

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL**



**TRABAJO DE SUFICIENCIA PROFESIONAL**

**DISEÑO GEOTÉCNICO Y ESTRUCTURAL DE MUROS DE  
CONTENCIÓN PARA ESTABILIZACIÓN DE LA PLATAFORMA, EN  
ZONA URBANA CHINCHE, CARRETERA OYÓN AMBO**

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

**ELABORADO POR**

**ERNESTO FIDEL MANDUJANO CARDENAS  
ID: 0009-0006-6768-7961**

**ASESOR**

**Dr. JORGE LUIS CARDENAS GUILLEN  
ID: 0000-0001-5420-1877**

**LIMA-PERÚ  
2024**

© 2024, Universidad Nacional de Ingeniería. Todos los derechos reservados

**“El autor autoriza a la UNI a reproducir el Trabajo de Suficiencia Profesional en su totalidad o en parte, con fines estrictamente académicos.”**

[emandujanoc@uni.pe](mailto:emandujanoc@uni.pe).

+51915177790

## **DEDICATORIA**

Dedico esta tesis con todo mi amor a Dios, a mis padres y a mi familia. A Dios por estar siempre en mi vida y jamás dejarme solo ante las adversidades. A mis padres por ser mis primeros maestros, por ser mi guía y mi inspiración, quienes por su amor incondicional y su apoyo constante han sido fundamentales para mi éxito. A mi familia por sus consejos y su constante aliento a lograr mis metas y objetivos.

## **AGRADECIMIENTO**

A la Universidad Nacional de Ingeniería que por su misión en formar profesionales líderes en ciencias, ingeniería y arquitectura de manera humanista y centrada en la investigación científica, la creación y desarrollo de tecnologías, comprometida en la mejora continua de la calidad y la responsabilidad social, contribuyendo al desarrollo sostenible del país; cuya formación me permitió llegar a esta etapa de mi vida, pues me inculcaron los valores institucionales al llevar a la práctica la excelencia, compromiso, identidad, confianza, meritocracia integral, innovación y universalidad.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI y a los docentes de pregrado que me brindaron una sólida formación en la parte científica, lo cual fue el pilar para la preparación y elaboración de la presente investigación.

Al Ingeniero Jorge Calderon Bruno por todo su apoyo, consejos y por enseñarme que todo lo aprendido debe aplicarse a la vida real, generando valor mediante los diseños de ingeniería y la construcción de obras civiles de calidad, como producto tangible que mejore la calidad de vida para los seres humanos.

## ÍNDICE

<b>Resumen</b>	<b>6</b>
<b>Abstract</b>	<b>8</b>
<b>Prólogo</b>	<b>10</b>
<b>Lista de cuadros</b>	<b>11</b>
<b>Lista de figuras</b>	<b>13</b>
<b>Lista de simbolos y de siglas</b>	<b>16</b>
<b>Capitulo I: Introducción</b>	<b>23</b>
1.1. Generalidades	23
1.2. Descripción del problema de investigación	23
1.3. Formulación del problema	24
1.3.1. Problema general	24
1.3.2. Problemas específicos	24
1.4. Objetivos del estudio	25
1.4.1. Objetivo general	25
1.4.2. Objetivos específicos	25
1.5. Antecedentes investigativos	26
<b>Capitulo II: Marco teórico y conceptual</b>	<b>33</b>
2.1. Bases teóricas	33
2.2. Tipos de muros de contención	34
2.2.1. Muros de contención en voladizo	34
2.2.2. Muros de gravedad	35
2.2.3. Muros con contrafuertes	35
2.2.4. Muros anclados	36
2.2.5. Muros Gavión	37
2.2.6. Muros de tierra reforzados mecánicamente	37
2.3. Principios básicos de diseño de muros de contención en voladizo	38
2.3.1. Estabilidad Externa	39
2.3.2. Estabilidad interna	42
2.4. Teoría de coulomb de la presión de tierra sobre muros de contención con fricción	42
2.5. Respuesta dinámica de los muros de contención	49
2.5.1. Presiones sísmicas sobre muros de contención	51

2.5.2.	Muros de fluencia .....	51
2.5.3.	Método Mononobe-Okabe.....	52
2.5.4.	Condiciones sísmicas de presión activa de suelo.....	52
2.5.5.	Condiciones sísmicas de presión pasiva de suelo .....	54
2.5.6.	Discusión.....	56
2.6.	Procedimientos de mecánica del equilibrio límite.....	57
2.6.1.	Definición del factor de seguridad .....	57
2.6.2.	Condiciones de equilibrio .....	59
2.6.3.	Procedimiento general de dovelas .....	60
2.7.	Procedimientos de dovelas para deslizamientos de superficies circulares ..	61
2.7.1.	Método Ordinario de dovelas.....	64
2.7.2.	Recapitulación .....	69
2.7.3.	Procedimiento de Bishop simplificado .....	69
2.7.4.	Recapitulación .....	73
2.7.5.	Inclusión de fuerzas conocidas adicionales .....	73
2.8.	Procedimientos de dovelas para deslizamiento de superficies no circulares.....	79
2.8.1.	Procedimientos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio.....	79
2.8.2.	Procedimiento de Spencer .....	80
2.8.3.	Procedimiento de Morgenstern-Price.....	84
2.8.4.	Factores que influyen en la elección de $f(x)$ .....	85
2.8.5.	Discusión.....	86
2.9.	Suposiciones, ecuaciones de equilibrio e incógnitas en el procedimientos de dovelas .....	88
2.10.	Programas a utilizar en la investigación .....	90
2.10.1.	Slide V6.0.....	90
2.10.2.	Mathcad V15.0 .....	90
2.11.	Definición de términos básicos .....	91
<b>Capítulo III: Descripción del proyecto .....</b>		<b>92</b>
3.1.	Nombre y ubicación del proyecto .....	92
3.1.1.	Nombre.....	92
3.1.2.	Ubicación .....	92
3.2.	Infraestructura .....	95

3.3.	Resolución directoral para elaboración del expediente.....	96
3.4.	Inicio y periodo.....	96
3.5.	Presupuesto del expediente .....	97
3.6.	Resolución directoral de aprobación del expediente.....	97
3.7.	Trazo y diseño geométrico.....	97
3.7.1.	Normativa .....	97
3.7.2.	Características de diseño geométrico vial de la nueva adecuación zonas urbanas .....	97
3.7.3.	Sección Típica .....	98
3.7.4.	Sección Típica Reducida.....	98
3.8.	Geotécnia.....	99
3.8.1.	Investigaciones geotécnicas efectuadas.....	99
3.8.2.	Propiedades Geotécnicas del Terreno de Fundación.....	101
3.8.3.	Parámetros Geotécnicos.....	102
3.8.4.	Análisis de Cimentación.....	104
3.8.5.	Análisis de los Resultados Obtenidos .....	107
<b>Capitulo IV: Análisis y diseño estructural.....</b>		<b>108</b>
4.1.	Proceso de desarrollo del objetivo específico 01.....	109
4.2.	Proceso de desarrollo del objetivo específico 02.....	110
4.3.	Consideraciones matemáticas para el calculo de areas y centroides .....	112
4.3.1.	Matriz geométrica de la región del muro de contención .....	112
4.3.2.	Matriz geométrica de la región del relleno .....	112
4.3.3.	Matriz geométrica de la región de la zapata .....	113
4.3.4.	Matriz geométrica de la región de la pantalla .....	113
4.3.5.	Cálculo del área y centroide de la región de la pantalla.....	113
4.3.6.	Cálculo del área y centroide de la región de la zapata.....	113
4.3.7.	Cálculo del área y centroide de la región del muro completo.....	114
4.4.	Consideraciones del calculo de presiones sobre el muro.....	114
4.4.1.	Presiones por empuje activo .....	114
4.4.2.	Presiones por sobrecarga vehicular .....	115
4.4.3.	Presiones hidrostáticas por presencia de agua.....	116
4.5.	Consideraciones de diseño estructural .....	117
4.5.1.	Combinaciones de carga en condición de Servicio .....	117

4.5.2.	Combinaciones de carga en condición de Resistencia .....	117
4.5.3.	Combinaciones de carga en condición de Evento Extremo I.....	118
4.5.4.	Diseño estructural de la Pantalla .....	118
4.5.5.	Diseño estructural de la Zapata .....	119
4.5.6.	Diseño estructural del Dentellón .....	121
4.5.7.	Materiales, coeficiente sísmico y coeficientes de empuje del relleno.....	121
4.6.	Análisis y diseño estructural de muro MT-7B .....	123
4.6.1.	Geometría MT-7B.....	123
4.6.2.	Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-7B .....	125
4.6.3.	Análisis de estabilidad externa del muro MT-7B .....	125
4.6.4.	Resumen del diseño estructural del muro MT-7B .....	126
4.7.	Análisis y diseño estructural de muro MT-9B .....	127
4.7.1.	Geometría MT-9B.....	127
4.7.2.	Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-9B .....	128
4.7.3.	Análisis de estabilidad externa del muro MT-9B .....	129
4.7.4.	Resumen del diseño estructural del muro MT-9B .....	130
4.8.	Análisis y diseño estructural de muro MT-11B .....	131
4.8.1.	Geometría MT-11B.....	131
4.8.2.	Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-11B .....	132
4.8.3.	Análisis de estabilidad externa del muro MT-11B .....	133
4.8.4.	Resumen del diseño estructural del muro MT-11B .....	133
4.9.	Análisis y diseño estructural de muro MT-12B .....	134
4.9.1.	Geometría MT-12B.....	134
4.9.2.	Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-12B .....	135
4.9.3.	Análisis de estabilidad externa del muro MT-12B .....	136
4.9.4.	Resumen del diseño estructural del muro MT-12B .....	137
	<b>Capítulo V: Análisis y diseño geotécnico .....</b>	<b>138</b>
5.1.	Proceso de desarrollo del objetivo específico 03.....	138
5.2.	Definición de los parámetros geotécnicos.....	138
5.3.	Estabilidad global .....	139
5.4.	Parámetros de resistencia de los materiales.....	143
5.5.	Metodología de trabajo.....	145
5.6.	Análisis de los resultados obtenidos .....	145

5.7.	Análisis de estabilidad modelados en las condiciones naturales.....	145
5.8.	Análisis de estabilidad modelados con incorporación de muros de contención .....	146
<b>Capítulo VI: Discusión de resultados .....</b>		<b>150</b>
6.1.	Análisis comparativo de fuerzas desestabilizantes de muros de contención .....	150
6.2.	Análisis de resultados para la estabilidad interna.....	155
6.3.	Análisis de resultados para la estabilidad externa .....	160
6.4.	Análisis de resultados para la estabilidad global .....	168
<b>Conclusiones .....</b>		<b>170</b>
<b>Recomendaciones .....</b>		<b>173</b>
<b>Referencias bibliográficas .....</b>		<b>175</b>
<b>Anexos .....</b>		<b>180</b>

## RESUMEN

El objetivo general del presente informe fue determinar la importancia del diseño geotécnico y estructural de muros de contención para garantizar la estabilidad de la plataforma en la zona urbana Chinche, carretera Oyón-Ambo.

En el capítulo I se desarrolla las generalidades, se hace una descripción del problema de investigación, se formula el problema, a continuación, se establecen los objetivos del estudio y finalmente se presentan los antecedentes investigativos relacionados al tema del informe.

En el capítulo II se desarrolla el marco teórico donde se dan a conocer los conceptos y teorías más relevantes que sirven como base a la investigación, se aborda los principios de diseño de muros de contención en voladizo, la teoría de Coulomb (1776) de presión de tierra sobre muros de contención con fricción, la respuesta dinámica de los muros de contención donde se expone la teoría de Monobe-Okabe (1929), asimismo se desarrollan las teorías sobre los procedimientos de mecánica de equilibrio límite tales como Método de Bishop Simplificado (1955), Spencer (1967) y Morgenstern-Price (1965) para la estabilidad de taludes tanto en superficies circulares como no circulares y se establecen las suposiciones, ecuaciones de equilibrio e incógnitas.

En el capítulo III se aborda la descripción del proyecto en donde se dan datos más importantes del proyecto en lo concerniente al tema del informe, se describe la infraestructura que forma parte del alcance del trabajo. Se da un alcance del trazo y diseño geométrico, así como lo concerniente a la parte de geotecnia vinculado al tema de investigación.

En el capítulo IV se desarrolla diagramas de proceso para establecer cuáles son las cargas que dominan la estabilidad externa de los muros de contención, asimismo se desarrolla un diagrama de proceso y un algoritmo del método analítico para el diseño estructural mediante el software MathCad (2015) V15.0,

por otro lado, se establece las consideraciones matemáticas y de diseño estructural de los muros. Se desarrolla en este capítulo el resumen del análisis y diseño estructural de los muros de contención MT-7B, MT-9B, MT-11B y MT-12B.

En el capítulo V se desarrolla un diagrama de proceso para el diseño geotécnico de la estabilidad global mediante el uso del software Slide (2010) V6.0 y se establece un algoritmo del modelamiento geotécnico para la evaluación de estabilidad de la plataforma incorporando muros de contención. Se establecen los criterios de diseño pseudoestático en lo correspondiente al coeficiente sísmico y se presenta un resumen de los resultados de factores de seguridad obtenidos para la condición estática y pseudoestática al incorporar los muros de contención a la plataforma de la vía.

En el capítulo VI se aborda el análisis de resultados en donde se realiza el comparativo de fuerzas desestabilizantes de muros de contención, se evalúan los resultados para la estabilidad interna y externa de los muros, así como los análisis de resultados para la estabilidad global de la plataforma y muros en conjunto; todos los análisis de resultados son realizados para los cuatro tipos de muros de contención que son materia del informe.

Palabras clave: Muros de contención, cargas, estados de carga, métodos de equilibrio límite, estabilidad interna, estabilidad externa, estabilidad global, algoritmo.

## ABSTRACT

The general objective of this report was to determine the importance of the geotechnical and structural design of retaining walls to guarantee the stability of the platform in the Chinche urban area, Oyón-Ambo highway.

Chapter I develops the generalities, a description of the research problem is made, the problem is formulated, then the objectives of the study are established and finally the research background related to the topic of the report is presented.

In chapter II the theoretical framework is developed where the most relevant concepts and theories that serve as a basis for the investigation are disclosed, the principles of cantilever retaining wall design are addressed, the Coulomb (1776) theory of earth pressure on retaining walls with friction, the dynamic response of the retaining walls where the Mononobe-Okabe (1929) theory is exposed, as well as the theories on limit equilibrium mechanics procedures such as the Simplified Bishop (1955), Spencer (1967) and Morgenstern-Price (1965) method for the slope stability for both circular and non-circular surfaces and the assumptions, equilibrium equations and unknowns are established.

Chapter III addresses the description of the project where the most important data of the project is given regarding the subject of the report, the infrastructure that is part of the scope of work is described. A scope of the geometric outline and design is given, as well as what concerns the Geotechnical part linked to the research topic.

In chapter IV, process diagrams are developed to establish which loads dominate the external stability of the retaining walls; a process diagram and an algorithm of the analytical method for structural design are also developed using the MathCad (2015) V15.0 software, on the other hand. side, the mathematical considerations and structural design of the walls are established. The summary of the analysis and structural design of the retaining walls MT-7B, MT-9B, MT-11B and MT-12B is developed in this chapter.

