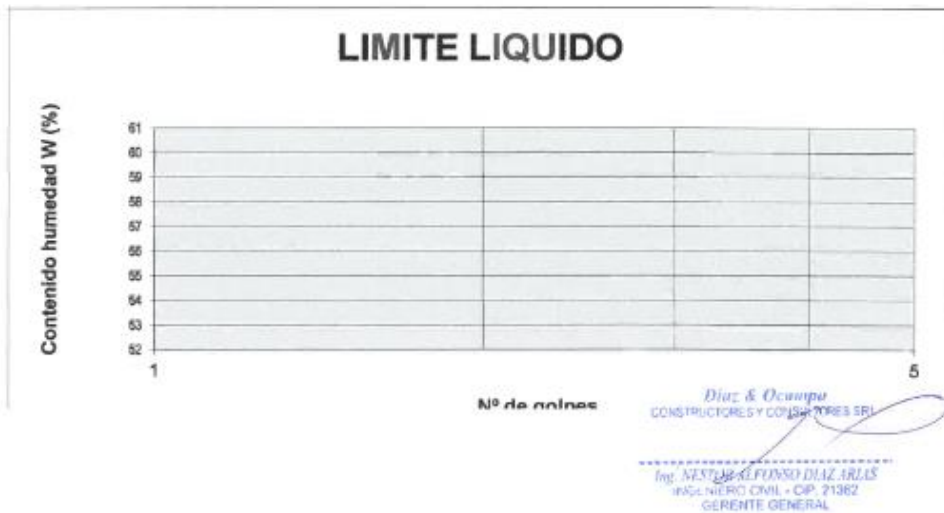
Correo Electronico: nestorda433@hotmail.com - CHACHAPOYAS

ENSAYO : LIMITES DE CONSISTENCIA
NORMA ASTM D4318

PROYECTO	PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS
UBICACIÓN	: PASAJE INTERIO AV. AEROPUERTO, CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS
SOLICITANTE RESPONSABLE	: Hilfer Santiago Chichipe Valdez
FECHA	: ING° NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS : 15 / 01 / 2023

CALICATA C - 1 MUESTRA M2 PROF. (m): 1.60 - 2.50

LIMITES NUMERO	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO	
	L1	L2	L3	P1	P2
Peso tara (gr)					
Peso muestra húmeda + tara (gr)					
Peso muestra seca + tara (gr)					
Peso agua (gr)					
Peso muestra seca (gr)					
Nº golpes					
Contenido de Humedad (%)					
Limite Líquido y Limite Plástico (%)	NO LIQUIDO			NO PLASTICO	





DLAZ & OCAMPO CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
INDECOP I N° 00000377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS, CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

ENSAYO DE CORTE DIRECTO (ASTM - 03080)

DIRECT SHEAR AND RESIDUAL TEST REPORT

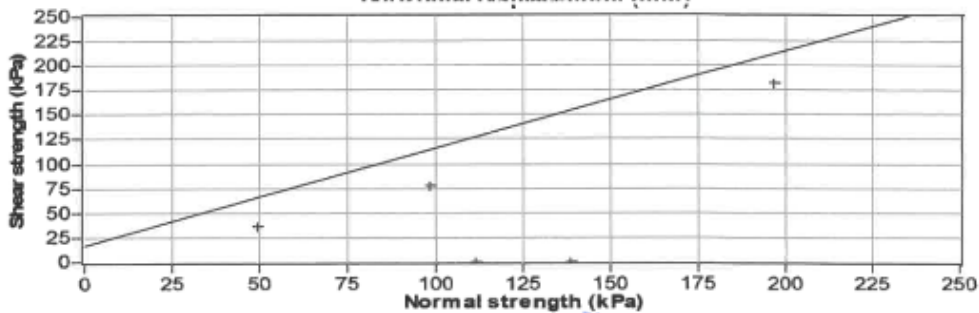
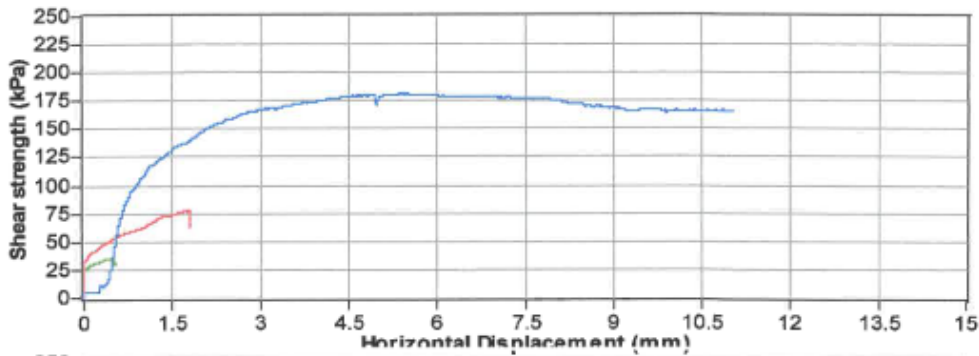
Company	PROYECTO: ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN	COHESIÓN = 0.217 kg/cm ²
Address 1	VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA	ÁNGULO DE FRICCIÓN = 43.1°
Address 2	PLATAFORMA - CHACHAPOYAS	FECHA = 15/12/2023
Sample Detail	C1 Prof. 1.60 - 2.50, MUESTRA ALTERADA SATURADA NO DRENDA	

Test Results

Sample No	Sample Type	Sample Size mm	Normal Load Newton	Normal Stress kPa	Shear Load Newton	Shear Stress kPa	Resilient Load Newton	Resilient Stress kPa
1	Square	60.0	177.0	49.2	129.2	35.9	107.7	29.9
2	Square	60.0	354.0	98.3	278.8	77.4	228.6	63.5
3	Square	60.0	708.0	196.7	653.5	181.5	595.9	165.5
4	Square		400.0		0.0		0.0	
5	Square		500.0		0.0		0.0	

Cohesion By peaks (kPa) 16.2
 Cohesion Angle By peaks (Degree) 44.9

Cohesion By Resilients (kPa) 21.1
 Cohesion Angle By Resilients (Degree) 43.1



Tested By
 01 Kpa = 0.0101927 kg/cm²

Diaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
 Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ TRUJILLO
 INGENIERO CIVIL - C.P. 21362
 GERENTE GENERAL

Approved By
 COHESIÓN = 0.0101927 x 21.3 = 0.217 kg/cm

Av. Aeropuerto 951 a 50 m despues de las iglesias.
 Chachapoyas
 Cel 941892090 - 982360835
 Correo Electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

III. EXPLORACION GEOTECNIA DE LA CALICATA

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 851 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

PROF. (m)		CLASIFICACIÓN		DESCRIPCIÓN	MUESTRAS	LÍMITES	
		SUCS AASHO	SÍMBOLO GRÁFICO			Límite Líquido (%)	Índice Plástico (%)
0,50				De 0,00 m. hasta 0,90 m. de profundidad se observa perfil de relleno y turba	SIN MUESTRA		
1,00		SP ARENA LIMOSA		De 0,90 m. hasta 1,60 m. de profundidad se observa perfil de suelo de SM ARENA LIMOSA, húmeda, de baja plasticidad, con 32,25% de arena, 67,35% de finos y 0,40% de grava.	MI	NO LIQUIDO	NO PLASTICO
1,50							
2,00		GM GRAVA LIMOSA		De 1,60 m. hasta 2,50 m. de profundidad se observa perfil de suelo de GM GRAVA LIMOSA, húmeda, de baja plasticidad, con 46,22% de arena, 12,35% de finos y 39,44% de grava. Se encontró nivel freático a 1,60 m de profundidad.	MI	NO LIQUIDO	NO PLASTICO
2,50							
3,00							
3,50							
4,00							
4,50							
5,00							
5,50							

CALICATA N° 1

EXPLORACIÓN GEOTÉCNICA

PROYECTO : PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS
UBICACIÓN : VÍA DE EVITAMIENTO SAN JUAN DE LA FRONTERA CUADRA 3
 CHACHAPOYAS - CHACHAPOYAS - AMAZONAS
FECHA : 16 / 01 / 2023
SOLICITANTE : Hilber Santiago Cháñigo Valdez
RESPONSABLE : ING° NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS

REGISTRADO POR: ING. NESTOR DIAZ ARIAS.
 REVISADO POR: ING. NESTOR DIAZ ARIAS.
 FECHA: : 16 / 01 / 2023

NINGÚN PRECISO A LAB. M DE PROFUNDIDAD

Díaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
 Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
 GERENTE GENERAL

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

IV. FOTOGRAFIAS

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941882090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



CALICATA 01

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suefosyconcretodiazarias@hotmail.com

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

ING. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00089377
ESTUDIOS DE MECÁNICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



CALICATA 01

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 851 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



CALICATA 01

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982390835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANALISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPFI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



CALICATA 01

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suclosyconcretodiazarias@hotmail.com

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. **NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS**
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

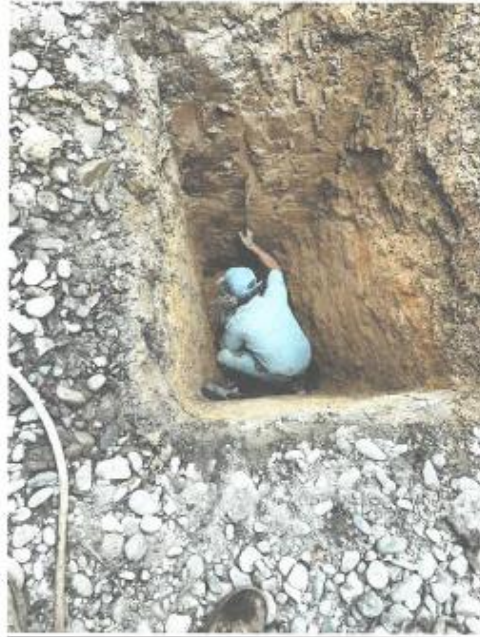
ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANALISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



CALICATA 01

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 661 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
 PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
 MURO EN
 VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
 ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DÍAZ & OCAMPO
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
 REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
 ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
 CONCRETO Y ASFALTO
 (LABORATORIO)

DÍAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



La Calicata C - 1

De 0.00 m. hasta 0.90 m. de profundidad se observa perfil de relleno y turba
 De 0.90 m. hasta 1.60 m. de profundidad se observa perfil de suelo de
 SM ARENA LIMOSA, húmeda, de nula plasticidad, con 32.25% de arena, 67.35% de finos y
 0.40% de grava.
 De 1.60 m. hasta 2.50 m. de profundidad se observa perfil de suelo de
 GM GRAVA LIMOSA, húmeda, de nula plasticidad, con 46.21% de arena, 12.35% de finos y
 39.44% de grava.
 Se encontró nivel freático a 1.60 m de profundidad.

Díaz & Ocampo
 CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

AV. AEROPUERTO 651 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
 CEL. 941892090 - 982360935 CHACHAPOYAS
 Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
 INGENIERO CIVIL - CIP. 21362
 GERENTE GENERAL

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL



CALICATA 01

AV. AEROPUERTO 851 DESPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982380835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR ALFONSO DIAZ ARIAS
INGENIERO CIVIL - CIP. 21562

ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS DEL
PROYECTO ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE
MURO EN
VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA
ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA - CHACHAPOYAS

DIAZ & OCAMPO
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL
REGISTRO DE INDECOPI N° 00069377
ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS,
CONCRETO Y ASFALTO
(LABORATORIO)

DIAZ & OCAMPO



CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

V.- INDECOPI

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

Ing. NESTOR JOSÉ GONSO DIAZARIAS
#00069377 INDECOPI - CIP. 21362
GERENTE GENERAL

AV. AEROPUERTO 651 DÉSPUES DE 50 M DE LAS IGLESIAS
CEL. 941892090 - 982360835 CHACHAPOYAS
Correo electrónico: suelosyconcretodiazarias@hotmail.com



RESOLUCIÓN N° 005227-2022/DSD-Reg-INDECOPI

Lima, 18 de abril de 2022

Con fecha 18 de abril de 2022, DIAZ & OCAMPO CONSTRUCTORES Y CONSULTORES S.R.L., de Perú, solicita la Renovación del registro N° 69377

1. ANÁLISIS

Los artículos 152° y 153° de la Decisión 486, Régimen Común sobre Propiedad Industrial, establecen que la renovación del registro de una marca deberá solicitarse ante la Oficina Competente, dentro de los seis meses anteriores a la fecha de su expiración. No obstante, el titular de la marca gozará de un plazo de gracia de seis meses, contados a partir de la fecha del mismo.

Asimismo, habiéndose cumplido con las formalidades establecidas en el párrafo precedente, las disposiciones contenidas en los artículos 178°, 179°, 184°, 189°, 196° y 198° de la Decisión 486, Régimen Común sobre Propiedad Industrial, y el artículo 75° del Decreto Legislativo N° 1075 y sus modificatorias, en lo que corresponda; así como lo señalado por el Texto Único de Procedimientos Administrativos del Indecopi; procede acceder a la renovación solicitada.

La presente Resolución se emite en aplicación de las normas legales antes mencionadas y en uso de las facultades conferidas por los artículos 36°, 40° y 41° de la Ley de Organización y Funciones del Instituto Nacional de Defensa de la Competencia y de la Protección de la Propiedad Intelectual - Indecopi, sancionada por Decreto Legislativo N° 1033, Reglamento y su modificatoria, concordante con el artículo 4° del Decreto Legislativo N° 1075 y sus modificatorias, que aprueba disposiciones complementarias a la Decisión 486, Régimen Común sobre Propiedad Industrial.

2. DECISIÓN DE LA DIRECCIÓN DE SIGNOS DISTINTIVOS

INSCRIBIR en el Registro de Marcas de Servicio de la Propiedad Industrial, a favor de DIAZ & OCAMPO CONSTRUCTORES Y CONSULTORES S.R.L., la renovación del registro de la marca de servicio constituida por la denominación DIAZ & OCAMPO CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL y logotipo (se reivindica colores), de la Clase 37 de la Clasificación Internacional, inscrita con certificado N° 69377, quedando bajo el amparo de ley por el plazo de diez años, contado desde el vencimiento del registro anterior, que expirará el 09 de diciembre de 2031.

Regístrese y Comuníquese

GWENDY PAZ GILIO
Área de Registro y Archivo
DIRECCIÓN DE SIGNOS DISTINTIVOS
INDECOPI

Diaz & Ocampo
CONSTRUCTORES Y CONSULTORES SRL

[Firma]
Ing. **ALFONSO DIAZ ARIAS**
INGENIERO CIVIL, CIP. 21382
GERENTE GENERAL



Este es un código QR que permite verificar la autenticidad de este documento electrónico. Para más información, consulte el sitio web de INDECOPI.

