

**UNIVERSIDAD SAN PEDRO**  
**FACULTAD DE INGENIERÍA**  
**PROGRAMA DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL**



**Propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado  
y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay  
2023**

**Tesis para obtener el título profesional de ingeniero civil**

**Autora:**

**Vara Mejia Paty Magaly**

**Asesor:**

**Castañeda Gamboa, Rogelio Fermín**

**Código ORCID: 0000-0002-6961-7418**

**Huaraz – Perú**

**2023**

	<b>Pág.</b>
Índice general	i
Índice de tablas	ii
Índice de figuras	iii
Palabras clave	iv
Constancia de originalidad	v
Título	vi
Resumen	vii
Abstract	viii
Introducción	1
Metodología	60
Resultados	66
Análisis y Discusión	106
Conclusiones	112
Recomendaciones	114
Referencias bibliográficas	116
Anexo	125

## Índice de tablas

<i>Tabla 1</i>	<i>Empuje de Tierra con Sobrecarga</i>	35
<i>Tabla 2</i>	<i>Tabla Sistema Unificado de Clasificación del Suelo</i>	38
<i>Tabla 3</i>	<i>Diferencias Básicas entre diversos Métodos de Estabilidad del Talud</i>	52
<i>Tabla 4</i>	<i>Conceptualización y Operacionalización de variables</i>	57
<i>Tabla 5</i>	<i>Guía de la ficha técnica de la Observación en Campo</i>	62
<i>Tabla 1</i>	<i>factores de carga:</i>	66
<i>Tabla 2</i>	<i>Reemplazando datos en la ecuación nos sale que la capacidad Portante:</i>	66
<i>Tabla 3</i>	<i>Resultados del factor de seguridad del perfil 1-1, análisis estático (Slide).</i>	67
<i>Tabla 4</i>	<i>Resultados del factor de seguridad del perfil 1-1, análisis pseudoestáticos (Slide).</i>	68
<i>Tabla 5</i>	<i>Parámetros del Perfil 1-1.</i>	69
<i>Tabla 6</i>	<i>Parámetros del Perfil 3-3.</i>	69
<i>Tabla 7</i>	<i>Factor de seguridad obtenidos para una condición estática, según método y software disponible.</i>	69
<i>Tabla 8</i>	<i>Factores de seguridad para una condición pseudoestáticos, según método y software disponible.</i>	70
<i>Tabla 9</i>	<i>Incremento dinámico del empuje activo – Muro de concreto armado (en voladizo) H=6.00 m</i>	71
<i>Tabla 10</i>	<i>F.S obtenidos para una condición estática, según método y software disponible.</i>	72
<i>Tabla 11</i>	<i>Contenido de Humedad ASTM F 2216 NTP 339.127</i>	72
<i>Tabla 12</i>	<i>Factores de seguridad para una condición pseudoestáticos, según método y software disponible.</i>	73
<i>Tabla 13</i>	<i>Desplazamiento lateral 1-1 Muro H=3.00 m</i>	73
<i>Tabla 14</i>	<i>Desplazamientos laterales 1-1 – Muros H=6.00m</i>	76
<i>Tabla 15</i>	<i>Fuerza cortante 2-3 H=3.00m</i>	78
<i>Tabla 16</i>	<i>Fuerzas cortantes 2 - 3 H = 6.00 m</i>	81
<i>Tabla 17</i>	<i>Momentos de volteo 2-2 – H=3.00m</i>	84
<i>Tabla 18</i>	<i>Momento de volteo 2-2 – H = 6.00 m</i>	86
<i>Tabla 19</i>	<i>Cargas en la pantalla; Muro de concreto armado (en voladizo) H=6.00m</i>	89

<i>Tabla 20</i>	<i>Resultados de las fuerzas cortante y momento flector en el perfil 1-3; 2-2</i>	91
<i>Tabla 21</i>	<i>Resultado de los aceros principales a usar en la pantalla vertical</i>	91
<i>Tabla 22</i>	<i>Resultado de los aceros verticales y horizontales a usar en la pantalla vertical</i>	92
<i>Tabla 23</i>	<i>Resultado acero mínimo vertical</i>	92
<i>Tabla 24</i>	<i>Resultado acero mínimo Horizontal</i>	92
<i>Tabla 25</i>	<i>Diseño Estructural del Talón</i>	93
<i>Tabla 26</i>	<i>Acero mínimo Estructural del Talón</i>	93
<i>Tabla 27</i>	<i>Diseño Estructural del Pie</i>	93
<i>Tabla 28</i>	<i>Acero mínimo Estructural del Pie</i>	93
<i>Tabla 29</i>	<i>Refuerzos Horizontales Apoyo</i>	96
<i>Tabla 30</i>	<i>Refuerzo Horizontal Centro de Tramo</i>	97
<i>Tabla 31</i>	<i>Refuerzo Vertical Apoyo</i>	97
<i>Tabla 32</i>	<i>Refuerzo Vertical Centro de Tramo</i>	97
<i>Tabla 33</i>	<i>Diseño Talón Posterior</i>	97
<i>Tabla 34</i>	<i>Acero mínimo Talón Posterior</i>	98
<i>Tabla 35</i>	<i>Esfuerzos en la base de la Zapata</i>	98
<i>Tabla 36</i>	<i>Acero mínimo Talón Anterior</i>	98
<i>Tabla 37</i>	<i>Refuerzo en Tracción Primer Tramo</i>	98
<i>Tabla 38</i>	<i>Refuerzo en Tracción Segundo Tramo</i>	99
<i>Tabla 39</i>	<i>Refuerzo en Tracción Tercer Tramo</i>	99
<i>Tabla 40</i>	<i>Refuerzo Horizontal</i>	99
<i>Tabla 41</i>	<i>Refuerzo Vertical</i>	99
<i>Tabla 42</i>	<i>Porcentaje de Variación Económica en Muro de concreto armado (en voladizo) vs Muro con Contrafuerte</i>	104
<i>Tabla 43</i>	<i>Matriz de consistencia</i>	123

## Índice de figuras

Figura 1: Muros de contención	12
Figura 2: Empujes Activos de los suelos	13
Figura 3: Empujes Nulos de los Suelos	13
Figura 4: Empujes Pasivos de los Suelos.	14
Figura 5: Empujes de Reposos de los Suelos	14
Figura 6: Muros de Contención de Concreto armado	15
Figura 7: Muros de Contención En Contrafuertes	16
Figura 8: Drenajes de los muros de contención	18
Figura 9: Presiones de Contacto Muro – Suelo de Fundación	23
Figura 10: Muros de Contención Con dentellón en la Base	24
Figura 11: Empujes Pasivos	31
Figura 12: Incrementos Dinámicos del Empuje Activo	33
Figura 13: Incrementos Dinámicos de los Empujes Pasivos	34
Figura 14: Empujes de Tierras con Sobrecargas	36
Figura 15: Convenios para las medidas de los ángulos	36
Figura 16: Carta de plasticidad.	38
Figura 17: Envolventes de fallas de Mohr y criterios de roturas de Mohr-Coulomb.	39
Figura 18: Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo.	41
Figura 19: Gráfica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para arena seca suelta y densa.	42
Figura 20: Resultado de una prueba de corte directo drenada sobre una arcilla preconsolidada.	43
Figura 21: Envolvente de falla para arcilla obtenida de pruebas de corte directo drenadas.	44
Figura 22: Métodos de análisis de estabilidad de taludes.	45
Figura 23: Análisis de estabildades por el método ordinario de las dovelas:	47
Figura 24: Métodos simplificados de las dovelas de Bishop:(a) fuerzas que actúan sobre la enésima dovela; (b) polígono de fuerzas de equilibrio.	48
Figura 25: Diagrama para determinar el factor $f_0$ para el método de Janbú.	49

Figura 26:	Fuerza que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.	50
Figura 27:	Métodos de aumento para el coeficiente de seguridad de talud en el suelo: (a) Disminuciones de los ángulos de los taludes; (b) Eliminación de los pesos de la cabecera y adiciones al pie; (c) Refuerzo con muros; (d) Drenaje; (e) Refuerzo con anclajes.	53
Figura 28:	Desplazamientos vs Altura “combinación de carga 1” –muro h = 3.00 m	74
Figura 29:	Desplazamientos vs Altura “combinación de carga 2” – muro h = 3.00 m	75
Figura 30:	Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro h = 3.00 m	75
Figura 31:	Desplazamientos vs Altura combinación de carga 1– Muro h = 6.00 m	77
Figura 32:	Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro h = 6.00 m	77
Figura 33:	Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 6.00 m	78
Figura 34:	Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 1 – Muro h = 3.00 m	79
Figura 35:	Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 2 – Muro h = 3.00 m	80
Figura 36:	Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 3 – Muro h = 3.00 m	80
Figura 37:	Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 1– Muro h = 6.00 m	82
Figura 38:	Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 2 – Muro h = 6.00 m	83
Figura 39:	Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 6.00 m	83
Figura 40:	Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro h = 3.00 m	85
Figura 41:	Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 3.00 m	85
Figura 42:	Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 3.00 m	86
Figura 43:	Momentos de volteo vs Alturas combinación de carga 1 – Muro h = 6.00 m	87
Figura 44:	Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro h = 6.00 m	88
Figura 45:	Momentos de volteo vs Alturas combinación de carga 3 – Muro h = 6.00 m	88
Figura 46:	Alturas de cortes de las varillas en pantalla – Muros de contención de concreto armado (en voladizo) H = 6.00 m	92

Figura 47:	Detalle de acero – Muro de contención de concreto armado (en voladizo) H = 6.00 m	94
Figura 48:	Detallamiento de acero – Muro de contención con contrafuertes	H = 6.00 m 100
Figura 49:	Análisis Comparativo - Acero Grado 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	101
Figura 50:	Análisis Comparativo – Encofrado y Desencofrado	102
Figura 51:	Análisis Comparativo – Concreto Premezclado $f'_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	103
Figura 52:	Comparación Económico en Muros de concreto armado (en voladizo) vs Muro con Contrafuertes	103

### Palabras clave

<b>Tema</b>	Diseño de muros de contención
<b>Especialidad</b>	Estructuras

### Keywords:

<b>Theme</b>	Retaining wall design
<b>Specialty</b>	Structures

### Línea de Investigación

<b>Línea de Investigación</b>	Estructuras
<b>Área</b>	Ingeniería Civil
<b>Sub área</b>	Ingeniería Civil
<b>Disciplina</b>	Ingeniería Civil

## Constancia de originalidad



## CONSTANCIA DE ORIGINALIDAD

El que suscribe, Vicerrector de Investigación de la Universidad San Pedro:

### HACE CONSTAR

Que, de la revisión del trabajo titulado "**Propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha - Catac, Recuay 2023**" del (a) estudiante: **VARA MEJIA PATY MAGALY**, identificado(a) con Código N° **1418200251**, se ha verificado un porcentaje de similitud del **30%**, el cual se encuentra dentro del parámetro establecido por la Universidad San Pedro mediante resolución de Consejo Universitario N° 5037-2019-USP/CU para la obtención de grados y títulos académicos de pre y posgrado, así como proyectos de investigación anual Docente.

Se expide la presente constancia para los fines pertinentes.

Chimbote, 14 de noviembre de 2023

UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
VICERRECTORADO DE INVESTIGACIÓN  
  
Dr. JAVIER MARTÍNEZ CARRIÓN  
VICERRECTOR



**NOTA:** Este documento carece de valor si no tiene adjunta el reporte del Software TURNITIN.

**Titulo**

**PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE  
CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA  
CARRETERA QUEROCOCHA – CATAAC, RECUAY 2023**

## **Resumen**

En la presente investigación se desarrolló dos tipos de muros de contención con alturas de 2:00 m hasta los 6:00 m; el primero es el concreto armado (en voladizo) y el segundo sistema con contrafuerte. Esta propuesta comprende las secciones más críticas que abarca desde la progresiva 0+060 hasta 0+090 del talud de la carretera Querococha - Catac, Recuay en el Tramo Km 62+200 al 63+330. Con el objetivo principal de determinar la propuesta de diseño más óptimo entre estos dos tipos de muro.

La metodología que se ha empleado, es el tipo de investigación aplicada porque genera conocimientos descriptivos y se verifica el estudio comparativo entre los sistemas de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y sistema con contrafuerte, el diseño de la investigación es cuantitativo no experimental debido a que no se busca manipular ninguna de las variables.

Como resultado principal se obtuvo que la capacidad portante del suelo de la Calicata 1 es 1.50 kg/cm<sup>2</sup>, y la calicata 2 es 1.52 kg/cm<sup>2</sup>, aplicando los sistemas del método Janbu, Bishop, Spencer, Ordinario, Morgensten-Price se obtuvo un factor de seguridad de 1.7 para el muro de concreto armado (en voladizo), y 1.4 para el muro con contrafuerte; realizando el análisis estructural por volteo y deslizamiento se determinó el FSV=3.99, FSD=2.42 para el muro de concreto armado (en voladizo) y para el diseño de muro con contrafuerte cuyo factor dio como resultado el FSV=3.98, FSD=2.03, quedando un margen pequeño entre los muros.

La conclusión principal de esta investigación fue que el muro de concreto armado (en voladizo), tiene un mejor comportamiento y estabiliza el talud de estudio, además tiene una mejor viabilidad económica por el menor monto de inversión para la construcción.

## **Abstract**

In the present investigation, two types of retaining walls were developed with heights from 2:00 m to 6:00 m; The first is reinforced concrete (cantilevered) and the second system with buttresses. This proposal includes the most critical sections that range from the progressive 0+060 to 0+090 of the slopes of the Querococha - Catac, Recuay highway in Section Km 62+200 to 63+300. With the main objective of determining the most optimal design proposal between these two types of walls.

The methodology that has been used is the type of applied research because it generates descriptive knowledge and the comparative study is verified between the reinforced concrete retaining wall systems (cantilevered) and the buttress system. The research design is quantitative, not experimental because it does not seek to manipulate any of the variables.

As a main result, it was obtained that the bearing capacity of the soil of Calicata 1 is 1.50 kg/cm<sup>2</sup>, and Calicata 2 is 1.52 kg/cm<sup>2</sup>, applying the Janbu, Bishop, Spencer, Ordinario, Morgensten-Price method systems, a safety factor of 1.7 for the reinforced concrete wall (cantilever), and 1.4 for the wall with buttress; Performing the structural analysis by overturning and sliding, the FSV=3.99, FSD=2.42 was determined for the reinforced concrete wall (cantilevered) and for the wall design with buttress whose factor resulted in the FSV=3.98, FSD=2.03, leaving a small margin between the walls.

The main conclusion of this research was that the reinforced concrete wall (cantilevered) has better behavior and stabilizes the study slope, and also has better economic viability due to the lower amount of investment for construction.

## **I. Introducción**

En épocas de invierno en la sierra de Áncash, se presencia frecuentemente la ocurrencia de deslizamientos de suelos, rocas, lodos, sobre las vías terrestres, por lo cual estos deslizamientos representan peligro latente que pone en riesgo la pérdida de vidas humanas, y generando pérdidas económicas por la obstrucción de la transitabilidad vehicular y peatonal de la vía, daños a las obras de infraestructura.

El talud de la carretera Querococha – Catac, Recuay comprendido en el tramo km 62+200 al 63+330, departamento de Áncash, presenta este tipo de problemas. A menudo, se observa el deslizamiento de suelo con bolonería que obstruyen la principal vía terrestre que une la ciudad de Catac con Huaraz; identificando tres tramos vulnerables los cuales están en la progresiva 0+060-0+070; 0+070-0+080; 0+080-0+090.

Es por eso, que en este estudio se desarrolla los muros de contención de concreto armado (en voladizo) y sistema con contrafuerte, ello teniendo un componente muy importante estructuralmente como económico; se busca elegir el muro que mejor se ajuste a la altura requerida, cumpliendo los parámetros de diseño.

Por ende, la comparación técnica, estructural y económica del sistema de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y el sistema de muros de contención con contrafuerte, determina cuál de los sistemas sería más económico y mejor comportamiento tiene en base a su Altura.

### **Antecedentes**

#### **Internacionales:**

**Aguilar, J. & Cruz, R. (2020).** Análisis de estabilidad de talud de la carretera Nic. 7 en El Km 176, Municipio de Santo Tomas, del departamento de Chontales; Quienes tuvieron el objetivo de desarrollar el análisis de la estabilidad del talud que se ubica en el KM 176 de la carretera Nic. 7 del departamento de chontales, por ello brindaron medidas de disminución para el mejoramiento del tránsito, ya que la mencionada

carretera es el más concurrido de dicha zona debido a que es la vía de transitabilidad directa que conecta comunidades, municipios y ganaderías, es por ello que usaron este medio para transportar sus productos lácteos y así realizar diversas actividades agrícolas para la subsistencia de sus familias. Por ende, desarrollaron un análisis para estabilizar los taludes y así dar solución al problema; se inició con el levantamiento topográfico a detalle, para después ser llevado al laboratorio y ser ensayados, los cuales obtuvieron propiedades físicas del suelo y roca en el talud.

Luego procedieron a insertar la información obtenida de los ensayos realizados en el laboratorio al software SLIDE para elaborar un modelo estable del talud.

Concluyendo que el factor de seguridad obtenido fue (0.338) lo cual es extremadamente bajo, con una alta cantidad de masa por deslizarse, para que la pendiente del talud llegue a un promedio del factor de seguridad mínimo de 0.4 usaron distintos modelos hasta que llegaron a 1.5 para ser estable.

Los factores condicionantes que se identificaron en el talud fue su litología, geomorfología, muchas fracturas y la pendiente era inclinada, también afectó por el clima y la actividad antrópica.

El deslizamiento del talud estudiado ocurrió por pérdidas de la resistencia cortante en las rocas y además por el alto grado de fracturamiento del talud y esto fue el principal factor de deslizamiento.

Recomiendan que se debe diseñar modelamientos de taludes evaluando todos sus parámetros, para que así se represente las secciones más críticas y en seguida examinar las medidas de disminución.

**Ortiz, J. & Tapia, A. (2019).** Diseño del muro de contención para el parque “la esperanza” del barrio Alaska de la localidad de Usme Bogotá; Quienes tuvieron el objetivo de diseñar el concreto reforzado de una estructura de contención en el parque “la esperanza”, la metodología que usaron fue la investigación científica, como resultado que elaboraron fue el presupuesto correspondiente para el muro de concreto reforzado y la mano de obra, con dicha información que obtuvieron interactuaron con la comunidad.

Concluyendo que en las reuniones que realizaron en el barrio Alaska localidad de Usme, identificaron deslizamientos de tierra que inquietaba a la población, estas inestabilidades ya aquejaba mucho tiempo a la comunidad y no daban solución, es por ello que realizaron el levantamiento topográfico para que obtengan los datos necesarios como la altimetría del terreno en ello se generaron cortes y rellenos para que así sean equivalentes y especificando las cotas donde lo trabajaron fue k2999.27, posteriormente realizaron el estudio de suelos donde obtuvieron la capacidad portante de 25 ton/m<sup>2</sup>.

Mediante las informaciones obtenidas procedieron a diseñar la parte estructural del muro rigiéndose a las normas colombianas que es el diseño de puente CCP14 esta norma menciona que las cargas que se deben de tener en cuenta son: Empuje horizontal, Sobrecarga del suelo, Cargas por efecto sísmico y el peso mismo de la estructura.

Elaboraron dos diseños de muros de contención de concreto armado y el contrafuerte, ellos optaron por el diseño de concreto armado, ya que llegaron a concluir que el muro de concreto armado resultó ser eficiente y económico, en costos de concreto respecto al muro con contrafuertes, todo ello acatando las normas establecidas de Colombia.

**Ochoa, M. & Quiñones, K. (2020).** Elaborar una guía práctica para el cálculo, diseño y control de muros de contención en mampostería confinada y concreto reforzado, evaluando resultados con el Software SAP 2000; ellos elaboraron una guía práctica que sirve para calcular, diseñar y controlar las estructuras de retención que son los muros y son construidos en mampostería confinada o se construyen en concreto reforzado o muros en voladizo, para ello se aplica el software SAP 2000. El muro que es apto para la retención de enormes masas de suelos, son estructuras primordiales que sirven para estabilizar el suelo, por ello depende de las propiedades y características físicas, estos presentan cambios volumétricos o muy baja capacidad portante, afectando perjudicialmente a las estructuras proyectadas y estabilizar a los suelos brindándoles soportes laterales.

En el municipio de Ocaña, norte de Santander usan mucho el muro de mampostería confinada y muro de concreto reforzado porque en esta zona se presentan diversos peligros ocurridos por deslizamientos y derrumbes, sin embargo, el problema principal

es que no se pueden construir estructura porque carecen económicamente, La investigación que realizaron tuvo un enfoque cualitativo y cuantitativo, usando el software SAP 2000 donde realizaron el diseño de dos tipos de muro y estructura, con un nivel descriptivo para ello requería datos de la geología, morfología, topografía, parámetros sísmicos, etc. Del lugar a desarrollar, posteriormente realizaron la modelación de cada uno de los muros usando el Software SAP 2000, consideraron una población de 48 millones de habitantes en Colombia que pueden hacer uso de la guía para el modelamiento de dichas estructuras, quienes optaron por una muestra con una población de 130.000 Hab del Municipio de Ocaña, Norte.

El resultado que obtuvieron fue que la guía servía de ayuda para calcular y diseñar, con el objetivo principal de ampliar la vista de los muros de contención para lo que se considere aspectos de seguimiento y control de estas estructuras.

Como conclusión, se basaron en las normas técnicas colombianas ya que establecen todos los parámetros que definen la geometría del muro y el análisis de las fallas por volteo y desplazamiento, en tanto al control técnico realizaron la revisión de las especificaciones técnicas porque las normativas colombianas son muy exigentes al respecto y que para un óptimo diseño se considere las características físicas del terreno.

#### **Nacionales:**

**Dongo, T. & 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 José Luis Bustamante y Rivero – provincia de Arequipa; ellos desarrollaron la comparación estructural y económica de muros de contención en voladizo y muros de contención con contrafuertes, la finalidad estuvo enfocado en optimizar los muros de contención a utilizar en el intercambio vial a desigualdad en la ciudad de Arequipa.

Analizaron la estructura con el Software SAP 2000, Diseñándolo completamente. para eso usaron elementos que es el área (Shell), en ello colocaron la carga en base a la fuerza por la unidad de área.

Este intercambio vial comprende tres ejes longitudinales: el eje longitudinal principal se encuentra en la Av. Avelino Cáceres en sentido de Este a Oeste en donde se ubican los muros de contención, este intercambio vial presenta una silueta de muro de contención a lo largo del paso a desnivel, analizando dicho intercambio vial optaron a realizar muros con una altura de 2.00m hasta 9.50m. estos muros de contención lo estructuraron, dimensionaron, analizaron y diseñaron estructuralmente, regido a la norma peruana y americana, aplicaron el diseño basado en fuerza. Por ende, al realizar la comparación estructural llegaron a la conclusión de que el muro de contención en voladizo para alturas de 6.50m hacia adelante no place el desplazamiento máximo permitido, mientras que el muro con contrafuerte es más óptimo a partir de la mencionada altura. Por otro lado, al realizar la comparación económica entre estos sistemas indicaron que el muro de contención con contrafuerte desde la altura de 8.00m a 8.50 m hacia adelante es más económico mientras que el muro en voladizo a partir de la dicha altura es más costoso. Estructuralmente el muro con contrafuerte es más resistente respecto al muro de contención en voladizo.

**Trinidad, H. (2020).** Análisis comparativo de muros de contención para la estabilización de talud en el Centro Poblado la Candelaria – Huaral, Lima 2019; Quien desarrolló su proyecto teniendo diversas finalidades y la zona principal de la investigación fue el centro poblado la Candelaria del distrito de Aucallama en Huaral, usó la evaluación que es un método para elegir el tipo de muro el cual satisface con las propiedades del talud de dicha zona, él desarrolló la técnica de recolección de información de campo donde determinó el tipo de suelo para dimensionarlo la estructura y así saber qué tipo de materiales usará.

Se enfocó a analizar el tipo de muro para la estabilización del talud en el centro poblado de Candelaria, este estudio es cuasiexperimental con el enfoque cuantitativo, desarrolló el estudio tomando 3 calicatas extrajo muestras por cada calicata que sea mayor a 10 m. Estas muestras lo excavaron a cielo abierto como indica la norma, diseñó muro de

contención en Voladizo y Gravedad hizo el predimensionamiento para cada uno de los sistemas rigiéndose a la norma nacional E.020 suelos y taludes.

Donde obtuvo satisfactoriamente obteniendo los factores de seguridad de cada muro, obteniendo diferencias en la estabilidad en cada uno de los muros, para el factor de volteo en el muro en voladizo fue de 3.95 m, factor de deslizamiento de 2.53 m, y su capacidad de carga fue de 0.225 m. mientras que para el muro de gravedad el factor de seguridad de volteo fue de 4.14 m, los factores de deslizamiento es de 3.10 m, y la capacidad de carga fue de 0.4 m, quedando márgenes ligeros entre estos dos muros.

Llegando a concluir para el muro en voladizo cumple las condiciones a estabilizar el talud, mientras que el muro de gravedad no satisface con la altura para estabilizar ya que la altura según la norma menciona que debe ser menor a 5 metros.

Posteriormente se analizó que el muro de gravedad es el más económico respecto al muro en voladizo.

**Valentín, J. (2019).** Análisis técnico económico de muros de contención para estabilizar taludes inferiores de plataformas de la carretera Canta – Huayllay, km 1+920 al km 2+000; Quien en su estudio tuvo como finalidad analizar la valoración técnico, económico de los muros de contención con el motivo de estabilizar el talud en el inferior de la plataforma de la carretera Canta en Huayllay, desarrolló dos tipos de muro de contención; que el primero es el muro de gravedad y el segundo es el muro en voladizo a partir de ello eligió la estructura que cumple los factores de seguridad mínimo de estabilidad y económico, al evaluar identificó el proceso geodinámico que provocaron ola de inestabilidades de deslizamientos de taludes inferiores de origen antrópica con asentamiento de plataforma, el empuje de talud superior y el deslizamiento de suelos, por ende, eran generados por la saciedad del material y por la erosión que fue causada por las precipitaciones de lluvias.

Realizó el diseño de estabilización rigiéndose en la norma E.020 del reglamento nacional, logrando la determinación del factor de seguridad que fue por encima de 1.5

satisfaciendo la estabilización del muro. para ello realizó ensayos de laboratorio donde determinó indicadores del suelo, y obtuvo el ángulo de fricción interna de 30.3 grados, una cohesión de 0.18 kg/cm<sup>2</sup> y una densidad de 1.86 grs/cc. Obteniendo estos datos realizó modelamiento de los muros de contención, consiguiendo la estabilización del talud.

Desarrollando el diseño a diferentes alturas; de H=4.00 m y verificando los esfuerzos en el programa SLIDE V6.0 entre ambos muros tanto de voladizo como de gravedad, los esfuerzos que obtuvo fueron de 104.28 kN/m y 96.31 kN/m y muro de H=5.00 m los esfuerzos de 160.95 kN/m y 142.79 kN/m, se evidenció la relación de alturas con el esfuerzo obtenido que al incrementarse no es proporcional. Por ende, en el muro de voladizo el esfuerzo incrementó en H=4.00m a H=5.00m fue de 56.67 kN/m, y en cuanto al muro de gravedad fue 46.8 kN/m, por ello cuando incrementa la altura del muro de gravedad el esfuerzo no incrementa es decir no es proporcional, mientras que en el caso del muro en voladizo al incrementar las alturas también incrementan los esfuerzos.

### **Concluyó:**

- El talud es estable cuando se implementan el muro de contención, puesto que en condiciones estáticas obtuvo factor de seguridad en el muro de voladizo de 2.595 y en el muro de gravedad de 2.777 así mismo para valores pseudoestáticos fue de 1.752, 1.883, en el cual demuestra que se encuentran superior al mínimo de 1.5.
- El muro en voladizo tiene un mejor comportamiento estructural ante el muro a gravedad, los resultados que se obtuvieron del esfuerzo máximo promedio en muros en voladizo son de 104.28 Kg/cm<sup>2</sup>, y en el muro de gravedad fue de 96.31 Kg/cm<sup>2</sup>, también obtuvo valores del momento máximo promedio en muros de voladizo fue de 264.72 Kg/m<sup>2</sup>, y para el muro de gravedad fue de 219.52 Kg/cm<sup>2</sup>.

- Respecto al análisis económico el muro de gravedad es más barato respecto al muro en voladizo que representa el 42%.
- Por último, concluyó que la mejor alternativa en elegir fue el muro en gravedad a una altura de  $H=5.00$  m ya que satisface el análisis técnico y económico para implementar la solución de estabilizar los taludes en la carretera Canta Huayllay.

#### **Locales:**

**Bazán, A. (2020).** Análisis del muro de contención para la estabilidad del talud en el tramo Pasamayo Centro Poblado de Castillo – Huari Áncash 2020; La finalidad para el tesista fue estabilizar la carretera acceso al distrito de Huachis en el tramo Pasamayo el tesista desarrolló dos tipos muros de contención, en el cual realizó la comparación entre los muros para definir cuál de ellos es óptimo para la zona de estudio.

Dicha investigación lo hizo con una metodología científico, un diseño no experimental transversal, investigación aplicada y enfoque cuantitativo, posteriormente hizo uso de los ensayos de laboratorio con las informaciones obtenidas, empezó el modelamiento de los muros de contención.

En el cual obtuvo resultados óptimos, eficaces para el lugar de estudio, analizó la falla por volcamiento en donde fue de  $FSV=3.26$  cumplió con el factor admisible que según la norma indica que  $FSV>2$ , de la misma manera que para el muro por gravedad el resultado fue  $FSV=3.28$  cumpliendo con el factor admisible, del mismo modo para el muro en voladizo con dentellón resultó un  $FSD>1.5$  cumpliendo el factor admisible, y el resultado  $FSD=1.5$ ; para la calicata 2  $FSD=1.6$ , luego para el muro por gravedad el resultado fue de  $FSD=1.2$ , ello no satisface con el factor admisible que es de  $FSD>1.5$ .

La mejor alternativa de solución y según el estudio analizado el muro en voladizo con dentellón fue eficaz - óptimo en la zona de estudio. todo ello cumple con todos los indicadores requeridos.

**Hospinal, M. & Laureano, D. (2020).** Propuesta de estabilidad de taludes en tramos sinuosos en la carretera Mollepata-Pallasca; Los tesisistas realizaron la investigación en el tramo km 27+000 al km 29+000 de la carretera Mollepata – Pallasca, proponiendo la estabilización del talud, en ello evaluaron el análisis que abarca las progresivas: 27+000, 27+160, 27+350, 27+600, 28+320, 28+580 y 28+810 considerando las características del suelo, clima, accesibilidad y el sismo en el lugar de estudio. Aplicaron ensayos de laboratorio en donde obtuvieron como resultado que el suelo de dicha zona presenta depósitos aluviales (Q-al) y depósito residual (Q-re), por ende, como resultado es inadecuado para cortar el talud con ángulo de inclinaciones mayores a 80°.

El programa que usaron para el diseño fue el SLIDE 6.0 es ahí donde analizaron que el talud natural y el talud con el sistema Soil Nailing tanto para condiciones Pseudoestáticas y estáticas, utilizaron el sistema Bishop llegando a una superficie de falla no circular y el método de análisis probabilístico (Monte Carlo), del mismo modo el talud se aplicó con el sistema de soil nailing, analizaron las variaciones de los factores de seguridad con diversas cargas máximas del perno y todos los valores de cohesión.

Asimismo, analizaron la estabilización del talud 27+000 en el tramo de 3 m de profundidad aparentando los procesos constructivos para las condiciones del suelo que tiene la investigación, ante ello corroboraron el corte de la profundidad que debe aplicarse y así no produzcan deslizamientos durante en el transcurso de la ejecución.

Los resultados que obtuvieron fue los factores de seguridad confiables al momento de analizar las estabildades de cada uno de los taludes tanto para condiciones estáticas y condiciones pseudoestáticas rigiéndose a las características del suelo.

**Concluyeron:**

- El sistema de Soil Nailing que realizaron para estabilizar los taludes en el tramo km 27+000 al km 29+000 de la carretera Mollepata - Pallasca, tuvieron como modelamiento el uso de pernos Autoperforantes, mientras que en las progresivas 27+000 y 27+160 usaron el ángulo de 15° que es el ángulo de inclinación y un

espaciamiento vertical de 1.30 m y con horizontal de 1.30 m, R32-320 en la progresiva 28+320, utilizaron un ángulo de 15° y espaciamiento vertical de 1.30 m y horizontal de 1.30 m, R38+550 en la progresiva 27+350 usaron ángulo de inclinación de 15° y espaciamiento vertical de 1.25 m y horizontal de 1.50 m, R32-400 en las progresivas 27+600 y 28+580, en la progresiva 27+600 usaron ángulo de inclinación 15° y espaciamiento vertical de 1.30 m y horizontal de 1.40 m, en la progresiva 28+580 utilizaron ángulo de inclinación 15° y espaciamiento vertical de 1.25 m y horizontal de 1.50 m, R38-500 en la progresiva 28+810 utilizaron ángulo de inclinación de 15° y espaciamiento vertical de 1.30 m y horizontal de 1.30 m.

- Al realizar el análisis de estabilidad identificaron que los taludes fueron inestables dado que el factor de seguridad que obtuvieron en condiciones estáticas fueron menores a 1.5 mientras que en condiciones pseudoestáticas el resultado fue menor a 1.25, por lo cual si se llegara a desarrollar la ampliación de la vía, el talud se cortarían quedando con un ángulo de 83° esto por la falta de espacio, por ende, la inestabilidad se empeoraría al realizar el corte, en tal sentido que los tesisistas propusieron como alternativa de solución el sistema de Soil Nailing, porque dicho sistema es consciente realizar la estabilidad de taludes en condiciones mencionadas.

**Gregorio, W. & Varillas, J. (2021).** Estabilidad de taludes en suelos heterogéneos, mediante sistemas de contención en la carretera Huaraz – Casma, progresiva 000+450-Áncash; Los tesisistas se enfocaron en establecer la estabilización de taludes en suelos diferentes, aplicando el sistema de contención de muros en la carretera Huaraz - Casma, la metodología que emplearon fue aplicada, diseño cuasi experimental, la población estuvo constituido por la sección en la progresiva 000+450, el espécimen estuvo constituido por la sección transversal de las progresivas 450.00 km al 5000.00 m, comprendida de 50 m de largo y por consiguiente esta muestra fue no probabilístico. Procedieron con la recopilación de datos como: análisis geotécnicos, topográficos, e

hidrológicos, luego realizaron el cálculo, diseño y resultado de los sistemas de muros de contención. Como resultado para factores de seguridad Global, que es el erdox fue de 46.67%, el sistema de terramesh 37.50%, y para los factores de seguridad al volteo. En el sistema Erdox 76.74%, el sistema de terramesh 11.89%, para el factor de seguridad al deslizamiento. el sistema erdox fue de 57.75%, el sistema de terramesh 3.85%, para la capacidad portante de erdox 46.56%, el sistema de terramesh 12.17%, por ende, la viabilidad de construcción para el sistema erdox en comparación con sistema de terramesh es de 30.21%, así mismo para la construcción del sistema erdox fue de S/ 83,900.79 y para el sistema terramesh fue de S/ 68.79 soles economizando 30.21%, que es S/25,345.83 soles. Concluyeron que todos los parámetros del sistema erdox presenta un comportamiento mejor que en el sistema de contención para la zona.

## **Fundamentación Científica**

### **Muro de Contención y su funcionamiento**

La función principal de los muros de contención es actuar de soporte para retener masas de tierra u otros materiales sueltos cuando las condiciones impiden que dichas masas u otros materiales sueltos adquieran una pendiente natural. Tales situaciones ocurren cuando el ancho de una excavación, corte o terraplén está limitado por las condiciones de la propiedad o cuando es necesario utilizar la mayor cantidad de espacio posible (como es el caso de las carreteras). Por ejemplo, en este caso sería útil apoyar una vía adyacente a la vía principal.

Al diseñar algún tipo de muro de contención, se debe establecer el tamaño, la dirección y el lugar de aplicación de la presión del suelo sobre el muro de contención. los procesos para el diseño del muro de contención incluyen:

- Seleccionar tipo, dimensiones del muro.
- Analizar la estabilidad en términos de fuerzas requeridas. Si el muro seleccionado no cumple, las dimensiones cambiarán y generarán nuevos cálculos hasta obtener la estabilización y resistencia cumpliendo con sus condiciones mínimas.
- Diseñar elementos o secciones del muro.

Al analizar la estructura se determinan fuerzas que actúan encima de la cimentación, así como su peso propio, la presión del suelo, el peso del suelo, las cargas y sobrecargas para estudiar su estabilidad frente a vuelcos, deslizamientos, presiones y cargas de conexión suelo y muro. la resistencia mínima requerida para los elementos que componen el muro. (Gómez, R. 2013).

### Consideraciones Fundamentales

Se dice que el volumen de la tierra está libre de coherencia y fluye libremente en un plano horizontal utilizando un perfil de equilibrio que define el ángulo de inclinación natural de la tierra o el ángulo de fricción interna dentro de la tierra.

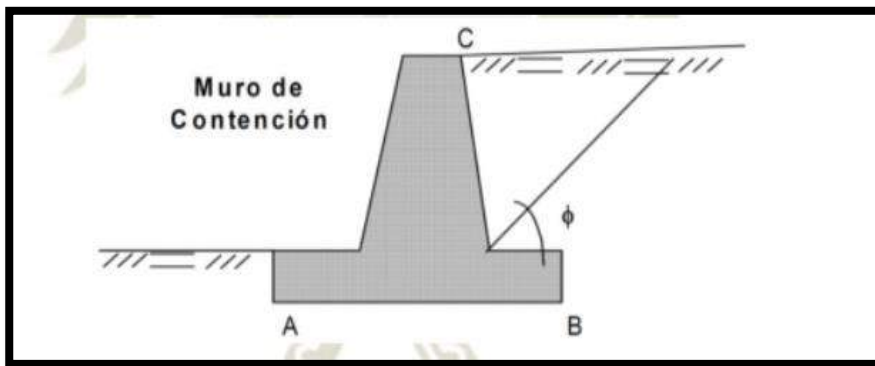


Figura 1: Muros de contención

Fuente: *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado* - Torres Belandría, 2008

La presión que produce en los muros depende en gran medida de las deformaciones de los muros. para el caso del contacto muro y suelo, el muro puede experimentar deformaciones que va desde casi cero hasta los desplazamientos que consienten la falla del suelo por cortante. Si se aplica una fuerza al primer muro que causa este efecto, puede ocurrir un desplazamiento, haciendo que el muro empuje contra el suelo. Si falla el muro de contención, los terraplenes se expanden en direcciones horizontales, provocando un esfuerzo cortante en el suelo, y las presiones laterales de los suelos es la parte posterior de los muros que disminuyen gradualmente y lo acercan al límite inferior, más conocido como empuje activo del suelo.

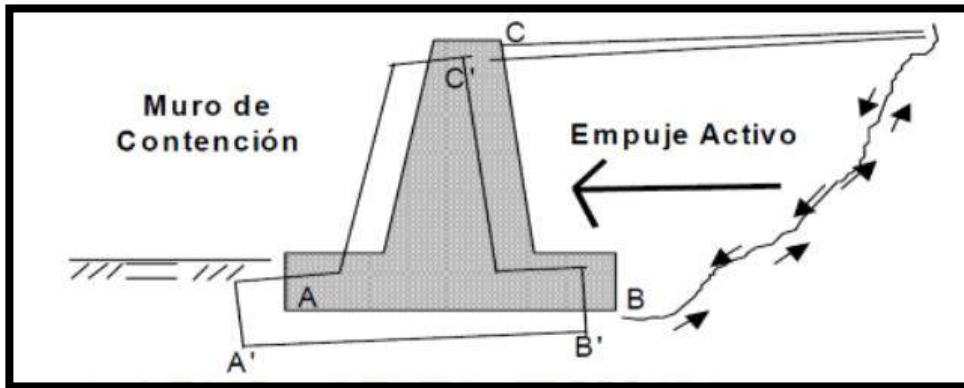


Figura 2: Empujes Activos de los suelos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado – Torres Blandria, 2008

En caso que el muro retrae lo suficientemente y pierden relación con el talud, la presión sobre él es cero, por ende, todos los desplazamientos que se cortan lo llevan los sedimentos.

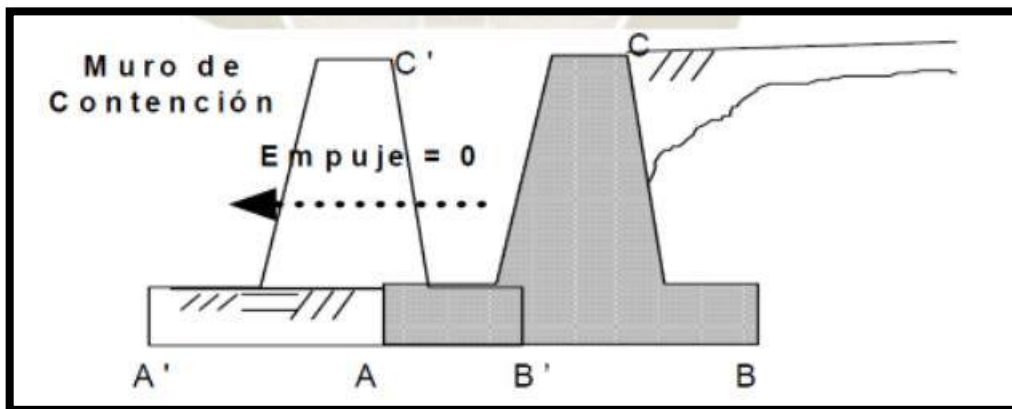


Figura 3: Empujes Nulos de los Suelos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado – Torres Blandria, 2008

En caso que los muros empujan horizontalmente contra el relleno, el suelo compactado horizontalmente aumenta las resistencias hasta alcanzar un límite superior llamado como empuje pasivo del suelo. Si el movimiento del muro causa cualquiera de estos dos extremos, el desplazamiento provocará la ruptura del relleno.

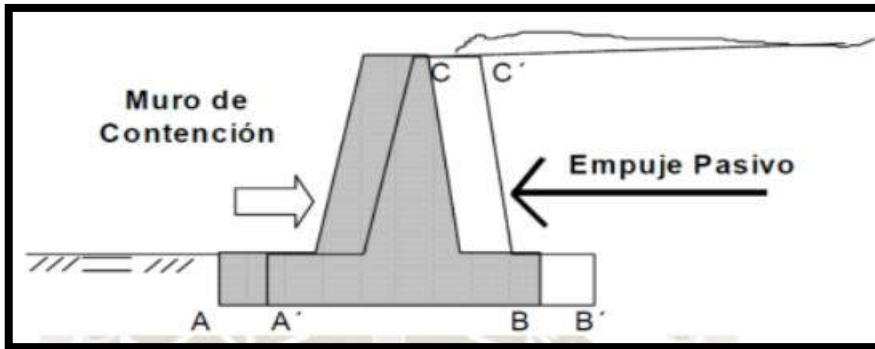


Figura 4: Empujes Pasivos de los Suelos.

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

En el caso que el muro de contención es tieso y no consciente el movimiento en ninguna dirección, los fragmentos del suelo no logran moverse porque están restringidas por las partículas circundantes, que están todas en el mismo estado de compresión, creando un estado intermedio que son llamados Empujes de Reposos de los suelos. (Gómez, R. 2013).

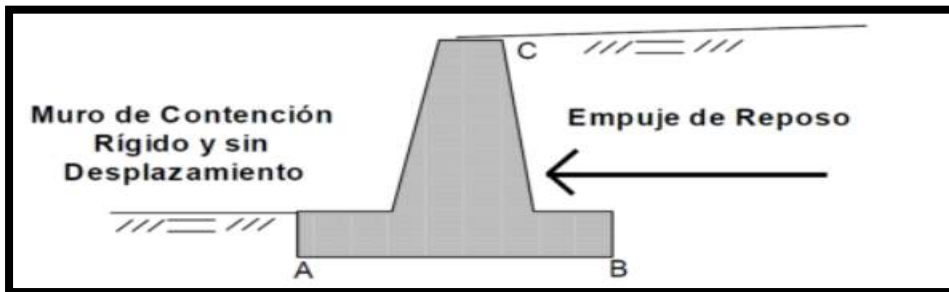


Figura 5: Empujes de Reposos de los Suelos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

### Muro de Concreto armado

En el caso del empuje de muro de concreto armado es resistente al empuje de tierras provocado por los apoyos verticales embebidos con losas horizontales (zapatas) suficientemente reforzados para resistir los momentos y esfuerzos cortantes a lo que ya están sometidos. Para alturas inferiores a 8 metros, estos muros son económicos. La forma común tiene el nombre de "T", que cumple estabilizar a través de las dimensiones

de ancho de la cimentación, es así que la tierra colocada en la parte posterior ayuda a evitar el vuelco y carga el muro, aumentando la fricción suelo-muro. una base que aumenta la seguridad del muro contra el deslizamiento.

Estos muros son diseñados para resistir las presiones de la tierra y el agua de ser removida por varios sistemas de drenaje que pueden pasar a través de la malla vertical o por drenajes ubicados detrás de la malla cerca del fondo del muro. Si el suelo no se drena adecuadamente, se puede desarrollar una presión hidrostática deficiente. (Gómez, R. 2013).

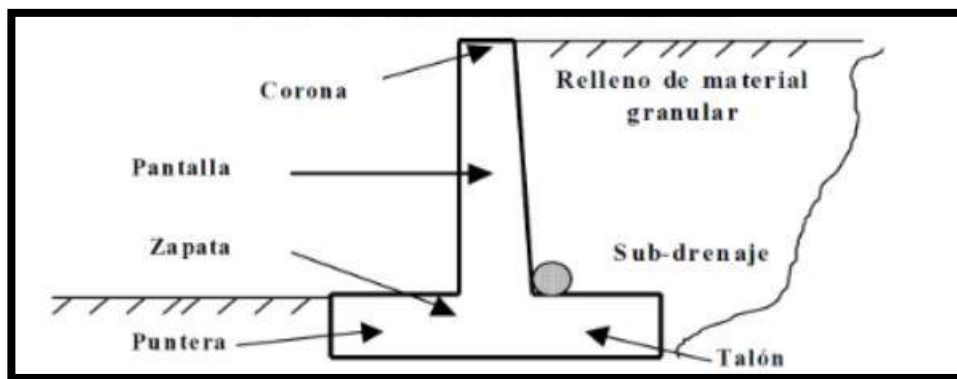


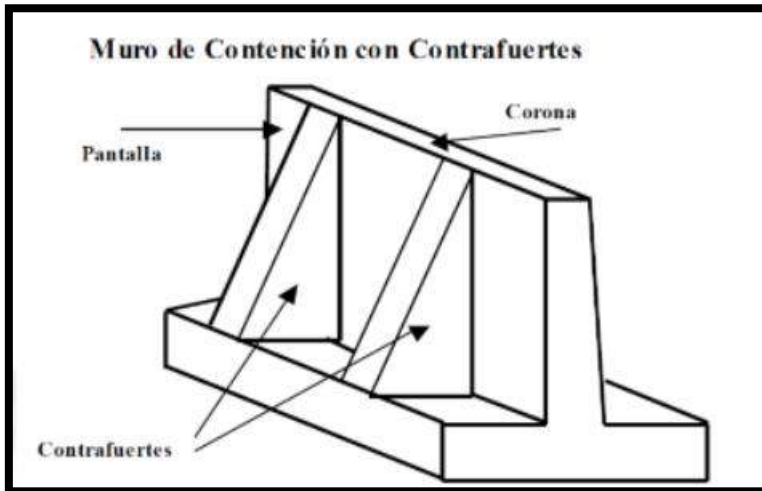
Figura 6: Muros de Contención de Concreto armado

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

### Muros En Contrafuerte

Estos muros con contrafuerte tienen combinaciones de una pantalla vertical del muro y su base. Las pantallas de dichos muros resisten el empuje por losas continuas apoyadas sobre contrafuertes, es decir, el refuerzo principal en los muros se coloca horizontalmente, son muros de concreto armado y a los 8 m son económicos. Tanto la malla como los contrafuertes de apoyo van unidas a la placa base. Las lamas pueden colocarse en las superficies interiores de la pantalla donde se encuentran con el suelo, o en las superficies exteriores, lo cual se ve inadecuado estéticamente. Estos muros con vigas de apoyo son un desarrollo de los muros en voladizo, cuando aumentan la altura de los muros aumentan el espesor de la pantalla, este aumento de espesor es reemplazado

por contrafuertes; una solución que requiere refuerzo, encofrado y un vaciado más complejo.



*Figura 7: Muros de Contención En Contrafuertes*

*Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008*

Con estos muros en contrafuertes, la presión de la tierra es recibida por una pantalla y transmitida a través de las zapatas al suelo subyacente. La conexión entre la pantalla y la zapata se logra mediante el sistema de contrafuerte, y se incluye tanto exteriores como interiores. Las características de estos muros son: el contrafuerte son los elementos de conexión entre los muros verticales y las zapatas, y así evitan que la pantalla gire y se derrumbe por efecto del empuje de la tierra. Estos contrafuertes están bajo carga y requieren acero en la longitudinal de AB. Nuevamente, se une a la pantalla y la base. La distancia económica entre contrafuerte se puede obtener modificando ligeramente la ecuación empírica propuesta:  $S = 0.75 + 0.30H < 3.00$  m donde S es la distancia de los ejes en m y h es la altura entre los contrafuertes en m. Otros autores recomiendan la distancia de 3 m que es la máxima.

A la estabilización externa y los deslizamientos se prueban para la misma unidad de longitud de contrafuerte. El largo de la zapata aproximadamente es igual a la mitad del

muro, que para el largo del pie de la zapata es el 30% y los demás son para el talón. **(Gómez, R. 2013).**

### **Drenajes**

Los muros de contención fallan debido a las malas condiciones del suelo y al drenaje inadecuado. La determinación cuidadosa de resistencia y compresibilidad de los suelos de fundación y la investigación detallada del flujo del agua superficial y subterráneo son apariencias muy primordial del diseño de muros de contención.

la media parte de estructuras del muro de contención cae por debajo del nivel freático, ocasional o permanentemente, está sujeta a una presión de agua adicional. En una parte inmersa, las presiones son iguales a la suma de las presiones hidrostáticas y la presión de tierra, utilizando el cálculo de presión efectiva más conveniente, es por ello que la presión resultante es muy mayor a la obtenida en la condición de relleno no inmerso. dicha condición es pasada por alto por varios diseñadores y una de las razones más comunes por las que fallan los muros de contención. Por lo tanto, es más económico diseñar un muro de contención que no soporte presión hidrostática y colocar canaletas para drenar el agua desde el interior del muro hacia el exterior, y se visualiza en la Figura 8.

En ocasiones cuando las humedades son estables, las caolinitas ayudan a reducir la presión del suelo, pero si se saturan, pueden producir presiones mucho más altas que las supuestas en el análisis. Para este propósito, es práctico poner el material granular ( $\phi > 0$ ) como agregado dentro del muro. Las estructuras que están inmersas o construidas debajo del nivel freático experimentan una presión ascendente llamada presión negativa. Si la presión negativa contrarresta parte del peso de la estructura, esto es beneficioso porque reduce la presión de contacto entre la estructura y los suelos, pero si la presión negativa excede al peso de la estructura, habrá fuerzas ascendentes neta equilibrada por: Estructura Rozamiento del muro con los suelos. Cuando los suelos están saturados, esta

fuerza de fricción se puede superar instantáneamente, dando como resultado a las estructuras. (Gómez, R. 2013).

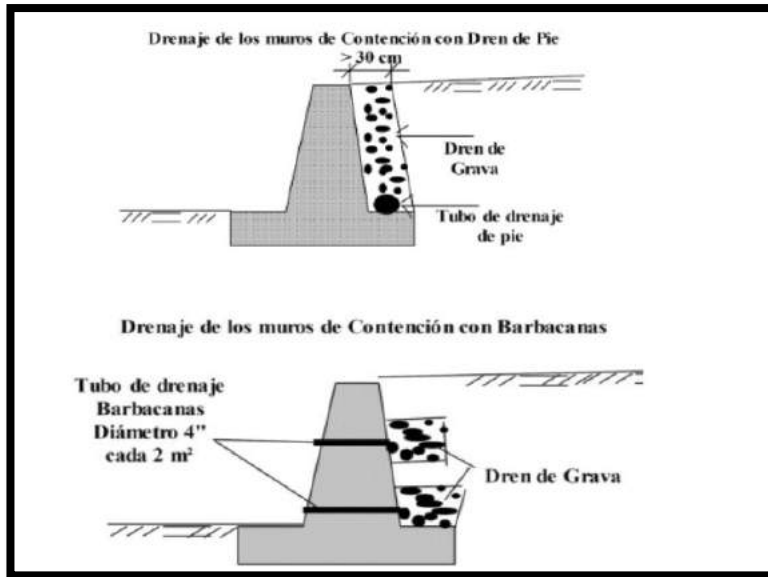


Figura 8: Drenajes de los muros de contención

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

## Estabilidades

Para analizar la parte estructural se consideran fuerzas que actúan sobre la cimentación, por ejemplo, la presión de la tierra, el peso muerto, el relleno, la carga y la sobrecarga, para estudiar la estabilidad al vuelco, al deslizamiento y la estabilidad de la estructura. Y el valor de la presión de contacto.

Al diseñar generalmente se comienza eligiendo dimensiones iniciales y luego verificando la estabilidad de esa configuración. Por conveniencia, se puede analizar la longitud de un muro con la altura de la pared constante, y si el diseño elegido no es satisfactorio, las dimensiones se cambian y se vuelven a probar hasta que se logre la estabilidad y resistencia requerida.

Para el muro de contención de concreto reforzado, se usan los procedimientos normales de diseño y refuerzo especificados en el Código ACI o el Código Nacional de Construcción E-060 (Concreto Reforzado).

### **Métodos de los Esfuerzos Admisibles o Estados Límites de Servicios**

Para diseñar las estructuras y los elementos estructurales de forma que su resistencia en todas sus partes sea superior o igual a las resistencias requeridas  $R_s$  calculadas para las cargas y esfuerzos de trabajo según la combinación especificada en la norma.

En el método de tensión admisible, las resistencias nominales se disminuyen dividiéndola por los factores de seguridad  $FS$  especificado en la norma o especificación técnica.

$$R_s \leq R_{adm} \quad 1$$

$$R_{adm} \leq \frac{R_n}{FS} \quad 2$$

$R_n$  = Resistencia nominal, que corresponde al estado límite de la resistencia de empobrecimiento, sin factor de reducción. Esta resistencia depende de las propiedades mecánicas del material.

$R_{adm}$  = Resistencias admisibles

Al investigar la estabilidad al volcamiento, al deslizamiento y la presión que surge de la interfaz suelo y muro (**Ministerio de vivienda, 2009**).

### **Estabilidad al Volcamiento y Deslizamiento**

Al estudiar la estabilización de las fallas al volteo y deslizamiento los factores de Seguridad cambian según:

- **1° Caso:** Sobrecarga + Empujes de Suelos  
 $F.S.D \geq 1.50$   
 $F.S.V \geq 1.50$
- **2° Caso:** Sismo + Empujes de Suelos  
 $F.S.D \geq 1.25$   
 $F.S.V \geq 1.25$

Al investigar la estabilización del vuelco, se elige los momentos en el borde inferior de la zapata en el extremo de la punta.

El contacto en el momento de estabilización  $M_e$ , provocado por el peso propio del muro y el relleno en su talón, y cuando el momento de vuelco  $M_v$ , provocado por el empuje de tierras, se denomina factor de seguridad de vuelco FSV. Se deben observar las siguientes condiciones:

$$F.S.V = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.50 \dots \dots \dots (1^\circ \text{ caso})$$

$$F.S.V = \frac{M_e}{M_v} \geq 1.25 \dots \dots \dots (2^\circ \text{ caso})$$

Los componentes horizontales del empuje de tierra deben soportar el rozamiento en los suelos y las bases de los muros. por ende, el contacto que existe en la resistencia y la fuerza aplicada o deslizante (empuje) se denomina factores de seguridad del FSD deslizante.

$$FSD = \frac{F_r}{F_a} \geq 1.50 \dots \dots \dots (1^\circ \text{ caso})$$

$$FSD = \frac{F_r}{F_a} \geq 1.25 \dots \dots \dots (2^\circ \text{ caso})$$

$$F_r = \mu \left( \sum F.Vert. \right) + c'.B + Ep$$

$$\mu = \text{tang } \delta$$

$$c' = (0.5 \text{ a } 0.7).c$$

$$\delta = \left( \frac{2}{3} \phi \right)$$

**Donde:**

**$F_r$  = fuerza resistente o fuerza de rozamiento**

**$F_a$  = fuerza actuante (Empuje de suelos, Sobrecarga, Sismo**

**$\sum F.Vert.$  = Resultante de las Fuerzas Verticales**

**$B$  = Ancho de la Base de Muro**

**$c'$  = Coeficiente de Cohesion corregido o modificado**

**$E_p = \text{Empuje Pasivo del Suelo (Suelo de la Puntera)}$**

**$\mu = \text{Coeficiente de Fricción Suelo – Muro}$**

**$\delta = \text{Angulo de Fricción Suelo – Muro}$**

Al determinar esta relación los empujes pasivos contra la superficie del muro generalmente no se tienen en cuenta a menos que esto pueda garantizarse en toda una vida útil de la estructura. (**Ministerio de vivienda. 2009**).

### **Presión de Contacto**

Cuando se combinan todas las cargas, la capacidad de carga permitida de la cimentación  $\sigma_{adm}$  tiene que ser mayor al esfuerzo de compresión máxima o la presión de contacto  $\sigma_{max}$  transferida desde la pared al suelo.

$$\sigma_{adm} \geq \sigma_{max}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{q_{ult}}{F \cdot S_{cap.portante}}$$

FS capacidad portante es un factor de seguridad frente a las fallas por el volumen del suelo, por ende, este valor no debería ser menor que tres en cargas estáticas,  $FScap. portante \geq 3$ , y en las cargas dinámicas de poca duración debe pasar menores que dos,  $FScap. portante \geq 2$ . Si la información geotécnica portante requerida debe ser para cargas estáticas.

En la NTE-060 aprobado en el 2009, en el capítulo 15, considera un incremento del 30% en los valores de la presión admisible del suelo para estados de cargas en lo que intervenga cargas temporales (dinámicas), como por ejemplo el aire; por ende:

$$1.3 \sigma_{adm} \geq \sigma_{max}(\text{sismico})$$

En el fondo de la zapata, si se requiere abarcar toda el área de compresión, las fuerzas resultantes de las presiones del suelo originada por sistema de carga deben quedar en el tercio medio. De aspecto antes nombrado, se deduce que la resistencia de puesta a tierra permisible no debería exceder y su excentricidad son las fuerzas resultantes verticales,  $\sum F. Vert$ , el centro de la base B deben ser medidas y no debe exceder del sexto del ancho del otro, en este caso el diagrama de presiones es trapezoidal, Asimismo, si la

excentricidad supera un sexto del ancho de la base (dejando el tercio medio), se debe recalculer la presión máxima sobre el suelo debido. No hay compresión en absoluto, en nuestro caso el mapa de presión es triangular si asumimos una redistribución de presión tal que la resultante  $\sum F.Vert$  coincida con el centro de su gravedad del triángulo de presiones.

$$e_x = \left(\frac{B}{2} - X_r\right)$$

$$X_r = \frac{M_e - M_v}{\sum F.Vert}$$

$X_r$  es la ubicación del resultado medido desde el extremo inferior del borde de la arista de la puntera del muro.

**Si:  $e_x \leq B/6$**

$$\sigma_{max} = \frac{\sum F.Vert}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_x}{B}\right)$$

$$\sigma_{min} = \frac{\sum F.Vert}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_x}{B}\right)$$

**Si:  $\frac{B}{6} \leq e_x \leq B/2$**

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot \sum F.Vert}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - |e_x|\right)}$$

$$\sigma_{min} = 0$$

Es una buena práctica hacer la conexión en el medio, ya que la presión de contacto es más uniforme, lo que reduce el impacto de asentamiento diferencial en la punta y el talón.

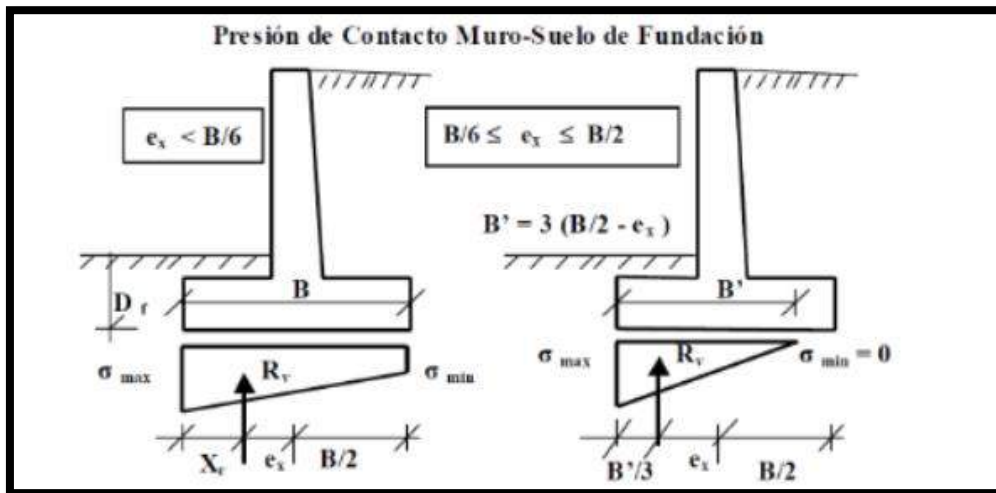


Figura 9: Presiones de Contacto Muro – Suelo de Fundación

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

### Se puede utilizar criterios para determinar el tamaño de la base:

- La fuerza resultante medida no debe ser excéntrica en más de un sexto con respecto al centro de la base
- La presión máxima de contacto entre la pared de cimentación y el suelo no debe exceder la presión sobre el suelo o la capacidad de carga de los cimientos. (Ministerio de vivienda. 2009).

### Incumplimientos de las condiciones de Estabilidad

Si en caso no garantiza las estabilidades al vuelco y/o las presiones de contactos, se deben ajustar las dimensiones del muro y aumentar las dimensiones de las bases. En caso que no se asegure la estabilidad al deslizamiento, necesariamente se cambia la estructura del muro, que tiene varias opciones:

- Introducir el dentellón en el suelo de forma que la fricción de muro y del suelo sea reemplazada parcialmente por la fricción del suelo, creando una presión pasiva frente al dentellón. La figura 10 muestra un muro de contención con un dentellón en la parte inferior. Se recomienda colocar el dentellón en el 2º Hd,

medido desde la punta, donde  $H_d$  es la altura del dentellón, que en la mayoría de los casos suele elegirse mayor o igual al grosor de la base.

- Aumente la dimensión en cuanto al tamaño de los cimientos, así aumentar el peso del muro y la fricción suelo de cimiento y el muro.
- Aprovechando la presión pasiva  $E_p$ , se debe considerar su uso, ya que para que aparezca debe haber un desplazamiento importante de los muros, que puede no ser compatible con las condiciones de uso, además de la durabilidad del acolchado. En la garantía del muro si no se puede garantizar en toda la vida útil del muro, se puede tener en cuenta la fuerza de compresión pasiva correspondiente a la altura del dentellón.

la mayoría de las veces se cree que la utilidad del dentellón es más efectiva que aumentar el tamaño de la base. Es la segunda alternativa más económica para la misma cantidad de hormigón. Al excavar el dentellón, se puede cambiar el suelo, lo que en algunos casos hace más daño que bien.

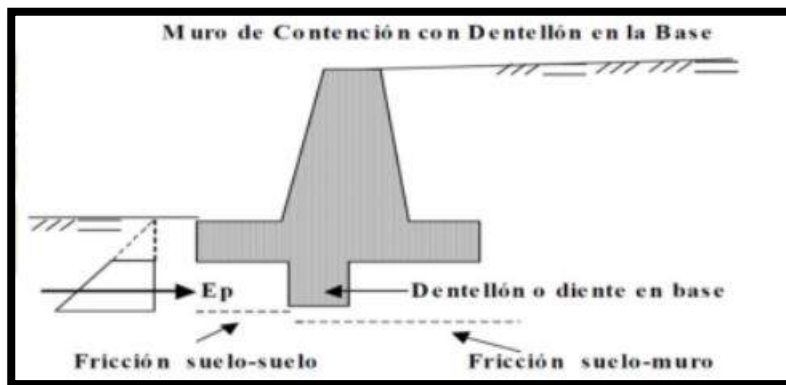


Figura 10: Muros de Contención Con dentellón en la Base

Fuente: *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado* - Torres Belandría, 2008

En el caso que el dentellón es corto, el riesgo de sobreestimar la fuerza de fricción adicional es muy probable, es por ello que la fricción adicional que se obtiene por el dentellón no puede ser mayor que la presión pasiva generada frente a ella; en este caso, dichas fuerzas se pueden determinar midiendo la resistencia pasiva. Si el muro de

contención está ubicado en un terreno rocoso, el uso del dentellón es una forma efectiva de crear propiedades antideslizantes adicionales. (Ministerio de vivienda, 2009).

### **Evaluación del Empuje de Tierras**

Se deben tener en cuenta varios factores para evaluar la presión del suelo, como la construcción del muro y las características de deformación, las propiedades del relleno, el coeficiente de fricción del muro y del suelo, el grado de compresión del relleno, el drenaje, etc. Teniendo en cuenta la ubicación del nivel freático.

Las magnitudes del empuje de tierras entre los estados pasivo y activo varían mucho dependiendo de la capacidad de deformación de los muros. Es por ello que se debe tener cuidado para garantizar que los materiales tanto de relleno sea granular y los de drenaje libre para así eludir fuerzas adversas debido a la generación de la presión hidrostática.

Los siguientes factores se tendrán en cuenta al evaluar la presión lateral:

- a. Las presiones estáticas debido a las cargas gravitatorias.
- b. Las presiones forzadas determinarían los desplazamientos de los muros contra los rellenos.
- c. Los incrementos de presiones dinámicas originados por los efectos sísmicos.

Las presiones que ejercen sobre el muro aumentan la presión hidrostática y es lineal con la profundidad. El cual se debe determinar el empuje de tierra E se utilizará el método del fluido equivalente, cuya expresión es:

$$E = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K$$

- H = Altura del Muro.
- $\gamma$  = El Peso Específico del Suelo Constituido por el muro
- K = Coeficiente de Empuje del Suelo.
- E = Empuje del Suelo Retenido (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2018).

### **Presión Estática**

Las presiones estáticas pueden estar en reposo o activo

#### **Empuje de Reposo**

Si el movimiento lateral de un muro o estructura está restringido y forma un sólido perfectamente rígido, el empuje estático del terreno está en reposo y produce empujes totales  $E_0$  que se ejerce sobre el tercio inferior de la altura.

$$E_0 = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_0$$

**$K_0$  = Coeficiente de presión de Reposo**

Para suelo normal o suelo granular, el término es **Jáky (1944) (U-cursos.cl, 2019)**.

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

#### **Empuje Activo**

Si la parte superior del estribo se mueve lo suficientemente como para producirse un estado de equilibrio plástico, y la presión estática entrará en vigor y así como la presión total  $E_a$  se aplica al tercio inferior de la altura.

$$E_a = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_a$$

**$K_a$**  = Es el coeficiente de presión Activa.

Para suelos granulares, en cuanto al coeficiente de presión activa se determina usando la teoría de Coulomb o Rankine; Se hacen suposiciones en ambas teorías para simplificar el problema y producir valores de presión dentro de los límites de seguridad aceptables. **(Soto Jaimes, 2019)**.

#### **Ecuación de Coulomb**

En el año 1773, French Coulomb Publicó la teoría para calcular la presión de la tierra y el mecanismo de falla de la tierra. La validez de la teoría se ha conservado hasta el día

de hoy. El título del libro es: Sobre Ciertas Cuestiones Aplicadas Papel "Estática Relativa a la arquitectura"

La investigación asume que el empuje es causado por una cuña de suelo delimitada por la superficie interior del muro, la superficie de relleno y de ruptura resultante del relleno, suponiendo que es plana.