In chapter V, a process diagram is developed for the geotechnical design of global stability through the use of the Slide (2010) V6.0 software and an algorithm of the geotechnical model is established for the stability evaluation of the platform incorporating retaining walls. The pseudo-static design criteria are established regarding the seismic coefficient and a summary of the results of safety factors obtained for the static and pseudo static condition when incorporating the retaining walls to the road platform is presented.

Chapter VI deals with the analysis of results where the comparison of destabilizing forces of retaining walls is carried out, the results for the internal and external stability of the walls are evaluated, as well as the analysis of results for the global stability of the platform and walls together; All results analyze are carried out for the four types of retaining walls that are the subject of the report.

Keywords: Retaining walls, loads, load states, limit equilibrium methods, internal stability, external stability, global stability, algorithm.

## PRÓLOGO

El presente informe tiene como objetivo determinar la importancia del diseño geotécnico y estructural de muros de contención para garantizar la estabilidad de la plataforma en la zona urbana Chinche, carretera Oyón-Ambo.

Se abordan temas asociados al diseño de muros de contención y su importancia en las vías de transporte destacándose el análisis estático y pseudo estático, detallándose los procedimientos de diseño utilizados en la práctica actual.

ASESOR

## LISTA DE CUADROS

<b>Tabla 2-1:</b>	Supuestos, condiciones de equilibrio e incógnitas en los procedimientos de equilibrio límite .....	88
<b>Tabla 2-2:</b>	Resumen de procedimientos para el análisis de estabilidad de taludes con el método de equilibrio límite y su utilidad .....	89
<b>Tabla 3-1:</b>	Sectores de las 05 zonas urbanas.....	93
<b>Tabla 3-2:</b>	Propiedades geotécnicas del terreno de fundación – lado derecho .....	101
<b>Tabla 3-3:</b>	Propiedades geotécnicas del terreno de fundación – lado izquierdo. ....	102
<b>Tabla 3-4:</b>	Parámetros geotécnicos – lado derecho.....	102
<b>Tabla 3-5:</b>	Parámetros elásticos del terreno – lado derecho.....	103
<b>Tabla 3-6:</b>	Parámetros geotécnicos – lado izquierdo.....	103
<b>Tabla 3-7:</b>	Parámetros elásticos del terreno – lado izquierdo. ....	104
<b>Tabla 3-8:</b>	Presiones admisibles y asentamientos de muros – lado derecho.....	106
<b>Tabla 3-9:</b>	Presiones admisibles y asentamientos de muros – lado izquierdo .....	106
<b>Tabla 4-1:</b>	Altura equivalente del suelo para carga vehicular en muros de contención paralelos al tráfico. ....	115
<b>Tabla 4-2:</b>	Metrado de cargas resistentes del muro MT-7B .....	125
<b>Tabla 4-3:</b>	Metrado de cargas actuantes del muro MT-7B.....	125
<b>Tabla 4-4:</b>	Análisis de estabilidad externa del muro MT-7B.....	126
<b>Tabla 4-5:</b>	Diseño estructural del muro MT-7B .....	126
<b>Tabla 4-6:</b>	Metrado de cargas resistentes del muro MT-9B .....	128
<b>Tabla 4-7:</b>	Metrado de cargas actuantes del muro MT-9B.....	129
<b>Tabla 4-8:</b>	Análisis de estabilidad externa del muro MT-9B.....	129
<b>Tabla 4-9:</b>	Diseño estructural del muro MT-9B .....	130
<b>Tabla 4-10:</b>	Metrado de cargas resistentes del muro MT-11B .....	132
<b>Tabla 4-11:</b>	Metrado de cargas actuantes del muro MT-11B.....	133
<b>Tabla 4-12:</b>	Análisis de estabilidad externa del muro MT-11B.....	133
<b>Tabla 4-13:</b>	Diseño estructural del muro MT-11B .....	134
<b>Tabla 4-14:</b>	Metrado de cargas resistentes del muro MT-12B .....	136
<b>Tabla 4-15:</b>	Metrado de cargas actuantes del muro MT-12B.....	136
<b>Tabla 4-16:</b>	Análisis de estabilidad externa del muro MT-12B.....	137
<b>Tabla 4-17:</b>	Diseño estructural del muro MT-12B .....	137
<b>Tabla 5-1:</b>	Factores de seguridad mínimos para el análisis de estabilidad global de muros de contención exigidos por la norma E050-2018 Suelos y Cimentaciones.....	140
<b>Tabla 5-2:</b>	Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 7B. ....	143
<b>Tabla 5-3:</b>	Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 9B. ....	143
<b>Tabla 5-4:</b>	Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 11B. ....	144
<b>Tabla 5-5:</b>	Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 12B. ....	144

<b>Tabla 5-6:</b>	Factores de seguridad estáticos de los análisis de estabilidad con terreno natural .....	146
<b>Tabla 5-7:</b>	Factores de seguridad pseudo-estáticos de los análisis de estabilidad con terreno natural .....	146
<b>Tabla 5-8:</b>	Factores de seguridad estáticos de los análisis de estabilidad con muros de contención .....	147
<b>Tabla 5-9:</b>	Factores de seguridad pseudo-estáticos de los análisis de estabilidad con muros de contención.....	147
<b>Tabla 6-1:</b>	Resumen de valores obtenidos en las fuerzas de empuje y momentos de volteo para el estado de carga en servicio. ....	150
<b>Tabla 6-2:</b>	Resumen de valores obtenidos en las fuerzas de empuje y momentos de volteo para el estado de carga en resistencia. ....	152
<b>Tabla 6-3:</b>	Fuerzas de empuje y momentos de volteo para el estado de carga en evento extremo.....	154
<b>Tabla 6-4:</b>	Refuerzos a flexión en la pantalla de los muros de contención....	155
<b>Tabla 6-5:</b>	Refuerzos a flexión en la zapata de los muros de contención. ....	156
<b>Tabla 6-6:</b>	Refuerzos a flexión en el dentellón de los muros de contención..	156
<b>Tabla 6-7:</b>	Cortante en pantalla de los muros de contención. ....	157
<b>Tabla 6-8:</b>	Cortante en zapata de los muros de contención. ....	157
<b>Tabla 6-9:</b>	Cortante en dentellón de los muros de contención. ....	158
<b>Tabla 6-10:</b>	Factores de seguridad al deslizamiento y al volteo en condición de servicio.....	160
<b>Tabla 6-11:</b>	Capacidad portante y excentricidad en condición de servicio. ....	160
<b>Tabla 6-12:</b>	Fuerzas de deslizamiento y excentricidad en condición de resistencia.....	163
<b>Tabla 6-13:</b>	Capacidad portante en condición de resistencia.....	163
<b>Tabla 6-14:</b>	Fuerzas de deslizamiento y excentricidad en condición de evento extremo. ....	165
<b>Tabla 6-15:</b>	Capacidad portante en condición de evento extremo. ....	166
<b>Tabla 6-16:</b>	Análisis de estabilidad en terreno natural en condición estática.....	168
<b>Tabla 6-17:</b>	Análisis de estabilidad en terreno natural en condición pseudoestático. ....	168
<b>Tabla 6-18:</b>	Análisis de estabilidad con muro de contención en condición estática.....	169
<b>Tabla 6-19:</b>	Análisis de estabilidad con muro de contención en condición pseudoestático. ....	169

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 2-1:</b> Muro de contención en voladizo.....	35
<b>Figura 2-2:</b> Muro con contrafuertes. ....	36
<b>Figura 2-3:</b> Muro anclado .....	37
<b>Figura 2-4:</b> Muro de suelo reforzado. ....	38
<b>Figura 2-5:</b> Estabilidad externa y estabilidad interna de un muro en voladizo. ....	39
<b>Figura 2-6:</b> Estabilidad externa de un muro en voladizo .....	41
<b>Figura 2-7:</b> Idealización de la presión de tierra activa y pasiva a partir de un $K_0$ . ....	44
<b>Figura 2-8:</b> Cuña de falla utilizada para derivar la ecuación de Coulomb para la presión activa.....	44
<b>Figura 2-9:</b> Cuña de presión activa de Coulomb.....	45
<b>Figura 2-10:</b> Cuña de falla utilizada para derivar la ecuación de Coulomb para la presión pasiva.....	47
<b>Figura 2-11:</b> Cuña de falla para derivar la ecuación de Mononobe-Okabe para la presión activa sísmica.....	53
<b>Figura 2-12:</b> Cuña de falla para derivar la ecuación de Mononobe-Okabe para la presión pasiva sísmica.....	55
<b>Figura 2-13:</b> Superficie de deslizamiento circular con masa de suelo suprayacente subdividida en dovelas verticales. ....	61
<b>Figura 2-14:</b> Dovela con fuerzas consideradas en el Método Ordinario de Dovelas. ....	65
<b>Figura 2-15:</b> Dimensiones de una dovela individual. ....	67
<b>Figura 2-16:</b> Dovela con fuerzas para el procedimiento Bishop simplificado. ....	71
<b>Figura 2-17:</b> Talud con fuerzas sísmicas y de refuerzo conocidas.....	75
<b>Figura 2-18:</b> Dovela individual con fuerzas conocidas adicionales. ....	75
<b>Figura 2-19:</b> La línea de empuje con las ubicaciones de las fuerzas entre dovelas en los límites de las dovelas. ....	79
<b>Figura 2-20:</b> Fuerzas entre dovelas y resultante cuando las fuerzas entre dovelas son paralelas. ....	80
<b>Figura 2-21:</b> Coordenadas para superficies de deslizamiento no circulares utilizadas en el procedimiento de Spencer. ....	82
<b>Figura 2-22:</b> Dovela con todas las fuerzas conocidas y desconocidas para el procedimiento de Spencer. ....	83
<b>Figura 2-23:</b> Valores de $f(x)$ basados en consideraciones de presión de tierra. ....	86
<b>Figura 2-24:</b> Condiciones especiales de taludes y superficies de deslizamiento.....	87
<b>Figura 3-1:</b> Ubicación geográfica del proyecto.....	93
<b>Figura 3-2:</b> Ubicación del proyecto. ....	94
<b>Figura 3-3:</b> Ubicación de la Zona urbana Chinche Tingo. ....	94
<b>Figura 3-4:</b> Zona Urbana Chinche Tingo km 204+935 al km 205+500. ....	95
<b>Figura 3-5:</b> Muros de contención del km 205+340 al km 205+445. ....	96
<b>Figura 3-6:</b> Sección típica en los planos del proyecto de las zonas urbanas. ...	98

<b>Figura 3-7:</b>	Sección típica reducida en zonas urbanas.....	99
<b>Figura 4-1:</b>	Diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 01.....	109
<b>Figura 4-2:</b>	Diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 02.....	110
<b>Figura 4-3:</b>	Algoritmo del método analítico para el diseño estructural. ....	111
<b>Figura 4-4:</b>	Sistema de drenaje de los muros de contención.....	116
<b>Figura 4-5:</b>	Parametrización de dimensiones geométricas del muro. ....	123
<b>Figura 4-6:</b>	Geometría del muro MT-7B y el relleno en software Mathcad.....	124
<b>Figura 4-7:</b>	Geometría del muro MT-9B y el relleno en software Mathcad.....	128
<b>Figura 4-8:</b>	Geometría del muro MT-11B y el relleno en software Mathcad....	132
<b>Figura 4-9:</b>	Geometría del muro MT-12B y el relleno en software Mathcad....	135
<b>Figura 5-1:</b>	Diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 03.....	139
<b>Figura 5-2:</b>	Algoritmo del modelo geotécnico para la evaluación de estabilidad de la plataforma incorporando muros de contención. .	140
<b>Figura 5-3:</b>	Zonas Sísmicas Perú Norma E-030. ....	141
<b>Figura 5-4:</b>	Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-9B del km 205+350.....	148
<b>Figura 5-5:</b>	Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-11B del km 205+390.....	148
<b>Figura 5-6:</b>	Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-7B del km 205+420.....	149
<b>Figura 5-7:</b>	Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-12B del km 205+435.....	149
<b>Figura 6-1:</b>	Comparación de valores de las fuerzas de empuje activo vs sobrecarga para el estado de carga en servicio. ....	151
<b>Figura 6-2:</b>	Comparación de valores de momentos de empuje activo vs sobrecarga para el estado de carga en servicio. ....	152
<b>Figura 6-3:</b>	Comparación de valores de las fuerzas de 1.50 del empuje activo vs 1.75 de la sobrecarga para el estado de carga en resistencia.....	153
<b>Figura 6-4:</b>	Comparación de los momentos de volteo de 1.50 del empuje activo vs 1.75 de la sobrecarga para el estado de carga en resistencia.....	153
<b>Figura 6-5:</b>	Comparación de fuerzas del empuje para el estado de carga en evento extremo. ....	154
<b>Figura 6-6:</b>	Momentos de volteo para el estado de carga en evento extremo. ....	155
<b>Figura 6-7:</b>	Fuerzas cortantes en pantalla de los muros de contención. ....	158
<b>Figura 6-8:</b>	Fuerzas cortantes en zapata de los muros de contención. ....	159
<b>Figura 6-9:</b>	Fuerzas cortantes en dentellón de los muros de contención. ....	159
<b>Figura 6-10:</b>	Factor de seguridad al deslizamiento en servicio.....	161
<b>Figura 6-11:</b>	Factor de seguridad al volteo en servicio.....	161
<b>Figura 6-12:</b>	Capacidad portante en servicio.....	162
<b>Figura 6-13:</b>	Excentricidad en servicio. ....	162
<b>Figura 6-14:</b>	Fuerzas de deslizamiento en condición de resistencia.....	164

<b>Figura 6-15:</b> Excentricidad en condición de resistencia. ....	164
<b>Figura 6-16:</b> Capacidad portante en condición de resistencia. ....	165
<b>Figura 6-17:</b> Fuerzas de deslizamiento en condición de evento extremo. ....	166
<b>Figura 6-18:</b> Excentricidad en condición de evento extremo. ....	167
<b>Figura 6-19:</b> Capacidad portante en condición de evento extremo. ....	167

## LISTA DE SIMBOLOS Y DE SIGLAS

$\theta$  : Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.

$\alpha$  : Ángulo que forma la pared posterior del muro con la horizontal.

$\rho$  : Ángulo de falla respecto a la horizontal de la cuña de Coulomb.

$\beta$  : Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal

$\delta$  : Ángulo de fricción entre el muro y el suelo.

$W$ : Peso de la cuña de falla de Coulomb

$P_a$ : Fuerza de empuje activo de Coulomb.

$\rho_a$  : Ángulo de falla crítico de la cuña de Coulomb para el empuje activo.

$P_p$ : Fuerza de empuje pasivo de Coulomb.

$\rho_p$  : Ángulo de falla crítico de la cuña de Coulomb para el empuje pasivo.

$P_{AE}$ : Fuerza sísmica de empuje activo de Mononobe-Okabe.

$\rho_{AE}$  : Ángulo de falla crítico de la cuña de Mononobe-Okabe para el empuje activo sísmico.

$P_{PE}$ : Fuerza sísmica de empuje pasivo de Mononobe-Okabe.

$\rho_{PE}$  : Ángulo de falla crítico de la cuña de Mononobe-Okabe para el empuje pasivo sísmico.