<http://entitas.indecopi.gob.pe/verificador>

Id Documento: *iamf0dc0g*

**Anexo 03: Parámetros considerados para el diseño del muro de
contención en voladizo**



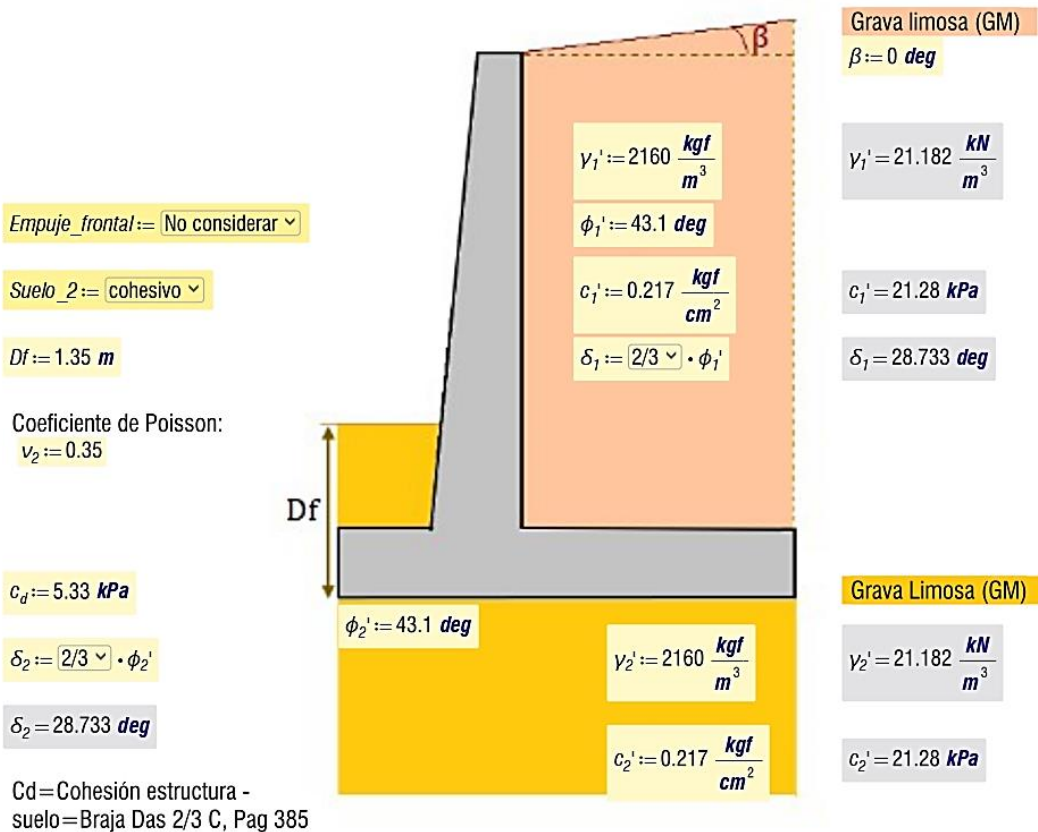
A. PARÁMETROS DE DISEÑO

A.1. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL CONCRETO

- Peso específico del concreto: $\gamma_H := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ $\gamma_H = 23.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Resistencia característica del concreto $f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_c = 20.59 \text{ MPa}$
- Tamaño máximo de agregado grueso: $d_{agg} := \frac{3}{4} \text{ in}$
- Módulo de fluencia del acero: $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_y = 411.88 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

A.2. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL PROPIEDADES DEL SUELO

- Capacidad admisible del suelo: $q_{adm} := 5.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $q_{adm} = 503.08 \text{ kPa}$



A.3. FACTORES DE SEGURIDAD

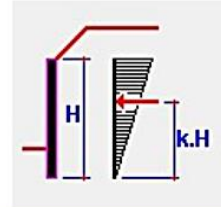
- Frente al vuelco: $SF_o := 2$
- Frente al deslizamiento: $SF_s := 1.5$
- Para capacidad portante: $SF_b := 3$



A.4. DATOS PARA EL ANALISIS SISMICO

SISMO := NO CONSIDERAR

- Factor de lugar: $F_{pga} := 1.2$
- Coefficiente Sísmico de aceleración: $PGA := 0.25$
- Brazo de empuje por Sismo: $BRAZO_{SISMO} := 0.5$



B. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

B.1. GEOMETRIA DEL MURO

- Altura del muro: $H := 11.35 \text{ m}$
- Ancho de la cresta : (min 25 cm) $B2 := 0.3 \text{ m}$
- Ancho del Mango : $Mango := 0.1 \cdot H$ $Mango = 1.135 \text{ m}$ $Mango := 1.30 \text{ m}$
- Ancho de la Base: $(0.5 H - 0.7 H)$ $B := 0.7 \cdot H$ $B = 7.945 \text{ m}$ $B := 8.15 \text{ m}$
- Altura del zapata: $h := 0.1 \cdot H$ $h = 1.135 \text{ m}$ $h := 1.35 \text{ m}$
- Pendiente delantera del muro: $h' = 1$ $V = 10$
- Largo de la punta: $(0.1 H \text{ o } B / 3)$ $b1 := B/3$

$b1 = 2.717 \text{ m}$

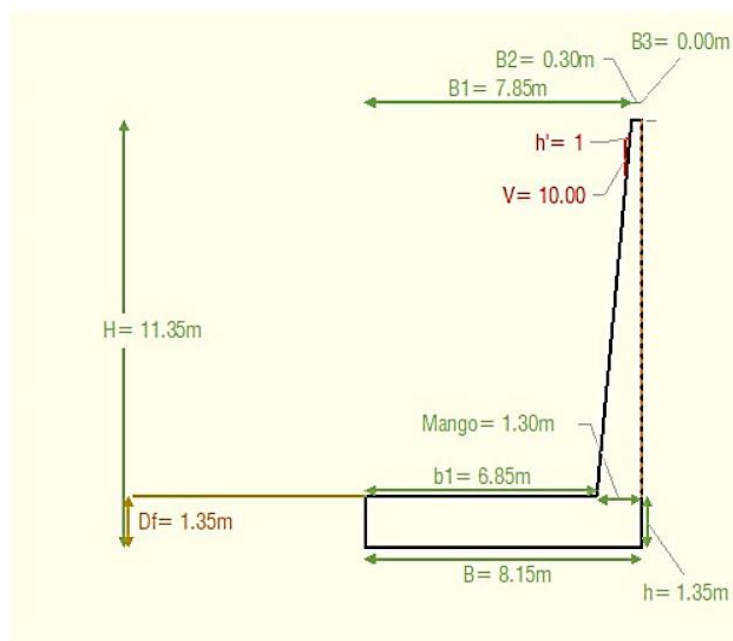
$b1 := 6.85 \text{ m}$

$B1 = 7.85 \text{ m}$

$B3 = 0 \text{ m}$

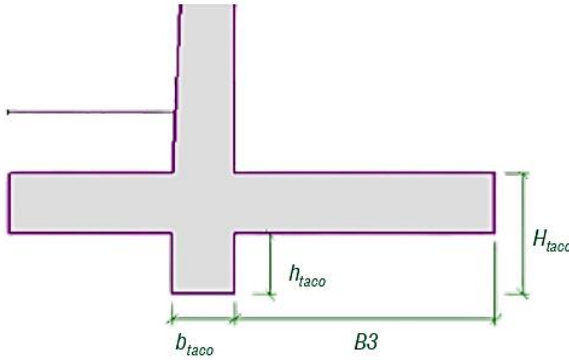
$V1 = 0 \text{ m}$

$H' = 11.35 \text{ m}$





B.2. DIMENSIONES DE LA CUÑA



TACO :=

$h_{taco}' := Mango$

$b_{taco}' := Mango$

$h_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

$h_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$b_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

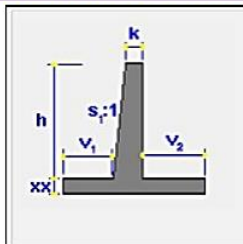
$b_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$h_{taco} = 0 \text{ m}$

$H_{taco} = 1.35 \text{ m}$

$b_{taco} = 0 \text{ m}$

C. RESUMEN DE GEOMETRIA PARA INGRESAR AL PROGRAMA GEO 5



$k = 0.3$

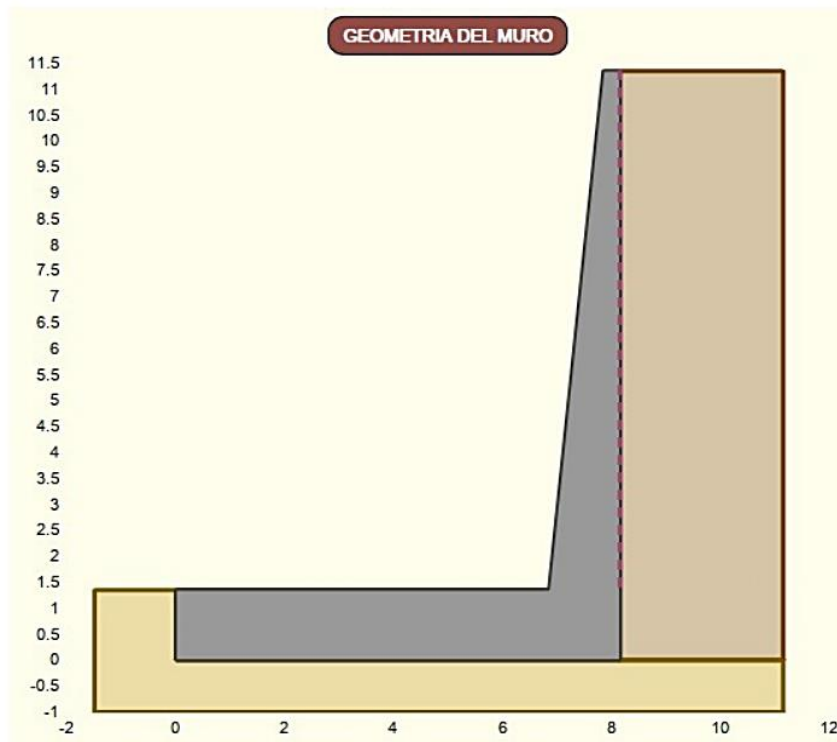
$v_1 = 6.85$


$s_1 = 10$

$h = 10$

$v_2 = 7E-16$

$xx = 1.35$



 UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	TESIS
	PARÁMETROS DE DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	

D. DISTRIBUCION DE ACERO POR TEMPERATURA

D.1. CALCULO DE ACERO EN LA ZAPATA

D.1.1. FACTORES DE MAYORACIÓN DE CARGAS

- Factor de Mayoración Cargas Muertas: $\gamma_D := 1.2$
- Factor de Mayoración Presión Lateral de Suelo: $\gamma_{EH} := 1.6$ **5.3.8 a ACI 318-19 Pag. 67**
- Factor de Mayoración Cargas Sismo: $\gamma_{EQ} := 1$ **Tabla 5.3.1 ACI 318-19 Pag. 64**

D.1.2. PARA DISEÑO A FLEXIÓN EN LA PUNTA

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.393}$$

Recubrimiento inferior zapata: $rec_z_{inf} := 7.5 \text{ cm}$

Elegir barra: : #8 ▾ $\phi_1 = 25.4 \text{ mm}$

$$A_{\phi_1} := \frac{\pi \cdot (\phi_1)^2}{4} \quad A_{\phi_1} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$h = 1.35 \text{ m}$ $b = 1 \text{ m}$ análisis para un metro

$$d_p := h - \left(rec_z_{inf} + \frac{\phi_1}{2} \right) = 126.23 \text{ cm}$$

D.1.3. PARA DISEÑO A FLEXIÓN EN EL TALÓN

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.393}$$

Recubrimiento superior zapata: $rec_z_{sup} := 7.5 \text{ cm}$

Elegir barra: : #8 ▾ $\phi_2 = 25.4 \text{ mm}$

$$A_{\phi_2} := \frac{\pi \cdot (\phi_2)^2}{4} \quad A_{\phi_2} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$h = 1.35 \text{ m}$ $b = 1 \text{ m}$ análisis para un metro

$$d_t := h - \left(rec_z_{sup} + \frac{\phi_2}{2} \right) = 126.23 \text{ cm}$$

$M_{Ut} := 0 \text{ N}$

$M_u := |M_{Ut}| \cdot 1 \text{ m} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$

$$\rho_{talon} := \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (M_u)}{0.85 \cdot \phi_b \cdot f_c \cdot b \cdot d_t^2}} \right) = 0$$

$A_{S_{cal_talon}} := \rho_{talon} \cdot b \cdot d_t = 0 \text{ cm}^2$



$$\rho_{req_talón} := \begin{cases} \text{if } \rho_{talón} > \frac{\max(3 \cdot \sqrt{f_c \cdot psi}, 200 \text{ psi})}{f_y} \\ \rho_{req_talón} \leftarrow \rho_{talón} \\ \text{else} \\ \rho_{req_talón} \leftarrow 1.333 \cdot \rho_{talón} \end{cases}$$

9.6.1.2 a) y b) ACI 318-19
Pag.137

9.6.1.3 ACI 318-19
Pag.138

$$\rho_{req_talón} = 0$$

$$A_{S_{req_talón}} := \rho_{req_talón} \cdot b \cdot d_t = 0 \text{ cm}^2$$

D.1.4. REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA

$$\rho_{temp} := 0.0018 \quad 24.4.3.2 \text{ ACI 318-19 Pag.464}$$

$$d := \max(d_p, d_t) = 126.23 \text{ cm} \quad b := 1 \text{ m}$$

$$A_{S_z} := \rho_{temp} \cdot b \cdot d = 22.721 \text{ cm}^2$$

Elegir barra:

$$\phi_{T1} = 25.4 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{T1}} := \frac{\pi \cdot (\phi_{T1})^2}{4}$$

$$A_{\phi_{T1}} = 5.067 \text{ cm}^2$$

$$s_{T1} := \frac{b \cdot A_{\phi_{T1}}}{A_{S_z}} = 22.3 \text{ cm}$$


$$s_{z_max} := \min(5 \text{ h}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

24.4.3.3 ACI 318-19 Pag.464

$$s_{T1} := \min(s_{T1}, s_{z_max}) = 22.3 \text{ cm}$$

Acero por temperatura: $A_{S_{T1}} = \text{" #8 c/ 22.31 cm" } \frac{\text{cm}}{\text{m}}$

Acero en el talón: $A_{S_t} = \text{" #8 c/ 22.31 cm" } \frac{\text{cm}}{\text{m}}$

 UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	TESIS
	PARÁMETROS DE DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	

D.2. CALCULO DE ACERO EN LA PANTALLA

D.2.1. PARA DISEÑO A FLEXIÓN DE LA PANTALLA

- Discretización en los diagramas: $\Delta := 5 \text{ cm}$

D.2.1.1. DISEÑO A FLEXION REFUERZO TRASERO:

$$\phi_b := 0.9$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.393

Recubrimiento pantalla:

$$rec_p := 7.5 \text{ cm}$$

Elegir barra:

: #6 ▾

$$\phi_3 = 19.05 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_3} := \frac{\pi \cdot (\phi_3)^2}{4}$$

$$A_{\phi_3} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$h_{pant} := \text{Mango}(x)_{num} = 1.3 \text{ m}$$

$b := 1 \text{ m}$ análisis para un metro

$$d_{pant} := h_{pant} - \left(rec_p + \frac{\phi_3}{2} \right) = 121.548 \text{ cm}$$

D.2.1.2. REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA Y ACERO LONG. DELANTERO:

- Para refuerzo transversal y longitudinal en la cara delantera, se usara refuerzo por temperatura y contracción mínima. **24.4 ACI 318-19**
- El refuerzo mínimo por contracción y temperatura es de 0.0018 del área bruta de concreto. Divide esta cantidad en partes iguales entre las dos caras. **R 24.4.3.2 ACI 318-19 Pag. 464**

$$\rho_{temp} := 0.0018$$

Recubrimiento pantalla:

$$rec_p = 0.075 \text{ m}$$

Elegir barra:

: #4 ▾

$$\phi_{T2} = 12.7 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{T2}} := \frac{\pi \cdot (\phi_{T2})^2}{4}$$

$$A_{\phi_{T2}} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$h_{pant} := \text{Mango}(x)_{num} = 1.3 \text{ m}$$

$b := 1 \text{ m}$

$$d_{T2} := h_{pant} - \left(rec_p + \frac{\phi_{T2}}{2} \right) = 121.865 \text{ cm}$$

$$A_{S_{temp}} := \frac{\rho_{temp} \cdot b \cdot d_{T2}}{2} = 10.968 \text{ cm}^2$$

$$s_{T2} := \frac{b \cdot A_{\phi_{T2}}}{A_{S_{temp}}} \quad s_{T2} = 11.55 \text{ cm}$$

$$s_{t_max} := \min(5 h_{pant}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

24.4.3.3 ACI 318-19 Pag.464

$$s_{T2} := \min(s_{T2}, s_{t_max}) = 11.55 \text{ cm}$$

Acero por temperatura y acero longitudinal delantero: $A_{S_{T2}} = \#4 \text{ c} / 11.55 \text{ cm} \frac{\text{cm}}{\text{m}}$