Las teorías de coulomb se basan en los siguientes:

1. El suelo es una sustancia homogénea e isotrópica y está bien drenado por lo que no cuenta la presión intersticial.
2. Las superficies de fallas son planas.
3. La tierra tiene fricción,  $\phi$  que es el ángulo de fricción interna de la tierra, y esta fricción se distribuye uniformemente a lo largo del plano de falla.
4. La cuña de falla actúa como un cuerpo rígido.
5. El daño es un problema de deformación plana (bidimensional), considerando una longitud de un muro infinitamente largo.
6. Las cuñas de fallas se mueven a lo largo de la pared interna del muro, y crea fricción con el suelo,  $\delta$  es el ángulo de fricción entre el suelo y el muro.
7. Las fuerzas de reacción  $E_a$  de las paredes interiores de la pared al suelo formarán un ángulo  $\delta$  con la pared normal, que es el ángulo de fricción entre la pared y el suelo, si la pared interior es muy lisa. ( $\delta = 0^\circ$ ), la presión activa actúa perpendicular a él.
8. La fuerza de reacción del suelo contra la cuña forma un ángulo  $\phi$  con la normal del plano de falla.

El coeficiente  $K_a$  según Coulomb es:

$$K_a = \frac{\text{sen}^2(\psi + \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\psi - \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

- $\psi$  = Ángulo de las caras internas del muro con las Horizontales

- $\beta$  = Ángulo de Relleno con las Horizontales
- $\delta$  = Ángulo de fricción suelo y muro

Rigiéndose a la teoría de Terzaghi, el valor de  $\delta$  puede tomarse en la práctica como:  $(\frac{\phi}{2} \leq \delta \leq \frac{2}{3}\phi)$  a falta de información se usa generalmente:  $(\delta = \frac{2}{3}\phi)$

Cuando la cara interna del muro es vertical ( $\psi = 90^\circ$ ), esta ecuación se reduce a:

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

Por ende, si no se cuenta con fricción que corresponde a muros con sus paredes muy lisas ( $\delta = 0^\circ$ ), la ecuación anterior se reduce a:

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

En el caso del estudio de Coulomb forma un ángulo  $\delta$  con la normal a los muros, por lo que estas fuerzas no suelen ser horizontales. Ea es horizontal solo si la pared es vertical ( $\psi = 90^\circ$ ) y forma un ángulo ( $\delta = 0^\circ$ ). Es por ello que las componentes vertical y horizontal de  $E_a$  se obtienen modificando la expresión (62) según Coulomb de la siguiente manera. (Torres, 2019).

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_a \cdot \cos\omega$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_a \cdot \sin\omega$$

$$\omega = 90 + \delta - \psi$$

$E_{ah}$  y  $E_{av}$  son las componentes vertical y horizontal del  $E_a$

Para valores de:  $\psi = 90^\circ$  y  $\delta = 0^\circ$ , resulta:  $\omega = 0^\circ$ ,  $E_{ah} = E_a$  y  $E_{av} = 0$

### Ecuación de Rankine

La ecuación de Rankine en 1857, el escocés V.J. McQueen Rankine hizo diversos estudios lo cual encontró una expresión mucho más simple que Coulomb. La teoría que investigó se basa en lo siguiente:

1. El suelo es una sustancia homogénea e isotrópica.
2. No hay fricción entre el suelo y la pared.
3. La superficie interior de la pared es vertical ( $\psi = 90^\circ$ ).
4. La presión sobre el suelo resultante está al final del tercio inferior de la altura.
5. La fuerza motriz de la tierra es paralela a la inclinación de la superficie terrestre, es decir, forma un ángulo  $\beta$  con el plano horizontal.

**El coeficiente  $K_a$  según Rankine es:**

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

Cuando la pendiente del terreno en la ecuación anterior es cero ( $\beta = 0^\circ$ ), obtenemos una ecuación correspondiente a la ecuación de Coulomb, que teóricamente corresponde al caso específico ( $\delta = \beta = 0^\circ$ ;  $\psi = 90^\circ$ ):

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi} = \operatorname{Tan}^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)$$

Para satisfacer la suposición de una pared sin fricción, la pared debe ser muy lisa, lo cual es raro, pero los resultados obtenidos son aceptables porque son confiables. En cuanto a la presión activa, el ángulo  $\delta$  tiene poco efecto y generalmente se ignora al momento de aplicar. Esta teoría asume que la superficie interior del muro es vertical ( $\psi = 90^\circ$ ) y la presión sobre el suelo son paralelas al ángulo de inclinación de la superficie del suelo, es decir, forman un ángulo  $\beta$  entre el plano horizontal, en el sentido de que esta fuerza no es necesariamente horizontal. Y estos componentes de  $E_a$  se obtienen ajustando la expresión según Rankine de la siguiente manera. (Maquera, 2018).

$$E_{ah} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_a \cdot \cos \beta$$

$$E_{av} = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_a \cdot \operatorname{sen} \beta$$

Para los valores de  $\beta = 0^\circ$ , resulta:  $\omega = 0^\circ$ ,  $E_{ah} = E_a$  y  $E_{av} = 0$

## Empujes Pasivos

Si el muro presiona contra el suelo, producirá fuerzas de reacción denominada empuje pasivo  $E_p$ , por lo que el suelo comprimido en dirección horizontal hará que aumente la resistencia hasta que alcance un valor límite superior  $E_p$ , por lo que es llamado pasivo. Presión de tierra  $E_p$ . Desde el final de esta fuerza de reacción del suelo aplicada en el tercio inferior de la altura, la Figura 11 muestra el diagrama de la pared de presión pasiva.

$$E_p = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot K_p$$

### $K_p$ = Coeficiente de presión Activa.

Las presiones pasivas para suelo granular, lo determinan con lo siguiente:

1. El coeficiente  $K_p$  según coulomb es:

$$K_p = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi)}{\text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi + \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\psi + \delta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}}\right]^2}$$

2. Despejando estos ángulos ( $\delta$ ,  $\beta$ ,  $\psi$ ) esta ecuación se logra obtener el coeficiente  $K_p$  así se obtiene por el método de Rankine:

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}\phi}{1 - \text{sen}\phi} = \text{Tan}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$$

Cuando el ángulo  $\delta$  es grande, la diferencia entre la superficie de deslizamiento real y la superficie de deslizamiento teórica es grande, lo que genera un gran error. (Torres, B. 2008).

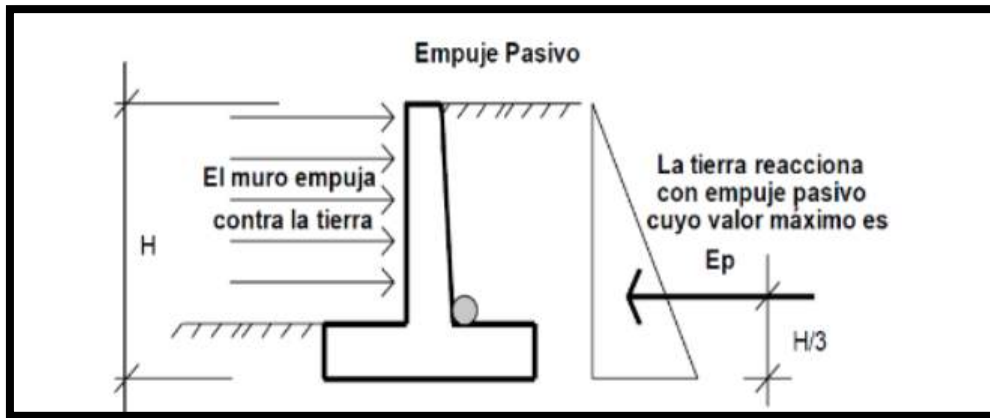


Figura 11: Empujes Pasivos

Fuente: *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado* - Torres Belandría, 2008

### Incrementos Dinámicos de Presiones por los Efectos Sísmicos

En cuanto al efecto dinámico del sismo serán simulados por la presión de tierra debido a la fuerza de inercia de masa de las paredes y el relleno. La determinación de fuerzas de inercia se tendrá en cuenta la masa del suelo directamente sobre la superficie interior del muro, los cimientos, así como la masa de la estructura preservada misma. La presión sísmica ejercida por el relleno depende del nivel de desplazamiento del muro. Cuando la presión sobre el suelo esté activa, se tendrá en cuenta.

Los efectos dinámicos del sismo serán simulados por la presión de tierra debido a la fuerza de inercia de masa de las paredes y el relleno. Al determinar la fuerza de inercia, también se debe tener en cuenta la calidad del suelo, que actúa directamente sobre la superficie interior del muro y la cimentación de la estructura preservada. La presión sísmica ejercida por el relleno depende del nivel de desplazamiento del muro. Se consideran estados activos de presión de tierra si los desplazamientos resultantes permiten que el relleno desarrolle fuerzas de corte. Si el desplazamiento del peso es limitado, la fuerza impulsora sísmica se calcula con el suelo en reposo. Solo cuando el muro tiende a moverse en contra de la dirección del relleno y el desplazamiento es grande, se presenta una condición de empuje de tierra pasivo.

### Incremento Dinámico del Empuje Activo

En cuanto a la presión activa aumenta durante un sismo cuando el muro de contención es lo suficientemente flexible como para provocar desplazamientos en su parte superior. Este aumento de presiones se denomina aumento de presión activo dinámico  $\Delta DE_a$ .

El Euro código 8 recomienda utilizar la teoría de Mononobe - Okabe para realizar cálculos el factor de presión dinámico activo  $K_{as}$ . Esta fórmula es un método plástico, pero su limitación es que es eficaz para terrenos granulares. Este coeficiente incluye efectos estáticos y efectos dinámicos. Pero considerando la situación dinámica, la cuña móvil inferior es un triángulo invertido con el centro de gravedad a 2/3 de la altura medida desde la base, por lo que los efectos estáticos están separados de los efectos dinámicos debido a los diferentes puntos de aplicación. El aumento dinámico de la fuerza motriz activa se puede determinar mediante la siguiente fórmula:

$$\Delta DE_a = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot (K_{as} - K_a) \cdot (1 - C_{sv})$$

**Para:  $\beta = \phi - \theta$**

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

**Para:  $\beta < \phi - \theta$**

$$K_{as} = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta)}$$

$$\theta = \text{arctang} \left( \frac{C_{sh}}{1 - C_{sv}} \right)$$

$$C_{sh} = 0.50 A_0$$

$$C_{sv} = 0.70 C_{sh}$$

- **K<sub>as</sub>** = Coeficiente de presión dinámica activa.
- **A<sub>0</sub>** = Factor de Zona (aceleración máxima horizontal del suelo)
- **C<sub>sh</sub>** = Coeficiente sísmico horizontal.

- $C_{sv}$  = Coeficiente sísmico vertical.

La figura 12 muestra un muro con un diagrama de presión estática, así como incrementos de presión dinámica activa y sus respectivos puntos de aplicación (**Torres, B. 2008**).

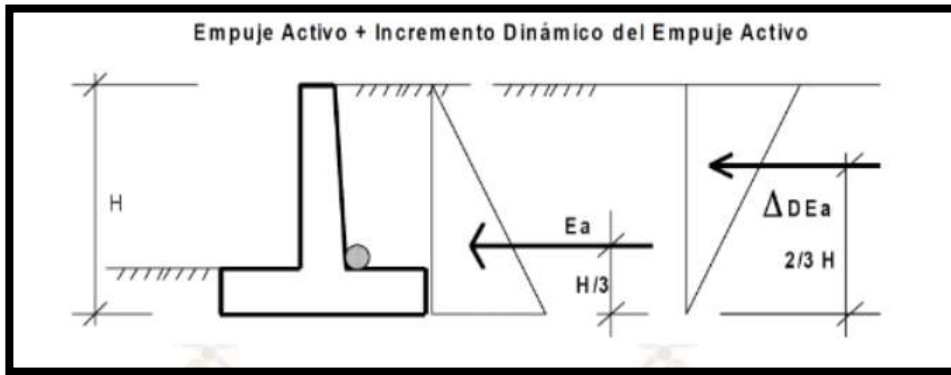


Figura 12: Incrementos Dinámicos del Empuje Activo

Fuente: Análisis y diseño de muro de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

### Incrementos Dinámicos de los Empujes Pasivos

En cuanto empieza un sismo, el empuje pasivo aumenta, este aumento de presión se denomina aumento dinámico del empuje pasivo  $\Delta DE_p$ , el resultado de este aumento de presión se aplica a un tercio de la altura de relleno en condiciones pasivas, medido desde el fondo del muro sísmico (**Torres, B. 2008**).

$$\Delta DE_p = \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H^2 \right) \cdot (K_{ps} - K_p) \cdot (1 \cdot C_{sv})$$

$$K_{ps} = \frac{\text{Sen}^2(\psi - \phi - \theta)}{\cos\theta \cdot \text{sen}^2\psi \cdot \text{sen}(\psi - \delta - \theta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta - \theta)}{\text{sen}(\psi + \delta + \theta) \cdot \text{sen}(\psi + \beta)}} \right]^2}$$

$K_{ps}$  = Coeficiente de presión dinámica pasiva.

La imagen 13 muestra un muro con un mapa de presión estática más presión dinámica del empuje pasivo (Torres, B. 2008).

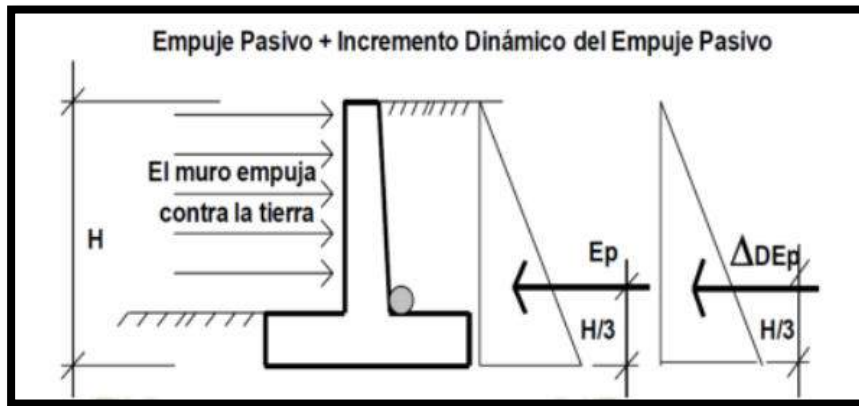


Figura 13: Incrementos Dinámicos de los Empujes Pasivos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

### Muros con Sobrecargas Uniformes

Cuando los muros de contención deben soportar sobrecargas uniformes causadas por el tráfico o la deposición de materiales superficiales que aumentan la carga sobre el muro de contención. El procedimiento usual para determinar la sobrecarga uniforme es convertirla en una porción equivalente de suelo a la altura  $H_s$  con una gravedad específica igual a la gravedad específica del relleno  $\gamma$ . La altura  $H_s$  está sobre el nivel del suelo delimitado por el muro.

El procedimiento habitual para considerar una sobrecarga uniforme es convertirla en una masa de suelo equivalente de altura  $H_s$  con una gravedad específica igual al relleno  $\gamma$ . La altura  $H_s$  está sobre el nivel del suelo delimitado por el muro.

$$H_s = \frac{q}{\gamma}$$

Una altura de llenado equivalente comúnmente utilizada para cargas vivas es de 61 cm o 2 pies, y los valores de llenado equivalentes para vehículos varían según la altura de la

pared, como se muestra en la Tabla 1. Para cualquier teoría explorada, la capa superior del suelo restante es:

$$E_S = \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H\right) \cdot (H + 2H_S) \cdot K$$

Esta presión se aplicará al centro de gravedad de la zona trapezoidal de presión, o en su defecto, a cada centro de gravedad particular de cada imagen formando el prisma de presión que se muestra en la Figura 14.

**El momento de volcamiento con sobrecarga  $M_{vS}$ :**

$$M_{vS} = \left(\frac{1}{6} \cdot \gamma \cdot H^2\right) \cdot (H + 3H_S) \cdot K$$

Estos procedimientos se aplican solo a sobrecargas uniformemente distribuidas; para sobrecargas no uniformes o lineales, realizando una investigación detallada caso por caso.

Si el suelo de relleno detrás del muro consta de varias capas de suelo de espesor constante y paralelas a la superficie de relleno, la presión lateral total se puede calcular tratando la carga total de cada capa como una carga de pilote uniforme.

*Tabla 1 Empuje de Tierra con Sobrecarga*

<b>Altura del muro</b>	<b><math>H_S</math></b>
<b><math>\leq 1.53 \text{ m (5 pies)}</math></b>	<b>1.68 m (5,5 pies)</b>
<b>3.05 m (10 pies)</b>	<b>1.22 m (4,0 pies)</b>
<b>6.10 m (20 pies)</b>	<b>0.76 m (2,5 pies)</b>
<b><math>\geq 9.15 \text{ m (30 pies)}</math></b>	<b>0.61 m (2,0 pies)</b>

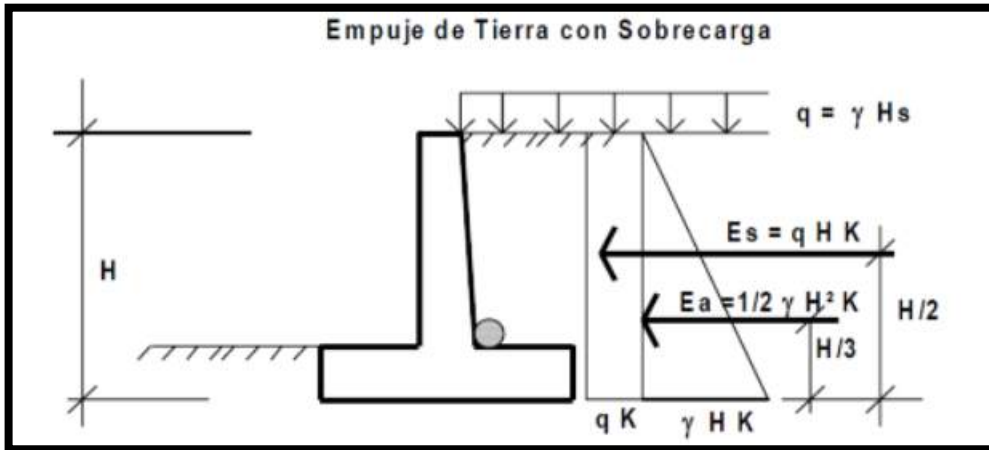


Figura 14: Empujes de Tierras con Sobrecargas

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

En la imagen 15 muestra la convención de medición de ángulos utilizada en la fórmula del coeficiente de presiones de tierra.

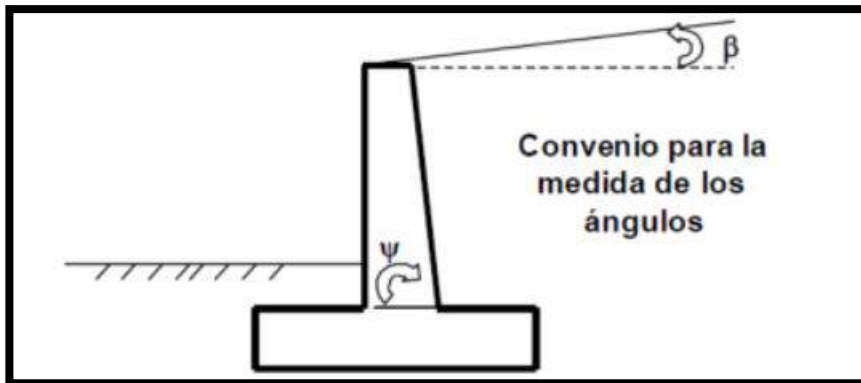


Figura 15: Convenios para las medidas de los ángulos

Fuente: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado - Torres Belandría, 2008

Tomando una cierta cantidad de suelo de forma estable, es importante conocer la naturaleza y los parámetros del suelo, la resistencia de los materiales de construcción, las cargas aplicadas, la presencia de agua subterránea y toda la información relacionada. en

el lugar donde se encuentra. Se construirá un muro y un área circundante. (Torres, B. 2008).

### **Sistema unificado de Clasificación de Suelos**

Es un sistema muy extendido en la ingeniería Geotécnica (Norma ASTM D-2487), divide el suelo en dos categorías:

- Para suelos de grano grueso, grava y arena en su estado natural menos de 50% pasa por el tamiz núm. 200. El grupo de símbolos comienzan por el prefijo G o S. G es el suelo con grava y S es el suelo arenoso o arcilloso. (Das, 2013, p.82).
- "Para suelo de grano fino que pasa el 50% o más a través del tamiz N° 200. El prefijo M es el símbolo para los limos inorgánicos, y el prefijo C son para las arcillas inorgánicas y el prefijo O son para los limos y arcillas orgánicos. El símbolo Pt se utiliza para turba, limos y otros suelos altamente orgánicos. (Das, 2013, p.82).

Además de lo indicado, se caracteriza según los siguientes símbolos:

**W:** Bien clasificado

**P:** Mal clasificado

**L:** baja plasticidad (límite líquido menor de 50)

**H:** alta plasticidad (límite líquido mayor de 50)

Siguiente tabla resume mejor la clasificación SUCS

Tabla 2 Tabla Sistema Unificado de Clasificación del Suelo

Criterio para la asignación de símbolos de grupo				Símbolos de grupo	
Suelos de grano grueso Más de 50% retenido en el tamiz núm. 200	Gravas Más de 50% de fracción gruesa retenida en el tamiz núm. 4	Gravas limpias	$C_u \geq 4$ y $1 \leq C_c \leq 3^c$	GW	
		Menos de 5% finos <sup>a</sup>	$C_u < 4$ y/o $1 > C_c > 3^c$	GP	
	Arenas 50% o más de la fracción gruesa pasa tamiz núm. 4	Gravas con finos	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2)	GM	
		Más de 12% finos <sup>a,d</sup>	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	GC	
Suelos de grano fino 50% o más pasa a través del tamiz núm. 200	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	$PI > 7$ y gráficos en o por encima de línea "A" (figura 4.2) <sup>e</sup>	CL	
		Orgánico	$PI < 4$ o gráficos por debajo de línea "A" (figura 4.2) <sup>e</sup>	ML	
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado $< 0.75$ ; vea la figura 4.2; zona OL	OL	
		Orgánico	Límite líquido: no secado $< 0.75$ ; vea la figura 4.2; zona OH	OH	
	Limos y arcillas Límite líquido menor que 50	Inorgánico	Gráficos $PI$ en o por encima de línea "A" (figura 4.2)	CH	
		Orgánico	Gráficos $PI$ por debajo de "A" línea (figura 4.2)	MH	
	Limos y arcillas Límite líquido 50 o más	Inorgánico	Límite líquido: secado $< 0.75$ ; vea la figura 4.2; zona OH	OH	
		Orgánico	Límite líquido: no secado $< 0.75$ ; vea la figura 4.2; zona OH	OH	
	Suelos altamente orgánicos Materia orgánica principalmente, color oscuro y orgánico				Pt

<sup>a</sup>Gravas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: GW-GM, GW-GC, GP-GM, GP-GC.

<sup>b</sup>Arenas con 5 a 12% de finos requieren símbolos dobles: SW-SM, SW-SC, SP-SM, SP-SC.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} \times D_{10}}$$

<sup>d</sup>Si  $4 \leq PI \leq 7$  y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo GC-GM o SC-SM.

<sup>e</sup>Si  $4 \leq PI \leq 7$  y gráficos en la zona rayada en la figura 4.2, se usa doble símbolo CL-ML.

Fuente: Das (2013)

La referencia descrita sobre la carta de plasticidad en el cuadro anterior se presenta en la figura 16.

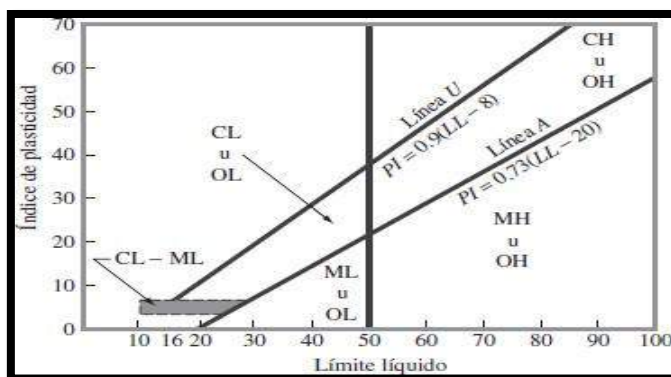


Figura 16: Carta de plasticidad.

Fuente: Das (2013)

## Resistencias al corte de los suelos

Al resistir el corte de la tierra es la resistencia interna por unidad de área que la tierra pueda dar cuando se rompe y el desliza a lo largo de cualquier plano dentro de ella.

## Criterios de fallas de Mohr-Coulomb

En caso de la teoría de un modelo matemático aproximado que relaciona la resistencia con el estado de la tensión aplicada, argumentando que la falla del material es el resultado de una combinación crítica de tensiones normales y de corte, no solo la máxima tensión normal o de corte. Por lo tanto, la relación entre estos esfuerzos se expresa de la siguiente manera:

**Donde:**

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1)$$

$\tau_f$ : esfuerzo cortante en el plano de falla

$\sigma$ : esfuerzo normal en el plano de falla

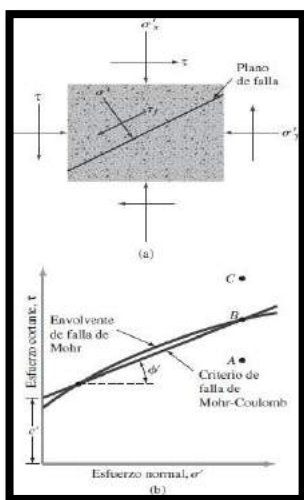


Figura 17: Envolventes de fallas de Mohr y criterios de roturas de Mohr-Coulomb.

Fuente: Das (2013)

En cuanto al envolvente de la ecuación anterior es una línea curva, pero según Coulomb (1776) para la mayoría de los problemas de mecánica de suelos, el esfuerzo cortante en

el plano de aproximación como funciones lineales de los esfuerzos normales son suficientes.

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad 2$$

**Donde:**

**c:** Cohesión

**$\phi$ :** Ángulos de fricción interna

Para suelos saturados, las ecuaciones anteriores “criterio de falla Mohr – Coulomb” tiene las siguientes formas:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (3)$$

**Donde,**  $c'$  son las tensiones cohesivas efectivas,  $\phi'$  es el ángulo de fricción efectivo, también  $\sigma = \sigma' + u$ . De lo anterior se puede observar que para todo el análisis de estabildades de taludes es necesario obtener los valores de cohesión y ángulo de rozamiento interno ( $\phi$ ), en ingeniería geotécnica se han desarrollado métodos y procedimientos para la obtención de estos parámetros. por ejemplo, ensayos de corte directo.

### **Determinación de parámetros de resistencia cortante**

#### **Prueba de corte directo**

El kit de prueba consta de una caja de tijera de metal en la que se coloca la muestra de suelo. La muestra del suelo puede ser circular o cuadrados. El tamaño de la muestra utilizada suele ser aprox. 20 a 25 cm<sup>2</sup> de sección transversal y aprox. 25 a 30 mm de altura. La caja está dividida en dos partes horizontales. La fuerza normal se aplica a la muestra desde la parte superior de la caja de corte. La carga normal en la muestra puede alcanzar los 1000 kN/m<sup>2</sup>. Se aplica una fuerza de corte al mover un lado de la caja en relación con el otro, lo que hace que la muestra de suelo falle. (Das, 2013, p. 233)

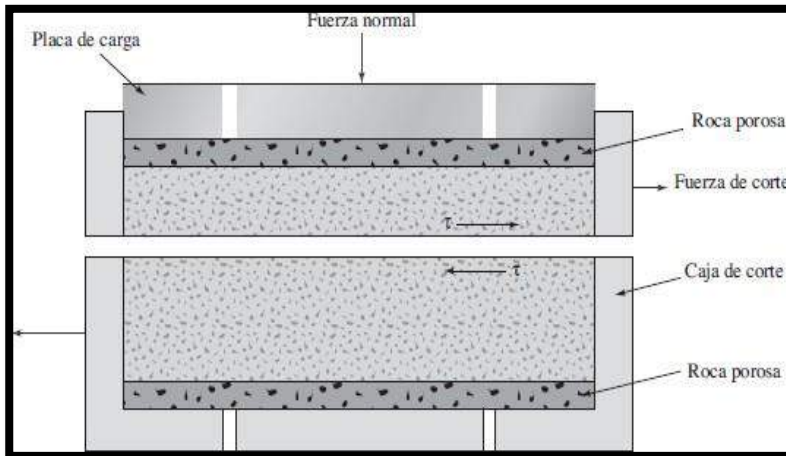


Figura 18: Diagrama de un arreglo de prueba de corte directo.

Fuente: Das (2001)

Para una prueba dada en suelo seco, la carga normal se puede calcular como:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo normal} = \frac{\text{Fuerza normal}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}} \dots\dots\dots (4)$$

De manera similar, la resistencia al corte se puede determinar para cualquier desplazamiento:

$$\sigma = \sigma' = \text{esfuerzo cortante} = \frac{\text{Resistencia al esfuerzo de corte}}{\text{área de la sección transversal de la muestra}} \dots\dots\dots (5)$$

La figura 19 muestra diagramas de esfuerzo cortante versus alturas de las muestras versus desplazamientos cortantes y resistencia al corte versus desplazamiento cortante para arena suelta y compacta:

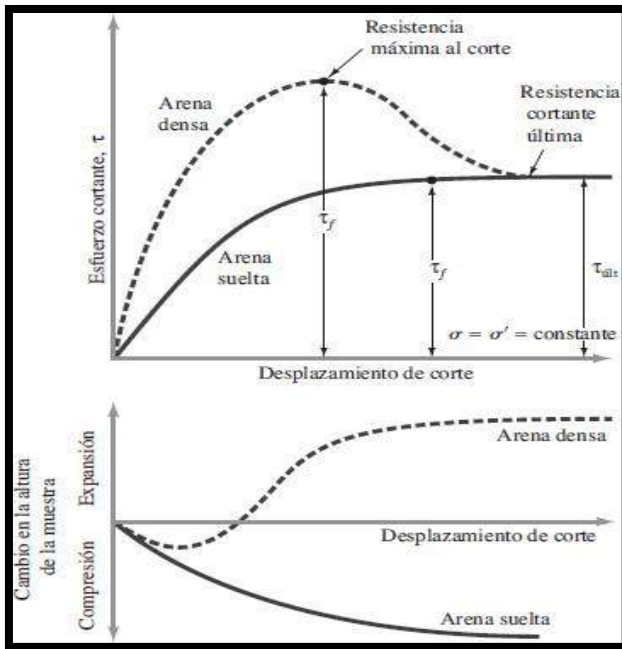


Figura 19: Gráfica del esfuerzo cortante y el cambio en la altura de la muestra frente al desplazamiento cortante para arena seca suelta y densa.

Fuente: Das (2013)

Cabe señalar que, para las arenas no consolidadas, la resistencia a los esfuerzos cortantes aumenta con los desplazamientos del cortante hasta que se alcanza el esfuerzo cortante de falla  $r_f$ . Después de eso, la resistencia al corte permanece aproximadamente constante a medida que aumenta aún más el desplazamiento del corte. Por otro lado, en suelos arenosos compactos, la resistencia al esfuerzo cortante aumenta con el esfuerzo cortante hasta que se alcanza un esfuerzo máximo  $r_f$ , este  $r_f$  se denomina esfuerzo cortante máximo.

Una vez que se alcanza el esfuerzo máximo, la resistencia al corte disminuye gradualmente con el aumento del desplazamiento del corte hasta que finalmente alcanza un valor constante llamado resistencia última al corte. (***rult***) (Das,2013).

### Pruebas de drenaje de corte directo para arenas y arcillas saturados

La celda de corte que contiene la muestra de suelo generalmente se mantiene en un recipiente que se puede llenar con agua para saturar la muestra. Las pruebas de

deshidratación se realizan en muestras de suelo saturado, manteniendo una tasa de llenado muy lenta para que el exceso de presión intersticial generada en el suelo se disipe por completo mediante el drenaje.

Una propiedad importante de la arcilla es que tiene una conductividad hidráulica más baja que la arena y, en general, cuando una muestra de arcilla se somete a una carga normal, se necesita tiempo suficiente para consolidarse por completo (para eliminar el exceso de presión intersticial), por lo que debe ser la carga de corte aplicada a la velocidad. (Das, 2001)

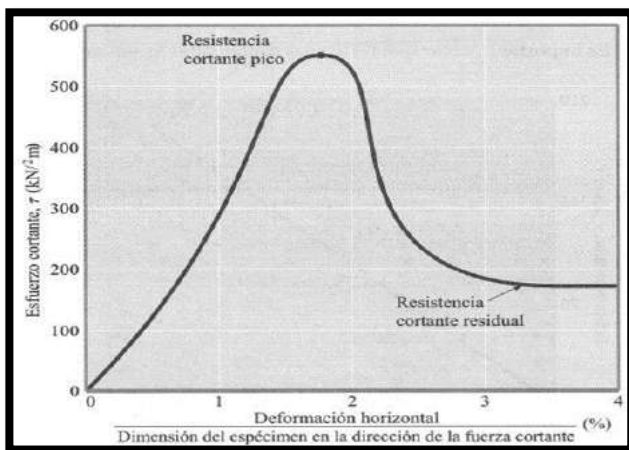


Figura 20: Resultado de una prueba de corte directo drenada sobre una arcilla preconsolidada.

Fuente: Das (2001)

La imagen 21 muestra un gráfico de  $r_f$  versus  $\sigma'$  obtenido de varias pruebas de corte directo sobre una arcilla normalmente consolidada.

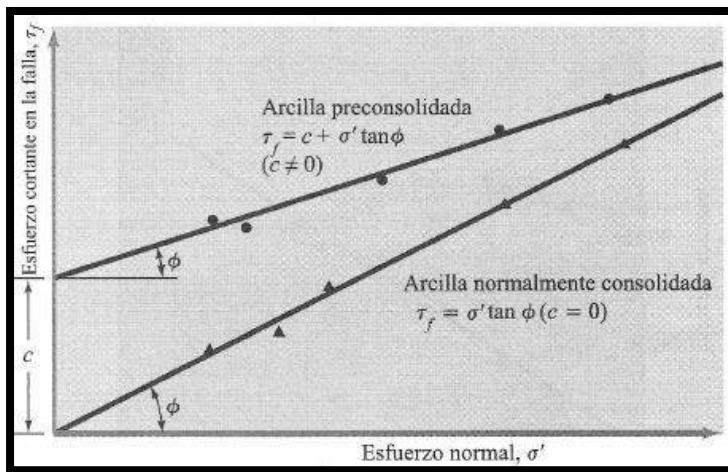


Figura 21: Envolvente de falla para arcilla obtenida de pruebas de corte directo drenadas.

Fuente: Das (2001)

### **Análisis de estabildades de taludes**

Al analizar las estabildades estáticas se basan en determinar el factor de seguridad del talud estudiado. Este factor se determina comparando las fuerzas a las que está sometida la pendiente con las que puede soportar. Para una pendiente relativamente suave, la superficie de falla se aproxima a un arco circular, la fuerza de falla y la resistencia pueden analizarse a lo largo del arco circular.

Hay muchos tipos de análisis de estabilidad de taludes, que se pueden dividir en tres categorías: método de equilibrio límite y método de elementos finitos, como se muestra en la imagen. 21. Los métodos segmentados podemos encontrar aproximaciones como Janbu, Fellenius, Bishop Simplificado y dentro Encontramos que el método exacto de Spencer, Morgentern, Price y Bishop es muy riguroso.

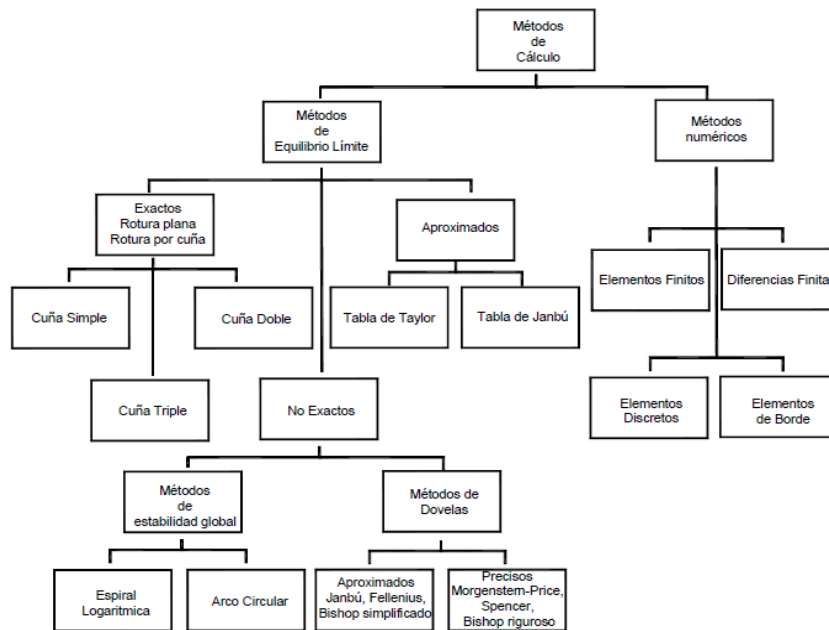


Figura 22: Métodos de análisis de estabilidad de taludes.

Fuente: Suarez (2009)

El trabajo de investigación se lleva a cabo según el método de equilibrio límite (método de las dovelas), el cual se describirá con más detalle a continuación.

### Métodos de equilibrios límites

Este método se encarga de la validez del criterio de falla de Coulomb a lo largo de la supuesta superficie de falla. Se dice que los diagramas de cuerpo libre actúan sobre fuerzas supuestas o conocidas. La base del método es el cálculo del factor de seguridad (F.S) para el talud estudiado mediante la comparación de la resistencia al corte disponible y el balance de esfuerzos de corte a lo largo de la posible superficie de falla.

$$F.S = \frac{\text{Resistencia al cortante disponible}}{\text{Esfuerzo al cortante actuante}} \dots\dots\dots (6)$$

Por otro lado, si se considera una superficie de falla circular, el factor de seguridad se define como la relación:

$$F.S = \frac{\text{Momento resistente disponible}}{\text{Momento actuante}} \dots\dots\dots (7)$$

El método segmentario, considerando el análisis de falla rotacional, es la solución más utilizada en el método de equilibrio límite. Una vez fabricados estos discos o cuñas, se considera el equilibrio de cada cuña por separado analizando las condiciones de equilibrio con la suma de fuerzas o momentos.

$$F.S = \frac{\Sigma \text{Resistencia al cortante disponible}}{\Sigma \text{Esfuerzo al cortante actuante}} \dots\dots\dots(8)$$

$$F.S = \frac{\Sigma \text{Momento resistente disponible}}{\Sigma \text{Momento actuante}} \dots\dots\dots(9)$$

**Métodos empleados para el cálculo del factor de seguridad en taludes**

**Método de Fellenius o método ordinario**

Es el primer método de disco desarrollado que ignora todas las fuerzas entre los discos y el proceso de determinación de F.S es muy simple. La superficie de falla de la prueba está representada por un arco de CA en la figura. 23(a) y el suelo por encima de la superficie de falla del ensayo se divide en varios segmentos verticales. Cada segmento no tiene que tener el mismo ancho. Dada una unidad de longitud perpendicular a la sección transversal que se muestra, las fuerzas que actúan sobre un disco típico (n-ésimo disco) se muestran en la figura. 23(b).  $W_n$  es el peso efectivo del segmento. (Das, 2001)

Las fuerzas  $N_r$  y  $T_r$  son las componentes R de la fuerza de reacción normal y tangencial, respectivamente.  $P_n$  y  $P_{n-1}$  son las fuerzas normales que actúan en ambos lados del segmento. De manera similar, las fuerzas cortantes que actúan en ambos lados del segmento de tubería son  $T_n$  y  $T_{n-1}$ . Para simplificar, se supone que la presión intersticial el agua es cero. Es difícil determinar la potencia de  $P_n$  y  $T_{n-1}$ ,  $P_{n-1}$  y  $T_n$ , pero igualamos la magnitud de la potencia generada por  $P_{n+1}$  y  $T_{n+1}$ . (Das, 2001).

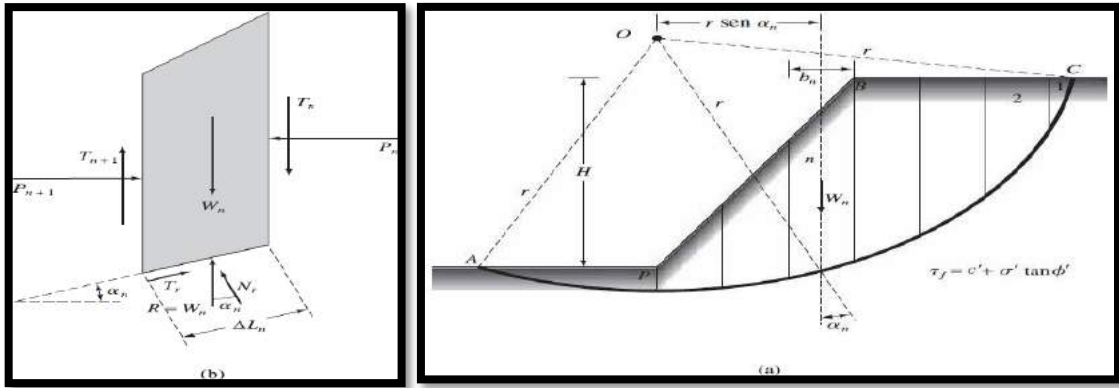


Figura 23: Análisis de estabildades por el método ordinario de las dovelas:  
 (a) superficie de falla de prueba; (b) fuerzas que actúan sobre la enésima dovela.

Fuente: Das (2001)

**Dado el equilibrio tenemos:**

$$Nr = Wn \times \cos \alpha_n \dots \dots \dots (11)$$

**la fuerza cortante se puede expresar como:**

$$T = r (\Delta L) = cf(\Delta Ln) = 1 (c + \sigma' \tan \phi) * \Delta L \dots (12)$$

Al comprobar el equilibrio ABC de la cuña, el momento de las fuerzas con respecto a O es igual al momento de resistencia con respecto a O.

$$F = \frac{\sum (c \Delta L + W \cos \alpha \cdot \tan \phi)}{\sum W \sin \phi}$$

Cabe señalar que el valor de  $\alpha_n$  puede ser positivo o negativo. El valor de  $\alpha_n$  es positivo si la pendiente del arco está en el mismo cuadrante que la pendiente del terreno. Para poder encontrar el factor mínimo de seguridad, Para el círculo crítico F.S, se realizaron varias pruebas cambiando el centro del círculo de prueba. (Das, 2001).

## Método Bishop Simplificado

En el año 1955, Bishop desarrolló una teoría de solución más refinada al método general que tuvo en cuenta los efectos de las fuerzas en cada lado del segmento. Considerando el enésimo párrafo de la figura anterior, podemos decir  $\Delta P = P_n - P_{n+1}$  y  $\Delta T = T_n - T_{n+1}$

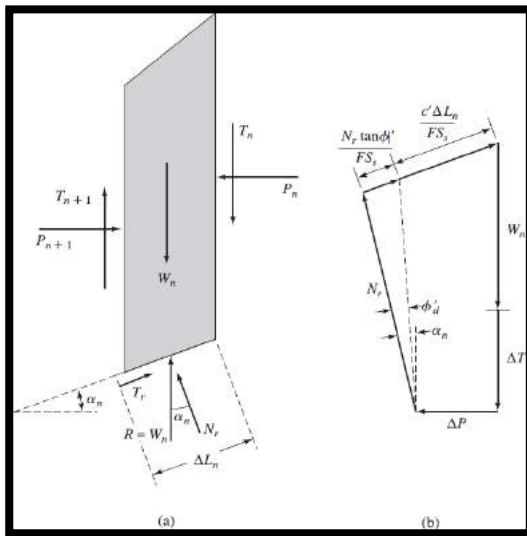


Figura 24: Métodos simplificados de las dovelas de Bishop:(a) fuerzas que actúan sobre la enésima dovela; (b) polígono de fuerzas de equilibrio.

Fuente: Das (2001).

$$F = \frac{\sum [c' \Delta l \cos \alpha + (W' u \Delta l \cos \alpha) \tan \phi]}{\cos \alpha + (\text{sen} \alpha \tan \phi') / FS}$$

$$F = \frac{\sum W \text{sen} \alpha}{\sum W \text{sen} \alpha}$$

Como se puede ver en la ecuación anterior, FS aparece en ambos lados de las ecuaciones, lo que la hace no lineal, por lo que calcular el factor de seguridad requiere un proceso iterativo.

## Métodos de Janbú

Los métodos de simplificación de Janbu es similar al método de simplificación de Bishop, excepto que el método de simplificación de Janbu busca el equilibrio de fuerzas en lugar del equilibrio de momentos, se basa en la suposición de que las fuerzas entre los

segmentos son horizontales y no considera las fuerzas de corte. Adecuado para superficies deslizantes de cualquier forma y no necesariamente circulares, esto se refleja en la aplicación del factor de corrección  $f_0$ , que por supuesto depende del nivel de curvatura de la superficie de fractura.

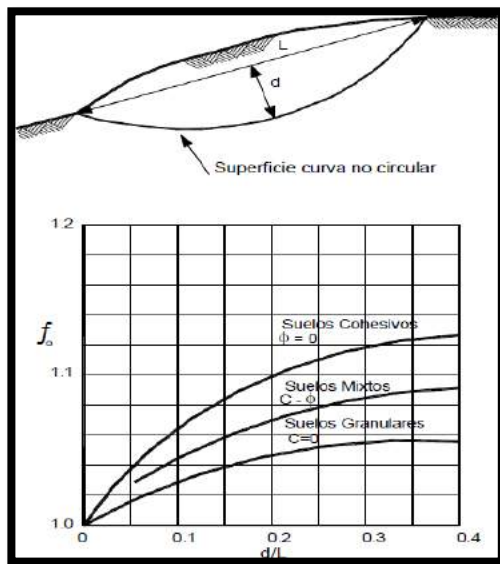


Figura 25: Diagrama para determinar el factor  $f_0$  para el método de Janbú.

Fuente: Suarez (2009)

En algunos casos, la suposición de  $f_0$  puede dar lugar a un cálculo impreciso del factor de seguridad. Sin embargo, para algunos taludes, la inclusión de este factor de curvatura muestra una mejora en el análisis. La ecuación definida por Janbu para calcular el factor de seguridad:

$$F_s = \frac{f_0 \sum \left\{ [c'b + (W - ub) \tan\phi] \frac{1}{\cos\alpha \cdot m\alpha} \right\}}{\sum (W \tan\alpha)}$$

### Método de Spencer

Este método satisface plenamente el equilibrio entre momentos y cargas. Spencer (1967) desarrolló dos ecuaciones del factor de seguridad; uno para momentos de equilibrio y otro para equilibrio de fuerzas horizontales.

El procedimiento de Spencer (1967) se basan en la suposición de que las fuerzas entre los segmentos son paralelas entre sí, es decir, tienen el mismo ángulo de inclinación.

Se toma una relación constante entre el desplazamiento de la capa intermedia y la fuerza normal, y el desplazamiento de la capa intermedia se cambia a la relación normal en un proceso iterativo hasta que ambos factores de seguridad sean iguales.

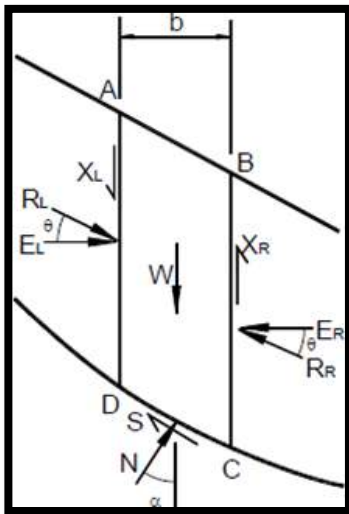


Figura 26: Fuerza que actúan sobre las dovelas en el método de Spencer.

Fuente: Suarez (2009)

En este caso se consideran muy preciso el método de Spencer, que se pueden aplicar en la mayoría de los tipos de geometrías del talud y perfil del suelo, y es que el procedimiento de balanceo es más simple y completo para realizar cálculos de los factores de seguridad.

#### **Algunas características del método:**

- Considere la mayor compensación posible entre cortes regulares.
- lograr un equilibrio de momento y fuerza.
- Supongamos una función de la fuerza constante entre las secciones.

### **Método Morgensten - Price**

Los autores Morgenstern y Price (1965) desarrollaron métodos similares al de Spencer pero que permitía diferentes funciones de fuerza interlaminar especificadas por el usuario. Este método supone la existencia de una función que relaciona las fuerzas cortantes y normales entre los segmentos, que se puede suponer constantes, similar como en el método de Spencer, suponiendo que es algún otro tipo de función. La capacidad de asumir la función para determinar valores de fuerza entre segmentos convirtiendo en métodos más robustos en comparación con el método de Spencer, este método similar al método de Spencer, son métodos muy precisos que funcionan para todos los perfiles y geometrías del suelo.

### **Comparación de métodos MEL**

Los muchos métodos utilizados dieron resultados diferentes y, a veces, contradictorios, lo que ejemplifica las incertidumbres que caracterizan los análisis de estabilización. Por ende, los métodos que se usan por los especialistas como ingenieros geotécnicos en casi todos los países son el método simplificado de Bishop y el método preciso de Morgenstern, Price y Spencer. Aunque no siempre es posible comparar directamente los diferentes métodos, ya que el método Bishop proporciona factores de seguridad que es aproximadamente un 5 % diferente de la solución más precisa. En cuanto al método simplificado de Janbu en algunos casos sobreestima el valor del factor de seguridad hasta en un 5%. (Suarez, 2009)

Tabla 3 Diferencias Básicas entre diversos Métodos de Estabilidad del Talud

Procedimientos	Condiciones de Equilibrio Satisfecha				Ecuación e Incógnita	Formas de superficie de las fallas	Aplicable A	
	Mom Total	Mom. Dóvela	Vertical	Horizontal			Cálculos Manuales	Cálculo en Computadora
Métodos ordinarios de dovelas	si	no	no	no	1	Circulares	si	si
Métodos de Bishop Modificado	si	no	no	no	n+1	Circulares	si	si
Métodos de Janbu Procedimientos Generalizados de Dodelas	si	si	si	si	3n	cualquiera	si	si
Métodos de Spencer y Morgenstern y Price	si	si	si	si	3n	cualquiera	no	no
Métodos de Lowe y Karafiath	no	no	si	si	2n	cualquiera	si	si
Métodos de Espiral Logarítmica	si	-	si	si	3	Espiral Logarítmica	si	si

Fuente: Alva (1994)

### Sistemas para estabilización de taludes

Se pueden tomar las siguientes medidas:

- a. Modificaciones de la geometría del talud.
- b. Drenajes.

- c. Aumento de resistencias del terreno mediante la introducción en el talud de los elementos estructurales resistentes.
- d. Construcción de muro u otro elemento de contención.

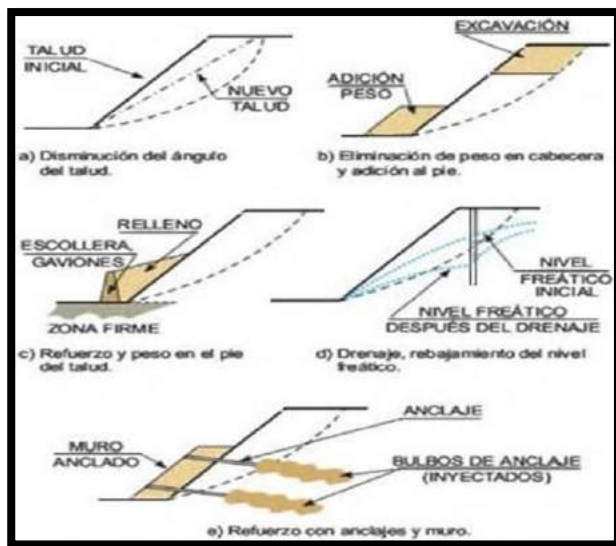


Figura 27: Métodos de aumento para el coeficiente de seguridad de talud en el suelo: (a) Disminuciones de los ángulos de los taludes; (b) Eliminación de los pesos de la cabecera y adiciones al pie; (c) Refuerzo con muros; (d) Drenaje; (e) Refuerzo con anclajes.

Fuente: Gonzales et al. (2002)

En este caso se evidencia en la imagen anterior que hay muchas maneras de brindar estabilidad a los taludes, y este estudio solo desarrolló un sistema de contención con pilares. Estos muros, construidos al pie del talud, actúan como resistencia, contención o apoyo, combatiendo eficazmente la inestabilidad superficial.

El proceso de estabilización consiste primero en el análisis y determinación del sistema más adecuado de acuerdo a las características del talud en estudio, seguido de la construcción detallada (planos y especificaciones técnicas), en algunos casos, dependiendo del grado e importancia de la amenaza, instrumentación y el control son necesarios durante y después de la estabilización. La instrumentación y el control no están cubiertos en este trabajo.

### **Justificación de la Investigación**

Ello incluye las descripciones de las brechas de conocimiento existente. La investigación intenta minimizar la posibilidad de que existan diferentes argumentos que la justifiquen la trascendencia desde un punto de vista teórica, pudiendo ver distintas revistas que contienen una sección que solicitan su importancia por eso el elemento principal para justificar es la justificación teórica. (Álvarez, A. 2020).

**Justificación Teórica:** La consideración a que un talud sea estable es hasta un determinado tiempo, puesto que tarde o temprano la estabilidad puede afectar ya sea por agentes naturales como es: la fuerza hidrostática, meteorización, erosión y diversos factores antrópicos como es el caso de la obra de ingeniería, es por eso que el talud está expuesto a redistribución de esfuerzo ya sea por deslizamientos o cortes previos, además de las resistencias del suelo que conforman los taludes, esto es provocado en gran parte por la acción de la gravedad (Crespo, 2005)

Si hay posibilidades de que ocurran los deslizamientos se encuentran recóndito desde el momento en que se forman naturalmente o artificialmente, puesto que con ello conlleva al análisis de distintas disciplinas tanto de ciencias de la tierra como del ambiente (GEMM, 2007)

La grieta a tensión es uno de los fenómenos que determina posibles deslizamientos, porque aumenta las fallas del talud, ello siempre en cuando si estas grietas a tensión se llenan de fluido que es el agua de lluvias, por lo que generan cambios en la resistencia, incrementando cargas sobre el plano de las fallas del talud y aportando las presiones de líquido aumenta la posibilidad de que ocurra un deslizamiento. Estas grietas son producidas en los suelos que tienen muy baja resistencia a las tracciones. (Abramson, etal. 2002).

**Justificación Práctica:** Al analizar la estabilidad del talud se eligen criterios geomecánicas de los suelos, el tipo de suelos como los suelos puramente cohesivos, suelo con cohesiones, fricción y suelo estratificado (**Badillo & Rico, 2004**).

El análisis propuesto en esta investigación proporcionará significativamente al intelecto que se tiene sobre la estabilidad del talud en la carretera Querococha - Catac, Recuay y así mismo el modelamiento del diseño para la estabilidad de los taludes, de modo que podamos proponer una solución a esta problemática, Contribuyendo así a salvaguardar la vida humana, preservar y mantener la transitabilidad constante, siempre que alguna autoridad competente gestione su ejecución por ser esta una vía principal para unir zonas del departamento de Áncash.

Además, realizar una propuesta de diseño que garantice la estabilidad de los suelos inestables, y hacer un diseño definitivo que cumpla con las condiciones de seguridad y economía.

**Justificación Social:** La presente investigación al implementarse los componentes estructurales de protección para estabilizar el talud en la carretera Querococha – Catac, Recuay beneficiará a los pobladores de las localidades cercanas con el transporte de productos agrícolas, artesanías, etc. evitando pérdida económica por el cierre de vías por eventos naturales de deslizamientos. En dicho tramo actualmente se evidencian una gran cantidad de talud en riesgo de falla por índole natural, presentando los riesgos inminentes para la estructura vial, del mismo modo para las personas que transitan. (**Valentín, J. 2019**)

El método que se utilizara en la investigación para analizar la estabilidad del talud es el equilibrio limite que se fundamenta en la resistencia al efecto de deslizamiento de taludes, se tomará en consideración algunas hipótesis en función al mecanismo de fallas, condiciones de equilibrios, niveles freáticos, resistencias cortantes, etc. También en la presente investigación se busca la sostenibilidad en el desarrollo de los proyectos de infraestructura, por ello el estudio comparativo de muro de contención y sistema con

contrafuertes para la estabilización de taludes va rigiéndose a la norma ambiental, puesto que el uso se eludirá deslizamiento de tierras, mitigando la contaminación ambiental.

**Justificación Metodológica:** En el presente proyecto de investigación se tomará el siguiente enfoque: Se da el inicio de las dimensiones del suelo, las alturas desde el borde de la vía, el ancho de la ampliación planificada y con base a estas informaciones se desarrollará el diseño de la estructura. Luego se hará la evaluación técnica y económica de las estructuras mencionadas para analizar cuál de los muros es apto para construir. Concluyendo, se desarrollará la comparación técnica y económica de los muros de contención y sistema con contrafuerte para elegir cual de estos muros es idóneo en esta investigación.

**Justificación Científica:** Esta parte académica da solución y realiza todos los casos que dan en un diseño estructural para dimensionamiento de un muro de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuerte. Al construir conserva la estabilidad de suelos en lugares turísticos o arquitectónicos.

Los materiales para este diseño son hormigón armado y ciclópeo, el muro tiene que ser considerado para efecto de las fuerzas sismo resistentes y la resistencia al fuego. Actualmente se están desarrollando trabajos por parte de diversos profesionales del área de la construcción en donde se mejora las técnicas de producción y construcción, cumpliendo con las normas establecidas (**CBH 1987**).

## **Problema**

### **Realidad Problemática**

En la actualidad a nivel mundial se observan muchos desastres que aflige a los países enteros que son ocasionados por deslizamientos o derrumbes de tierras, esta postura representa peligro latente para los pobladores que transitan por la zona más vulnerable, puesto que es la razón de la inestabilidad del talud para ello necesitan apoyos de muros de contención para mantenerse firmes, y evite los desastres que producen pérdidas económicas como humanas empobreciendo al mundo; y generando un retroceso del país afectando el ámbito de la construcción; por ende, es un factor muy importante para el

desarrollo mundial, ya que este problema debe ser una prioridad para solucionar y mejorar el plan de desarrollo. (López E, 2017)

La inestabilidad de taludes se evidencia en varias zonas del departamento de Áncash y del país. En época de avenidas, es frecuente observar a través de los medios de comunicación deslizamientos de taludes que afectan al sistema vial que son el principal medio de transporte en el interior del país.

Así en la zona de estudio se evidencia las constantes caídas de lodo, rocas a la superficie de la vía, en el tramo km 62+200 al 63+330 de la carretera Querococha - Catac, Recuay; y los puntos más críticos identificados están en el km 0+060 hasta 0+090, por ser taludes empinados, con fuertes pendientes, clima con intensas precipitaciones pluviales, nivel freático y una topografía accidentada, lo que constituye un peligro latente en esta zona favoreciendo a su alta vulnerabilidad al deslizamiento, representando un alto riesgo a la vida humana y la propiedad; Estos deslizamientos obstruyen la vía e impiden la libre circulación de vehículos, desgastan la superficie de rodadura generando rajaduras, grietas por constante caída de roca, lodo.

### **Formulación del Problema**

¿Cuál será el resultado de la evaluación de la propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay 2023?

*Tabla 4 Conceptualización y Operacionalización de variables*

<b>Variables</b>	<b>Definición Conceptual</b>	<b>Definición Operacional</b>	<b>Dimensiones</b>	<b>Indicadores</b>	<b>Instrumento</b>
<b>Diseño de muro concreto armado</b>	La estructura está constituida por una estructura vertical que soporta tierra inestable y resiste en esa posición por la cimentación que está en la estructura, al analizar el muro vertical también llamado como la cortina que se encuentra por debajo de la zapata el cual presiona al suelo y al talón, es por ello que debe tener elevación y relleno motivo por el cual ayuda a la estabilización del suelo, ya que su espesor aumenta conforme aumenta la altura. <b>(Santos López, 2015 p. 287).</b>	Consiste en el análisis de reforzamiento de muro de concreto armado, bajo variación de la configuración geométrica del diseño.  Consiste en estructuras de ingeniería destinadas para abordar problemas geotécnicos, hidráulicos y de control de erosión.	Capacidad portante  Seguridad, eficiencia y economía	Factores de seguridad recomendados por la AASTHO, para un análisis estático y pseudoestáticos para: <ul style="list-style-type: none"><li>• F.S interna</li><li>• F.S Global</li></ul> F. S (deslizamiento, volteo, presión sobre la fundación)	- Ensayo de corte directo - Granulometría - Limite líquido - Limite plástico - Densidad de campo - Estratigrafía - Capacidad portante.
<b>Diseño de muro con contrafuerte</b>	Este tipo de muros son uniones de pantalla vertical y la base del muro, por ende, estas pantallas de estos muros tienen una resistencia mayor a los empujes que se generan, también tiene la función de trabajar como losas continuas apoyadas. por ello es que el esfuerzo principal se pone horizontalmente en los muros. <b>(Dongo, J. 2020).</b>	Determinación del factor de seguridad del talud en el Km 62+200 al 63+330 Km de la carretera Querococha.  Consiste en determinar los factores de seguridad interna y global. A la vez la verificación como muro de contención. Realizando los respectivos análisis de estabilidad.	Estabilidad de muros de concreto armado  Estabilidad de muro con sistema de contrafuerte	Los factores de seguridad que es el mínimo del talud, en consideración estática debe ser 1.5 ( $FS \geq 1.5$ ).  <ul style="list-style-type: none"><li>• Configuración geométrica de diseño.</li><li>• Análisis técnico.</li><li>• Análisis económico.</li></ul>	Hoja de cálculo Excel  SLIDE, SAP 2000

*Fuente: Elaboración Propia*

## **Hipótesis**

La Propuesta de diseño entre muros de contención determinaría su elección en la estabilización de taludes de la carretera Querococha – Catac, Recuay.

## **Objetivos**

### **Objetivo general**

Realizar una propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay 2023

### **Objetivos específicos**

- Determinar la capacidad portante del suelo en la carretera Querococha – Catac, Recuay.
- Calcular la estabilidad del talud en el tramo más vulnerable en la carretera Querococha – Catac, Recuay.
- Diseñar muros de contención de concreto armado (en voladizo) en la carretera Querococha – Catac, Recuay.
- Diseñar muros de contención mediante sistema de contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay.
- Elaborar la propuesta de diseño que cumpla las condiciones de seguridad, eficiencia y economía.

## II. Metodología

### a. Tipo y diseño de investigación

#### Tipo de investigación

##### Según su finalidad:

La investigación es aplicada, porque genera conocimientos y de esta manera estudia la posibilidad de aplicación teniendo como alternativa de solución el problema que de la sociedad.

#### Diseño de investigación

El diseño del presente proyecto es cuantitativo no-experimental, puesto que no se busca manipular ninguna de las variables para medir el efecto en la otra, a la vez como en el trabajo se recolectará datos en un solo momento, en un tiempo único será transversal o transeccional.

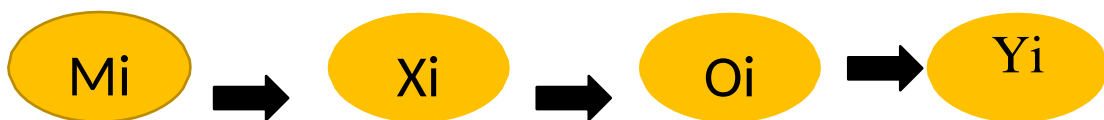
#### Nivel de investigación

##### Según su Alcance:

Esta investigación es descriptiva, porque verificará el estudio comparativo entre los sistemas de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y sistema en contrafuertes, e identificar cuál de los dos sistemas es más eficiente y económica para la estabilización de taludes, y describir las propiedades de un talud que afecta con frecuencia a la carretera, tales como el Factor de Seguridad y a base de ello proponer alternativas de solución para asegurar la estabilidad.

#### Por su propósito fundamental

El propósito primordial del proyecto de investigación presente es la solución a un problema en particular como los deslizamientos del talud en la zona de estudio, en ese sentido es una investigación aplicada.



**Siendo:**

- **M1:** Carretera Querococha.
- **Xi:** Variables: Diseño de muro de concreto armado, Diseño de muro con contrafuerte.
- **O1:** Observaciones obtenidas por la muestra, que son los resultados que han sido anotado en la guía de observación.
- **Yi:** Resistencia, eficiencia y economía

**b. Población – Muestra**

**Población:**

- La población está comprendida por el talud de la carretera Querococha - Catac, Recuay del Km 62+200 al 63+330.

**Muestra:**

- Muro de contención de concreto armado (en voladizo) y sistema con contrafuerte de la progresiva 0+060 al 0+090 km.

**Unidad de análisis**

La presente investigación tiene como unidad de análisis que son las secciones críticas que están ubicados en el km 0+060 hasta 0+090 del talud de la carretera Querococha – Catac, Recuay en el Km 62+200 al 63+330 Km con mayor pendiente, deslizamientos ocurridos con anterioridad y presencia nivel freático.

**c. Técnicas e Instrumentos de Investigación**

En este caso la recolección de datos, durante la investigación se usó técnicas tales como análisis documental y observación en campo. Los instrumentos que se utilizaron fueron fichas, registros planos y mapas. Toda la información se obtuvo a través de fuentes primarias y fuentes secundarias.

Tabla 5 Guía de la ficha técnica de la Observación en Campo

Método o técnica	Instrumento	Naturaleza de la investigación	Ámbitos de la investigación
Observación de campo no experimental	Guía de observación de campo	Prospectivo	Muestra
Laboratorio de mecánica de suelos de la USP	Ficha técnica de laboratorio	Prospectivo	Muestra

Fuente: Elaboración Propia

### Observación en campo:

- Reconocimiento preliminar de la zona de deslizamiento (talud de la carretera Querococha Catac – Recuay, Km 62+200 al 63+330).
- Levantamiento topográfico y ubicación de BM's.
- Exploración a cielo abierto (calicatas) y obtención de muestras (Mab), en el suelo de fundación del talud.
- Descripción visual manual de suelos, según ASTM D 2488.
- Registro del perfil estratigráfico.
- Registro fotográfico.

### Análisis documental

- Para organizar la información utilizada como referencias bibliográficas, se utilizó fichas textuales.

El procesamiento de datos, comprende la realización de todos los trabajos con la finalidad de obtener parámetros y analizar la estabilidad del talud, del mismo modo para los sistemas de estabilización propuesto muros con Contrafuerte y concreto armado (en voladizo). Algunos parámetros se buscó valores más adecuados en proyectos similares y bibliografía, tales como los estudios de mecánica de suelos, etc.

## **Estudio de mecánica de suelos en laboratorio**

De cada muestra se obtuvo ensayos estándares y especiales, según la normativa aplicable para cada ensayo.

1. **Ensayos estándares:** granulometría, límites, peso específico, peso unitario, clasificación de suelos.
2. **Ensayos especiales:** corte directo. En primer lugar, se hizo el levantamiento topográfico donde se obtuvo la superficie del talud de estudio, mediante el software Autocad, Civil 3D, para obtener el factor de seguridad del talud natural se realizó con la ayuda del software el slide 6.0. y Sap 2000.

### **Los parámetros:**

#### **a. Suelo del talud**

- Estratigrafía de la calicata.
- Ángulo de fricción
- Cohesión
- Peso específico
- Presencia de nivel freático, en esta investigación no se encontró la presencia del nivel freático.

#### **b. Suelo de fundación para el diseño de sistema de estabilización**

- Estratigrafía de la calicata.
- Ángulo de fricción
- Cohesión
- Peso específico
- Capacidad admisible del suelo de fundación

#### **c. Suelo de relleno**

- Peso específico
- Ángulo de fricción
- Cohesión

## **Procedimiento de los objetivos específicos**

- **Determinar la capacidad portante del suelo en la carretera Querococha – Catac, Recuay.**

Para determinar la capacidad portante, en la zona de estudio se excavó a cielo abierto dos calicatas con una profundidad de 1.50 m, extrayendo 20 kilos de muestras para ser llevadas al laboratorio y así realizar los respectivos ensayos. Para ello se determinó los valores característicos de las condiciones del terreno, para los empleos en los modelos correspondientes de capacidad de carga, estos valores se han determinado teniendo en cuenta la teoría de THERZAGUI.

- **Calcular la estabilidad del talud en el tramo más vulnerable en la carretera Querococha – Catac, Recuay.**

Para la estabilidad del talud, se realizó el perfil stratigráfico y ensayos correspondientes en el laboratorio obteniendo resultados del peso específico, cohesión, ángulo de fricción y contenido de humedad para ello se eligió las secciones más críticas considerando el perfil 1-1 y 3-3 por su consideración crítica como lo mencionado anteriormente; así mismo se determinó el factor de seguridad para más confiabilidad se modeló en el software Slide v.6, simulando condiciones estáticas y pseudoestáticas aplicando los métodos Ordinario (Fellenius), Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-price.