$k_{PGA}$ : Coeficiente del estudio de peligro sísmico:

$k_h$ : Componente horizontal de la aceleración del sismo entre la aceleración de la  $g$ .

$k_v$ : Componente vertical de la aceleración del sismo entre la aceleración de la  $g$ .

$k_a$ : Coeficiente de presión activa del relleno

$k_p$ : Coeficiente de presión pasiva del relleno

$k_{AE}$ : Coeficiente dinámico de presión activa del relleno con Mononobe-Okabe.

$k_{PE}$ : Coeficiente dinámico de presión pasiva del relleno con Mononobe-Okabe

$F$ : Factor de Seguridad de estabilidad global.

$s$ : Resistencia al corte disponible del terreno.

$\tau$ : Esfuerzo cortante de equilibrio.

$c$ : Cohesión.

- $\phi$ : Ángulo de fricción del suelo.
- $\sigma$ : Tensión normal total en el plano de corte.
- $c_d$ : Cohesión desarrollada o movilizada.
- $\phi_d$ : Ángulo de fricción del suelo desarrollado o movilizado.
- $c'$ : Cohesión efectiva.
- $\phi'$ : Ángulo de fricción efectivo del suelo.
- $\sigma'$ : Tensión efectiva en el plano de corte.
- $u$ : Presión intersticial del agua.
- $W_i$ : Peso de la  $i$ -ésima dovela.
- $r$ : Radio del círculo de falla.
- $a_i$ : Brazo de momento entre el centro de la  $i$ -ésima dovela y el centro del círculo de falla.
- $\alpha_i$ : Inclinación de la parte inferior de la dovela.
- $M_d$ : Momento impulsor.
- $M_r$ : Momento resistente.
- $S_i$ : Fuerza cortante en la base de la  $i$ -ésima dovela
- $\tau_i$ : Esfuerzo cortante en la base de la  $i$ -ésima dovela
- $\Delta \ell_i$ : Longitud en la base de la  $i$ -ésima dovela
- $S_i$ : Resistencia del suelo en la base de la  $i$ -ésima dovela
- $N$ : Fuerza normal en la base de la  $i$ -ésima dovela.
- $h$ : Altura de la dovela en la línea central.
- $b$ : Ancho de la dovela.
- $\gamma$ : Peso específico de la dovela.
- $W'$ : Peso efectivo de la  $i$ -ésima dovela.
- $N'$ : Fuerza normal efectiva en la base de la  $i$ -ésima dovela.
- $kW_i$ : Fuerzas sísmicas en la  $i$ -ésima dovela.
- $T_i$ : Fuerza del refuerzo que cruza la base de la  $i$ -ésima dovela
- $k$ : Coeficiente sísmico.
- $d_i$ : Distancia vertical entre el centro de gravedad de la dovela y el centro del círculo.

- $h_i$ : Brazo de momento de la fuerza del refuerzo sobre el centro del círculo
- $M_n$ : Momento neto debido a las fuerzas conocidas.
- $P$ : Fuerza conocida en la parte superior de la  $i$ -ésima dovela
- $\beta$ : Inclinação de la parte superior de la dovela respecto a la horizontal.
- $\psi$ : Inclinação del refuerzo con respecto a la horizontal.
- $F_v$ : Componentes verticales de todas las fuerzas conocidas excepto el peso de la dovela.
- $\theta_t$ : Ángulo medido que simboliza la pendiente de la línea de empuje.
- $\theta$ : Inclinação de la fuerza entre dovelas en el método de Spencer (1967).
- $Q_i$ : Resultante de las fuerzas entre dovelas en el método de Spencer (1967).
- $Z_i$  y  $Z_{i+1}$ : Fuerzas entre dovelas en el método de Spencer (1967).
- $X_b$ : Coordenada horizontal del centro de la base de la dovela.
- $y_Q$ : Coordenada vertical del punto en la línea de acción de la fuerza  $Q$ .
- $M_0$ : Momento producido por cualquier fuerza conocida alrededor del centro de la base de la dovela en el método de Spencer (1967).
- $y_b$ : Coordenada vertical del punto en el centro de la base de la dovela.
- $F_h$  y  $F_v$ : Fuerzas horizontales y verticales conocidas en la dovela en el método de Spencer (1967).
- $X$ : Fuerzas verticales (cortantes) entre dovelas en el método de Morgenstern-Price (1965).
- $E$ : Fuerzas normales entre dovelas en el método de Morgenstern-Price (1965).
- $f(x)$ : Función supuesta que tiene valores prescritos en cada límite de dovela en el método de Morgenstern-Price (1965).
- $\lambda$ : Factor de escala en el método de Morgenstern-Price (1965).
- L.L: Límite Líquido
- I.P: Índice Plástico.
- $E_s$ : Módulo de Young.
- $q_a$ : Esfuerzo promedio transmitido.
- $B$ : Ancho de zapata.
- $\mu$ : módulo de Poisson.
- $I_f$ : Factor de Influencia.

$S_i$ : Asentamiento instantáneo.  
 $q$ : Tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la zapata.  
 $\gamma$ : Peso específico del suelo.  
 $q_a$ : Capacidad admisible del suelo.  
 $FS$ : Factor de seguridad de capacidad portante.  
 $N_c, N_q, N_\gamma$ : Factores de capacidad de carga adimensionales en función de  $\phi$ .  
 $F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$ : Factores de forma.  
 $F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$ : Factores de profundidad.  
 $F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$ : Factores de inclinación de carga.  
 $\sigma_t$ : Capacidad portante del terreno de fundación.  
 $\sigma_{tu}$ : Capacidad de carga última del terreno de fundación.  
 $\gamma_c$ : Peso específico del concreto  
 $\gamma_s$ : Peso específico del relleno  
 $f'_{cp}$ : Resistencia del concreto de la pantalla  
 $f'_{cz}$ : Resistencia del concreto en la zapata  
 $f_y$ : Esfuerzo de fluencia del acero  
 $\phi_f$ : Factor de reducción por flexión:  
 $\phi$ : Angulo de fricción interna del relleno:  
 $\phi_s$ : Angulo de fricción interna del suelo de fundación:  
 $\mu$ : Coeficiente de fricción  
 $B_e$ : Longitud del muro  
 $L_{rell}$ : Longitud del relleno:  
 $b_p$ : Ancho del parapeto  
 $h_p$ : Altura del parapeto  
 $h$ : Altura de la pantalla del muro  
 $h_r$ : Altura del relleno  
 $B_z$ : Ancho de zapata  
 $h_z$ : Altura de la zapata  
 $B$ : Longitud de la zapata

*Punta* : Longitud de la punta de la zapata

$P_h$ : Distancia horizontal entre la base de la pantalla y corona del muro al lado de la cara posterior del muro.

*Talon* :Longitud de talón de la zapata

$T_h$ : Distancia horizontal entre la base de la pantalla y corona del muro al lado de la cara anterior del muro.

$g_i$ : Garganta inferior

$H_{est}$ : Altura del muro

$D_f$ : Profundidad de Desplante

$h_{r1}$ : Altura de relleno sobre la corona del muro

XY: Matriz geométrica del muro de contención.

$xy_r$ : Matriz geométrica del relleno.

$xy_z$ : Matriz geométrica de la zapata del muro de contención.

$xy_p$ : Matriz geométrica de la pantalla del muro de contención.

$Ag_p$ : Área de la pantalla del muro de contención.

$x_p$  y  $y_p$ : Centroide de la pantalla del muro de contención.

$Ag_z$ : Área de la zapata del muro de contención.

$x_z$  y  $y_z$ : Centroide de la zapata del muro de contención.

$Ag_{est}$ : Área completa del muro de contención.

$y_{est}$ : Coordenada vertical de centroide del muro de contención.

$h_{eq}$ : Altura Equivalente carga vehicular en muros paralelos al tráfico de acuerdo al AASHTO-LRFD (2007).

$y_a$ : Coordenada vertical de la resultante del empuje activo

$F_a$ : Fuerza resultante del empuje activo.

$M_a$ : Momento resultante del empuje activo.

$y_{LS}$ : Coordenada vertical de la resultante del empuje activo por sobrecarga vehicular.

$F_{LS}$ : Fuerza resultante del empuje activo por sobrecarga vehicular.

$M_{LS}$ : Momento resultante del empuje activo por sobrecarga vehicular.

$P_p$ : Peso de la pantalla del muro.

$P_z$ : Peso de la zapata del muro.

- $P_d$ : Peso del dentellón del muro.
- $P_r$ : Peso del relleno.
- $P_a$ : Fuerza resultante del empuje activo.
- $F_{LS}$ : Fuerza resultante del empuje activo por sobrecarga vehicular.
- $M_p$ : Momento por peso de la pantalla del muro.
- $M_z$ : Momento por peso de la zapata del muro.
- $M_d$ : Momento por peso del dentellón del muro.
- $M_r$ : Momento por peso del relleno.
- $LS_v$ : Carga vehicular vertical.
- $x_s$ : Coordenada horizontal de la resultante de carga vehicular vertical.
- $M_a$ : Momento de la fuerza resultante del empuje activo.
- $M_{LS}$ : Momento de la fuerza resultante del empuje activo por sobrecarga vehicular.
- $FN_s$ : Fuerza normal en servicio para verificación de deslizamiento.
- $FA_s$ : Fuerza actuante en servicio para verificación de deslizamiento.
- $MR_s$ : Momento resistente en servicio para verificación del volteo.
- $MA_s$ : Momento actuante en servicio para verificación del volteo.
- $FV_{V_s}$ : Fuerza vertical en servicio para verificación del volteo.
- $FVP_{s_p}$ : Fuerza vertical en servicio para verificación de presiones en el terreno.
- $MR_{s_p}$ : Momento resistente en servicio para verificación de presiones en el terreno.
- $MA_{s_p}$ : Momento actuante en servicio para verificación de presiones en el terreno.
- $FN_r$ : Fuerza normal en resistencia para verificación de deslizamiento.
- $FA_r$ : Fuerza actuante en resistencia para verificación de deslizamiento.
- $MR_{V_r}$ : Momento resistente en resistencia para verificación del volteo.
- $MA_{V_r}$ : Momento actuante en resistencia para verificación del volteo.
- $FV_{V_r}$ : Fuerza vertical en resistencia para verificación del volteo.
- $FVP_{r_p}$ : Fuerza vertical en resistencia para verificación de presiones en el terreno.

$MR_{rp}$ : Momento resistente en resistencia para verificación de presiones en el terreno.

$MA_{rp}$ : Momento actuante en resistencia para verificación de presiones en el terreno.

$FN_{eq}$ : Fuerza normal en evento extremo para verificación de deslizamiento.

$FA_{eq}$ : Fuerza actuante en evento extremo para verificación de deslizamiento.

$MRV_{eq}$ : Momento resistente en evento extremo para verificación del volteo.

$MAV_{eq}$ : Momento actuante en evento extremo para verificación del volteo.

$FV_{eq}$ : Fuerza vertical en evento extremo para verificación del volteo.

$FVP_{eq}$ : Fuerza vertical en evento extremo para verificación de presiones en el terreno.

$MRP_{eq}$ : Momento resistente en evento extremo para verificación de presiones en el terreno.

$MAP_{eq}$ : Momento actuante en evento extremo para verificación de presiones en el terreno.

$X_g$ : Coordenada horizontal del centroide respecto al extremo de la punta al nivel de la base del muro.

$Y_g$ : Coordenada vertical del centroide respecto al extremo de la punta al nivel de la base del muro.

$FSD$ : Factor de Seguridad al Deslizamiento

$FSV$ : Factor de Seguridad al Volteo

$a_{max}$ : Aceleración máxima.

$g$ : Aceleración de la gravedad  $9.81 \text{ m/s}^2$ .

$k$ : coeficientes pseudo dinámicos a emplearse en el diseño de taludes.

$\gamma_{SUELO}$ : Peso específico del terreno natural.

$\gamma_p$ : Peso específico del pavimento.

$\gamma_M$ : Peso específico del muro.

## CAPITULO I: INTRODUCCIÓN

### 1.1. GENERALIDADES

Los proyectos de construcción de carreteras contemplan como parte de sus componentes principales diversas estructuras, puentes y obras de arte. Entre tales se encuentran los muros de contención que son los componentes que permiten salvar y lograr el ancho necesario de plataforma de acuerdo al diseño de la sección vial; éstos componentes tienen como objetivo garantizar la estabilidad de la plataforma, sin embargo los diseños de los muros de contención generalmente son proyectados por los diseñadores siguiendo las recomendaciones de los estándares internacionales para estructuras que se enfocan en el diseño del refuerzo de armadura y la estabilidad estructural (estabilidad externa), no obstante un diseño integrado de muros de contención debe contemplar también el diseño geotécnico que permita garantizar la estabilidad global de la plataforma y muros en conjunto.

### 1.2. DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA DE INVESTIGACIÓN

En el contexto explicado del presente informe se desarrollará el diseño geotécnico y estructural de muros de contención como diseño integrado que permita lograr el ancho de plataforma, proporcione protección a los sótanos de viviendas aledañas a la vía y que logren resolver los sectores de vía donde la plataforma es inestable, dadas sus condiciones geotécnicas desfavorables que ameritan una estructura de contención; para ello se tomará como referencia la zona urbana Chinche Tingo la cual forma parte del proyecto de mejoramiento de la carretera Oyón-Ambo, Tramo II, desvío cerro de Pasco (km. 181+000) - desvío Chacayán (km. 230+000), en el departamento de Pasco.

En carreteras transversales de segundo orden que cruzan tramos de zonas urbanas se debe considerar que existe cierta complejidad en cuanto al tipo de suelo, geología del lugar, ancho limitado de la sección vial, existencia de sótanos de viviendas aledañas a la vía e interferencias con las redes de saneamiento y energía eléctrica; esto influye en el diseño de muros de contención y debe considerarse estos factores para una adecuada proyección de éstas estructuras que permitan garantizar la estabilidad de la plataforma y que generen el menor

impacto posible tanto a nivel de interferencias como afectaciones prediales dentro del derecho de vía.

Mediante la aplicación del diseño geotécnico y estructural de muros de contención se logrará un diseño integrado valorando las condiciones geotécnicas del terreno de fundación, las características del material de relleno controlado, condiciones sísmicas del lugar, las cargas de servicio de la vía y se logrará identificar los sectores donde los factores de seguridad del talud inferior de la vía indiquen riesgo geotécnico de deslizamiento por estabilidad global, lo cual ameritará la necesidad de proyectar muros de contención que garantizarán la estabilidad de la plataforma. Con ello se permitirá mejorar las condiciones de transitabilidad de la carretera y lograr el objetivo del proyecto para este tramo conectando la zona urbana de Chinche Tingo a la carretera Oyón – Ambo.

### **1.3. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA**

#### **1.3.1. Problema general**

- ¿En qué medida el diseño geotécnico y estructural de muros de contención permitirá garantizar la estabilidad de la plataforma en la zona urbana Chinche, carretera Oyón-Ambo?

#### **1.3.2. Problemas específicos**

- ¿Cuáles son las cargas y estados de cargas de mayor influencia en la estabilidad de la plataforma al aplicar los criterios de la normativa internacional AASHTO-LRFD (2007) y la normativa nacional NTP E050 (2018)?
- ¿En qué medida el diseño estructural de los muros de contención por medio del método analítico aplicando el software MATHCAD V15.0 permitirá asegurar la capacidad y estabilidad estructural de los muros de contención?
- ¿En qué medida el diseño geotécnico por medio del método de equilibrio límite aplicando el software SLIDE V6.0 permitirá asegurar la estabilidad de la plataforma cuando se incorporen los muros de contención?