Aceros de Temperatura

Aceros Longitudinales

(T1) $A_{S_{T1}} = \#8 \text{ c} / 22.31 \text{ cm}''$

(1) $A_{S_l} = \#8 \text{ c} / 22.31 \text{ cm}''$

(T2) $A_{S_{T2}} = \#4 \text{ c} / 11.55 \text{ cm}''$

**Anexo 04: Parámetros considerados para el diseño del muro de
contención con contrafuerte**



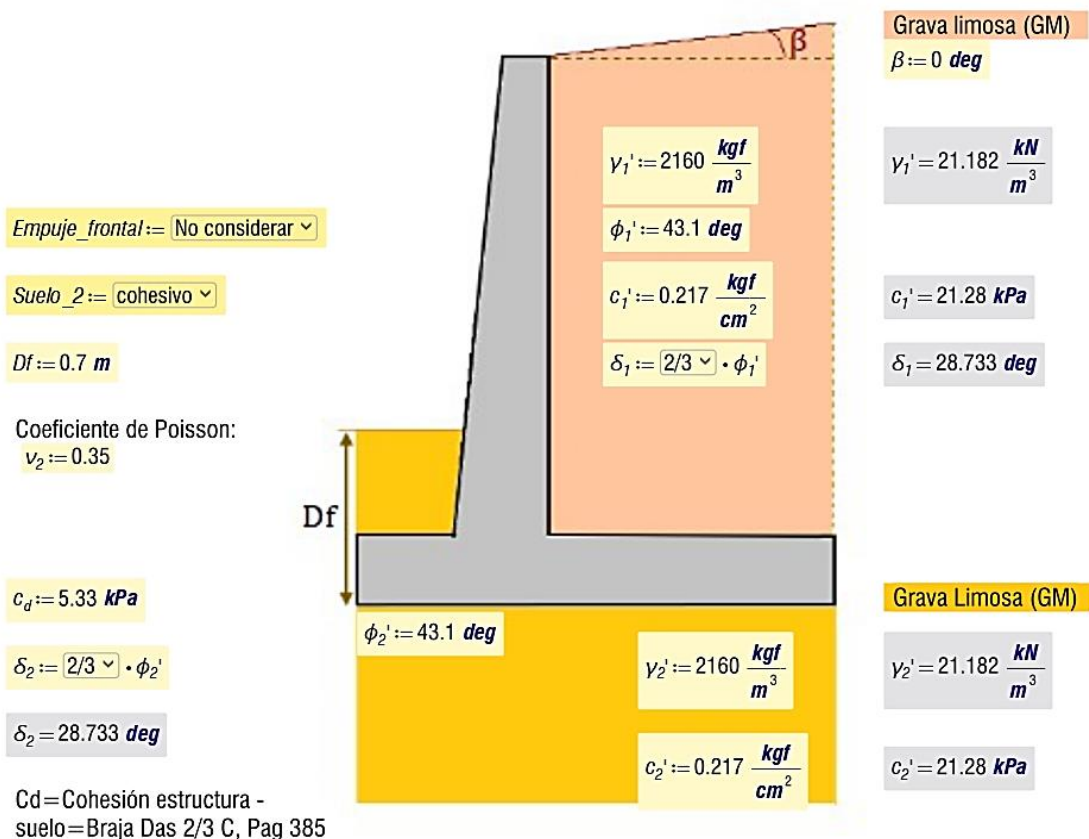
A. PARÁMETROS DE DISEÑO

A.1. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL CONCRETO

- Peso específico del concreto: $\gamma_H := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ $\gamma_H = 23.54 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Resistencia característica del concreto $f_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_c = 20.59 \text{ MPa}$
- Tamaño máximo de agregado grueso: $d_{agg} := \frac{3}{4} \text{ in}$
- Módulo de fluencia del acero: $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $f_y = 411.88 \text{ MPa}$
- Módulo de Elasticidad del acero: $E_s := 2.1 \cdot 10^6 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

A.2. PROPIEDADES FÍSICO MECÁNICAS DEL PROPIEDADES DEL SUELO

- Capacidad admisible del suelo: $q_{adm} := 5.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ $q_{adm} = 503.08 \text{ kPa}$



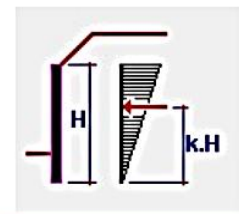
A.3. FACTORES DE SEGURIDAD

- Frente al vuelco: **$SF_o := 2$**
- Frente al deslizamiento: **$SF_s := 1.5$**
- Para capacidad portante: **$SF_b := 3$**

A.4. DATOS PARA EL ANALISIS SISMICO

SISMO := NO CONSIDERAR ▾

- Factor de lugar: $F_{pga} := 1.2$
- Coeficiente Sísmico de aceleración $PGA := 0.25$
- Brazo de empuje por Sísmo: $BRAZO_{SISMO} := 0.5$ ▾



B. PARÁMETROS GEOMÉTRICOS

B.1. GEOMETRIA DEL MURO

- Altura del muro: $H := 10.7\ m$
 - Ancho de la cresta : (min 25 cm) $B2 := 0.3\ m$
 - Ancho del Mango : $Mango := 0.1 \cdot H$ $Mango = 1.07\ m$ $Mango := 1.30\ m$
 - Ancho de la Base: (0.5 H - 0.7 H) $B := 0.7$ ▾ $\cdot H$ $B = 7.49\ m$ $B := 5.9\ m$
 - Altura del zapata: $h := 0.1 \cdot H$ $h = 1.07\ m$ $h := 0.7\ m$
-
- Pendiente delantera del muro: $h' = 1$ $V = 10$
 - Largo de la punta: (0.1 H o B / 3) $b1 := B/3$ ▾

$b1 = 1.967\ m$

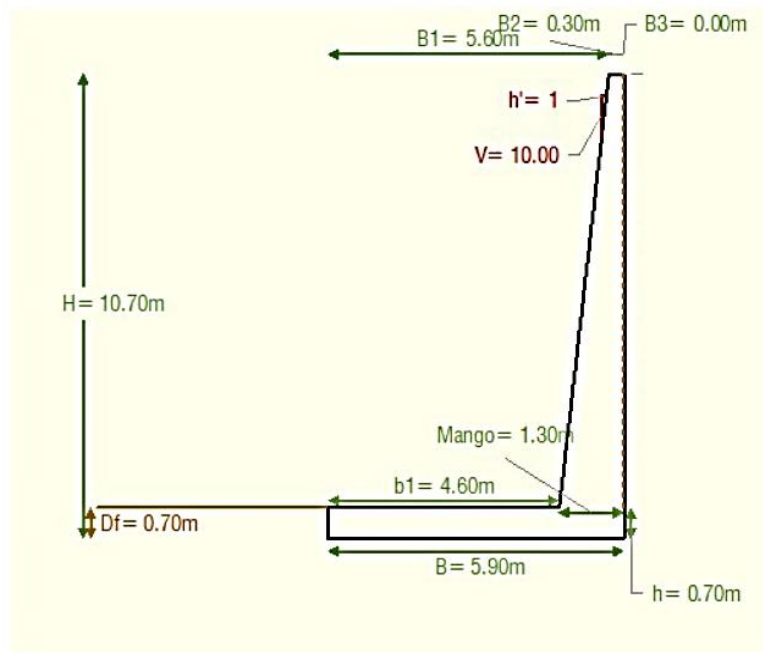
$b1 := 4.6\ m$

$B1 = 5.6\ m$

$B3 = 0\ m$

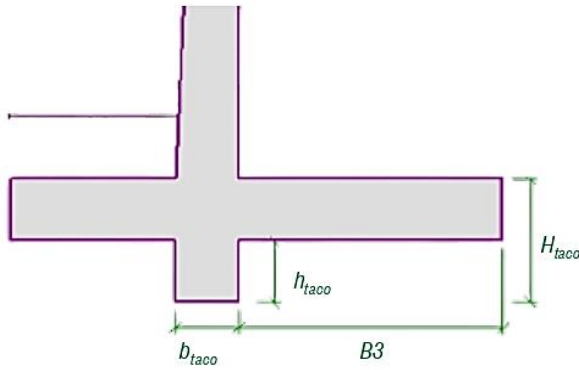
$V1 = 0\ m$

$H = 10.7\ m$





B.2. DIMENSIONES DE LA CUÑA



TACO :=

$h_{taco}' := Mango$

$b_{taco}' := Mango$

$h_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

$h_{taco} := 0.5 \text{ m}$

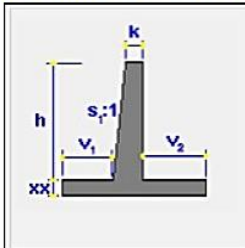
$b_{taco}' = 1.3 \text{ m}$

$b_{taco} := 0.5 \text{ m}$

$h_{taco} = 0 \text{ m}$
 $b_{taco} = 0 \text{ m}$

$H_{taco} = 0.7 \text{ m}$

C. RESUMEN DE GEOMETRIA PARA INGRESAR AL PROGRAMA GEO 5



$k = 0.3$

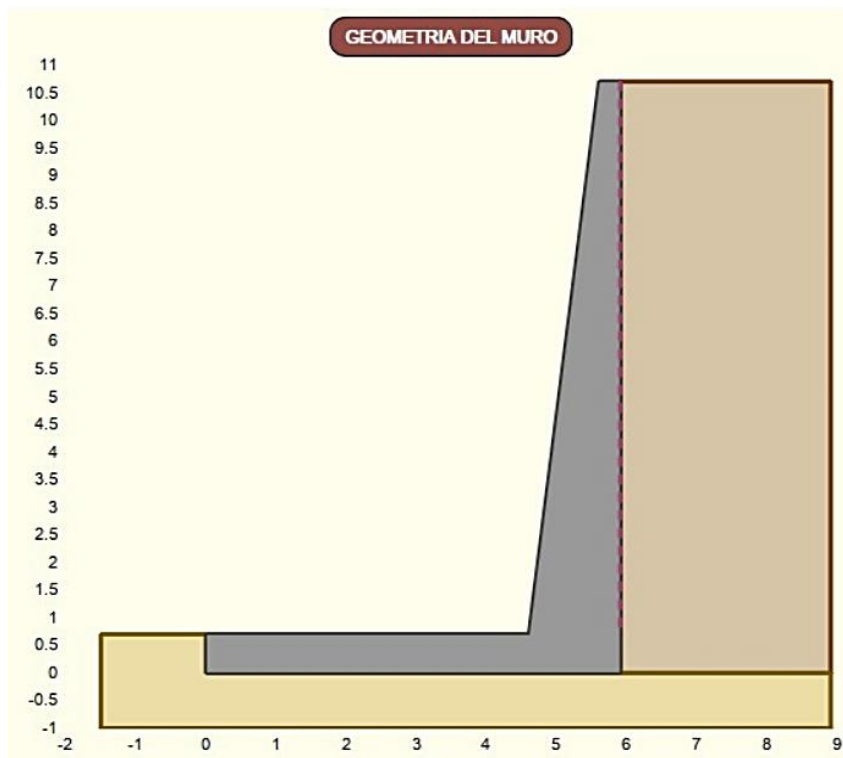
$v_1 = 4.6$


$s_1 = 10$

$h = 10$

$v_2 = 7E-16$

$xx = 0.7$



 UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRÍGUEZ DE MENDOZA DE AMAZONAS	DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO	TESIS
	PARÁMETROS DE DISEÑO DEL MURO DE CONTENCIÓN CON CONTRAFUERTE DE CONCRETO ARMADO	

D. DISTRIBUCION DE ACERO POR TEMPERATURA

D.1. CALCULO DE ACERO EN LA ZAPATA

D.1.1. FACTORES DE MAYORACIÓN DE CARGAS

- Factor de Mayoración Cargas Muertas: $\gamma_D := 1.2$
- Factor de Mayoración Presión Lateral de Suelo: $\gamma_{EH} := 1.6$ **5.3.8 a ACI 318-19 Pag. 67**
- Factor de Mayoración Cargas Sismo: $\gamma_{EQ} := 1$ **Tabla 5.3.1 ACI 318-19 Pag. 64**

D.1.2. PARA DISEÑO A FLEXIÓN EN LA PUNTA

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.393}$$

Recubrimiento inferior zapata: $rec_Z_{inf} := 7.5 \text{ cm}$

Elegir barra: : #5 ▾ $\phi_1 = 15.88 \text{ mm}$

$$A_{\phi_1} := \frac{\pi \cdot (\phi_1)^2}{4} \quad A_{\phi_1} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$h = 0.7 \text{ m}$ $b := 1 \text{ m}$ análisis para un metro

$$d_p := h - \left(rec_Z_{inf} + \frac{\phi_1}{2} \right) = 61.706 \text{ cm}$$

D.1.3. PARA DISEÑO A FLEXIÓN EN EL TALÓN

$$\phi_b := 0.9 \quad \text{Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.393}$$

Recubrimiento superior zapata: $rec_Z_{sup} := 7.5 \text{ cm}$

Elegir barra: : #5 ▾ $\phi_2 = 15.88 \text{ mm}$

$$A_{\phi_2} := \frac{\pi \cdot (\phi_2)^2}{4} \quad A_{\phi_2} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$h = 0.7 \text{ m}$ $b := 1 \text{ m}$ análisis para un metro

$$d_t := h - \left(rec_Z_{sup} + \frac{\phi_2}{2} \right) = 61.706 \text{ cm}$$

$$M_{ut} := 0 \text{ N}$$

$$M_u := |M_{ut}| \cdot 1 \text{ m} = 0 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\rho_{talon} := \frac{0.85 \cdot f_c}{f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot (M_u)}{0.85 \cdot \phi_b \cdot f_c \cdot b \cdot d_t^2}} \right) = 0$$

$$A_{S_{cal_talon}} := \rho_{talon} \cdot b \cdot d_t = 0 \text{ cm}^2$$



$$\rho_{req_talon} := \begin{cases} \text{if } \rho_{talon} > \frac{\max(3 \cdot \sqrt{f'c} \cdot psi, 200 psi)}{fy} \\ \rho_{req_talon} \leftarrow \rho_{talon} \\ \text{else} \\ \rho_{req_talon} \leftarrow 1.333 \cdot \rho_{talon} \end{cases}$$

9.6.1.2 a) y b) ACI 318-19
Pag.137

9.6.1.3 ACI 318-19
Pag.138

$$\rho_{req_talon} = 0$$

$$A_{S_{req_talon}} := \rho_{req_talon} \cdot b \cdot d_t = 0 \text{ cm}^2$$

D.1.4. REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA

$$\rho_{temp} := 0.0018 \quad \text{24.4.3.2 ACI 318-19 Pag.464}$$

$$d := \max(d_p, d_t) = 61.706 \text{ cm} \quad b := 1 \text{ m}$$

$$A_{S_{tz}} := \rho_{temp} \cdot b \cdot d = 11.107 \text{ cm}^2$$

Elegir barra:

$$\phi_{T1} = 15.88 \text{ mm}$$

$$A_{\phi T1} := \frac{\pi \cdot (\phi_{T1})^2}{4}$$

$$A_{\phi T1} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$s_{T1} := \frac{b \cdot A_{\phi T1}}{A_{S_{tz}}} = 17.82 \text{ cm}$$

$$s_{tz_max} := \min(5 h, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

24.4.3.3 ACI 318-19 Pag.464

$$s_{T1} := \min(s_{T1}, s_{tz_max}) = 17.82 \text{ cm}$$

Acero por temperatura: $A_{S_{T1}} = \text{" \#5 c/ 17.83 cm" } \frac{\text{cm}}{\text{m}}$

Acero en el talón: $A_{S_t} = \text{" \#5 c/ 17.83 cm" } \frac{\text{cm}}{\text{m}}$