- **Diseñar muros de contención de concreto armado (en voladizo) en la carretera Querococha – Catac, Recuay.**

Para el diseño de muro de contención de concreto armado (en voladizo), se inició con el pre-dimensionamiento de la Estructura, siempre en base a la altura requerida (H) a lo largo del Eje donde se ubican los muros de contención a diseñar. Este pre-dimensionamiento se fue perfeccionando una vez que se haya realizado el Análisis de Estabilidad (Verificación al Deslizamiento, Verificación al Volteo, Verificación de Esfuerzos en la Base). Se procedió a hacer el Análisis Estructural Computarizado mediante el software SAP2000 v20.2.0, que por la

metodología que utiliza (Método de los Elementos Finitos) resulta más eficaz en la obtención de resultados, como se observa en el esquema anexo, figura 49.

- **Diseñar muros de contención mediante sistema de contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay.**

Para el diseño de muro de contención con contrafuerte, se inició con el pre-dimensionamiento de la Estructura, siempre en base a la altura requerida (H) a lo largo del Eje donde se ubican los muros de contención a diseñar. Este pre-dimensionamiento se fue perfeccionando una vez que se haya realizado el Análisis de Estabilidad (Verificación al Deslizamiento, Verificación al Volteo, Verificación de Esfuerzos en la Base). Se procedió a hacer el Análisis Estructural Computarizado mediante el software SAP2000 v20.2.0, que por la metodología que utiliza (Método de los Elementos Finitos) resulta más eficaz en la obtención de resultados, como se observa en el esquema anexo, figura 58.

- **Elaborar la propuesta de diseño que cumpla las condiciones de seguridad, eficiencia y economía.**

El análisis económico comprendió en la determinación del costo directo, por cada sistema de estabilización más idóneo, mediante el software S10 (módulos presupuestos), para su comparación posterior. Los costos están basados en proyectos similares y bibliografía que incluye cotizaciones de empresas que comercializan estos productos, tal como el Grupo Maestro de lima. Además, se tuvo las siguientes consideraciones: Mano de Obra, Materiales, Equipos y herramientas.

Para realizar el análisis comparativo económico de este proyecto primero se parte de realizar los metrados correspondientes de los sistemas de muros de contención propuestos, muros de contención de concreto armado (en voladizo) y muros de contención con contrafuerte; presentándose todas las partidas en el anexo 92 y 93 y la comparación en el anexo 94.

### III. Resultados

Se analizó los resultados de los estudios realizados para cada uno de los objetivos específicos del proyecto, ello se desarrolló con la finalidad de establecer la comparación de los resultados teniendo en cuenta las normas establecidas para determinar el Sistema adecuado para la estabilización.

**Resultado del Objetivo Especifico N° 01:** Determinar la capacidad portante del suelo en la carretera Querococha – Catac, Recuay.

En este objetivo se realizó la excavación de dos calicatas a cielo abierto, extrayendo muestras posteriormente se hizo los ensayos correspondientes en el laboratorio, según las características obtenidas de los ensayos estándar de laboratorio para la Clasificación de Suelos que se observa en el Anexo 24, se tienen los siguientes parámetros para el cálculo de la capacidad de carga: para ello se tomó como referencia la teoría de TERZAGHI: Se conoce que para una cimentación corrida la capacidad de carga última es:

$$q_u = c \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0.5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

Tabla 1 factores de carga:

Factores de Capacidad de carga	
Nc	17.92
Nq	8.57
N $\gamma$	8.09

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 2 Reemplazando datos en la ecuación nos sale que la capacidad Portante:

Capacidad Portante	
C-01	qa=1.50 Kg/cm <sup>2</sup>
C-02	qa=1.52 Kg/cm <sup>2</sup>

Fuente: Elaboración Propia

**Resultado al Objetivo Especifico N° 02:** Calcular la estabilidad del talud en el tramo más vulnerable en la carretera Querococha – Catac, Recuay.

**a. Resultados según Slide (V.6): Perfil 1-1**

**ANÁLISIS ESTÁTICO**

Según la opción de búsqueda de la superficie de deslizamiento “*Auto refine search*”, disponible en el Slide, obteniendo resultados detallados en la tabla 21.

*Tabla 3 Resultados del factor de seguridad del perfil 1-1, análisis estático (Slide).*

<b>Método</b>	<b>FOS</b>	<b>Centro</b>	<b>Radio (m)</b>	<b>Entrada (m)</b>	<b>Salida (m)</b>
Ordinario/Fellenius	0.663	75.88, 66.33	49.55	27.06, 57.80	75.23, 16.78
Bishop	0.543	79.46, 75.61	55.74	25.61, 58.21	74.46, 17.09
Janbu	0.457	73.91, 60.59	43.83	30.24, 56.90	75.23, 16.78
Spencer	0.565	84.61, 80.95	64.59	23.98, 58.66	74.21, 17.20
Morgenstern-Price	0.563	84.61, 82.29	66.18	22.61, 59.16	75.23, 16.78

*FOS: Factor de seguridad del talud natural.*

*Fuente: Elaboración Propia*

Por ende, en los anexos figura 34 al 39 se presenta la superficie de falla de los más críticos obtenidos:

**ANÁLISIS PSEUDOESTÁTICO**

El análisis pseudoestático, se realizó para una aceleración sísmica horizontal de  $a_{sh} = 0.2g$ , por la ubicación del talud de estudio, para mayor detalle se especifica en la tabla 22. La opción de búsqueda de la superficie de deslizamiento fue “*Auto refine search*”, disponible en el Slide.

<b>Método</b>	<b>FOS</b>	<b>Centro</b>	<b>Radio (m)</b>	<b>Entrada (m)</b>	<b>Salida (m)</b>
Ordinario/Fellenius	0.701	68.37, 68.20	34.62	36.25, 55.27	49.91, 38.91
Bishop	0.723	77.45, 76.55	46.64	35.86, 55.43	49.93, 38.89
Janbu	0.700	68.37, 68.21	34.62	36.25, 55.27	49.91, 38.94
Spencer	0.721	77.50, 76.73	46.83	35.78, 55.47	49.97, 38.85
Morgenstern-Price	0.721	77.46, 76.51	46.62	35.89, 55.42	49.93, 38.90

Tabla 4 Resultados del factor de seguridad del perfil 1-1, análisis pseudoestáticos (Slide).

FOS: Factor de seguridad del talud natural

Fuente: Elaboración Propia

La superficie de falla para la aceleración sísmica horizontal  $a_{sh} = 0.2g$ , según el método de la tabla anterior se muestra en el anexo 35.

A partir del perfil estratigráfico de las secciones críticas 1-1 y 3-3 (figuras 33), transversales a la carretera Querococha - Catac, Recuay; definidos en el plano topográfico T-01, se han determinado los factores de seguridad del talud natural tanto a condición estática y pseudoestática, estos se resumen a continuación según el perfil analizado.

#### a. PERFIL 1-1

Como se observa en el anexo 31, el perfil estratigráfico es el documento de ingreso (input) para el proceso del análisis de estabilidad de un talud, los parámetros físicos del suelo que conforman este perfil para el caso 1-1, se determinaron a partir de ensayos estándares sobre las muestras de suelo extraídas correspondiente a las calicatas C-01, Estos parámetros han sido presentados en la tabla 9 y 10, del cual podemos establecer que el perfil estratigráfico 1-1 presenta un estrato homogéneo de suelo CL (arcilla arenosa de baja plasticidad) en la cabeza y la parte baja del talud, y un suelo GC (grava arcillosa con arena) que subyace debajo de estos estratos superficiales.

Tabla 5 Parámetros del Perfil 1-1.

Calicata	Clasificación SUCS	Peso específico Tn/m <sup>3</sup>	Cohesión Tn/2	Ángulo de fricción (°)	Contenido de Humedad (%)
C-01	GC-GM	1.90	1.60	22.90	16.02

Tabla 6 Parámetros del Perfil 3-3.

Calicata	Clasificación SUCS	Peso específico Tn/m <sup>3</sup>	Cohesión Tn/2	Ángulo de fricción (°)	Contenido de Humedad (%)
C-02	GC-GM	1.58	1.70	22.80	15.37

- **Análisis de estabilidad estático del talud natural (perfil 1-1)**

Según a los cinco métodos establecidos en la presente investigación para el análisis de la estabilidad del talud, además con la ayuda de los softwares geotécnicos Slide el factor de seguridad del talud natural para una condición estática resultó según el resumen mostrado en la tabla 11.

Tabla 7 Factor de seguridad obtenidos para una condición estática, según método y software disponible.

<b>SLIDE</b>	
Opción de búsqueda de la Sup. De deslizamiento	Auto refine Search
<b>Método</b>	<b>FOS</b>
Ordinario/Fellenius	0.663
Bishop	0.543
Janbu	0.457

Spencer	0.565
Morgenstern-Price	0.563

*FOS: factor de seguridad del talud natural.*

*Fuente: Elaboración Propia*

Por los valores obtenidos, podemos establecer que el talud es INESTABLE estáticamente ( $F.S < 1.5$ ) y sustenta la ocurrencia de deslizamientos en los taludes de estudio.

- **Análisis de estabilidad pseudoestáticos del talud natural (perfil 1-1)**

Se realizó para una aceleración sísmica horizontal de 0.20 g por la ubicación del lugar de estudio y conforme a la tabla 13. Los resultados se resumen a continuación.

*Tabla 8 Factores de seguridad para una condición pseudoestáticos, según método y software disponible.*

<b>SLIDE</b>	
<b>Opción de búsqueda de la Sup. De deslizamiento</b>	<b>Auto refine Search</b>
<b>Método</b>	<b>FOS</b>
Ordinario/Fellenius	0.448
Bishop	0.372
Janbu	0.301
Spencer	0.412
Morgenstern-Price	0.409

*FOS: factor de seguridad del talud natural.*

*Fuente: Elaboración Propia*

Los factores de seguridad en un análisis pseudoestáticos del talud natural son mucho menores a la unidad, incrementado así su vulnerabilidad a deslizamiento y una falla en mayor magnitud con la ocurrencia de un evento sísmico.

Tabla 9 Incremento dinámico del empuje activo – Muro de concreto armado (en voladizo)  
H=6.00 m

<b>INCREMENTO DINÁMICO DEL EMPUJE ACTIVO</b>			
Coeficientes Sísmicos Horizontales	$C_{sh}$		0.175
Coeficientes Sísmicos Verticales	$C_{sv}$		0.123
Ángulos de Fricción S. Relleno y Muro	$\theta$		11.28°
Ángulos de la cara interna del muro	$\delta$		20.85°
Ángulos de la inclinación del terreno	$\psi$		88.94°
Coeficientes de Presión Dinámica Activa	$\beta$		0.00°
	$K_{as}$		0.426°

Fuente: Estudio Mecánica de Suelos

#### b. PERFIL 3-3

Del mismo modo, el parámetro físico del suelo que conforma el perfil 3-3 se determinaron a partir de ensayos estándares sobre las muestras de suelo extraídas correspondiente a las calicatas C-02, Estos parámetros ha sido presentados en la tabla 15, del cual podemos determinar que el perfil estratigráfico presenta un estrato homogéneo suelo GC (grava arcillosa con arena) como fundación del talud y una capa de suelo superficial CL (arcilla arenosa de baja plasticidad) al pie del talud, diferenciándose estos según los parámetros físicos encontrados.

- **Análisis estático de estabilidad del talud natural**

En la tabla 10 se resumen los resultados.

Tabla 10 F.S obtenidos para una condición estática, según método y software disponible.

<b>SLIDE</b>	
<b>Opción de búsqueda de la Sup. De deslizamiento</b>	<b>Auto refine Search</b>
<b>Método</b>	<b>FOS</b>
Ordinario/Fellenius	0.702
Bishop	0.723
Janbu	0.700
Spencer	0.721
Morgenstern-Price	0.721

*FOS: factor de seguridad del talud*

*Fuente: Elaboración Propia*

Por los valores obtenidos según los métodos aproximados y precisos del método de equilibrio límite, podemos establecer que el talud es INESTABLE estáticamente (F.S <1.5) y sustenta los deslizamientos del talud de estudio.

Tabla 11 Contenido de Humedad ASTM F 2216 NTP 339.127

<b>Contenido de Humedad</b>	
<b>Peso seco Inicial</b>	2900.00 kg
<b>Peso Seco Lavado</b>	2159.70
<b>Peso Perdido por Lavado</b>	740.30

*Fuente: Laboratorio de Mecánica de Suelos*

- **Análisis pseudoestáticos de estabilidad del talud natural (Perfil 3-3)**

Se realizó para una aceleración sísmica horizontal de 0.20g, en la tabla 11 se resumen los resultados.

Tabla 12 Factores de seguridad para una condición pseudoestáticos, según método y software disponible.

<b>SLIDE</b>	
<b>Opción de búsqueda de la Sup. De deslizamiento</b>	<b>Auto refine Search</b>
<b>Método</b>	<b>FOS</b>
Ordinario/Fellenius	0.475
Bishop	0.499
Janbu	0.475
Spencer	0.502
Morgenstern-Price	0.502

FOS: factor de seguridad del talud natural.

Fuente: Elaboración Propia

Los factores de seguridad en un análisis pseudoestáticos del talud natural, son mucho menores a la unidad incrementando así su vulnerabilidad a un deslizamiento con la ocurrencia de un evento sísmico.

**Resultado al Objetivo Especifico N° 3:** Diseñar muros de contención de concreto armado (en voladizo) en la carretera en la carretera Querococha – Catac, Recuay.

### 1. Desplazamientos

#### a. Muros de Contención H = 3.00 m

Tabla 13 Desplazamiento lateral 1-1 Muro H=3.00 m

Altura de Muro (m)	<b>Desplazamiento Lateral (cm)</b>					
	U=CM+CE		U=1.4 CM+1.7 CE		U3=1.25 (CM+CE) +CS	
	Muro de concreto armado	Muro de Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro de Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro de Muro con Contrafuerte
3.00	- 1.52480	- 1.24580	- 2.54110	- 2.14250	- 2.25680	- 2.53680
2.50	- 1.22220	- 1.16230	- 2.14370	- 2.12360	- 2.40250	- 2.31250

2.00	- 1.01820	- 0.89900	- 1.78680	- 1.58960	- 2.00520	- 1.67520
1.50	- 0.78580	- 0.72540	- 1.53750	- 1.42560	- 1.57630	- 1.35210
1.00	- 0.86760	- 0.55120	- 1.13530	- 1.03465	- 1.18920	- 1.13770
0.50	- 0.38810	- 0.37670	- 0.70790	- 0.87660	- 0.92560	- 0.79630
0.00	- 0.21450	- 0.20400	- 0.42750	- 0.52786	- 0.08520	- 0.35640

Fuente: Elaboración Propia

En cuanto a la tabla anterior, se realizaron gráficos para así mejorar la comprensión de los resultados según las combinaciones de las cargas y las diferentes alturas de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y sistema con contrafuerte.

Gráfico Z: deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 3.00\text{ m}$  debido a cargas de servicio ( $U1 = CM + CE$ )

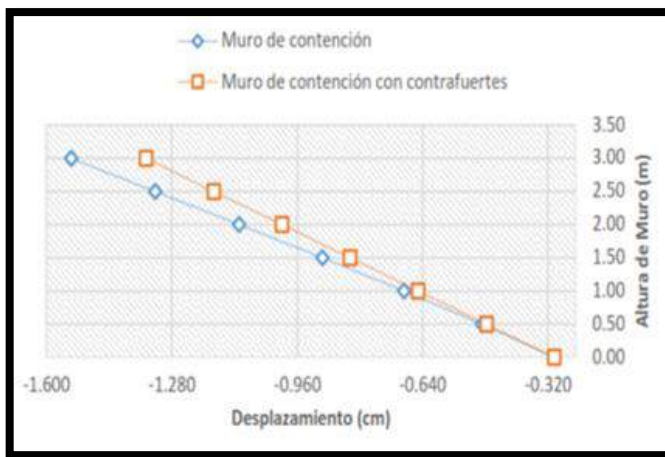


Figura 28: Desplazamientos vs Altura “combinación de carga 1” –muro  $h = 3.00\text{ m}$

En la figura 28 y la tabla 13 se muestran las deformaciones correspondientes a diferentes alturas de los muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, como resultado siendo las mayores deformaciones 1.5265 cm y 1.3634 cm para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 3.00\text{ m}$  debido a cargas últimas ( $U2 = 1.4\text{ CM} + 1.7\text{ CE}$ )

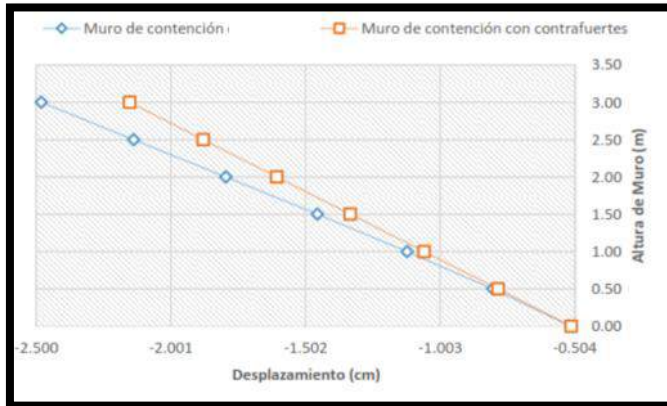


Figura 29: Desplazamientos vs Altura “combinación de carga 2” – muro  $h = 3.00\text{ m}$

En la figura 29 se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.5010 cm y 2.1622 cm para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 3.00\text{ m}$  debido a cargas últimas ( $U3 = 1.25 (CM + CE) + CS$ )

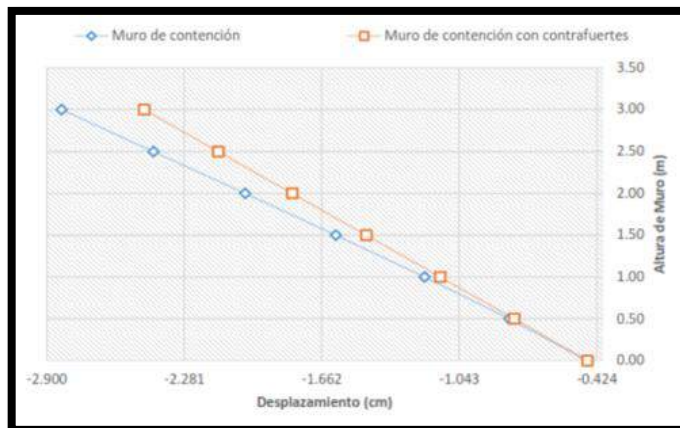


Figura 30: Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3– Muro  $h = 3.00\text{ m}$

En la figura 30 se muestran las deformaciones laterales máximas de 2.7445 cm y 2.3164 cm para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, dichos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

**b. Muro de contención H = 6.00 m**

Tabla 14 Desplazamientos laterales 1-1 – Muros H=6.00m

Desplazamientos Laterales (cm)						
Altura de Muro (m)	U= CM + Ce		U=1.4 CM+1.7 CE		U3=1.25 (CM+CE) +CS	
	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte
6.00	- 6.57430	- 4.02560	- 11.65890	- 6.47520	- 12.45610	- 8.14250
5.50	- 6.05140	- 3.65480	- 9.98540	- 6.41250	- 11.15840	- 7.65710
5.10	- 5.56020	- 3.57860	- 9.36400	- 5.75320	- 11.16250	- 7.31540
4.70	- 5.15840	- 3.56410	- 8.45890	- 5.65230	- 10.64780	- 6.65480
4.28	- 4.65840	- 3.14590	- 7.75410	- 5.45870	- 9.52560	- 6.35620
3.70	- 4.21500	- 2.98450	- 7.11780	- 4.56470	- 8.55120	- 5.75480
3.40	- 3.75630	- 2.45620	- 6.64710	- 4.41230	- 7.65410	- 5.23450
3.00	- 3.58230	- 2.45680	- 5.65780	- 4.78940	- 6.56420	- 4.78410
2.50	- 3.05480	- 2.45890	- 5.57810	- 3.42510	- 5.78540	- 4.36520
2.10	- 2.54260	- 2.14520	- 4.35400	- 3.65870	- 5.11780	- 4.12530
1.70	- 2.23450	- 1.45870	- 3.76540	- 3.25460	- 4.35640	- 3.59600
1.28	- 1.86540	- 1.62540	- 3.12540	- 2.97800	- 3.57480	- 3.23560
0.70	- 1.64230	- 1.53560	- 2.65470	- 2.45760	- 2.96540	- 2.57610
0.40	- 1.436	- 1.4321	- 2.2541	- 2.2456	- 2.3485	- 2.2345
0.00	- 1.120	- 1.1214	- 1.8631	- 1.8974	- 1.6524	- 1.8345

De la tabla 14, se desarrollaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinación de carga y diferente altura de muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 6.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)

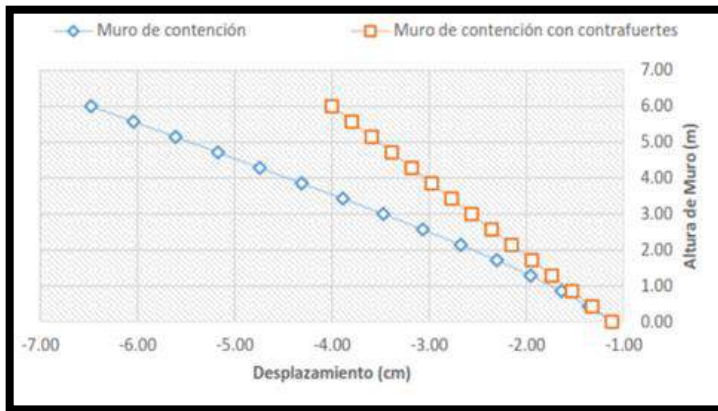


Figura 31: Desplazamientos vs Altura combinación de carga 1– Muro  $h = 6.00\text{ m}$

En la figura 31 y tabla 14 se muestran las deformaciones correspondientes a diferentes alturas de los muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, siendo las mayores deformaciones 6.4432 cm y 4.214 cm para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00\text{ m}$  debido a cargas últimas ( $U2 = 1.4CM + 1.7CE$ )

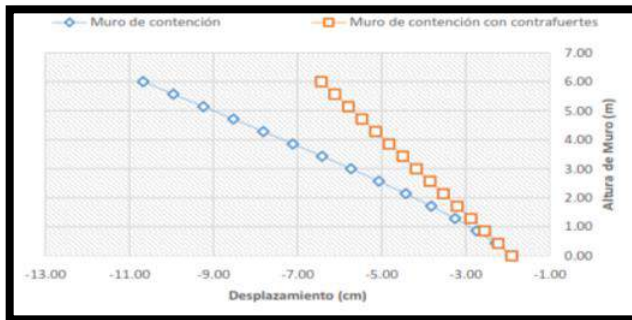


Figura 32: Desplazamientos vs Altura combinación de carga 2– Muro  $h = 6.00\text{ m}$

En la figura 32 se muestran las deformaciones laterales máximas de 10.560 cm y 6.546 cm para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U2.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas últimas ( $U3 = 1.25 (CM + CE) + CS$ )

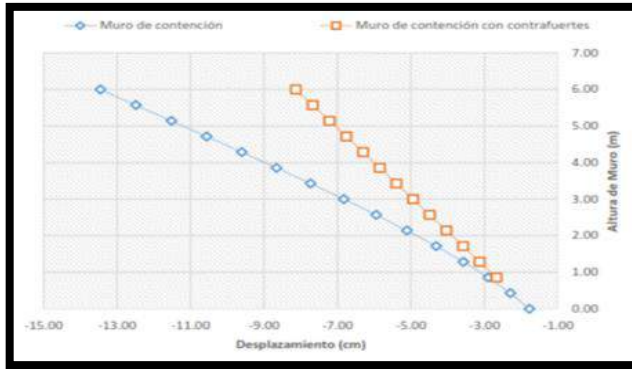


Figura 33: Desplazamientos vs Altura combinación de carga 3 – Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 33 se muestran las deformaciones laterales máximas de 13.4750 cm y 8.2456 cm para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de carga última U3.

## Fuerzas Cortantes

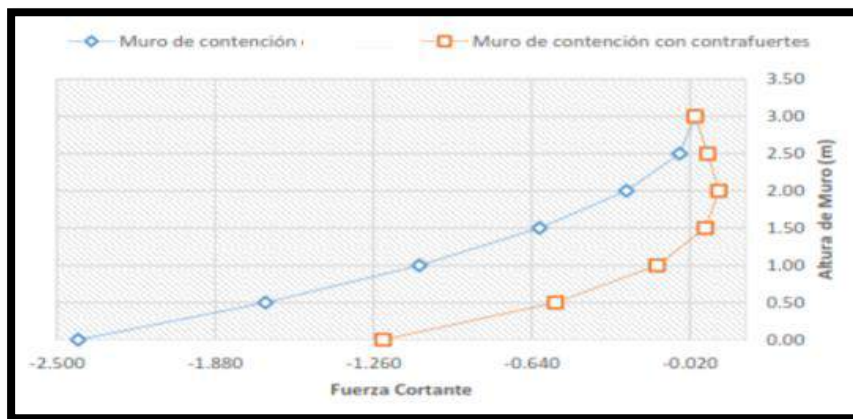
### a. Muros de Contención $H = 3.00$ m

Tabla 15 Fuerza cortante 2-3  $H=3.00$ m

Fuerza Cortante							
		U= CM + Ce		U2=1.4 CM+1.7 CE		U3=1.25 (CM+CE) +CS	
Alturas de Muro (m)	Muros de concreto armado	Muros con Contrafuerte	Muros de concreto armado	Muros con Contrafuerte	Muros de concreto armado	Muros con Contrafuerte	
3.00	0.000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	
2.50	- 0.42	0.06	- 0.104	0.045	- 0.560	0.026	
2.00	- 0.062	0.087	- 0.541	0.165	- 0.752	0.045	
1.50	- 0.578	0.054	- 1.325	0.045	- 1.325	- 0.065	
1.00	- 1.18	- 0.144	- 1.456	- 0.354	- 2.007	- 0.254	
0.50	- 1.053	- 0.556	- 2.754	- 0.863	- 2.230	- 0.785	
0.00	- 2.517	- 1.245	- 4.254	- 2.124	- 3.152	- 1.965	

De la tabla 15, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes.

*Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)*



*Figura 34: Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 1 – Muro h = 3.00 m*

En la tabla 15 y figura 34 se muestran las fuerzas cortantes correspondientes a diferentes alturas de los muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 2.514 tnf y 1.455 tnf para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

*Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas últimas (U2 = 1.4 CM + 1.7 CE)*



Figura 35: Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 2 – Muro  $h = 3.00$  m

En la figura 35 se muestran las fuerzas internas máximas de 4.251 tnf y 2.178 tnf para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de carga última U2.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 3.00$  m debido a cargas últimas ( $U3 = 1.25(CM + CE) + CS$ )

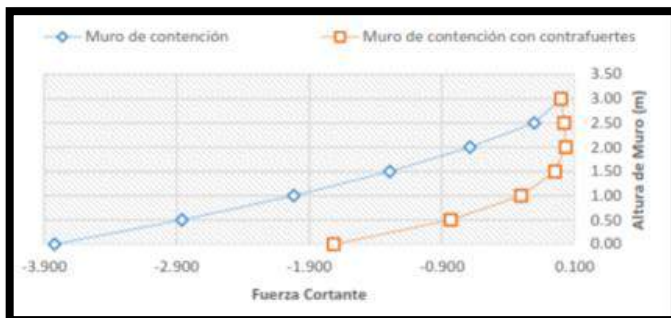


Figura 36: Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 3 – Muro  $h = 3.00$  m

En la figura 36 las fuerzas internas máximas de 3.561 tnf y 1.235 tnf para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de carga última U3.

**b. Muros de Contención H = 6.00 m**

Tabla 16 Fuerzas cortantes 2 - 3 H = 6.00 m

<b>Desplazamientos Laterales (cm)</b>						
	<b>U = CM + Ce</b>		<b>U = 1.4 CM + 1.7 CE</b>		<b>U3 = 1.25 (CM+CE) +CS</b>	
<b>Altura de Muro (m)</b>	<b>Muro de concreto armado</b>	<b>Muro con Contrafuerte</b>	<b>Muro de concreto armado</b>	<b>Muro con Contrafuerte</b>	<b>Muro de concreto armado</b>	<b>Muro con Contrafuerte</b>
6.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5.50	- 0.065	0.075	- 0.453	0.063	- 0.023	- 0.009652
5.10	- 0.321	0.054	- 0.234	0.19	- 0.015	- 0.120
4.70	- 0.54	0.236	- 0.452	0.321	- 1.963	- 0.036990
4.28	- 0.472	0.485	- 1.632	0.32	- 2.542	0.03
3.70	- 1.403	0.985	- 2.568	0.634	- 3.423	0.065
3.40	- 1.786	0.254	- 3.125	0.360	- 4.652	0.25
3.00	- 2.642	0.165	- 4.542	0.562	- 5.888	0.041
2.50	- 3.359	0.185	- 5.356	0.365	- 6.365	0.61
2.10	- 4.25	0.102	- 7.145	0.012	- 8.3	- 0.045
1.70	- 5.2	- 0.632	- 8.659	- 0.365	- 9.125	- 0.874
1.28	- 6.632	- 0.542	- 10.653	- 0.865	- 11.452	- 0.266
0.70	- 7.451	- 1.638	- 12.456	- 2.023	- 12.365	- 1.56
0.40	- 8.659	- 2.487	- 14.477	- 3.751	- 14.785	- 2.425
0.00	- 9.721	- 3.965	- 16.366	- 5.365	- 16.235	- 4.6352

De la tabla 16, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de muros de contención concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas de servicio ( $U1 = CM + CE$ )

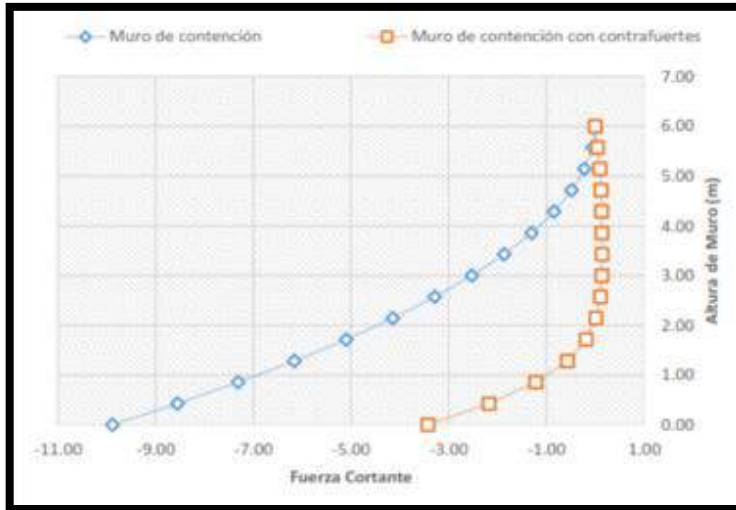


Figura 37: Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 1– Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 37 y tabla 16 se muestran las fuerzas cortantes correspondientes a diferentes alturas de los muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, siendo las mayores fuerzas 9.823 tnf y 3.325 tnf para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas últimas ( $U2 = 1.4CM + 1.7CE$ )

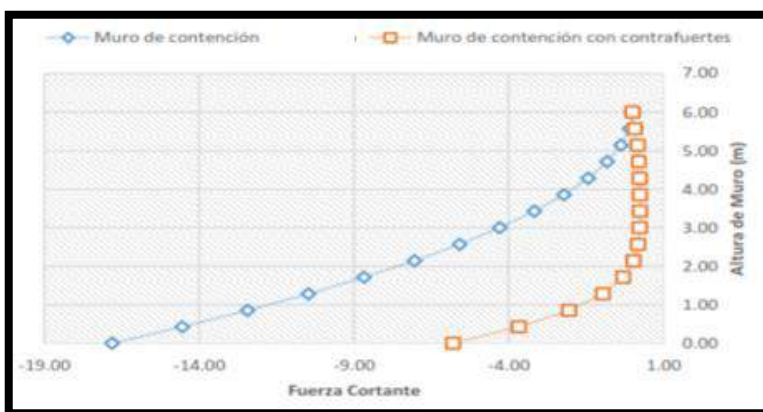


Figura 38: Fuerzas cortantes vs Alturas combinación de carga 2 – Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 38 se muestran las fuerzas internas máximas de 16.807 tnf y 5.796 tnf para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de carga última U2.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas últimas ( $U3 = 1.25(CM + CE) + CS$ )

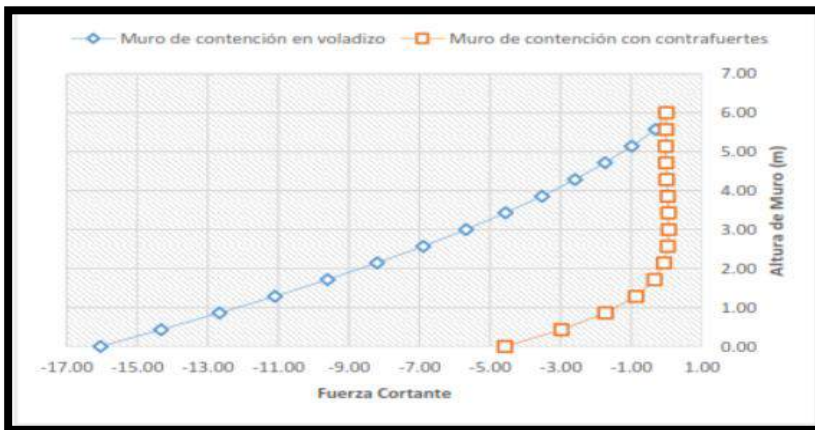


Figura 39: Fuerza cortante vs Altura combinación de carga 3 – Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 39 se muestran las fuerzas internas máximas de 16.124 tnf y 4.365 tnf para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas últimas U3.

Según se muestran en todas las tablas y gráficas, las fuerzas internas máximas calculados en la pantalla de los muros de contención son mayores en los muros de concreto armado (en voladizo) comparados con los muros con contrafuertes.

## Momento de Volteo

### a. Muro de Contención H = 3.00 m

Tabla 17 Momentos de volteo 2-2 – H=3.00m

Momentos de Volteo							
		U= CM + Ce		U2=1.4 CM+1.7 CE		U3=1.25 (CM+CE) +CS	
Altura de Muro (m)	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	
3.00	- 0.00042	0.00653	- 0.00654	-0.03650	- 0.00095	0.06951	
2.50	0.032650	0.01548	- 0.05015	0.058940	- 0.10120	0.56184	
2.00	- 0.15461	0.06580	- 0.23256	0.325461	- 0.54862	0.58021	
1.50	- 0.45781	0.11254	- 0.4875	0.26558	- 1.89650	0.01020	
1.00	- 1.01540	- 0.1896	- 1.9965	0.15236	- 2.08562	0.11652	
0.50	- 1.96534	- 0.17689	- 3.4577	- 0.35620	- 3.36521	- 0.69852	
0.00	- 3.23546	- 0.35461	- 5.3658	- 1.65902	- 5.78541	- 1.32154	

De la tabla 17, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro – H = 3.00 m debido a cargas de servicio (U1 = CM + CE)



Figura 40: Momento de volteo vs Altura combinación de carga 1 – Muro  $h = 3.00\text{ m}$

En la figura 40 y tabla 17 se muestran el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los muros, siendo los mayores momentos 3.2623 tnf.m y 0.7995 tnf.m para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 3.00\text{ m}$  debido a cargas últimas ( $U2 = 1.4CM + 1.7CE$ )

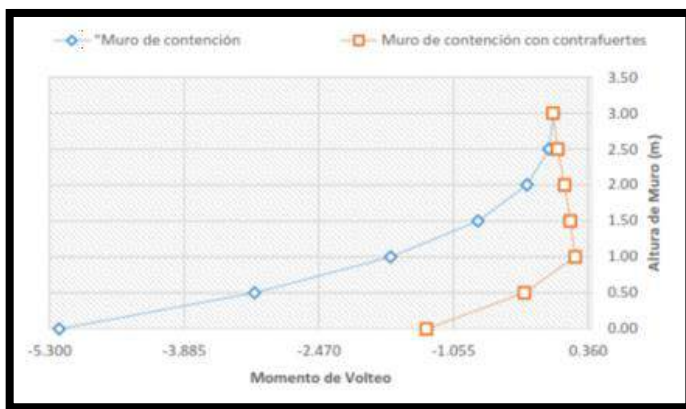


Figura 41: Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro  $h = 3.00\text{ m}$

En la figura 41 y tabla 17 anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los muros, siendo los mayores momentos 5.1965 tnf.m y 1.3367 tnf.m para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de carga por servicio U2.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 3.00\text{ m}$  debido a cargas últimas ( $U3 = 1.25(CM + CE) + CS$ )

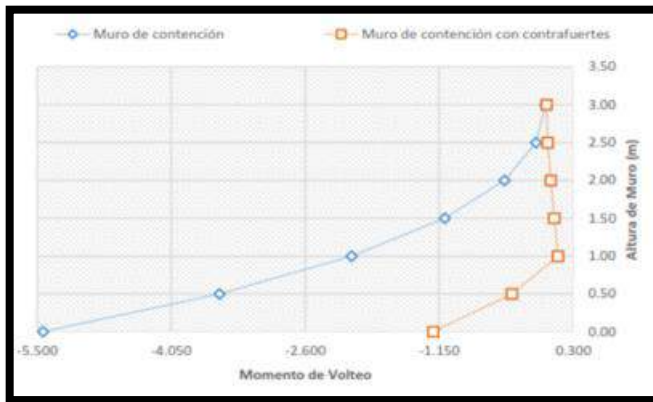


Figura 42: Momento de volteo vs Altura combinación de carga 3 – Muro h = 3.00 m

En la figura 42 y tabla 17 se muestran el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención siendo los mayores momentos 5.5620 tnf.m y 1.4578 tnf.m para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de carga por servicio U3.

### b. Muro de Contención H = 6.00 m

Tabla 18 Momento de volteo 2-2 – H = 6.00 m

Desplazamiento Lateral (cm)							
		U = CM + Ce		U = 1.4 CM + 1.7 CE		U3 = 1.25 (CM+CE) +CS	
Altura de Muro (m)	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	Muro de concreto armado	Muro con Contrafuerte	
6.00	- 0.00247	0.00425	-0.00421	-0.00769	-0.00571	0.00851	
5.57	- 0.01931	0.01502	-0.03283	0.02525	-0.1262	0.01745	
5.14	- 0.10507	0.03828	-0.17862	0.06435	-0.52965	-0.02084	
4.71	- 0.30335	0.06092	-0.51569	0.10285	-1.25689	-0.06032	
4.29	- 0.65235	0.08067	-1.10899	0.13664	-2.33841	-0.08259	
3.86	- 1.196	0.10115	-2.03674	0.17196	-3.82014	-0.0881	
3.43	- 1.97992	0.12912	-3.36584	0.21994	-5.73506	-0.07623	
3.00	- 3.04316	0.1665	-5.17334	0.28412	-8.1283	0.06759	

2.57	- 4.43363	0.21234	-7.53711	0.36248	-11.0463	0.12967
2.14	- 6.19236	0.25143	-10.52692	0.42977	-14.52497	0.20777
1.71	- 8.36824	-0.32171	-14.22587	0.54703	-18.61709	0.30893
1.29	- 11.00119	-0.35587	-18.70186	0.60641	-23.35638	0.34147
0.86	- 14.13213	-0.28969	-24.02438	-0.47814	-28.77976	-0.57008
0.43	- 17.80214	-1.06543	-30.26334	-1.7942	-34.92158	-0.64113
0.00	- 22.04033	-2.46918	-37.46821	-4.17709	-41.79284	-3.5092

De la tabla 18, se realizaron gráficos para mejor comprensión de los resultados según combinaciones de carga y diferentes alturas de ambos tipos de muros de contención de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes.

Gráfico X, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas de servicio ( $U1 = CM + CE$ )



Figura 43: Momentos de volteo vs Alturas combinación de carga 1 – Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 43 y tabla 18 se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención, siendo los mayores momentos 22.0403 tnf.m y 2.4692 tnf.m para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U1.

Gráfico Z, deformación lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas últimas ( $U2 = 1.4CM + 1.7CE$ )



Figura 44: Momento de volteo vs Altura combinación de carga 2 – Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 44 y tabla 18 se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los muros, siendo los mayores momentos 37.4682 tnf.m y 4.1771 tnf.m para los muros de concreto armado (en voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U2.

Gráfico Z, deformación de la pantalla lateral de la pantalla en ambos tipos de muro –  $H = 6.00$  m debido a cargas últimas ( $U3 = 1.25(CM + CE) + C$ )



Figura 45: Momentos de volteo vs Alturas combinación de carga 3 – Muro  $h = 6.00$  m

En la figura 45 y tabla 18 anterior se muestra el momento máximo de volteo correspondiente a diferentes alturas de los muros de contención, siendo los mayores momentos 41.7928 tnf.m y 3.5092 tnf.m para los muros de concreto armado (en

voladizo) y con contrafuertes, respectivamente, estos valores se deben a la combinación de cargas por servicio U3.

**Diseños Estructurales de Muros de Contención de concreto armado (en voladizo) H = 6.00 m**

**Diseño Estructural de la Pantalla**

**a. Carga en la Pantalla del Muro de Contención (SAP)**

*Tabla 19 Cargas en la pantalla; Muro de concreto armado (en voladizo) H=6.00m*

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tn.f)	Momento flector 2- 2 (Tn.f)
6.00	0.000	- 0.0042
5.57	- 0.086	- 0.03283
5.14	- 0.368	- 0.17862
4.71	- 0.817	- 0.51569
4.29	- 1.432	- 1.10899
3.86	- 2.215	- 2.03674
3.43	- 3.166	- 3.36584
3.00	- 4.287	- 5.17334
2.57	- 5.578	- 7.53711
2.14	- 7.039	- 10.52692
1.71	- 8.67	- 14.22587
1.29	- 10.468	- 18.70186
0.86	- 12.428	- 24.02438
0.43	- 14.544	- 30.26334
0.00	- 16.807	- 37.46821

Modelamiento en el Software SAP 2000, se visualiza en el anexo 28.

- **Datos de entrada**

**a. Característica del Material**

$$\gamma_c = 2.40 \text{ tnf/m}^3$$

**Peso específico del concreto**

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

**Resistencia a la compresión del concreto**

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

**Módulo de fluencia de acero de refuerzo**

**b. Condiciones para el Diseño**

- **Dimensiones de la Pantalla**

Espesor en Corona de Pantalla  $t_1 = 0.25 \text{ m}$

Espesor en Base de Pantalla  $t_2 = 0.35 \text{ m}$

Altura de Pantalla  $H_p = 5.40 \text{ m}$

Recubrimiento (Norma E-060–Artículo 7.7.1)  $r_p = 4.00 \text{ cm}$

Peralte Efectivo en Corona  $d_1 = 0.188 \text{ m}$

Peralte Efectivo en Base de Pantalla  $d_2 = 0.288 \text{ m}$

Base de Diseño  $b = 1.00 \text{ m}$

- **Refuerzo Mínimo (Cuantías)**

**Refuerzo Horizontal**

$\rho_h = 0.002$  (Norma E-060 - Artículo 14.3.1)

**Refuerzo Vertical**

$\rho_v = 0.0015$  (Norma E-060 - Artículo 14.3.1)

**Nota:** El refuerzo vertical y horizontal no debe estar espaciado a más de tres veces el espesor del muro, ni de 400 mm

- **Diseño Estructural**

**Factores de Reducción**

$\phi_f$  (flexión) = 0.9 (Norma E-060 - Artículo 9.3.2.1)

$\phi_c$  (corte) = 0.85 (Norma E-060 - Artículo 9.3.2.3)

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi_f * 0.85 * f'_c * b}} \quad A_s = \frac{Mu}{\phi_f * f_y * d - \frac{a}{2}}$$

Tabla 20 Resultados de las fuerzas cortante y momento flector en el perfil 1-3; 2-2

Altura de Muro (m)	Fuerza cortante 1-3 (Tnf)	Momento flector 2-2 (Tnf)	D	a (cm)	As (cm <sup>2</sup> )	As min (cm <sup>2</sup> )
6.00	0.000	0.004	0.188	0.00139	0.006	3.750
5.57	0.086	0.033	0.195	0.01049	0.045	3.858
5.14	0.368	0.179	0.202	0.05509	0.234	3.965
4.71	0.817	0.516	0.209	0.15395	0.654	4.073
4.29	1.432	1.109	0.216	0.32157	1.367	4.178
3.86	2.215	2.037	0.223	0.57479	2.443	4.285
3.43	3.166	3.366	0.231	0.92717	3.940	4.393
3.00	4.287	5.173	0.238	1.39527	5.930	4.500
2.57	5.578	7.537	0.245	1.99680	8.486	4.608
2.14	7.039	10.527	0.252	2.74904	11.683	4.175
1.71	8.670	14.226	0.259	3.67595	15.623	4.823
1.29	10.468	18.702	0.266	4.80558	20.424	4.928
0.86	12.428	24.024	0.273	6.16366	26.196	5.035
0.43	14.544	30.263	0.281	7.79635	33.134	5.143
0.00	16.807	37.468	0.288	9.75943	41.478	5.250

Tabla 21 Resultado de los aceros principales a usar en la pantalla vertical

Acero Principal en la Pantalla Vertical					
Ø utilizar	3/4	plg	As		2.840 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	6.847	cm	As (utilizar)		
Espaciamiento utilizado	7.50	cm		$\phi \frac{3}{4}$	@ 7.50 cm

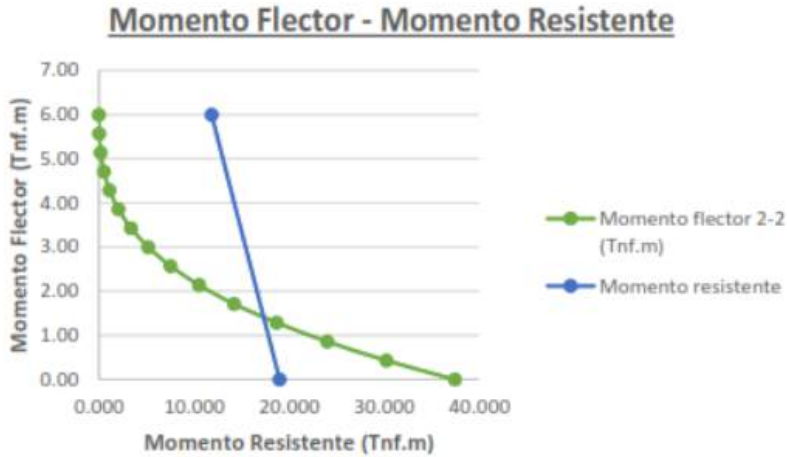


Figura 46: Alturas de cortes de las varillas en pantalla – Muros de contención de concreto armado (en voladizo)  $H = 6.00\text{ m}$

Tabla 22 Resultado de los aceros verticales y horizontales a usar en la pantalla vertical

<b>Lc - 01</b>	1.50 m
<b>Lc - 02</b>	0.23 m
<b>Lt</b>	1.73 m

Tabla 23 Resultado acero mínimo vertical

<b>Acero Mínimo Vertical</b>				
Ø utilizar	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	24.57	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm		$\frac{1}{2} @ 20\text{ cm}$

Tabla 24 Resultado acero mínimo Horizontal

<b>Acero Mínimo Horizontal</b>				
Ø utilizar	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	22.67	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm		$\frac{1}{2} @ 20\text{ cm}$

## Diseño Estructural de la Zapata

Tabla 25 Diseño Estructural del Talón

<b>As Diseño</b>			<b>13.83 cm<sup>2</sup></b>	
Ø utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	14.38	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		Ø $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

Tabla 26 Acero mínimo Estructural del Talón

<b>As Mín</b>			<b>10.80 cm<sup>2</sup></b>	
Ø utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		Ø $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

Tabla 27 Diseño Estructural del Pie

<b>As Diseño</b>			<b>2.20 cm<sup>2</sup></b>	
Ø utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		Ø $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

Tabla 28 Acero mínimo Estructural del Pie

<b>As Mín</b>			<b>10.80 cm<sup>2</sup></b>	
Ø utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		Ø $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

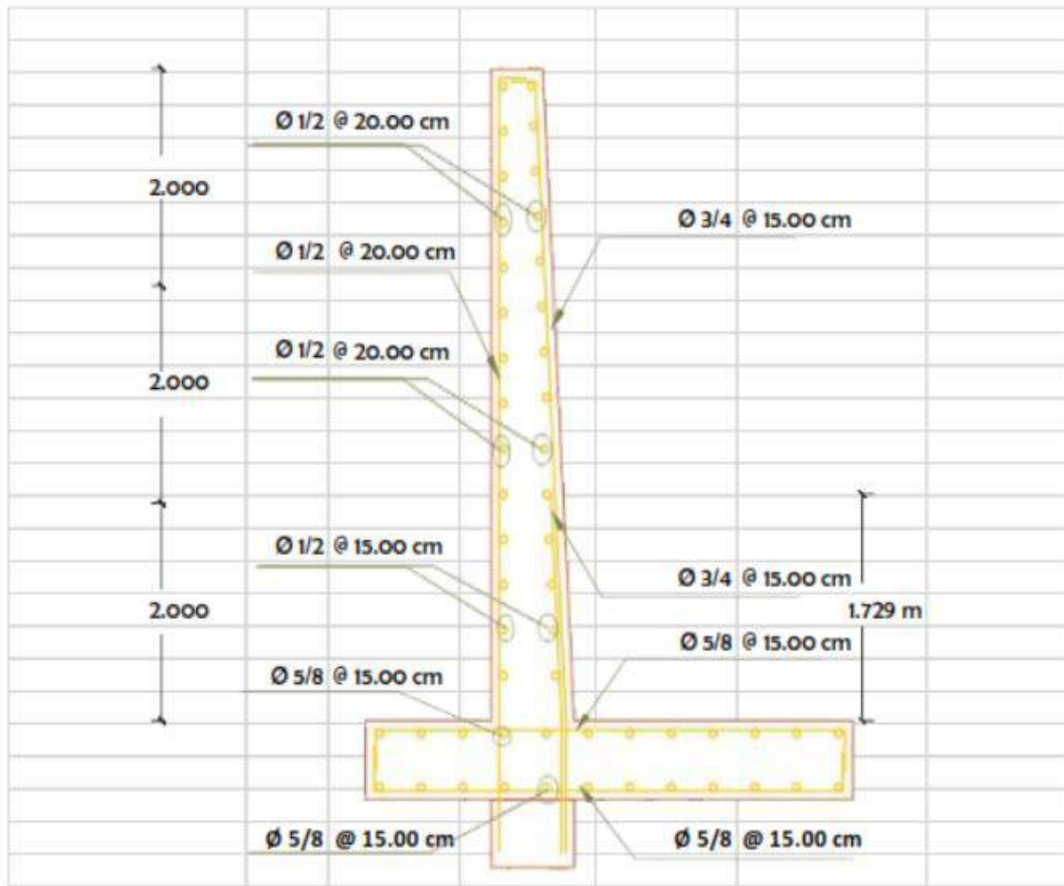


Figura 47: Detalle de acero – Muro de contención de concreto armado (en voladizo)  $H = 6.00\text{ m}$

**Resultado al Objetivo Especifico N° 4:** Diseñar muros de contención mediante sistema de contrafuerte en la carretera en la carretera Querococha Catac – Recuay.

**Diseños Estructurales de Muros de Contención con Contrafuerte (H=6.00 m)**

**a. Datos de Entrada**

- **Característica del Material**

$$\gamma_c = 2.40 \text{ tnf/m}^3$$

**Peso específico del concreto**

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

**Resistencia a la compresión del concreto**

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

**Módulo de fluencia del acero de refuerzo**

**b. Condiciones para el Diseño**

- **Dimensiones de la Pantalla**

Espesor en Corona de Pantalla **t1 = 0.25 m**

Espesor en Base de Pantalla **t2 = 0.35 m**

Altura de Pantalla **Hp = 5.40 m**

Recubrimiento (NormaE-060–Articulo7.7.1) **rp = 4.00 cm**

Peralte Efectivo en Corona **d1 = 0.204 m**

Peralte Efectivo en Base de Pantalla **d2 = 0.304 m**

Base de Diseño **b = 1.00 m**

- **Dimensiones de la Zapata**

Ancho de Zapata **B = 4.25 m**

Punta de Zapata **Bp = 0.60 m**

Talón de Zapata **Bt = 3.30 m**

Peralte de Zapata **Hz = 0.60 m**

Recubrimiento (NormaE-060–Articulo7.7.1) **rz = 7.00 cm**

Peralte Efectivo en Zapata **d1 = 0.522 m**

Base de Diseño **b = 1.00 m**

- **Refuerzo Mínimo (Cuantías)**

**EN MUROS**

**Refuerzo Horizontal**

$\rho_h = 0.002$  (Norma E-060 - Artículo 14.3.1)

**Refuerzo Vertical**

$\rho_v = 0.0015$  (Norma E-060 - Artículo 14.3.1)

**EN ZAPATA**

**Refuerzo Horizontal**

$\rho_h = 0.0018$  (Norma E-060 - Artículo 13.3.1,9.7.2)

**Factores de Reducción**

$\phi_f$  (flexión) = 0.9 (Norma E-060 - Artículo 9.3.2.1)

$\phi_c$  (corte) = 0.85 (Norma E-060 - Artículo 9.3.2.3)

**Factores de Combinación de Carga**

**Carga Muerta**

$f_{cm} = 1.4$  (Artículo 9.2 de la Norma E-060)

**Carga Viva**

$f_{cv}, f_{es} = 1.7$  (Artículo 9.2 de la Norma E-060)

Combinaciones 01:  $U = 1.4 CM + 1.7 CV + 1.7 CE$

**Diseños Estructurales de la Pantalla**

**a. Refuerzo Horizontal y Vertical**

*Tabla 29 Refuerzos Horizontales Apoyo*

<b>Refuerzo Horizontal Apoyo</b>				
Ø utilizar	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	25.80	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm		$\phi \frac{1}{2} @ 25 \text{ cm}$

Tabla 30 Refuerzo Horizontal Centro de Tramo

<b>Refuerzo Horizontal Centro de Tramo</b>				
Ø utilizar	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	25.80	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	25.00	cm		Ø $\frac{1}{2}$ @ 25 cm

Tabla 31 Refuerzo Vertical Apoyo

<b>Refuerzo Horizontal Apoyo</b>				
Ø utilizar	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	21.50	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm		Ø $\frac{1}{2}$ @ 20 cm

Tabla 32 Refuerzo Vertical Centro de Tramo

<b>Refuerzo Horizontal Centro de Tramo</b>				
Ø utilizar	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	21.50	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm		Ø $\frac{1}{2}$ @ 20 cm

### Diseño Estructural de la Zapata

Tabla 33 Diseño Talón Posterior

<b>As (Diseño)</b>	<b>3.04 cm<sup>2</sup></b>			
Ø utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		Ø $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

Tabla 34 Acero mínimo Talón Posterior

<b>As min</b>				<b>10.80 cm<sup>2</sup></b>
∅ utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		∅ $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

### Talón Anterior

Tabla 35 Esfuerzos en la base de la Zapata

<b>As (Diseño)</b>				<b>2.18 cm<sup>2</sup></b>
∅ utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		∅ $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

Tabla 36 Acero mínimo Talón Anterior

<b>As min</b>				<b>10.80 cm<sup>2</sup></b>
∅ utilizar	5/8	plg	As	1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm		∅ $\frac{5}{8}$ @ 15 cm

### Diseño Estructural del Contrafuerte

Tabla 37 Refuerzo en Tracción Primer Tramo

<b>Primer Tramo</b>					
<b>h1</b>	=	<b>5.40 m</b>	<b>d</b>	=	<b>3.24 m</b>
<b>Empuje activo</b>		<b>2.84 Tnf/m<sup>2</sup></b>	<b>Tu</b>		<b>13.648 Tnf</b>
<b>Sobrecarga</b>		<b>0.15 Tnf/m<sup>2</sup></b>	<b>As</b>		<b>3.62 cm<sup>2</sup></b>
<b>Ultimo</b>		<b>5.09 Tnf/m<sup>2</sup></b>	<b>As (min)</b>		<b>3.60 cm<sup>2</sup></b>
<b>Vu</b>		<b>13.746 Tnf</b>		∅	<b>1/2</b>
<b>Mu</b>		<b>24.743 Tnf.m</b>	<b># varillas</b>		<b>3 varillas ∅ 1/2</b>

Tabla 38 Refuerzo en Tracción Segundo Tramo

<b>Segundo Tramo</b>			
<b>h1</b>	=	<b>2.70 m</b>	<b>d = 1.590 m</b>
<b>Empuje activo</b>		<b>1.42 Tnf/m2</b>	<b>Tu 3.625 Tnf</b>
<b>Sobrecarga</b>		<b>0.15 Tnf/m2</b>	<b>As 0.96 cm2</b>
<b>Ultimo</b>		<b>2.67 Tnf/m2</b>	<b>As (min) 3.60 cm2</b>
<b>Vu</b>		<b>3.609 Tnf</b>	<b>∅ 1/2</b>
<b>Mu</b>		<b>3.248 Tnf.m</b>	<b># varillas 3 varillas ∅ 1/2</b>

Tabla 39 Refuerzo en Tracción Tercer Tramo

<b>Tercer Tramo</b>			
<b>h1</b>	=	<b>1.80 m</b>	<b>d = 1.040 m</b>
<b>Empuje activo</b>		<b>0.95 Tnf/m2</b>	<b>Tu 1.704 Tnf</b>
<b>Sobrecarga</b>		<b>0.15 Tnf/m2</b>	<b>As 0.45 cm2</b>
<b>Ultimo</b>		<b>1.87 Tnf/m2</b>	<b>As (min) 3.60 cm2</b>
<b>Vu</b>		<b>1.681 Tnf</b>	<b>∅ 1/2</b>
<b>Mu</b>		<b>1.009 Tnf.m</b>	<b># varillas 3 varillas ∅ 1/2</b>

Tabla 40 Refuerzo Horizontal

<b>As (Diseño)</b>		<b>1.29 cm2</b>	
∅ utilizar	1/2 plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25 cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	30.00 cm		$\emptyset \frac{1}{2} @ 30 \text{ cm}$

Tabla 41 Refuerzo Vertical

<b>As (Diseño)</b>		<b>1.29 cm2</b>	
∅ utilizar	1/2 plg	As	1.29 cm2
Espaciamiento	32.25 cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	30.00 cm		$\emptyset \frac{1}{2} @ 30 \text{ cm}$

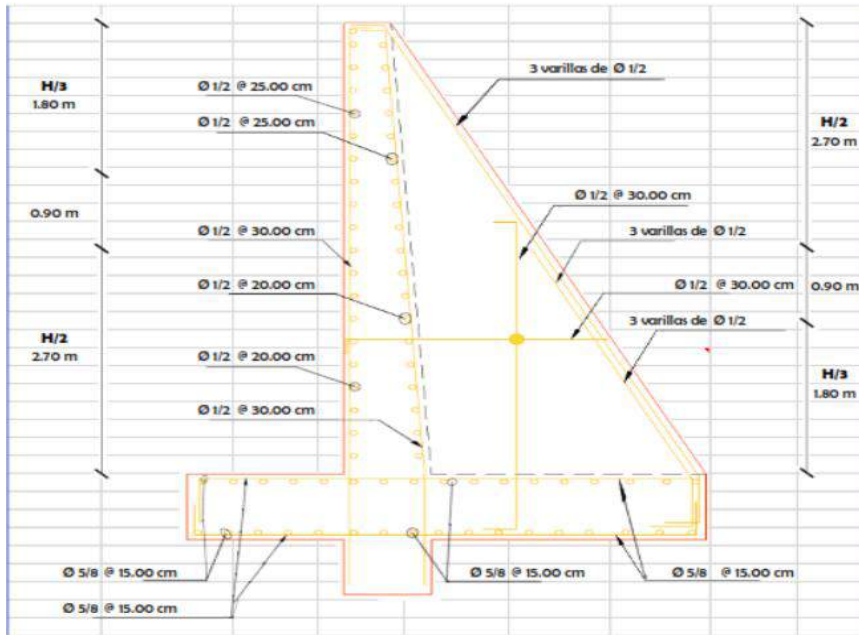


Figura 48: Detallamiento de acero – Muro de contención con contrafuertes  $H = 6.00\text{ m}$

**Resultado al Objetivo Especifico N° 5:** Elaborar la propuesta de diseño que cumpla las condiciones de seguridad, eficiencia y economía.

- Utilizando los sistemas de método Janbu, Bishop, Spencer, Ordinario, Morgenstern-Price para el primer diseño de muro de contención de concreto armado (en voladizo) se obtuvo el siguiente factor de seguridad de 1.7. Los cuales indican que se encuentran dentro de los límites según la normativa  $FS > 1.5$ .
- Utilizando el método los sistemas de método Janbu, Bishop, Spencer, Ordinario, Morgenstern-Price Se obtuvo para el diseño con sistema en contrafuerte se obtuvo 1.4 lo cual indican que se encuentra fuera de los límites según la normativa  $FS > 1.5$ .

Realizando el análisis estructural por volteo y deslizamiento se determinó el  $FSV = 3.99$ ,  $FSD = 2.42$  para el muro de concreto armado (en voladizo) indicando que se encuentran en los límites según la normativa  $F.S.D \geq 1.50$  y  $F.S.V \geq 1.50$ ; por ende, para el diseño de muro con contrafuerte cuyo factor dio como resultado el  $FSV = 3.98$ ,  $FSD = 2.03$

encontrándose dentro de los límites que indica la norma  $F.S.D \geq 1.50$  y  $F.S.V \geq 1.50$ , quedando un margen pequeño entre los muros.

Por lo tanto, se concluye que el muro de contención de concreto armado (en voladizo) es seguro y eficiente a las alturas requeridas en este proyecto de investigación.

### Se muestra el siguiente diagrama comparativo

#### Análisis Comparativo y Elección

Realizamos un análisis económico comparativo para la selección de futuras alturas de muros de contención. En la figura anexo 102 se realizó el análisis comparativo Económico.

En la imagen 49 se muestran el Análisis Comparativo del ACERO GRADO 60,  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>, apreciando la figura las curvas de color azul es el sistema de muro de contención de concreto armado (en voladizo) obteniendo un total de 54089.45 kg, y la curva de color marrón es el sistema de muro en contrafuerte se obtiene 61304.65 kg teniendo una diferencia de 7215.20 kg con un porcentaje de 32.14% mayor con respecto el muro en voladizo.

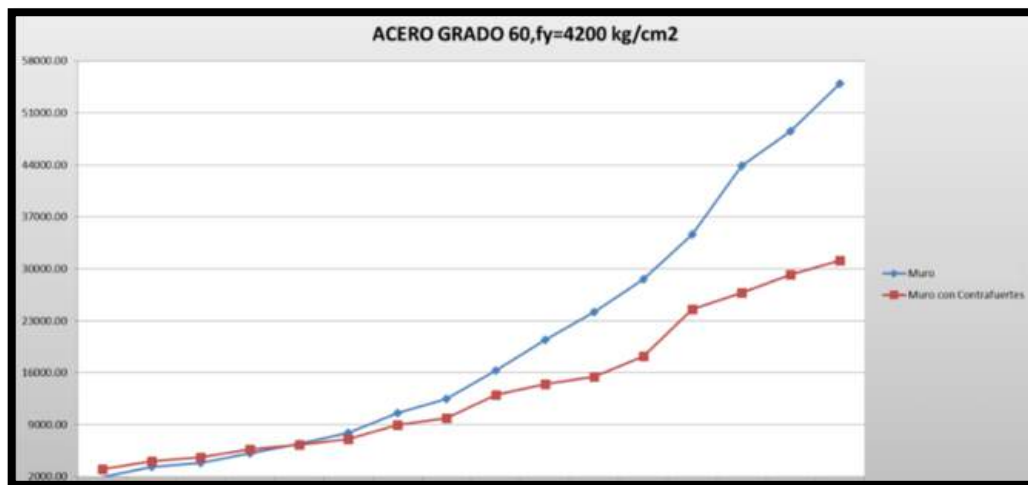


Figura 49: Análisis Comparativo - Acero Grado 60,  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>

En la imagen 50 se visualiza el Análisis Comparativo del ENCOFRADO Y DESENCOFRADO, como se aprecia en la imagen la curva de color azul es el sistema de muro de concreto armado (en voladizo) lo cual obtenemos un total de 1843.85 m<sup>2</sup> y la curva de color marrón es el sistema de muros con contrafuerte obteniendo un total 2854.56 m<sup>3</sup> teniendo una diferencia de 1010.71 m<sup>2</sup>, con un porcentaje de 40.80% de mayor cantidad a utilizar el material respecto al muro en voladizo.

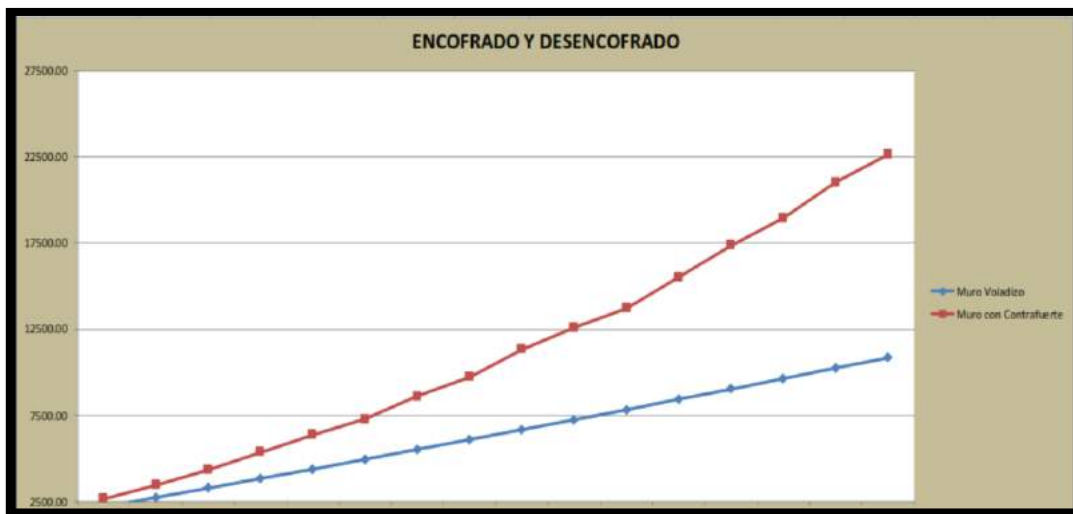




Figura 51: Análisis Comparativo – Concreto Premezclado  $f_c = 210 \text{ kg/cm}^2$

Finalizando, en la imagen 52 se presenta el análisis comparativo al costo total de muros de contención de concreto armado (en voladizo) vs muro de contención con contrafuertes, como se visualiza en la imagen la curva de color azul es el sistema de muro de concreto armado (en voladizo) y la curva de color marrón es el sistema de muro con contrafuerte.

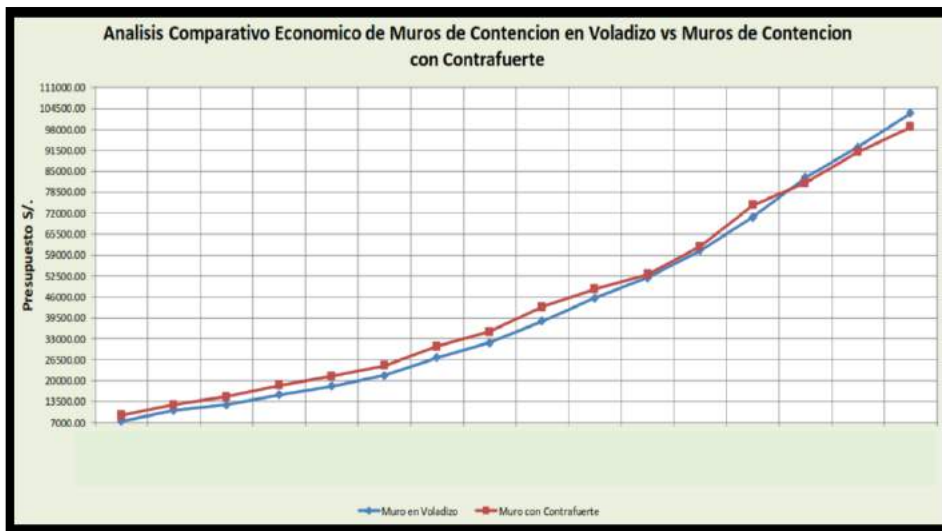


Figura 52: Comparación Económico en Muros de concreto armado (en voladizo) vs Muro con Contrafuertes

La tabla 48, muestra el porcentaje de variación de las principales partidas en base a cada sistema de muros de contención concreto armado (en voladizo) vs contrafuerte, analizándose desde un Muro Tipo C –H=2.00 m a un Muro Tipo K – H=6.00 m.f

*Tabla 42 Porcentaje de Variación Económica en Muro de concreto armado (en voladizo) vs Muro con Contrafuerte*

<b>Descripción</b>	<b>Muro en Muro con Diferencia</b>	<b>Voladizo</b>	<b>Contrafuerte</b>	<b>Porcentaje de Excedencia</b>
ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	54089.45 kg	61304.65 kg	7215.20 kg	32.14%
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	1843.85 m2	2854.56 m3	-1010.71 m2	-40.80%
MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	745.52 m3	864.58 m3	-119.06 m3	-15.78%

### **Presupuesto de los Muros de Contención de Concreto armado (Voladizo)**

El presupuesto del muro de contención de concreto armado es de S/. 336,934.45 Soles. Los presupuestos se muestran en el anexo 102.