## **1.4. OBJETIVOS DEL ESTUDIO**

### **1.4.1. *Objetivo general***

- Determinar la importancia del diseño geotécnico y estructural de muros de contención para garantizar la estabilidad de la plataforma en la zona urbana Chinche, carretera Oyón-Ambo.

### **1.4.2. *Objetivos específicos***

- Determinar las cargas y estados de cargas de mayor influencia en la estabilidad de la plataforma al aplicar los criterios de la normativa internacional AASHTO-LRFD (2007) y la normativa nacional NTP E050 (2018).
- Determinar la importancia del diseño estructural de los muros de contención por medio del método analítico aplicando el software MATHCAD V15.0, para asegurar la capacidad y estabilidad estructural de los muros de contención.
- Evaluar el diseño geotécnico por medio del método de equilibrio límite aplicando el software SLIDE V6.0 para asegurar la estabilidad de la plataforma cuando se incorporen los muros de contención.

## 1.5. ANTECEDENTES INVESTIGATIVOS

Trujillo (2013) realizó una tesis titulada “Estudio del espaciamiento óptimo entre contrafuertes de muros de contención de concreto armado” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Ingeniería. La investigación tiene una metodología de tipo de aplicada con enfoque cuantitativo.

Los principales resultados obtenidos indican que los contrafuertes espaciados uniformemente se unen rígidamente a la cimentación y soportan la presión que ejerce el relleno sobre la pantalla a lo largo de una longitud igual a la distancia entre los centros de los contrafuertes, el aporte de rigidez de los contrafuertes a la estructura es considerable y por tanto su espaciamiento es un valor importante en el costo final. Asimismo, se necesita hacer un buen predimensionamiento de los muros con contrafuertes, ya que la verificación de sus dimensiones influye en el espaciamiento y, por tanto, en el costo total.

En conclusión, el investigador demostró que el costo de un contrafuerte hace variar notablemente la gráfica Costo vs. Espaciamiento, por tal motivo al aumentar el espaciamiento se evidencia una disminución en el costo total. Por otro lado, como la entrada de datos es simple es posible hacer iteraciones en corto tiempo; ello hace que pueda contar con una herramienta que asista en el análisis y diseño y permita obtener rápidamente cada valor en la gráfica: Costo vs. Espaciamiento. No obstante, se recomienda tomar los factores de seguridad al volteo y deslizamiento según la importancia de la obra. El autor aclara que realizar un programa demanda dedicación y responsabilidad, ya que es importante estar seguro de que todo el código haya sido correctamente elaborado y que asegure los resultados siempre correctos, siendo consciente de que puede ser usado por otros usuarios, por ello se recomienda que su uso sea netamente por ingenieros especialistas.

Asimismo, Pinedo (2009) señala en su Informe de suficiencia “Mejoramiento de la carretera Cañete-Yauyos tramo: Km. 59+100 al Km. 59+400” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Nacional de Ingeniería.

Los principales resultados obtenidos indican que se diseñaron 3 tipos de muros de contención tales como muro en voladizo de concreto armado, muro de gravedad (ciclópeo) y muro de gaviones (de caja rectangular de mallas tejidas a

doble torsión de alambres rellenos con rocas) y que mediante una evaluación económica, con ayuda de los planos se obtuvo los presupuestos de cada uno de los tipos de muros de contención para determinar la elección del muro más factible se consideró tres factores: costo, durabilidad y mantenimiento, determinando que la solución más adecuada es el muro de gravedad, para la zona de estudio.

En conclusión, el investigador demostró que el valor referencial de la ejecución del muro de contención (muro de gravedad) a diciembre del 2008 es de S/ 251,138.93. No obstante, el informe no profundiza en los criterios de diseño estructural de los muros pues los diseños fueron elaborados a nivel de un Perfil Técnico correspondiente a un estudio de Pre Inversión. Por otro lado, no se aborda el diseño por estabilidad geotécnica global de esta estructura, ni se ha considerado los estados de carga normativos para obtener de las cargas de diseño de los muros.

Por otro lado, Vargas (2013) en su tesis titulada “Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo” cuya investigación tiene una metodología de tipo de aplicada con enfoque cuantitativo.

Señala que los principales resultados obtenidos indican que no resultan convenientes los análisis determinísticos en la optimización del diseño de una estructura, ya que al no cuantificar la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño en función a la importancia de la estructura no permiten estimar valores acertados de factores de seguridad. Asimismo, en función de la importancia de la estructura y la variabilidad de los parámetros geotécnicos un análisis probabilístico hace posible optimizar el diseño, determinando una “probabilidad de falla aceptable” y realizando un análisis costo- beneficio.

En conclusión, el investigador demostró que la variabilidad de los factores de seguridad es influenciada por los coeficientes de variación de los parámetros geotécnicos tales como la cohesión del suelo de cimentación, ángulo de fricción del relleno, peso específico del relleno, así como por la altura del muro. No obstante, su investigación no muestra a detalle el procedimiento de diseño estructural de los muros de contención y debido al cuantioso tiempo que sería necesario para implementar una rutina de cálculo para un modelo probabilístico de análisis de taludes, no considera dentro de sus evaluaciones el análisis de la

variabilidad del factor de seguridad para el diseño de estabilidad global geotécnica ni desarrolla esta parte del diseño, el cual es muy importante en el diseño de estas estructuras.

También, Matamoros (2016) realizó una tesis titulada “Estudio y análisis comparativo entre muros de contención con contrafuertes y muros de concreto armado en Huancavelica” para optar el título profesional en Ingeniería Civil en la Universidad Nacional de Huancavelica. Su investigación tiene una metodología de tipo aplicada con diseño Descriptivo Correlacional.

Los principales resultados obtenidos su investigación indican que las fallas tanto por volteo y deslizamiento del muro de contención por acción de la presión activa del terreno y la presión del agua, son cargas que tenderán a desestabilizar el muro de contención, también se establece que los esfuerzos generados en los muros con contrafuertes son inferiores a los esfuerzos producidos en los muros en voladizo, ya que el muro con contrafuertes es más estable y soporta mejor las cargas laterales.

En conclusión, el investigador demostró el cálculo de la altura necesaria de los muros y el cálculo de socavación a partir de los cálculos hidrológicos de los caudales de las avenidas máximas que se presentan para los distintos periodos de retorno. No obstante, su investigación se limitó al uso del software SAP2000 como herramienta de análisis y no profundiza el método de análisis por elementos finitos ni se aborda el diseño estructural de muros con la normativa AASHTO-LRFD (2014). Asimismo, el enfoque de su investigación tiene mayor orientación al campo hidrológico e hidráulico ya que es ahí donde se encuentra su mayor aporte.

De igual manera, Ballón y Echenique (2017) realizaron una tesis titulada “Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú” para optar el título profesional de Ingeniero Civil en la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas.

Los resultados principales obtenidos en su investigación muestran que las fuerzas de empuje sísmico sobre muros de contención calculadas con el método del Límite General de Equilibrio o Generalized Limit Equilibrium por sus siglas en inglés (GLE) las cuales son determinadas según recomendaciones del manual AASHTO y la Transportation Research Board 2008 (plasmados en el NCHRP

Report 611) son menos conservadores que las fuerzas de empuje sísmico sobre muros de contención calculadas con el método de Mononobe-Okabe (1929).

En conclusión, los investigadores demostraron que la influencia de la aceleración sísmica es menor a la del ángulo del talud de relleno para ambos métodos. Como se puede verificar para un muro de 6 metros de altura en un talud de inclinación de  $20^\circ$ , la variación de la fuerza entre una aceleración de  $0.00g$  a  $0.35g$  varía en  $146.7\%$  más por Mononobe-Okabe y en  $76.5\%$  más por GLE. Mientras que para una aceleración de  $0.35g$  en un muro de 6 metros, la variación de la fuerza entre un talud de  $0^\circ$  a uno de  $20^\circ$  es de  $210.6\%$  más por Mononobe-Okabe (1929) y de  $131.2\%$  más por GLE. Demostrándose, que esta influencia se ve más reflejada cuando se realizan los cálculos por Mononobe-Okabe que al hacerlos por GLE, llegando a dar valores desproporcionados que tienden al infinito. Por otro lado, aclara que el cambio de la fuerza actuante hallada entre métodos, independientemente de la altura del muro, es menor a  $10\%$ , cuando se cuentan con taludes menores a  $20^\circ$  y aceleraciones menores a  $0.35g$ . A partir de esta combinación se sugiere utilizar el método de Límite General de Equilibrio; de lo contrario el método de Mononobe-Okabe es idóneo. Sin embargo, el autor indica que se debe tener en cuenta que, al hacer el cálculo por Mononobe-Okabe y el modelo en el software a elegir, la altura sobre la cual se debe hacer los cálculos no es la del muro, sino la suma de la altura del muro, zapata y la altura del talud en el punto donde termina el talón de la zapata.

Igualmente, Alva y Contreras (2022) realizaron una tesis titulada “Diseño de estabilidad del talud mediante los softwares Slide y Plaxis en la carretera PE-10A sector Plazapampa en el año 2021” para optar el título profesional en Ingeniería Civil en la Universidad Nacional de Trujillo. Los principales resultados obtenidos de su investigación indican que se determinó la caracterización geomecánica y geotécnica del talud, la caracterización hidrológica del talud, asimismo determinaron que los diseños de estabilización aptos eran los muros de contención en voladizo y la ejecución de un dren horizontal del tipo californiano, pues el método de reconfiguración geométrica no fue adecuado para su uso al mostrar inestabilidad en condiciones pseudo estáticas.

En conclusión, los investigadores demostraron que los valores de factor de seguridad computados mediante el método de Janbu et al (1956) corregido son

distintos en la mayoría de casos de los métodos de equilibrio límite de Bishop simplificado (1955) y Spencer (1967), mostrando valores más altos de factor de seguridad (F). Así mismo el software Plaxis 2D V20 presenta un valor de F más alto en condiciones estáticas.

Sin embargo, se limitaron al uso del software Plaxis 2D V20 como herramienta pues no profundizaron el método de análisis por elementos finitos que utiliza dicho software. Por otro lado, no se trabajó con muestras inalteradas de los suelos.

De igual forma, Kalemci et al. (2020) realizaron un artículo científico titulado “Design of reinforced concrete cantilever retaining wall using Grey wolf optimization algorithm” publicado en The Institution of Structural Engineers.

El propósito de este artículo es diseñar un muro de concreto armado en voladizo de bajo peso con llave de corte mediante el uso de un algoritmo de optimización, que se programa en MATLAB R2012b. Grey Wolf Optimization (GWO) es una técnica de optimización que se desarrolla imitando la jerarquía y los métodos de caza de los lobos grises. El muro de contención se formuló como un problema de optimización basado en el código ACI 318-05 y la teoría de Rankine para la presión lateral de tierra. Las restricciones basadas en factores de seguridad y factores de diseño se utilizaron para alcanzar el mejor diseño. Las restricciones geotécnicas se determinaron como el factor de seguridad contra vuelcos, flexiones, fallas en la capacidad de carga y las restricciones estructurales se determinaron como el momento y las capacidades de cizallamiento de los elementos del muro. Se consideraron dos ejemplos numéricos para el óptimo diseño del muro con/sin llave de corte para evaluar la eficiencia del algoritmo GWO en comparación con estudios similares.

En conclusión, el investigador demostró que el muro en voladizo RC con la llave de corte se diseñó y analizó utilizando el software de código abierto del código MATLAB del algoritmo GWO. Uno de los algoritmos metaheurísticos, el algoritmo de optimización de lobo gris propuesto por Mirjalili et al (2014). Debido a la simplicidad del método, las formulaciones matemáticas del diseño se codificaron fácilmente. El diseño de bajo peso de la pared fue el objetivo de este estudio. Se estudiaron dos ejemplos numéricos para evaluar el rendimiento del

algoritmo GWO. Cada problema se ejecutó 30 veces. Los resultados fueron examinados y comparados con trabajos similares. Los resultados fueron consistentes con los resultados de otros estudios similares. Muestra que el algoritmo GWO es un método de optimización competitivo para un muro en voladizo RC con el diseño de llave de corte, obviamente.

No obstante, los estados de carga usados para los análisis son los del código internacional ACI 318-05, el cual no es aplicable para muros de contención de carreteras.

Por otro lado, García et al. (2012) realizaron un artículo de revista titulado "Diseño sísmico de muros de contención en gravedad y voladizo", en cual mencionan que en Colombia periódicamente se presentan sismos fuertes y moderados en distintas zonas del país y es una preocupación el diseño sismo resistente de muros para mitigar los efectos del riesgo sísmico. En su trabajo se requirió del modelamiento, análisis y diseño de 120 muros con variaciones en la aceleración pico efectiva y altura por medio de la elaboración de un programa en Excel con macros y modelamiento en SAP 2000 donde se determinó regresiones de volúmenes de concreto simple y ciclópeo como también de Kilogramos de armadura de refuerzo, lo cual permitió la formación de ecuaciones de costos de construcción de muros en gravedad y en voladizo.

Los principales resultados obtenidos indican que en el método de Mononobe-Okabe (1929) que respecto a la aceleración horizontal  $K_h$  el coeficiente de empuje activo tiene un comportamiento casi lineal. Asimismo, la comparación de métodos de análisis como las teorías de desplazamiento enunciada por autores como Richard-Elms (1979) y Whitman-Liao (1985), M-O, permitirían cuantificar volúmenes, pesos y costos en términos de hacer posible otros métodos de diseño. Para resultados de análisis y diseño es imprescindible considerar las fuerzas inerciales propias de la pantalla, pues ignorarlas conduciría a resultados irreales.

En conclusión, los investigadores demuestran unas ecuaciones de costos que permitirán evaluar económicamente la viabilidad de muros de contención, de una forma rápida para distintas zonas de amenaza sísmica. No obstante, los análisis fueron realizado para la realidad sísmica del país de Colombia en los cuales se tomaron como premisa los factores de seguridad establecidos por la Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica a partir de la Norma Colombiana sismorresistente del 2010.

Asimismo, Sackschewski (2017) realizó una tesis titulada “Soluciones para la estabilidad de taludes de la carretera Canta –Huayllay entre las progresivas del km 102 al km 110” para optar el título profesional en Ingeniería Geológica en la Universidad Nacional de San Marcos.

Los principales resultados obtenidos en su investigación indican que en los sectores del km 102 al km 110 los problemas de inestabilidad de taludes fueron causados por la ejecución de cortes inadecuados en los materiales que conforman el terreno, las discontinuidades en condiciones desfavorables, y la influencia de las filtraciones de agua hacia las laderas y taludes. Asimismo, determinaron que el control de las filtraciones de agua y la adopción de banquetas garantizarán la estabilidad del talud en el sector del km 104+920 al km 105+010, pero en el caso del sector del Km 109+500 al Km 109+580 de la carretera Canta – Huayllay la adopción de banquetas y la inclinación del talud asegurará la estabilidad del talud.