D.2. CALCULO DE ACERO EN LA PANTALLA

D.2.1. PARA DISEÑO A FLEXIÓN DE LA PANTALLA

- Discretización en los diagramas:

$$\Delta := 5 \text{ cm}$$

D.2.1.1. DISEÑO A FLEXION REFUERZO TRASERO:

$$\phi_b := 0.9$$

Tabla 21.2.1 ACI 318-19 Pag.393

Recubrimiento pantalla:

$$rec_p := 7.5 \text{ cm}$$

Elegir barra:

#4

$$\phi_3 = 12.7 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_3} := \frac{\pi \cdot (\phi_3)^2}{4}$$

$$A_{\phi_3} = 1.267 \text{ cm}^2$$

$$h_{pant} := Mango(x)_{num} = 1.3 \text{ m}$$

$$b := 1 \text{ m} \quad \text{análisis para un metro}$$

$$d_{pant} := h_{pant} - \left(rec_p + \frac{\phi_3}{2} \right) = 121.865 \text{ cm}$$

D.2.1.2. REFUERZO TRANSVERSAL POR TEMPERATURA Y ACERO LONG. DELANTERO:

- Para refuerzo transversal y longitudinal en la cara delantera, se usara refuerzo por temperatura y contracción mínima. **24.4 ACI 318-19**
- El refuerzo mínimo por contracción y temperatura es de 0.0018 del área bruta de concreto. Divide esta cantidad en partes iguales entre las dos caras. **R 24.4.3.2 ACI 318-19 Pag. 464**

$$\rho_{temp} := 0.0018$$

Recubrimiento pantalla:

$$rec_p = 0.075 \text{ m}$$

Elegir barra:

#5

$$\phi_{T2} = 15.88 \text{ mm}$$

$$A_{\phi_{T2}} := \frac{\pi \cdot (\phi_{T2})^2}{4}$$

$$A_{\phi_{T2}} = 1.979 \text{ cm}^2$$

$$h_{pant} := Mango(x)_{num} = 1.3 \text{ m}$$

$$b := 1 \text{ m}$$

$$d_{T2} := h_{pant} - \left(rec_p + \frac{\phi_{T2}}{2} \right) = 121.706 \text{ cm}$$

$$AS_{temp} := \frac{\rho_{temp} \cdot b \cdot d_{T2}}{2} = 10.954 \text{ cm}^2$$

$$s_{T2} := \frac{b \cdot A_{\phi_{T2}}}{AS_{temp}}$$

$$s_{T2} = 18.07 \text{ cm}$$

$$s_{l_max} := \min(5 h_{pant}, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

24.4.3.3 ACI 318-19 Pag.464

$$s_{T2} := \min(s_{T2}, s_{l_max}) = 18.07 \text{ cm}$$

Acero por temperatura y acero longitudinal delantero:

$$AS_{T2} = \#5 \text{ c} / 18.08 \text{ cm} \quad \frac{\text{cm}}{\text{m}}$$

Aceros de Temperatura

Aceros Longitudinales

(T1) $AS_{T1} = \#5 \text{ c} / 17.83 \text{ cm}$

(I) $AS_i = \#5 \text{ c} / 17.83 \text{ cm}$

(T2) $AS_{T2} = \#5 \text{ c} / 18.08 \text{ cm}$

Anexo 05: Memoria de cálculo del software GEO5 para el diseño del muro de contención en voladizo

Cantilever wall analysis

Input data

Project

Task : ANÁLISIS TÉCNICO MURO EN VOLADIZO
 Part : TESIS
 Description : DETERMINAR LA MEJOR ALTERNATIVA
 Customer : UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ DE MENDOZA
 Author : HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ
 Date : 09/02/2024

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11
 AASHTO - reduce parameters of friction soil/soil by 2/3 ϕ

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Mazindrani (Rankine)
 Passive earth pressure calculation : Mazindrani (Rankine)
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
 Allowable eccentricity : 0.333
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	SF _o =	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	SF _s =	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	SF _b =	3.00	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
 Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

Concrete : Concreto $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Compressive strength $f'_c = 20.59 \text{ MPa}$

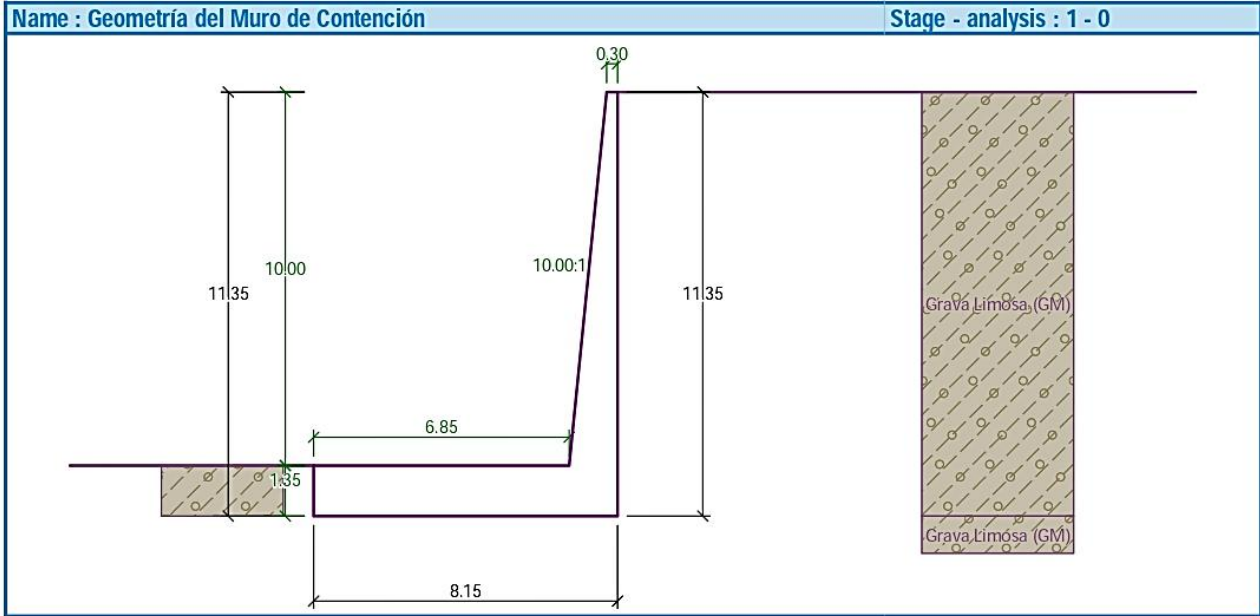
Longitudinal steel : ASTM A615 Gr 60 (user defined)

Tensile strength $f_y = 411.88 \text{ MPa}$

Geometry of structure

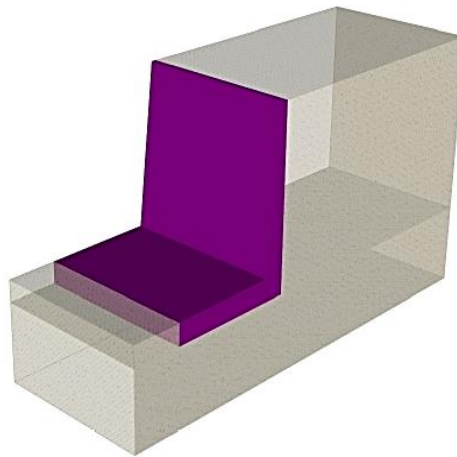
No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	10.00
3	0.00	11.35
4	-8.15	11.35
5	-8.15	10.00
6	-1.30	10.00
7	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
 Wall section area = 19.00 m².



Name : Muro 3D

Stage - analysis : 1 - 0


Basic soil parameters

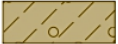
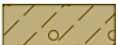
No.	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Grava Limosa (GM)		43.10	21.28	21.18	11.18	28.73

All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters
Grava Limosa (GM)

Unit weight :	$\gamma = 21.18 \text{ kN/m}^3$
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	$\varphi_{ef} = 43.10^\circ$
Cohesion of soil :	$c_{ef} = 21.28 \text{ kPa}$
Angle of friction struc.-soil :	$\delta = 28.73^\circ$
Soil :	cohesionless
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21.18 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	11.35	0.00 .. 11.35	Grava Limosa (GM)	
2	-	11.35 .. ∞	Grava Limosa (GM)	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: not considered

Soil on front face of the structure - Grava Limosa (GM)

Soil thickness in front of structure $h = 1.35$ m

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ _d [°]	c _d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ _d [°]	K _a	Comment
1	4.63	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.000	
2	5.37	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.101	
3	1.35	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.111	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ _z [kPa]	σ _w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
3	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
	11.35	240.39	0.00	26.77	26.77	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.63	437.06	5.60	1.200
Active pressure	89.92	-2.24	0.00	8.15	1.600

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 2937.15$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 322.15$ kNm/m

Safety factor = 9.12 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 664.22$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 143.87$ kN/m

Safety factor = 4.62 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-477.79	524.47	143.87	0.000	64.35

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-477.79	524.47	143.87

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 64.35$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 503.08$ kPa

Safety factor = 7.82 > 3.00

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front reinf.

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.77	0.00	67.07	67.07	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.96	183.96	0.85	1.200
Pressure at rest	335.33	-3.33	0.00	1.30	1.600

Wall stem check - front reinf.

Front reinforcement is not required.

Wall stem check - back reinf.

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.77	0.00	67.07	67.07	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.96	183.96	0.85	1.200
Pressure at rest	335.33	-3.33	0.00	1.30	1.600

Wall stem check - back reinf.

Wall check at the construction joint 10.00 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

9 prof. No. 6, cover 50.0 mm

9 prof. No. 6, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 5130.4 mm²

Required reinforcement area = 4152.6 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 1.30 m

Reinforcement ratio ρ = 0.41 % > 0.33 % = ρ_{min}

	HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ	ANÁLISIS TÉCNICO MURO EN VOLADIZO TESIS
---	---------------------------------	--

Position of neutral axis $c = 0.14 \text{ m} < 0.53 \text{ m} = c_{max}$
 Ultimate shear force $\phi V_n = 701.01 \text{ kN} > 536.53 \text{ kN} = V_u$
 Ultimate moment $\phi M_n = 2248.51 \text{ kNm} > 1744.52 \text{ kNm} = M_u$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	4.63	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.000	
2	5.37	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.101	
3	1.35	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.111	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
3	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
	11.35	240.39	0.00	26.77	26.77	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-2.63	437.06	5.60	1.200
Active pressure	89.92	-2.24	0.00	8.15	1.600

Wall jump check

Reinforcement and dimensions of the cross-section

9 prof. No. 8, cover 70.0 mm

Inputted reinforcement area = 4560.4 mm²

Required reinforcement area = 4242.9 mm²

Cross-section width = 1.00 m

Cross-section height = 1.35 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.36 \% > 0.33 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $c = 0.13 \text{ m} < 0.54 \text{ m} = c_{max}$

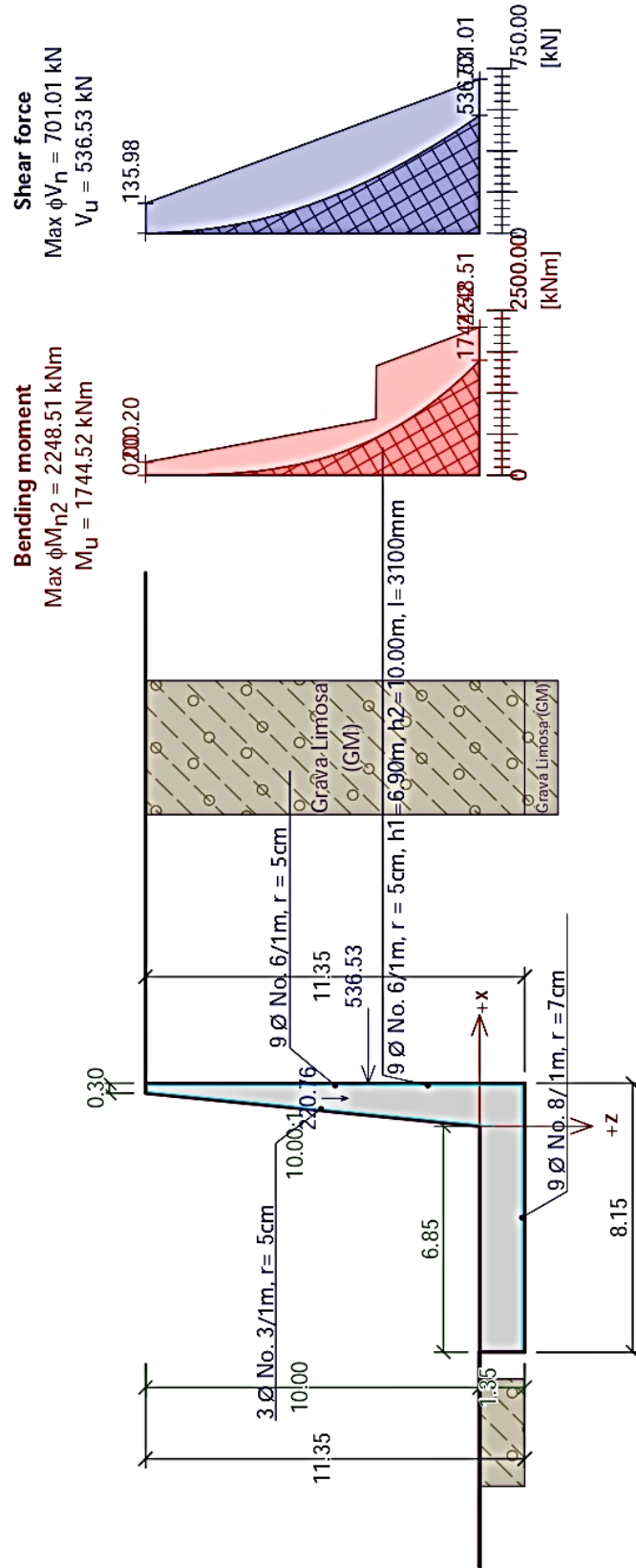
Ultimate shear force $\phi V_n = 716.24 \text{ kN} > 228.12 \text{ kN} = V_u$

Ultimate moment $\phi M_n = 2051.65 \text{ kNm} > 1744.52 \text{ kNm} = M_u$

Cross-section is SATISFACTORY.