El presupuesto del muro con contrafuerte es de S/. 456,932.58 Soles. Los presupuestos se muestran en el anexo 103.

**Nota:** Por ende, el precio de los muros de concreto armado (en voladizo) considerando acero, es menor con respecto al muro con contrafuerte desde la altura de 3.00 m hacia adelante. Obteniendo como resultados finales de todos los muros de contención, que los

muros de contención con contrafuerte son más costosos en un 32.14% con respecto al muro de contención de concreto armado (en voladizo).

- El precio para el muro de concreto armado (en voladizo) considerando el encofrado, es menor con respecto al muro con contrafuerte. Ya que obtenemos la diferencia un 40.80% más costoso con respecto al muro de concreto armado (en voladizo).
- El precio para el muro de concreto armado (en voladizo) considerando principalmente el concreto, es menor con respecto al muro con contrafuerte. Ya que obtenemos la diferencia un 15.78% más costoso con respecto al muro de concreto armado (en voladizo).

#### IV. Análisis y Discusión

1. Para determinar la capacidad portante del suelo se realizó la exploración a cielo abierto de las calicatas y se llevó las muestras para ensayarlos en el laboratorio y así obtener un resultado para la capacidad portante del suelo, según las características obtenidas de los ensayos estándar de laboratorio para la Clasificación de Suelos que se observa en el Anexo 24, se tienen los siguientes parámetros para calcular la capacidad de carga: para ello se aplicó la teoría de TERZAGHI, obteniendo primero los factores de capacidad de carga  $N_c = 17.92$ ,  $N_q = 8.57$ ,  $N_\gamma = 8.09$ , luego con estos factores se reemplazó en la fórmula teniendo como resultado en la C-01,  $q_a$  es  $1.50 \text{ kg/cm}^2$ ; C-02,  $q_a$  es  $1.52 \text{ kg/cm}^2$ , López, E. (2019). SISTEMA DE REFORZAMIENTO CON GAVIONES O SISTEMA TERRAMESH® GRID PARA LA ESTABILIDAD DEL TALUD EN LA CARRETERA CASMA - HUARAZ DEL KM 95+540 AL 95+600, ANCASH - 2019.”, realizaron una extracción de calicatas para después ser llevadas las muestras al laboratorio y aplicando la teoría de TERZAGHI, obtuvieron la capacidad portante de  $1.53 \text{ kg/cm}^2$ .

Ello se realizó aplicando la fórmula de TERZAGUI obteniendo que en mi investigación la capacidad portante es  $1.50 \text{ kg/cm}^2$  para la calicata 1 y  $1.52 \text{ kg/cm}^2$  para la calicata 2, mientras que, en la investigación de López, E. (2019). obtuvo la capacidad portante  $1.53$  puesto que el suelo es ligeramente estable a comparación al suelo de estudio de mi investigación.

2. Para el cálculo de la estabilidad del talud se ubicó el muro de contención en las zonas más críticas en la progresiva  $0.60+0.70+0.80+0.90$  El análisis se empleó utilizando el Software Slide considerando las peores condiciones del lugar modelado los cuales fueron el perfil 1-1 y el perfil 3-3, utilizando diversos métodos para ejecutar el programa se identificaron características del material a partir de ensayos de laboratorio y realizando el perfil estratigráfico de documentos recopilados, obteniendo el resultado de factor de seguridad para condición estática según los siguientes métodos: Ordinario/Fellenius =  $0.663$ , Bishop =  $0.543$ , Janbu =

0.457, Spencer = 0.565, Morgenstern-Price = 0.563, obteniendo que el talud es inestable, por lo tanto promediando sale 0.6, y para condición pseudoestáticos el factor de seguridad según los siguientes métodos: Ordinario/Fellenius = 0.448, Bishop = 0.372, Janbu = 0.301, Spencer = 0.412, Morgenstern-Price = 0.409, como los resultados son mucho menos a la unidad incrementa su vulnerabilidad a deslizamiento y una falla en mayor magnitud con la ocurrencia de un sismo, es así que se promedia lo cual sale 0.4, y los resultados obtenidos en el análisis estático de estabilidad del talud natural se obtuvo: Ordinario/Fellenius = 0.702, Bishop = 0.723, Janbu = 0.700, Spencer = 0.721, Morgenstern-Price = 0.721 puesto que promediando sale 0.7, y los tres sale 1.7 el factor de seguridad por ende Por los valores obtenidos según los métodos aproximados y precisos del método de equilibrio límite, podemos establecer que el talud es INESTABLE estáticamente (F.S <1.5) y haciendo una sumatoria sale 1.7 que el talud es ESTABLE y sustenta los deslizamientos del talud de estudio es así que en la investigación de Aguilar, J. & Cruz, R. (2020). “ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE TALUD DE LA CARRETERA NIC.7 EN EL KM176, MUNICIPIO DE SANTO TOMÁS, DEL DEPARTAMENTO DE CHONTALES, empleando el mismo software Slide para obtener el factor de seguridad y empleando los métodos Ordinario/Fellenius = 0.338, Bishop = 0.319, Janbu = 0.396, llegando a un promedio de 0.4 considerando 1.5 para ser estable, es por ello que para estabilizar optaron por utilizar diferentes sistemas como trincheras, barreras, mallas o muro de contención de hormigón armado, gaviones y/o pilotes para así evitar que el material llegue a obstruir a bloquear la carretera principal.

Haciendo una comparación entre mi proyecto y el proyecto Aguilar, J. & Cruz, R. (2020). el factor de seguridad promedio de mi investigación es 1.7 y el proyecto de Aguilar, J. & Cruz, R. (2020). cuenta con un factor de seguridad promedio 0.4 concluyendo que estáticamente que el talud de mi investigación es más estable al otro proyecto es por ello que ellos utilizaron trincheras, barreras, pilotes, etc. para

estabilizar en el caso de mi investigación ya no es necesario ya que cumple las condiciones, según la norma E020.

3. Para diseñar el muro de contención de concreto armado (en voladizo) se realizó el predimensionamiento a dos alturas la primera  $H = 2:00$  m, la segunda a una  $H = 6:00$  m, luego se diseñó en el Software SAP 2000, aplicando las diferentes cargas o empujes que soportaría dicho muro, se hicieron combinaciones de cargas los cuales el muro si resistió, luego se aplicó los desplazamientos laterales obteniendo resultados para el muro de  $H = 3:00$  m visualizado en la tabla 29, luego se graficó las deformaciones que corresponden a diferentes alturas de los muros de contención de concreto armado, obteniendo la mayor deformación de 1.5265 cm y en la altura de  $H=6.00$  m, las deformaciones es de 6.4432 cm para el muro de concreto armado, así mismo se obtuvo la deformación de fuerza cortante visualizado en la tabla 6 para  $H=3:00$  m y Para  $H=6:00$  m tabla 7, también se realizó el momento de volteo para cada una de las alturas mencionadas, así mismo se realizó el diseño estructural, que cumple con las normas dispuestas. Dongo, T., & Figueroa, G. (2020). “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL – ECONÓMICO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MURO 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”, realizaron el diseño a la altura de  $H=2:00$  m hasta la  $H= 9:50$  m, para  $H =5:00$  m siendo la mayor deformación de 1.589 cm y 1.256 cm para el muro en voladizo en la altura de  $H=9:00$  m, existiendo mayores deformaciones 6.253 cm y 3.456 cm para los muros en voladizo.

Por ende, en mi investigación se predimensionó y se modeló para una altura de 3:00 m y 6:00 m los cuales se llegó a graficar la deformación que en la mayor deformación se da en 1.5265 para la altura de 3:00 m y 6.4432 cm se da para la altura de 6:00 m cumpliendo con las normativas mientras que, en la investigación de Dongo, T., & Figueroa, G. (2020). realizaron el predimensionamiento y

modelamiento a las alturas de 3:00 m, 5:00 m y 9:50 m siendo las mayores deformaciones en las alturas de 5:50 hasta 9:50, es por ello que dicha investigación que realizaron el muro de concreto armado funciona óptimamente hasta la altura de 6:00 m por lo que no cumple los desplazamientos máximos permitidos desde la altura de 6.50 m hacia adelante mientras que en mi investigación si satisface ya que solo se trabaja a una altura de 6:00 m obteniendo que el muro de concreto armado (en voladizo) es óptimo.

4. Para diseñar el muro de contención con contrafuerte se realizó el predimensionamiento a dos alturas la primera  $H = 3:00$  m, la segunda a una  $H = 6:00$  m, cumpliendo la estabilidad con las mismas medidas que el muro de concreto armado (en voladizo), luego se diseñó en el Software Sap 2000, aplicando las diferentes cargas o empujes que soportaría dicho muro, se hicieron combinaciones de cargas donde el muro, luego se aplicó los desplazamientos laterales obteniendo resultados para el muro de 3:00 m visualizado en la tabla 29, luego se graficó, obteniendo mayor deformación de 1.3634 cm para los muros Con contrafuerte y para la altura de  $H=6:00$  m, obteniendo la mayor deformación de 4.214 cm, luego se obtuvo los resultados de fuerzas cortantes visualizado en la tabla 31 para  $H=3:00$  m y Para  $H=6:00$  m tabla 6, también se realizó el momento de volteo para cada una de las alturas mencionadas, así mismo se hizo el diseño estructural, que cumple con las normas dispuestas. Dongo, T., & Figueroa, G. (2020). “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, ECONÓMICO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MURO 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”, realizaron el diseño a la altura de  $H=3:00$  m hasta la  $H= 9:50$  m, para  $H =5:00$  m siendo las mayores deformaciones 1.896 cm para los muros en contrafuerte y para la altura de  $H=9:00$  m, obteniendo las mayores deformaciones de 6.253 cm y 5.289 cm.

Por ende, en mi investigación se predimensionó y se modeló para una altura de 3:00 m y 6:00 m el cual se llegó a graficar la deformación, por ello que la mayor deformación se da en 1.3634 para la altura de 3:00 m y 4.214 cm se da para la altura de 6:00 m, mientras que en la investigación de Dongo, T., & Figueroa, G. (2020), realizaron el predimensionamiento y modelamiento a las alturas de 3:00 m, 5:00 m y 9:50 m siendo las mayores deformaciones en las alturas de 5:70 hasta 9:50, es por ello que dicha investigación que realizaron el muro en contrafuerte se comporta eficazmente a partir de la altura 6.50; mientras que en mi investigación no satisface ya que solo se trabaja a una altura de 6:00 m obteniendo que Estructuralmente el muro de contención con contrafuerte no presenta mejor respuesta, puesto que solo a partir de una altura de 6:50 m hacia arriba se comporta mejor.

5. En este caso se realizó los metrados, costos unitarios, y el presupuesto para saber cuál de los sistemas es más económico, por ende, se obtuvo, El precio para el muro de concreto armado principalmente en acero, por lo que el costo es menor con respecto al muro con contrafuerte desde la altura de 6.50 hacia adelante. Y considerando el costo en el encofrado el muro de concreto armado (en voladizo) es siempre menor respecto al muro con contrafuerte; considerando el concreto el precio es mucho más económico con respecto al muro con contrafuerte. Por lo que se concluye que el muro de contención de concreto armado (en voladizo) es económico, y estructuralmente presenta mejor respuesta que el muro con contrafuerte. Dongo, T., & Figueroa, G. (2020). “ANÁLISIS COMPARATIVO ESTRUCTURAL, ECONÓMICO DE MURO DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO VS MURO 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”, Obtuvieron que el costo para el muro de concreto armado en referencia a los aceros son más costosos a un 31.15% con respecto al muro con contrafuerte, y en el encofrado el muro con contrafuerte es más costoso a un 43.19% que el muro de concreto armado, y en

concreto el muro con contrafuerte difiere a un 16.00% más caro respecto al muro de concreto armado.

Sin embargo, el presupuesto total para el muro de concreto armado nos sale S/. 336,934.45 y el muro con contrafuerte S/. 456,932.58 mientras que, en la investigación de Dongo, T., & Figueroa, G. (2020). obtuvieron un presupuesto para el muro de concreto armado S/. 690,626.02, mientras que en el muro con contrafuerte fue de S/. 718,566.33. por ello concluyeron que el muro de contrafuerte es más económico y estructuralmente actúa óptimamente, mientras que en mi investigación se concluye que el muro de concreto armado es más económico, y estructuralmente actúa mejor a las alturas dadas en mi investigación.

## V. Conclusiones

- Se determinó la capacidad portante mediante la teoría de THERZAGUI para dos calicatas para el primero la  $q_a=1.50 \text{ kg/cm}^2$  y para la calicata 2  $q_a=1.52 \text{ kg/cm}^2$ , ya que es primordial para realizar los cálculos y diseñar muros de contención para ambos sistemas.
- La estabilidad del talud natural del tramo Km 62+200 al 63+300 de la carretera Querococha, determinado con el software Slide (v6.0) en dos perfiles críticos del talud mediante los métodos Ordinario, Bishop, Janbú, Spencer y Morgentern - Price indican que el factor de seguridad estático y pseudoestático; 0.457, 0.543, 0.565, 0.701, están por debajo de la unidad es decir que el talud es INESTABLE, siendo vulnerable a sufrir un deslizamiento, incrementándose aún más el efecto ante la ocurrencia de un evento sísmico.
- Los cálculos realizados se refieren únicamente a suelo granular, teniendo en cuenta las fallas al Volteo, Deslizamiento, y verificación de las presiones predominando el caso dinámico, considerando para las mismas condiciones el muro de concreto armado (en voladizo); y los aceros principales requeridos para satisfacer las solicitaciones estructurales son  $\emptyset 3/4 @ 7.50 \text{ cm}$  y los aceros secundarios son  $\emptyset 1/2 @ 20 \text{ cm}$ . Por ende, satisface los desplazamientos máximos permitidos y funciona óptimamente hasta la altura de 6:00 m.
- Para condiciones de falla al Volteo, Deslizamiento, y verificación de la presión predomina también el caso dinámico del muro de contención con contrafuerte, y los aceros principales requeridos para satisfacer las solicitaciones estructurales son  $\emptyset 1/2 @ 25 \text{ cm}$  y los aceros secundarios son  $\emptyset 5/8 @ 15 \text{ cm}$ , por ende, el muro de contención con contrafuerte ligeramente falla a una altura de 6:00 m, y a más altura trabaja óptimamente, por ello que el muro con contrafuerte es eficiente para alturas mayores.

- El presupuesto del sistema de muros de contención de concreto armado (en voladizo) asciende a un monto de S/. 336,934.45 Soles, el presupuesto del sistema de Muros de Contención con Contrafuertes asciende a un monto de S/. 456,932.58 Soles, estos costos corresponde al Costo Directo (CD), Por ende, es más conveniente utilizar muros de concreto armado (en voladizo).

## VI. Recomendaciones

- En relación a las propiedades físicas en el tramo Km 62+200 al 63+300 y en las zonas críticas identificadas del km 0+60 al 0+90 se recomienda ejecutar estudios mecánicos, geotécnicos, e hidrológicos con más holgura territorial para mejorar el análisis de los temas respecto a las fallas naturales existentes, que son producidos por la percolación y filtración a causa de precipitaciones, que en la gran mayoría generan inestabilidades de los taludes, disminuyendo con esto el riesgo asociado a estos tipos de obras.
- Para estas mismas condiciones del estudio recomiendo usar muros de concreto armado (en voladizo) de una altura de 3:00 m hasta 6:00 m, y con los mismos aceros principales requeridos para satisfacer las solicitudes estructurales que son  $\emptyset 3/4 @ 7.50 \text{ cm}$  y los aceros secundarios que son  $\emptyset 1/2 @ 20 \text{ cm}$  aceros por lo cual económicamente es menor el costo con respecto a los muros con contrafuerte.
- Respecto al análisis económico se recomienda profundizar y realizar una programación de la ejecución de obra en base al proceso constructivo de cada sistema de muro de contención, dicho análisis se debe realizar aplicando metodología de optimización tanto de tiempo y reducción de perdidas, con ello se podrá obtener porcentajes precisos.

## **VII. Agradecimientos**

En primer lugar, quiero agradecer a Dios y a mis padres, a mis hermanas y hermano por su apoyo incondicional que me ha permitido alcanzar todas mis metas personales y académicas. Siempre me animaron con cariño a perseguir mis objetivos y nunca rendirme ante la adversidad. También me brindaron apoyo económico y material que pudiera concentrarme en mis estudios y nunca rendirme.

Le agradezco profundamente al Ingeniero Gumercindo Flores Reyes por la paciencia y dedicación, sin su consejo y corrección precisa no hubiese logrado llegar a esta instancia tan anhelada. Gracias por la guía, lo llevare grabada para siempre en la memoria en mi futuro profesional.

Agradecer a todos los docentes de la universidad San Pedro y en especial al Ingeniero Urrutia Vargas Segundo, gracias por transmitir conocimientos y enseñanzas.

finalmente, agradecer a la universidad Privada San Pedro, que ha exigido mucho, al mismo tiempo me permite obtener mi tan anhelado título. Agradecer a cada uno de los directivos por su labor y por su gestión.

## VIII. Referencias bibliográficas

Aguilar, Z. (2019). *Implementación de un equipo de Corte Directo a gran escala para gravas.*

Obtenido de:

<https://es.scribd.com/document/559396084/4-Equipo-de-Corte-Directo-2>

Alcántara, D. (2014). *Topografía y sus aplicaciones* México: Compañía Editorial Continental.

Obtenido de:

<https://core.ac.uk/download/pdf/48390928.pdf>

Álvarez, A. (2020). *Justificación de la Investigación, Facultad de Ciencias Empresariales y Económicas Carrera de Negocios Internacionales.*

Obtenido de:

<https://hdl.handle.net/20.500.12724/10821>

Báez, L., & Echeverri, P. (2015). *Diseño de estructuras de contención considerando interacción suelo-estructura.*

Obtenido de:

<https://repository.javeriana.edu.co/bitstream/handle/10554/21408/BaezLozadaLuisCarlos2016.pdf?sequence=1>

Bazán, A. (2020). *Análisis del muro de contención para la estabilidad del talud en el tramo Pasamayo Centro Poblado de Castillo- Huari Ancash 2020.*

Obtenido de:

<https://hdl.handle.net/20.500.12692/59877>

- Bowles, E. (1988). *Foundation Analysis and Design*, 4 ed., McGRAW-HILL Book Company, Singapore. Obtenido de:  
[https://www.academia.edu/13841448/ISBN0071188444Bowles\\_Foundation\\_Analysis\\_And\\_Design](https://www.academia.edu/13841448/ISBN0071188444Bowles_Foundation_Analysis_And_Design)
- Camacho, K. (2022). *Propuesta estructural para la sustitución del muro de contención colapsada en la calle de las cruces, barrio Tucuso, Cantón Mejía, Provincia de Pichincha*.  
Obtenido de:  
<https://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/23010/1/UPS%20-%20TTS859.pdf>
- Cardenas, J. (2018). *Análisis de estabilidad de talud empleando muros de contención en la carretera caserío Pueblo Nuevo – Piura 2017*  
Obtenido de:  
[https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/85756/C%3A%20Irdenas\\_MJER-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/85756/C%3A%20Irdenas_MJER-SD.pdf?sequence=1&isAllowed=y)
- Centurión, M. (2018). *comparación del comportamiento estructural de muros de contención en gravedad, voladizo y contrafuertes*.  
Obtenido de:  
<https://repositorio.unc.edu.pe/bitstream/handle/20.500.14074/2533/TESIS%20CUZCO%20MINCHAN.pdf?sequence=1>
- Cherné, T., & Gonzales, A. (2005). *Movimiento de tierras*. Madrid.  
Obtenido de:  
[https://www.academia.edu/35953374/Movimiento\\_de\\_Tierras](https://www.academia.edu/35953374/Movimiento_de_Tierras)

Crespo, C. (1990). *Mecánica de Suelos y Cimentaciones*, 4 edición, Editorial

LIMUSA, S.A. Obtenido de:

<https://stehven.files.wordpress.com/2015/06/mecanica-desuelos-ycimentaciones-crespo-villalaz.pdf>

Dongo, T., & 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 José Luis Bustamante Y Rivero – Provincia De Arequipa* (Tesis Pregrado).

Universidad Católica de Santa María, Facultad de Arquitectura e Ingenierías Civil y del Ambiente, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, Arequipa – Perú, obtenido de:

<http://tesis.ucsm.edu.pe/repositorio/handle/UCSM/9889>

Fernández, W.; Villalobos, S. & King, R. (2018). *Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuesto*. Revista ingeniería de construcción.

Obtenido de:

[https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci\\_issuetoc&pid=0718-507320170003&lng=es&nrm=iso](https://www.scielo.cl/scielo.php?script=sci_issuetoc&pid=0718-507320170003&lng=es&nrm=iso)

Forero, O. (2019). *Análisis de estabilidad de taludes por fenómenos de remoción en masa en el barrio los nogales, floridablanca – santander, colombia*.

Obtenido de:

[file:///C:/Users/51956/Downloads/TESIS-2019-POSGRADO CIENCIAS%20DE%20INGENIERIA%20C3%8DA-FORERO%20OSPINA.pdf](file:///C:/Users/51956/Downloads/TESIS-2019-POSGRADO%20CIENCIAS%20DE%20INGENIERIA%20C3%8DA-FORERO%20OSPINA.pdf)

Geoxnet [en línea] [fecha de consulta: 28 de agosto 2023].

Obtenido de:

<https://post.geoxnet.com/clasificacion-de-suelos/>.

Hospinal, M. & Laureano, V. (2020). *Propuesta De Estabilidad De Taludes En Tramos Sinuosos En La Carretera Mollepata – Pallasca*.

Obtenido de:

<https://hdl.handle.net/20.500.14138/3831>

López, E. (2017). *Sistema De Reforzamiento Con Gaviones O Sistema Terramesh® Grid Para La Estabilidad Del Talud En La Carretera Casma - Huaraz Del Km 95+540 Al 95+600, Ancash – 2017* (Tesis Pregrado). UNASAM, Facultad Ingeniería, Escuela De Ingeniería Civil, Huaraz – Perú, Obtenido de:

<http://repositorio.unasam.edu.pe/handle/UNASAM/4436>

Matamoros, W. (2016). "Estudio y Análisis Comparativo entre muros de contención con contrafuertes y muros de concreto armado en Huancavelica". (Tesis Para obtener el Título profesional de Ingeniero Civil). Universidad Nacional de Huancavelica, Huancavelica. Obtenido de:

<http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/1930>

Ministerio de Vivienda. (2018). *Estabilización de Suelos y taludes*. Perú.

Obtenido de:

<https://www.gob.pe/institucion/vivienda/normas-legales/186777-142-2018-vivienda-vmcs-dgprcs>

Nilson, A. & Winter, G. (1997). *Diseño de estructuras de concreto* 11 edición, McGRAW-HILL Obtenido de:  
<https://marodyc.files.wordpress.com/2014/06/disec3b1o-de-estructuras-de-concreto-nilson-arthur.pdf>

Núñez, I. (2020). *Comportamiento estructural y diseño del muro de contención en voladizo de concreto armado para el sostenimiento de talud, ciudad de Huancayo – 2020*  
Obtenido de:  
[file:///C:/Users/51956/Downloads/IV FIN 105 TE Nu%C3%B1ez Can diotti 2020%20\(4\).pdf](file:///C:/Users/51956/Downloads/IV%20FIN%20TE%20Nu%C3%B1ez%20Can%20diotti%202020(4).pdf)

Ochoa, M., & Quiñones, K. (2020). *Elaborar Una Guía Práctica Para El Cálculo, Diseño Y Control De Muros De Contención En Mampostería Confinada Y Concreto Reforzado En Voladizo, Calibrando Resultados Con El Software Sap 2000*. Obtenido de:  
<http://repositorio.ufpso.edu.co/handle/123456789/2706>

Optimiza Contratistas. (2019). *Soil Nailing: Sostenimiento de taludes*.  
Obtenido de:  
<http://optimizacontratistas.com/soil-nailing-sostenimiento-de-taludes/>

Ortiz, J., & Tapia, A. (2019). *Diseño Del Muro De Contención Para El Parque “La Esperanza” Del Barrio Alaska De La Localidad De Usme Bogotá*.  
Obtenido de:  
<https://hdl.handle.net/10983/23862>

Pardo, M. (2012). *Apuntes de ingeniería civil*.  
Obtenido de:  
<https://marcelopardo.com/>

Prado, A., Aguilar, J., & Cruz, R. (2020). *Análisis De Estabilidad De Talud De La Carretera Nic.7 En El Km 176, Municipio De Santo Tomas, Del Departamento De Chontales*. Obtenido de:

<http://repositorio.unan.edu.ni/id/eprint/12506>

Prakash, S. (Ed.). (1996). *Analysis and design of retaining structures against earthquakes: Proceedings of sessions sponsored by the soil dynamics committee of the geotechnical engineering division in conjunction with the ASCE national convention, Washington, D.c, November 10-14, 1996*. American Society of Civil Engineers.

Obtenido de:

[file:///C:/Users/51956/Downloads/Analysis\\_AND\\_DESIGN\\_OF\\_RETAINING\\_STRUCTURES\\_AGAINST\\_EARTHQUAKES.pdf](file:///C:/Users/51956/Downloads/Analysis_AND_DESIGN_OF_RETAINING_STRUCTURES_AGAINST_EARTHQUAKES.pdf)

Rendón, J. (2016). *Reforzamiento y Actualización Sísmicas de estructuras. Manizales*.

Obtenido de:

[https://cicpc.com/documentos/Conferencia\\_Jorge\\_Rend%C3%B3n\\_SIK\\_A.pdf](https://cicpc.com/documentos/Conferencia_Jorge_Rend%C3%B3n_SIK_A.pdf)

Rojas, P. (2015). *El cálculo del Factor de seguridad como elemento principal para el diseño de obras de estabilización de taludes e la vía Latacunga - La Mana sector Cruz Blanca*. (tesis para la obtención del título de ingeniero civil). Universidad Técnica de Ambato, Ambato - Ecuador.

Obtenido de:

<http://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/10322>

Sánchez, J. (2022). *Propuesta de Análisis y Diseño de Muros de Contención en La Zona 3 de La asociación urbanizadora Ciudad de Dios en Arequipa.*

Obtenido de:

[https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/103083/Sanchez\\_MJE-SD.pdf?sequence=1](https://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12692/103083/Sanchez_MJE-SD.pdf?sequence=1)

Torres, R. (1994). *Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado.*

Obtenido de:

<https://es.scribd.com/doc/134077461/Analisis-y-Diseno-de-Muros-de-Contencion-de-Concreto-Armado>

Torres, R. & Dueñas, J. (2021). *Diseño de un muro de contención en voladizo de concreto armado en la Asoc. organización vecinal San Pedro de Payet Alto-Independencia -Lima-Lima, 2020.*

Obtenido de:

<https://hdl.handle.net/20.500.12692/66291>

Trinidad, H. (2020). *Análisis comparativo de muros de contención para la estabilización de talud en el centro poblado La Candelaria - Huaral, Lima 2019.* Obtenido de:

<https://hdl.handle.net/20.500.12692/53385>

Valentín, J. (2019). *Análisis técnico y económico de muros de contención para estabilizar taludes inferiores de plataformas de la carretera Canta-Huayllay, Km1+920 al Km2+000.* Obtenido de:

<https://hdl.handle.net/20.500.12692/46264>

Yukio, O., & Fukuoka, M. (1984). *Manual de protección de Taludes*. Tokio: JRA.

Obtenido de:

<https://www.jorgealvahurtado.com/files/Manual%20de%20Proteccion%20de%20Taludes.pdf>

*Tabla 43 Matriz de consistencia*

**TÍTULO: “PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA-CATAC, RECUAY 2023”**

Caracterización del problema	Objetivo	Marco teórico y conceptual	Variables	Metodología	Referencias bibliográficas
<p>Las inestabilidades de taludes se evidencian en varias zonas del departamento de Ancash y del país. En época de avenidas, es frecuente observar a través de los medios de comunicación deslizamientos de taludes que afectan al sistema vial que son el principal medio de transporte en el interior del país.</p> <p><b>Enunciado del problema</b> ¿Cuál será el resultado de la evaluación de la propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay 2023?</p>	<p>Realizar una propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay 2023</p> <p><b>Objetivo específico</b></p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Calcular la capacidad portante del suelo en la carretera Querococha Catac – Recuay.</li> <li>• Diseñar muros de contención en voladizo (concreto armado) en la carretera en la carretera Querococha Catac – Recuay.</li> <li>• Diseñar muros de contención mediante sistema de contrafuerte en la carretera en la carretera Querococha Catac – Recuay.</li> </ul>	<p>se reunieron a buscadores en internet, respecto a ello se hallaron:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Antecedente Internacional</li> <li>• Antecedente Nacional</li> <li>• Antecedente Local</li> </ul> <p><b>Base Teórica</b></p> <p><b>Talud:</b> el talud también llamado a cualquier superficie inclinada respecto a las horizontales que son adoptadas por las estructuras en la tierra, y la forma natural que es por la intervención humana en una obra, es por ello que los taludes se dividen en taludes naturales que están referidas a vertientes, laderas, o taludes artificiales que están relacionadas con los cortes o terraplenes.</p>	<p>Diseño de muro de concreto armado</p> <p>Diseño de muro con contrafuerte</p>	<p>Descriptivo, no experimental.</p> <p><b>M ⇒ O ⇒ A ⇒ E ⇒ R</b></p> <p><b>M:</b> Muestras</p> <p><b>O:</b> Observaciones</p> <p><b>A:</b> Análisis</p> <p><b>E:</b> Evaluaciones</p> <p><b>R:</b> Resultados</p> <p><b>Población</b></p> <p><b>Población:</b> está comprendida por el talud de la carretera Querococha – Catac, Recuay del Km 62+200 al 63+330.</p> <p><b>Definición y operacionalización de variables</b></p> <p>Diseño de muro de concreto armado</p> <p>Diseño de muro con contrafuerte</p>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Álvarez, A. (2020). <i>Justificación de la Investigación, Facultad de Ciencias Empresariales y Económicas Carrera de Negocios Internacionales</i>, Obtenido de: <a href="https://hdl.handle.net/20.500.12724/10821">https://hdl.handle.net/20.500.12724/10821</a></li> <li>• Bazán, A. (2020). <i>Análisis del muro de contención para la estabilidad en el tramo Pasamayo Centro Poblado de Castillo-Huari Ancash 2020</i>. Obtenido de: <a href="https://hdl.handle.net/20.500.12692/59877">https://hdl.handle.net/20.500.12692/59877</a></li> <li>• Hospinal, M. &amp; Laureano, V. (2020). <i>Propuesta De Estabilidad De Taludes En Tramos Sinuosos En La Carretera Mollepata – Pallasca</i>. Obtenido de: <a href="https://hdl.handle.net/20.500.14138/3831">https://hdl.handle.net/20.500.14138/3831</a></li> </ul>

Fuente: Elaboración Propia

## IX. Anexos y Apéndices

### FORMULARIO DE REPOSITORIO



## REPOSITORIO INSTITUCIONAL DIGITAL

FORMULARIO DE AUTORIZACIÓN PARA LA PUBLICACIÓN DE DOCUMENTOS DE INVESTIGACIÓN

1. Información del Autor			
VARA MEJIA PATY MAGALY		77289378	varapaty019@gmail.com
Apellidos y Nombres		DNI	Correo Electrónico
2. Tipo de Documento de Investigación			
<input checked="" type="checkbox"/>	Tesis	<input type="checkbox"/>	Trabajo de Suficiencia Profesional
<input type="checkbox"/>	Trabajo de Suficiencia Profesional	<input type="checkbox"/>	Trabajo Académico
<input type="checkbox"/>	Trabajo Académico	<input type="checkbox"/>	Trabajo de Investigación
3. Grado Académico o Título Profesional <sup>1</sup>			
<input type="checkbox"/>	Bachiller	<input checked="" type="checkbox"/>	Título Profesional
<input type="checkbox"/>	Título Profesional	<input type="checkbox"/>	Título Segunda Especialidad
<input type="checkbox"/>	Título Segunda Especialidad	<input type="checkbox"/>	Maestría
<input type="checkbox"/>	Maestría	<input type="checkbox"/>	Doctorado
<input type="checkbox"/>	Doctorado		
4. Título del Documento de Investigación			
Propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha - Catac, Recuay 2023			
5. Programa Académico			
INGENIERÍA CIVIL			
6. Tipo de Acceso al Documento			
<input checked="" type="checkbox"/>	Abierto o Público <sup>3</sup> (Info:eu-repo/semantics/openAccess)		<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	Acceso restringido <sup>4</sup> (Info:eu-repo/semantics/restrictedAccess) (*)		
(*) En caso de restringido sustentar motivo			

#### A. Originalidad del Archivo Digital

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado Evaluador y forma parte del proceso que conduce a obtener el grado académico o título profesional.

#### B. Otorgamiento de una licencia CREATIVE COMMONS <sup>5</sup>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Institucional Digital, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento. <sup>6</sup>

Lugar	Día	Mes	Año
Chimbote	17	11	23



Firma

#### Importante

- Según Resolución de Consejo Directivo N° 033-2016-SUNEDU-CD, Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar Grados Académicos y Títulos Profesionales, Art. 8, Inciso 8.2.
- Ley N° 30035. Ley que regula el Repositorio Nacional Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto y D.S. 006-2015-PCM.
- Si el autor eligió el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad San Pedro una licencia no exclusiva, para que se pueda hacer arreglos de forma en la obra y difundir en el Repositorio Institucional Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.
- En caso de que el autor elija la segunda opción, únicamente se publicará los datos del autor y resumen de la obra, de acuerdo a la directiva N° 004-2016-COMCYTEC-DEGC (Planurales 5.2 y 6.7) que norma el funcionamiento del Repositorio Nacional Digital.
- Las licencias Creative Commons (CC) es una organización internacional sin fines de lucro que pone a disposición de los autores un conjunto de licencias flexibles y de herramientas tecnológicas que facilitan la difusión de información, recursos educativos, obras artísticas y científicas, entre otros. Estas licencias también garantizan que el autor obtenga el crédito por su obra.
- Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales-RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".

Nota. - En caso de falsedad en los datos, se procederá de acuerdo a ley (Ley 27444, art. 32, n.º. 32.3).

## REPORTE DE SIMILITUD

Propuesta de diseño entre un muro de contención de concreto armado y sistema con contrafuerte en la carretera Querococha – Catac, Recuay 2023

### INFORME DE ORIGINALIDAD



### FUENTES PRIMARIAS

<b>1</b>	<b>Submitted to Universidad Católica de Santa María</b> Trabajo del estudiante	<b>8%</b>
<b>2</b>	<b>hdl.handle.net</b> Fuente de Internet	<b>5%</b>
<b>3</b>	<b>repositorio.ucv.edu.pe</b> Fuente de Internet	<b>3%</b>
<b>4</b>	<b>1library.co</b> Fuente de Internet	<b>2%</b>
<b>5</b>	<b>es.slideshare.net</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>6</b>	<b>renatiqa.sunedu.gob.pe</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>7</b>	<b>qdoc.tips</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>
<b>8</b>	<b>doku.pub</b> Fuente de Internet	<b>1%</b>

9	<a href="http://repositorio.unan.edu.ni">repositorio.unan.edu.ni</a> Fuente de Internet	1 %
10	<a href="http://ri.ues.edu.sv">ri.ues.edu.sv</a> Fuente de Internet	1 %
11	Submitted to Universidad Andina del Cusco Trabajo del estudiante	<1 %
12	<a href="http://repository.ucc.edu.co">repository.ucc.edu.co</a> Fuente de Internet	<1 %
13	<a href="http://repositorio.unfv.edu.pe">repositorio.unfv.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
14	<a href="http://es.scribd.com">es.scribd.com</a> Fuente de Internet	<1 %
15	<a href="http://www.slideshare.net">www.slideshare.net</a> Fuente de Internet	<1 %
16	<a href="http://repositorio.usanpedro.edu.pe">repositorio.usanpedro.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
17	Submitted to Universidad Ricardo Palma Trabajo del estudiante	<1 %
18	<a href="http://dspace.unitru.edu.pe">dspace.unitru.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
19	<a href="http://repositorio.ucss.edu.pe">repositorio.ucss.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
20	<a href="http://repositorio.unc.edu.pe">repositorio.unc.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %

21	<a href="http://rdu.unc.edu.ar">rdu.unc.edu.ar</a> Fuente de Internet	<1 %
22	<a href="http://repositorio.uns.edu.pe">repositorio.uns.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
23	Submitted to Universidad Privada Antenor Orrego Trabajo del estudiante	<1 %
24	Submitted to Universidad Pontificia Bolivariana Trabajo del estudiante	<1 %
25	<a href="http://repositorio.ufpso.edu.co">repositorio.ufpso.edu.co</a> Fuente de Internet	<1 %
26	<a href="http://repositorio.uap.edu.pe">repositorio.uap.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
27	<a href="http://www.coursehero.com">www.coursehero.com</a> Fuente de Internet	<1 %
28	Submitted to Universidad Cesar Vallejo Trabajo del estudiante	<1 %
29	<a href="http://documents.mx">documents.mx</a> Fuente de Internet	<1 %
30	<a href="http://www.loot.co.za">www.loot.co.za</a> Fuente de Internet	<1 %
31	<a href="http://vsip.info">vsip.info</a> Fuente de Internet	<1 %

32	<a href="http://repositorioinstitucional.ufpso.edu.co">repositorioinstitucional.ufpso.edu.co</a> Fuente de Internet	<1 %
33	Submitted to Universidad Andina Nestor Caceres Velasquez Trabajo del estudiante	<1 %
34	Submitted to Universidad Nacional Abierta y a Distancia, UNAD,UNAD Trabajo del estudiante	<1 %
35	<a href="http://pdfcookie.com">pdfcookie.com</a> Fuente de Internet	<1 %
36	<a href="http://repositorio.unp.edu.pe">repositorio.unp.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
37	<a href="http://repositorio.uta.edu.ec">repositorio.uta.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %
38	<a href="http://creativecommons.org">creativecommons.org</a> Fuente de Internet	<1 %
39	<a href="http://issuu.com">issuu.com</a> Fuente de Internet	<1 %
40	<a href="http://pt.scribd.com">pt.scribd.com</a> Fuente de Internet	<1 %
41	<a href="http://repositoriodemo.continental.edu.pe">repositoriodemo.continental.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
42	<a href="http://repositorio.espe.edu.ec">repositorio.espe.edu.ec</a> Fuente de Internet	<1 %

43	<a href="http://repositorio.upt.edu.pe">repositorio.upt.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
44	<a href="http://prezi.com">prezi.com</a> Fuente de Internet	<1 %
45	<a href="http://biniyu.ameblo.jp">biniyu.ameblo.jp</a> Fuente de Internet	<1 %
46	<a href="http://de.slideshare.net">de.slideshare.net</a> Fuente de Internet	<1 %
47	<a href="http://idoc.pub">idoc.pub</a> Fuente de Internet	<1 %
48	<a href="http://docplayer.es">docplayer.es</a> Fuente de Internet	<1 %
49	Submitted to Universidad Continental Trabajo del estudiante	<1 %
50	<a href="http://repository.unipiloto.edu.co">repository.unipiloto.edu.co</a> Fuente de Internet	<1 %
51	<a href="http://46.210.197.104.bc.googleusercontent.com">46.210.197.104.bc.googleusercontent.com</a> Fuente de Internet	<1 %
52	<a href="http://projinf.addr.com">projinf.addr.com</a> Fuente de Internet	<1 %
53	<a href="http://repositorio.uct.edu.pe">repositorio.uct.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %
54	<a href="http://repositorio.unasam.edu.pe">repositorio.unasam.edu.pe</a> Fuente de Internet	<1 %

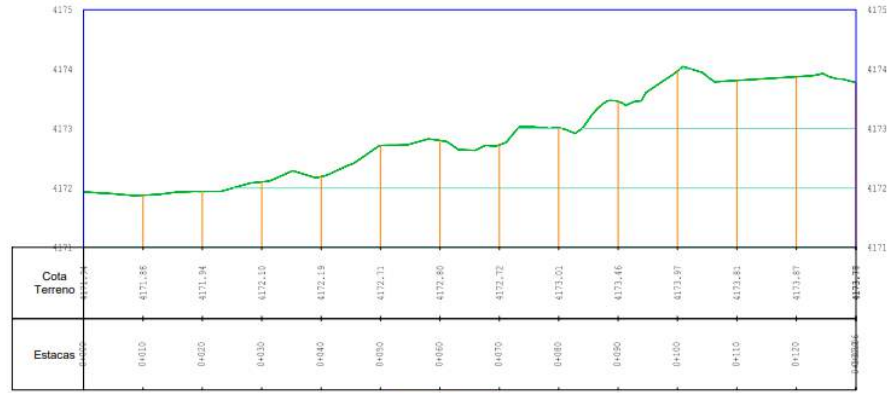
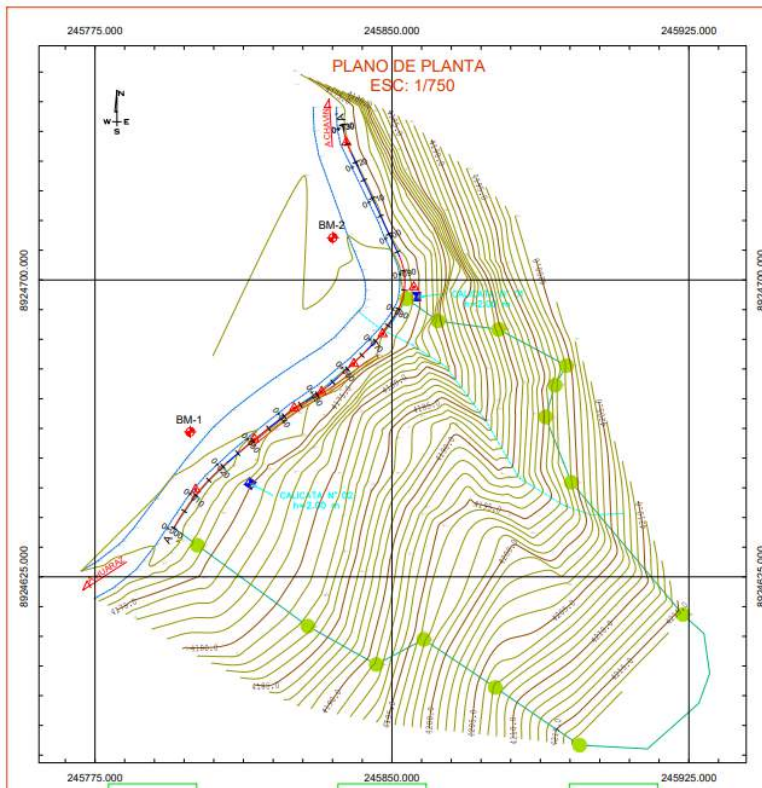
**Tabla 01:** Coordenadas UTM

PUNTO	NORTE	ESTE	ELEVACIÓN	DESCRIPCIÓN
1	8924749.412	245825.241	4173.497	L
2	8924743.61	245835.926	4173.203	BC
3	8924743.619	245830.111	4173.528	BC
4	8924738.104	245836.182	4173.223	BC
5	8924737.704	245830.334	4173.477	BC
6	8924734.181	245837.038	4173.199	BC
7	8924731.282	245831.545	4173.431	BC
8	8924714.583	245846.573	4173.222	BC
9	8924711.377	245838.768	4173.012	BC
10	8924710.915	245848.023	4173.194	BC
11	8924707.192	245840.203	4172.881	BC
12	8924706.063	245850.438	4172.905	BC
13	8924702.487	245842.367	4172.738	BC
14	8924703.265	245851.56	4172.839	BC
15	8924700.061	245843.358	4172.618	BC
16	8924699.113	245851.732	4172.688	BC
17	8924697.287	245843.189	4172.467	BC
18	8924695.323	245851.594	4172.607	BC
19	8924694.91	245843.352	4172.39	BC
20	8924692.897	245850.088	4172.514	BC
21	8924693.1	245842.878	4172.287	BC
22	8924690.782	245848.541	4172.47	BC
23	8924691.765	245840.906	4172.112	BC
24	8924690.27	245839.483	4172.129	BC
25	8924687.22	245844.805	4172.394	BC
24	8924690.27	245839.483	4172.129	BC
25	8924687.22	245844.805	4172.394	BC
26	8924687.824	245837.631	4172.291	BC
27	8924684.257	245842.872	4172.494	BC
28	8924680.142	245839.265	4172.539	BC
29	8924685.492	245835.466	4172.394	BC
30	8924682.528	245831.505	4172.497	BC
31	8924677.728	245836.336	4172.566	BC
32	8924673.301	245831.079	4172.543	BC
33	8924679.914	245827.352	4172.546	BC
34	8924668.828	245824.449	4172.251	BC
35	8924675.174	245820.33	4172.484	BC
36	8924660.849	245814.406	4171.961	BC
37	8924667.179	245809.704	4172.33	BC
38	8924656.902	245809.694	4171.904	BC
39	8924662.792	245804.852	4172.228	BC
40	8924650.781	245802.288	4171.892	BC
41	8924654.986	245798.148	4172.073	BC
42	8924645.845	245798.85	4171.858	BC
43	8924649.854	245794.235	4171.991	BC
44	8924640.904	245795.475	4171.91	BC
45	8924644.738	245790.377	4171.926	BC
46	8924633.198	245790.435	4171.981	BC
47	8924637.339	245784.748	4171.92	BC
48	8924629.015	245787.111	4172.121	BC
49	8924634.018	245781.937	4171.957	BC

50	8924626.893	245785.386	4172.149	BC
51	8924632.935	245780.697	4171.887	BC
52	8924625.126	245783.275	4172.223	BC
53	8924631.293	245778.424	4171.921	BC
54	8924622.194	245779.591	4172.308	BC
55	8924628.942	245775.605	4171.929	BC
56	8924619.494	245774.769	4172.47	BC
57	8924626.461	245771.459	4172.003	BC
58	8924632.987	245800.876	4173.441	HUAY
59	8924612.569	245828.755	4182.475	HUAY
60	8924602.898	245846.042	4191.192	HUAY
61	8924609.219	245858.013	4196.767	HUAY
62	8924597.083	245876.073	4207.235	HUAY
63	8924582.521	245897.401	4217.907	HUAY
64	8924615.519	245923.479	4215.688	HUAY
65	8924648.892	245895.282	4198.917	HUAY
66	8924665.399	245888.773	4195.27	HUAY
67	8924673.434	245891.224	4197.729	HUAY
68	8924678.35	245894.066	4199.134	HUAY
69	8924687.491	245876.935	4189.466	HUAY
70	8924689.619	245861.655	4179.505	HUAY
71	8924695.222	245853.707	4173.188	HUAY
72	8924674.241	245883.021	4190.947	RLL
73	8924674.155	245889.225	4195.605	RLL
74	8924669.612	245876.156	4186.179	RLL
75	8924676.9	245852.242	4178.921	RLL
76	8924666.835	245841.626	4180.461	RLL
77	8924662.886	245853.677	4186.612	RLL
78	8924677.313	245855.907	4179.013	RLL
79	8924678.381	245845.661	4175.287	RLL
80	8924670.261	245840.259	4176.276	RLL
81	8924665.367	245834.58	4175.473	RLL
82	8924656.67	245826.128	4175.416	RLL
83	8924651.486	245825.076	4177.423	RLL
84	8924651.153	245836.193	4180.257	RLL
85	8924657.575	245830.002	4177.094	RLL
86	8924652.251	245818.709	4175.199	RLL
87	8924647.743	245813.758	4174.907	RLL
88	8924641.123	245807.003	4174.137	RLL
89	8924631.412	245837.559	4182.952	RLL
90	8924627.76	245788.831	4172	RLL
91	8924628.279	245791.845	4172.163	RLL
92	8924631.033	245793.856	4171.972	RLL
93	8924634.234	245796.799	4172.005	RLL
94	8924638.206	245797.408	4171.922	RLL
95	8924642.462	245800.489	4171.894	RLL
96	8924645.916	245802.393	4171.897	RLL
97	8924649.351	245805.26	4171.954	RLL

98	8924653.183	245809.654	4171.98	RLL
99	8924654.618	245815.068	4172.254	MURO
100	8924658.557	245814.397	4172.127	MURO
101	8924662.348	245820.351	4173.326	MURO
102	8924660.739	245827.289	4174.004	RLL
103	8924666.489	245826.156	4173.676	MURO
104	8924665.803	245832.318	4174.596	RLL
105	8924669.902	245831.269	4174.256	MURO
106	8924672.137	245836.58	4174.219	RLL
107	8924675.815	245840.792	4174.732	MURO
108	8924679.585	245843.638	4172.651	MURO
109	8924680.955	245846.209	4173.024	MURO
110	8924679.133	245843.179	4172.761	MURO
111	8924676.599	245839.946	4173.266	MURO
112	8924675.182	245837.946	4172.99	MURO
113	8924672.411	245834.023	4172.783	MURO
114	8924670.661	245830.951	4172.739	MURO
115	8924668.045	245826.658	4172.394	MURO
116	8924665.709	245823.225	4172.203	MURO
117	8924663.14	245820.145	4172.373	MURO
118	8924660.083	245816.258	4172.152	MURO
119	8924658.217	245814.104	4172.054	MURO
120	8924661.619	245799.059	4172.861	BM-1
121	8924710.639	245835.092	4173.525	BM-2
122	8924620.563	245832.893	4182.274	RLL
123	8924626.395	245841.8	4186.084	RLL
124	8924647.006	245844.084	4184.578	RLL
125	8924651.186	245850.921	4186.235	RLL
126	8924660.078	245850.993	4185.928	RLL
127	8924665.593	245857.009	4186.242	RLL
128	8924640.833	245857.225	4192.131	RLL
129	8924630.846	245853.919	4192.271	RLL
130	8924611.317	245857.299	4195.791	RLL
131	8924637.936	245862.476	4195.343	RLL
132	8924642.957	245870.117	4195.48	RLL
133	8924633.869	245880.316	4199.775	RLL
134	8924663.577	245865.617	4189.202	RLL
135	8924677.908	245858.9	4180.14	RLL
136	8924671.345	245857.427	4182.788	RLL
137	8924669.409	245853.402	4183.024	RLL
138	8924642.643	245858.264	4191.957	RLL
139	8924648.282	245844.515	4184.435	RLL
140	8924662.253	245846.977	4183.673	RLL
141	8924640.642	245837.152	4181.705	RLL
142	8924620.273	245832.589	4182.129	RLL
143	8924588.042	245847.531	4194.433	RLL
144	8924592.633	245825.566	4187.772	RLL
145	8924605.482	245810.308	4180.735	RLL
146	8924606.606	245797.723	4180.144	RLL

147	8924624.855	245802.016	4175.249	RLL
148	8924614.756	245784.733	4176.795	RLL
149	8924624.926	245793.842	4173.838	RLL
150	8924706.495	245868.269	4188.141	RLL
151	8924705.948	245868.658	4188.32	AN
152	8924717.65	245863.144	4187.273	AN
153	8924727.912	245853.014	4183.097	AN
154	8924732.9	245851.29	4183.25	AN
155	8924736.444	245848.831	4182.764	AN
156	8924742.682	245845.193	4182.121	AN
157	8924745.139	245843.696	4181.98	AN
158	8924743.808	245841.584	4175.582	RLL
159	8924739.643	245844.233	4178.498	RLL
160	8924739.907	245854.419	4187.471	RLL
161	8924731.95	245846.769	4176.869	RLL
162	8924726.752	245849.273	4177.328	RLL
163	8924721.871	245854	4179.294	RLL
164	8924712.926	245860.382	4179.501	RLL
165	8924706.29	245859.47	4176.566	RLL
166	8924700.701	245868.782	4183.796	RLL
167	8924690.967	245859.997	4176.599	RLL
168	8924689.762	245861.576	4179.411	RLL
169	8924697.778	245864.365	4182.78	RLL
170	8924698.621	245872.345	4187.678	RLL
171	8924704.46	245878.841	4195.995	RLL
172	8924716.104	245881.097	4198.996	RLL
173	8924728.038	245868.893	4194.027	RLL
174	8924704.914	245865.864	4182.277	RLL
175	8924685.116	245896.001	4201.844	RLL
176	8924672.14	245887.533	4194.756	RLL
177	8924666.13	245885.27	4192.737	RLL
178	8924677.641	245873.514	4184.832	RLL
179	8924692.184	245870.603	4186.471	RLL
180	8924667.408	245876.676	4187.074	RLL
181	8924653.859	245892.602	4198.423	RLL
182	8924692.117	245841.385	4172.17	SE
183	8924687.734	245846.874	4172.63	SE
184	8924683.68	245854.903	4175.33	SE
185	8924678.048	245863.601	4178.511	SE
186	8924664.505	245873.667	4184.977	SE
187	8924650.074	245882	4191.187	SE
188	8924642.989	245893.534	4196.525	SE
189	8924650.116	245879.177	4191.05	RLL
190	8924636.115	245884.829	4196.367	RLL
191	8924623.028	245894.487	4203.144	RLL
192	8924640.573	245879.09	4195.495	RLL
193	8924651.075	245877.103	4190.38	RLL
194	8924695.752	245856.156	4174.614	CALICATA 1
195	8924648.575	245814.211	4174.551	CALICATA 2
196	8924726.322	245827.888	4173	E-1
197	8924752.72	245824.861	4173	E-2

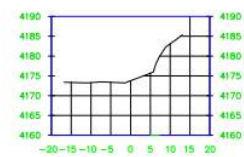


PERFIL A - A'  
 ESC: H=1/500  
 V=1/500

Punto	Elevación	Norte	Este	Descripción
120	4172.86	8924661.62	245799.06	BM-1
121	4173.53	8924710.64	245835.09	BM-2

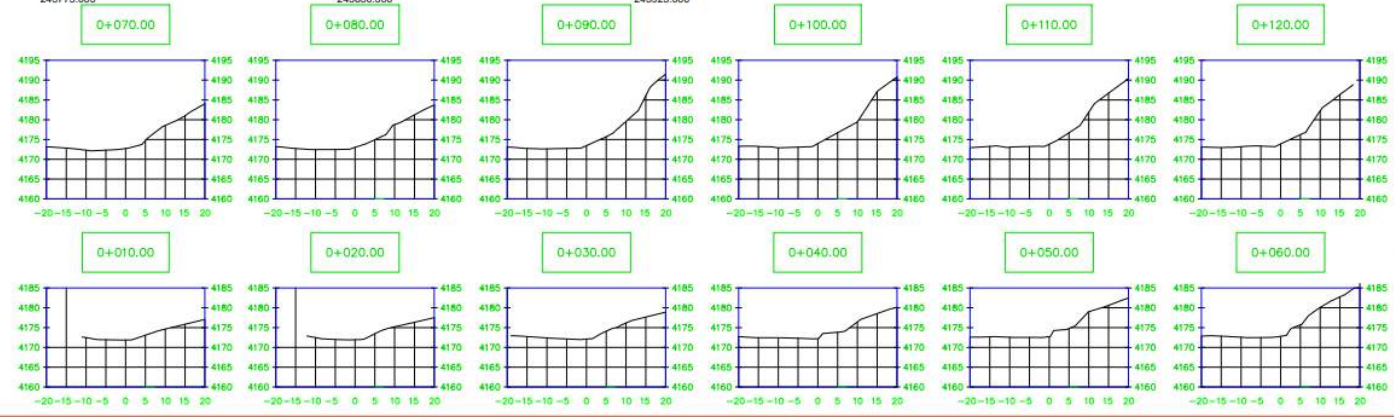
Punto	Elevación	Norte	Este	Descripción
194	4174.61	8924695.75	245856.18	CALICATA 1
195	4174.55	8924648.57	245814.21	CALICATA 2

0+130.00



SECCIÓN DEL TERRENO  
 ESC: 1/750

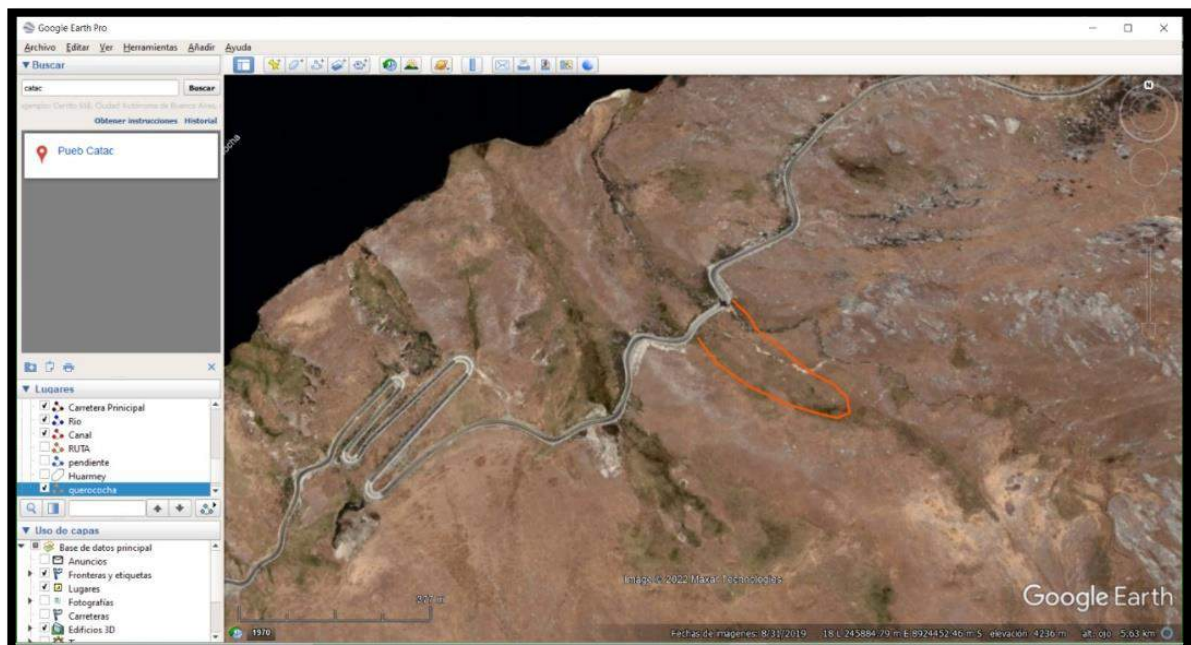
SIMBOLO	DESCRIPCION
	SEQUIA
	PISTA
	TERRENO AFECTADO
	MURO DE PIEDRA
	BMS
	CURVAS MENORES
	CURVAS MAYORES



<b>UNIVERSIDAD SAN PEDRO</b>	
Proyecto de diseño entre un muro de contención de concreto armado y unión con centralizac en la carretera Querosucha - Catac, Rcnvy 2023	
Módulo: PLANIFICACION DEL TERRITORIO URBANIZACION DEL DISEÑO	
PLANIFICACION DEL TERRITORIO PLANIFICACION DEL DISEÑO URBANIZACION DEL DISEÑO	PCN PLANIFICACION DEL TERRITORIO URBANIZACION DEL DISEÑO



*Anexo 01: Vista del Talud de estudio*



*Anexo 02: localización del área de estudio*



*Anexo 03 y 04 Levantamiento topográfico con la estación total.*



*Anexo 05 y 06: localización de los puntos BM.*



*Anexo 07: levantamiento topográfico.*



*Anexo 08 y 09: Excavación de Calicata N° 01 a una profundidad de 2.00 m*



*Anexo 09 y 10: Excavación de Calicata N° 02 a una profundidad de 2.00 m*



*Anexo 11: el punto más crítico del lugar se sitúa en las coordenadas; E: 245800.411, N: 8954647.059, H:4174.61.*



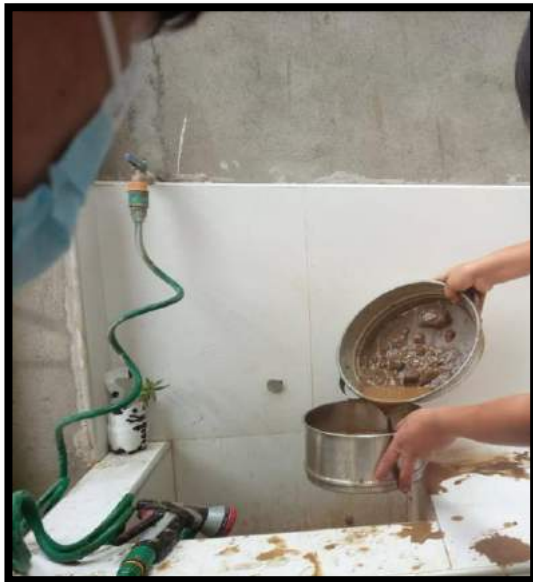
*Anexo 12: Cuarteo del suelo*



*Anexo 13 y 14: secado de muestras.*



*Anexo 15 y 16: Pesado de la muestra*



*Anexo 17 y 18: Lavado del suelo.*



*Anexo 19: tamizaje para el análisis granulométrico.*



*Anexo 20 y 21: Pesado de la muestra del límite líquido a: 11, 17, 27, 37 golpes.*



*Anexo 22: Límite plástico*



*Anexo 23: muestras retenidas en los distintos tamices.*



ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
(ASTM D422)

SOLICITA : VARA MEJIA PATY MAGALY  
 TESIS : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON  
 CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA - CATAC, RECUAY 2023  
 MUESTRA : CALICATA - 1  
 LUGAR : RECUAY- ANCASH  
 FECHA : 05/09/2023

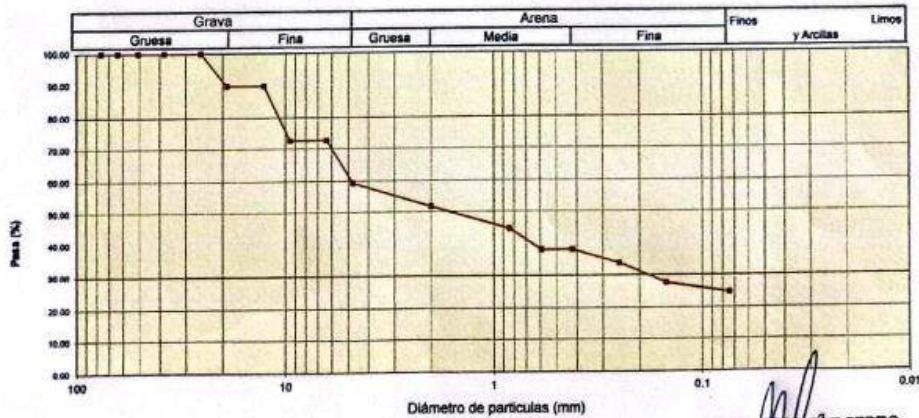
Peso Seco Inicial	3050 gr.
Peso Seco Lavado	2297.2 gr.
Peso perdido por lavado	752.8 gr.