En conclusión, el investigador demuestra que la adopción de banquetas con reconfiguración de taludes, la colocación de cunetas de coronación y el sellado de grietas en el sector del km 102+780 al Km 103+020 de la carretera Canta – Huayllay, mejorarán la estabilidad del talud, pues, de acuerdo con los análisis geológico-geotécnicos realizados, presentan un apropiado factor de seguridad. No obstante, el autor recomienda a la supervisión y a la empresa contratista realizar a los desplazamientos y generación de grietas tensionales (que puedan ocurrir en las zonas de deslizamientos) un monitoreo continuo de estos por medio de controles topográficos, así también realizar estudios complementarios de hidrogeología e hidrología para evaluar las zonas comprometidas con problemas de filtraciones de agua.

## CAPITULO II: MARCO TEÓRICO Y CONCEPTUAL

### 2.1. BASES TEÓRICAS

“Un muro de contención es cualquier muro construido que retiene tierra, un líquido u otros materiales, donde hay un cambio abrupto en la elevación” (Brooks, 2010, p. 5).

Además, sostiene que los primeros ingenieros de las culturas antiguas de Egipto, Grecia, Roma y los mayas fueron maestros en la invención y la experimentación, aprendiendo principalmente a través de la intuición y el ensayo y error lo que funcionó y lo que no. Nos maravillamos con sus logros. Incluso el observador más casual mira con asombro las magníficas estructuras que crearon y que durante miles de años han durado, incluidos innumerables muros de contención. Con gran habilidad, cortaron, moldearon y colocaron piedra con tanta precisión que las juntas eran delgadas como el papel. El concreto reforzado no se desarrollaría hasta dentro de miles de años, pero usaron lo que tenían y aprendieron a hacerlo mejor con cada estructura sucesiva. La Gran Muralla de China, por ejemplo, se utilizaron postes transversales de bambú para unir las paredes, un precursor de lo que hoy en día es la "tierra estabilizada mecánicamente". Estos primeros ingenieros también descubrieron que golpeando una pared para que se inclinara ligeramente hacia atrás, se aliviaba la presión lateral y se podía extender la altura, una comprensión intuitiva de la teoría de la cuña del suelo. Cualquier estudioso de los métodos de construcción antiguos queda asombrado por su ingenio y sus logros.

Los principales avances en la comprensión de cómo funcionan los muros de contención y cómo el suelo genera fuerzas aparecieron en los siglos XVIII y XIX con el trabajo de los ingenieros franceses Charles Coulomb en 1776, y quien es mejor recordado por su trabajo sobre la electricidad, y más tarde por William Rankine en 1857. Hoy en día, sus ecuaciones son familiares para todos los ingenieros civiles. Un importante cuerpo de trabajo fue la introducción de la mecánica de suelos como

ciencia a través del trabajo pionero de Karl Terzaghi en la década de 1920. De hecho, la mecánica del suelo y el diseño de estructuras de contención han avanzado dramáticamente en las últimas décadas brindándonos nuevos conceptos de diseño y una mejor comprensión del comportamiento del suelo y, con suerte, un diseño más seguro y económico. (p. 5).

## **2.2. TIPOS DE MUROS DE CONTENCIÓN**

### **2.2.1. Muros de contención en voladizo**

Son los muros, también llamados en ménsula o en cantiléver, son aquellos ejecutados con concreto armado y que están compuestos básicamente por una pantalla delgada y una zapata o losa de base. Estos muros de contención resisten el empuje de rellenos y logran la estabilidad debido a su forma en “T”, de tal forma que el relleno ubicado en la parte posterior de la zapata (talón) ayuda a contrarrestar el volteo y aumenta la fricción entre la estructura y el suelo lo que genera mayor seguridad frente al deslizamiento. A diferencia de los muros de gravedad, este tipo de muros deben asegurar tanto suficiente estabilidad externa como su estabilidad interna, puesto que la carencia de ello desencadenaría en la falla del suelo y la falla propia del muro, respectivamente. Estos muros son considerados más económicos que los de gravedad hasta una altura de aproximadamente 8m. (Ballón y Echenique, 2017, p. 17).

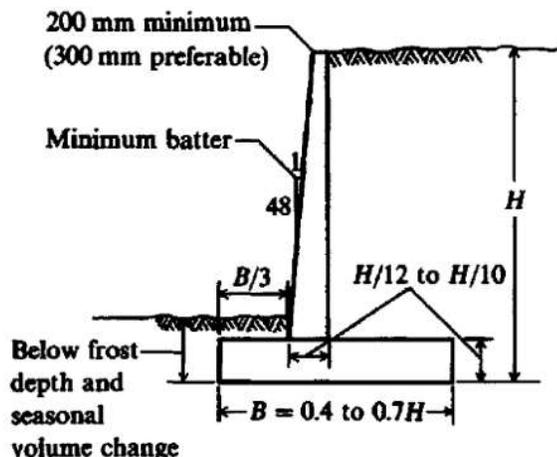


Figura 2-1: Muro de contención en voladizo.

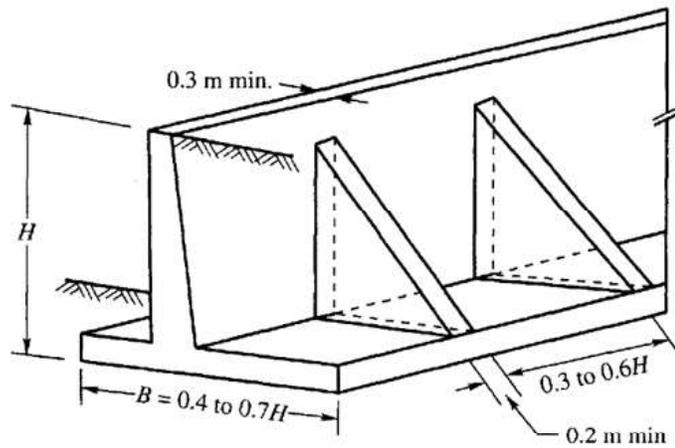
Nota: Dimensiones de diseño tentativas para un muro de contención en voladizo. La masa mínima que se muestra es opcional. Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 684), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

### 2.2.2. Muros de gravedad

Este tipo de muros se construyen con mampostería de piedra o concreto. Estos dependen de su propio peso y cualquier apoyo del suelo sobre el muro para la estabilidad. Esta clase de construcción no es económica para los muros altos. (Braja, 2013, p.418).

### 2.2.3. Muros con contrafuertes

Los muros de contención en voladizo con contrafuerte incorporan muros laterales que se proyectan desde el talón hacia la pantalla. La pantalla entre los contrafuertes es más delgada y se extiende horizontalmente entre las paredes del contrafuerte (ala). Los contrafuertes actúan como elementos en voladizo y son estructuralmente eficientes porque los contrafuertes se estrechan hacia una base más ancha (más profunda) donde los momentos son más altos. El alto costo de formar los contrafuertes hace que dichos muros no sean prácticos para muros de menos de 16 pies de altura. Ver Figura 2-2. (Brooks, 2010, p. 6).

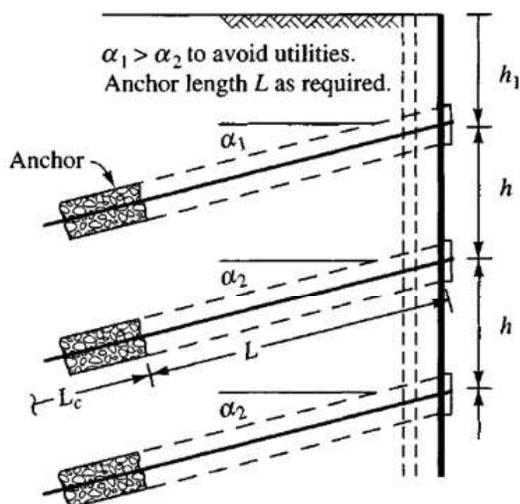


**Figura 2-2:** Muro con contrafuertes.

Nota: predimensionamiento de muros con contrafuertes. Tomado de *Geotechnical Engineering- Principles and Practices of Mechanics and foundation Engineering* (p. 836), por V.N.S. Bowles, 2002, Marcel Dekker, Inc.

#### 2.2.4. Muros anclados

Este método se utiliza para paredes más altas. La restricción se logra mediante la perforación de anclajes en la zona de tierra detrás del muro más allá del plano de falla teórico en el relleno. Los anclajes se pueden colocar en varios niveles para paredes más altas y pueden ser varillas postensadas colocadas con lechada en orificios perforados o varillas no tensionadas colocadas con lechada en orificios perforados. Estos últimos también se conocen como clavos de suelo. (Brooks, 2010, p.9).



**Figura 2-3:** Muro anclado

Nota: Muro anclado. Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 786), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

### 2.2.5. Muros Gavión

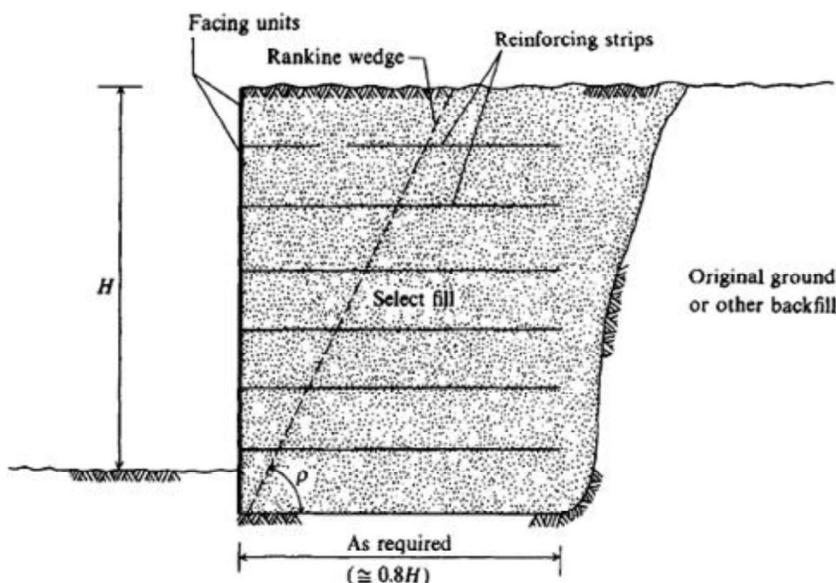
“Un muro de gaviones es un tipo de muro de gravedad en el que se colocan piedras o escombros dentro de cestas de tela metálica”. (Brooks, 2010, p.7).

### 2.2.6. Muros de tierra reforzados mecánicamente

El muro de tierra reforzado mecánicamente de la Figura 2-4 utiliza el principio de colocar refuerzo en el relleno utilizando dispositivos tales como tiras y varillas de metal, tiras y láminas de geotextil y rejillas, o rejillas de alambre. Hay poca diferencia conceptual en el refuerzo del suelo o masas de concreto, el refuerzo lleva el esfuerzo de tensión desarrollados por las cargas aplicadas para cualquiera de los materiales. Las tensiones de enlace resisten extracción de barras de refuerzo en hormigón; el suelo depende de las tensiones de fricción desarrolladas en base al ángulo de fricción entre el refuerzo y el suelo o una combinación de fricción y resistencia pasiva con rejillas de geo y alambre. Este sistema tiene tres componentes básicos que son los siguientes:

- El relleno de tierra: usualmente seleccione material granular con menos del 15 por ciento pasando el tamiz No. 200.

- Refuerzo: tiras o varillas de metal, tiras o láminas de geotextiles, rejillas de alambre o cercas de eslabones de cadena o geomallas (rejillas hechas de plástico) fijadas a la unidad de revestimiento y que se extienden hasta cierta distancia en el relleno.
- Unidad de revestimiento: no es necesaria, pero generalmente se usa para mantener la apariencia y evitar la suciedad y erosión entre las armaduras. (Bowles, 1997, p. 658).



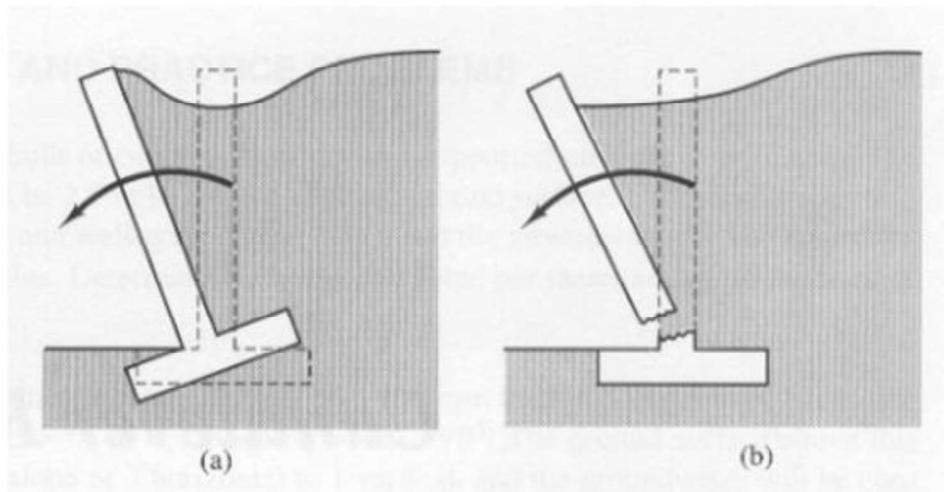
**Figura 2-4:** Muro de suelo reforzado.

Nota: Detalles de línea de un muro de tierra armada en su lugar. Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 659), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

### 2.3. PRINCIPIOS BASICOS DE DISEÑO DE MUROS DE CONTENCIÓN EN VOLADIZO

El diseño de estos muros debe satisfacer dos requisitos principales: Primero, el muro debe tener una estabilidad externa adecuada, lo que significa que debe permanecer fijo en la ubicación deseada (excepto por pequeños movimientos necesarios para movilizar las presiones activas o pasivas). En segundo lugar, debe tener suficiente estabilidad interna (o capacidad estructural) para que pueda soportar las tensiones internas necesarias sin romperse. Ambos requisitos se muestran en la Figura 2-5.

Los muros que tienen una estabilidad externa insuficiente experimentan fallas en el propio muro. Estos son dos requisitos separados, y cada uno debe cumplirse de forma independiente. El esfuerzo adicional en uno no compensa la deficiencia en el otro. Por ejemplo, agregar más barras de refuerzo (mejorando la estabilidad interna) no compensa una zapata que es demasiado corta con una deficiencia en la estabilidad externa). (Coduto, 2001, p. 787).



**Figura 2-5:** Estabilidad externa y estabilidad interna de un muro en voladizo.

Nota: Tomado de *Foundation Design: Principles and Practices* (p. 788), por D. Coduto, 2001, Prentice-Hall, Inc.