Name : Distribución del acero

Stage - analysis : 1 - 1



Slope stability analysis

Input data

Settings

(input for current task)

Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	$SF_s =$	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-28.38	-10.00	-8.15	-10.00	-1.30	-10.00
		-0.30	0.00	0.00	0.00	34.05	0.00
2		-8.15	-11.35	0.00	-11.35	0.00	-10.00
		0.00	0.00				
3		-28.38	-11.35	-8.15	-11.35	-8.15	-10.00
4		0.00	-11.35	34.05	-11.35		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ_{ef}	c_{ef}	γ
			[°]	[kPa]	[kN/m ³]
1	Grava Limosa (GM)		43.10	21.28	21.18

Soil parameters - uplift


No.	Name	Pattern	γ_{sat}	γ_s	n
			[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]
1	Grava Limosa (GM)		21.18		

Soil parameters

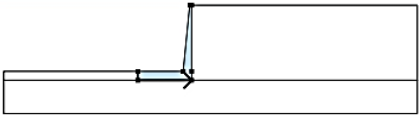

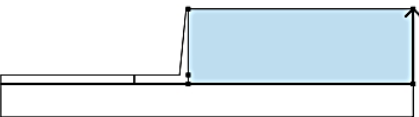





Grava Limosa (GM)

Unit weight :	$\gamma = 21.18 \text{ kN/m}^3$
Stress-state :	effective
Angle of internal friction :	$\varphi_{ef} = 43.10^\circ$
Cohesion of soil :	$c_{ef} = 21.28 \text{ kPa}$
Saturated unit weight :	$\gamma_{sat} = 21.18 \text{ kN/m}^3$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		-8.15	-11.35	0.00	-11.35	Material of structure 
		0.00	-10.00	0.00	0.00	
		-0.30	0.00	-1.30	-10.00	
		-8.15	-10.00			
2		34.05	-11.35	34.05	0.00	Grava Limosa (GM) 
		0.00	0.00	0.00	-10.00	
		0.00	-11.35			
3		-8.15	-11.35	-8.15	-10.00	Grava Limosa (GM) 
		-28.38	-10.00	-28.38	-11.35	
4		0.00	-11.35	-8.15	-11.35	Grava Limosa (GM) 
		-28.38	-11.35	-28.38	-16.35	
		34.05	-16.35	34.05	-11.35	

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

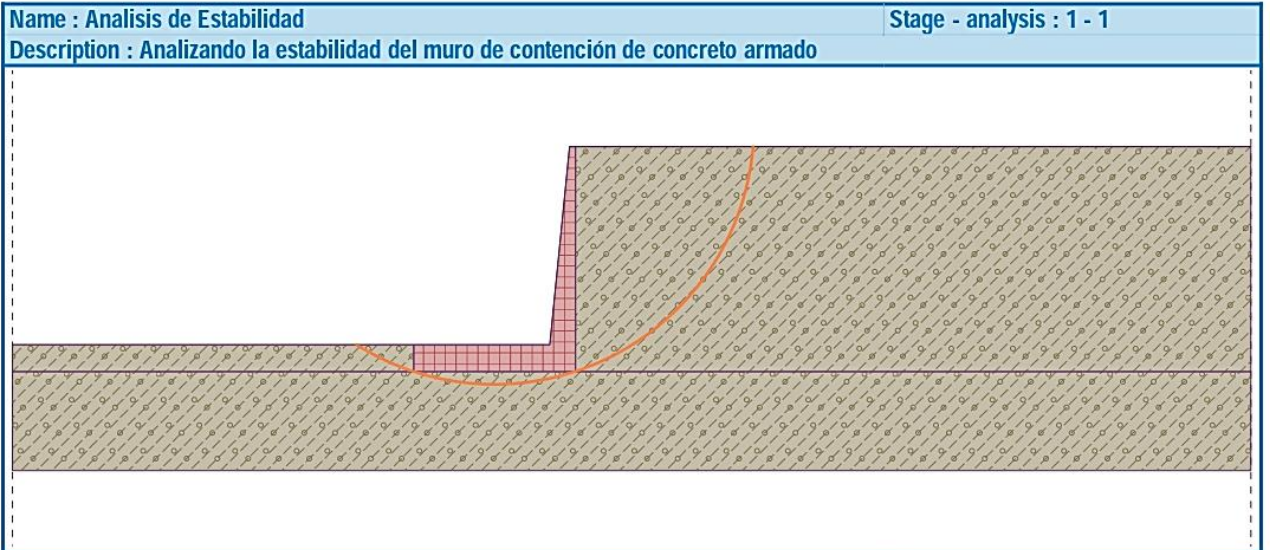
Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

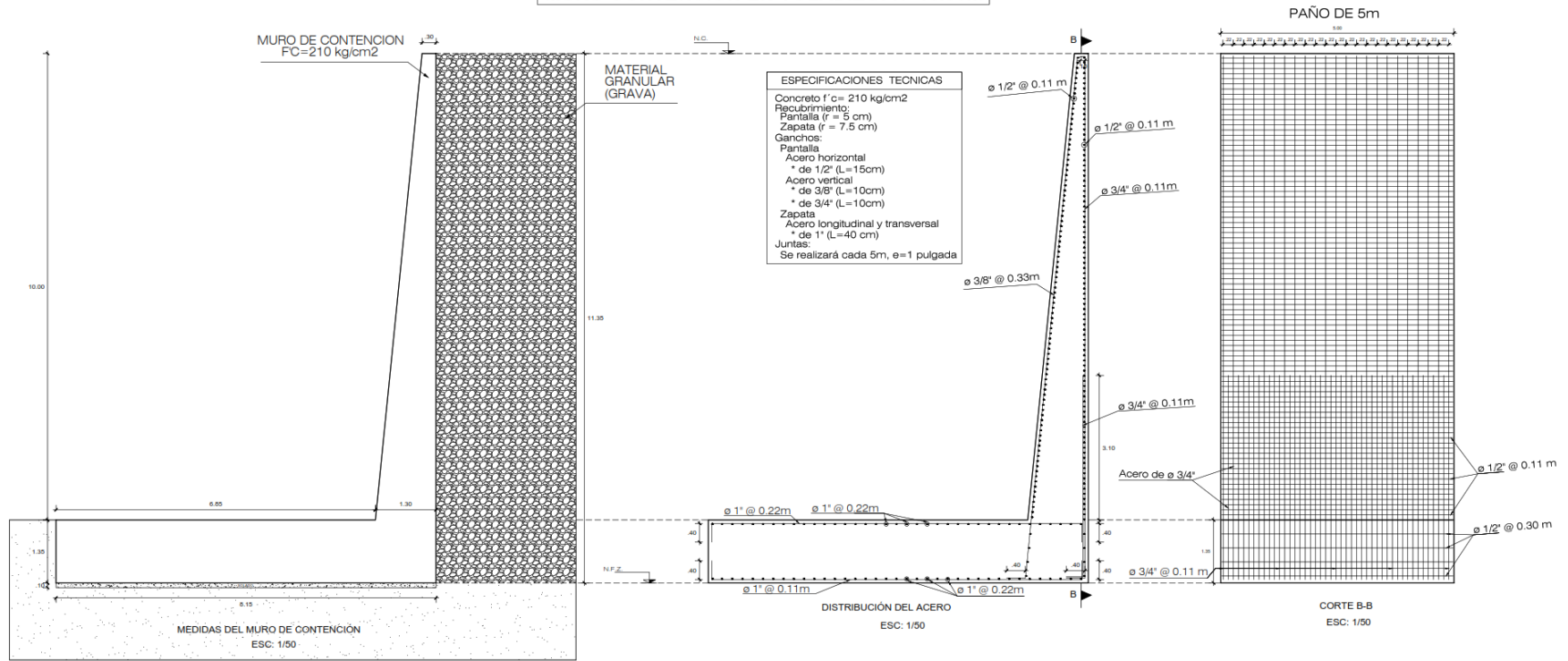
Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-4.09 [m]	Angles :	α ₁ =	-32.00 [°]
	z =	1.11 [m]		α ₂ =	85.14 [°]
Radius :	R =	13.10 [m]			
The slip surface after optimization.					

Slope stability verification (Bishop)
 Sum of active forces : $F_a = 922.03 \text{ kN/m}$
 Sum of passive forces : $F_p = 2470.32 \text{ kN/m}$
 Sliding moment : $M_a = 12078.61 \text{ kNm/m}$
 Resisting moment : $M_p = 32361.22 \text{ kNm/m}$
 Factor of safety = $2.68 > 1.50$
Slope stability ACCEPTABLE



MURO CONTENCIÓN EN VOLADIZO: H=10.00m



Anexo 06: Memoria de cálculo del software GEO5 para el diseño del muro de contención con contrafuerte

Cantilever wall analysis

Input data

Project

Task : ANÁLISIS TÉCNICO MURO EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE
 Part : TESIS
 Description : DETERMINAR LA MEJOR ALTERNATIVA
 Customer : UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ DE MENDOZA
 Author : HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ
 Date : 09/02/2024

Settings

(input for current task)

Materials and standards

Concrete structures : ACI 318-11
 AASHTO - reduce parameters of friction soil/soil by 2/3 ϕ

Wall analysis

Active earth pressure calculation : Mazindrani (Rankine)
 Passive earth pressure calculation : Mazindrani (Rankine)
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Shape of earth wedge : Calculate as skew
 Base key : The base key is considered as inclined footing bottom
 Allowable eccentricity : 0.333
 Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors			
Permanent design situation			
Safety factor for overturning :	SF _o =	2.00	[-]
Safety factor for sliding resistance :	SF _s =	1.50	[-]
Safety factor for bearing capacity :	SF _b =	3.00	[-]

Material of structure

Unit weight $\gamma = 23.00 \text{ kN/m}^3$
 Analysis of concrete structures carried out according to the standard ACI 318-11.

Concrete : Concreto f'c = 210 kg/cm2

Compressive strength $f'_c = 20.59 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : ASTM A615 Gr 60 (user defined)

Tensile strength $f_y = 411.88 \text{ MPa}$

Geometry of structure

No.	Coordinate X [m]	Depth Z [m]
1	0.00	0.00
2	0.00	10.00
3	0.00	10.70
4	-5.90	10.70
5	-5.90	10.00
6	-1.30	10.00
7	-0.30	0.00

The origin [0,0] is located at the most upper right point of the wall.
Wall section area = 12.13 m².

Counterfort

Type : buttress

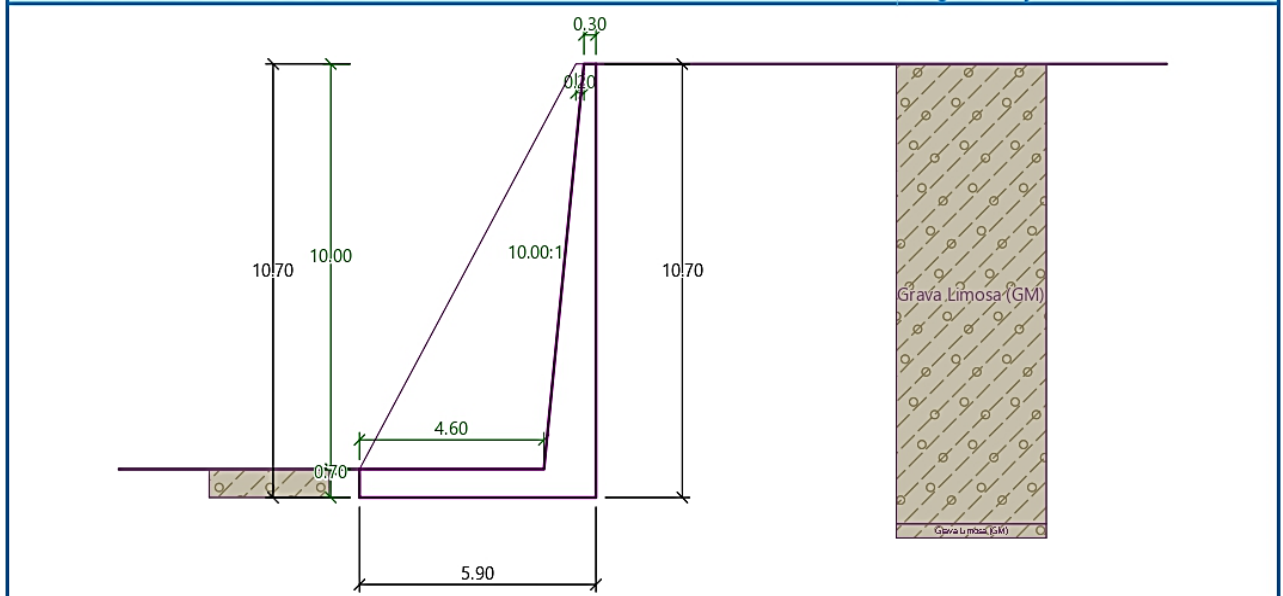
Spacing $l = 5.00$ m

Thickness $b = 0.30$ m

Upper width $a_1 = 0.20$ m

Name : Geometría del Muro de Contención

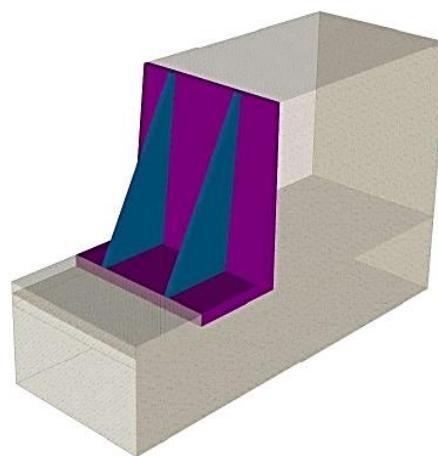
Stage - analysis : 1 - 0





Name : Muro 3D

Stage - analysis : 1 - 0



Basic soil parameters

No.	Name	Pattern	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	Grava Limosa (GM)		43.10	21.28	21.18	11.18	28.73



All soils are considered as cohesionless for at rest pressure analysis.

Soil parameters

Grava Limosa (GM)

Unit weight : $\gamma = 21.18 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\phi_{ef} = 43.10^\circ$
 Cohesion of soil : $C_{ef} = 21.28 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 28.73^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.18 \text{ kN/m}^3$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	11.35	0.00 .. 11.35	Grava Limosa (GM)	
2	-	11.35 .. ∞	Grava Limosa (GM)	

Foundation

Type of foundation : soil from geological profile

Terrain profile

Terrain behind the structure is flat.

Water influence

Ground water table is located below the structure.

Resistance on front face of the structure

Resistance on front face of the structure: not considered

Soil on front face of the structure - Grava Limosa (GM)

Soil thickness in front of structure $h = 0.70$ m

Terrain in front of structure is flat.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

The wall is free to move. Active earth pressure is therefore assumed.

Verification No. 1

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ _d [°]	c _d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ _d [°]	K _a	Comment
1	4.63	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.000	
2	5.37	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.101	
3	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.107	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ _z [kPa]	σ _w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
3	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
	10.70	226.63	0.00	24.18	24.18	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200
Active pressure	73.36	-2.02	0.00	5.90	1.600

Verification of complete wall

Check for overturning stability

Resisting moment $M_{res} = 1539.16$ kNm/m

Overturning moment $M_{ovr} = 237.39$ kNm/m

Safety factor = 6.48 > 2.00

Wall for overturning is SATISFACTORY

Check for slip

Resisting horizontal force $H_{res} = 438.84$ kN/m

Active horizontal force $H_{act} = 117.37$ kN/m

Safety factor = 3.74 > 1.50

Wall for slip is SATISFACTORY

Overall check - WALL is SATISFACTORY

Bearing capacity of foundation soil

Design load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]	Eccentricity [-]	Stress [kPa]
1	-314.15	334.79	117.37	0.000	56.74

Service load acting at the center of footing bottom

No.	Moment [kNm/m]	Norm. force [kN/m]	Shear Force [kN/m]
1	-314.15	334.79	117.37

Verification of foundation soil

Stress in the footing bottom : trapezoid

Eccentricity verification

Max. eccentricity of normal force $e = 0.000$

Maximum allowable eccentricity $e_{alw} = 0.333$

Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Verification of bearing capacity

Max. stress at footing bottom $\sigma = 56.74$ kPa

Bearing capacity of foundation soil $R_d = 503.08$ kPa

Safety factor = 8.87 > 3.00

Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

Dimensioning No. 1

Wall stem check - front vertical reinf.

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	
2	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
2	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
	10.70	226.63	0.00	71.78	71.78	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200
Pressure at rest	384.01	-3.57	0.00	5.90	1.600

Wall stem check - front vertical reinf. - M_u

Wall check at the construction joint 5.00 m from the wall crest

$$\sigma_{Hi} = 114.85 \text{ kPa}$$

$$M_u = 0.03 * \sigma_{Hi} * H_1 * l / 4 * b = 0.03 * 114.85 * 10.00 * 5.00 / 4 * 1.00 = 43.07 \text{ kNm}$$

Reinforcement and dimensions of the cross-section

4 prof. No. 4, cover 50.0 mm

$$\text{Inputted reinforcement area} = 506.7 \text{ mm}^2$$

$$\text{Required reinforcement area} = 208.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cross-section width} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Cross-section height} = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Reinforcement ratio } \rho = 0.07 \% > 0.03 \% = \rho_{min}$$

$$\text{Position of neutral axis } c = 0.04 \text{ m} < 0.32 \text{ m} = c_{max}$$

$$\text{Ultimate moment } \phi M_n = 149.63 \text{ kNm} > 43.07 \text{ kNm} = M_u$$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall stem check - front vertical reinf. - V_u

Wall check at the construction joint 0.20 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

4 prof. No. 4, cover 50.0 mm

$$\text{Inputted reinforcement area} = 506.7 \text{ mm}^2$$


$$\text{Required reinforcement area} = 208.3 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cross-section width} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Cross-section height} = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Ultimate shear force } \phi V_n = 149.07 \text{ kN} > 143.56 \text{ kN} = V_u$$

Cross-section is SATISFACTORY.

	HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ	ANÁLISIS TÉCNICO MURO EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE TESIS
---	--	---

Wall stem check - back vertical reinf.

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	
2	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
2	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
	10.70	226.63	0.00	71.78	71.78	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200
Pressure at rest	384.01	-3.57	0.00	5.90	1.600

Wall stem check - back vertical reinf. - M_u

Wall check at the construction joint 10.00 m from the wall crest

$$\sigma_{Hi} = 114.85 \text{ kPa}$$

$$M_u = 0.03 * \sigma_{Hi} * H_1 * l * b = 0.03 * 114.85 * 10.00 * 5.00 * 1.00 = 172.18 \text{ kNm}$$

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. No. 4, cover 50.0 mm

$$\text{Inputted reinforcement area} = 1266.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Required reinforcement area} = 498.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cross-section width} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Cross-section height} = 1.30 \text{ m}$$

$$\text{Reinforcement ratio } \rho = 0.10 \% > 0.04 \% = \rho_{min}$$

$$\text{Position of neutral axis } c = 0.04 \text{ m} < 0.53 \text{ m} = c_{max}$$

$$\text{Ultimate moment } \phi M_n = 579.13 \text{ kNm} > 172.18 \text{ kNm} = M_u$$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall stem check - back vertical reinf. - V_u

Wall check at the construction joint 0.20 m from the wall crest

Reinforcement and dimensions of the cross-section

10 prof. No. 4, cover 50.0 mm

$$\text{Inputted reinforcement area} = 1266.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Required reinforcement area} = 498.6 \text{ mm}^2$$

$$\text{Cross-section width} = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Cross-section height} = 0.32 \text{ m}$$

$$\text{Ultimate shear force } \phi V_n = 149.07 \text{ kN} > 143.56 \text{ kN} = V_u$$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall stem check - front horizontal reinf.

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	
2	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
2	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
	10.70	226.63	0.00	71.78	71.78	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200
Pressure at rest	384.01	-3.57	0.00	5.90	1.600

Wall stem check - front horizontal reinf.

$\sigma_{pi} = 57.42 \text{ kPa}$

$M_u = 1 / 20 * \sigma_{pi} * l^2 = 1 / 20 * 57.42 * 5.00^2 = 717.78 \text{ kNm}$

Reinforcement and dimensions of the cross-section

28 prof. No. 4, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 3547.0 mm²

Required reinforcement area = 3477.8 mm²

Cross-section width = 10.00 m

Cross-section height = 0.80 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.05 \% > 0.05 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $c = 0.01 \text{ m} < 0.32 \text{ m} = c_{max}$

Ultimate shear force $\phi V_n = 4202.54 \text{ kN} > 1435.57 \text{ kN} = V_u$

Ultimate moment $\phi M_n = 972.20 \text{ kNm} > 717.78 \text{ kNm} = M_u$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall stem check - back horizontal reinf.

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	
2	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00

	HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ	ANÁLISIS TÉCNICO MURO EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE TESIS
---	---------------------------------	---

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
2	10.00	211.80	0.00	67.08	67.08	0.00
	10.70	226.63	0.00	71.78	71.78	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200
Pressure at rest	384.01	-3.57	0.00	5.90	1.600

Wall stem check - back horizontal reinf.

$$\sigma_{pi} = 57.42 \text{ kPa}$$

$$M_u = 1 / 12 * \sigma_{pi} * l^2 = 1 / 12 * 57.42 * 5.00^2 = 1196.31 \text{ kNm}$$

Reinforcement and dimensions of the cross-section

46 prof. No. 4, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 5827.1 mm²

Required reinforcement area = 5812.5 mm²

Cross-section width = 10.00 m

Cross-section height = 0.80 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.08 \% > 0.08 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $c = 0.02 \text{ m} < 0.32 \text{ m} = c_{max}$

Ultimate shear force $\phi V_n = 4202.54 \text{ kN} > 1435.57 \text{ kN} = V_u$

Ultimate moment $\phi M_n = 1591.39 \text{ kNm} > 1196.31 \text{ kNm} = M_u$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check - bottom reinf.

Active pressure behind the structure - partial results


Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	4.63	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.000	
2	5.37	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.101	
3	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.107	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
3	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
	10.70	226.63	0.00	24.18	24.18	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200

	HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ	ANÁLISIS TÉCNICO MURO EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE TESIS
---	---------------------------------	---

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Active pressure	73.36	-2.02	0.00	5.90	1.600

Wall jump check - bottom reinf.

$$\sigma_{j1} = 56.74 \text{ kPa}$$

$$M_u = 1 / 12 * \sigma_{j1} * l^2 = 1 / 12 * 56.74 * 5.00^2 = 543.79 \text{ kNm}$$

Reinforcement and dimensions of the cross-section

17 prof. No. 5, cover 70.0 mm

Inputted reinforcement area = 3364.9 mm²

Required reinforcement area = 3167.5 mm²

Cross-section width = 4.60 m

Cross-section height = 0.70 m

Reinforcement ratio $\rho = 0.12 \% > 0.11 \% = \rho_{min}$

Position of neutral axis $c = 0.02 \text{ m} < 0.27 \text{ m} = c_{max}$

Ultimate shear force $\phi V_n = 1617.23 \text{ kN} > 652.55 \text{ kN} = V_u$

Ultimate moment $\phi M_n = 765.18 \text{ kNm} > 543.79 \text{ kNm} = M_u$

Cross-section is SATISFACTORY.

Wall jump check - top reinf.

Active pressure behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	φ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	δ_d [°]	K_a	Comment
1	4.63	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.000	
2	5.37	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.101	
3	0.70	0.00	43.10	21.28	21.18	28.73	0.107	

Active pressure distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
2	4.63	98.11	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
3	10.00	211.80	0.00	21.39	21.39	0.00
	10.70	226.63	0.00	24.18	24.18	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.19	278.99	4.60	1.200
Active pressure	73.36	-2.02	0.00	5.90	1.600

Wall jump check - top reinf.

$$\sigma_{j1} = 56.74 \text{ kPa}$$

$$M_u = 1 / 20 * \sigma_{j1} * l^2 = 1 / 20 * 56.74 * 5.00^2 = 326.28 \text{ kNm}$$

Reinforcement and dimensions of the cross-section

15 prof. No. 5, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 2969.0 mm²

Required reinforcement area = 1833.3 mm²
 Cross-section width = 4.60 m
 Cross-section height = 0.70 m
 Reinforcement ratio ρ = 0.10 % > 0.06 % = ρ_{min}
 Position of neutral axis c = 0.02 m < 0.28 m = c_{max}
 Ultimate shear force ϕV_n = 1669.22 kN > 652.55 kN = V_u
 Ultimate moment ϕM_n = 698.28 kNm > 326.28 kNm = M_u

Cross-section is SATISFACTORY.

Buttress check

Pressure at rest behind the structure - partial results

Layer No.	Thickness [m]	α [°]	ϕ_d [°]	c_d [kPa]	γ [kN/m ³]	K_r	Comment
1	10.00	0.00	43.10	21.28	21.18	0.317	

Pressure at rest distribution behind the structure (without surcharge)

Layer No.	Start [m] End [m]	σ_z [kPa]	σ_w [kPa]	Pressure [kPa]	Hor. comp. [kPa]	Vert. comp. [kPa]
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	10.00	211.77	0.00	67.07	67.07	0.00

Forces acting on construction

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Design coefficient
Weight - wall	0.00	-3.96	183.96	0.85	1.200
Pressure at rest	335.33	-3.33	0.00	1.30	1.600

Buttress check

Wall check at the construction joint 10.00 m from the wall crest

Shear reinf. - 2 bar No. 4; distance 150.0 mm

Reinforcement and dimensions of the cross-section

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 5130.4 mm²

Required reinforcement area = 5853.6 mm²

Cross-section width = 0.30 m

Cross-section height = 5.90 m

Reinforcement ratio ρ = 0.39 % > 0.33 % = ρ_{min}

Position of neutral axis c = 0.63 m < 2.50 m = c_{max}

Ultimate shear force ϕV_n = 3030.36 kN > 2843.60 kN = V_u

Ultimate moment ϕM_n = 14127.87 kNm > 9245.97 kNm = M_u

Cross-section is SATISFACTORY.

Buttress check - M_u

Wall check at the construction joint 9.00 m from the wall crest

Shear reinf. - 2 bar No. 4; distance 150.0 mm



Reinforcement and dimensions of the cross-section

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

6 prof. No. 6, cover 50.0 mm

Inputted reinforcement area = 5130.4 mm²

Required reinforcement area = 5853.6 mm²

Cross-section width = 0.30 m

Cross-section height = 5.36 m

Reinforcement ratio ρ = 0.32 % > 0.30 % = ρ_{min}

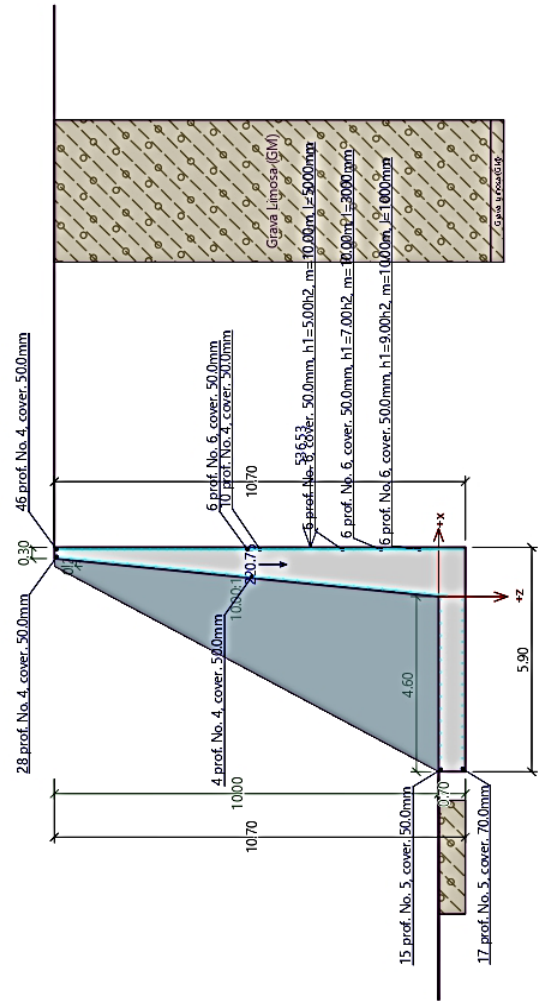
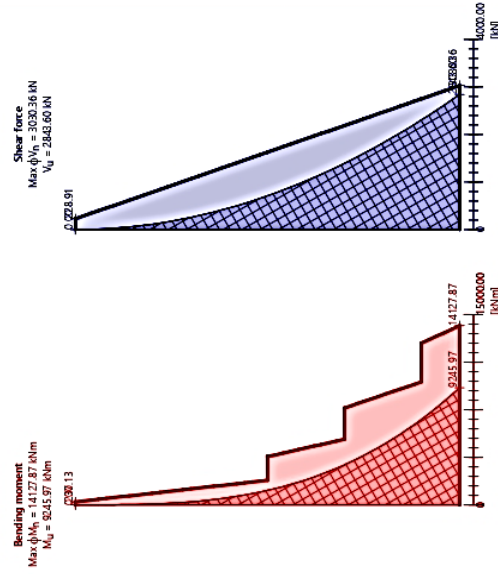
Position of neutral axis c = 0.47 m < 2.27 m = c_{max}

Ultimate moment ϕM_n = 9696.49 kNm > 6731.15 kNm = M_u

Cross-section is SATISFACTORY.

Name : Distribución del acero

Stage - analysis : 1 - 1



Slope stability analysis

Input data

Project

Settings

(input for current task)

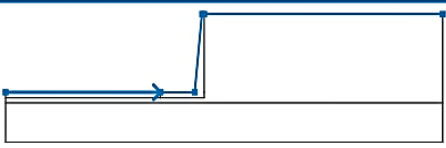
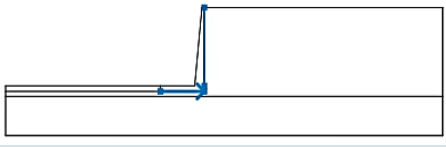

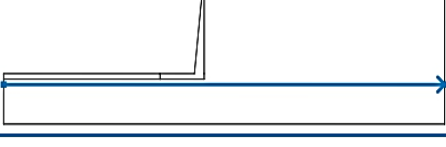
Stability analysis

Earthquake analysis : Standard

Verification methodology : Safety factors (ASD)

Safety factors		
Permanent design situation		
Safety factor :	SF _s =	1.50 [-]

Interface

No.	Interface location	Coordinates of interface points [m]					
		x	z	x	z	x	z
1		-26.75	-10.00	-5.90	-10.00	-1.30	-10.00
		-0.30	0.00	0.00	0.00	32.10	0.00
2		-5.90	-10.70	0.00	-10.70	0.00	-10.00
		0.00	0.00				
3		-26.75	-10.70	-5.90	-10.70	-5.90	-10.00
4		-26.75	-11.35	32.10	-11.35		

Soil parameters - effective stress state

No.	Name	Pattern	φ _{ef} [°]	c _{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]
1	Grava Limosa (GM)		43.10	21.28	21.18

Soil parameters - uplift


No.	Name	Pattern	γ_{sat}	γ_s	n
			[kN/m ³]	[kN/m ³]	[-]
1	Grava Limosa (GM)		21.18		

Soil parameters

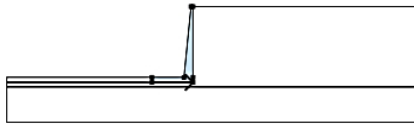

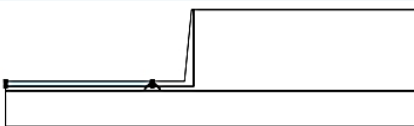
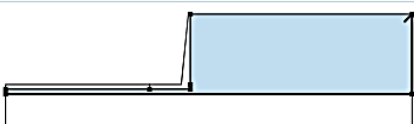

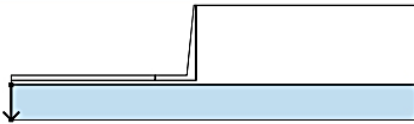

Grava Limosa (GM)

Unit weight : $\gamma = 21.18 \text{ kN/m}^3$
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 43.10^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 21.28 \text{ kPa}$
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 21.18 \text{ kN/m}^3$

Rigid bodies

No.	Name	Sample	γ [kN/m ³]
1	Material of structure		23.00

Assigning and surfaces

No.	Surface position	Coordinates of surface points [m]				Assigned soil
		x	z	x	z	
1		-5.90	-10.70	0.00	-10.70	Material of structure
		0.00	-10.00	0.00	0.00	
		-0.30	0.00	-1.30	-10.00	
		-5.90	-10.00			
2		-5.90	-10.70	-5.90	-10.00	Grava Limosa (GM)
		-26.75	-10.00	-26.75	-10.70	
3		32.10	-11.35	32.10	0.00	Grava Limosa (GM)
		0.00	0.00	0.00	-10.00	
		0.00	-10.70	-5.90	-10.70	
		-26.75	-10.70	-26.75	-11.35	
4		-26.75	-11.35	-26.75	-16.35	Grava Limosa (GM)
		32.10	-16.35	32.10	-11.35	
						

Water

Water type : No water

Tensile crack

Tensile crack not input.

Earthquake

Earthquake not included.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Results (Stage of construction 1)

Analysis 1

Circular slip surface

Slip surface parameters					
Center :	x =	-3.68 [m]		Angles :	α ₁ = -27.62 [°]
	z =	0.11 [m]			α ₂ = 89.45 [°]
Radius :	R =	11.41 [m]			
The slip surface after optimization.					