CALICATA - 1
M - 1
PROF : 1.50

Tamiz(Apertura)	Peso Retenido(gr.)	Retenido Parcial(%)	Retenido Acumulado(%)	Pasante (%)	Clasificación AASHTO
N° 2 1/2"	76.20	0.0	0.0	100.0	Material granular Excelente a bueno como subgrado A-1-b Fragmentos de roca, grava y arena
2"	50.80	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	37.50	0.0	0.0	100.0	
1"	22.50	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.00	310.2	10.2	89.8	
1/2"	12.50	0.0	10.2	89.8	
3/8"	9.60	520.3	17.1	72.8	Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio)
1/4"	6.30	0.0	27.2	72.8	
N° 4	4.75	410.3	13.5	59.3	Grava gruesa con arena GM
N° 10	2.00	230.1	7.5	51.8	
N° 20	0.850	215.1	7.1	44.7	Pasa tamiz N° 4 (%) : 59.3
N° 30	0.600	200.4	6.6	38.2	Pasa tamiz N° 200 (%) : 24.7
N° 40	0.425	0.0	61.8	38.2	D60 (mm) : 4.84
N° 60	0.250	130.4	4.3	33.9	D30 (mm) : 0.181
N° 100	0.150	190.2	6.2	27.6	D10 (mm) :
N° 200	0.075	90.2	3.0	24.7	Cu
< 200	752.8	24.7	100.0	0.0	Cc
Total	3050.0			100.0	

Valor del índice de grupo (IG)	0
Clasificación (S.U.C.S.)	
Limite líquido LL	26.31
Limite plástico LP	21.88
Índice plasticidad IP	4.43

CURVA GRANULOMÉTRICA



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
 CHIMBOTE  
 Ing. Miguel Solar Jara  
 y Asociados  
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil

www.usanpedro.edu.pe

Ciudad Universitaria - Urb. Los Pinos Mz. B s/n - Chimbote  
 Telf. (043) 483212 - Celular. 990562762  
 Email: lmsyem@usanpedro.edu.pe

Anexo 24: Análisis Granulométrico por Tamizado (M-1)



**UNIVERSIDAD  
SAN PEDRO**

PROGRAMA DE ESTUDIOS  
DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE MECÁNICA DE  
SUELOS Y ENSAYO DE MATERIALES

**CONTENIDO DE HUMEDAD**  
(ASTM D-2216)

**SOLICITA** : VARA MEJIA PATY MAGALY  
**TESIS** : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAIC, RECUAY 2023  
**MATERIAL** : C-1  
**LUGAR** : RECUAY- ANCASH  
**FECHA** : 05/09/2023

ENSAYO Nº	C-1	C-2
Peso de tara + MH	300.20	354.10
Peso de tara + MS	316.20	310.30
Peso de tara	38.80	39.40
Peso del agua	44.00	43.80
MS	277.40	270.90
Contenido de humedad (%)	15.86	16.17
Humedad Promedio (%)	16.01	

**NOTA** : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.

**UNIVERSIDAD SAN PEDRO**  
**PERÚ**  
*Ing. Miguel Solar Jara*  
**DIRECTOR**  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

[www.usanpedro.edu.pe](http://www.usanpedro.edu.pe)

Ciudad Universitaria - Urb. Los Pinos Mz. B s/n - Chimbote  
Telf. (043) 483212 - Celular. 990562762  
Email: [imsyem@usanpedro.edu.pe](mailto:imsyem@usanpedro.edu.pe)

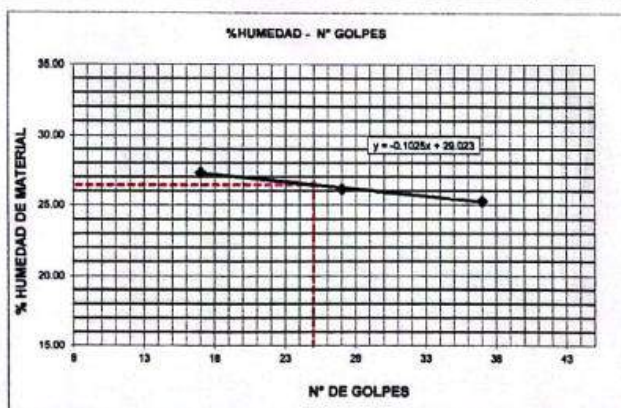
Anexo 25: Contenido de Humedad (M-1)



**LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO**  
(MTC E-110,E-111,ASTM D-4318 y MTC E-110, AASHTO T89, T90)

SOLICITA : VARA MEJIA PATY MAGALY  
 TESIS : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAC, RECUAY 2023  
 MATERIAL : TERRENO NATURAL  
 LUGAR : RECUAY- ANCASH CALICATA-1  
 FECHA : 05/09/2023  
 PROF(m) : 1.50

Nro. DE ENSAYO	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
PESO TARA + SUELO HUMEDO (gr.)	34.00	35.10	34.80	28.10	25.00	25.10
PESO TARA + SUELO SECO (gr.)	29.30	30.80	30.20	23.70	22.85	22.70
PESO DE LA TARA (gr.)	12.10	13.40	12.00	12.00	13.20	12.20
PESO DEL AGUA (gr.)	4.70	4.50	4.80	2.40	2.15	2.40
PESO SUELO SECO (gr.)	17.20	17.20	18.20	11.70	9.65	10.50
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	27.33	26.16	25.27	20.51	22.28	22.86
Nro. DE GOLPES	17	27	37	21.88		



<b>LIMITE LIQUIDO</b> (MTC E-110,ASTM D-4318 y AASHTO T89)	
LL :	% 26.46
<b>LIMITE PLASTICO</b> (MTC E-111,ASTM D-4318 y AASHTO T90)	
LP :	% 21.88
<b>INDICE DE PLASTICIDAD</b> ASTM D-438	
IP :	% 4.58

UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
 Ing. Miguel Estar Jara  
 Excmo. Profesional de Ingeniería Civil



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : VARA MEJIA PATY MAGALY  
 TESIS : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y  
 SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAZ, RECUJAY 2023  
 LUGAR : RECUJAY- ANCAASH  
 FECHA : 05/09/2023

NOMBRE DE MUESTRA = C-1 ; PROFUNDIDAD = 1.50 mts  
 TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

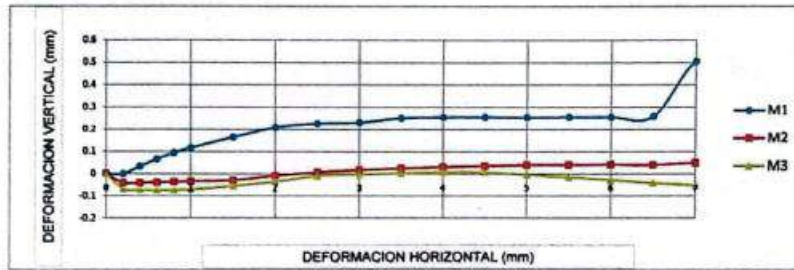
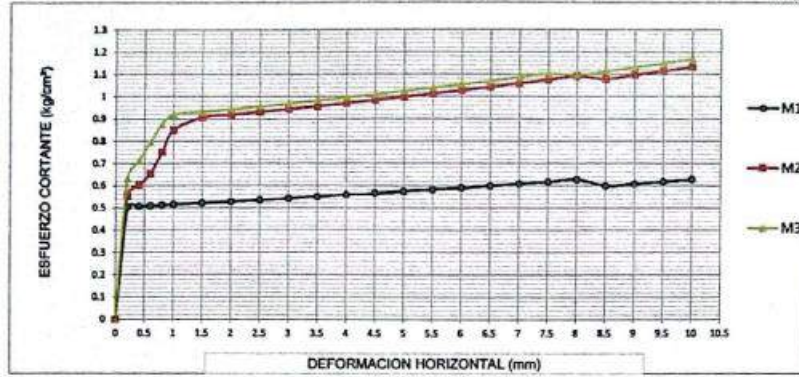
DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm <sup>2</sup>
Volumen	50.8734 cm <sup>3</sup>

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	96.6 gr
Peso Unitario Húmedo	1.90 gr/cm <sup>3</sup>
Contenido de Humedad	16.20 %
Peso Unitario Seco	1.63 gr/cm <sup>3</sup>

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/min

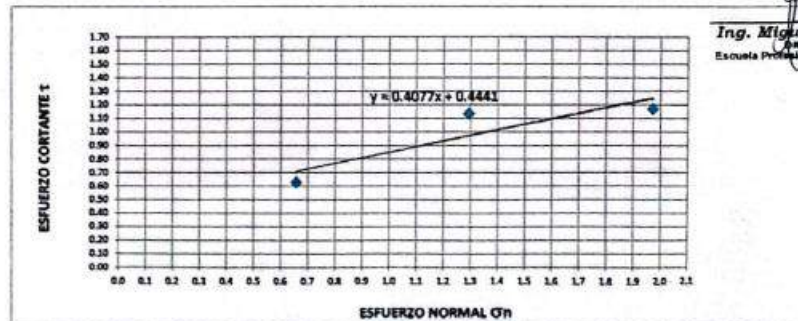
DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. ÁREA	ESFUERZO CORTANTE τ		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	mm	Div.		mm			kg			cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>		
0.20	10.06	11.3	13.17	0.000	-0.04	-0.07	10.17	11.19	12.74	20.17	0.504	0.555	0.632
0.40	10.06	12.43	15.06	0.034	-0.04	-0.07	10.17	12.13	14.29	20.07	0.507	0.604	0.712
0.60	10.06	13.56	16.94	0.066	-0.04	-0.07	10.17	13.06	15.85	19.96	0.509	0.654	0.794
0.80	10.06	15.82	18.82	0.094	-0.04	-0.07	10.17	14.92	17.4	19.86	0.512	0.751	0.876
1.00	10.06	18.08	19.76	0.117	-0.03	-0.07	10.17	16.79	18.17	19.76	0.515	0.850	0.920
1.50	10.06	19.21	19.76	0.165	-0.03	-0.06	10.17	17.72	18.17	19.51	0.521	0.908	0.932
2.00	10.06	19.21	19.76	0.208	-0.01	-0.04	10.17	17.72	18.17	19.25	0.528	0.920	0.944
2.50	10.06	19.21	19.76	0.226	0.008	-0.01	10.17	17.72	18.17	19	0.535	0.933	0.957
3.00	10.06	19.21	19.76	0.231	0.018	0.00	10.17	17.72	18.17	18.75	0.542	0.945	0.969
3.50	10.06	19.21	19.76	0.251	0.025	0.003	10.17	17.72	18.17	18.49	0.550	0.958	0.983
4.00	10.06	19.21	19.76	0.255	0.032	0.007	10.17	17.72	18.17	18.24	0.558	0.971	0.996
4.50	10.06	19.21	19.76	0.255	0.036	0.007	10.17	17.72	18.17	17.99	0.565	0.985	1.010
5.00	10.06	19.21	19.76	0.254	0.041	0.00	10.17	17.72	18.17	17.73	0.574	0.999	1.025
5.50	10.06	19.21	19.76	0.255	0.041	-0.02	10.17	17.72	18.17	17.48	0.582	1.014	1.040
6.00	10.06	19.21	19.76	0.255	0.042	-0.03	10.17	17.72	18.17	17.23	0.590	1.028	1.055
6.50	10.06	19.21	19.76	0.259	0.041	-0.04	10.17	17.72	18.17	16.98	0.599	1.044	1.070
7.00	10.06	19.21	19.76	0.505	0.050	-0.05	10.17	17.72	18.17	16.72	0.608	1.060	1.087
7.50	10.06	19.21	19.76	0.507	0.046	-0.07	10.17	17.72	18.17	16.47	0.617	1.076	1.103
8.00	10.06	19.21	19.29	0.507	0.028	-0.09	10.17	17.72	17.79	16.22	0.627	1.092	1.097
8.50	9.318	18.65	19.29	0.503	0.039	-0.10	9.559	17.25	17.79	15.97	0.599	1.080	1.114
9.00	9.318	18.65	19.29	0.502	0.041	-0.11	9.559	17.25	17.79	15.72	0.608	1.098	1.131
9.50	9.318	18.65	19.29	0.502	0.034	-0.13	9.559	17.25	17.79	15.47	0.618	1.115	1.150
10.00	9.318	18.65	19.29	0.495	0.036	-0.14	9.559	17.25	17.79	15.22	0.628	1.134	1.169
10.50	9.318	18.65	19.29							14.97			
11.00	9.318	18.65	19.29							14.72			
11.50	9.318	18.65	19.29							14.48			

UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
 Ing. Miguel Solar Jara  
 Profesor  
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil



MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm²)	15.22	15.47	15.22
$\sigma_n$ (kg/cm²)	0.66	1.29	1.97
$\tau$ (kg/cm²)	0.6280	1.13	1.17

Cohesión	0.001 kg/cm²
Ángulo de fricción interna	22.90 °



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
CHIMBOTE  
Ing. Miguel Solar Jara  
DIRECTOR  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO POR TAMIZADO  
(ASTM D422)**

SOLICITA : VARA MEJIA PATY MAGALY  
TESIS : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON  
CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAC, RECUAY 2023  
MUESTRA : CALICATA - 1  
LUGAR : RECUAY- ANCASH  
FECHA : 05/09/2023

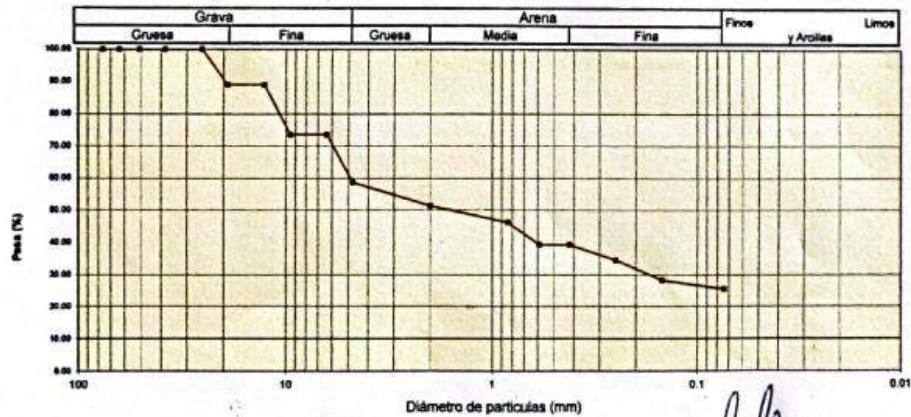
Peso Seco Inicial	2900 gr.
Peso Seco Lavado	2159.7 gr.
Peso perdido por lavado	740.3 gr.

CALICATA - 1
M - 1
PROF : 1.50

Tamiz(Apertura)	Peso Retenido(gr)	Retenido Parcial(%)	Retenido Acumulador(%)	Pasante (%)	Clasificación AASHTO
N° (mm)					
2 1/2"	76.20	0.0	0.0	100.0	Material granular Excelente a bueno como subgrado A-2-4 Grava y arena arcillosa o limosa
2"	50.80	0.0	0.0	100.0	
1 1/2"	37.50	0.0	0.0	100.0	
1"	22.50	0.0	0.0	100.0	
3/4"	19.00	319.1	11.0	89.0	Valor del índice de grupo (IG) : 0 Clasificación (S.U.C.R.) Suelo de partículas gruesas. Suelo de partículas gruesas con finos (suelo sucio) Grava limosa con arena clara
1/2"	12.50	0.0	11.0	89.0	
3/8"	9.50	450.1	15.5	73.5	Pasa tamiz N° 4 (%) : 58.6 Pasa tamiz N° 200 (%) : 25.5 D60 (mm) : 4.91 D30 (mm) : 0.168 D10 (mm) : Cu Cc
1/4"	6.30	0.0	26.5	73.5	
N° 4	4.75	430.2	14.8	58.6	
N° 10	2.00	210.2	7.2	48.6	
N° 20	0.850	150.2	5.2	53.8	
N° 30	0.600	200.2	6.9	60.7	
N° 40	0.425	0.0	60.7	39.3	
N° 60	0.250	139.2	4.8	65.5	
N° 100	0.150	180.2	6.2	71.7	
N° 200	0.075	80.3	2.8	74.5	
< 200	740.3	25.5	100.0	0.0	
Total	2900.0			100.0	

Limite líquido LL	26.48
Limite plástico LP	22.37
Indice plasticidad IP	4.11

**CURVA GRANULOMÉTRICA**



UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
Ing. Miguel Polar Jara  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil

www.usanpedro.edu.pe

Ciudad Universitaria - Urb. Los Pinos Mz. B s/n - Chimbote  
Telf. (043) 483212 - Celular. 990562762  
Email: lmsyem@usanpedro.edu.pe

Anexo 29: Análisis Granulométrico por Tamizado (M-2)



**CONTENIDO DE HUMEDAD**

(ASTM D-2216)

**SOLICITA** : VARA MEJIA PATY MAGALY  
**TESIS** : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAC, REQUÍAY 2023.  
**MATERIAL** : C-2  
**LUGAR** : REQUÍAY- ANCASH  
**FECHA** : 05/09/2023

ENSAYO N°	C-1	C-2
Peso de tara + MH	420.40	427.30
Peso de tara + MS	370.10	375.30
Peso de tara	40.00	39.50
Peso del agua	50.30	52.00
MS	330.10	335.80
Contenido de humedad (%)	15.24	15.49
Humedad Promedio (%)	15.36	

**NOTA** : La muestra fue traída y realizado por el interesado en este Laboratorio.

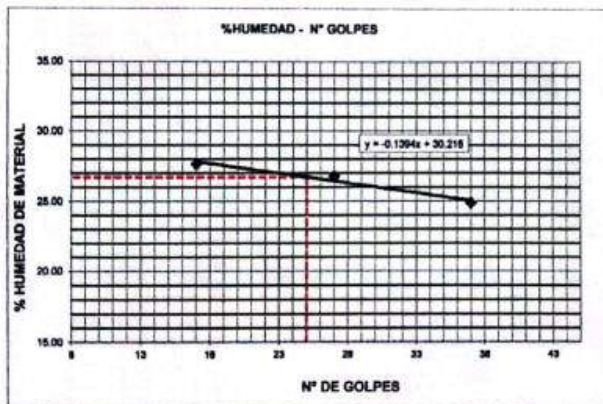
UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
*Ing. Miguel Spitar Jara*  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO**  
(MTC E-110,E-111,ASTM D-4318 y MTC E-110, AASHTO T89, T90)

SOLICITA : VARA MEJIA PATY MAGALY  
 TESIS : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAC, RECUAY 2023  
 MATERIAL : TERRENO NATURAL  
 LUGAR : RECUAY- ANCASH CALICATA-2  
 FECHA : 05/09/2023  
 PROF(m) : 1.50

Nro. DE ENSAYO	LIMITE LIQUIDO			LIMITE PLASTICO		
	1	2	3	1	2	3
PESO TARA + SUELO HUMEDO (gr.)	41.00	39.50	40.80	28.20	27.00	27.40
PESO TARA + SUELO SECO (gr.)	34.80	33.90	35.10	25.50	24.80	25.10
PESO DE LA TARA (gr.)	12.40	13.00	12.20	14.00	15.20	14.00
PESO DEL AGUA (gr.)	8.20	5.60	5.70	2.70	2.20	2.30
PESO SUELO SECO (gr.)	22.40	20.90	22.90	11.50	9.60	11.10
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	27.68	26.79	24.89	23.48	22.92	20.72
Nro. DE GOLPES	17	27	37	22.37		



LIMITE LIQUIDO	
(MTC E-110,ASTM D-4318 y AASHTO T89)	
LL :	% 28.73

LIMITE PLASTICO	
(MTC E-111,ASTM D-4318 y AASHTO T90)	
LP :	% 22.37

INDICE DE PLASTICIDAD	
ASTM D-438	
IP :	% 4.36

UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
 CHIMBOTE  
 Ing. Miguel Solar Jara  
 DIRECTOR  
 Escuela Profesional de Ingeniería Civil



**ENSAYO DE CORTE DIRECTO**  
(ASTM D-3080, AASHTO T236, MTC E 123-2000)

SOLICITA : VARA MEJIA PATY MAGALY  
TESIS : PROPUESTA DE DISEÑO ENTRE UN MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO ARMADO Y  
SISTEMA CON CONTRAFUERTE EN LA CARRETERA QUEROCOCHA – CATAC, RECUAY 2023  
LUGAR : RECUAY- ANCASH  
FECHA : 05/09/2023

NOMBRE DE MUESTRA = C-2 PROFUNDIDAD = 1.50 mts  
TIPO DE MUESTRA = REMOLDEADA NO DRENADA

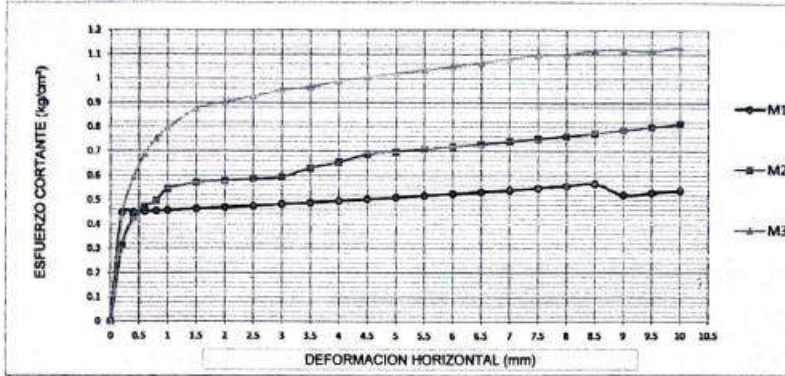
DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Diámetro	50.80 mm
Altura	25.1 mm
Área	20.2683 cm <sup>2</sup>
Volumen	50.8734 cm <sup>3</sup>

DIMENSIONES DE LA MUESTRA	
Peso	94.3 gr
Peso Unitario Húmedo	1.85 gr/cm <sup>3</sup>
Contenido de Humedad	15.37 %
Peso Unitario Seco	1.61 gr/cm <sup>3</sup>

VELOCIDAD DE DEFORMACION = 0.50 mm/mln

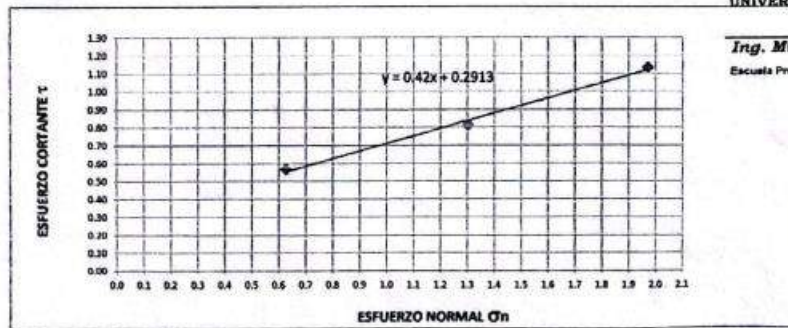
DEFORMIMETRO DE LONGITUD HORIZONTAL	LECTURA DE CARGA HORIZONTAL			DEFORMACION VERTICAL			FUERZA DE CORTE HORIZONTAL			CORREC. ÁREA cm <sup>2</sup>	ESFUERZO CORTANTE t		
	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03	M-01	M-02	M-03		M-01	M-02	M-03
	mm	Div.		mm			kg				kg/cm <sup>2</sup>		
0.20	8.7	5.4	8.379	0.000	-0.04	-0.07	9.049	6.327	8.785	20.17	0.449	0.314	0.436
0.40	8.7	8.1	12.1	0.034	-0.04	-0.07	9.049	8.554	11.86	20.07	0.451	0.426	0.591
0.60	8.7	9.18	14.43	0.066	-0.04	-0.07	9.049	9.445	13.78	19.96	0.453	0.473	0.690
0.80	8.7	9.72	15.83	0.094	-0.04	-0.07	9.049	9.891	14.93	19.86	0.456	0.498	0.752
1.00	8.7	10.8	16.76	0.117	-0.03	-0.07	9.049	10.78	15.7	19.76	0.458	0.546	0.794
1.50	8.7	11.23	18.43	0.165	-0.03	-0.06	9.049	11.14	17.08	19.51	0.464	0.571	0.875
2.00	8.7	11.23	18.81	0.208	-0.01	-0.04	9.049	11.14	17.39	19.25	0.470	0.579	0.903
2.50	8.7	11.23	19.09	0.226	0.008	-0.01	9.049	11.14	17.62	19	0.476	0.586	0.927
3.00	8.7	11.23	19.36	0.231	0.018	0.00	9.049	11.14	17.85	18.75	0.483	0.594	0.952
3.50	8.7	11.88	19.36	0.251	0.025	0.003	9.049	11.67	17.85	18.49	0.489	0.631	0.965
4.00	8.7	12.2	19.64	0.255	0.032	0.007	9.049	11.94	18.08	18.24	0.496	0.655	0.991
4.50	8.7	12.72	19.64	0.255	0.036	0.007	9.049	12.37	18.08	17.99	0.503	0.687	1.005
5.00	8.7	12.72	19.64	0.254	0.041	0.00	9.049	12.37	18.08	17.73	0.510	0.698	1.020
5.50	8.7	12.72	19.64	0.255	0.041	-0.02	9.049	12.37	18.08	17.48	0.518	0.708	1.034
6.00	8.7	12.72	19.64	0.255	0.042	-0.03	9.049	12.37	18.08	17.23	0.525	0.718	1.049
6.50	8.7	12.72	19.64	0.259	0.041	-0.04	9.049	12.37	18.08	16.98	0.533	0.728	1.065
7.00	8.7	12.72	19.64	0.505	0.050	-0.05	9.049	12.37	18.08	16.72	0.541	0.740	1.081
7.50	8.7	12.72	19.64	0.507	0.046	-0.07	9.049	12.37	18.08	16.47	0.549	0.751	1.098
8.00	8.7	12.72	19.36	0.507	0.028	-0.09	9.049	12.37	17.85	16.22	0.558	0.762	1.100
8.50	8.7	12.72	19.36	0.503	0.039	-0.10	9.049	12.37	17.85	15.97	0.567	0.774	1.118
9.00	7.685	12.72	19.09	0.502	0.041	-0.11	8.212	12.37	17.62	15.72	0.522	0.787	1.121
9.50	7.685	12.72	18.62	0.502	0.034	-0.13	8.212	12.37	17.23	15.47	0.531	0.799	1.114
10.00	7.685	12.72	18.62	0.495	0.036	-0.14	8.212	12.37	17.23	15.22	0.540	0.813	1.132
10.50	7.685	11.88	18.43							14.97			
11.00	7.685	11.88	18.15							14.72			
11.50	7.685	11.88	17.69							14.48			

UNIVERSIDAD SAN PEDRO  
Ing. *Miguel Soler Jara*  
Ingeniero Civil  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



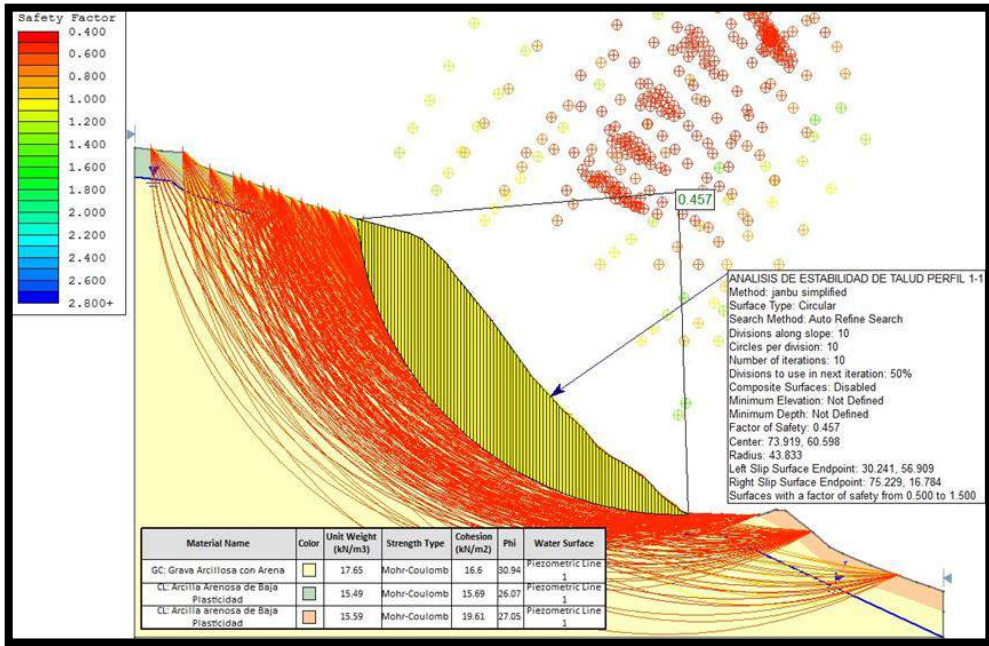
MUESTRA	M1	M2	M3
Carga Vertical(kg)	10	20	30
Área en Corte(cm <sup>2</sup> )	15.97	15.35	15.22
$\sigma_n$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.63	1.30	1.97
$\tau$ (kg/cm <sup>2</sup> )	0.5670	0.81	1.13

Cohesión	0.000 kg/cm <sup>2</sup>
Ángulo de fricción interna	22.80 °

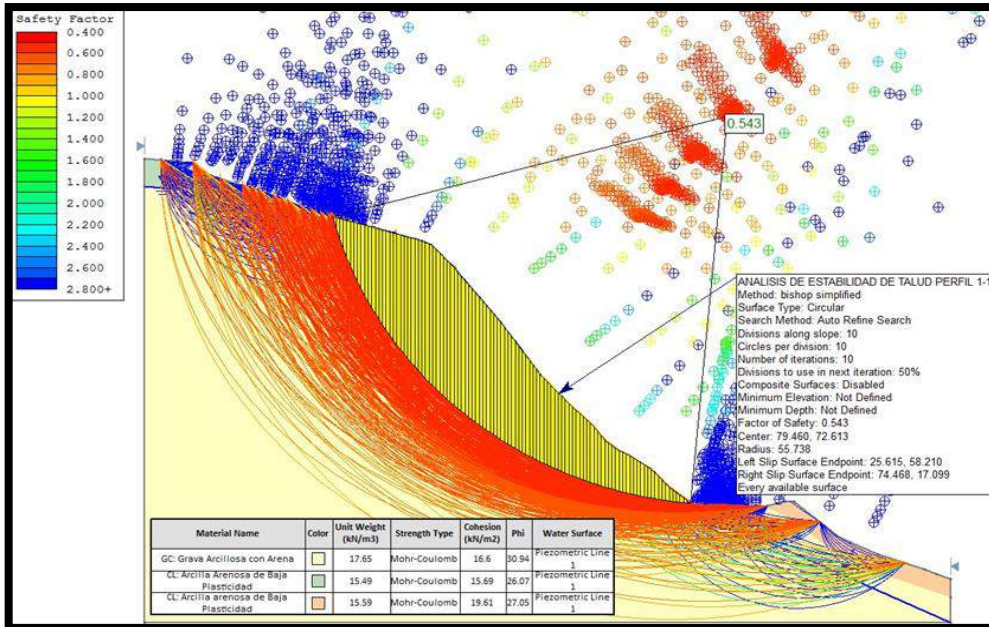


UNIVERSIDAD SAN PEDRO

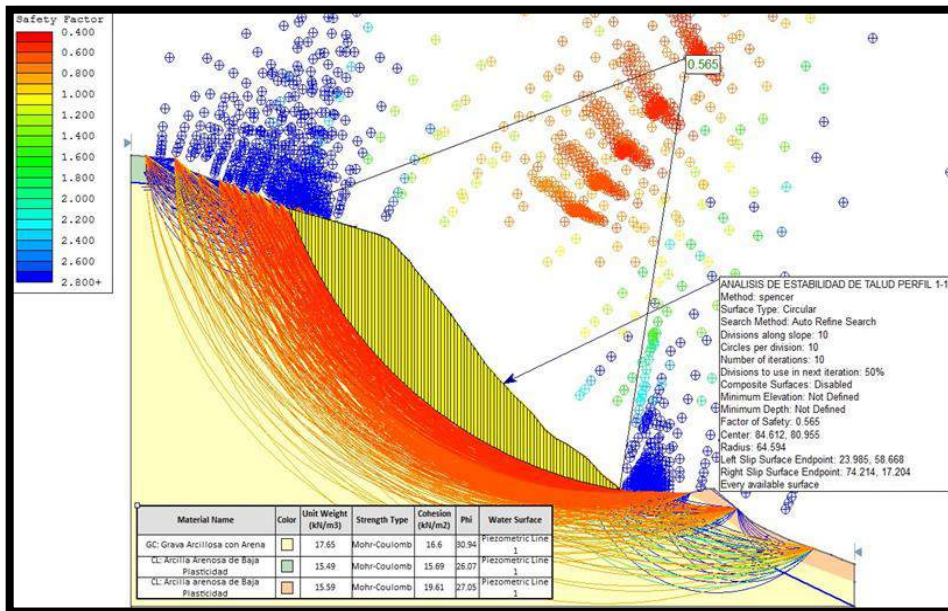
Ing. Miguel Solar Jara  
DIRECCIÓN  
Escuela Profesional de Ingeniería Civil



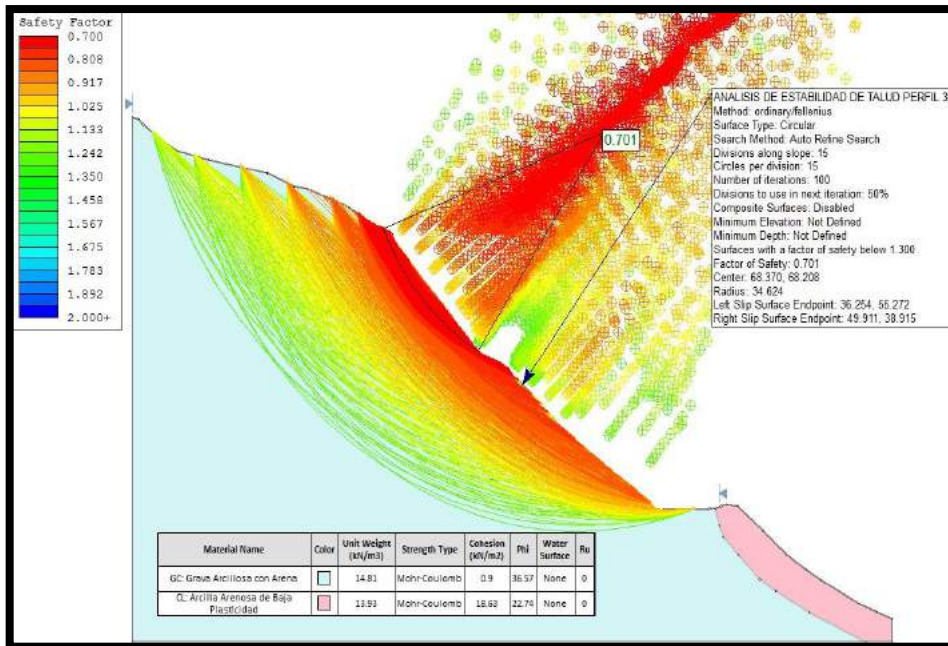
Anexo 34: Análisis estático en slide, según el método Janbu (Perfil 1-1)



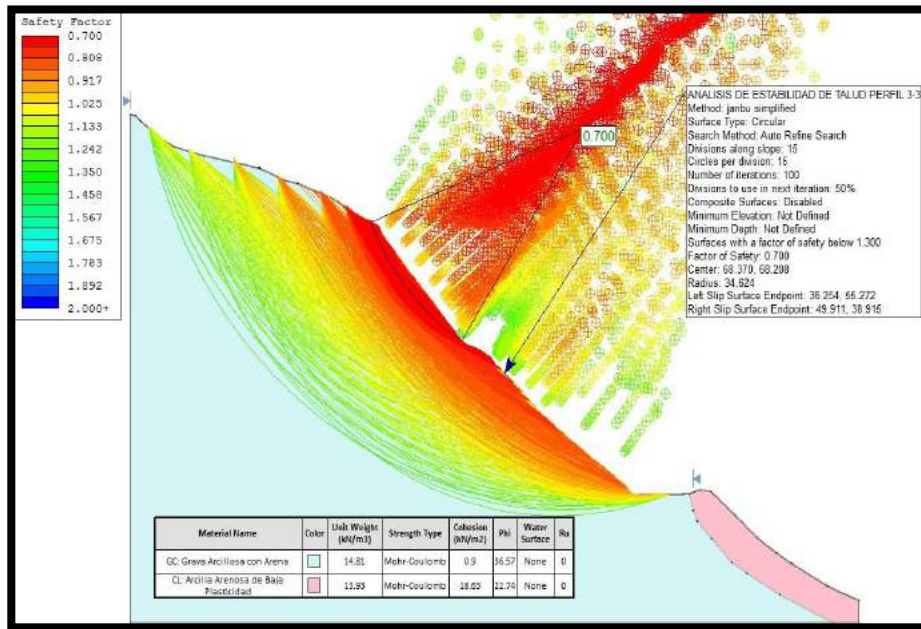
Anexo 35: Análisis estático en slide, según el método Bishop (Perfil 1-1)



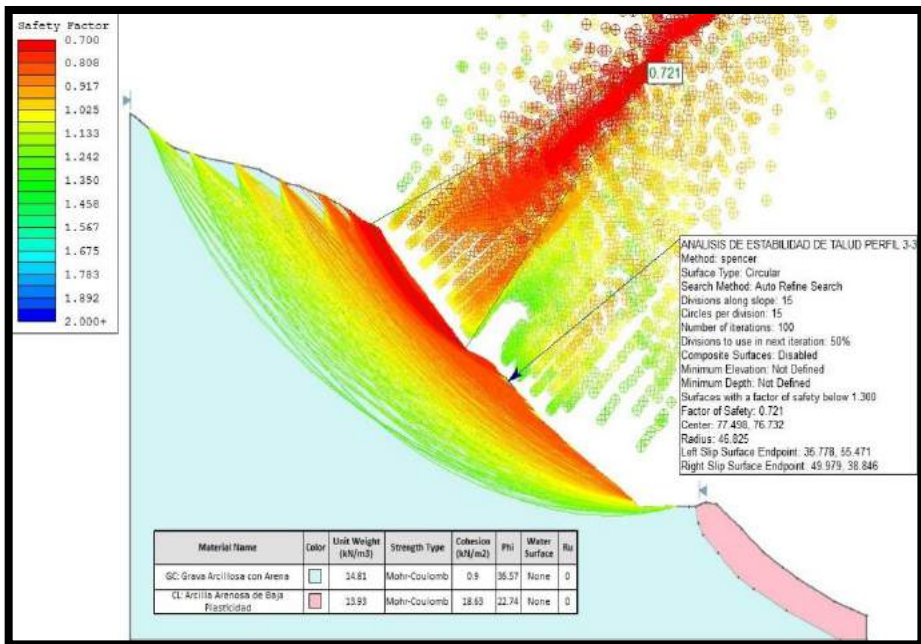
Anexo 36: Análisis estático en slide, según el método Spencer (Perfil 1-1)



Anexo 37: Análisis estático en slide, según el método Ordinario (Perfil 3-3)



Anexo 38: Análisis estático en slide, según el método Janbu (Perfil 3-3)



Anexo 39: Análisis estático en slide, según el método Spencer (Perfil 3-3)



*Anexo 40: Zonas Sísmicas*

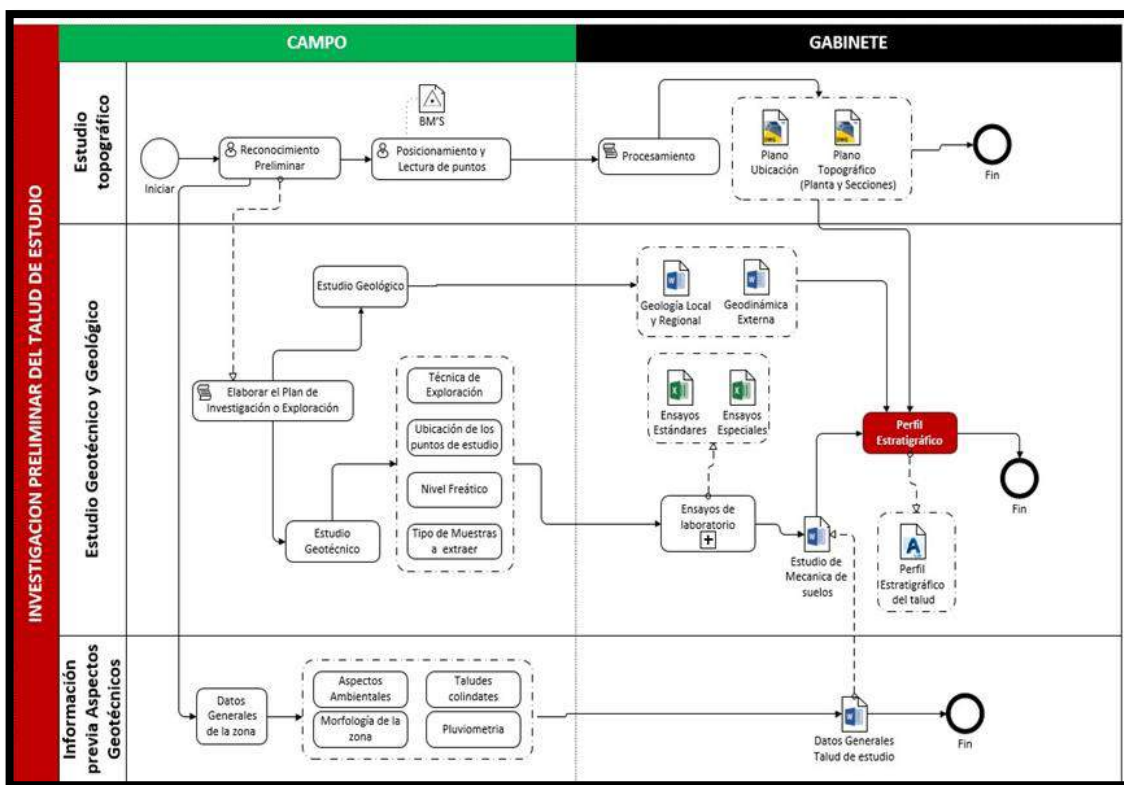
*Fuente: E.030 DISEÑO SISMORRESISTENTE 2018*



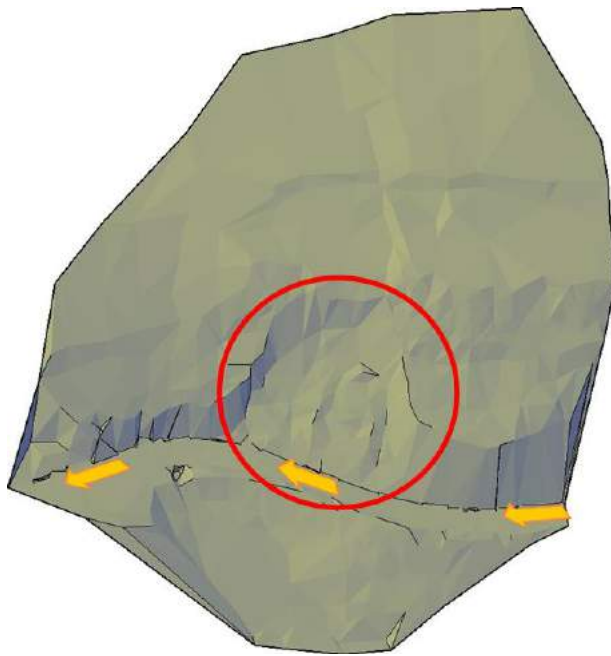
*Anexo 41: Ubicación de la calicata 01*



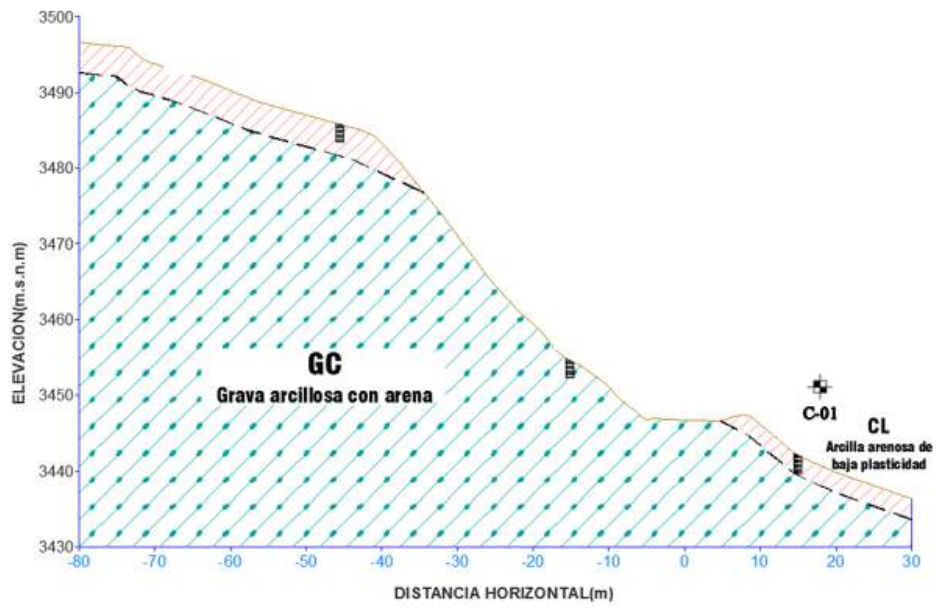
Anexo 42: Ubicación de la calicata 02



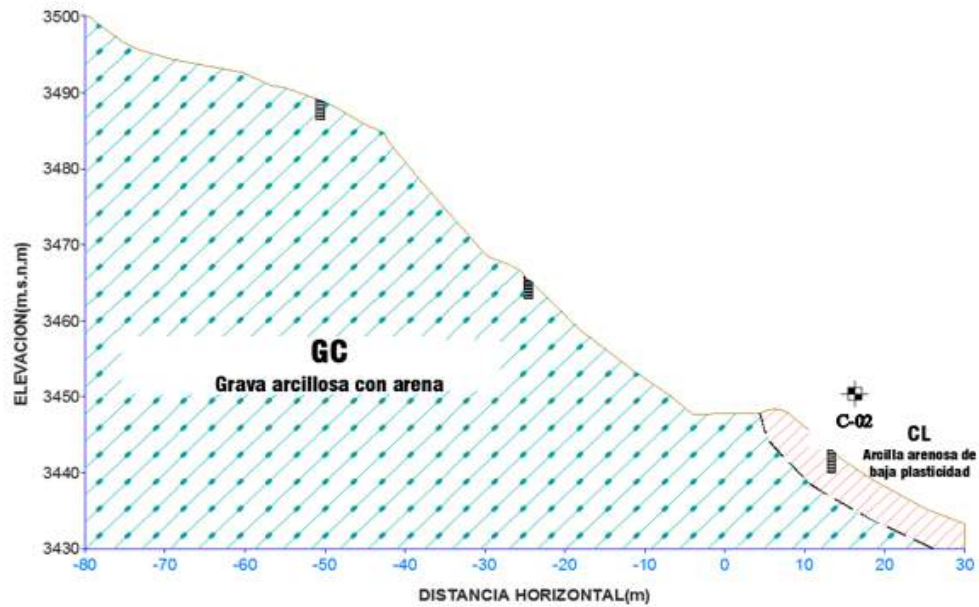
Anexo 43: Proceso de investigación del talud de estudio



*Anexo 44: Superficie del talud de estudio*



*Anexo 45: Perfil estratigráfico de la sección transversal 1-1.*

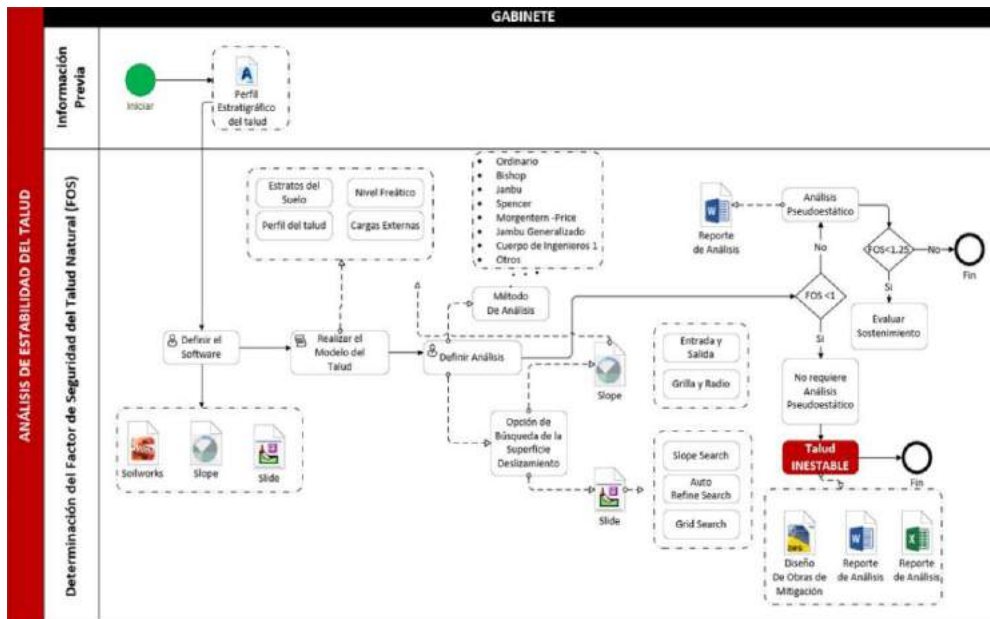


Anexo 46: Perfil estratigráfico de la sección transversal 3-3.

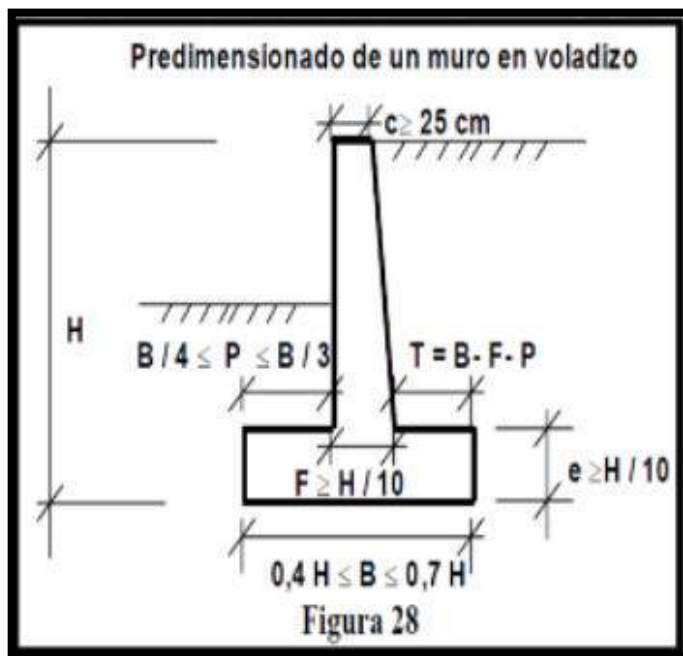
Procedimiento	Condición de Equilibrio Satisfecha				Ecuaciones e Incógnitas	Forma de la superficie de falla	Aplicable A	
	Momento total	Momento Dovela	Vertical	Horizontal			cálculos Manuales	cálculos en Computador
Método ordinario de dovelas	Si	No	No	No	1	Circular	Si	Si
Método de Bishop Modificado	Si	No	No	No	n+1	Circular	Si	Si
Método de Janbu Procedimiento generalizado de dovelas	Si	Si	Si	Si	3n	Cualquiera	Si	Si
Métodos de Spencer y Morgenstern y Price	Si	Si	Si	Si	3n	Cualquiera	No	Si
Método de Lowe y Karafiath	No	No	Si	Si	2n	Cualquiera	Si	Si
Método de Espiral Logarítmica	Si	-	Si	Si	3	espiral logarítmica	Si	Si

Anexo 47: Diferencias básicas entre los métodos de análisis de taludes.

Fuente: Alva Hurtado (1994)

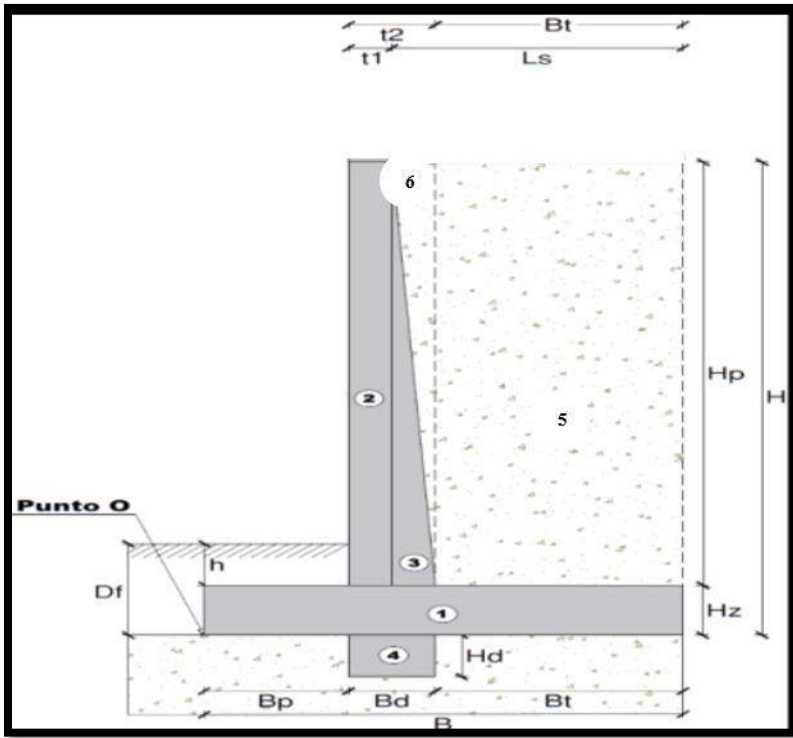


Anexo 48: Proceso referencial para el análisis de estabilidad en taludes.

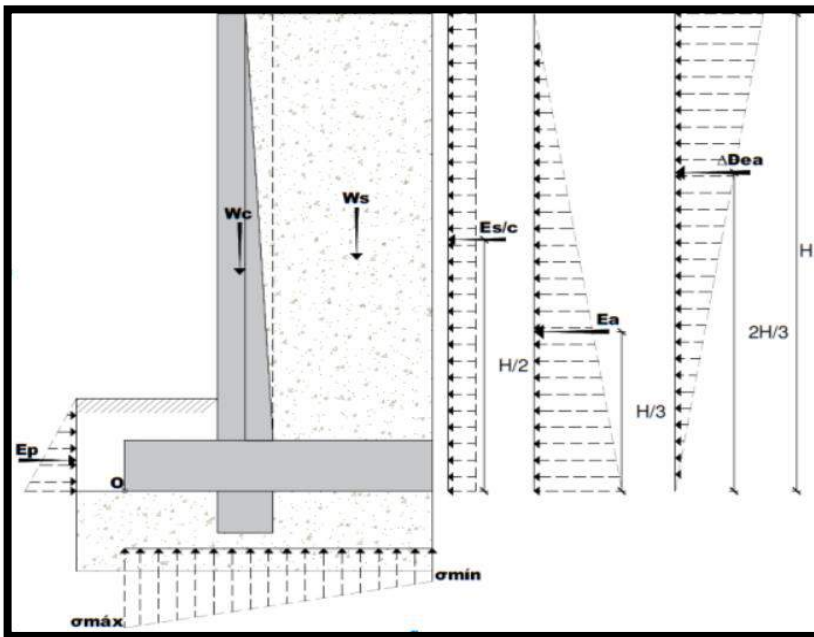


Anexo 49: Predimensionamiento de muro de concreto armado (en voladizo)

FUENTE: Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado – Torres Belandria 2008



Anexo 50: Esquema de análisis de estabilidad– Muro de concreto armado (en voladizo)  $H = 3.00$



Anexo 51: Esquema de Esfuerzo y Presiones – Muro de concreto armado (en voladizo)  $H=3.00m$

1º Caso: <u>Condiciones Estáticas</u> Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular	2º Caso: <u>Condiciones Dinámicas</u> Empuje de Suelo + Sismo
--	--

**II.c.1. Verificación por Deslizamiento**

Fuerza Actuante	$\Sigma Fa =$ 2.82	Tnf	$\Sigma Fa =$ 3.17	Tnf
Fuerza Resistente	$\Sigma Fr =$ 6.83	Tnf	$\Sigma Fr =$ 6.83	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD = 2.42	OK!	FSD = 2.15	OK!

**II.c.2. Verificación por Volteo**

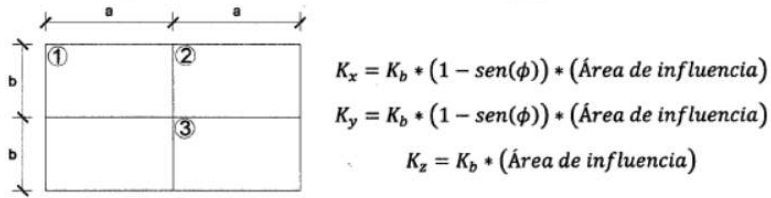
Momento Actuante	$\Sigma Ma =$ 3.05	Tnf.m	$\Sigma Ma =$ 3.97	Tnf.m
Momento Resistente	$\Sigma Mr =$ 12.12	Tnf.m	$\Sigma Mr =$ 11.90	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV = 3.98	OK!	FSV = 2.99	OK!

**II.c.3. Verificación de Presiones**

Excentricidad	$Xr =$ 0.81	m	$Xr =$ 0.75	m
	$B/6 =$ 0.33	m	$B/6 =$ 0.33	m
	$e' =$ 0.19	OK!	$e' =$ 0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	$\sigma 1 =$ 0.89	kg/cm2	$\sigma 1 =$ 0.92	kg/cm2
	$\sigma 2 =$ 0.23	kg/cm2	$\sigma 2 =$ 0.13	kg/cm2
	$\sigma máx =$ 0.89	kg/cm2	$\sigma máx =$ 0.92	kg/cm2

*Anexo 52: Resumen de análisis de estabilidad – Muro de concreto armado (en voladizo) H=3.00 m*

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO			Kb	1001.76 Tnf/m3
1	a	0.213 m	Kx	12.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	12.34 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	26.67 Tnf/m
1'	a	0.394 m	Kx	22.83 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	22.83 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	49.34 Tnf/m
2	a	0.213 m	Kx	24.68 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	24.68 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	53.34 Tnf/m
2'	a	0.394 m	Kx	45.66 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	45.66 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	98.67 Tnf/m
2"	a	0.304 m	Kx	35.17 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	35.17 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	76.01 Tnf/m
3	a	0.213 m	Kx	49.36 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	49.36 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	106.69 Tnf/m
3'	a	0.394 m	Kx	91.31 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	91.31 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	197.35 Tnf/m
3"	a	0.304 m	Kx	70.34 Tnf/m
	b	0.500 m	Ky	70.34 Tnf/m
	φ	22.90 °	Kz	152.02 Tnf/m



Para Nudos en esquina (1)

$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a/2 * b/2)$$

$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a/2 * b/2)$$

$$K_z = K_b * (a/2 * b/2)$$

Para Nudos exteriores (2)

$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * ((a * b)/2)$$

$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * ((a * b)/2)$$

$$K_z = K_b * ((a * b)/2)$$

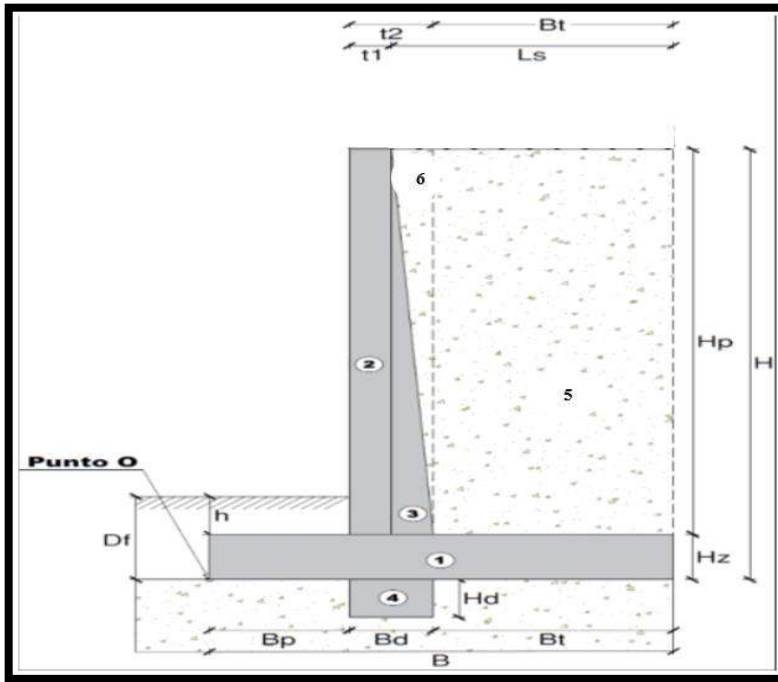
Para Nudos interiores (3)

$$K_x = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a * b)$$

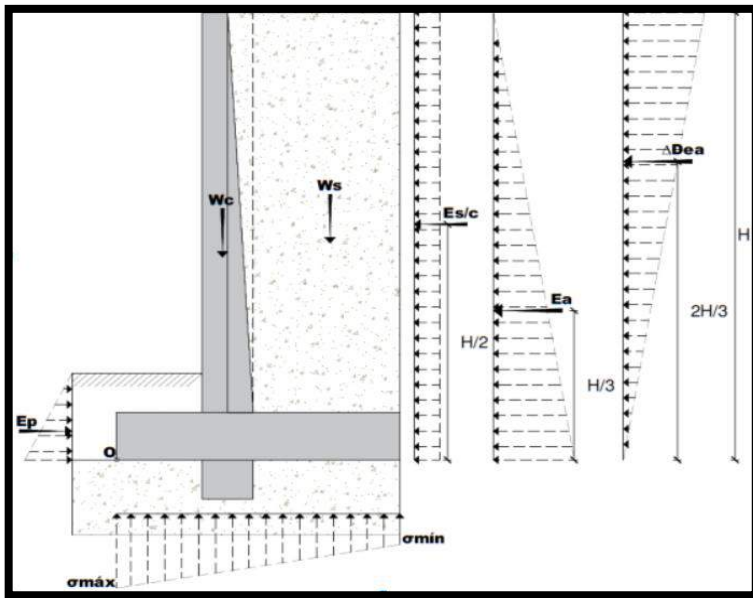
$$K_y = K_b * (1 - \text{sen}(\phi)) * (a * b)$$

$$K_z = K_b * (a * b)$$

Anexo 53: Cálculo del coeficiente de balasto-Muro de concreto armado (en voladizo)  $H=3.00m$



Anexo 54: Esquema de análisis de estabilidad – Muro EM de concreto armado (en voladizo)  $H = 6.00$



Anexo 55: Esquema de Esfuerzo y Presiones – Muro de concreto armado (en voladizo)  $H=6.00m$

1º Caso: <u>Condiciones Estáticas</u> Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular	2º Caso: <u>Condiciones Dinámicas</u> Empuje de Suelo + Sismo
--	--

**II.c.1. Verificación por Deslizamiento**

Fuerza Actuante	$\Sigma Fa =$ 2.82	Tnf	$\Sigma Fa =$ 3.17	Tnf
Fuerza Resistente	$\Sigma Fr =$ 6.83	Tnf	$\Sigma Fr =$ 6.83	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD = 2.42	OK!	FSD = 2.15	OK!

**II.c.2. Verificación por Volteo**

Momento Actuante	$\Sigma Ma =$ 3.05	Tnf.m	$\Sigma Ma =$ 3.97	Tnf.m
Momento Resistente	$\Sigma Mr =$ 12.12	Tnf.m	$\Sigma Mr =$ 11.90	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV = 3.98	OK!	FSV = 2.99	OK!