(a) Un muro que carece de suficiente estabilidad externa se aleja de su ubicación deseada porque el suelo falla; (b) Un muro con estabilidad interna inadecuada (capacidad estructural) no puede soportar las tensiones internas necesarias y experimenta una falla estructural

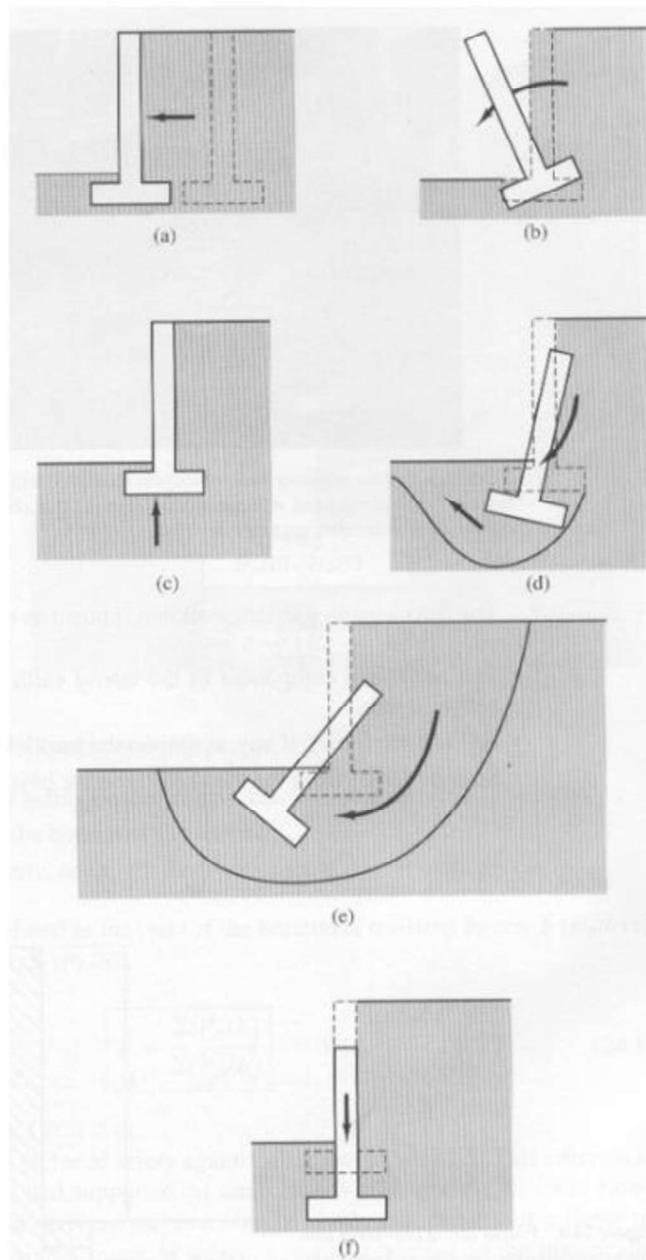
### 2.3.1. Estabilidad Externa

Un muro de contención en voladizo debe ser externamente estable en todas las formas siguientes:

- No debe deslizarse horizontalmente, como se señala en la Figura 2-6a.
- No debe volcar, como se señala en la Figura 2-6b.

- La resultante de la fuerza normal que actúa sobre la base de la zapata debe estar dentro del tercio central de la zapata, como se señala en la Figura 2-6c.
- La cimentación no debe experimentar falla por capacidad portante, como se muestra en la Figura 2-6d.
- No debe sufrir una falla profunda por cortante, como se muestra en la Figura 2-6e.
- No debe asentarse en exceso, como se muestra en la Figura 2-6f.

La estabilidad externa de un muro en cada uno de estos modos depende de sus dimensiones y de las fuerzas entre el muro y el relleno. Al evaluar la estabilidad externa, los ingenieros consideran la pared y el suelo sobre la zapata como una unidad. Nos referiremos a ella como la unidad muro-suelo y evaluaremos su estabilidad externa utilizando los principios de la estática. Podemos evaluar la estabilidad externa de una unidad muro-suelo solo después de conocer sus dimensiones. Por lo tanto, primero desarrollaremos un diseño de prueba utilizando las pautas de la Figura 2-1 luego verificaremos la estabilidad externa y refinaremos progresivamente el diseño. Continuaremos con este proceso convergente de prueba y error hasta que se obtenga un diseño óptimo (uno que minimice el costo y satisfaga todos los criterios de estabilidad externa). (Coduto, 2001, p. 788).



**Figura 2-6:** Estabilidad externa de un muro en voladizo

Nota: Tomado de *Foundation Design: Principles and Practices* (p. 789), por D. Coduto, 2001, Prentice-Hall, Inc.

La Figura 2-6 muestra los problemas potenciales de estabilidad externa en un muro de contención en voladizo: (a) falla por deslizamiento, (b) falla por volcamiento, (c) fuerza normal que actúa sobre la base de la zapata no dentro del tercio central, (d) falla por capacidad de carga, (e) falla profunda por cortante y (f) asentamiento excesivo.

### **2.3.2. Estabilidad interna**

Una vez dimensionado el muro para satisfacer los requisitos de estabilidad externa, debemos comprobar su estabilidad interior. Es necesario satisfacer los requisitos de estabilidad interna mediante el desarrollo de un diseño estructural con suficiente capacidad estructural para resistir con seguridad las cargas aplicadas. (Coduto, 2001, p. 804).

La evaluación de la estabilidad interna y el diseño estructural comienzan con la pantalla, luego continúan con la zapata. Durante esta etapa debemos diseñar los componentes estructurales del muro de contención como la pantalla, zapata y dentellón proporcionándole la suficiente capacidad estructural a corte y flexión que puedan ser capaces de soportar la demanda de los distintos estados de carga establecidos por el código AASHTO-LRFD (2007).

Se puede interpretar la estabilidad interna del muro de contención como la capacidad estructural que posee este una vez que se ha definido las dimensiones, propiedades del concreto y acero de refuerzo suministrado, así como la configuración de la armadura de refuerzo correspondiente.

## **2.4. TEORÍA DE COULOMB DE LA PRESIÓN DE TIERRA SOBRE MUROS DE CONTENCIÓN CON FRICCIÓN**

Según Bowles (1997) uno de los primeros métodos para estimar las presiones del relleno sobre las paredes, es acreditado a Coulomb (1776), quien realizó una serie de suposiciones de la manera siguiente:

1. El relleno es isotrópico y homogéneo, se encuentra adecuadamente drenado, posee fricción interna uniforme y no se considera la cohesión.
2. La superficie de ruptura (falla) es una superficie plana (como BC de la Figura 2-7b) y la superficie de relleno es plana (puede inclinarse, pero no tiene una forma irregular).
3. La fricción resistente se reparte uniformemente a lo largo de la superficie de ruptura y el coeficiente de fricción suelo a suelo es  $f = \tan \varphi$ .
4. La cuña de falla es un cuerpo rígido en proceso de traslación.
5. Hay fricción en la pared, es decir, cuando la cuña de falla se mueve con respecto a la cara posterior de la pared, se desarrolla una fuerza de fricción entre la pared y el suelo. Este ángulo de fricción generalmente se denomina  $\delta$ .
6. La ruptura (falla) es un problema de deformación plana, es decir, considere una dovela interior unitaria de una pared infinitamente larga.

Las principales deficiencias en la teoría de Coulomb son las suposiciones de que el suelo es ideal y que la zona de ruptura es un plano (aunque en arena limpia para el caso de presión activa, las fotografías de las paredes del modelo indican que la zona de ruptura es casi un plano como BC de Figura 2-7).

Las ecuaciones basadas en la teoría de Coulomb para un suelo sin cohesión pueden derivarse de las

Figura 2-8 y Figura 2-9, utilizando un gran número de relaciones trigonométricas. El peso de la cuña de relleno ABE, para una unidad de espesor perpendicular al dibujo, de la

Figura 2-8 es:

$$W = \gamma A(1) = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (a)$$

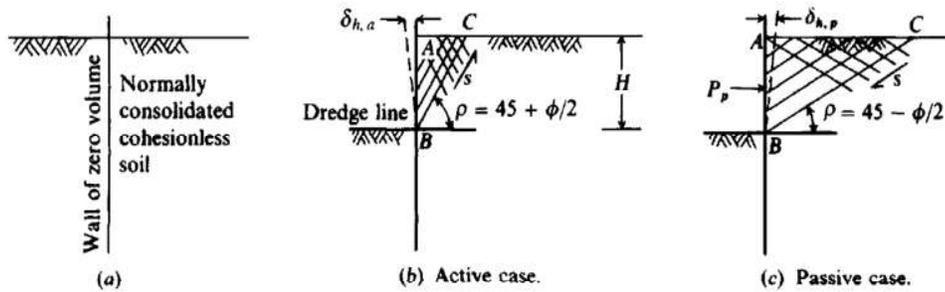


Figura 2-7: Idealización de la presión de tierra activa y pasiva a partir de un  $K_0$ .

Nota: Idealización de la presión de tierra activa y pasiva a partir de un  $K_0$  desarrollado mediante la inserción de una pared de espesor cero (y volumen) en una masa de suelo como en (a). Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 591), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

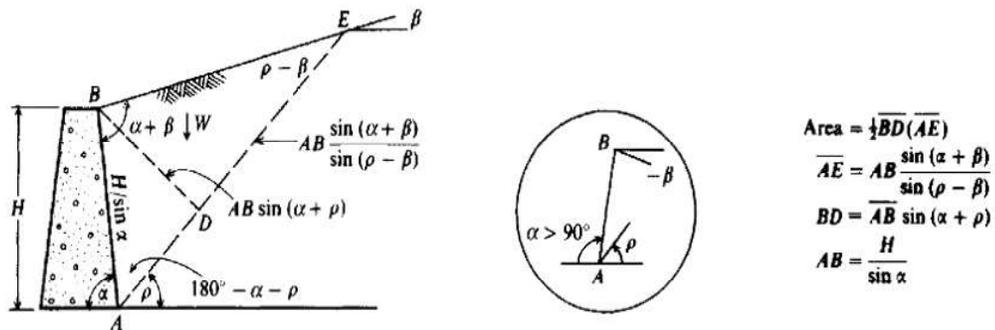
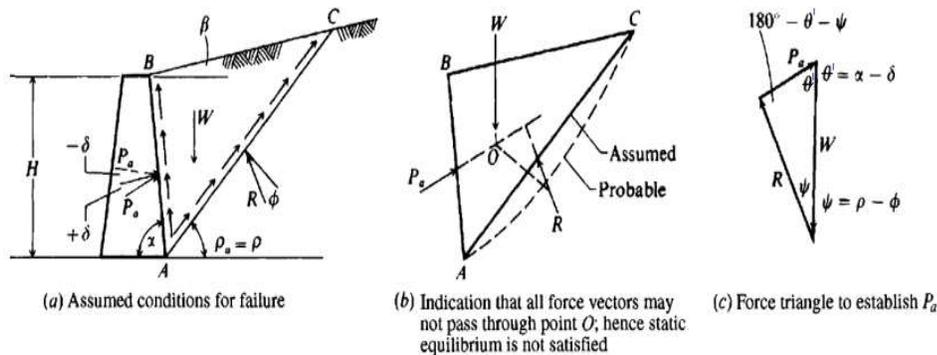


Figura 2-8: Cuña de falla utilizada para derivar la ecuación de Coulomb para la presión activa

Nota:  $\beta$  puede ser  $\pm$  (- en recuadro) y  $0^\circ < \alpha < 180^\circ$  ( $> 90^\circ$  en recuadro). Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 594), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

Donde:

- Ángulo de fricción del relleno  $\varphi$  [°]
- Inclínación de la parte posterior del muro con relación a la horizontal.  $\alpha$  [°]
- Ángulo de fricción entre el muro y el relleno  $\delta$  [°]
- Inclínación de la superficie de suelo con relación a la horizontal.  $\beta$  [°]
- Ángulo de la cuña de falla con la horizontal.  $\rho$  [°]



**Figura 2-9:** *Cuña de presión activa de Coulomb.*

Nota: Cuña de presión activa de Coulomb. (a) Supuestas condiciones de falla, (b) Indicación de que todos los vectores de fuerza no pueden pasar por el punto O; por lo tanto, el equilibrio estático no se satisface, (c) Triángulo de fuerza para establecer  $P_a$ . Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 595), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

$\theta'$  es un ángulo temporal para la demostración el cual es diferente a  $\theta$  que es el ángulo entre la vertical y la pared interna del muro, siendo  $\theta = 90^\circ - \alpha$ .

La fuerza activa  $P_a$  es una componente del vector de peso, como se muestra en la Figura 2-9. Aplicando la ley de senos, obtenemos:

$$\frac{P_a}{\sin(\rho - \varphi)} = \frac{W}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \varphi + \delta)}$$

ó

$$P_a = \frac{W \sin(\rho - \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (b)$$

De la ecuación (b) vemos que el valor de  $P_a$  depende del ángulo  $\rho$ ; es decir, todos los demás términos para un problema dado son constantes y el valor de  $P_a$  de interés principal es el valor más grande posible. Combinando las ecuaciones (a) y (b), obtenemos:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \frac{\sin(\rho - \varphi)}{\sin(180^\circ - \alpha - \rho + \varphi + \delta)} \quad (c)$$

La fuerza de pared activa máxima  $P_a$  se encuentra al establecer

$$\frac{dP_a}{d\rho} = 0 \text{ para dar:}$$

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (1)$$

reemplazando  $\theta = 90^\circ - \alpha$ , se obtiene:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Si  $\beta = \delta = 0^\circ$  y  $\alpha = 90^\circ$  (una pared vertical lisa con relleno horizontal), la ecuación (1) se simplifica a:

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

que es también la ecuación de Rankine para el empuje activo del suelo considerado en la siguiente sección. La ecuación (1) toma la forma general con  $\theta = 90^\circ - \alpha$ :

$$P_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_a \quad (3)$$

Donde:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta + \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (4)$$

y  $K_a$  es un coeficiente que considera  $\theta$ ,  $\beta$ ,  $\delta$  y  $\varphi$ , pero es independiente de  $\gamma$  y  $H$ . (Bowles, 1997, pp. 594-596).

Asimismo, Kramer (1996), señala que la superficie crítica de falla esta inclinada un ángulo

$$\rho_a = \varphi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\varphi - \beta) + C_1}{C_2} \right] \quad (d)$$

respecto a la horizontal donde

$$C_1 = \sqrt{\tan(\varphi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \theta) \cdot \cot(\varphi - \theta)]} \quad (e)$$

$$C_2 = 1 + \{ \tan(\delta + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \beta) + \cot(\varphi - \theta)] \} \quad (f)$$

(p.472).

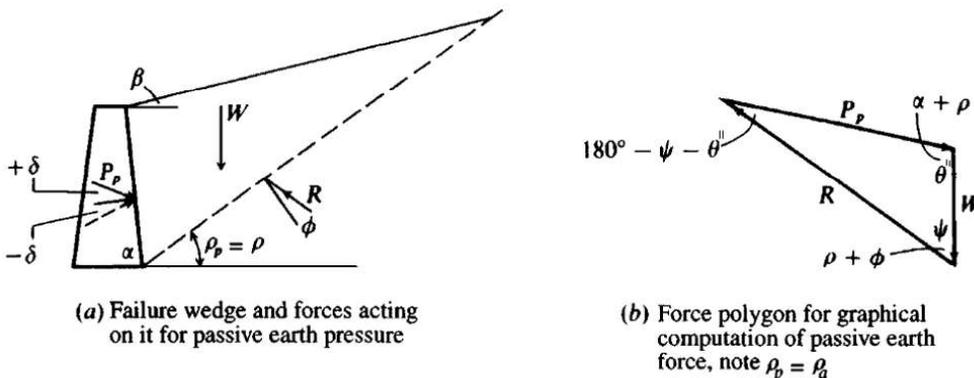


Figura 2-10: Cuña de falla utilizada para derivar la ecuación de Coulomb para la presión pasiva.