Slope stability verification (Bishop)

Sum of active forces : $F_a = 801.67$ kN/m

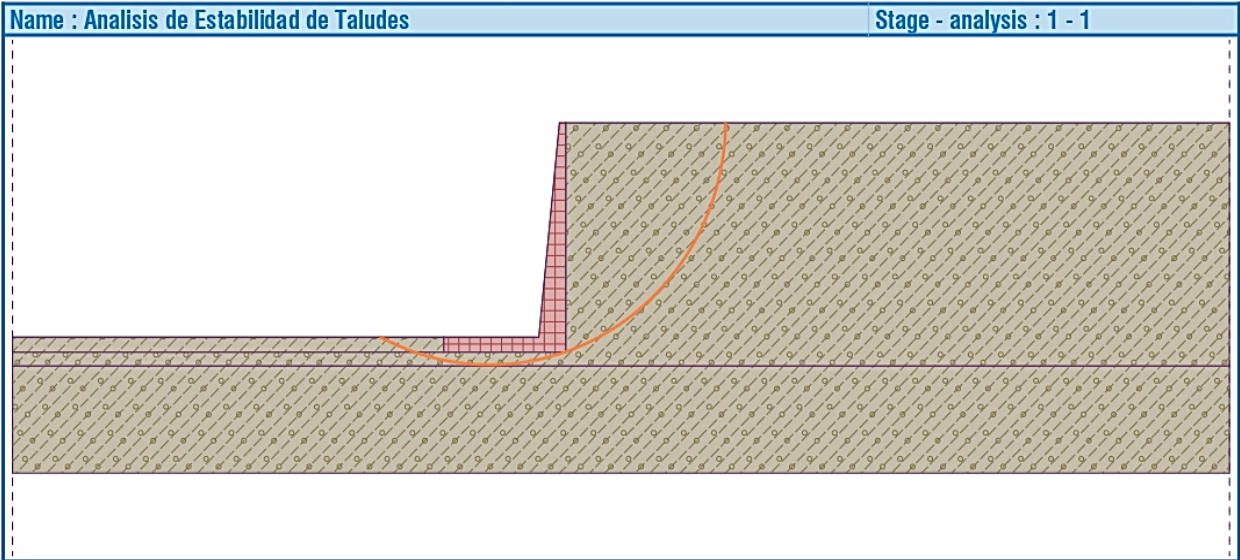
Sum of passive forces : $F_p = 1936.87$ kN/m

Sliding moment : $M_a = 9147.01$ kNm/m

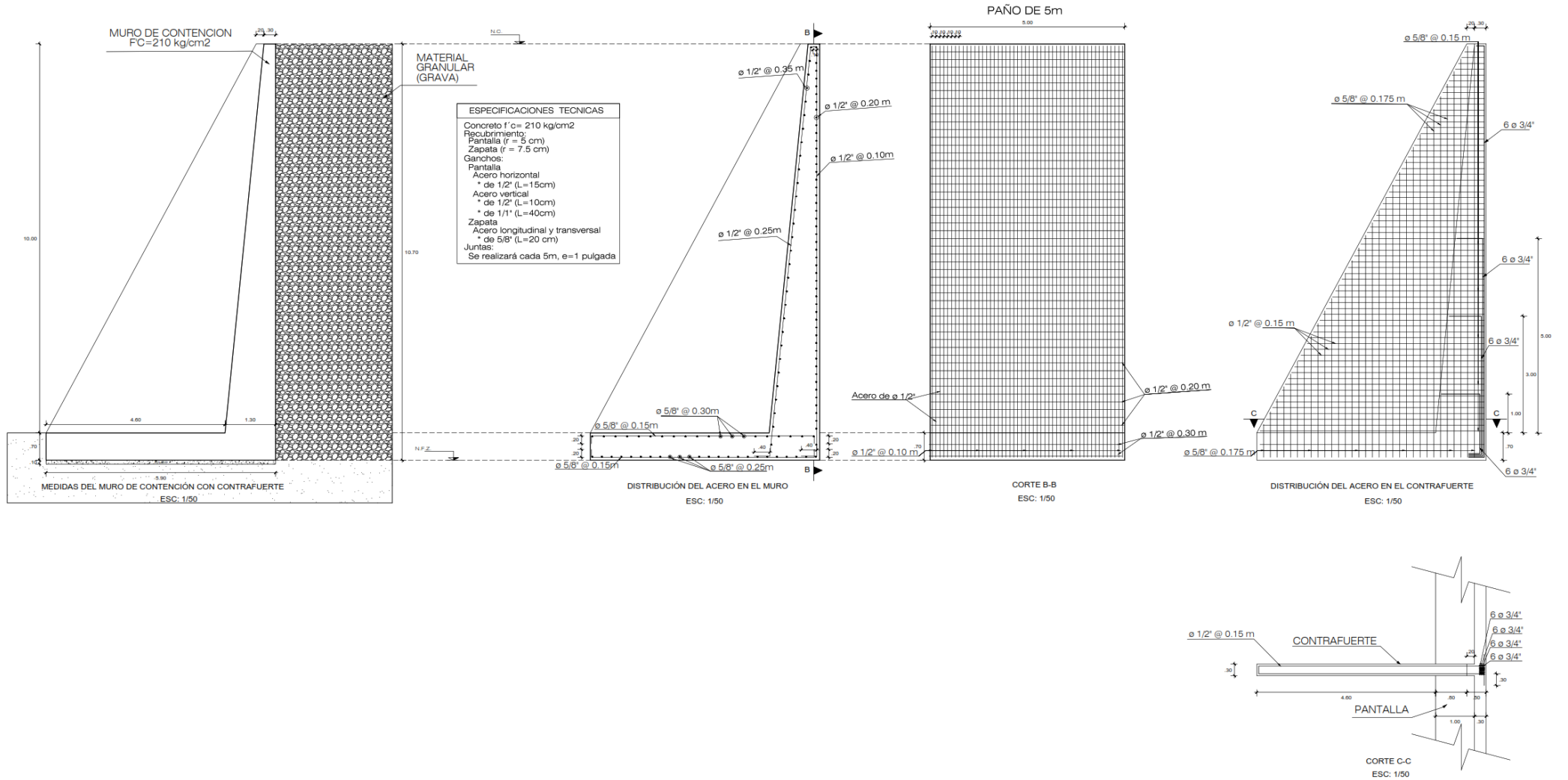
Resisting moment : $M_p = 22099.73$ kNm/m

Factor of safety = 2.42 > 1.50

Slope stability ACCEPTABLE



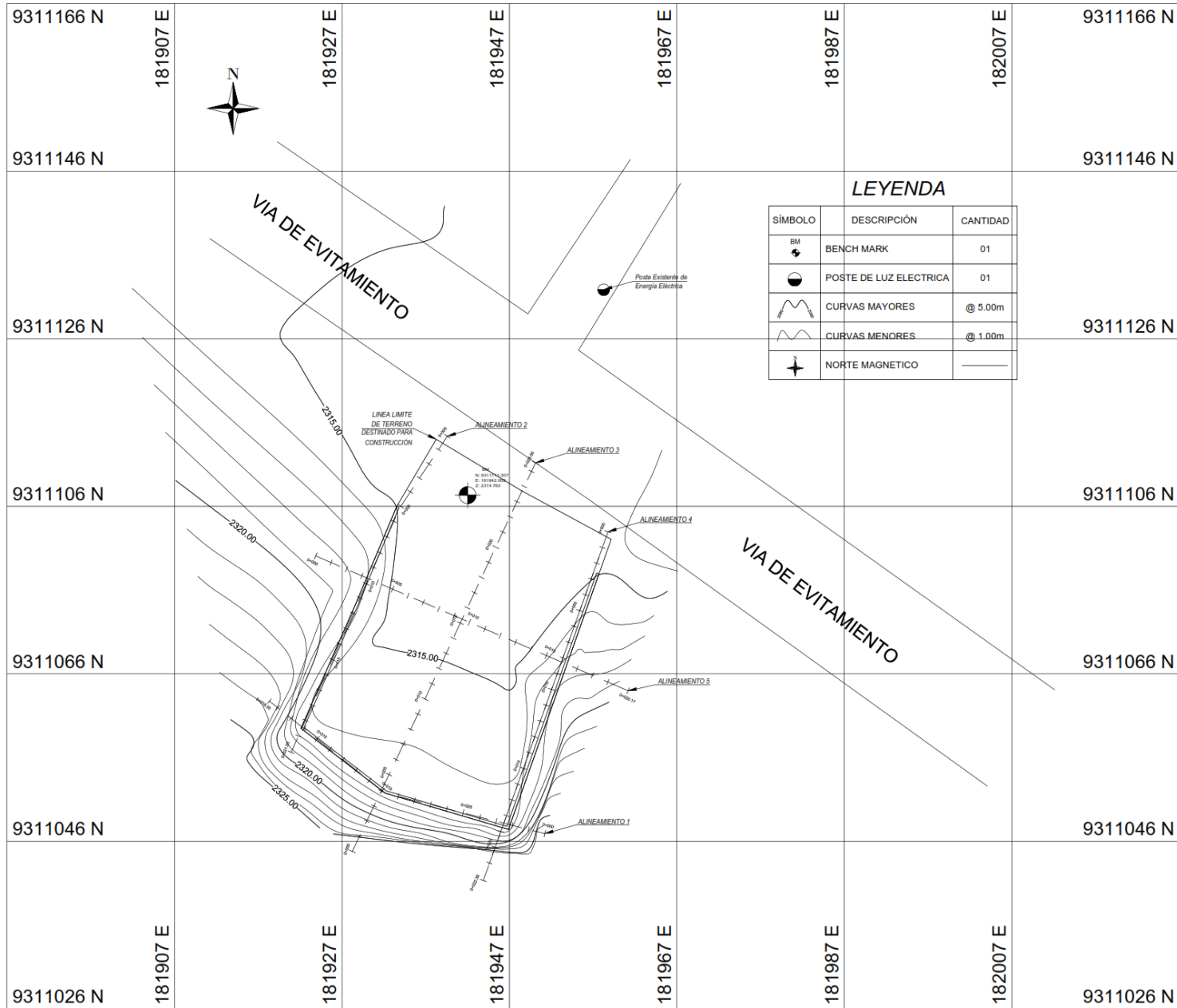
MURO CONTENCIÓN EN VOLADIZO CON CONTRAFUERTE: H=10.00m



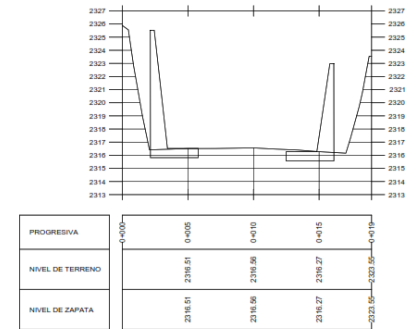
Anexo 07: Plano topográfico con la ubicación del muro en voladizo

PLANO TOPOGRAFICO

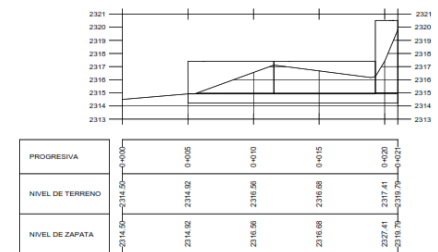
ESCALA 1:250



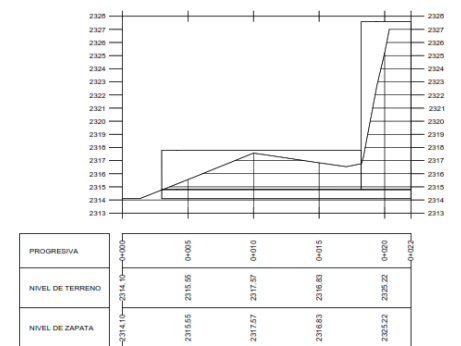
PERFIL LONGITUDINAL 1
ESCALA 1:200



PERFIL LONGITUDINAL 2
ESCALA 1:200

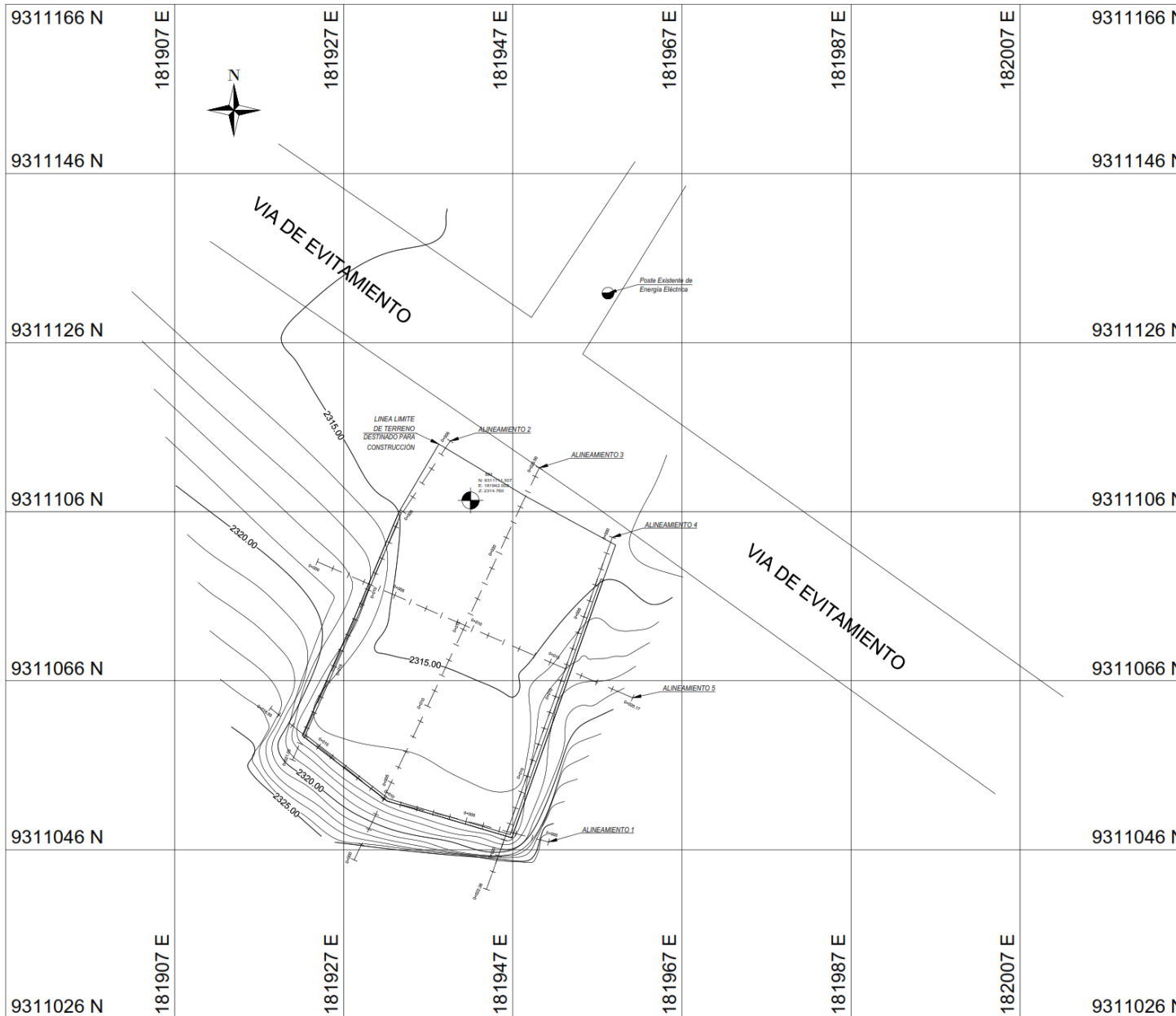


PERFIL LONGITUDINAL 4
ESCALA 1:200

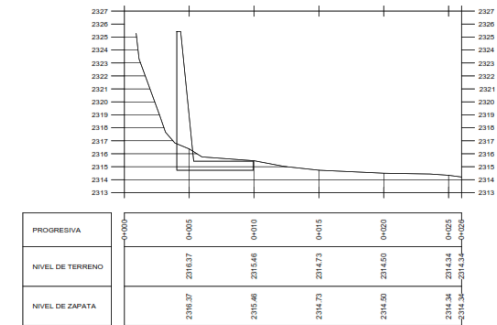


PLANO TOPOGRAFICO

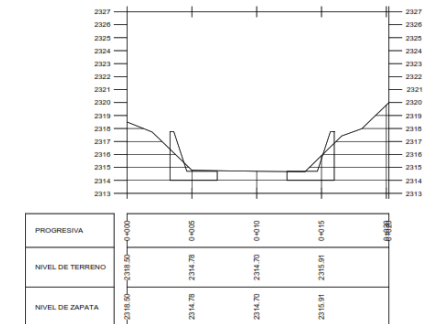
ESCALA 1:250



PERFIL LONGITUDINAL 3
ESCALA 1:200



PERFIL LONGITUDINAL 5
ESCALA 1:200



LEYENDA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	BENCH MARK	01
	POSTE DE LUZ ELECTRICA	01
	CURVAS MAYORES	@ 5.00m
	CURVAS MENORES	@ 1.00m
	NORTE MAGNETICO	



UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ DE MENDOZA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL



ELABORADO POR:
BACH. HITLER SANTIAGO CHICHEPE VALDEZ

TESIS:
ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE UN MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA. CHACHAPOYAS

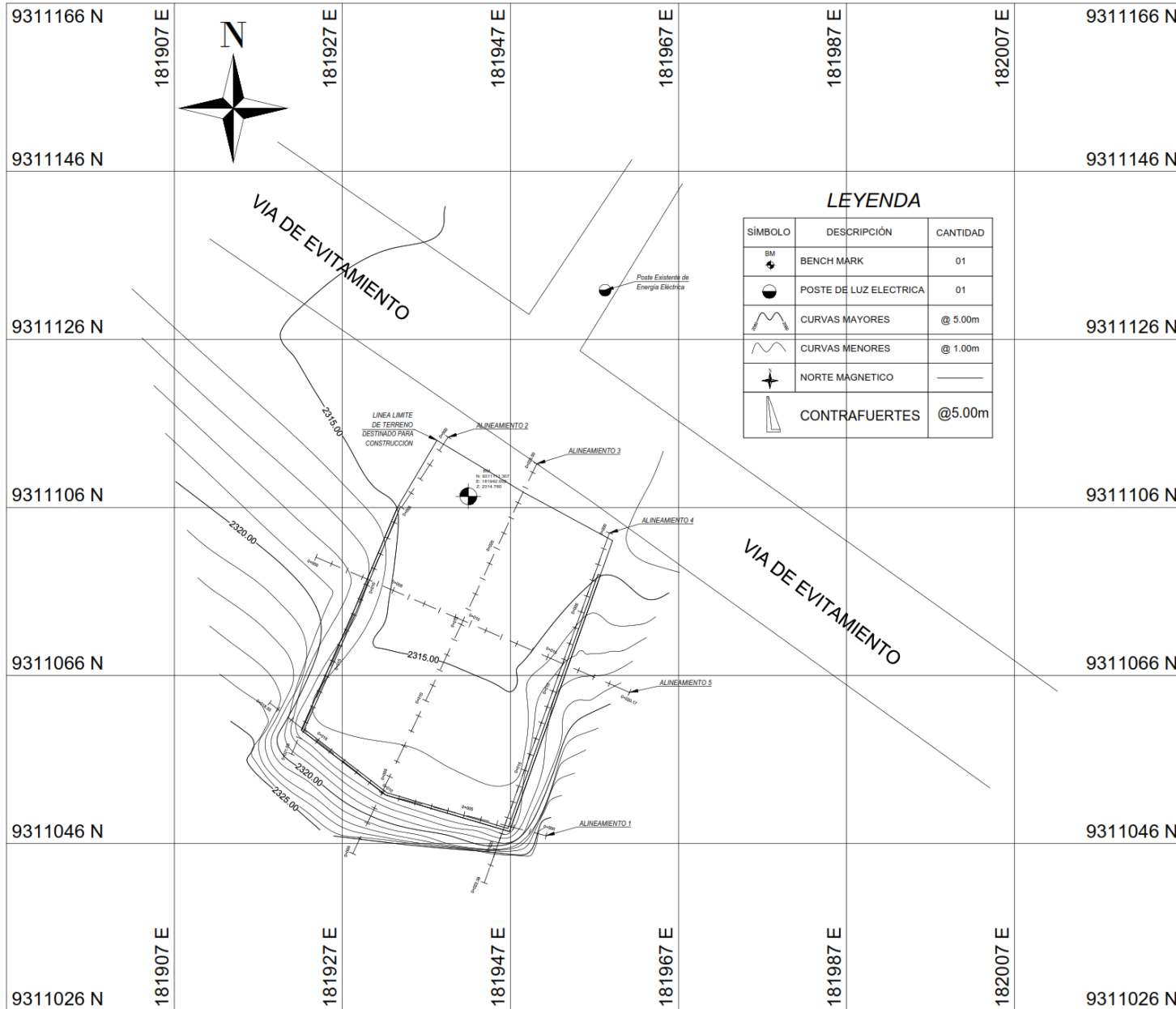
PLANO:
TOPOGRÁFICO

DICIEMBRE 2023
ESCALA FORMATO A1:
INDICADA
PT - 02

**Anexo 08: Plano topográfico con la ubicación del muro con
contrafuerte**

PLANO TOPOGRAFICO

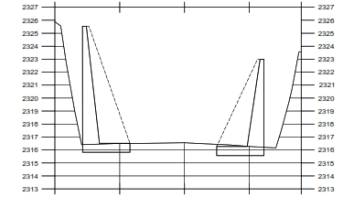
ESCALA 1:250



LEYENDA

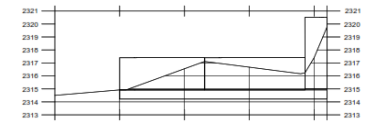
SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
	BENCH MARK	01
	POSTE DE LUZ ELECTRICA	01
	CURVAS MAYORES	@ 5.00m
	CURVAS MENORES	@ 1.00m
	NORTE MAGNETICO	—
	CONTRAFUERTES	@5.00m

PERFIL LONGITUDINAL 1
ESCALA 1:200



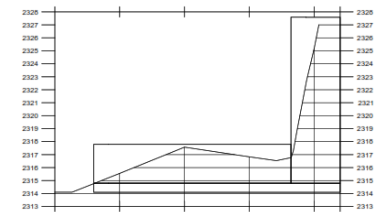
PROGRESIVA	0+000	0+005	0+010	0+015	0+018
NIVEL DE TERRENO	2316.51	2316.96	2316.96	2316.27	2313.55
NIVEL DE ZAPATA	2316.51	2316.96	2316.96	2316.27	2313.55

PERFIL LONGITUDINAL 2
ESCALA 1:200



PROGRESIVA	0+000	0+005	0+010	0+015	0+020
NIVEL DE TERRENO	2314.50	2314.52	2315.56	2315.88	2317.41
NIVEL DE ZAPATA	2314.50	2314.52	2315.56	2315.88	2317.41

PERFIL LONGITUDINAL 4
ESCALA 1:200



PROGRESIVA	0+000	0+005	0+010	0+015	0+020
NIVEL DE TERRENO	2315.56	2315.55	2317.57	2316.83	2325.22
NIVEL DE ZAPATA	2315.56	2315.55	2317.57	2316.83	2325.22



UNIVERSIDAD NACIONAL TORIBIO RODRIGUEZ DE MENDOZA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y AMBIENTAL
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



ELABORADO POR:
BACH. HITLER SANTIAGO CHICHIPE VALDEZ

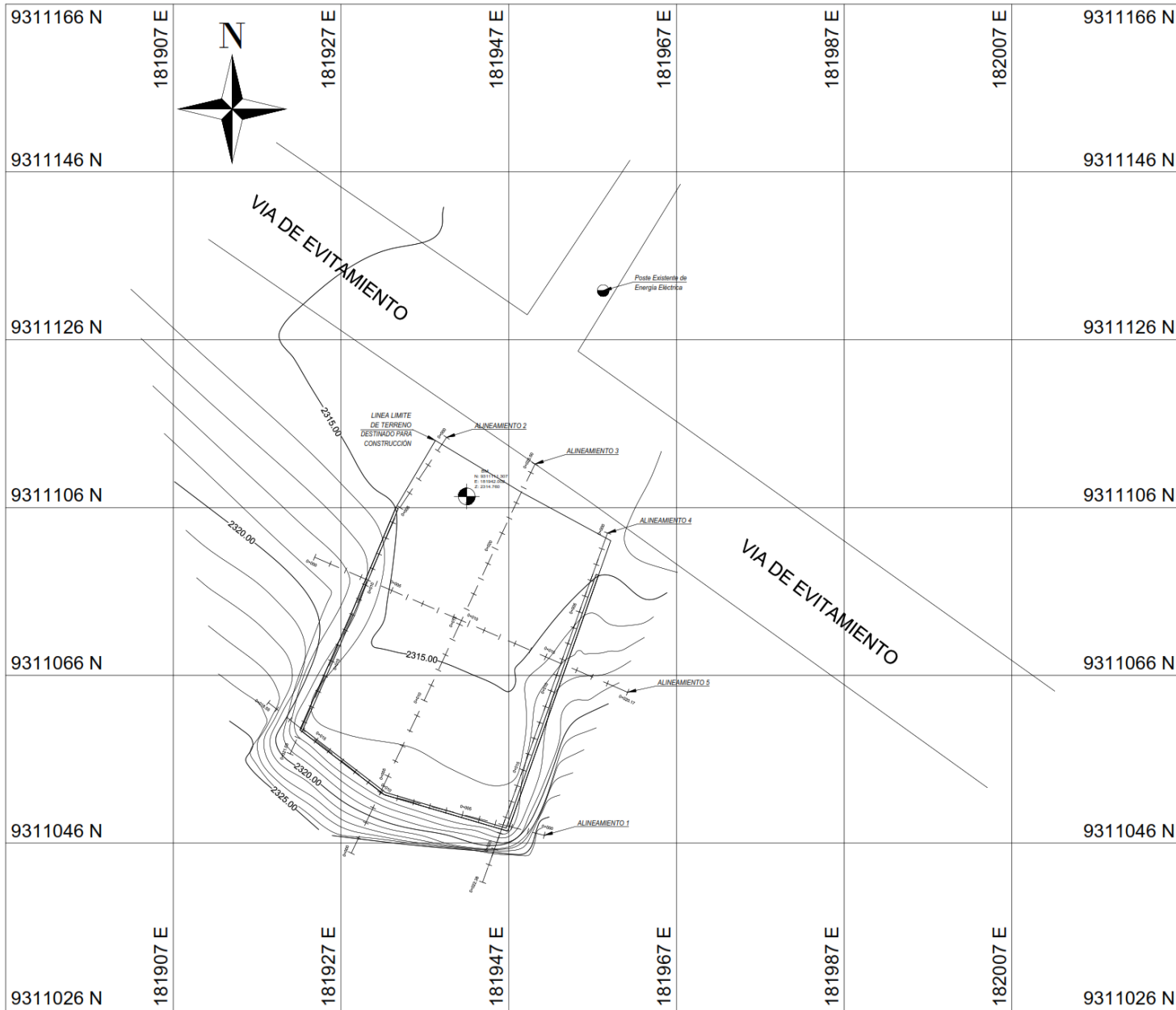
TESIS:
ANÁLISIS TÉCNICO - ECONÓMICO ENTRE UN MURO EN VOLADIZO Y CON CONTRAFUERTE PARA ESTABILIZAR UNA PLATAFORMA. CHACHAPOYAS

PLANO:
TOPOGRÁFICO Y UBICACIÓN DEL MURO CON CONTRAFUERTE

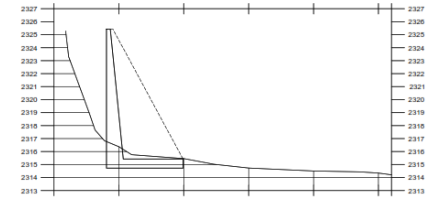
DICIEMBRE 2023
ESCALA FORMATO A1:
INDICADA
PT - 01

PLANO TOPOGRAFICO

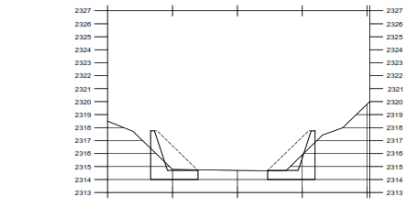
ESCALA 1:250



PERFIL LONGITUDINAL 3
ESCALA 1:200



PERFIL LONGITUDINAL 5
ESCALA 1:200



LEYENDA

SÍMBOLO	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD
BM	BENCH MARK	01
⦿	POSTE DE LUZ ELECTRICA	01
~	CURVAS MAYORES	@ 5.00m
~	CURVAS MENORES	@ 1.00m
+	NORTE MAGNETICO	—
▽	CONTRAFUERTE	@ 5.00m



Anexo 09: Panel fotográfico

Figura 12

Localización del área en estudio, en la Vía de evitamiento San Juan de la Frontera cuadra 3, en la ciudad de Chachapoyas.



Figura 13

Vista frontal del talud del terreno.



Figura 14

Reconocimiento del terreno a estudiar.



Figura 15

Estudios topográficos para determinar la altura del muro.

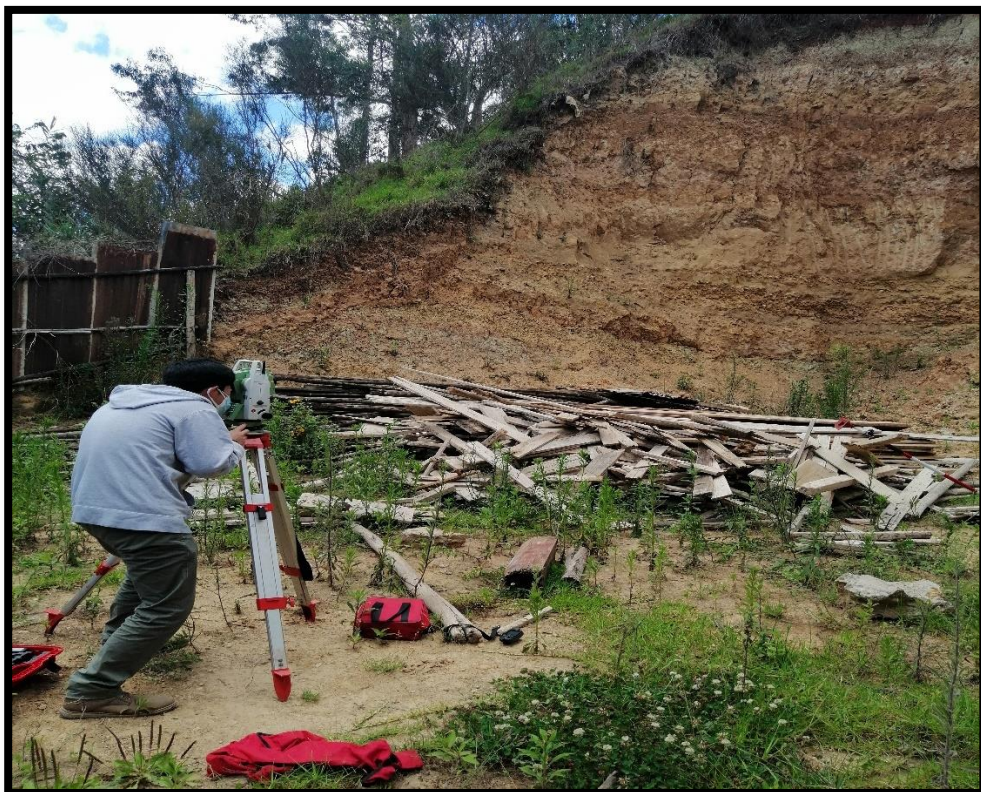


Figura 16

Calicata para el estudio de mecánica de suelos



Figura 17

Estudios topográficos para determinar la altura del muro.