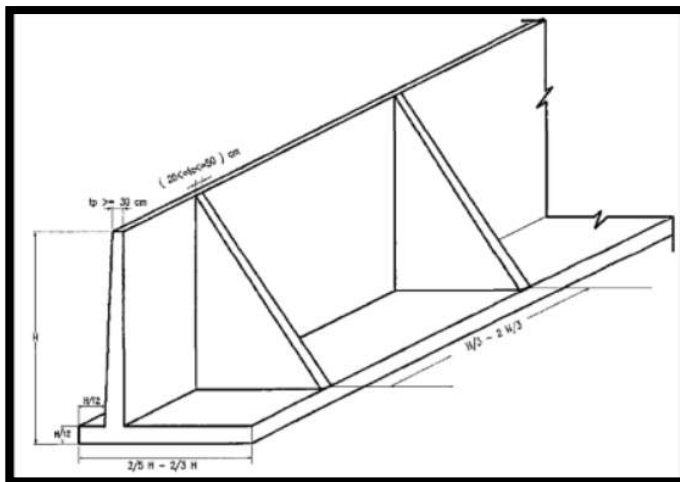
**II.c.3. Verificación de Presiones**

Excentricidad	$Xr =$ 0.81	m	$Xr =$ 0.75	m
	$B/6 =$ 0.33	m	$B/6 =$ 0.33	m
	$e' =$ 0.19	OK!	$e' =$ 0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	$\sigma 1 =$ 0.89	kg/cm2	$\sigma 1 =$ 0.92	kg/cm2
	$\sigma 2 =$ 0.23	kg/cm2	$\sigma 2 =$ 0.13	kg/cm2
	$\sigma máx =$ 0.89	kg/cm2	$\sigma máx =$ 0.92	kg/cm2

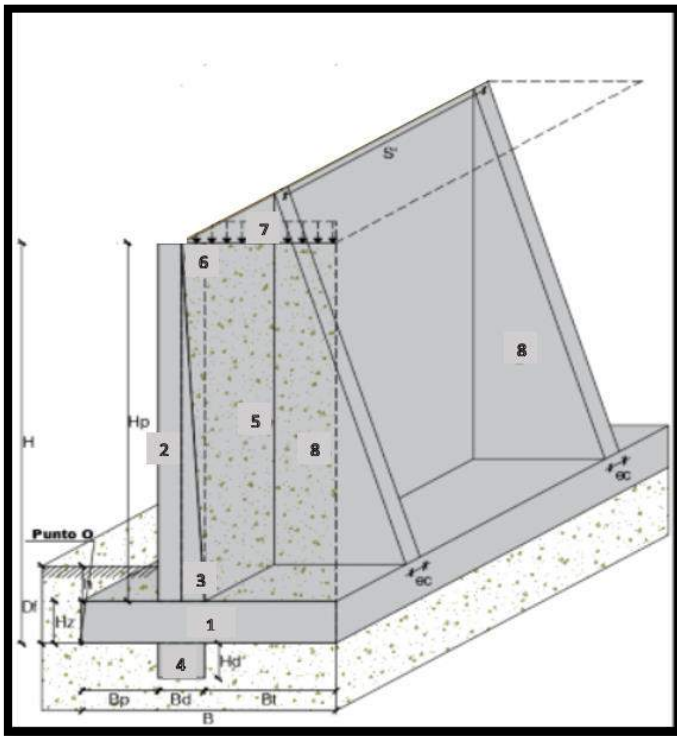
*Anexo 56: Resumen de análisis de estabilidad – Muro de concreto armado (en voladizo) H=6.00 m*

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO			Kb	471.42 Tn/m <sup>3</sup>
1	a	0.388 m	Kx	10.58 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	10.58 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	22.86 Tn/m
1'	a	0.434 m	Kx	11.83 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	11.83 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	25.37 Tn/m
2	a	0.388 m	Kx	21.16 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	21.16 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	45.73 Tn/m
2'	a	0.434 m	Kx	23.67 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	23.67 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	45.73 Tn/m
2"	a	0.411 m	Kx	22.41 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	22.41 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	48.44 Tn/m
3	a	0.388 m	Kx	42.32 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	42.32 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	91.45 Tn/m
3'	a	0.434 m	Kx	47.33 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	47.33 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	102.30 Tn/m
3"	a	0.411 m	Kx	44.82 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	44.82 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	96.88 Tn/m

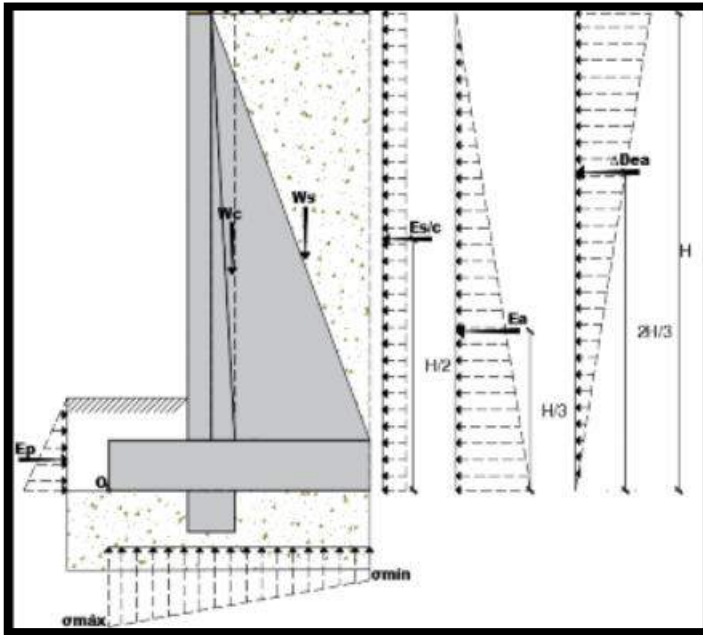
Anexo 57: Cálculo del coeficiente de balasto-Muro de concreto armado (en voladizo) H=6.00m



Anexo 58: Pre dimensionamiento de muro con contrafuertes



Anexo 59: Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes  $H = 3.00$



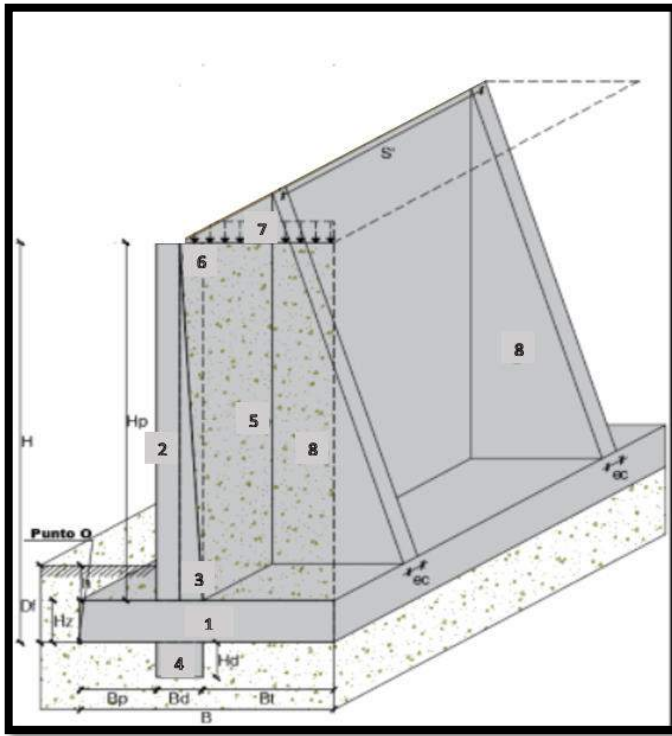
Anexo 60: Esquema de Esfuerzo y Presiones – Muro con Contrafuerte  $H = 3.00m$

	1º Caso: <u>Condiciones Estáticas</u> Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2º Caso: <u>Condiciones Dinámicas</u> Empuje de Suelo + Sismo		
<b>I.I.c.1. Verificación por Deslizamiento</b>						
Fuerza Actuante	$\Sigma Fa =$	8.47	Tnf	$\Sigma Fa =$	9.51	Tnf
Fuerza Resistente	$\Sigma Fr =$	20.59	Tnf	$\Sigma Fr =$	20.59	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.43	OK!	FSD =	2.16	OK!
<b>I.I.c.2. Verificación por Volteo</b>						
Momento Actuante	$\Sigma Ma =$	9.14	Tnf.m	$\Sigma Ma =$	11.92	Tnf.m
Momento Resistente	$\Sigma Mr =$	36.44	Tnf.m	$\Sigma Mr =$	35.79	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	3.99	OK!	FSV =	3.00	OK!
<b>I.I.c.3. Verificación de Presiones</b>						
Excentricidad	$Xr =$	0.80	m	$Xr =$	0.75	m
	$B/6 =$	0.33	m	$B/6 =$	0.33	m
	$e' =$	0.20	OK!	$e' =$	0.25	OK!
Presiones bajo la Zapata	$\sigma_1 =$	0.88	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1 =$	0.90	kg/cm <sup>2</sup>
	$\sigma_2 =$	0.22	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_2 =$	0.13	kg/cm <sup>2</sup>
	$\sigma_{\text{máx}} =$	0.88	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_{\text{máx}} =$	0.90	kg/cm <sup>2</sup>

**Anexo 61:** Resumen de análisis de estabilidad – Muro Con Contrafuerte H=3.00 m

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO			Kb	296.82 Tn/m <sup>3</sup>
1	a	0.213 m	Kx	12.34 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	12.34 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	26.67 Tn/m
1'	a	0.394 m	Kx	22.83 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	22.83 Tn/m
	φ	22.90°	Kz	49.34 Tn/m
2	a	0.213 m	Kx	24.68 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	24.68 Tn/m
	φ	22.90°	Kz	53.34 Tn/m
2'	a	0.394 m	Kx	45.66 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	45.66 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	98.67 Tn/m
2*	a	0.304 m	Kx	35.17 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	35.17 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	76.01 Tn/m
3	a	0.213 m	Kx	49.36 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	49.36 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	106.69 Tn/m
3'	a	0.394 m	Kx	91.31 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	91.31 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	197.35 Tn/m
3*	a	0.304 m	Kx	70.34 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	70.34 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	152.02 Tn/m

*Anexo 62: Cálculo del coeficiente de balasto-Muro con Contrafuerte H=3.00m*



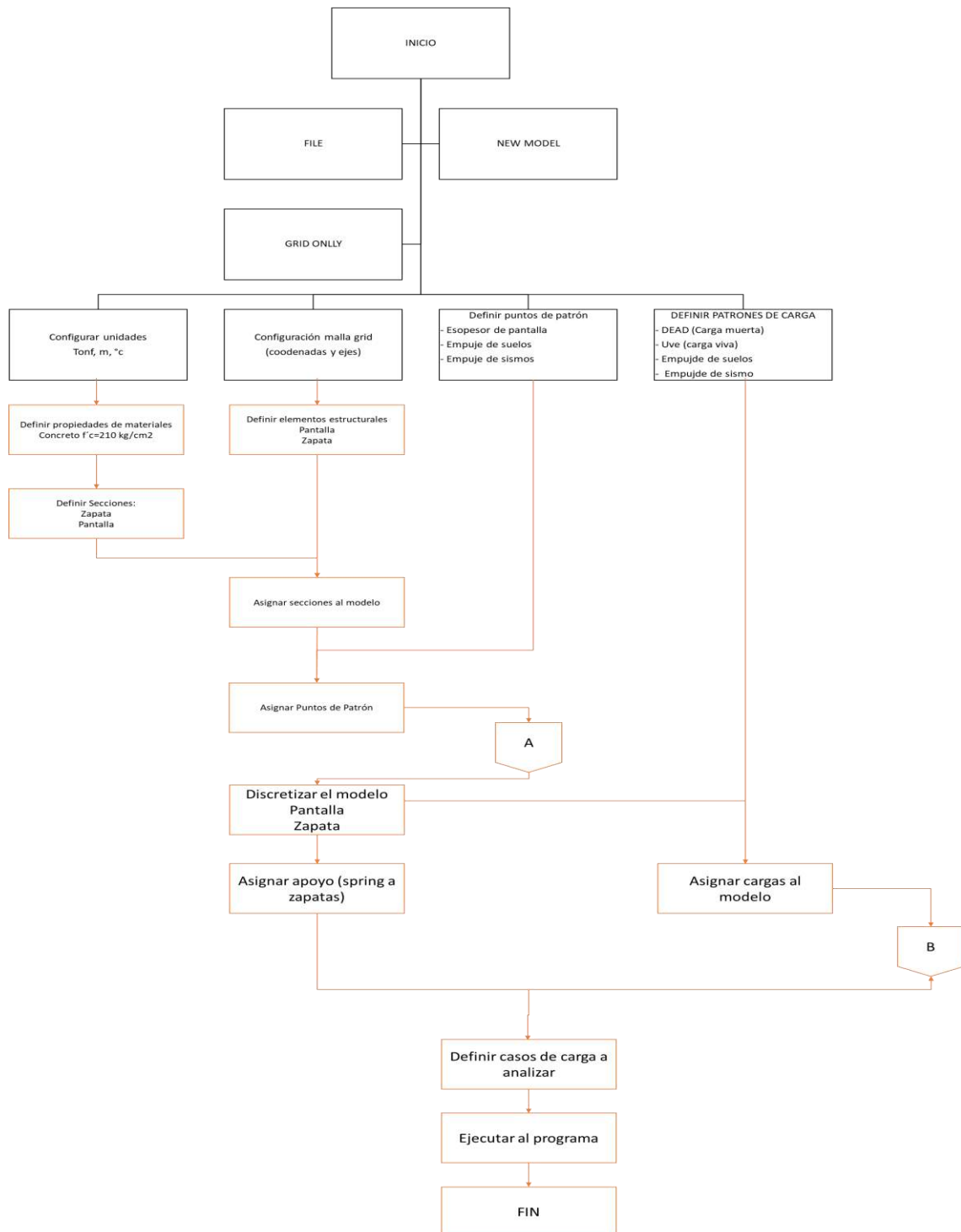
Anexo 63: Esquema de análisis de estabilidad – Muro con contrafuertes  $H = 6.00$

	1º Caso: <u>Condiciones Estáticas</u> Empuje de Suelo + SobreCarga Vehicular			2º Caso: <u>Condiciones Dinámicas</u> Empuje de Suelo + Sismo		
<b>II.c.1. Verificación por Deslizamiento</b>						
Fuerza Actuante	$\Sigma Fa =$	31.15	Tnf	$\Sigma Fa =$	38.83	Tnf
Fuerza Resistente	$\Sigma Fr =$	63.30	Tnf	$\Sigma Fr =$	63.30	Tnf
Factor de Seguridad por Deslizamiento	FSD =	2.03	OK!	FSD =	1.63	OK!
<b>II.c.2. Verificación por Volteo</b>						
Momento Actuante	$\Sigma Ma =$	65.01	Tnf.m	$\Sigma Ma =$	98.42	Tnf.m
Momento Resistente	$\Sigma Mr =$	306.96	Tnf.m	$\Sigma Mr =$	297.83	Tnf.m
Factor de Seguridad por Volteo	FSV =	4.72	OK!	FSV =	3.03	OK!
<b>II.c.3. Verificación de Presiones</b>						
Excentricidad	$Xr =$	1.82	m	$Xr =$	1.56	m
	$B/6 =$	0.71	m	$B/6 =$	0.71	m
	$e' =$	0.30	OK!	$e' =$	0.56	OK!
Presiones bajo la Zapata	$\sigma 1 =$	1.44	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma 1 =$	1.74	kg/cm <sup>2</sup>
	$\sigma 2 =$	0.58	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma 2 =$	0.20	kg/cm <sup>2</sup>
	$\sigma máx =$	1.44	kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma máx =$	1.74	kg/cm <sup>2</sup>

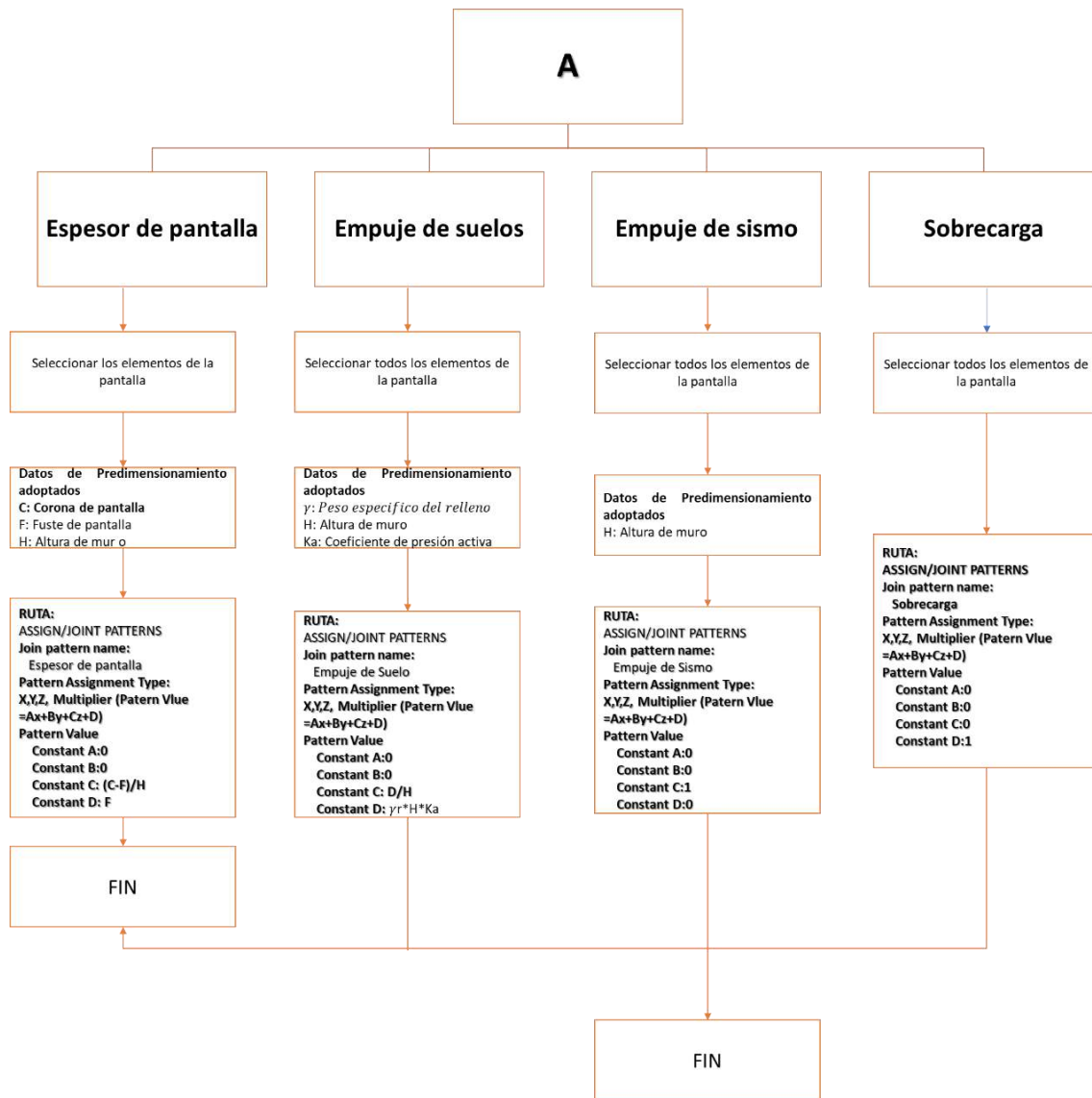
*Anexo 64: Resumen de análisis de estabilidad – Muro Con Contrafuerte H=6.00 m*

CALCULO DEL COEFICIENTE DE BALASTO			Kb	296.82 Tn/m <sup>3</sup>
1	a	0.388 m	Kx	10.58 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	10.58 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	22.86 Tn/m
1'	a	0.434 m	Kx	11.83 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	11.83 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	25.57 Tn/m
2	a	0.388 m	Kx	21.16 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	21.16 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	45.73 Tn/m
2'	a	0.434 m	Kx	23.67 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	23.67 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	51.15 Tn/m
2*	a	0.411 m	Kx	22.41 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	22.41 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	48.44 Tn/m
3	a	0.388 m	Kx	42.32 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	42.32 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	91.45 Tn/m
3'	a	0.434 m	Kx	47.33 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	47.33 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	102.30 Tn/m
3*	a	0.411 m	Kx	44.82 Tn/m
	b	0.500 m	Ky	44.82 Tn/m
	φ	22.90 °	Kz	96.88 Tn/m

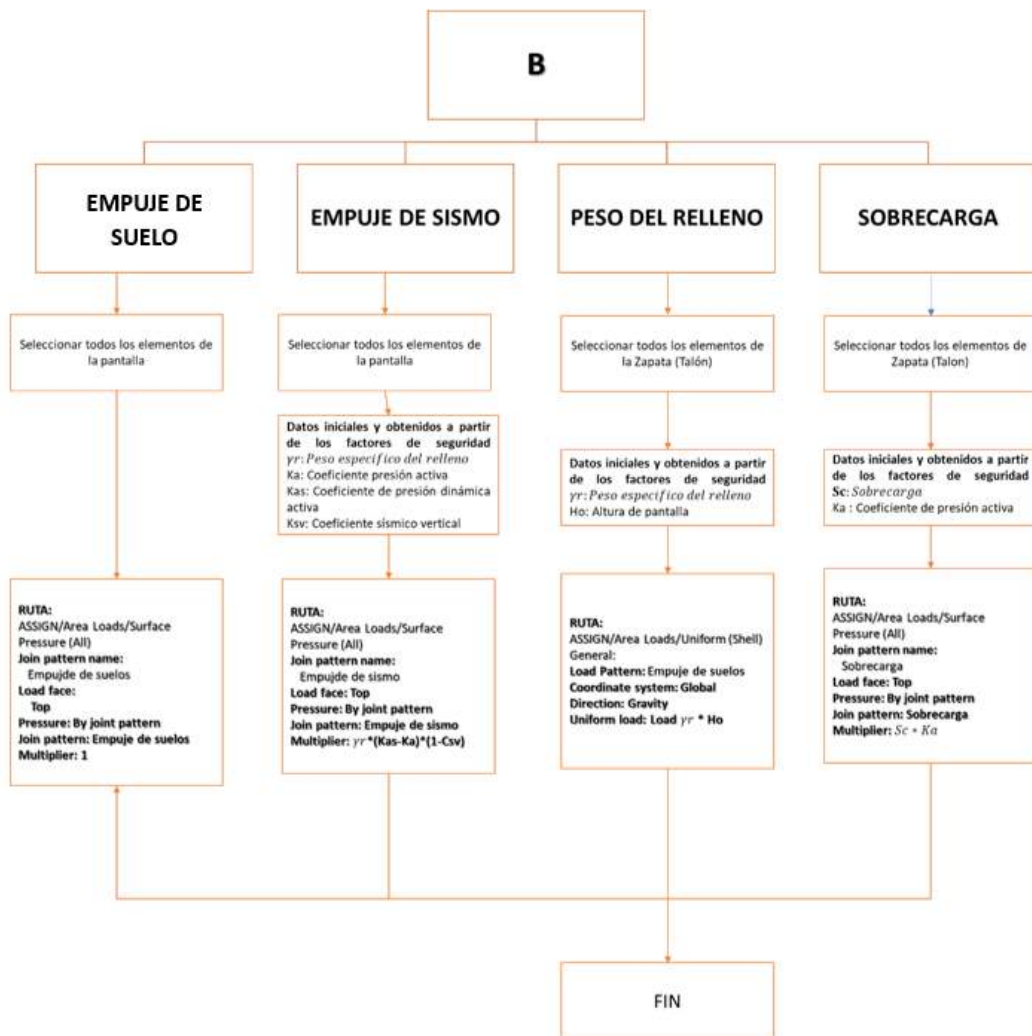
*Anexo 65: Cálculo del coeficiente de balasto-Muro con Contrafuerte H=6.00m*



Anexo 66: Diagrama de Flujo, modelamiento de muro de concreto armado (en voladizo) -01



Anexo 67: Diagrama de Flujo, modelamiento de muro de concreto armado (en voladizo) -02

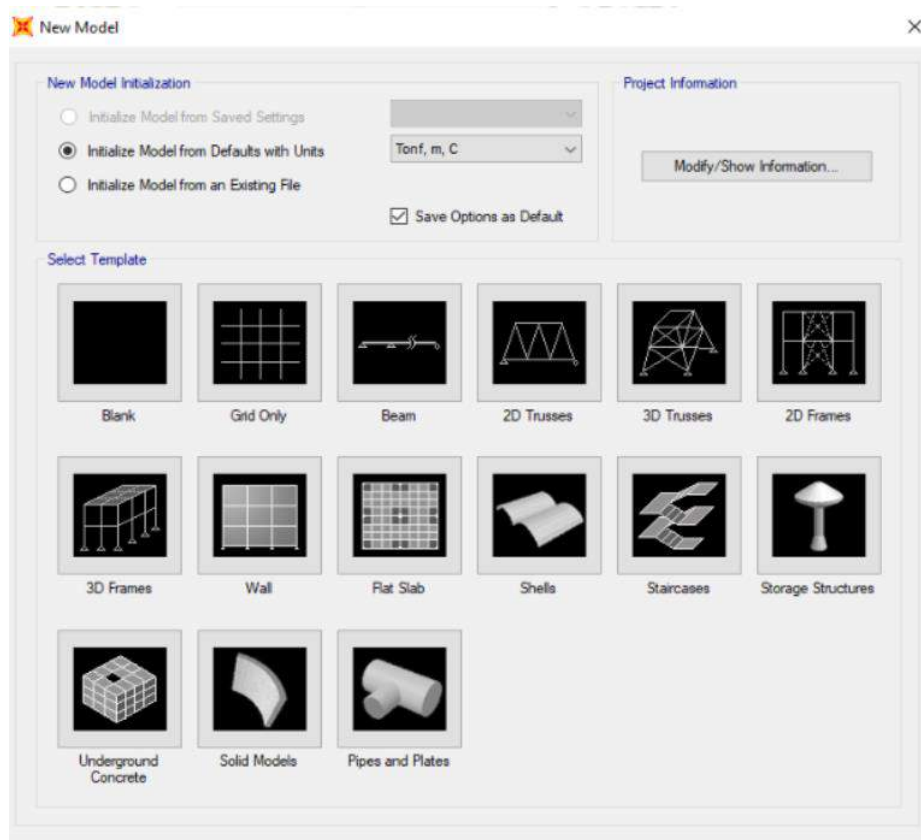


Anexo 68: Diagrama de Flujo, modelamiento de muro de concreto armado (en voladizo) - 03

## Proceso de Modelamiento

Para describir el proceso a través del software de análisis estructural utilizado se tomó como referencia el muro de concreto armado (en voladizo) de  $H = 6.00$  m de altura, el procedimiento es idéntico para las diferentes alturas y tipos de muros de contención.

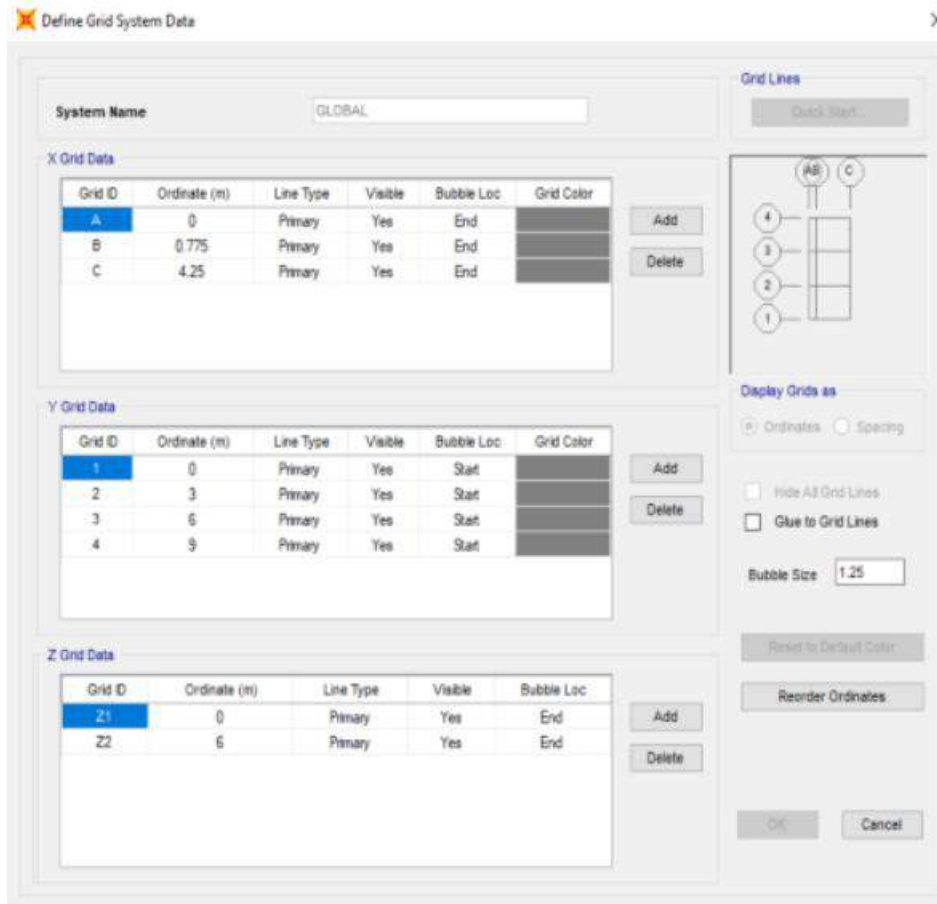
1. Luego de abrir el programa, seleccionamos la opción “File”
2. Una vez desglosado el menú File, seleccionamos la opción “New Model”
3. Seleccionamos la plantilla a utilizar para el modelamiento “Grid Only”



### *Anexo 69: Opciones de nuevo modelo*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

4. Seleccionamos la plantilla a utilizar para el modelamiento “Grid Only”
5. Se configura las unidades a utilizar (Tnf, m, C°)
6. Se configura malla o grid (coordenadas y ejes) (Quiroz Torres L, 2012).



**Anexo 70:** Definición de grilla – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

7. Se define los materiales (concreto  $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ )

**Material Property Data**

**General Data**

Material Name and Display Color: CONCRETO Fc = 210 KG/CM2

Material Type: Concrete

Material Grade: Fc 210 kg/cm2

Material Notes: Modify/Show Notes...

**Weight and Mass**

Weight per Unit Volume: 2.4

Mass per Unit Volume: 0.2447

**Units**

Tonf, m, C

**Isotropic Property Data**

Modulus Of Elasticity, E: 2188200

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 911750

**Other Properties For Concrete Materials**

Specified Concrete Compressive Strength,  $f_c$ : 2100

Expected Concrete Compressive Strength: 2812.2785

Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor:

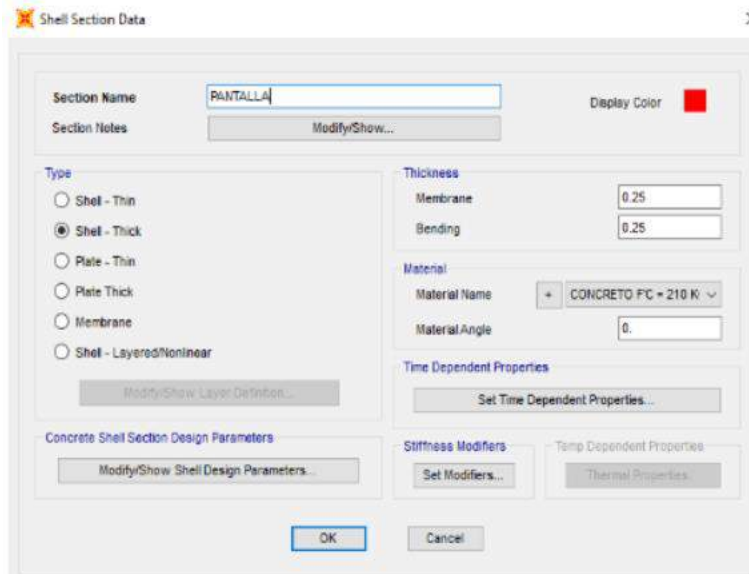
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

*Anexo 71: Definición de materiales*

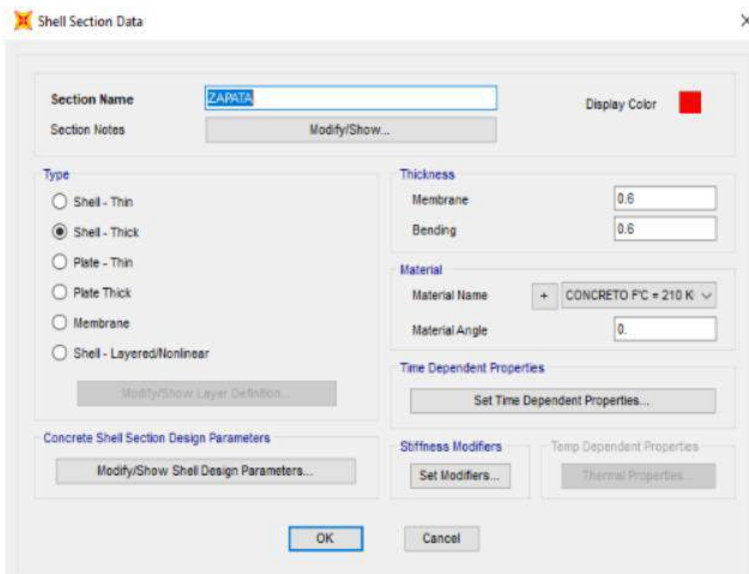
*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

8. Se definen las secciones transversales de los elementos estructurales



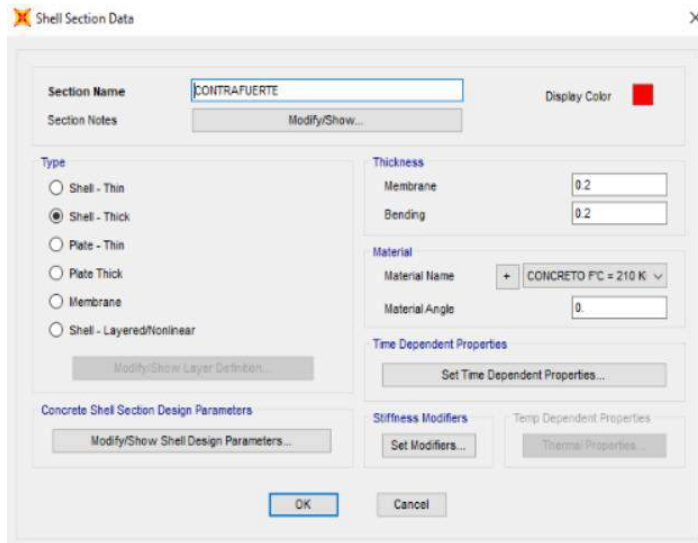
*Anexo 72: Definición de secciones tipo área "Pantalla"*

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



*Anexo 73: Definición de secciones tipo área "Zapata"*

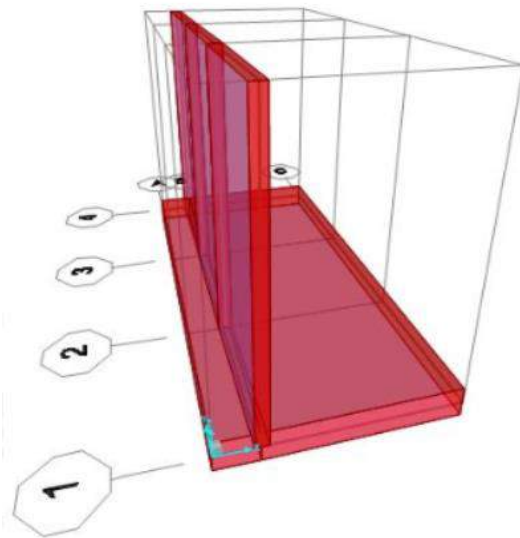
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



**Anexo 74:** Definición de secciones tipo área “Contrafuerte”

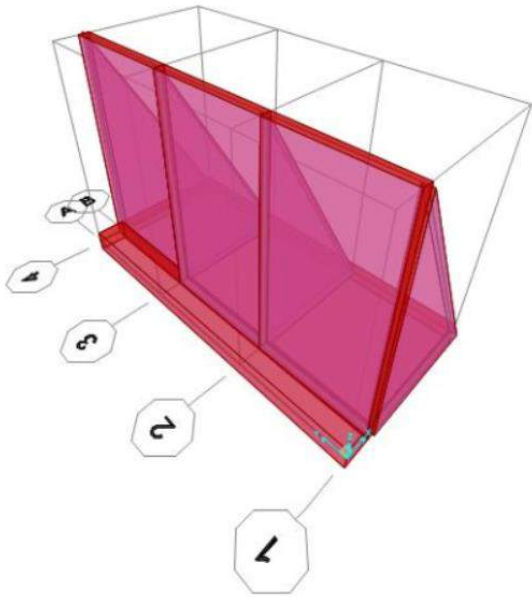
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

**9.** Se dibujan los elementos estructurales



**Anexo 75:** Modelo de muro de concreto armado (en voladizo)

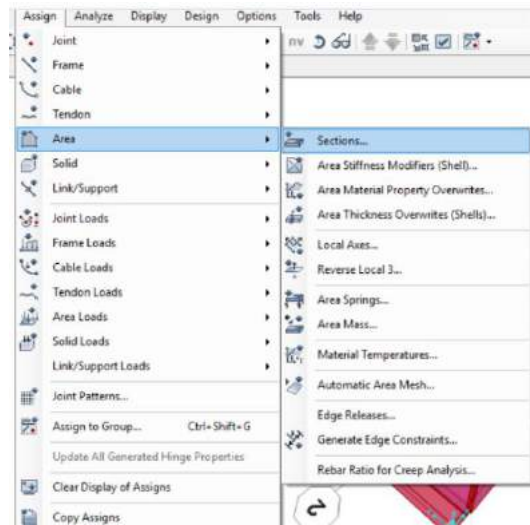
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



*Anexo 76: Modelo de muro con contrafuertes – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

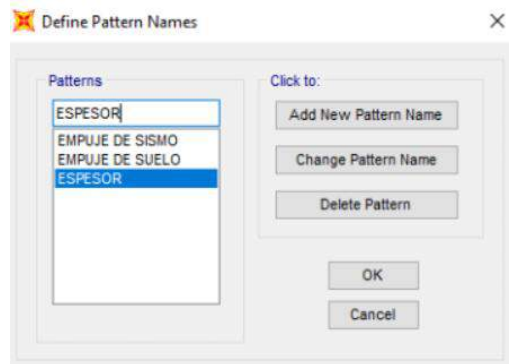
**10. Asignación de secciones al modelo (pantalla, zapata, contrafuerte)**



*Anexo 77: Asignación de secciones al modelo – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

## 11. Definir Joint Patterns (Espesor, Empuje de Suelo, Empuje de Sismo)

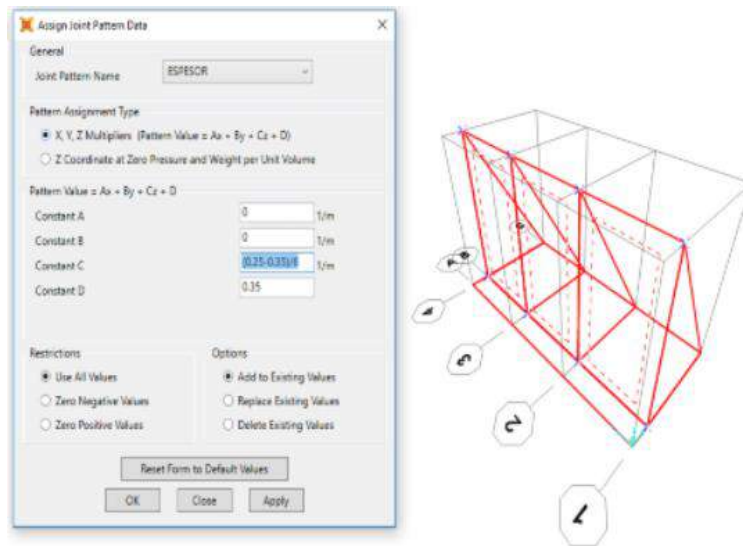


*Anexo 78: Definición de patrón de puntos – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

## 12. Asignación de Joint Pattern (Espesor, Empuje de Suelo, Empuje de Sismo)

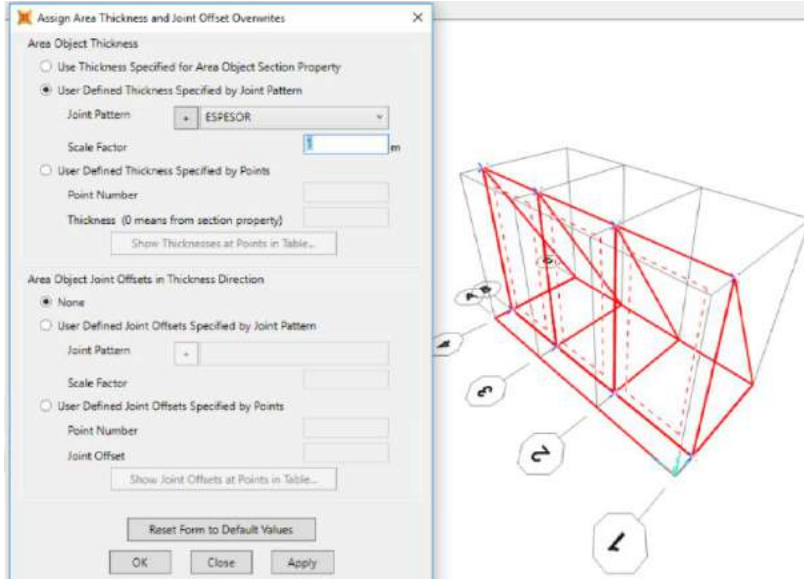
Seleccionamos los elementos de la pantalla para asignar los Joint Pattern correspondiente a “Espesor” (Quiroz Torres L, 2012).



*Anexo 79: Asignación de patrón de puntos “Espesor de pantalla” – SAP2000 V.20.2*

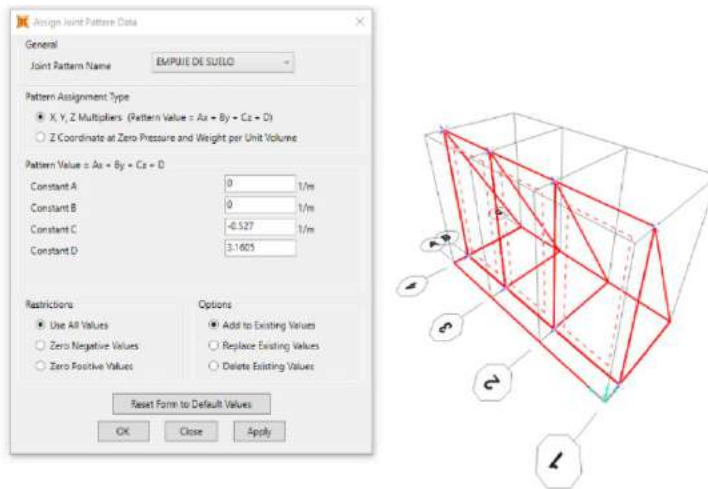
*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

Seleccionamos nuevamente los elementos de la pantalla para sobrescribir el espesor definido



**Anexo 80:** Definición de espesor variable en pantalla – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

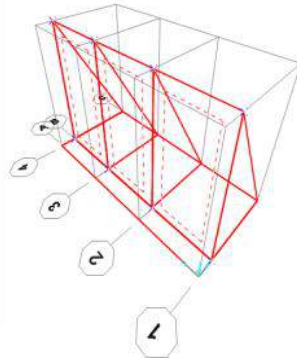
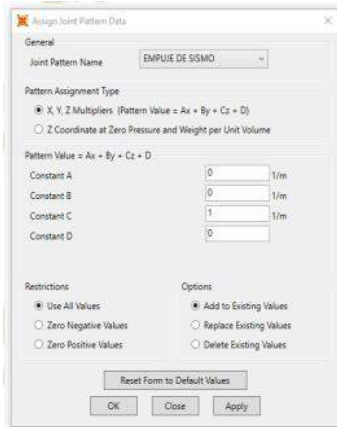


**Anexo 81:** Asignación de patrón de puntos “Empuje de suelos” – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Constant C = (Valor de Constant “D” entre Altura Total)

Seleccionamos los elementos de la pantalla para asignar los Joint Pattern correspondiente a “Empuje de Sismo”

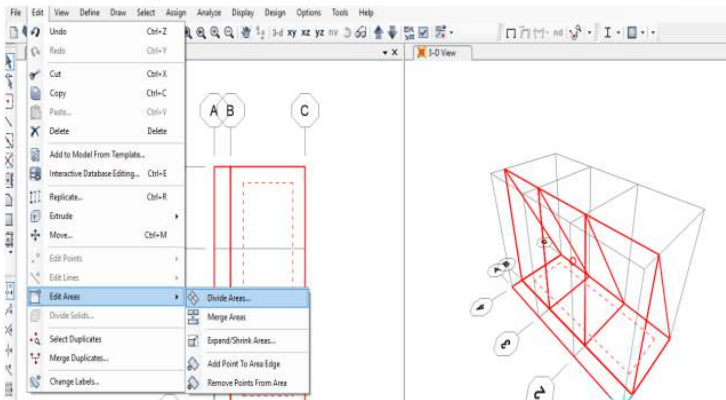


**Anexo 82:** Asignación de patrón de puntos “Empuje de sismo” – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

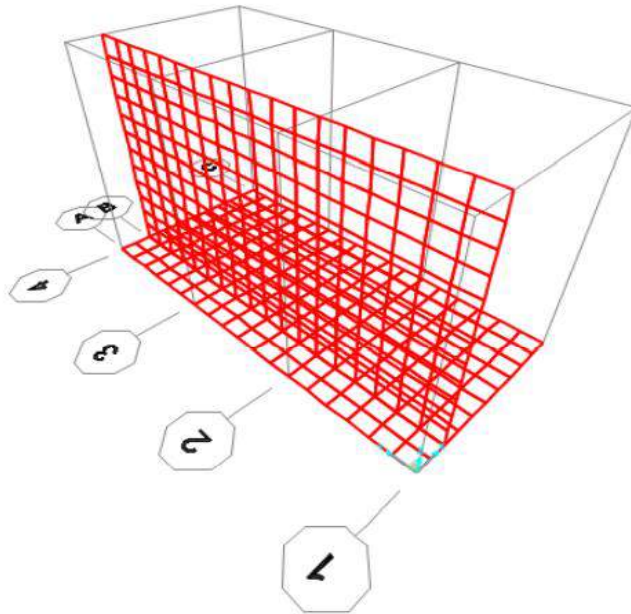
### 13. Discretización del modelo

Seleccionamos los elementos shell (incluidos los joints)



**Anexo 83:** Discretización de modelo “Zapata y pantalla” – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 201

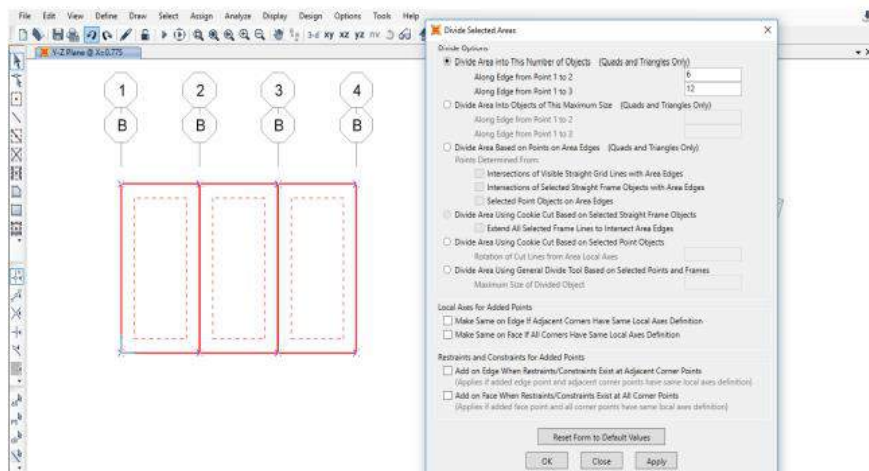


*Anexo 84: Modelo discretizado “Zapata y pantalla” – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

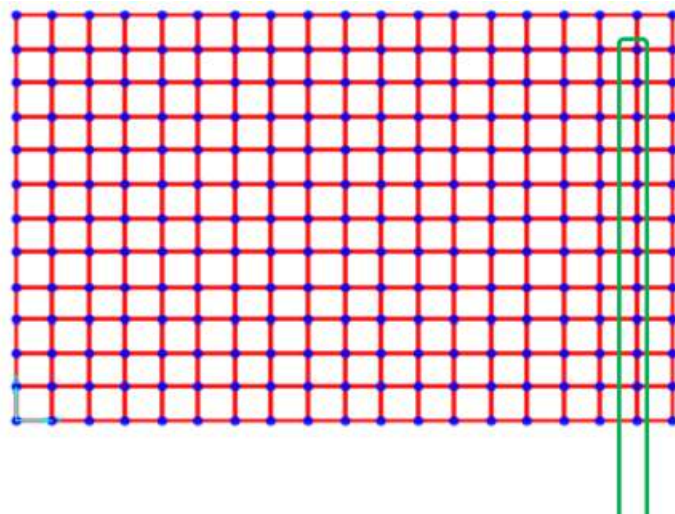
**Nota:** Para la discretización del muro con contrafuerte se debe tener en cuenta lo siguiente:

1. El número de Joints en la dirección vertical, luego de la discretización de la pantalla, debe ser un número impar (13 según se muestra en la siguiente imagen).



*Anexo 85: Discretización de pantalla para contrafuerte – SAP2000 V.20.2*

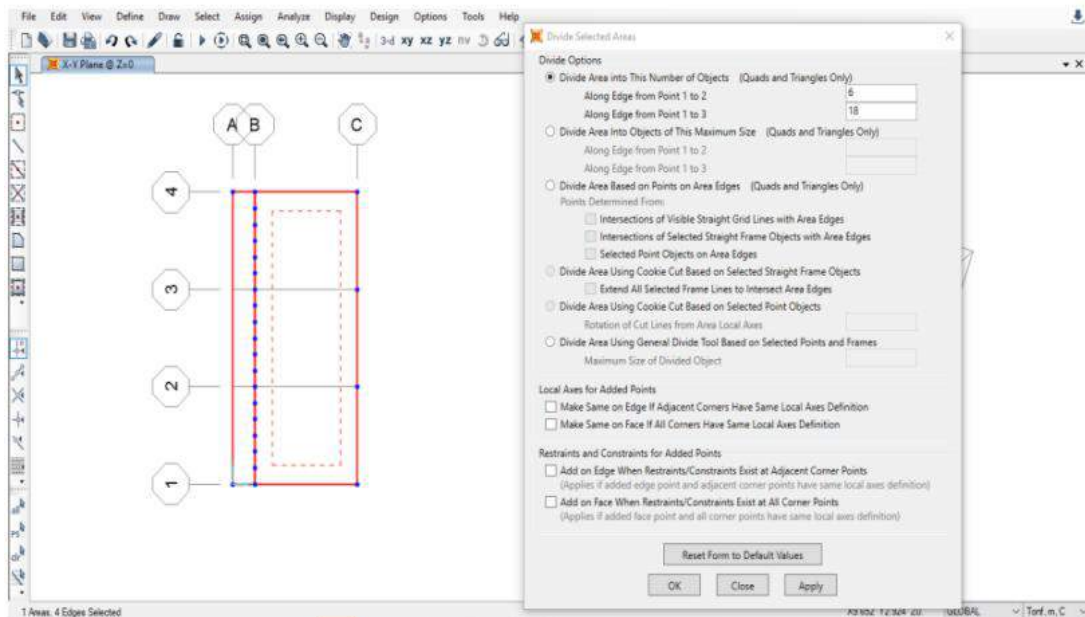
*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*



**Anexo 86:** Modelo discretizado de pantalla para contrafuerte – SAP2000 V.20.2

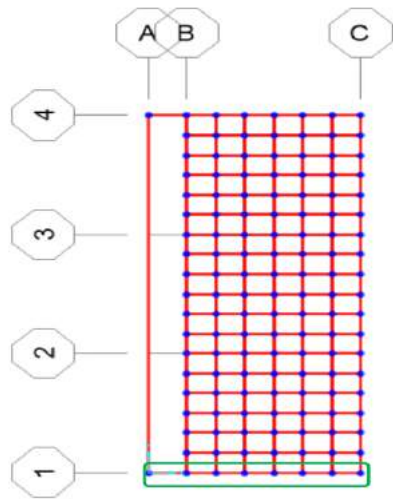
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

- El número de Joints en la dirección horizontal, luego de la discretización del talón de la zapata, debe ser un número impar (7 según se muestra en la siguiente imagen).



**Anexo 87:** Discretización de zapata para contrafuerte – SAP2000 V.20.2

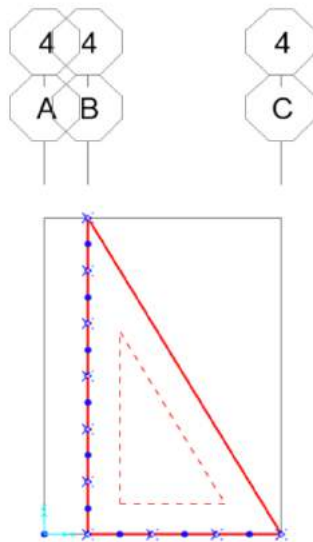
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



**Anexo 88:** Modelo discretizado de zapata para contrafuerte – SAP2000

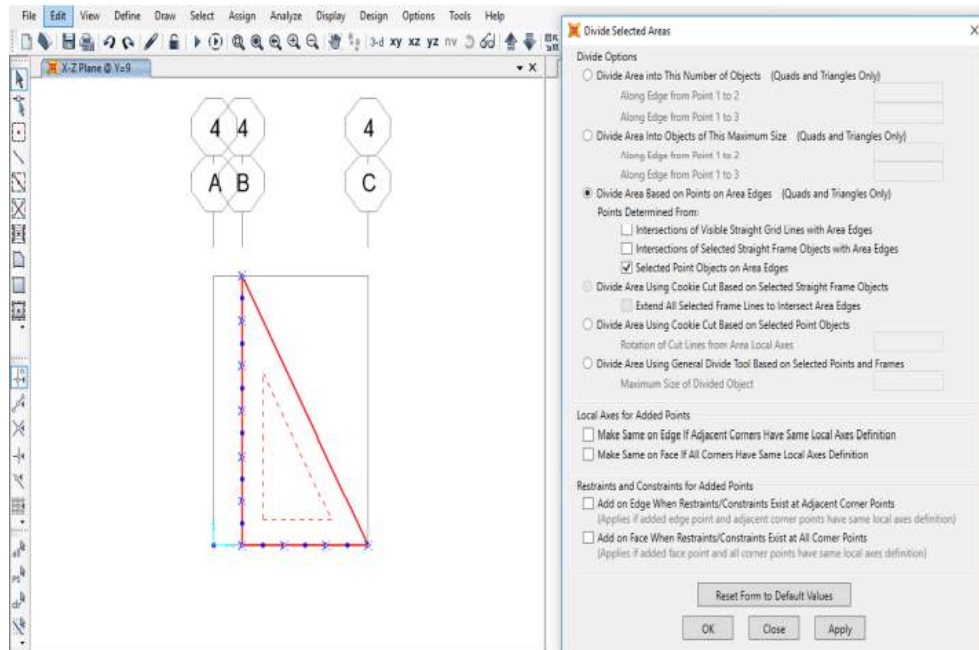
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

Seleccionamos el contrafuerte a discretizar y seleccionamos los “Joints” de la pantalla y zapata de la forma que se muestra en la siguiente imagen.

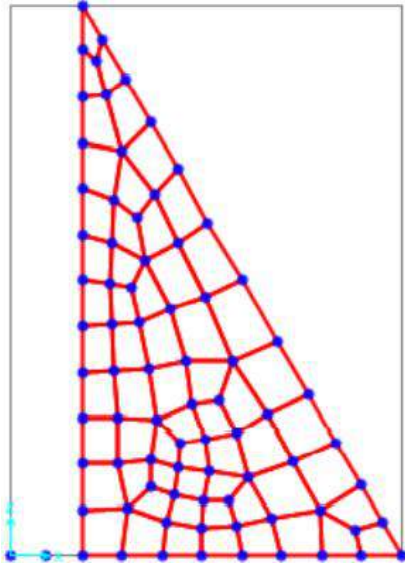


**Anexo 89:** Selección de puntos para discretización de contrafuerte – SAP2000

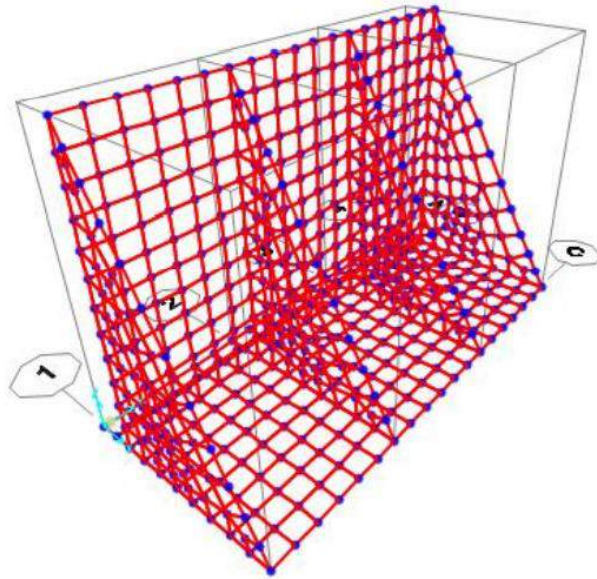
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



**Anexo 90:** Selección de tipo de división de áreas – SAP2000 V.20.2 Fuente: SAP2000 Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



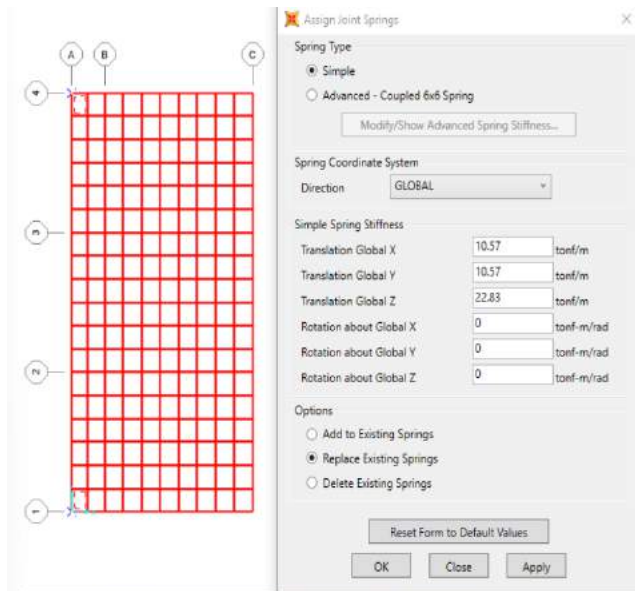
**Anexo 91:** Modelo discretizado de contrafuerte – SAP2000 V.20.2 Fuente: SAP2000 Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



*Anexo 92: Modelo discretizado de muro vista 3D – SAP2000 V.20.2*

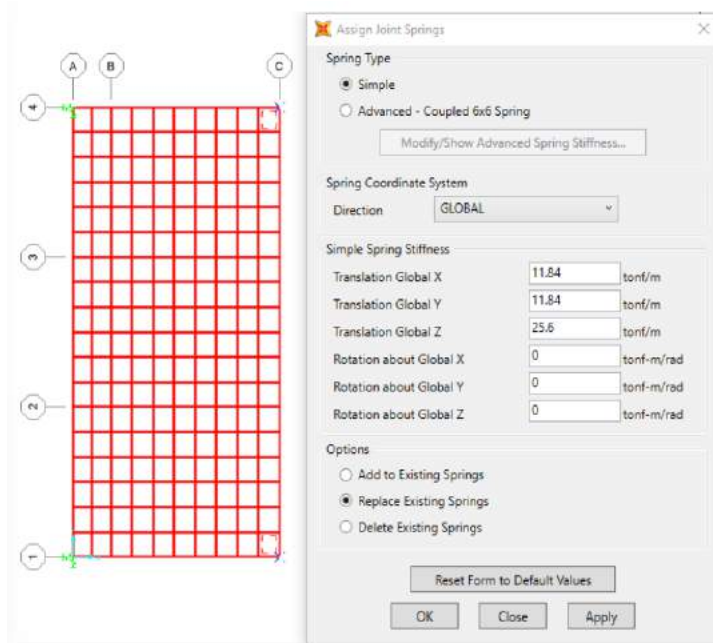
*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

#### 14. Asignar apoyos a la zapata (springs)



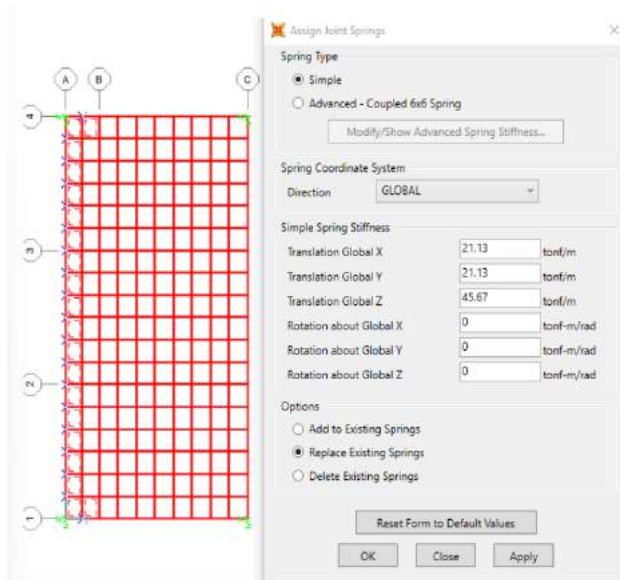
*Anexo 93: Asignación de spring en esquina izquierda – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*



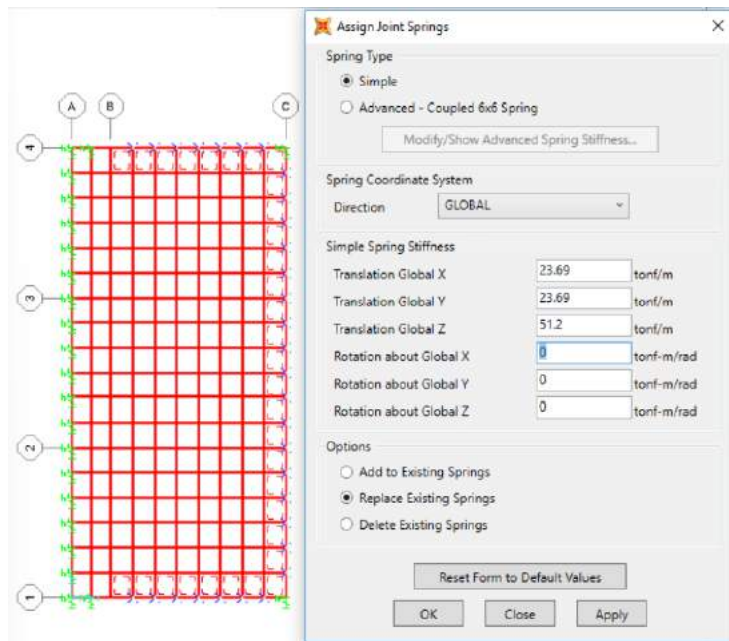
**Anexo 94:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



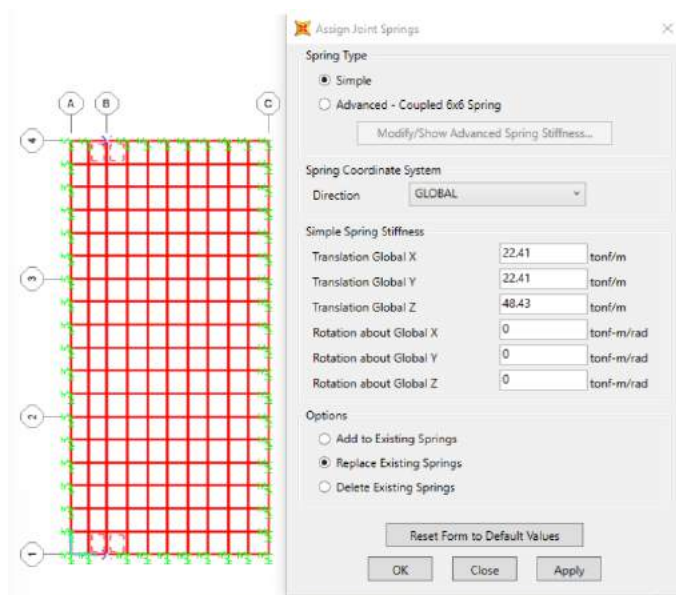
**Anexo 95:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



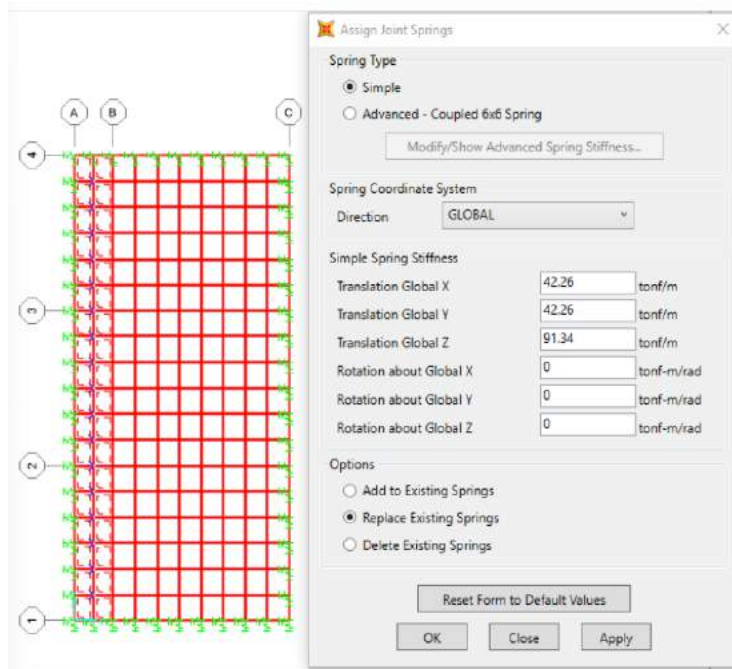
**Anexo 96:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



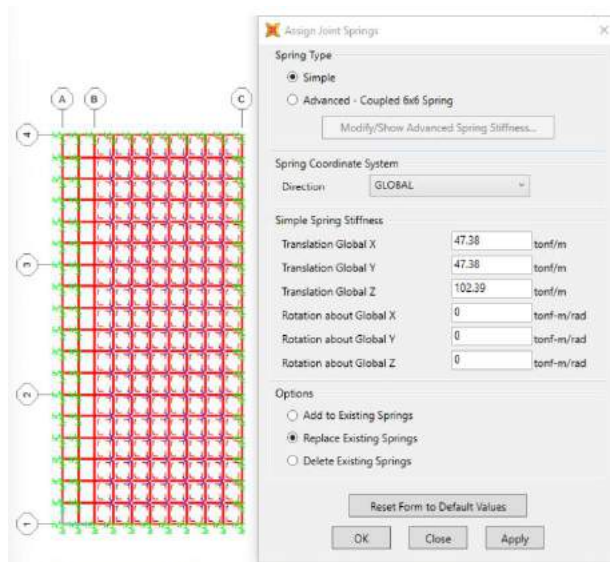
**Anexo 97:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



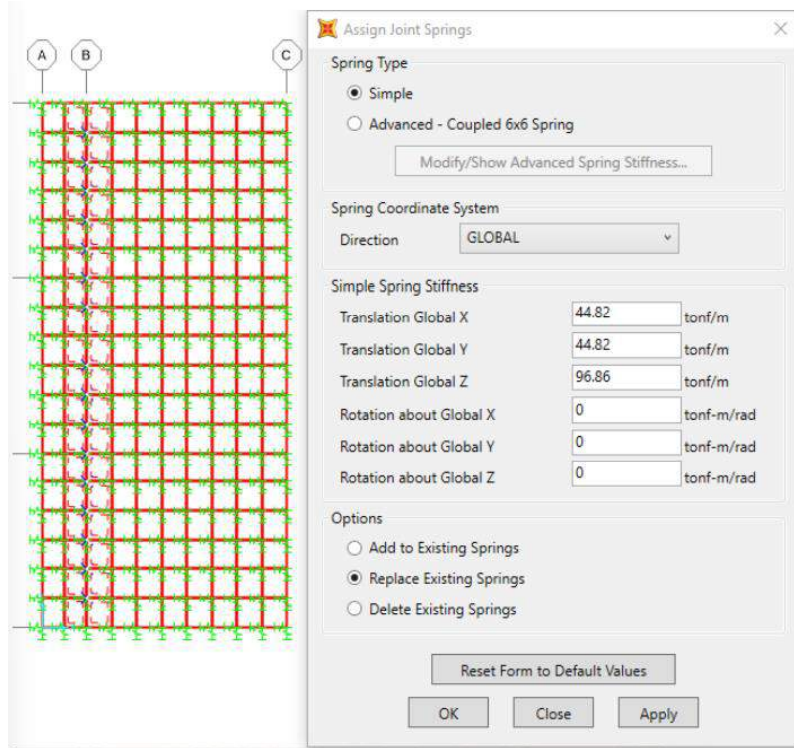
**Anexo 98:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



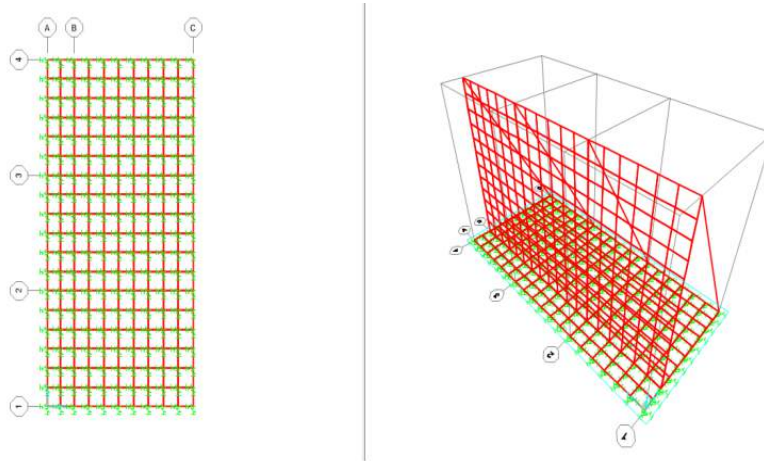
**Anexo 99:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



**Anexo 100:** Asignación de spring en zapata – SAP2000 V.20.2

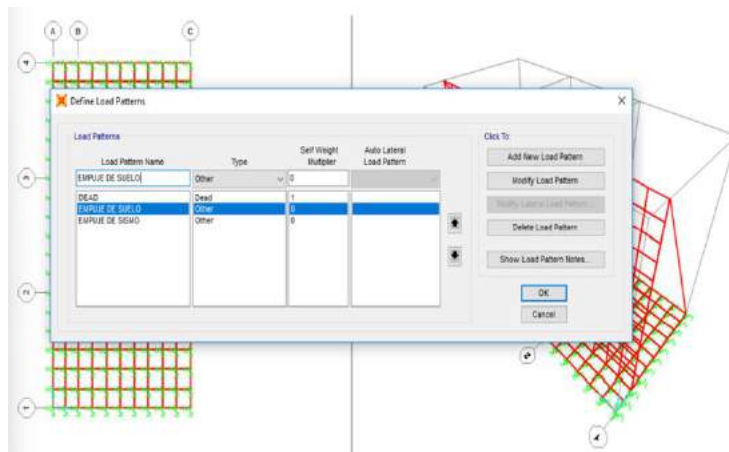
Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



**Anexo 101:** Modelo 3D discretizado y con springs – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

## 15. Definir patrones de carga



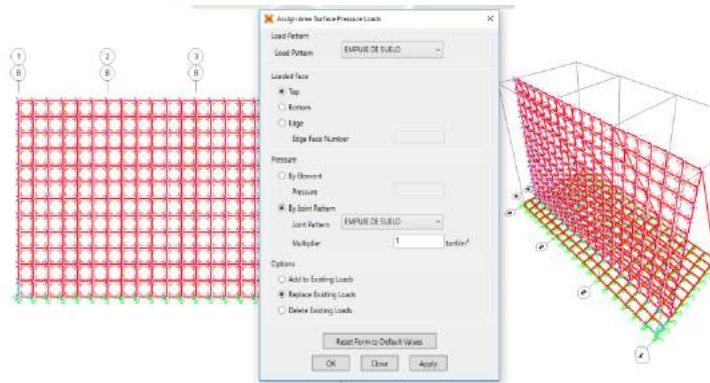
*Anexo 102: Definición de patrones de carga – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

## 16. Asignación de cargas al modelo

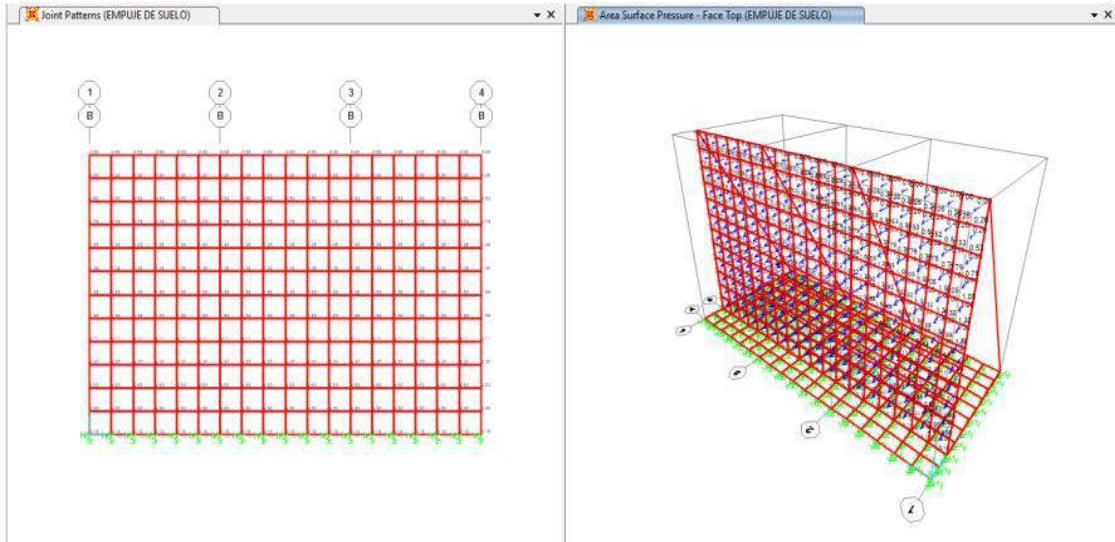
Para asignación de cargas a la pantalla

Ruta: Assign/ Area Loads/ Surface Pressure (All)



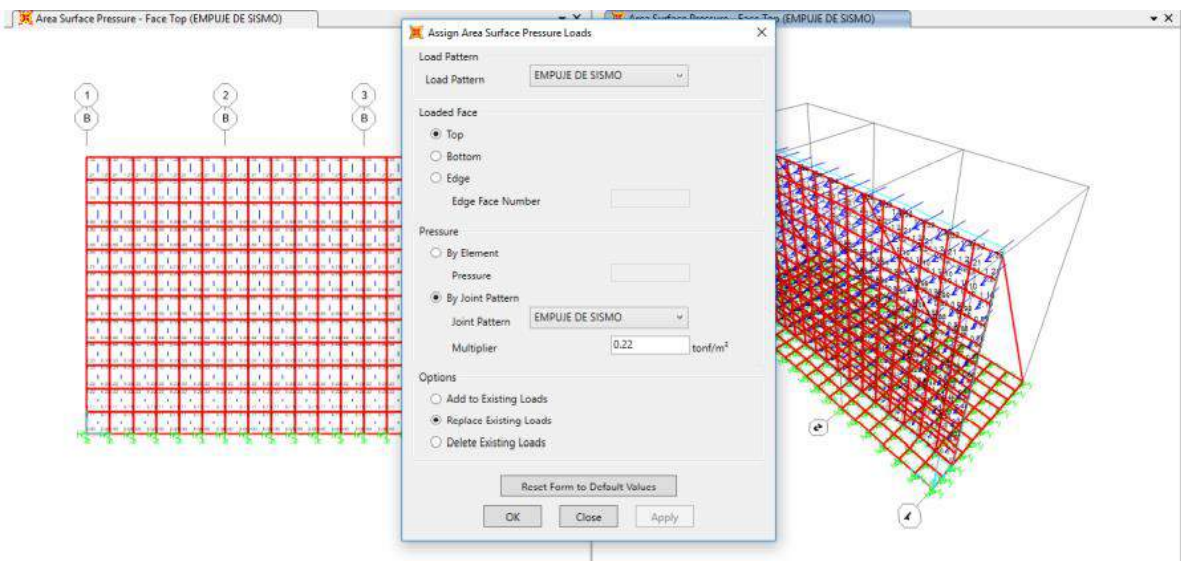
*Anexo 103: Asignación de cargas al modelo – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*



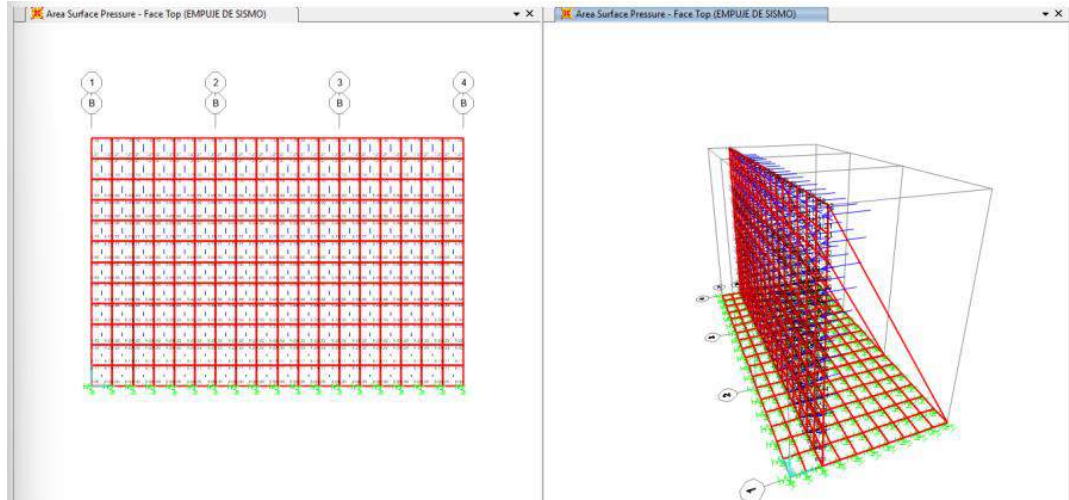
**Anexo 104:** Vista de sobrecarga asignadas al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019