Nota: (a) Cuña de falla y fuerzas que actúan sobre él para la presión pasiva de la tierra, (b) Polígono de fuerza para el cálculo gráfico de la fuerza pasiva de la tierra, observe  $\rho_p = \rho_a$  de la Figura 2-9.

Tomado de *Foundation Analysis and Design* (p. 595), por J. Bowles, 1997, The McGraw-Hill Companies, Inc.

$\theta''$  es un ángulo temporal para la demostración el cual es diferente a  $\theta$  que es el ángulo que hace la vertical con la pared interna del muro, siendo  $\theta = 90^\circ - \alpha$ .

Según Bowles (1997), la presión de tierra pasiva se obtiene de manera similar, excepto que la inclinación en el muro y el triángulo de fuerza serán como se ilustra en la Figura 2-10.

De la Figura 2-10, el peso de la masa de falla supuesta es

$$W = \frac{\gamma H^2}{2 \sin^2 \alpha} \left[ \sin(\alpha + \rho) \cdot \frac{\sin(\alpha + \beta)}{\sin(\rho - \beta)} \right] \quad (g)$$

y del triángulo de fuerzas, usando la ley de los senos,

$$P_p = W \cdot \frac{\sin(\rho + \varphi)}{\sin(180^\circ - \rho - \varphi - \delta - \alpha)} \quad (h)$$

Establecer la derivada  $\frac{dP_p}{d\rho} = 0$  da el valor mínimo de  $P_p$  como

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (5)$$

reemplazando  $\theta = 90^\circ - \alpha$ , se obtiene:

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

Para un muro vertical liso con relleno horizontal  $\beta = \delta = 0^\circ$  y  $\alpha = 90^\circ$ , la ecuación (5) se simplifica a

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (6)$$

La ecuación (5) también se puede escribir

$$P_p = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot K_p \quad (7)$$

Donde

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\delta - \theta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (8)$$

(p. 594-596).

Asimismo, Kramer (1996), señala que la superficie crítica de falla para condiciones de máxima presión pasiva de tierras está inclinada respecto al eje horizontal

$$\rho_p = -\varphi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\varphi + \beta) + C_3}{C_4} \right] \quad (i)$$

respecto a la horizontal donde

$$C_3 = \sqrt{\tan(\varphi + \beta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta - \theta) \cdot \cot(\varphi + \theta)]} \quad (j)$$

$$C_4 = 1 + \{ \tan(\delta - \theta) \cdot [\tan(\varphi + \beta) + \cot(\varphi + \theta)] \} \quad (k)$$

(p. 474).

## 2.5. RESPUESTA DINÁMICA DE LOS MUROS DE CONTENCIÓN

Según Kramer (1996), la respuesta dinámica incluso del tipo más simple de muro de contención es bastante compleja. Los movimientos y las presiones del muro dependen de la respuesta del suelo subyacente al muro, la respuesta del relleno, la respuesta de inercia y flexión del propio muro y la naturaleza de los movimientos de entrada. Debido a que se encuentran disponibles pocos casos bien documentados que involucren mediciones de campo de la respuesta del muro, la mayor parte de la

comprensión actual de la respuesta dinámica de los muros de contención proviene de pruebas de modelos de laboratorio y análisis numéricos. Estas pruebas y análisis, la mayoría de los cuales han involucrado paredes de gravedad, así lo indican.

1. Los muros pueden moverse por rotación y/o traslación. Las cantidades relativas de rotación y traslación dependen del diseño del muro; uno u otro puede predominar en algunos muros (Nadim y Whitman, 1984), y ambos pueden ocurrir en otros (Siddharthan et., 1992).

2. La magnitud y distribución de las presiones dinámicas de la pared están influenciadas por el modo de movimiento de la pared (p. ej., rotación, traslación sobre la base o rotación sobre la parte superior) (Sherif et al., 1982; Sherif y Fang, 1984a, b).

3. El máximo empuje del relleno que actúa sobre un muro generalmente se da cuando el muro ha rotado o se ha trasladado hacia el relleno (es decir, cuando la fuerza inercial del muro se dirige hacia el relleno). El empuje mínimo del relleno se produce cuando el muro ha girado o se ha trasladado alejándose del relleno.

4. La forma de la distribución de la presión del relleno en la parte posterior del muro cambia a medida que se mueve el muro. Por lo tanto, el punto de aplicación del empuje dinámico del relleno se mueve hacia abajo y hacia arriba a lo largo de la parte posterior de la pared. La ubicación del empuje del relleno es más alta cuando el muro se ha movido hacia el relleno y más baja cuando el muro se moviliza hacia afuera.

5. Las presiones dinámicas de la pared están influenciadas por la respuesta dinámica de la pared y el relleno y pueden aumentar significativamente cerca de la frecuencia natural del sistema de pared-relleno (Steedman y Zeng, 1990). El desplazamiento permanente del muro también aumenta a frecuencias próximas a la frecuencia natural del sistema de relleno del muro (Nadim, 1982). Los efectos de respuesta dinámica también pueden provocar que las desviaciones de diferentes

partes del muro estén desfasadas. Este efecto puede ser particularmente significativo para muros que penetran en los suelos de los cimientos cuando los suelos de relleno se desfasan con respecto a los suelos de los cimientos.

6. Las presiones residuales aumentadas pueden permanecer en la pared luego de que finaliza un episodio de fuertes sacudidas (Whitman, 1990).

Dados estos complejos fenómenos e interactivos y la incertidumbre y variabilidad inherentes a las propiedades del suelo, actualmente no es posible analizar con precisión todos los aspectos de la respuesta dinámica de los muros de contención. Por lo tanto, los modelos simplificados que hacen varias suposiciones sobre el suelo, la estructura y el movimiento de entrada se usan más comúnmente para el diseño sísmico de muros de contención. (p. 477).

### **2.5.1. Presiones sísmicas sobre muros de contención**

Un enfoque común para el diseño sísmico de muros de contención comprende en valorar las cargas impuestas sobre el muro durante la sacudida del sismo y luego asegurarse de que el muro sea capaz de resistir tales cargas. Puesto que la carga real en los muros durante los sismos es extremadamente complicada, las presiones sísmicas en los muros se aproximan generalmente a partir de métodos simplificados. (p. 477).

### **2.5.2. Muros de fluencia**

Los muros de contención que pueden moverse lo suficiente para desarrollar presiones de tierra activas mínimas y/o pasivas máximas se denominan muros de fluencia. Las presiones dinámicas que se ejercen sobre los muros de fluencia generalmente se aproximan mediante procedimientos pseudoestáticos que comparten muchas características de las descritas para el análisis de estabilidad de taludes sísmicos. (p. 478).

### 2.5.3. Método Mononobe-Okabe

Okabe (1926) y Mononobe y Matsuo (1929) desarrollaron la base de un análisis pseudoestático de las presiones sísmicas del relleno sobre las estructuras de contención que se conoce popularmente como el método Mononobe-Okabe (M-O). El método M-O es una extensión directa de la teoría estática de Coulomb a condiciones pseudoestáticas. En un análisis M-O, se aplican aceleraciones pseudoestáticas a una cuña activa (o pasiva) de Coulomb. El empuje pseudoestático del relleno se logra entonces del equilibrio de fuerzas de la cuña. (p. 478).

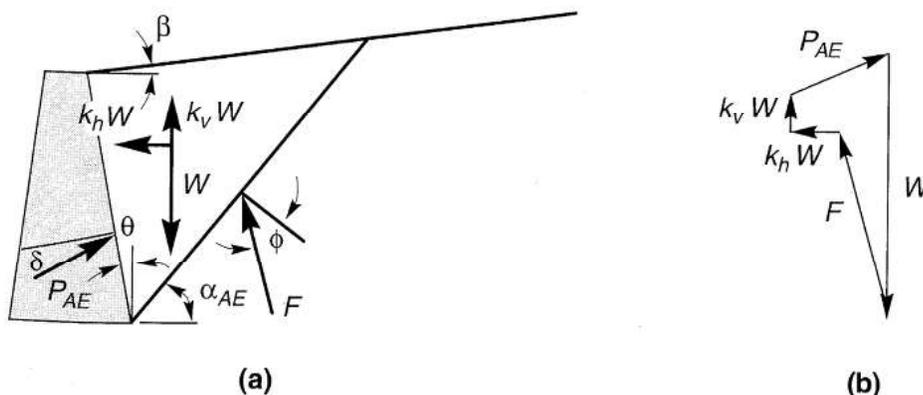
### 2.5.4. Condiciones sísmicas de presión activa de suelo

Las fuerzas que actúan sobre una cuña activa en un relleno seco sin cohesión se muestran en la Figura 2-11a. Adicional a las fuerzas que existen en condiciones estáticas Figura 2-9, la cuña también recibe la acción de fuerzas horizontales y verticales pseudoestáticas cuyas magnitudes están vinculadas con la masa de la cuña por las aceleraciones pseudoestáticas  $a_h = k_h \cdot g$  y  $a_v = k_v \cdot g$ . El empuje total activo se puede expresar de manera similar a la descrita para condiciones estáticas, es decir

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \cdot k_{AE} \cdot \gamma H^2 \cdot (1 - k_v) \quad (9)$$

donde el coeficiente de empuje activo dinámico,  $k_{AE}$ , viene dado por

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (10)$$



**Figura 2-11:** Cuña de falla para derivar la ecuación de Mononobe-Okabe para la presión activa sísmica.

Nota: (a) Fuerzas que actúan sobre la cuña activa en el análisis de Mononobe-Okabe, (b) polígono de fuerzas que ilustra el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña activa. Tomado de *Geotechnical Earthquake Engineering* (p. 478), por S. Kramer, 1996, Prentice-Hall, Inc.

donde  $\varphi - \beta \geq \psi$ ,  $\gamma = \gamma_a$  y  $\psi = \tan^{-1} \left[ \frac{k_h}{(1-k_v)} \right]$ .

La superficie de falla crítica, que es más plana que la superficie crítica de falla para condiciones estáticas, está inclinada (Zarrabi-Kashani, 1979) en ángulo

$$\rho_{AE} = \varphi - \psi + \tan^{-1} \left[ \frac{-\tan(\varphi - \psi - \beta) + C_{1E}}{C_{2E}} \right] \quad (l)$$

Dónde

$$C_{1E} = \sqrt{\tan(\varphi - \psi - \beta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot \cot(\varphi - \psi - \theta)]} \quad (m)$$

$$C_{2E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi + \theta) \cdot [\tan(\varphi - \psi - \beta) + \cot(\varphi - \psi - \theta)] \} \quad (n)$$

Aun cuando el análisis M-O involucra que el empuje activo total debería actuar en un punto  $\frac{H}{3}$  por encima de la base del muro de altura  $H$ ,

los resultados experimentales sugieren que en realidad actúa en un punto más alto, cuando está sujeto a condiciones de carga dinámica. El empuje activo total,  $P_{AE}$  (ecuación (9)), se puede dividir en una componente estática,  $P_a$  (ecuación (3)), y una componente dinámica,  $\Delta P_{AE}$

$$\Delta P_{AE} = P_a + \Delta P_{AE} \quad (11)$$

Se sabe que la componente estática actúa  $\frac{H}{3}$  por encima de la base del muro. Seed y Whitman (1970) recomendaron que la componente dinámica actúe aproximadamente a las  $0.6H$ . Sobre esta base, el empuje activo total actuará a una altura

$$h = \frac{P_a \cdot \frac{H}{3} + \Delta P_{AE}(0.6H)}{P_{AE}} \quad (12)$$

por encima de la base del muro. El valor de  $h$  dependerá de las magnitudes relativas de  $P_a$  y  $P_{AE}$ ; a menudo termina cerca de la mitad de la altura del muro. Los análisis M-O muestran que cuando  $k_v$  se toma como la mitad o dos tercios del valor de  $k_h$ , afecta a  $P_{AE}$  en menos del 10%. Seed y Whitman (1970) concluyeron que las aceleraciones verticales pueden ignorarse cuando se usa el método M-O para estimar  $P_{AE}$  para diseños de muros típicos. (pp. 478-479).

### 2.5.5. Condiciones sísmicas de presión pasiva de suelo

El empuje total pasivo sobre un muro que retiene un relleno seco y sin cohesión (Figura 2-12) viene dado por

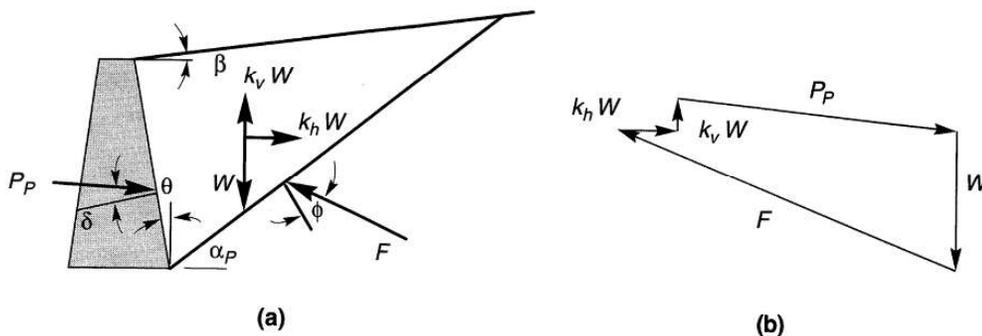
$$P_{PE} = \frac{1}{2} \cdot k_{PE} \cdot \gamma H^2 \cdot (1 - k_v) \quad (13)$$

donde el coeficiente dinámico de presión pasiva del suelo,  $k_{PE}$ , viene dado por

$$k_{PE} = \frac{\cos^2(\varphi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \varphi) \sin(\varphi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \quad (14)$$

La superficie crítica de falla para condiciones pasivas M-O está inclinada desde la horizontal por un ángulo

$$\rho_{PE} = \psi - \varphi + \tan^{-1} \left[ \frac{\tan(\varphi + \psi + \beta) + C_{3E}}{C_{4E}} \right] \quad (o)$$



**Figura 2-12:** Cuña de falla para derivar la ecuación de Mononobe-Okabe para la presión pasiva sísmica.

Nota: (a) Fuerzas que actúan sobre la cuña pasiva en el análisis de Mononobe-Okabe, (b) polígono de fuerzas que ilustra el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre la cuña pasiva. Tomado de *Geotechnical Earthquake Engineering* (p. 481), por S. Kramer, 1996, Prentice-Hall, Inc.

donde

$$C_{3E} = \sqrt{\tan(\varphi + \beta - \psi) \cdot [\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)] \cdot [1 + \tan(\delta + \psi - \theta) \cdot \cot(\varphi + \theta - \psi)]} \quad (p)$$

$$C_{4E} = 1 + \{ \tan(\delta + \psi - \theta) \cdot [\tan(\varphi + \beta - \psi) + \cot(\varphi + \theta - \psi)] \} \quad (q)$$

El empuje pasivo total también se puede dividir (Towhata e Islam, 1987) en componentes estáticos y dinámicos:

$$\Delta P_{PE} = P_p + \Delta P_{PE} \quad (15)$$

donde  $P_{PE}$  y  $P_p$  se calculan a partir de las ecuaciones (13) y (7), respectivamente. Tenga en consideración que el componente dinámico actúa en dirección contraria al componente estático, reduciendo así la resistencia pasiva disponible. (p. 480-481).