**Anexo 105:** Vista de carga de empuje de suelos asignadas al modelo – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

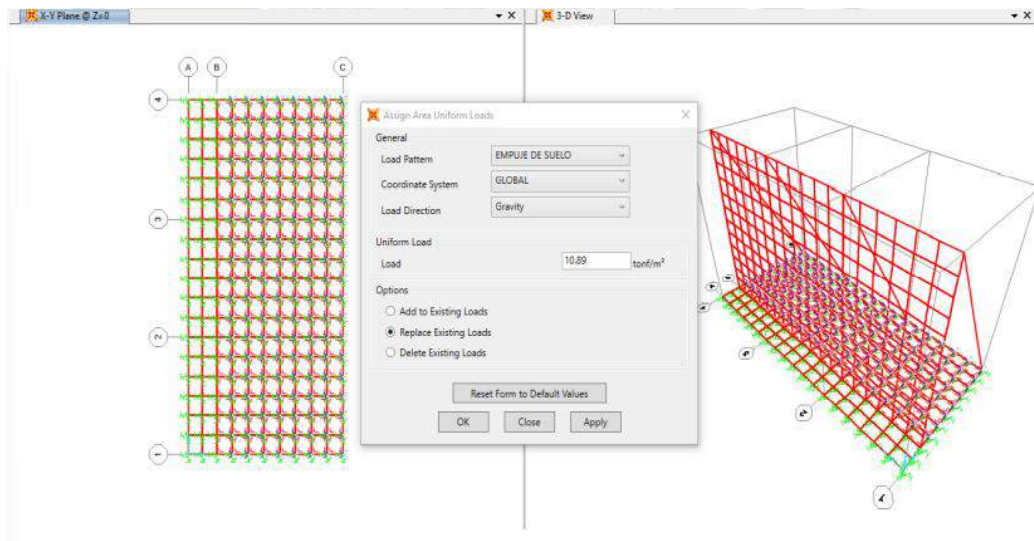


*Anexo 106: Vista de carga de empuje de sismo asignada al modelo – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

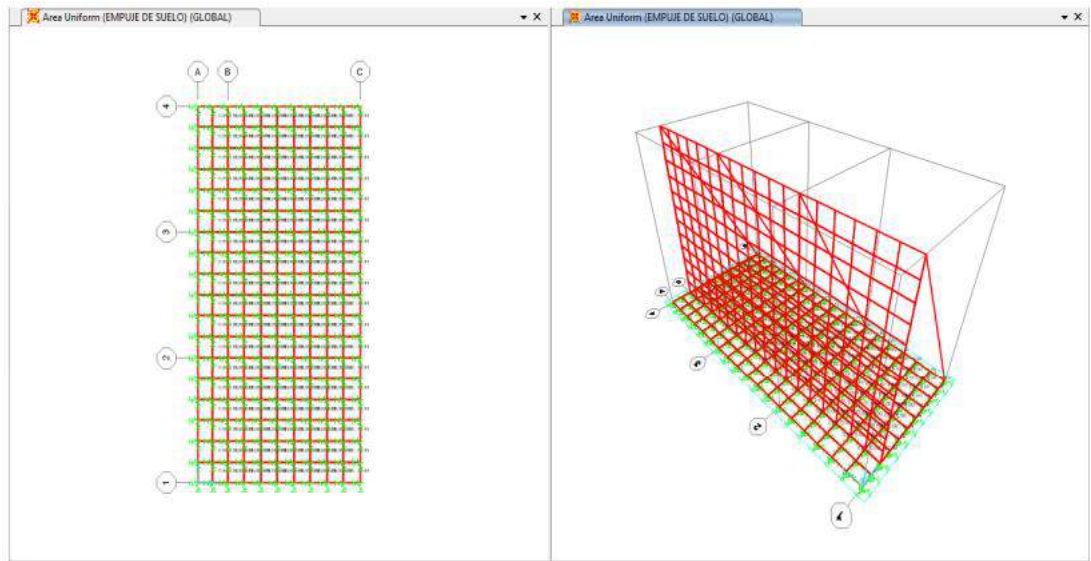
Para asignación de cargas sobre la zapata

Ruta: Assign / Area Loads / Uniform Shell



*Anexo 107: Asignación de carga a la zapata – SAP2000 V.20.2*

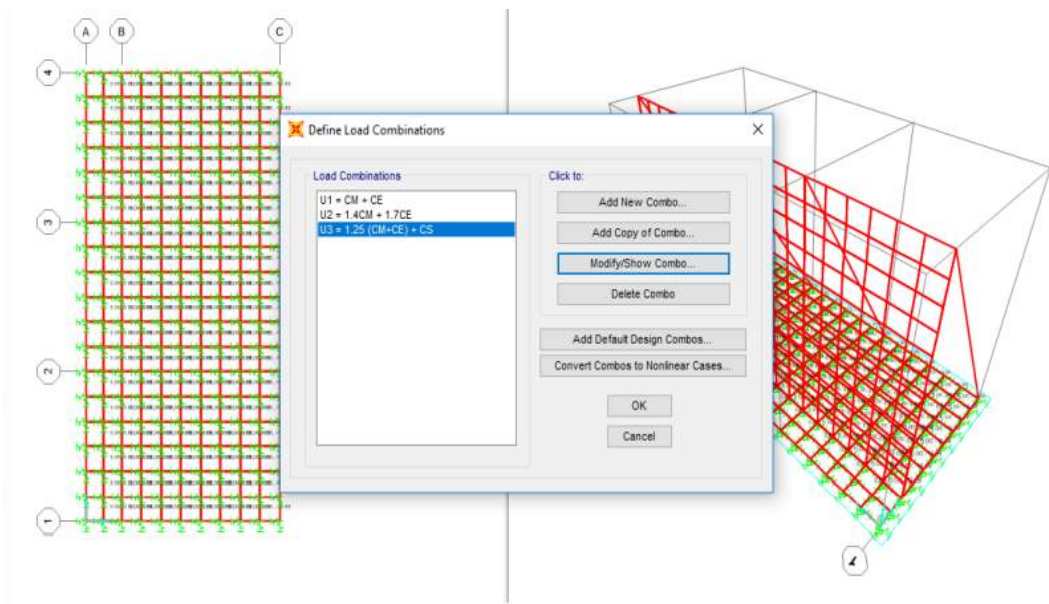
*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*



**Anexo 108:** Vista de carga asignada a la zapata – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

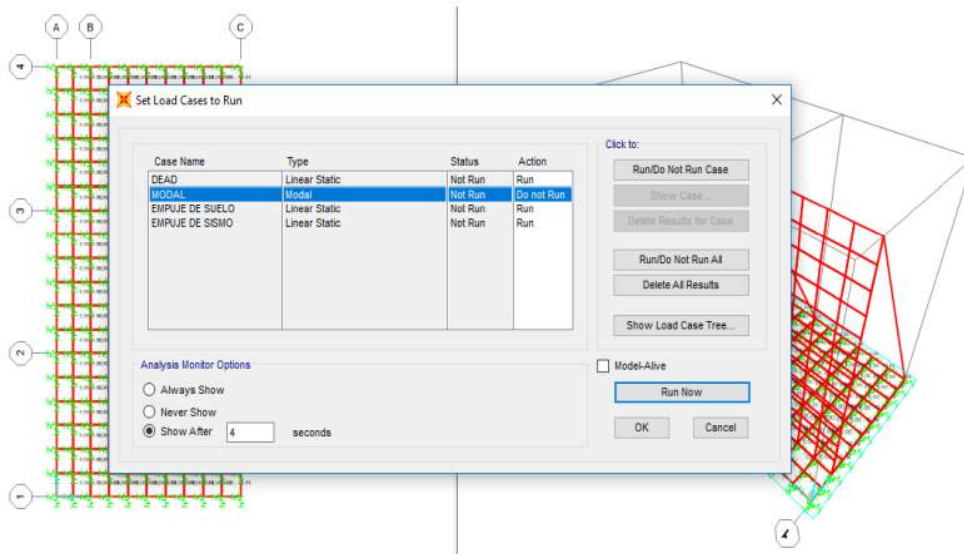
### Definición de combinaciones de carga



**Anexo 109:** Definición de combinaciones de carga – SAP2000 V.20.2

Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019

## 17. Se ejecuta el programa



*Anexo 110: Selección de casos de carga a analizar – SAP2000 V.20.2*

*Fuente: SAP2000 V.20.2, 2019*

### **Modelamiento de Muros Con Contrafuertes**

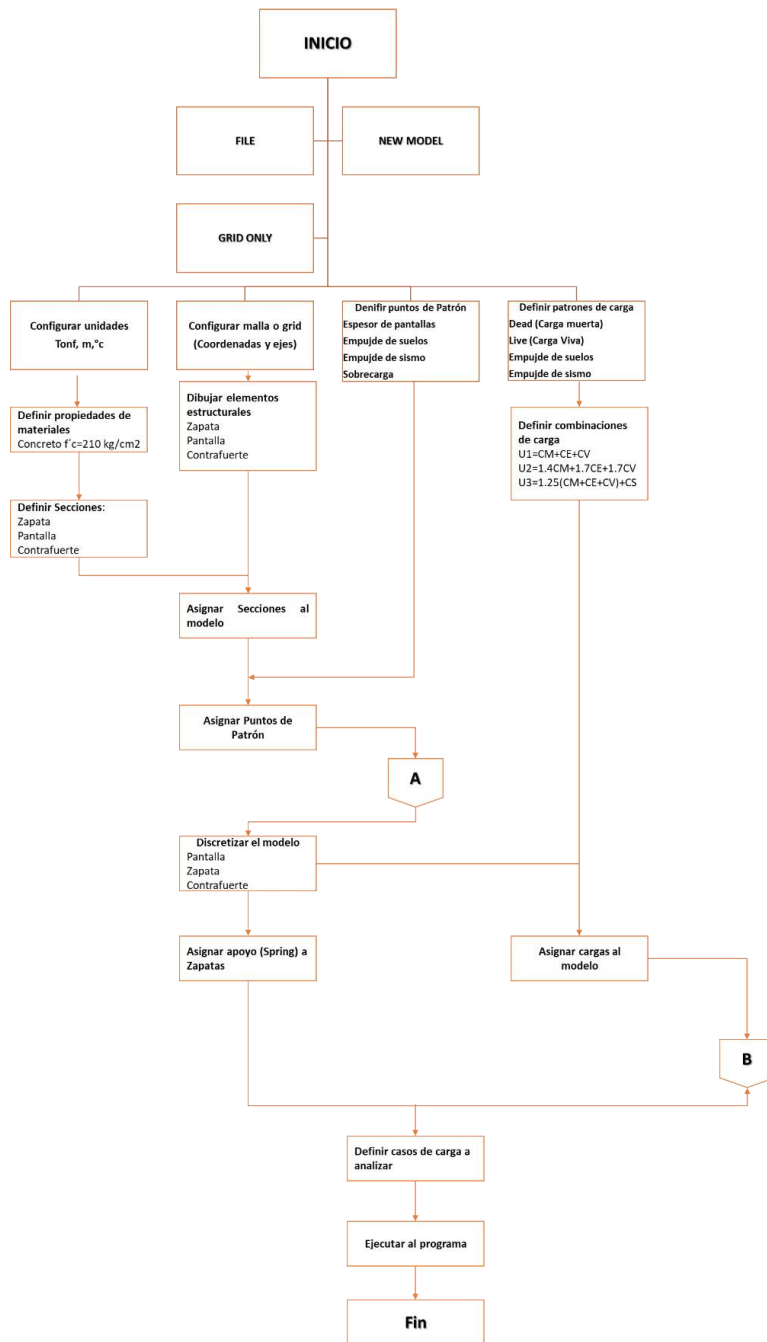
Para el modelamiento de muros de contención con contrafuertes a través del software computacional antes mencionado se consideró de forma detallada las dimensiones de los elementos estructurales y cargas a las que el muro estará sometido durante toda su vida útil.

Se consideró según pre dimensionamiento sección variable en la pantalla y una zapata uniforme restringida a través de springs según corresponda a su área tributaria, además se modela el contrafuerte en la parte del relleno (muro de contención con contrafuerte interior) de sección y separación constante.

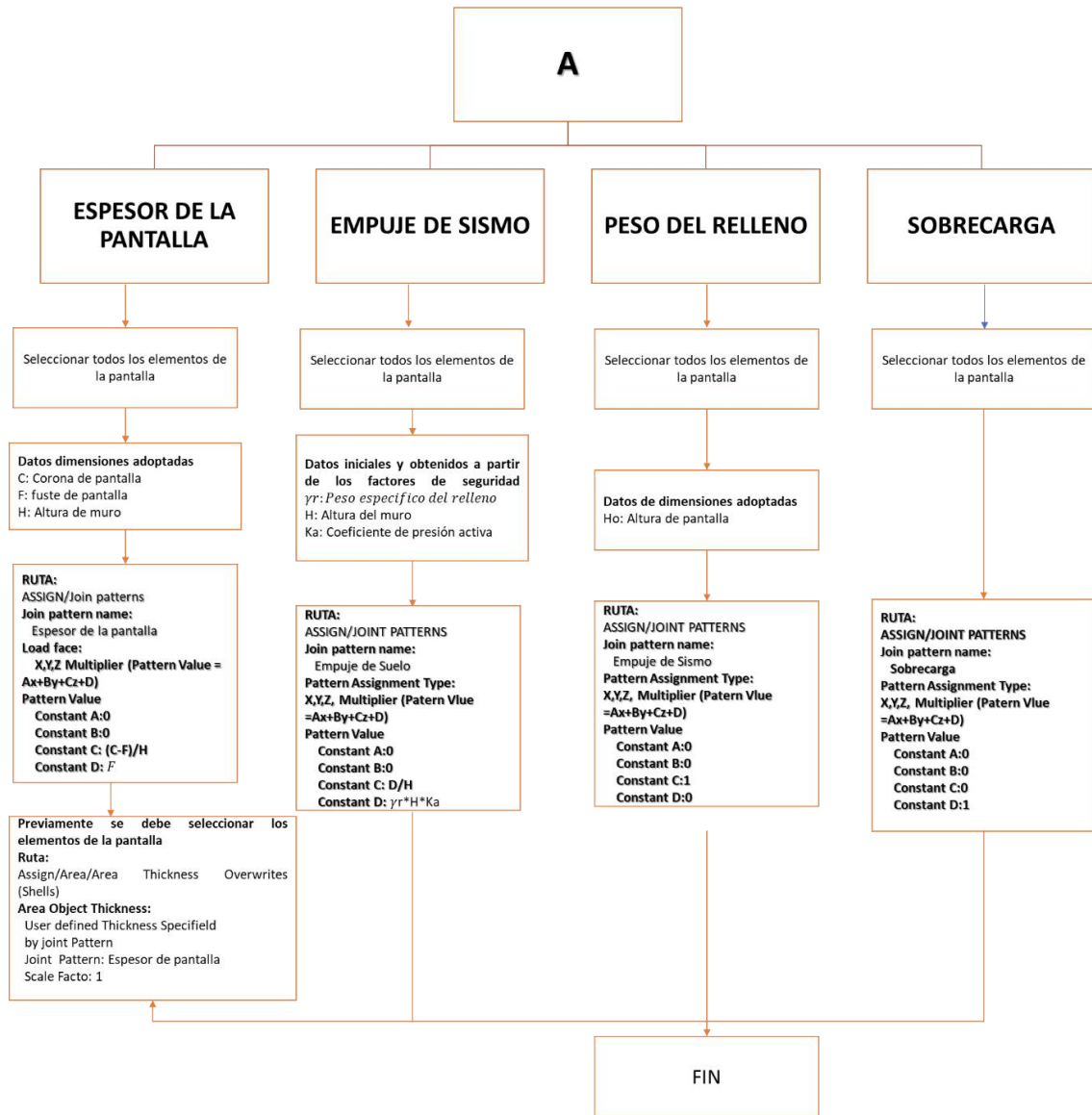
Se consideró cargas de empuje de suelos y cargas sísmicas en la pantalla del muro, mientras que en la zapata se consideraron cargas gravitacionales tales como peso del relleno y sobrecarga, para dichas cargas solo se consideró un estrato, según indica el EMS.

Para el modelo de la pantalla de sección variable y cargas variables en función de la altura u otra variable se utilizó una herramienta del software “Joint Patterns”, el proceso de la definición y asignación de estos “Joint Patterns” se muestra en el diagrama de flujos a continuación.

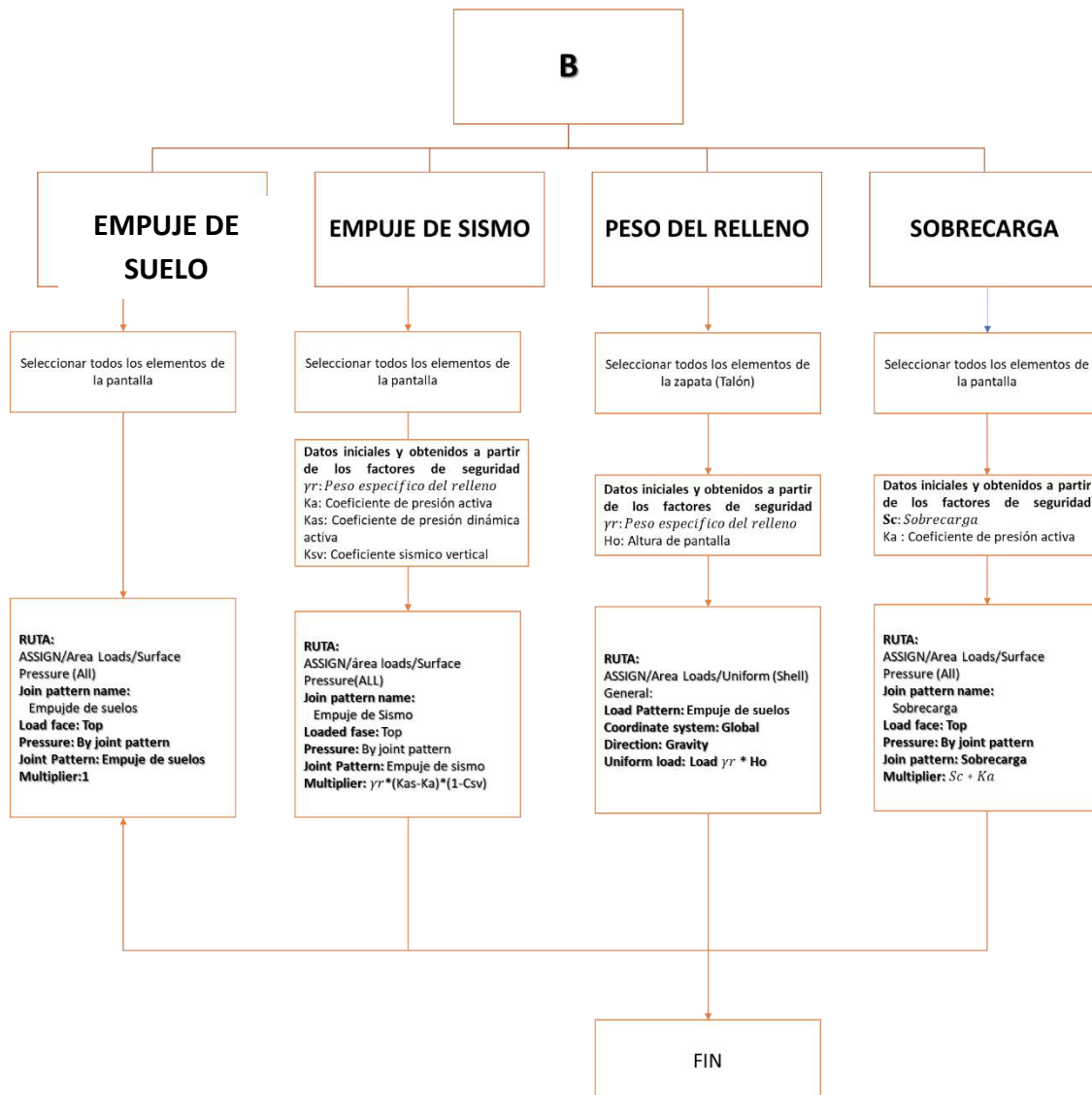
La desratización de muro de contención con contrafuertes se detallará más adelante en el apéndice “Modelamiento Computacional” (**Mora Fonseca, 2008**).



Anexo III: Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 01



Anexo 112: Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 02



Anexo 113: Diagrama de flujo modelamiento de muro con contrafuertes – 03

## Cálculos de los Asentamientos

Una vez realizado el modelamiento estructural del muro de contención, incluyendo la colocación de springs a través del coeficiente de balasto en el software SAP2000 V.20.2, se procede a calcular los asentamientos en todos los puntos discretizados en la zapata del muro de contención.

### Muro de Contención en Voladizo - H=3.00 m

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro de concreto armado (en voladizo) H = 3.00 m. de 0.009209 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.003043	1.422E-06	-0.009209	4.052E-07	-0.003426	-1.863E-06
2	COMB1	Combination	-0.003043	7.66E-07	-0.007754	2.425E-07	-0.003436	-1.696E-06
5	COMB1	Combination	-0.003041	-0.00000165	-0.002495	-6.681E-07	-0.003306	-0.00000236
7	COMB1	Combination	-0.003043	-1.422E-06	-0.009209	-4.052E-07	-0.003426	1.863E-06
8	COMB1	Combination	-0.003043	-7.66E-07	-0.007754	-2.425E-07	-0.003436	1.696E-06
9	COMB1	Combination	-0.003041	0.00000165	-0.002495	6.681E-07	-0.003306	0.00000236
17	COMB1	Combination	-0.003043	0.00000109	-0.008481	3.179E-07	-0.003428	-1.291E-06
34	COMB1	Combination	-0.003043	-0.00000109	-0.008481	-3.179E-07	-0.003428	1.291E-06
35	COMB1	Combination	-0.003044	-7.307E-07	-0.008482	-2.249E-07	-0.003428	0.00000118
36	COMB1	Combination	-0.003044	-9.463E-07	-0.009209	-2.778E-07	-0.003426	8.467E-07
37	COMB1	Combination	-0.003044	-3.647E-07	-0.008482	-1.134E-07	-0.003428	4.558E-07
38	COMB1	Combination	-0.003044	-4.745E-07	-0.009209	-1.424E-07	-0.003426	5.841E-07
39	COMB1	Combination	-0.003044	1.048E-15	-0.008482	-9.181E-16	-0.003428	-1.502E-15
40	COMB1	Combination	-0.003044	1.363E-15	-0.009209	-1.034E-15	-0.003426	-1.452E-15
41	COMB1	Combination	-0.003044	3.647E-07	-0.008482	1.134E-07	-0.003428	-4.558E-07
42	COMB1	Combination	-0.003044	4.745E-07	-0.009209	1.424E-07	-0.003426	-5.841E-07
43	COMB1	Combination	-0.003044	7.307E-07	-0.008482	2.249E-07	-0.003428	-0.00000118
44	COMB1	Combination	-0.003044	9.463E-07	-0.009209	2.778E-07	-0.003426	-8.467E-07
45	COMB1	Combination	-0.003044	-5.141E-07	-0.007754	-1.661E-07	-0.003436	8.67E-07
46	COMB1	Combination	-0.003044	-2.559E-07	-0.007754	-8.673E-08	-0.003436	5.509E-07
47	COMB1	Combination	-0.003045	7.354E-16	-0.007754	-7.064E-16	-0.003436	-1.447E-15
48	COMB1	Combination	-0.003044	2.559E-07	-0.007754	8.673E-08	-0.003436	-5.509E-07
49	COMB1	Combination	-0.003044	5.141E-07	-0.007754	1.661E-07	-0.003436	-8.67E-07
66	COMB1	Combination	-0.003043	1.776E-07	-0.006417	5.389E-08	-0.003371	-1.107E-06
73	COMB1	Combination	-0.003042	-4.35E-07	-0.005101	-1.905E-07	-0.00333	-2.167E-06
80	COMB1	Combination	-0.003042	-1.034E-06	-0.003797	-4.243E-07	-0.003311	-7.924E-07
92	COMB1	Combination	-0.003043	-1.776E-07	-0.006417	-5.389E-08	-0.003371	1.107E-06
93	COMB1	Combination	-0.003043	-1.103E-07	-0.006417	-3.997E-08	-0.003371	1.285E-06
94	COMB1	Combination	-0.003044	-5.817E-08	-0.006417	-2.462E-08	-0.003371	3.951E-07
95	COMB1	Combination	-0.003044	1.45E-16	-0.006417	-8.108E-16	-0.003371	-1.524E-15
96	COMB1	Combination	-0.003044	5.817E-08	-0.006417	2.462E-08	-0.003371	-3.951E-07
97	COMB1	Combination	-0.003043	1.103E-07	-0.006417	3.997E-08	-0.003371	-1.285E-06
98	COMB1	Combination	-0.003042	4.35E-07	-0.005101	1.905E-07	-0.00333	2.167E-06
99	COMB1	Combination	-0.003043	2.852E-07	-0.005101	1.132E-07	-0.00333	6.516E-07
100	COMB1	Combination	-0.003043	1.459E-07	-0.005101	5.495E-08	-0.00333	6.866E-07
101	COMB1	Combination	-0.003043	-4.432E-16	-0.005101	-7.286E-16	-0.00333	-1.463E-15
102	COMB1	Combination	-0.003043	-1.459E-07	-0.005101	-5.495E-08	-0.00333	-6.866E-07
103	COMB1	Combination	-0.003043	-2.852E-07	-0.005101	-1.132E-07	-0.00333	-6.516E-07

Anexo 114: Asentamiento Elástico de concreto armado (en voladizo) H = 3.00 m

Muro de Contención de concreto armado H=6.00 m

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.011198	0.00000281	-0.032477	5.238E-07	-0.004935	-0.000002067
2	COMB1	Combination	-0.011199	0.000001584	-0.028655	2.695E-07	-0.004963	-0.000001693
5	COMB1	Combination	-0.011198	-0.00000281	-0.032477	-5.238E-07	-0.004935	0.000002067
6	COMB1	Combination	-0.011199	-0.000001584	-0.028655	-2.695E-07	-0.004963	0.000001693
10	COMB1	Combination	-0.011186	0.000003465	-0.012987	-0.000002449	-0.00435	0.00000348
11	COMB1	Combination	-0.011186	-0.000003465	-0.012987	0.000002449	-0.00435	-0.00000348
17	COMB1	Combination	-0.011198	0.00000224	-0.030567	4.174E-07	-0.00494	-8.143E-07
34	COMB1	Combination	-0.011198	-0.00000224	-0.030567	-4.174E-07	-0.00494	8.143E-07
35	COMB1	Combination	-0.011199	-0.00000146	-0.030567	-1.546E-07	-0.00494	0.000001244
36	COMB1	Combination	-0.011198	-0.000001813	-0.032477	-2.081E-07	-0.004935	4.673E-07
37	COMB1	Combination	-0.011199	-7.188E-07	-0.030567	-5.32E-08	-0.00494	3.139E-07
38	COMB1	Combination	-0.011199	-8.945E-07	-0.032477	-7.203E-08	-0.004935	5.802E-07
39	COMB1	Combination	-0.011199	-1.484E-16	-0.030567	-7.378E-14	-0.00494	3.794E-15
40	COMB1	Combination	-0.011199	-1.654E-15	-0.032477	-7.392E-14	-0.004935	3.973E-15
41	COMB1	Combination	-0.011199	7.188E-07	-0.030567	5.32E-08	-0.00494	-3.139E-07
42	COMB1	Combination	-0.011199	8.945E-07	-0.032477	7.203E-08	-0.004935	-5.802E-07
43	COMB1	Combination	-0.011199	0.00000146	-0.030567	1.546E-07	-0.00494	-0.000001244
44	COMB1	Combination	-0.011198	0.000001813	-0.032477	2.081E-07	-0.004935	-4.673E-07
45	COMB1	Combination	-0.011199	-0.000001052	-0.028655	-9.177E-08	-0.004964	5.776E-07
46	COMB1	Combination	-0.0112	-5.213E-07	-0.028656	-1.803E-08	-0.004964	4.744E-07
47	COMB1	Combination	-0.0112	1.366E-15	-0.028656	-7.354E-14	-0.004964	3.881E-15
48	COMB1	Combination	-0.0112	5.213E-07	-0.028656	1.803E-08	-0.004964	-4.744E-07
49	COMB1	Combination	-0.011199	0.000001052	-0.028655	9.177E-08	-0.004964	-5.776E-07
72	COMB1	Combination	-0.011196	-8.881E-07	-0.026545	-8.132E-08	-0.004788	6.734E-07
79	COMB1	Combination	-0.011194	-1.581E-07	-0.024504	9.471E-08	-0.004643	0.000002802
86	COMB1	Combination	-0.011192	4.792E-07	-0.02252	-3.826E-08	-0.00453	4.014E-08
93	COMB1	Combination	-0.01119	0.000001071	-0.020577	-3.871E-07	-0.004448	0.000003211
100	COMB1	Combination	-0.011189	0.0000016	-0.018663	-9.436E-07	-0.004395	-1.572E-07
107	COMB1	Combination	-0.011187	0.000002136	-0.016766	-0.000001519	-0.004365	0.000003317
114	COMB1	Combination	-0.011187	0.000002736	-0.014876	-0.000002045	-0.004353	4.14E-08
120	COMB1	Combination	-0.011197	-6.034E-07	-0.026545	6.232E-08	-0.004788	0.00000148
121	COMB1	Combination	-0.011197	-0.000000314	-0.026545	4.776E-08	-0.004788	0.000000245
122	COMB1	Combination	-0.011197	3.004E-15	-0.026545	-7.29E-14	-0.004788	3.722E-15
123	COMB1	Combination	-0.011197	0.000000314	-0.026545	-4.776E-08	-0.004788	-0.000000245
124	COMB1	Combination	-0.011197	6.034E-07	-0.026545	-6.232E-08	-0.004788	-0.00000148
125	COMB1	Combination	-0.011196	8.881E-07	-0.026545	8.132E-08	-0.004788	-6.734E-07
126	COMB1	Combination	-0.011194	-1.609E-07	-0.024504	1.876E-07	-0.004643	2.546E-07
127	COMB1	Combination	-0.011195	-8.639E-08	-0.024504	1.382E-07	-0.004643	8.501E-07
128	COMB1	Combination	-0.011195	4.66E-15	-0.024504	-7.204E-14	-0.004643	3.965E-15
129	COMB1	Combination	-0.011195	8.639E-08	-0.024504	-1.382E-07	-0.004643	-8.501E-07

Anexo 115: Asentamiento Elástico en concreto armado H = 6.00 m

### Muro de Contención con Contrafuerte - H=3.00 m

Se obtuvo como resultado un asentamiento máximo en Condiciones de Servicio (Comb. 01) para un muro con Contrafuerte H = 3.00 m. de 0.009466 m. en la dirección 3-3.

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.003041	-5.329E-08	-0.009466	1.629E-07	-0.003389	-3.94E-08
2	COMB1	Combination	-0.003041	-1.045E-07	-0.008027	-0.000001331	-0.003401	0.00000028
5	COMB1	Combination	-0.003043	-0.000000211	-0.002658	-0.000009495	-0.003401	5.417E-08
7	COMB1	Combination	-0.003041	5.329E-08	-0.009466	-1.629E-07	-0.003389	3.94E-08
8	COMB1	Combination	-0.003041	1.045E-07	-0.008027	0.000001331	-0.003401	-0.00000028
9	COMB1	Combination	-0.003043	0.000000211	-0.002658	0.000009495	-0.003401	-5.417E-08
17	COMB1	Combination	-0.003041	-8.073E-08	-0.008746	-5.904E-07	-0.003391	-2.598E-07
34	COMB1	Combination	-0.003041	8.073E-08	-0.008746	5.904E-07	-0.003391	2.598E-07
35	COMB1	Combination	-0.003041	3.347E-07	-0.008745	0.000001344	-0.003391	-6.316E-07
36	COMB1	Combination	-0.003041	4.691E-07	-0.009465	0.000001542	-0.003389	-0.000001102
37	COMB1	Combination	-0.00304	2.578E-07	-0.008745	3.498E-07	-0.00339	-0.000001323
38	COMB1	Combination	-0.00304	3.722E-07	-0.009464	0.00000103	-0.003388	-1.229E-07
39	COMB1	Combination	-0.00304	4.885E-16	-0.008744	-1.512E-15	-0.003389	-1.179E-15
40	COMB1	Combination	-0.00304	7.316E-16	-0.009464	-1.614E-15	-0.003388	-1.105E-15
41	COMB1	Combination	-0.00304	-2.578E-07	-0.008745	-3.498E-07	-0.00339	0.000001323
42	COMB1	Combination	-0.00304	-3.722E-07	-0.009464	-0.00000103	-0.003388	1.229E-07
43	COMB1	Combination	-0.003041	-3.347E-07	-0.008745	-0.000001344	-0.003391	6.316E-07
44	COMB1	Combination	-0.003041	-4.691E-07	-0.009465	-0.000001542	-0.003389	0.000001102
45	COMB1	Combination	-0.003041	3.928E-07	-0.008026	6.997E-07	-0.0034	1.243E-07
46	COMB1	Combination	-0.00304	2.441E-07	-0.008025	-5.653E-07	-0.003398	0.000001173
47	COMB1	Combination	-0.00304	2.469E-16	-0.008025	-1.306E-15	-0.003397	-1.097E-15
48	COMB1	Combination	-0.00304	-2.441E-07	-0.008025	5.653E-07	-0.003398	-0.000001173
49	COMB1	Combination	-0.003041	-3.928E-07	-0.008026	-6.997E-07	-0.0034	-1.243E-07
66	COMB1	Combination	-0.003042	-1.032E-07	-0.006684	-0.000002918	-0.003408	-2.275E-07
73	COMB1	Combination	-0.003042	-1.276E-07	-0.005339	-0.000004991	-0.003406	8.618E-08
80	COMB1	Combination	-0.003042	-1.665E-07	-0.003997	-0.000007227	-0.0034	-1.511E-07

80	COMB1	Combination	-0.003042	-1.665E-07	-0.003997	-0.000007227	-0.0034	-1.511E-07
92	COMB1	Combination	-0.003042	1.032E-07	-0.006684	0.000002918	-0.003408	2.275E-07
93	COMB1	Combination	-0.003041	2.918E-07	-0.006685	-0.000004332	-0.003404	-0.000001432
94	COMB1	Combination	-0.00304	2.478E-07	-0.006688	-0.000004345	-0.003395	-0.000000817
95	COMB1	Combination	-0.00304	-2.123E-16	-0.006689	-1.412E-15	-0.003392	-1.196E-15
96	COMB1	Combination	-0.00304	-2.478E-07	-0.006688	0.000004345	-0.003395	0.000000817
97	COMB1	Combination	-0.003041	-2.918E-07	-0.006685	0.000004332	-0.003404	0.000001432
98	COMB1	Combination	-0.003042	1.276E-07	-0.005339	0.000004991	-0.003406	-8.618E-08
99	COMB1	Combination	-0.003041	2.658E-07	-0.005345	-0.000013	-0.003401	-0.000001078
100	COMB1	Combination	-0.00304	1.666E-07	-0.005352	-0.00001	-0.003392	-9.851E-07
101	COMB1	Combination	-0.003039	-6.694E-16	-0.005355	-1.312E-15	-0.003388	-1.128E-15
102	COMB1	Combination	-0.00304	-1.666E-07	-0.005352	0.00001	-0.003392	9.851E-07
103	COMB1	Combination	-0.003041	-2.658E-07	-0.005345	0.000013	-0.003401	0.000001078
104	COMB1	Combination	-0.003042	1.665E-07	-0.003997	0.000007227	-0.0034	1.511E-07
105	COMB1	Combination	-0.00304	0.000000111	-0.004006	-0.00002	-0.003398	-0.000002842
106	COMB1	Combination	-0.003039	-5.732E-08	-0.004018	-0.000016	-0.00339	-0.000001229
107	COMB1	Combination	-0.003039	-1.124E-15	-0.004023	-1.447E-15	-0.003387	-1.174E-15
108	COMB1	Combination	-0.003039	5.732E-08	-0.004018	0.000016	-0.00339	0.000001229
109	COMB1	Combination	-0.00304	-0.000000111	-0.004006	0.00002	-0.003398	0.000002842
110	COMB1	Combination	-0.00304	-8.624E-07	-0.002669	-0.000027	-0.003397	-0.000003745
111	COMB1	Combination	-0.003039	-0.000000524	-0.002684	-0.000021	-0.003388	-0.000001337
112	COMB1	Combination	-0.003039	-1.579E-15	-0.00269	-1.607E-15	-0.003385	-1.142E-15
113	COMB1	Combination	-0.003039	0.000000524	-0.002684	0.000021	-0.003388	0.000001337
114	COMB1	Combination	-0.00304	8.624E-07	-0.002669	0.000027	-0.003397	0.000003745

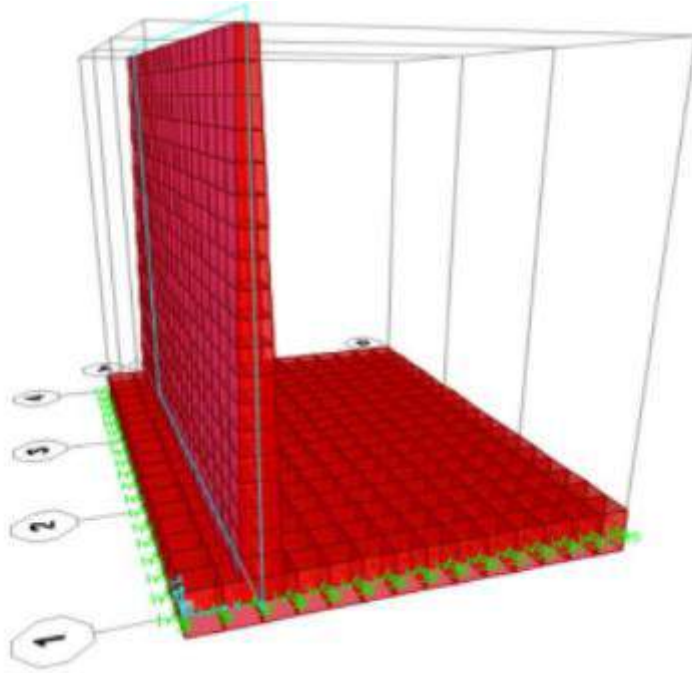
Anexo 116: Asentamiento Elástico con Contrafuerte  $H = 3.00\text{ m}$

Muro de Contención con Contrafuerte - H=6.00 m

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	COMB1	Combination	-0.011191	0.000000578	-0.033544	9.229E-07	-0.004663	-2.276E-07
2	COMB1	Combination	-0.011193	4.646E-07	-0.029934	-0.000001356	-0.004695	1.305E-07
5	COMB1	Combination	-0.011191	-0.000000578	-0.033544	-9.229E-07	-0.004663	2.276E-07
6	COMB1	Combination	-0.011193	-4.646E-07	-0.029934	0.000001356	-0.004695	-1.305E-07
10	COMB1	Combination	-0.011192	5.363E-07	-0.013536	0.000018	-0.004711	4.817E-07
11	COMB1	Combination	-0.011192	-5.363E-07	-0.013536	-0.000018	-0.004711	-4.817E-07
17	COMB1	Combination	-0.011192	5.043E-07	-0.031739	-1.862E-07	-0.004668	-2.047E-07
34	COMB1	Combination	-0.011192	-5.043E-07	-0.031739	1.862E-07	-0.004668	2.047E-07
35	COMB1	Combination	-0.011192	-7.32E-08	-0.031738	0.0000023	-0.00467	3.332E-07
36	COMB1	Combination	-0.011191	-5.153E-08	-0.033544	0.000001097	-0.004665	-7.895E-07
37	COMB1	Combination	-0.011191	3.496E-08	-0.031737	0.000001738	-0.004671	-7.144E-07
38	COMB1	Combination	-0.011191	1.372E-07	-0.033543	0.000001335	-0.004666	-2.605E-07
39	COMB1	Combination	-0.011191	6.656E-15	-0.031736	-7.584E-14	-0.004671	4.084E-16
40	COMB1	Combination	-0.011191	6.462E-15	-0.033543	-7.602E-14	-0.004666	5.879E-16
41	COMB1	Combination	-0.011191	-3.496E-08	-0.031737	-0.000001738	-0.004671	7.144E-07
42	COMB1	Combination	-0.011191	-1.372E-07	-0.033543	-0.000001335	-0.004666	2.605E-07
43	COMB1	Combination	-0.011192	7.32E-08	-0.031738	-0.0000023	-0.00467	-3.332E-07
44	COMB1	Combination	-0.011191	5.153E-08	-0.033544	-0.000001097	-0.004665	7.895E-07
45	COMB1	Combination	-0.011192	2.297E-07	-0.029931	0.000003314	-0.004696	-0.000001573
46	COMB1	Combination	-0.011191	1.962E-07	-0.029929	0.000001911	-0.004696	4.132E-07
47	COMB1	Combination	-0.011191	6.862E-15	-0.029929	-7.563E-14	-0.004696	5.291E-16
48	COMB1	Combination	-0.011191	-1.962E-07	-0.029929	-0.000001911	-0.004696	-4.132E-07
49	COMB1	Combination	-0.011192	-2.297E-07	-0.029931	-0.000003314	-0.004696	0.000001573
72	COMB1	Combination	-0.011193	-3.155E-07	-0.027887	0.000003036	-0.004713	5.124E-07
79	COMB1	Combination	-0.011193	-1.664E-07	-0.025834	0.000005269	-0.004721	1.966E-07
86	COMB1	Combination	-0.011192	-5.816E-08	-0.023781	0.000007679	-0.004722	3.136E-07
93	COMB1	Combination	-0.011192	2.496E-08	-0.021728	0.00001	-0.004719	2.487E-07
100	COMB1	Combination	-0.011192	9.569E-08	-0.019677	0.000012	-0.004716	3.096E-07
107	COMB1	Combination	-0.011192	1.843E-07	-0.017629	0.000014	-0.004712	3.296E-07
114	COMB1	Combination	-0.011193	0.000000323	-0.015582	0.000016	-0.004709	4.829E-07
120	COMB1	Combination	-0.011191	-2.584E-08	-0.027885	0.000002572	-0.004713	-0.000001565
121	COMB1	Combination	-0.01119	8.391E-08	-0.027884	0.000001214	-0.004711	-9.043E-07
122	COMB1	Combination	-0.01119	7.044E-15	-0.027883	-7.511E-14	-0.004711	3.553E-16
123	COMB1	Combination	-0.01119	-8.391E-08	-0.027884	-0.000001214	-0.004711	9.043E-07
124	COMB1	Combination	-0.011191	2.584E-08	-0.027885	-0.000002572	-0.004713	0.000001565
125	COMB1	Combination	-0.011193	3.155E-07	-0.027887	-0.000003036	-0.004713	-5.124E-07
126	COMB1	Combination	-0.011191	-2.592E-08	-0.025834	4.823E-07	-0.004721	-0.000001523
127	COMB1	Combination	-0.01119	2.037E-08	-0.025834	-6.005E-07	-0.004718	-6.353E-07
128	COMB1	Combination	-0.01119	7.239E-15	-0.025835	-7.438E-14	-0.004717	5.498E-16
129	COMB1	Combination	-0.01119	-2.037E-08	-0.025834	6.005E-07	-0.004718	6.353E-07
130	COMB1	Combination	-0.011193	2.592E-08	-0.025834	-4.823E-07	-0.004721	0.000001523
131	COMB1	Combination	-0.011193	1.664E-07	-0.025834	-0.000005269	-0.004721	-1.966E-07
132	COMB1	Combination	-0.011191	2.138E-08	-0.023781	-0.000001546	-0.004722	-0.000001629
133	COMB1	Combination	-0.011189	4.033E-08	-0.023784	-0.000002702	-0.00472	-6.839E-07
134	COMB1	Combination	-0.011189	7.443E-15	-0.023785	-7.456E-14	-0.004718	3.854E-16
135	COMB1	Combination	-0.011189	-4.033E-08	-0.023784	0.000002702	-0.00472	6.839E-07

136	COMB1	Combination	-0.011191	-2.138E-08	-0.023781	0.000001546	-0.004722	0.000001629
137	COMB1	Combination	-0.011192	5.816E-08	-0.023781	-0.000007679	-0.004722	-3.136E-07
138	COMB1	Combination	-0.01119	9.751E-08	-0.02173	-0.00000343	-0.00472	-0.000001645
139	COMB1	Combination	-0.011189	7.731E-08	-0.021734	-0.000004679	-0.004717	-7.818E-07
140	COMB1	Combination	-0.011189	7.653E-15	-0.021736	-7.416E-14	-0.004716	5.5E-16
141	COMB1	Combination	-0.011189	-7.731E-08	-0.021734	0.000004679	-0.004717	7.818E-07
142	COMB1	Combination	-0.01119	-9.751E-08	-0.02173	0.00000343	-0.00472	0.000001645
143	COMB1	Combination	-0.011192	-2.496E-08	-0.021728	-0.00001	-0.004719	-2.487E-07
144	COMB1	Combination	-0.01119	1.714E-07	-0.01968	-0.000005148	-0.004716	-0.000001971
145	COMB1	Combination	-0.011189	1.303E-07	-0.019686	-0.00000642	-0.004714	-7.727E-07
146	COMB1	Combination	-0.011188	7.862E-15	-0.019688	-7.428E-14	-0.004713	3.626E-16
147	COMB1	Combination	-0.011189	-1.303E-07	-0.019686	0.00000642	-0.004714	7.727E-07
148	COMB1	Combination	-0.01119	-1.714E-07	-0.01968	0.000005148	-0.004716	0.000001971
149	COMB1	Combination	-0.011192	-9.569E-08	-0.019677	-0.000012	-0.004716	-3.096E-07
150	COMB1	Combination	-0.01119	2.349E-07	-0.017632	-0.000006544	-0.004712	-0.000001961
151	COMB1	Combination	-0.011188	1.527E-07	-0.017639	-0.000007735	-0.004711	-0.000001242
152	COMB1	Combination	-0.011188	8.072E-15	-0.017642	-7.405E-14	-0.004711	5.57E-16
153	COMB1	Combination	-0.011188	-1.527E-07	-0.017639	0.000007735	-0.004711	0.000001242
154	COMB1	Combination	-0.01119	-2.349E-07	-0.017632	0.000006544	-0.004712	0.000001961
155	COMB1	Combination	-0.011192	-1.843E-07	-0.017629	-0.000014	-0.004712	-3.296E-07
156	COMB1	Combination	-0.01119	0.00000014	-0.015586	-0.000007241	-0.00471	-0.000003482
157	COMB1	Combination	-0.011188	-0.000000058	-0.015594	-0.000008779	-0.00471	-0.000001775
158	COMB1	Combination	-0.011188	8.279E-15	-0.015597	-7.382E-14	-0.004709	3.678E-16
159	COMB1	Combination	-0.011188	0.000000058	-0.015594	0.000008779	-0.00471	0.000001775
160	COMB1	Combination	-0.01119	-0.00000014	-0.015586	0.000007241	-0.00471	0.000003482
160	COMB1	Combination	-0.01119	-0.00000014	-0.015586	0.000007241	-0.00471	0.000003482
161	COMB1	Combination	-0.011193	-0.000000323	-0.015582	-0.000016	-0.004709	-4.829E-07
162	COMB1	Combination	-0.01119	-0.000001049	-0.01354	-0.00000854	-0.004711	-0.000004464
163	COMB1	Combination	-0.011188	-7.677E-07	-0.013549	-0.00001	-0.004709	-0.000002059
164	COMB1	Combination	-0.011188	8.477E-15	-0.013552	-7.371E-14	-0.004707	5.34E-16
165	COMB1	Combination	-0.011188	7.677E-07	-0.013549	0.00001	-0.004709	0.000002059
166	COMB1	Combination	-0.01119	0.000001049	-0.01354	0.00000854	-0.004711	0.000004464

Anexo 117: Asentamiento Elástico con Contrafuerte  $H = 6.00\text{ m}$



*Anexo 118: Modelo 3D SAP2000 V.20.2 – Muro de contención de concreto armado (en voladizo)  $H = 6.00\text{ m}$*

Acero Principal en la Pantalla Vertical				
Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.840 cm2
Espaciamiento	6.847	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	7.50	cm	Ø 3/4 @ 7.50 cm	

M(2-2) máx.	37.468	tnf.m	a l	4.387 cm
M(2-2) corte var.	18.734	tnf.m	As	18.643 cm2

Ø (utilizar)	3/4	plg	As	2.84 cm2
Espaciamiento	15.23	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 3/4 @ 15.00 cm	

As (utilizado)	18.93	cm2	a	4.455 cm
----------------	-------	-----	---	----------

M(2-2) resistente 01	11.84 Tnf.m
M(2-2) resistente 02	19.00 Tnf.m

$$s = \frac{b * As\phi}{As}$$

*Anexo 119: Aceros principales a usar en la pantalla vertical*

Acero mínimo vertical
-----------------------

Ø (utilizar)	1/2	plg	As	1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	24.57	cm	As (utilizar)	
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm	

Acero mínimo horizontal
-------------------------

As (mín.)	5.67 cm <sup>2</sup>	d1	0.283 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As 1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	22.76	cm	As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm

As (mín.)	6.33 cm <sup>2</sup>	d2	0.317 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As 1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	20.37	cm	As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	20.00	cm	Ø 1/2 @ 20.00 cm

As (mín.)	7.00 cm <sup>2</sup>	d3	0.350 m
Ø (utilizar)	1/2	plg	As 1.29 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 1/2 @ 15.00 cm

Verificación de corte

$$\phi V_c = \phi c + 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

Vu	16.81 Tnf	
ØVc	18.79 Tnf	Ok

*Anexo 120: aceros principales a usar en la pantalla horizontal*

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
$\sigma_{\text{máx.}}$ =	14.529 Tnf/m <sup>2</sup>
$\sigma_{\text{mín.}}$ =	6.096 Tnf/m <sup>2</sup>

$\sigma_{2-2}$ =	12.644 Tnf/m <sup>2</sup>
Mr =	45.08 Tnf.m
Mr (último) =	76.63 Tnf.m

M (diseño) =	26.45 Tnf.m
a =	3.25516
As =	13.83 cm <sup>2</sup>

As (diseño)	13.83 cm <sup>2</sup>	
Ø (utilizar)	5/8	plg As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	14.38	cm As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	15.00	cm Ø 5/8 @ 15.00 cm

As (mín.)	10.80 cm <sup>2</sup>	
Ø (utilizar)	5/8	plg As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	15.00	cm Ø 5/8 @ 15.00 cm

#### Verificación de corte

Vu	9.91 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

Carga Actuantes	
W(Relleno)	9.45 Tnf/m
W(P. Prop.)	1.44 Tnf/m
W(s/c)	0.50 Tnf/m

Wu	18.93 Tnf/m
Mact. (último)	103.08 Tnf.m

As (mín)	10.80 cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------

Anexo 121: Diseño Estructural del Talón

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
$\sigma_{\text{máx.}}$ =	14.529 Tnf/m <sup>2</sup>
$\sigma_{\text{mín.}}$ =	6.096 Tnf/m <sup>2</sup>

Acero de Diseño	
M (diseño) =	4.32 Tnf.m
a =	0.518 cm
As =	2.20 cm <sup>2</sup>

$\sigma_{2-2}$ =	13.338 Tnf/m <sup>2</sup>
Mact =	2.54 Tnf.m
Mact. (último) =	4.32 Tnf.m

As (mín) =	10.80 cm <sup>2</sup>
------------	-----------------------

As (diseño)	2.20 cm <sup>2</sup>		
Ø (utilizar)	5/8	plg	As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm

As (mín.)	10.80 cm <sup>2</sup>		
Ø (utilizar)	5/8	plg	As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)
Espaciamiento utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm

#### Verificación de corte

Vu	14.21 Tnf	
ØVc	34.08 Tnf	Ok

#### Anexo 122: Diseño Estructural del Pie

**REFUERZO HORIZONTAL**

$$M(-) = \frac{1}{12} * w * S'^2$$

$$M(+) = \frac{1}{24} * w * S'^2$$

Primer Tramo	APOYO	
		h1 =
H/3	σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	1.87 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	1.401 Tnf.m
	a =	0.433 cm
	As =	1.84 cm2
	As (min) =	5.00 cm2

CENTRO DEL TRAMO	
h1 =	1.800 m
σempuje activo =	0.95 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	1.87 Tnf/m2
M+(centro) =	0.700 Tnf.m
a =	0.215 cm
As =	0.91 cm2
As (min) =	5.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	25.80 cm
Esp. utilizado	25.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 25.00 cm

**Anexo 123: Refuerzo Horizontal**

Segundo tramo	APOYO	
		h2 =
H/2	σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	2.67 Tnf/m2
	M-(apoyo) =	2.005 Tnf.m
	a =	0.414 cm
	As =	1.76 cm2
	As (min) =	6.00 cm2

CENTRO DEL TRAMO	
h2 =	2.700 m
σempuje activo =	1.42 Tnf/m2
σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
σúltimo =	2.67 Tnf/m2
M+(centro) =	1.003 Tnf.m
a =	0.206 cm
As =	0.88 cm2
As (min) =	6.00 cm2

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.50 cm
Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

Ø (utilizar)	1/2 plg
As	1.29 cm2
Espaciamiento	21.50 cm
Esp. utilizado	20.00 cm
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 20.00 cm

**Verificación de corte**

Vu	3.743 Tnf	Ok
ØVc	17.491 Tnf	

**REFUERZO VERTICAL**

$$M1 = -0.03 pH^2 \left( \frac{S'}{H} \right)$$

$$M2 = \frac{-M1}{4}$$

Tramo	Momento Negativo (-M1)		Momento positivo (+M2)	
H	empuje activo =	2.84 Tnf/m2	empuje activo =	2.84 Tnf/m2
	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2	σsobrecarga =	0.15 Tnf/m2
	σúltimo =	5.09 Tnf/m2	σúltimo =	5.09 Tnf/m2
	M-(Pantalla) =	2.474 Tnf.m	M+(Pantalla) =	0.619 Tnf.m
	a =	0.512 cm	a =	0.127 cm
	As =	3.26 cm2	As =	0.81 cm2
	As (min) =	3.75 cm2	As (min) =	3.75 cm2
	Ø (utilizar)	1/2	Ø (utilizar)	1/2
	As	1.29 cm2	As	1.29 cm2
	Espaciamiento	34.40 cm	Espaciamiento	34.40 cm
	Esp. utilizado	30.00 cm	Esp. utilizado	30.00 cm
	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm
	Verificación de corte	Hp/2	Hp-h1-h3	S/4
		h1 = 2.700 m	h2 = 1.950 m	h3 = 0.750 m
	Vu	9.825 Tnf		
	ØVc	17.491 Tnf	Ok	

#### Anexo I24: Refuerzo Vertical

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σmáx. =	14.370 Tnf/m2
σmín. =	5.766 Tnf/m2

σ1-1 =	12.447 Tnf/m2
wu1 =	2.23 Tnf.m
wu2 =	9.13 Tnf.m
wu (diseño) =	9.13 Tnf.m

Carga Actuantes	
W(relleno)	9.45 Tnf/m
W(peso prop.)	1.44 Tnf/m
W(sobrecar.)	0.50 Tnf/m

Mu	5.96 Tnf.m
a	0.716 cm
As	3.04 cm2
As (mín)	10.80 cm2

As (diseño)	3.04 cm2		
Ø (utilizar)	5/8	plg	As 1.99 cm2
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2 * Mu}{\phi f * 0.85 * f'c * b}}$$

$$As = \frac{Mu}{\phi f * fy * d - \frac{a}{2}}$$

As (mín.)	10.80 cm <sup>2</sup>		
Ø (utilizar)	5/8	plg	As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.43	cm	As (utilizar)
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm

$$S = \frac{b * As \phi}{As}$$

#### Verificación por Corte

Vu	15.063 Tnf	Fuerza cortante en cara de talón posterior
Vu	12.781 Tnf	Fuerza cortante en cara de los contrafuertes
Vc	30.072 Tnf	Ok

#### Anexo 125: Talón posterior

Esfuerzos en la Base de la Zapata	
σ <sub>máx.</sub> =	14.370 Tnf/m <sup>2</sup>
σ <sub>mín.</sub> =	5.766 Tnf/m <sup>2</sup>

σ <sub>2-2</sub> =	13.155 Tnf/m <sup>2</sup>	Esfuerzo en Cara de Pie de Zapata
Mact =	2.51 Tnf.m	
Mact. (último) =	4.27 Tnf.m	

M (diseño) =	4.27 Tnf.m
a =	0.51203
As =	2.18 cm <sup>2</sup>

As (mín)	10.80 cm <sup>2</sup>
----------	-----------------------

As (diseño)	2.18 cm <sup>2</sup>		
Ø (utilizar)	5/8	plg	As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.426	cm	As (utilizar)
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm

As (mín.)	10.80 cm <sup>2</sup>		
Ø (utilizar)	5/8	plg	As 1.99 cm <sup>2</sup>
Espaciamiento	18.426	cm	As (utilizar)
Esp. utilizado	15.00	cm	Ø 5/8 @ 15.00 cm

#### Verificación de corte

Vu	8.26 Tnf	
ØVc	30.07 Tnf	Ok

Espesor =	0.20 m
Separación (S) =	3.00 m
Separación (S') =	2.80 m

Angulo de  
Inclinacion  
Contrafuerte

$\alpha =$	58.57 °
------------	---------

Altura de pantalla =	5.40 m
Talón =	3.30 m

Recubrimiento

r =	0.06 m	(Norma E-060 - Articulo 7.7.1)
t1 =	3.30 m	

*Anexo 127: Datos del Contrafuerte*

$$Tu = \frac{Wu * S}{2} \quad As = \frac{Tu}{\phi f * fy} \quad S = \frac{b * As \phi}{As}$$

Primer tramo			
h1 =	5.40 m	d =	3.24 m

$\sigma$ empuje activo =	2.84 Tnf/m2	Tu	13.684 Tnf	
$\sigma$ sobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	3.62 cm2	
$\sigma$ último =	5.09 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	13.746 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	24.743 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Segundo tramo			
h1 =	2.70 m	d	1.590 m

$\sigma$ empuje activo =	1.42 Tnf/m2	Tu	3.625 Tnf	
$\sigma$ sobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.96 cm2	
$\sigma$ último =	2.67 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	3.609 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	3.248 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Tercer tramo			
h1 =	1.80 m	d	1.040 m

$\sigma$ empuje activo =	0.95 Tnf/m2	Tu	1.704 Tnf	
$\sigma$ sobrecarga =	0.15 Tnf/m2	As	0.45 cm2	
$\sigma$ último =	1.87 Tnf/m2	As (mín)	3.60 cm2	AsØ
Vu =	1.681 Tnf	Ø	1/2	1.29 cm2
Mu =	1.009 Tnf.m	# Var.	3 varillas de Ø 1/2	

Refuerzo horizontal

wu =	2.67 Tnf/m2
Tu =	4.010 Tnf
As =	1.06 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre la Pantalla Vertical en el Segundo Tramo

$$Tu = \frac{Wu * S}{2}$$

$$As = \frac{Tu}{\phi * fy}$$

$$S = \frac{b * As \phi}{As}$$

As (diseño)	1.06 cm2	
Ø (utilizar)	1/2	plg
Espaciamiento	32.25	cm
Esp. utilizado	30.00	cm
As	1.29 cm2	
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2	
Ø (utilizar)	1/2	plg
Espaciamiento	32.25	cm
Esp. utilizado	30.00	cm
As	1.29 cm2	
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Refuerzo vertical

wu =	2.67 Tnf/m2
Tu =	4.010 Tnf
As =	1.06 cm2
As (mín) =	4.00 cm2

Esfuerzo sobre el Talon Posterior del Muro

As (diseño)	1.06 cm2	
Ø (utilizar)	1/2	plg
Espaciamiento	32.25	cm
Esp. utilizado	30.00	cm
As	1.29 cm2	
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

As (mín.)	4.00 cm2	
Ø (utilizar)	1/2	plg
Espaciamiento	32.25	cm
Esp. utilizado	30.00	cm
As	1.29 cm2	
As (utilizar)	Ø 1/2 @ 30.00 cm	

Anexo 128: Refuerzo en tracción

Verificación por corte

El contrafuerte por sus características geométricas se considera como una viga peraltada sometida a carga uniformemente repartida y por lo tanto, la sección crítica se ubica a 0.15 Hp de la Base (Teodoro E.Harmsen - Diseño de Estructuras de Concreto Armado 3º Edicion, Pag.382)

0.15 Hp =	0.810 m	de la Base	La sección crítica se ubica a	4.590 m
-----------	---------	------------	-------------------------------	---------

Vu	18.407 Tnf	
Vc	37.327 Tnf	Ok

Anexo 129: Verificación por corte

## Metrados

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO
<b>01</b>	<b><u>ESTRUCTURAS - MUROS DE CONCRETO ARMADO (EN VOLADIZO)</u></b>		
<b>01.01</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>		
<b>01.01.01</b>	<b>MURO TIPO C - H=2.00 m</b>		
<b>01.01.01.01</b>	<b>NIVELACIÓN - ZAPATA</b>		
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60 fy=4200 kg/cm2	KG	214.01
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.50
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.20
<b>01.01.01.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	226.16
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	31.80
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.89
<b>01.01.02</b>	<b>MURO TIPO D - H=2.50 m</b>		
<b>01.01.02.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.02.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	459.45
01.01.02.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	9.50
01.01.02.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.85
<b>01.01.02.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	256.40
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO	M2	38.40
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.81
<b>01.01.03</b>	<b>MURO TIPO E - H=3.00 m</b>		
<b>01.01.03.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	515.20
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	9.25
01.01.03.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.00
<b>01.01.03.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO (CONCRETO ARMADO)</b>		
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	368.50
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	47.60
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.20
<b>01.01.04</b>	<b>MURO TIPO F - H=3.50 m</b>		
<b>01.01.04.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		

01.01.04.01.02	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	736.45
01.01.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	10.00
01.01.04.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	9.80
<b>01.01.04.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	506.50
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	56.20
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	7.80
<b>01.01.05</b>	<b>MURO TIPO G - H=4.00 m</b>		
<b>01.01.05.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	690.70
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	9.50
01.01.05.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	9.98
<b>01.01.05.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	758.30
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	70.52
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	9.10
<b>01.01.06</b>	<b>MURO TIPO H - H=4.50 m</b>		
<b>01.01.06.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.06.01.02	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	781.40
01.01.06.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	11.90
01.01.06.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	15.12
<b>01.01.06.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	988.20
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	75.90
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	10.00
<b>01.01.07</b>	<b>MURO TIPO I - H=5.00 m</b>		
<b>01.01.07.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1865.20
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	15.20
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	16.85
<b>01.01.07.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1365.20
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	91.00
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO $f'_c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	16.45
<b>01.01.08</b>	<b>MURO TIPO J - H=5.50 m</b>		
<b>01.01.08.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1237.22

01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESE NCOFRADO DE MURO	M2	14.03
01.01.08.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	19.75
<b>01.01.08.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1612.55
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	98.62
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	14.65
<b>01.01.09</b>	<b>MURO TIPO K - H=6.00 m</b>		
<b>01.01.09.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1854.32
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	16.20
01.01.09.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	25.63
<b>01.01.09.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1986.22
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	98.26
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	13.56

*Anexo 130: Metrado de Muros de Contención de concreto armado (en voladizo) H=3.00 m a H=6=00 m*

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO
<b>01</b>	<b><u>ESTRUCTURAS - MUROS CON CONTRAFUERTE</u></b>		
<b>01.01</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>		
<b>01.01.01</b>	<b>MURO TIPO C - H=2.00 m</b>		
<b>01.01.01.01</b>	<b>NIVELACIÓN - ZAPATA</b>		
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60 fy=4200 kg/cm2	KG	214.01
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	5.50
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.20
<b>01.01.01.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	354.20
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	38.50
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.50
<b>01.01.02</b>	<b>MURO TIPO D - H=2.50 m</b>		
<b>01.01.02.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.02.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	458.45
01.01.02.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	9.50
01.01.02.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.85
<b>01.01.02.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	485.36
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	52.30
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.60
<b>01.01.03</b>	<b>MURO TIPO E - H=3.00 m</b>		
<b>01.01.03.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	515.20
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	9.25
01.01.03.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.50
<b>01.01.03.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	546.67
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	62.65
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.52

<b>01.01.04</b>	<b>MURO TIPO F - H=3.50 m</b>		
<b>01.01.04.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.04.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	736.45
01.01.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	8.80
01.01.04.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.00
<b>01.01.04.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	652.24
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	79.45
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.62
<b>01.01.05</b>	<b>MURO TIPO G - H=4.00 m</b>		
<b>01.01.05.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	690.70
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	8.50
01.01.05.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.80
<b>01.01.05.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	652.60
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	45.20
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.05
<b>01.01.06</b>	<b>MURO TIPO H - H=4.50 m</b>		
<b>01.01.06.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.06.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	781.40
01.01.06.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	11.90
01.01.06.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	15.12
<b>01.01.06.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	800.02
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	108.23
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	12.56
<b>01.01.07</b>	<b>MURO TIPO I - H=5.00 m</b>		
<b>01.01.07.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1865.20
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	15.20

01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	16.85
<b>01.01.07.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	945.05
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	132.60
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	18.23
<b>01.01.08</b>	<b>MURO TIPO J - H=5.50 m</b>		
<b>01.01.08.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1237.22
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	14.03
01.01.08.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	19.75
<b>01.01.08.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1052.12
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	123.65
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	19.32
<b>01.01.09</b>	<b>MURO TIPO K - H=6.00 m</b>		
<b>01.01.09.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>		
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1854.32
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	16.20
01.01.09.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	25.63
<b>01.01.09.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>		
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1045.12
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	155.23
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	17.65

*Anexo 131: Metrado de Muros Con Contrafuertes H=3.00 m a H=6=00 m*

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO		DIFEREN CIA	PORCEN TAJE
			METRADO 01: M. CONCRETO ARMADO (EN VOLADIZO)	METRADO 02: M. CONTRA- FUERTE		
<b>01</b>	<b><u>ESTRUCTURAS</u></b>					
<b>01.01</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>					
<b>01.01.01</b>	<b>MURO TIPO C - H=2.00 m</b>					
<b>01.01.01.01</b>	<b>NIVELACIÓN - ZAPATA</b>					
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60 fy=4200 kg/cm2	KG	214.01	214.01	0.00	0.00%
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.50	5.50	0.00	0.00%
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.20	4.20	0.00	0.00%
<b>01.01.01.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>					
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	226.16	354.20	-119.07	-9.19%
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	31.80	38.50	-6.90	-0.53%
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.89	7.50	-2.61	-0.20%
<b>01.01.02</b>	<b>MURO TIPO D - H=2.50 m</b>					
<b>01.01.02.01</b>	<b>CIMENTACION – ZAPATA</b>					
01.01.02.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	459.45	458.45	0.00	0.00%
01.01.02.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	9.50	9.50	0.00	0.00%
01.01.02.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.85	7.85	0.00	0.00%
<b>01.01.02.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>					
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	256.40	485.36	-228.96	-
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	38.40	52.30	-16.10	-1.24%
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.81	5.60	0.21	0.02%
<b>01.01.03</b>	<b>MURO TIPO E - H=3.00 m</b>					
<b>01.01.03.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>					
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	515.20	515.20	0.00	0.00%
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	9.25	9.25	0.00	0.00%
01.01.03.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.00	6.50	0.00	0.00%

<b>01.01.03.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>						
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	368.50	546.67	-196.63	-	15.18%
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	47.60	62.65	-15.05	-1.16%	
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.20	8.52	-3.87	-0.30%	
<b>01.01.04</b>	<b>MURO TIPO F - H=3.50 m</b>						
<b>01.01.04.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>						
01.01.04.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	736.45	736.45	0.00	0.00%	
01.01.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	10.00	8.80	0.00	0.00%	
01.01.04.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.80	9.00	0.00	0.00%	
<b>01.01.04.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>						
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	506.50	652.24	-145.74	-	11.25%
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	56.20	79.45	-23.25	-1.79%	
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.80	9.62	-1.82	-0.14%	
<b>01.01.05</b>	<b>MURO TIPO G - H=4.00 m</b>						
<b>01.01.05.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>						
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	690.70	690.70	0.00	0.00%	
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	9.50	8.50	0.00	0.00%	
01.01.05.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.98	9.80	0.00	0.00%	
<b>01.01.05.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>						
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	758.30	652.60	105.70	8.16%	
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	70.52	45.20	11.61	0.90%	
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.10	11.05	-1.95	-0.15%	
<b>01.01.06</b>	<b>MURO TIPO H - H=4.50 m</b>						
<b>01.01.06.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>						
01.01.06.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	781.40	781.40	0.00	0.00%	
01.01.06.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	11.90	11.90	0.00	0.00%	
01.01.06.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	15.12	15.12	0.00	0.00%	
<b>01.01.06.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>						
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	988.20	800.02	188.18	14.53%	
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	75.90	108.23	-32.33	-2.50%	

01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	10.00	12.56	-3.45	-0.27%
<b>01.01.07</b>	<b>MURO TIPO I - H=5.00 m</b>					
<b>01.01.07.01</b>	<b>CIMENTACIÓN - ZAPATA</b>					
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1865.20	1865.20	0.00	0.00%
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	15.20	15.20	0.00	0.00%
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	16.85	16.85	0.00	0.00%
<b>01.01.07.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>					
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1365.20	945.05	420.15	32.43%
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	91.00	132.60	-41.60	-3.21%
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	16.45	18.23	-1.78	-0.14%
<b>01.01.08</b>	<b>MURO TIPO J - H=5.50 m</b>					
<b>01.01.08.01</b>	<b>CIMENTACIÓN - ZAPATA</b>					
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1237.22	1237.22	0.00	0.00%
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	14.03	14.03	0.00	0.00%
01.01.08.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	19.75	19.75	0.00	0.00%
<b>01.01.08.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>					
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1612.55	1052.12	560.43	43.26%
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	98.62	123.65	-25.03	-1.93%
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	14.65	19.32	-4.67	-0.36%
<b>01.01.09</b>	<b>MURO TIPO K - H=6.00 m</b>					
<b>01.01.09.01</b>	<b>CIMENTACIÓN - ZAPATA</b>					
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1854.32	1854.32	0.00	0.00%
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	16.20	16.20	0.00	0.00%
01.01.09.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	25.63	25.63	0.00	0.00%
<b>01.01.09.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>					
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$	KG	1986.22	1045.12	941.10	72.64%
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	98.26	155.23	-56.97	-4.40%
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$	M3	13.56	17.65	-4.09	-0.32%

**Anexo 132:** Comparación de Metrados, Muro de concreto armado (en voladizo) vs Muro con Contrafuerte  
*H=3.00 m a H=6.00 m*

Descripción	Muro en Muro con Diferencia	Muro en Muro con Diferencia	Muro en Muro con Diferencia	Muro en Muro con Diferencia	Porcentaje de Excedencia
	Concreto armado (en voladizo)	Contrafuerte			
ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	61304.65 kg	54089.45 kg	7215.20 kg		32.14%
ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	1843.85 m <sup>2</sup>	2854.56 m <sup>3</sup>	-1010.71 m <sup>2</sup>		-40.80%
MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>	745.52 m <sup>3</sup>	864.58 m <sup>3</sup>	-119.06 m <sup>3</sup>		-15.78%

*Anexo 133: Comparación de Metrados, Muro de concreto armado (en voladizo) vs Muro con Contrafuerte H=3.00 m a H=6=00 m*

El siguiente análisis comparativo nos reflejara las diferencias que existen entre los metrados de ambos sistemas estructurales, indicándonos los porcentajes de variación de un sistema de muros de concreto armado (en voladizo) vs un sistema de muros con contrafuerte con respecto a cada partida que la conforma.

Partida	01.01.01.01.01	<b>ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2</b>				
Rendimiento	250	KG/DIA	Costo unitario directo por: KG		8.71	
Código	Descripcion Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial
<b>Mano de obra</b>						
0101010001	CAPATAZ	HH	0.10000	0.0032	80.50	0.26
0101010002	OPERARIO	HH	1.0000	0.0320	63.15	2.02
0101010003	PEON	HH	1.0000	0.0320	56.80	1.82
						<b>4.10</b>
<b>Materiales</b>						
0101010004	ALAMBRE NEGRO N°16	KG		0.0600	4.31	0.26
0101010005	ACERO CONSTRUCCIÓN CORRUGADO	KG		1.0700	3.81	4.08
						<b>4.34</b>
<b>Equipos</b>						
0101010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	4.10	0.12
0101010007	CIZALLA	HM	1.0000	0.0320	5.00	0.16
						<b>0.28</b>

*Anexo 134: Acero Grado 60, fy=4200 kg/cm2*

Partida	01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE ZAPATAS				
Rendimiento	25	M2/DIA	Costo unitario directo por: M2		114.44	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial
<b>Mano de obra</b>						
0101010001	CAPATAZ	HH	0.10000	0.0320	80.50	2.58
0101010002	OPERARIO	HH	1.0000	0.3200	63.15	20.21
0101010003	PEON	HH	2.0000	0.6400	56.80	36.35
0101010004	OFICIAL	HH	2.0000	0.6400	40.21	25.73
						<b>84.87</b>
<b>Materiales</b>						
0101010004	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.65	0.93
0101010005	CLAVO PARA AMDERA C/C 4"	KG		0.2000	4.16	0.83
0101010006	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.98	1.80
0101010007	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
0101010008	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						<b>6.16</b>
<b>Equipos</b>						
0101010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.27	0.91
0101010007	ENCONFRADO METÁLICO	HM		1.0000	22.50	22.50
						<b>23.41</b>

*Anexo 135: Encofrado y Desencofrado de Zapata*

Partida	01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO PREMEZCLADO $f'_c= 210 \text{ Kg/cm}^2$					
Rendimiento	25	M3/DIA		Costo unitario directo por: M3	521.85		
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/	Parcial	
<b>Mano de obra</b>							
0101010001	CAPATAZ	HH	0.10000	0.0320	80.50	2.58	
0101010002	OPERARIO	HH	2.0000	0.6400	63.15	40.42	
0101010003	PEON	HH	2.0000	0.6400	56.80	36.35	
0101010004	OFICIAL	HH	2.0000	0.6400	40.21	25.73	
						<b>105.08</b>	
<b>Materiales</b>							
0101010004	CONCRETO PRE-MEZCLADO $f'_c=210$						
	KG/CM2	KG		1.0500	350.41	367.93	
						<b>367.93</b>	
<b>Equipos</b>							
0101010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	38.65	1.16	
0101010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP						
	1.25"	HM	2.0000	0.6400	12.00	7.68	
0101010008	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	40.00	40.00	
						<b>48.84</b>	

*Anexo 136: Zapatas, Concreto Premezclado  $f'_c= 210 \text{ kg/cm}^2$*

Partida	01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO				
Rendimiento	25	M2/DIA	Costo unitario	directo por: M2	114.44	
Código	Descripcion Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	Parcial
	<b>Mano de obra</b>					
0101010001	CAPATAZ	HH	0.10000	0.0320	80.50	2.58
0101010002	OPERARIO	HH	1.0000	0.3200	63.15	20.21
0101010003	PEON	HH	2.0000	0.6400	56.80	36.35
0101010004	OFICIAL	HH	2.0000	0.6400	40.21	25.73
						<b>84.87</b>
	<b>Materiales</b>					
0101010004	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.65	0.93
0101010005	CLAVO PARA AMDERA C/C 4"	KG		0.2000	4.16	0.83
0101010006	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.98	1.80
0101010007	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
0101010008	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						<b>6.16</b>
	<b>Equipos</b>					
0101010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.27	0.91
0101010007	ENCOFRADO METÁLICO	HM		1.0000	22.50	22.50
						<b>23.41</b>

*Anexo 137: Encofrado y Desencofrado de Muro en Voladizo*

Partida	01.01.01.02.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE.				
Rendimiento	23	M2/DIA		Costo unitario directo por: M2	121.82	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio	
					S/	Parcial
	<b>Mano de obra</b>					
0101010001	CAPATAZ	HH	0.10000	0.0348	80.50	2.80
0101010002	OPERARIO	HH	1.0000	0.3478	63.15	21.97
0101010003	PEON	HH	2.0000	0.6957	56.80	39.51
0101010004	OFICIAL	HH	2.0000	0.6957	40.21	27.97
						<b>92.25</b>
	<b>Materiales</b>					
0101010004	ALAMBRE NEGRO N°8	KG		0.2000	4.65	0.93
0101010005	CLAVO PARA AMDERA C/C 4"	KG		0.2000	4.16	0.83
0101010006	CURADOR DE CONCRETO	L		0.2000	8.98	1.80
0101010007	DESMOLDANTE PARA ENCOFRADO C/V	L		0.0134	4.50	0.06
0101010008	MADERA TORNILLO	P2		0.5000	5.08	2.54
						<b>6.16</b>
	<b>Equipos</b>					
0101010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	30.27	0.91
0101010007	ENCONFRADO METÁLICO	HM		1.0000	22.50	22.50
						<b>23.41</b>

*Anexo 138: Encofrado y Desencofrado de Muro con Contrafuerte*

Partida	01.01.01.02.04	Muros de Contención, Concreto Premezclado $f'_c=210$ kg/cm <sup>2</sup>					
Rendimiento	20	M3/DIA	Costo unitario directo por: M3			548.12	
Código	Descripción Insumo	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/	Parcial	
<b>Mano de obra</b>							
0101010001	CAPATAZ	HH	0.10000	0.0400	80.50	3.22	
0101010002	OPERARIO	HH	2.0000	0.8000	63.15	50.52	
0101010003	PEON	HH	2.0000	0.8000	56.80	45.44	
0101010004	OFICIAL	HH	2.0000	0.8000	40.21	32.17	
						<b>131.35</b>	
<b>Materiales</b>							
0101010004	CONCRETO PRE-MEZCLADO FC=210 KG/CM2	KG		1.0500	350.41	367.93	
						<b>367.93</b>	
<b>Equipos</b>							
0101010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	38.65	1.16	
0101010007	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.25'	HM	2.0000	0.6400	12.00	7.68	
0101010008	BOMBA DE CONCRETO 10 M3/H	M3		1.0000	40.00	40.00	
						<b>48.84</b>	

**Anexo 139:** Muros de Contención, Concreto  $f'_c=210$  Kg/Cm<sup>2</sup>

PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UND.	METRADO	PRESUPUESTO BASE (S/.)	
				PRECIO UNITARIO	PRECIO PARCIAL
<b>01</b>	<b><u>ESTRUCTURAS - MUROS DE CONCRETO ARMADO (EN VOLADIZO)</u></b>				<b>336,934.45</b>
<b>01.01</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>336,934.45</b>
<b>01.01.01</b>	<b>MURO TIPO C - H=2.00 m</b>				<b>13,087.06</b>
<b>01.01.01.01</b>	<b>NIVELACIÓN - ZAPATA</b>				<b>4797.7071</b>
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60 fy=4200 kg/cm2	KG	214.01	8.71	1,864.03
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	6.50	114.14	741.91
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.20	521.85	2,191.77
<b>01.01.01.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>8289.3524</b>
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	226.16	8.71	1,969.85
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	31.80	114.44	3,639.19
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	4.89	548.12	2,680.31
<b>01.01.02</b>	<b>MURO TIPO D - H=2.50 m</b>				<b>19,204.05</b>
<b>01.01.02.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>9391.7315</b>
01.01.02.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	459.45	8.71	4,001.81
01.01.02.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	9.50	114.44	1,087.18
01.01.02.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.85	548.12	4,302.74
<b>01.01.02.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>9812.3172</b>
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	256.40	8.71	2,233.24
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	38.40	114.44	4,394.50
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.81	548.12	3,184.58
<b>01.01.03</b>	<b>MURO TIPO E - H=3.00 m</b>				<b>21,986.25</b>
<b>01.01.03.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>9,930.92</b>
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	515.20	8.71	4,487.39
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	9.25	114.44	1,058.57
01.01.03.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.00	548.12	4,384.96

<b>01.01.03.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>12,055.32</b>
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	368.50	8.71	3,209.64
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	47.60	114.44	5,447.34
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.20	548.12	3,398.34
<b>01.01.04</b>	<b>MURO TIPO F - H=3.50 m</b>				<b>28,048.93</b>
<b>01.01.04.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>12,930.46</b>
01.01.04.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	736.45	8.71	6,414.48
01.01.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	10.00	114.44	1,144.40
01.01.04.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.80	548.12	5,371.58
<b>01.01.04.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>15,118.48</b>
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	506.50	8.71	4,411.62
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	56.20	114.44	6,431.53
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.80	548.12	4,275.34
<b>01.01.05</b>	<b>MURO TIPO G - H=4.00 m</b>				<b>32,236.41</b>
<b>01.01.05.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>12,573.41</b>
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	690.70	8.71	6,016.00
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	9.50	114.44	1,087.18
01.01.05.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.98	548.12	5,470.24
<b>01.01.05.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>19,662.99</b>
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	758.30	8.71	6,604.79
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	70.52	114.44	8,070.31
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.10	548.12	4,987.89
<b>01.01.06</b>	<b>MURO TIPO H - H=4.50 m</b>				<b>39,229.82</b>
<b>01.01.06.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>16,455.40</b>
01.01.06.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	781.40	8.71	6,805.99
01.01.06.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	M2	11.90	114.44	1,361.84

EN VOLADIZO					
01.01.06.01.04	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	15.12	548.12	8,287.57
<b>01.01.06.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>22,774.42</b>
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	988.20	8.71	8,607.22
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	75.90	114.44	8,686.00
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	10.00	548.12	5,481.20
<b>01.01.07</b>	<b>MURO TIPO I - H=5.00 m</b>				<b>58,542.71</b>
<b>01.01.07.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>27,221.20</b>
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1,865.20	8.71	16,245.89
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	15.20	114.44	1,739.49
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	16.85	548.12	9,235.82
<b>01.01.07.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>31,321.51</b>
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1,365.20	8.71	11,890.89
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	91.00	114.44	10,414.04
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	16.45	548.12	9,016.57
<b>01.01.08</b>	<b>MURO TIPO J - H=5.50 m</b>				<b>56,568.49</b>
<b>01.01.08.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>23,207.15</b>
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1,237.22	8.71	10,776.19
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	14.03	114.44	1,605.59
01.01.08.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	19.75	548.12	10,825.37
<b>01.01.08.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>33,361.34</b>
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60, $f_y=4200$ kg/cm <sup>2</sup>	KG	1,612.55	8.71	14,045.31
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	98.62	114.44	11,286.07
01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO $f'c= 210$ kg/cm <sup>2</sup>	M3	14.65	548.12	8,029.96
<b>01.01.09</b>	<b>MURO TIPO K - H=6.00 m</b>				<b>68,030.73</b>

<b>01.01.09.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>32,053.37</b>
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,854.32	8.71	16,151.13
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	16.20	114.44	1,853.93
01.01.09.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.63	548.12	14,048.32
<b>01.01.09.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>35,977.36</b>
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,986.22	8.71	17,299.98
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO EN VOLADIZO	M2	98.26	114.44	11,244.87
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	13.56	548.12	7,432.51

*Anexo 140: Presupuesto de Muro de Contención concreto armado (en voladizo)*

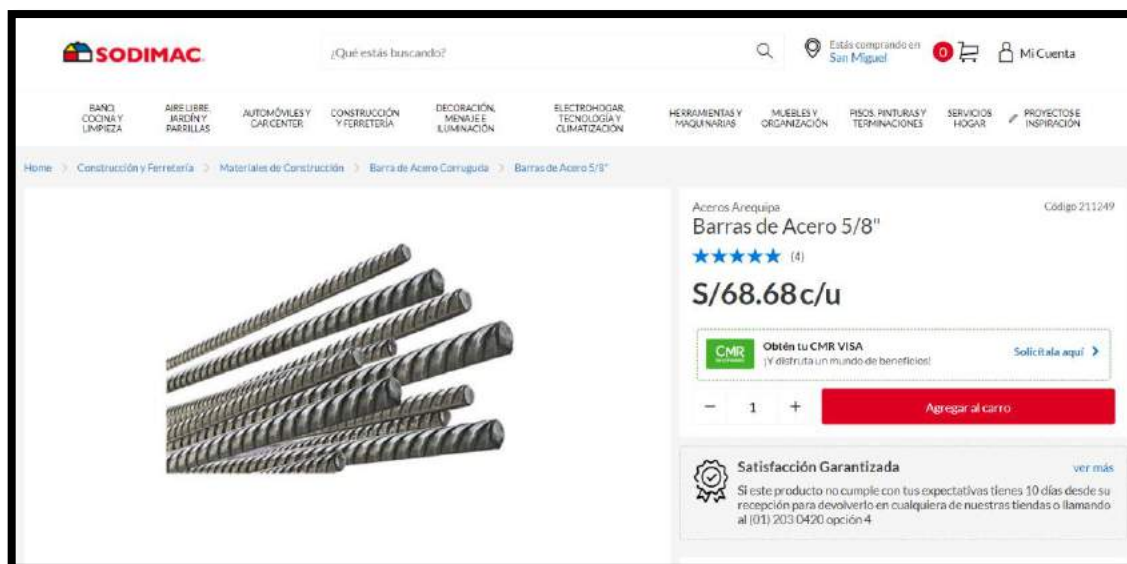
PARTIDA	DESCRIPCIÓN	UND.	METR ADO	PRESUPUESTO BASE (S/.)	
				PRECIO UNITARIO	PRECIO PARCIAL
<b>01</b>	<b><u>ESTRUCTURAS - CON CONTRAFUERTE</u></b>				<b>456,932.28</b>
<b>01.01</b>	<b>OBRAS DE CONCRETO ARMADO</b>				<b>456,932.28</b>
<b>01.01.01</b>	<b>MURO TIPO C - H=2.00 m</b>				<b>16,569.62</b>
<b>01.01.01.01</b>	<b>NIVELACIÓN - ZAPATA</b>				<b>4683.5671</b>
01.01.01.01.01	ACERO GRADO 60 fy=4200 kg/cm2	KG	214.01	8.71	1,864.03
01.01.01.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE ZAPATAS	M2	5.50	114.14	627.77
01.01.01.01.03	ZAPATAS, CONCRETO f'c= 210 Kg/cm2	M3	4.20	521.85	2,191.77
<b>01.01.01.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>11886.052</b>
01.01.01.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	354.20	8.71	3,085.08
01.01.01.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	38.50	121.82	4,690.07
01.01.01.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.50	548.12	4,110.90
<b>01.01.02</b>	<b>MURO TIPO D - H=2.50 m</b>				<b>23,121.28</b>
<b>01.01.02.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>9453.1315</b>
01.01.02.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	458.45	8.71	3,993.10
01.01.02.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	9.50	121.82	1,157.29
01.01.02.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	7.85	548.12	4,302.74
<b>01.01.02.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>13668.1436</b>
01.01.02.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	485.36	8.71	4,227.49
01.01.02.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	52.30	121.82	6,371.19
01.01.02.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	5.60	548.12	3,069.47
<b>01.01.03</b>	<b>MURO TIPO E - H=3.00 m</b>				<b>26,240.51</b>
<b>01.01.03.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>9,177.01</b>
01.01.03.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	515.20	8.71	4,487.39
01.01.03.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	9.25	121.82	1,126.84
01.01.03.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	6.50	548.12	3,562.78

<b>01.01.03.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>17,063.50</b>
01.01.03.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	546.67	8.71	4,761.50
01.01.03.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	62.65	121.82	7,632.02
01.01.03.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	8.52	548.12	4,669.98
<b>01.01.04</b>	<b>MURO TIPO F - H=3.50 m</b>				<b>33,052.10</b>
<b>01.01.04.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>12,419.58</b>
01.01.04.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	736.45	8.71	6,414.48
01.01.04.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	8.80	121.82	1,072.02
01.01.04.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.00	548.12	4,933.08
<b>01.01.04.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>20,632.52</b>
01.01.04.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	652.24	8.71	5,681.01
01.01.04.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	79.45	121.82	9,678.60
01.01.04.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.62	548.12	5,272.91
<b>01.01.05</b>	<b>MURO TIPO G - H=4.00 m</b>				<b>29,670.18</b>
<b>01.01.05.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>12,423.04</b>
01.01.05.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	690.70	8.71	6,016.00
01.01.05.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	8.50	121.82	1,035.47
01.01.05.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	9.80	548.12	5,371.58
<b>01.01.05.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>17,247.14</b>
01.01.05.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	652.60	8.71	5,684.15
01.01.05.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	45.20	121.82	5,506.26
01.01.05.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	11.05	548.12	6,056.73
<b>01.01.06</b>	<b>MURO TIPO H - H=4.50 m</b>				<b>43,580.37</b>
<b>01.01.06.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>16,543.23</b>
01.01.06.01.02	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	781.40	8.71	6,805.99

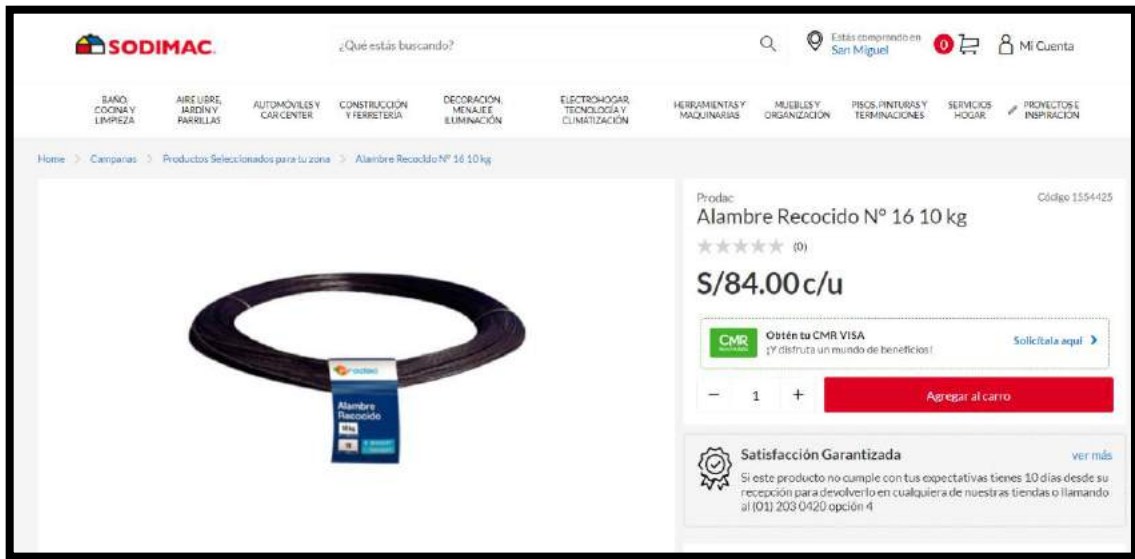
01.01.06.01.03	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	11.90	121.82	1,449.66
01.01.06.01.04	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	15.12	548.12	8,287.57
<b>01.01.06.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>27,037.14</b>
01.01.06.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	800.02	8.71	6,968.17
01.01.06.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	108.23	121.82	13,184.58
01.01.06.02.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	12.56	548.12	6,884.39
<b>01.01.07</b>	<b>MURO TIPO I - H=5.00 m</b>				<b>61,710.32</b>
<b>01.01.07.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>27,333.38</b>
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,865. 20	8.71	16,245.89
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	15.20	121.82	1,851.66
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	16.85	548.12	9,235.82
<b>01.01.07.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>34,376.95</b>
01.01.07.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	945.05	8.71	8,231.39
01.01.07.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	132.60	121.82	16,153.33
01.01.07.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	18.23	548.12	9,992.23
<b>01.01.08</b>	<b>MURO TIPO J - H=5.50 m</b>				<b>58,127.38</b>
<b>01.01.08.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>23,310.69</b>
01.01.08.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,237. 22	8.71	10,776.19
01.01.08.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	14.03	121.82	1,709.13
01.01.08.01.03	MUROS DE CONTENCION, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	19.75	548.12	10,825.37
<b>01.01.08.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>34,816.69</b>
01.01.08.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,052. 12	8.71	9,163.97
01.01.08.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	123.65	121.82	15,063.04

01.01.08.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	19.32	548.12	10,589.68
<b>01.01.09</b>	<b>MURO TIPO K - H=6.00 m</b>				<b>69,860.36</b>
<b>01.01.09.01</b>	<b>CIMENTACION - ZAPATA</b>				<b>32,172.93</b>
01.01.09.01.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,854.32	8.71	16,151.13
01.01.09.01.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	16.20	121.82	1,973.48
01.01.09.01.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	25.63	548.12	14,048.32
<b>01.01.09.02</b>	<b>PANTALLA EN VOLADIZO</b>				<b>37,687.43</b>
01.01.09.02.01	ACERO GRADO 60, fy=4200 kg/cm2	KG	1,045.12	8.71	9,103.00
01.01.09.02.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO CON CONTRAFUERTE	M2	155.23	121.82	18,910.12
01.01.09.02.03	MUROS DE CONTENCIÓN, CONCRETO f'c= 210 kg/cm2	M3	17.65	548.12	9,674.32

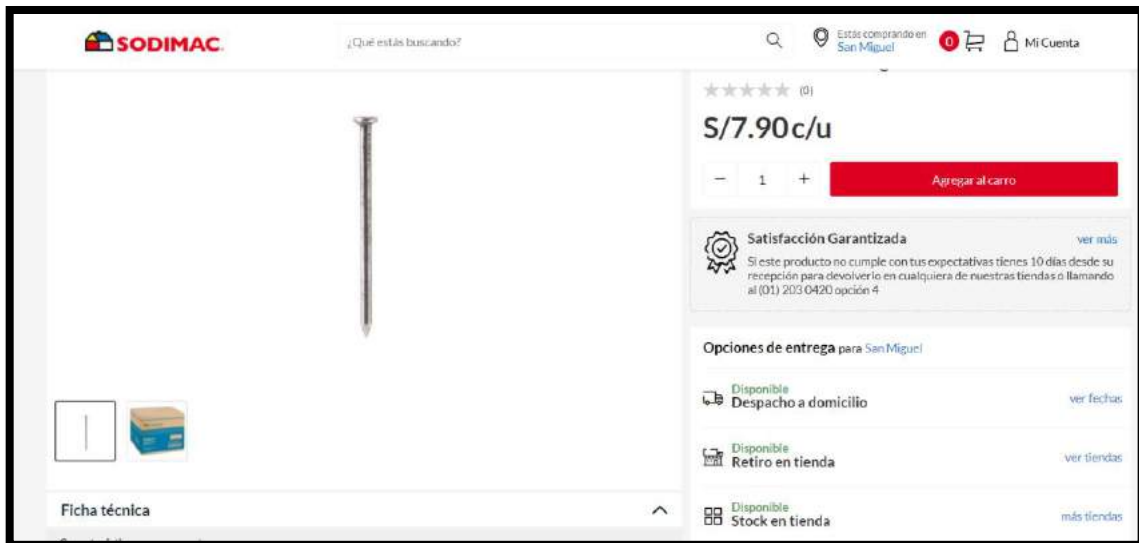
*Anexo 141: Presupuesto de Muro de Contención con Contrafuerte*



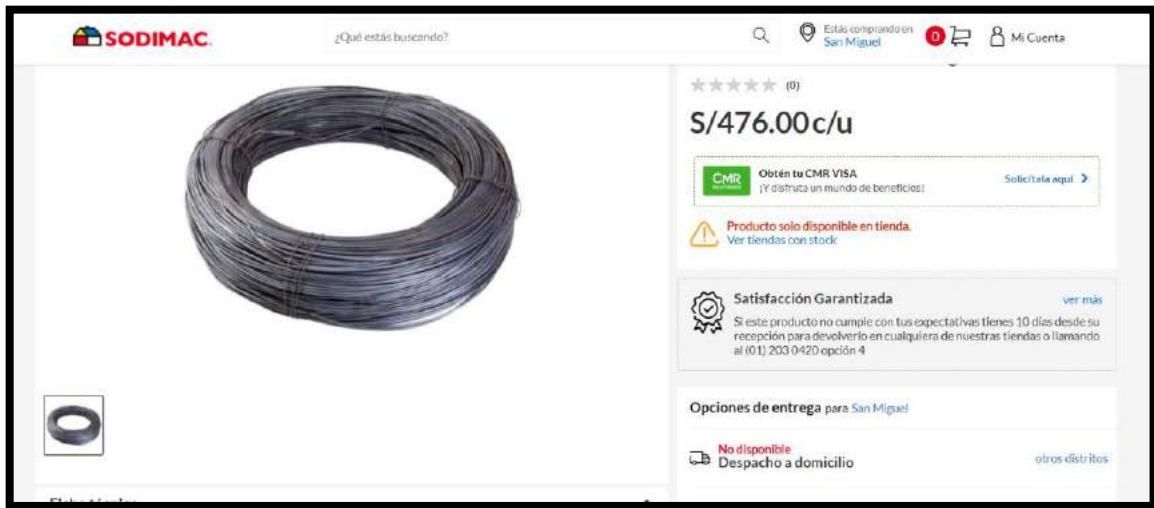
*Anexo 142: Barras de Acero 5/8"*



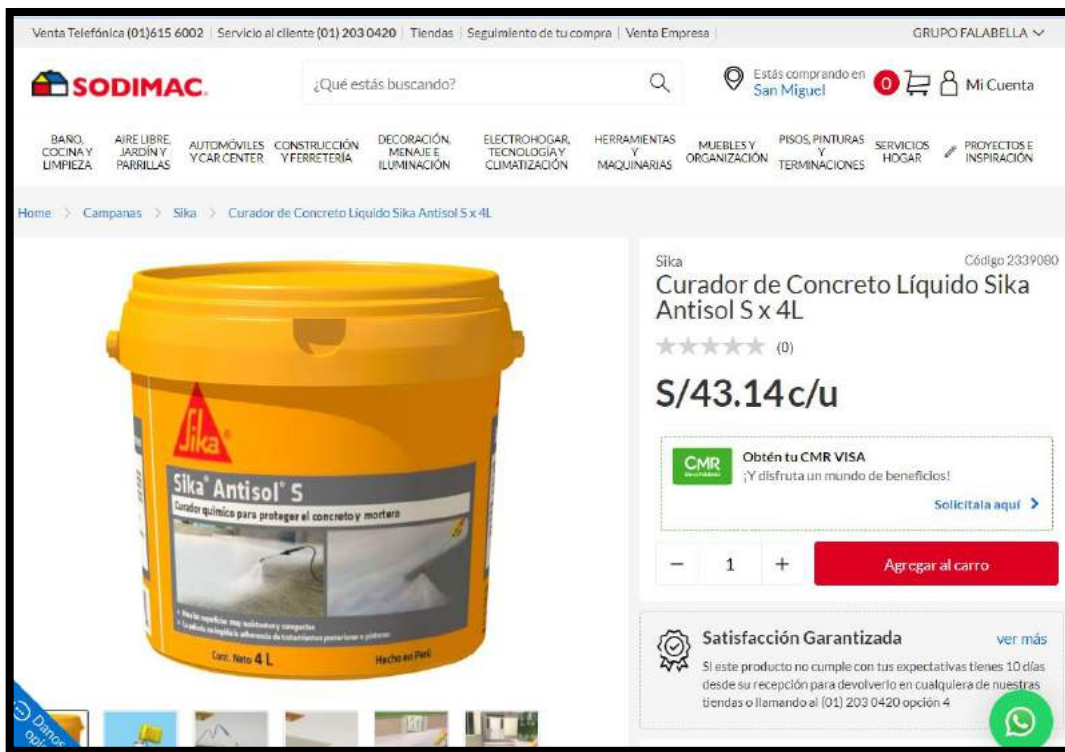
*Anexo 143: Alambre recocido N° 16 10 kg*



*Anexo 144: clavo de albañil*



Anexo 145: Alambre recocido N° 8 50 kg



Anexo 146: Curador de Concreto Líquido Sika Antisol Sx4L

**PRECIOS DE CONCRETO PREMEZCLADO**

**OBRA: UBICADA EN LA CIUDAD DE HUARAZ**

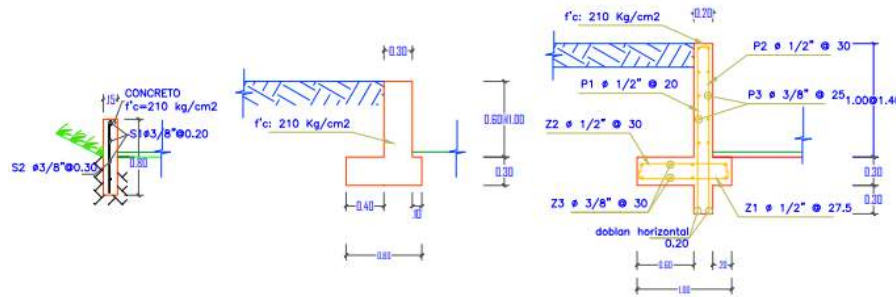
CANT (M3)	DESCRIPCIÓN DE CONCRETO PREMEZCLADO	PRECIO UNITARIO NUEVOS SOLES (S/) (SIN IGV)	IGV (18%)	PRECIO UNITARIO Nuevos Soles (con IGV)
CONCRETO PREMEZCLADO				
156.00	CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 100 kg/cm2, con cemento tipo IP, piedra de 1" (huso 57), slump de 2 a 4. No bombeable	250.48	45.09	295.57
364.00	CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 175 kg/cm2, con cemento tipo IP, piedra de 3/4" (huso 67), slump de 4 a 6. No bombeable	301.80	54.32	356.12
3250.00	CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 210 kg/cm2, con cemento tipo IP, piedra de 3/4" (huso 67), slump de 4 a 6. No bombeable	317.41	57.13	374.54
6135.00	CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 280 kg/cm2, con cemento tipo IP, piedra de 3/4" (huso 67), slump de 4 a 6. No bombeable	346.69	62.40	409.09
1333.00	CONCRETO PREMEZCLADO f'c= 350 kg/cm2, con cemento tipo IP, piedra de 3/4" (huso 67), slump de 4 a 6. No bombeable	379.12	68.24	447.36

*Anexo 147: Concreto premezclado*

**PRECIOS DE SERVICIO DE BOMBEO DE CONCRETO PREMEZCLADO**

<b>CANT (M3)</b>	<b>DESCRIPCIÓN PREMEZCLADO</b>	<b>DE</b>	<b>CONCRETO</b>	<b>PRECIO UNITARIO NUEVOS SOLES (S/ (SIN IGV)</b>	<b>IGV (18%)</b>	<b>PRECIO UNITARIO Nuevos Soles (S/) (con IGV)</b>
SERVICIO CONCRETO		DE				
01	SERVIVIO DE BOMBEO DE CONCRETO, con bomba concretera de brazo Telescópico de (19 a 36 m) de alcance. (consultar en planta que tipo de Bomba Tienen)			30.00	5.40	35.40
01	SERVIVIO DE BOMBEO DE CONCRETO, con bomba concretera de brazo Telescópico de (19 a 36 m) de alcance. (consultar en planta que tipo de Bomba Tienen)			25.00	4.50	29.50

*Anexo 148: Concreto premezclado*



SARDINEL TIPO A  
ESC. 1/25

MURO C°S° TIPO A  
ESC. 1/25

MURO C°A° TIPO B  
ESC. 1/25

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE,  
SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS  
PLANDS.

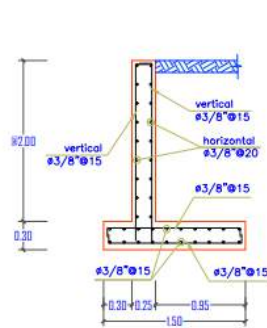
Ø REBAR	ANCLAJE (cm)	TRASPASE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

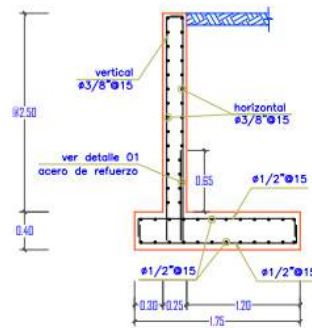
CONCRETO DE NIVELACION (Solado)  $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\epsilon = 0.10 \text{ m}$  (Ver perfil)  
 CONCRETO EN ZAPATAS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CONCRETO EN MUROS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CONCRETO EN CONTRAFUERTE  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTO

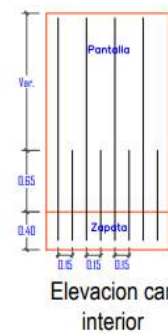
MURO 5.0 cm  
 CONTRAFUERTE 5.0 cm  
 ZAPATA 7.0 cm



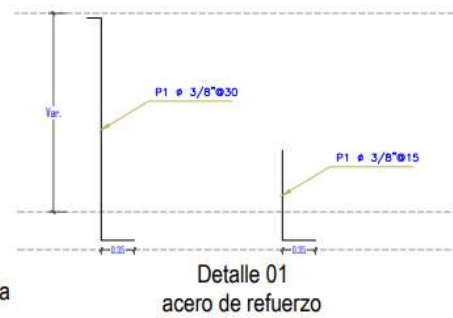
MURO C°A° TIPO C  
ESC. 1/25



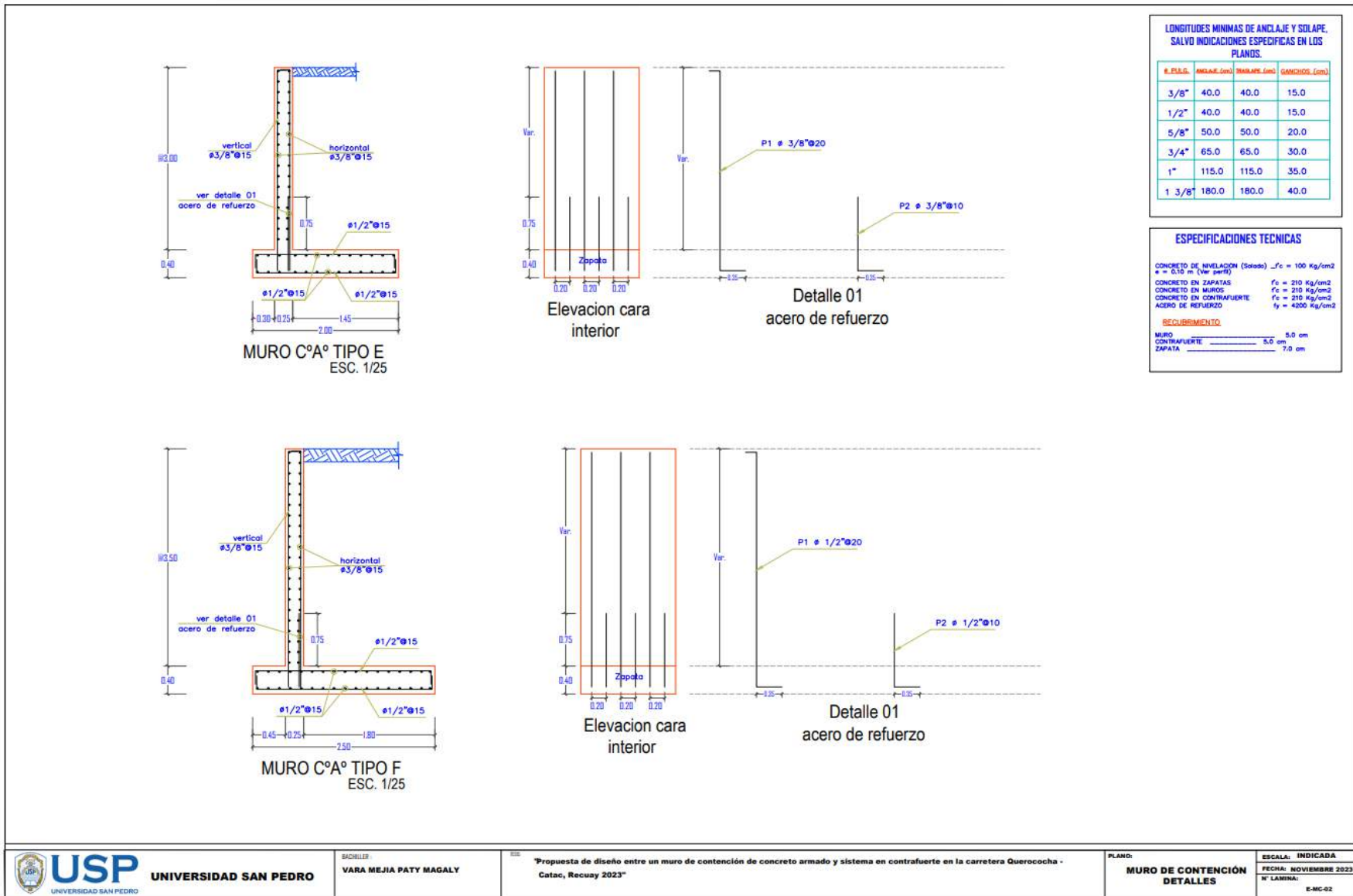
MURO C°A° TIPO D  
ESC. 1/25



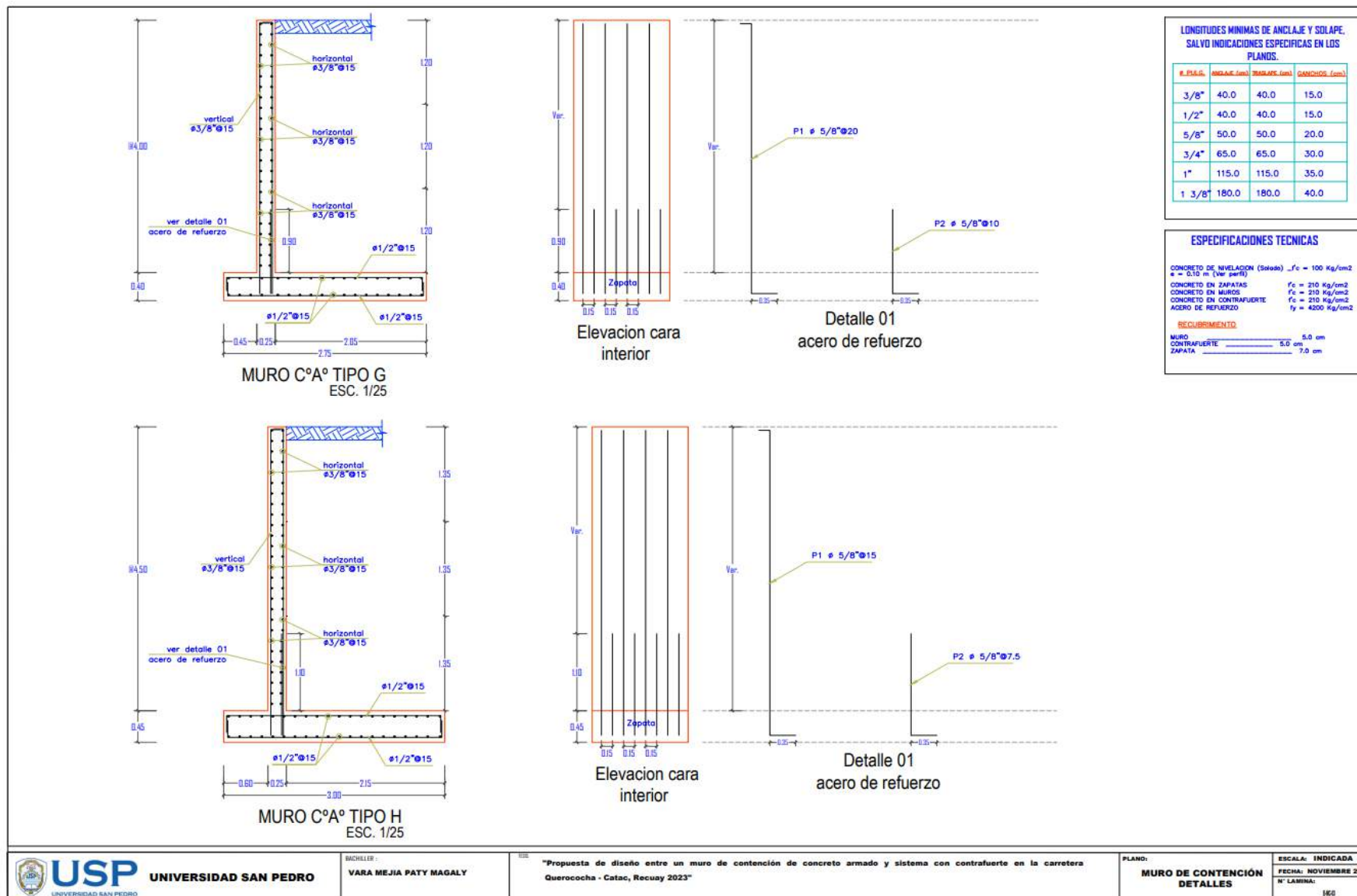
Elevacion cara  
interior



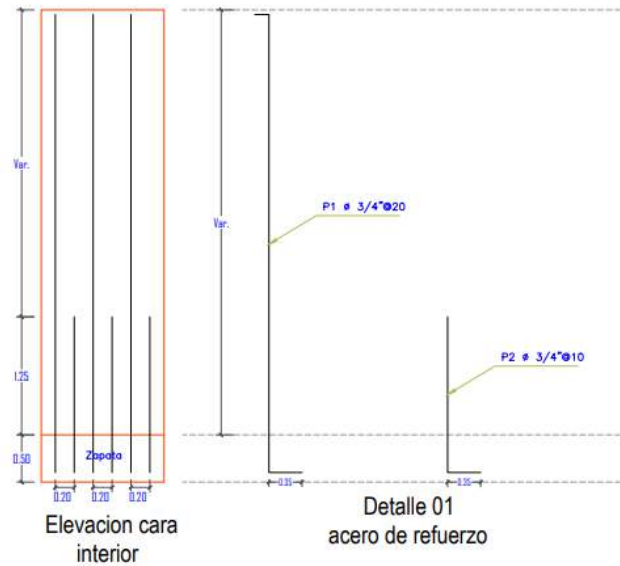
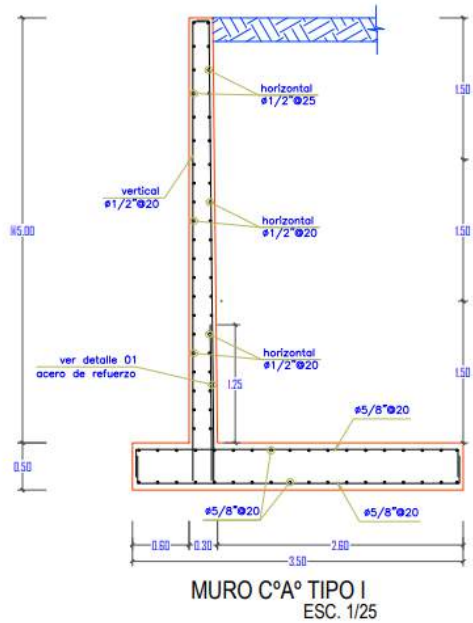
Detalle 01  
acero de refuerzo



Anexo 150: Plano de detalles de muro de contención de concreto armado (en voladizo) desde la altura de 3:00 m y 3:50 m



Anexo 151: Plano de detalles de muro de contención de concreto armado (en voladizo) desde la altura de 4:00 m y 4:50 m



LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS.

Ø B.B.G.	ANCLAJE (cm)	TRAMPAE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO DE ANCLAJÓN (Solado)  $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$   
 $s = 0.10 \text{ m}$  (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO EN MUROS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO EN CONTRAFUERTE  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

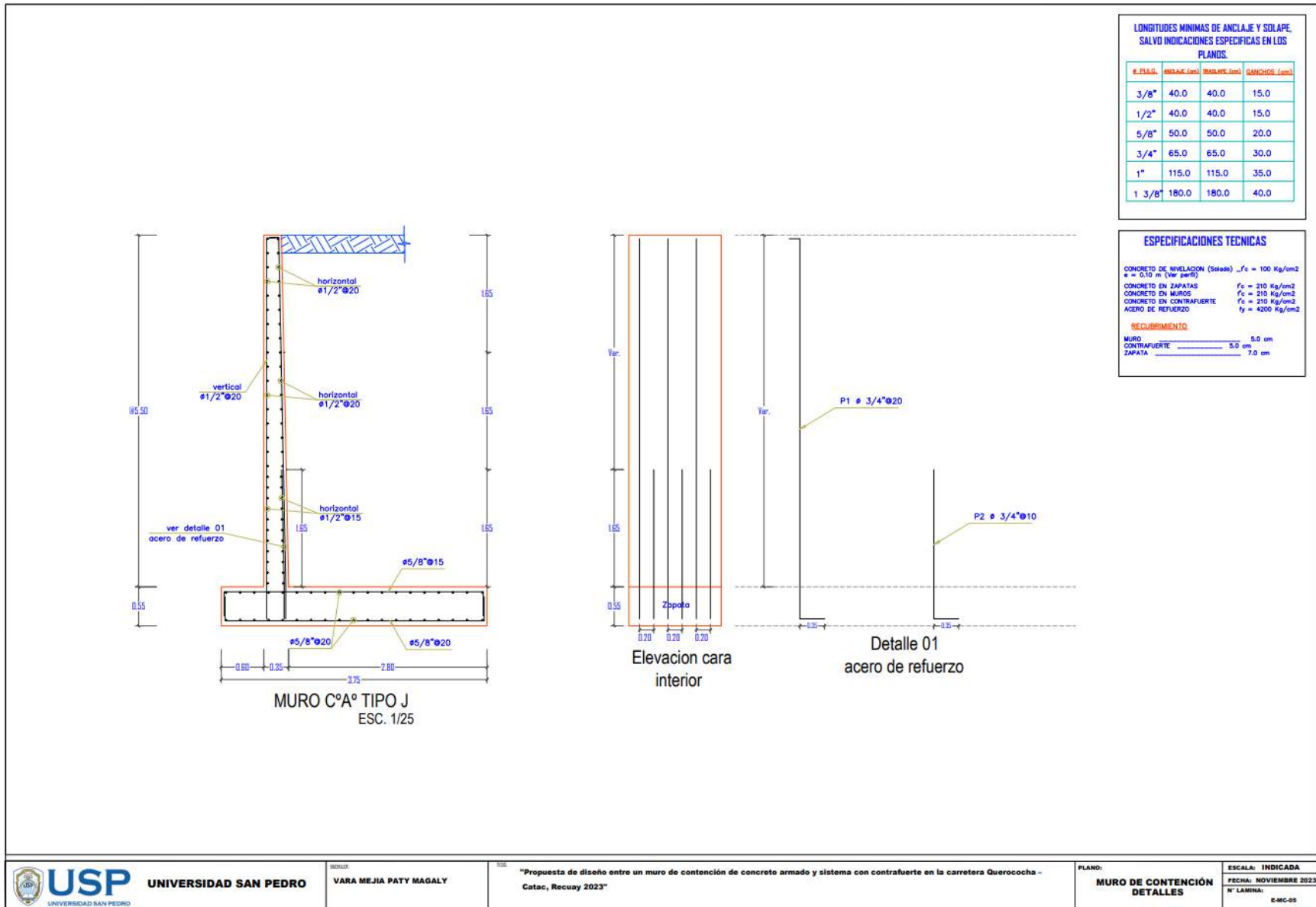
RECLUBRIMIENTO

MURO 5.0 cm

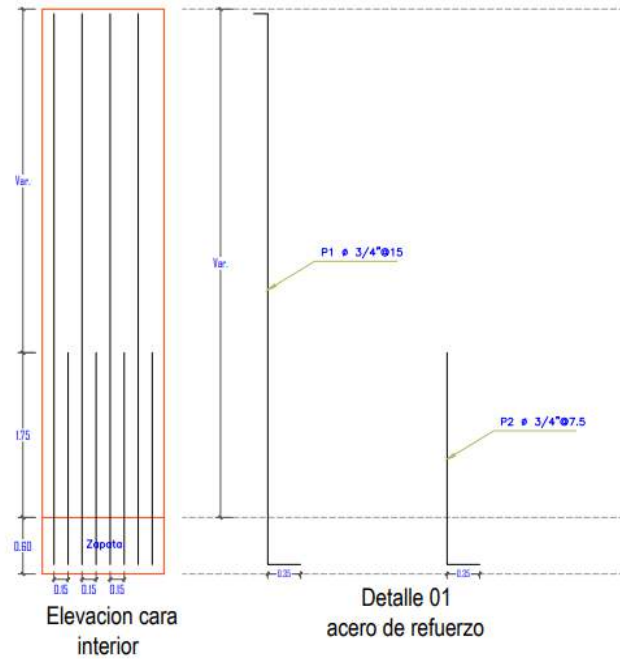
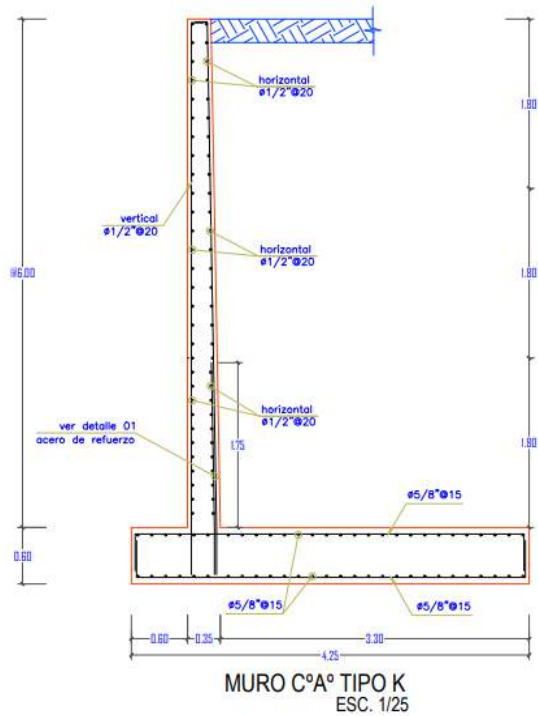
CONTRAFUERTE 5.0 cm

ZAPATA 7.0 cm

Anexo 153: Plano de detalles de muro de contención de concreto armado (en voladizo) desde la altura de 5:00 m



Anexo 154: Plano de detalles de muro de contención de concreto armado (en voladizo) desde la altura de 5:50 m



LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE,  
SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS  
PLANOS.

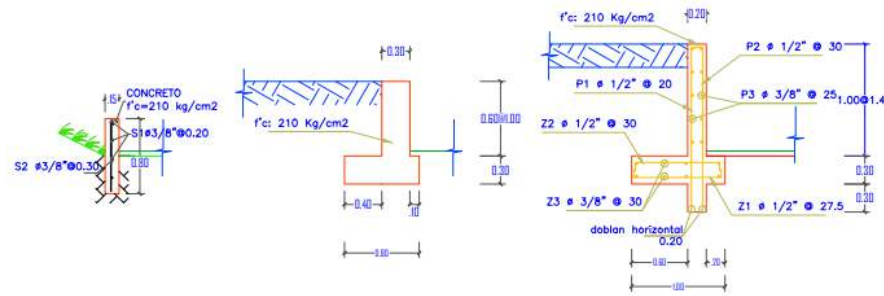
# PULG.	ANCLAJE (cm)	SOLAPE (cm)	SANCHOSES (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

CONCRETO DE NIVELACION (Solado)  $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 5.10 \text{ m}$  (Ver perfil)  
 CONCRETO EN ZAPATAS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CONCRETO EN MUROS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CONCRETO EN CONTRAFUERTE  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

**RECURSIVAMENTO:**  
 MURO \_\_\_\_\_ 5.0 cm  
 CONTRAFUERTE \_\_\_\_\_ 5.0 cm  
 ZAPATA \_\_\_\_\_ 7.0 cm

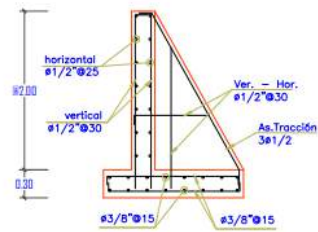
Anexo 155: Plano de detalles de muro de contención de concreto armado (en voladizo) desde la altura de 6:00 m



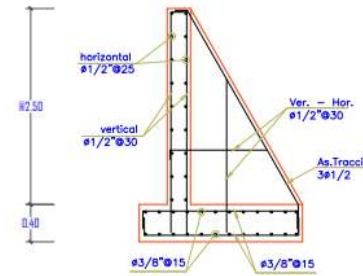
SARDINEL TIPO A  
ESC. 1/25

MURO C°S° TIPO A  
ESC. 1/25

MURO C°A° TIPO B  
ESC. 1/25



MURO C°A° TIPO C  
ESC. 1/25



MURO C°A° TIPO D  
ESC. 1/25

LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE,  
SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS  
PLANDOS.

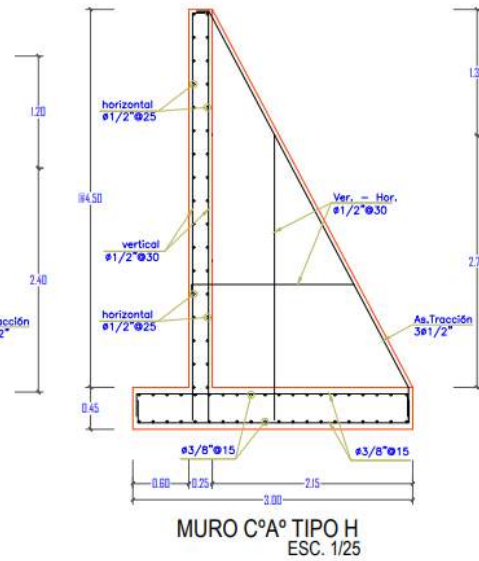
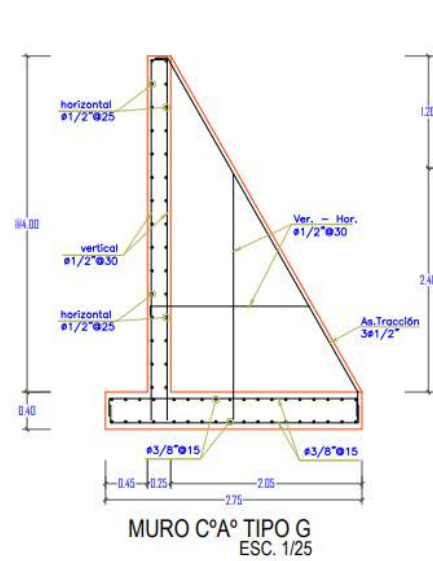
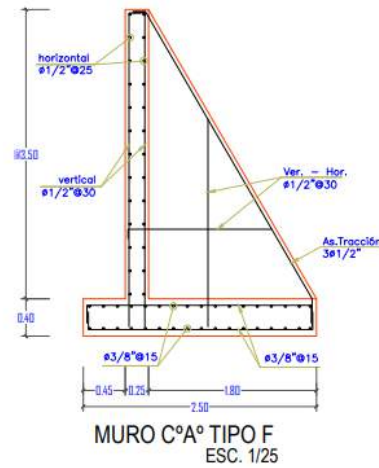
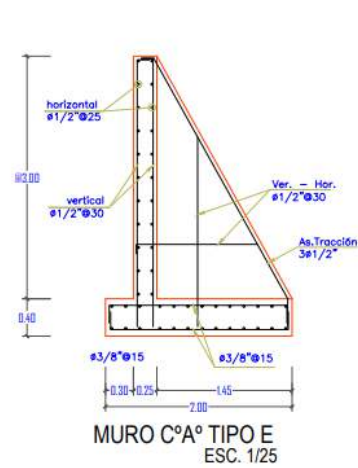
E. F.L.L.G.	ANCLAJE (cm)	SOLAPE (cm)	GANCHOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TECNICAS

CONCRETO DE NIVELACION (Solape)  $f'_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$   
 $e = 0.10 \text{ m. (Ver perfil)}$   
 CONCRETO EN ZAPATAS  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CONCRETO EN MUROS  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 CONCRETO EN CONTRAFUERTE  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$   
 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

RECUBRIMIENTO

MURO 5.0 cm  
 CONTRAFUERTE 5.0 cm  
 ZAPATA 7.0 cm



LONGITUDES MÍNIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECÍFICAS EN LOS PLANOS.

Ø, PULG.	ANCLAJE (cm)	BRANQUE (cm)	SANCHOES (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

CONCRETO DE NEVELACIÓN (Solado)  $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\phi = 0.10 \text{ m}$  (Ver perfil)

CONCRETO EN ZAPATAS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO EN MUROS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO EN CONTRAFUERTE  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

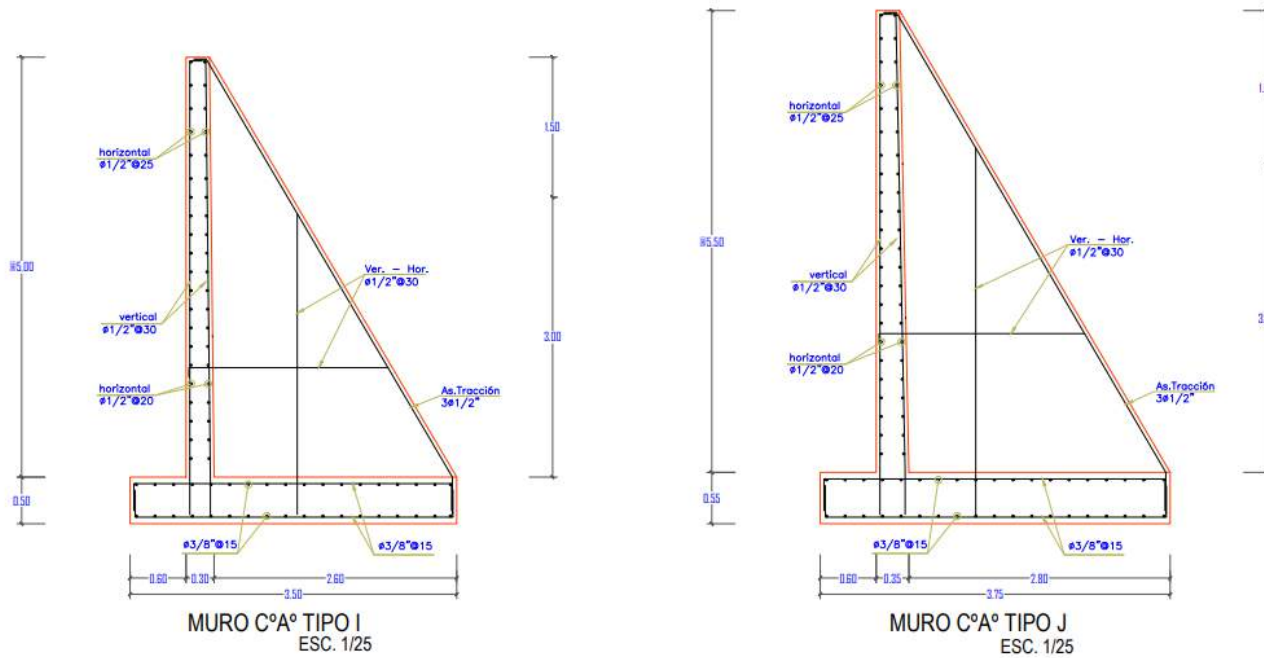
RECUBRIMIENTO

MURO \_\_\_\_\_ 5.0 cm

CONTRAFUERTE \_\_\_\_\_ 5.0 cm

ZAPATA \_\_\_\_\_ 7.0 cm

Anexo 157: Plano de detalles de muro de contención con sistema de contrafuerte desde la altura de 4:00 m y 4:50 m



**LONGITUDES MINIMAS DE ANCLAJE Y SOLAPE, SALVO INDICACIONES ESPECIFICAS EN LOS PLANDOS.**

# BARR.	ANCLAJE (cm)	SOLAPE (cm)	DEBIDOS (cm)
3/8"	40.0	40.0	15.0
1/2"	40.0	40.0	15.0
5/8"	50.0	50.0	20.0
3/4"	65.0	65.0	30.0
1"	115.0	115.0	35.0
1 3/8"	180.0	180.0	40.0

**ESPECIFICACIONES TECNICAS**

CONCRETO DE NIVELACION (Sotelo)  $f_c = 100 \text{ Kg/cm}^2$   
 $\epsilon = 0.10 \text{ m (Ver parr)}.$

CONCRETO EN ZAPATAS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO EN MUROS  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

CONCRETO EN CONTRAFUERTE  $f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

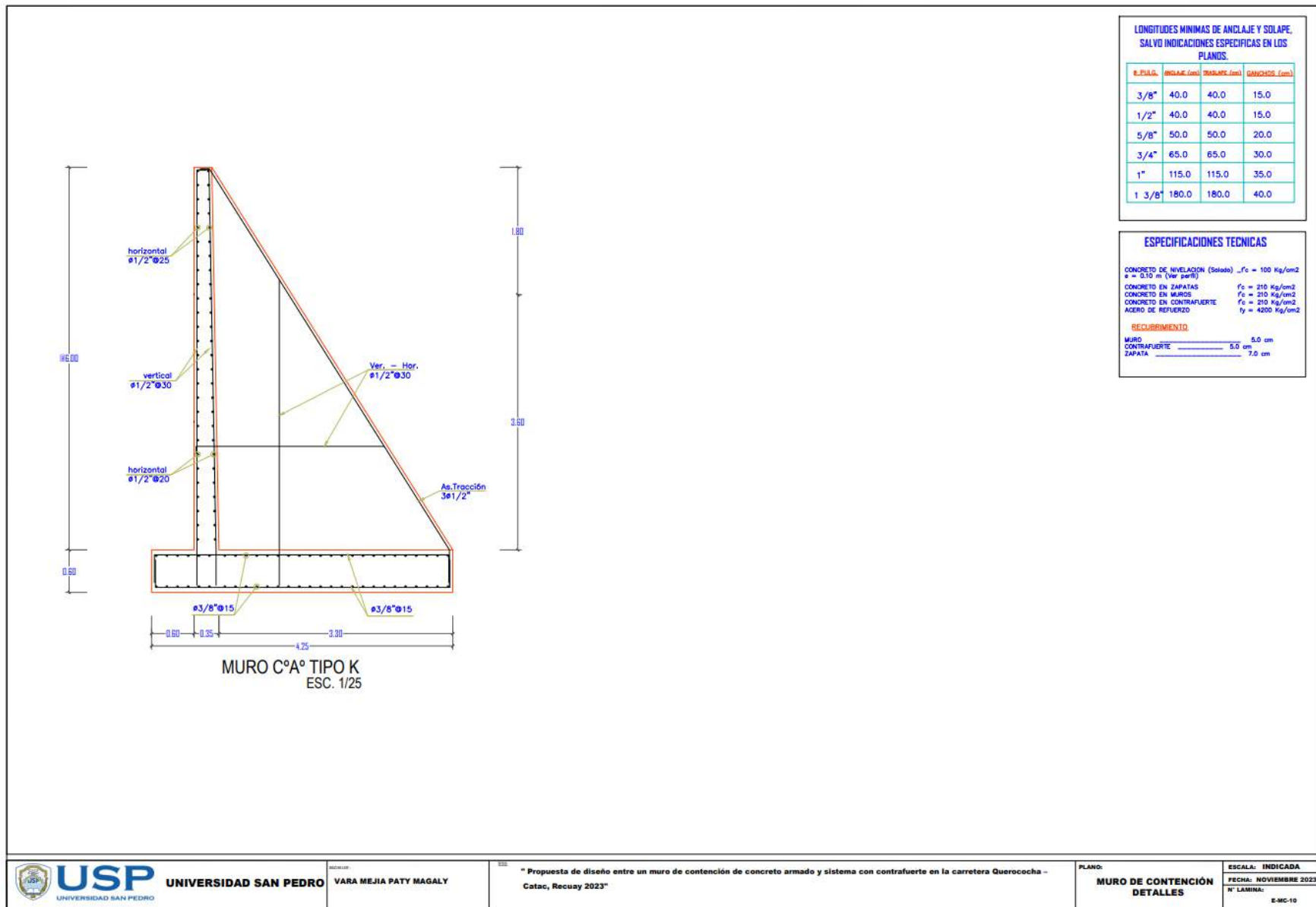
**RECURRIMIENTO**

MURO 5.0 cm

CONTRAFUERTE 5.0 cm

ZAPATA 7.0 cm

Anexo 158: Plano de detalles de muro de contención con sistema de contrafuerte desde la altura de 5:00 m y 5:50 m



Anexo 159: Plano de detalles de muro de contención con sistema de contrafuerte desde la altura de 6:00 m