### 2.5.6. *Discusión*

Aunque conceptualmente bastante simple, el análisis M-O suministra un medio útil para estimar las cargas inducidas por terremotos en los muros. Un coeficiente positivo de aceleración horizontal hace que el empuje activo total sobrepase el empuje activo estático y que el empuje pasivo total sea inferior al empuje pasivo estático. Dado que la estabilidad de un muro en particular generalmente se reduce por un aumento en el empuje activo y/o una disminución en el empuje pasivo, el método M-O proporciona cargas sísmicas que son más críticas que las cargas estáticas actuantes antes de un terremoto. Los efectos de las cargas de superficie discretas y distribuidas y las superficies de relleno irregulares se consideran fácilmente variando el diagrama de cuerpo libre de la cuña activa o pasiva. En tales casos, las ecuaciones (10) y (14) ya no se aplican, el empuje total debe obtenerse del análisis de varios planos potenciales de falla.

Aun cuando, el análisis M-O sea una extensión pseudoestática del análisis de Coulomb, éste se encuentra restringido a todas las limitaciones de la teoría de Coulomb. La determinación del apropiado coeficiente pseudoestático es complicada y el análisis no es adecuado para suelos que durante los terremotos experimentan una pérdida de resistencia (p. ej., suelos licuables). Tal como lo hace la teoría de Coulomb (1776) en condiciones estáticas, el análisis M-O (1929) sobreestimaré el empuje pasivo real, particularmente para  $\delta > \frac{\phi}{2}$ . Por estas razones, el método M-O debe interpretarse y usarse con cuidado. (p. 481).

## 2.6. PROCEDIMIENTOS DE MECÁNICA DEL EQUILIBRIO LÍMITE

Según Duncan et al. (2014) una vez que se establecen las propiedades apropiadas de resistencia al corte, las presiones intersticiales del agua, la geometría del talud y otras propiedades del suelo y del talud, se deben realizar los cálculos de estabilidad del talud para garantizar que las fuerzas de resistencia sean lo suficientemente mayores que las fuerzas que tienden a provocar la falla del talud. Los cálculos generalmente tratan en computar un factor de seguridad usando uno de varios procedimientos de análisis de equilibrio límite. Todos los procedimientos de análisis de equilibrio límite utilizan la misma definición del factor de seguridad y calculan el factor de seguridad usando las ecuaciones de equilibrio estático.

### 2.6.1. Definición del factor de seguridad

El factor de seguridad,  $F$ , se define con respecto al cortante resistencia del suelo como

$$F = \frac{s}{\tau} \quad (16)$$

donde  $s$  es la resistencia al corte disponible y  $\tau$  es el esfuerzo cortante de equilibrio. El esfuerzo cortante de equilibrio es el esfuerzo cortante requerido para mantener un talud estable y de la ecuación (16) puede expresarse como

$$\tau = \frac{s}{F} \quad (17)$$

El esfuerzo cortante de equilibrio es igual a la resistencia a la corte disponible dividida (factorizada) por el factor de seguridad. El factor de seguridad simboliza el factor por el cual se debe dividir la resistencia al corte para que la resistencia reducida esté justo en equilibrio con el esfuerzo cortante ( $\tau$ ) (es decir, el talud se encuentre en un estado de equilibrio límite estable). Los procedimientos utilizados para realizar dichos cálculos se conocen como procedimientos de equilibrio límite.

La resistencia al corte se puede expresar mediante la ecuación de Mohr-Coulomb. Si la resistencia al corte se expresa en términos de los esfuerzos totales, la ecuación (17) se escribe como

$$\tau = \frac{c + \sigma \tan \phi}{F} \quad (18)$$

o

$$\tau = \frac{c}{F} + \frac{\sigma \tan \phi}{F} \quad (19)$$

donde  $c$  y  $\phi$  son la cohesión y el ángulo de fricción del suelo, respectivamente, y  $\sigma$  es la tensión normal total en el plano de corte. Los mismos valores para el factor de seguridad se aplican a la cohesión y la fricción en esta ecuación. La ecuación (19) también se puede escribir como

$$\tau = c_d + \sigma \tan \phi_d \quad (20)$$

Donde

$$c_d = \frac{c}{F} \quad (21)$$

$$\tan \phi_d = \frac{\tan \phi}{F} \quad (22)$$

Las cantidades  $c_d$  y  $\phi_d$  representan la cohesión y el ángulo de fricción desarrollada (o movilizada), respectivamente. Si la resistencia al corte es expresada en términos de los esfuerzos efectivos (p. ej., se utilizan resistencias al corte drenadas), el único cambio con respecto a lo anterior es que la Ec. (18) se escribe en función de los términos de esfuerzos efectivos como

$$\tau = \frac{c' + (\sigma - u) \tan \phi'}{F} \quad (23)$$

donde  $c'$  y  $\phi'$  representan los parámetros de resistencia al corte en función de los términos de esfuerzos efectivos y  $u$  es la presión intersticial.

Para el cálculo del factor de seguridad, se supone una superficie de deslizamiento y se utilizan una o más ecuaciones de equilibrio estático para calcular las tensiones y el factor de seguridad para cada superficie supuesta. El término superficie de deslizamiento se usa aquí para referirse a una supuesta superficie a lo largo de la cual podría ocurrir un deslizamiento o una ruptura.

Sin embargo, la intención de los cálculos de estabilidad de taludes es que el deslizamiento y la ruptura no ocurran a lo largo de dichas superficies si el talud está diseñado adecuadamente.

Se supone que el factor de seguridad es el mismo en todos los puntos a lo largo de la superficie de deslizamiento. Por lo tanto, el valor representa un valor promedio o general para la supuesta superficie de deslizamiento. Si ocurriera una falla, el esfuerzo cortante sería igual a la resistencia al corte en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla, y sería válida la suposición de que el factor de seguridad es constante. Si, en cambio, el talud es estable, el factor de seguridad probablemente varíe a lo largo de la superficie de deslizamiento (Wright et al., 1973). Sin embargo, esto no debería tener consecuencias significativas siempre que el factor de seguridad general sea adecuadamente superior a 1,0 y las resistencias al corte supuestas puedan movilizarse a lo largo de toda la superficie de deslizamiento.

Se debe suponer un número de superficies de deslizamiento para encontrar la superficie de deslizamiento que produce un factor mínimo de seguridad. La superficie con el mínimo factor de seguridad se denomina superficie crítica de deslizamiento. Tal superficie crítica y el factor de seguridad mínimo correspondiente representan la superficie de deslizamiento más probable. Aunque la superficie de deslizamiento con el factor de seguridad mínimo puede no representar un mecanismo de falla con una consecuencia significativa, el factor de seguridad mínimo es único para un problema dado y debe calcularse como parte de cualquier análisis de estabilidad. Otras superficies de deslizamiento con factores de seguridad más altos que el mínimo también pueden ser de interés.

### **2.6.2. Condiciones de equilibrio**

Se utilizan procedimientos donde la masa de suelo se particiona en varias dovelas verticales u horizontales, y se escriben y resuelven las ecuaciones de equilibrio

para cada dovela. Estos procedimientos, denominados procedimientos de dovelas, incluyen métodos tales como el Método Ordinario de Dovelas, el Procedimiento de Bishop Simplificado y el Procedimiento de Spencer.

Están disponibles tres condiciones de equilibrio estático: (1) equilibrio de fuerzas en la dirección vertical, (2) equilibrio de fuerzas en la dirección horizontal y (3) equilibrio de momentos alrededor de cualquier punto. Todos los procedimientos de equilibrio límite usan al menos algunas ecuaciones de equilibrio estático para calcular el factor de seguridad. Algunos procedimientos usan y satisfacen todas las ecuaciones de equilibrio, otros usan y satisfacen solo algunas.

El Método Ordinario de Dovelas y el Procedimiento de Bishop Simplificado (1955) satisfacen solo algunos de los requisitos de equilibrio. Por el contrario, el Procedimiento de Spencer (1967) y el Procedimiento de Morgenstern-Price (1965) satisfacen todos los requisitos para el equilibrio estático.

Existen más incógnitas (fuerzas, ubicación de las fuerzas, factor de seguridad, etc.) que el número de ecuaciones de equilibrio; el problema de calcular un factor de seguridad es estáticamente indeterminado. Por lo tanto, se deben hacer suposiciones para lograr un equilibrio de ecuaciones e incógnitas.

Diferentes procedimientos hacen diferentes suposiciones para satisfacer el equilibrio estático. Dos procedimientos pueden incluso satisfacer las mismas condiciones de equilibrio, pero hacer suposiciones diferentes y, por lo tanto, producir valores diferentes para el factor de seguridad.

En las siguientes secciones se describe con mayor detalle varios procedimientos de equilibrio límite. Cada procedimiento difiere de los demás en una o más de las formas descritas anteriormente. Los diferentes procedimientos pueden satisfacer diferentes condiciones de equilibrio y/o pueden hacer diferentes suposiciones para obtener una solución estáticamente determinada.

### **2.6.3. Procedimiento general de dovelas**

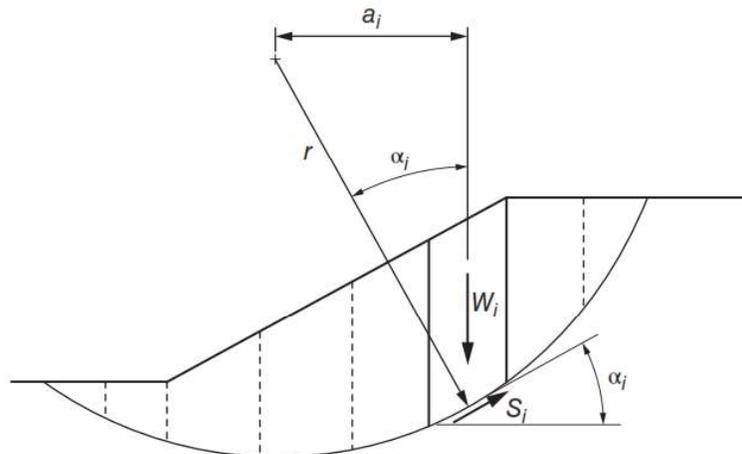
En los procedimientos cubiertos en las siguientes secciones, la masa de suelo sobre la superficie de deslizamiento se subdivide en una serie de dovelas verticales, de ahí el nombre de "procedimientos de dovelas". El número real de dovelas utilizadas depende de la geometría del talud y el perfil del suelo.

Algunos procedimientos de dovelas asumen una superficie de deslizamiento circular mientras que otros asumen una superficie de deslizamiento de forma arbitraria (no circular). Los procedimientos que asumen una superficie de deslizamiento circular consideran el equilibrio de momentos alrededor del centro del círculo para todo el cuerpo libre compuesto por todas las dovelas. Por el contrario, los procedimientos que suponen superficies de deslizamiento no circulares suelen considerar el equilibrio en términos de las dovelas individuales. Es apropiado considerar los procedimientos para superficies de deslizamiento circulares y no circulares por separado.

## 2.7. PROCEDIMIENTOS DE DOVELAS PARA DESLIZAMIENTOS DE SUPERFICIES CIRCULARES

Los procedimientos basados en una superficie de deslizamiento circular consideran respecto al centro del círculo el equilibrio de momentos. Con referencia al talud y la superficie de deslizamiento circular que se muestran en la Figura 2-13, el momento de vuelco se puede expresar como

$$M_d = \sum W_i a_i \quad (24)$$



**Figura 2-13:** Superficie de deslizamiento circular con masa de suelo suprayacente subdividida en dovelas verticales.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 87), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

donde  $W_i$  es el peso de la  $i$ -ésima dovela y  $a_i$  es el espacio horizontal entre el centro de la dovela y el centro del círculo. Las distancias hacia la cima del talud, a la derecha del centro que se muestra en la Figura 2-13, son positivas. Las distancias hacia el pie del talud, a la izquierda del centro, son negativas.

Aunque teóricamente el brazo de momento,  $a_i$  se mide entre el centro de gravedad de la dovela hasta el centro del círculo, generalmente se usa un número suficiente de dovelas para que las diferencias entre el centro (ancho medio) y el centro de gravedad de la dovela sean despreciable. En la mayoría de los casos,  $a_i$  se mide desde el centro del círculo hasta el centro (la mitad del ancho) de la dovela.

El brazo de momento,  $a_i$ , en la ecuación (24) se puede expresar en términos del radio del círculo y la inclinación de la parte inferior de la dovela respectiva. Aunque la base de la dovela es curva, la base se puede aproximar como una línea recta, como se sugiere en la Figura 2-13, con una pérdida insignificante de precisión.

La inclinación de la base de la dovela está representada por el ángulo  $\alpha_i$ , medido entre la base de la dovela y la horizontal.

Los valores positivos se indican en la Figura 2-13. El ángulo entre una línea que se extiende desde el centro del círculo hasta la dovela en su centro de base y una línea vertical también es igual al ángulo,  $\alpha_i$  (Figura 2-13). Por lo tanto, el brazo de momento ( $a_i$ ) se puede expresar como

$$a_i = r \sin\alpha_i \quad (25)$$

y el momento impulsor se convierte en

$$M_d = r \sum W_i \sin\alpha_i \quad (26)$$

El radio en la Ec. (26) se ha movido fuera de la suma porque el radio es constante para un círculo.

El momento resistente lo proporcionan los esfuerzos cortantes ( $\tau$ ) en la base de cada dovela. La tensión normal ( $\sigma$ ) en la base de cada dovela actúa a través del centro del círculo y, por lo tanto, no produce momento. El momento resistente total para todas las dovelas es

$$M_r = \sum r S_i = r \sum S_i \quad (27)$$

donde  $S_i$  es la fuerza cortante en la base de la  $i$ -ésima dovela y la suma se realiza para todas las dovelas. La fuerza cortante es el producto del esfuerzo cortante,  $\tau_i$ , y el área de la base de la dovela, para una dovela de una unidad de espesor es  $\Delta \ell_i \cdot 1$ . Por lo tanto,

$$M_r = r \sum \tau_i \Delta \ell_i \quad (28)$$

El esfuerzo cortante se puede expresar en términos del factor de seguridad y la resistencia al corte por la ecuación. (16) para dar

$$M_r = r \sum \frac{S_i \Delta \ell_i}{F} \quad (29)$$

donde  $S_i$  es la resistencia del suelo en la base de la dovela  $i$ . Igualando el momento resistente Ec. (29) y el momento impulsor Ec. (26) y reorganizando, se puede escribir la siguiente ecuación para el factor de seguridad:

$$F = \frac{\sum S_i \Delta \ell_i}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (30)$$

El radio ha sido cancelado tanto del numerador como del denominador de esta ecuación. Sin embargo, la ecuación sigue siendo válida solo para una superficie de deslizamiento circular.

En este punto, el subíndice  $i$  dejará de usarse con el entendimiento de que las medidas dentro de la sumatoria son los valores para una dovela individual y que las sumatorias se realizan para todas las dovelas. Por lo tanto, la ecuación. (30) se escribe como

$$F = \frac{\sum s \Delta \ell}{\sum W \sin \alpha} \quad (31)$$

Para esfuerzos totales, la resistencia al corte se expresa por

$$s = c + \sigma \tan\phi \quad (32)$$

Sustituyendo esto en la Ec. (31), da

$$F = \frac{\sum(c + \sigma \tan\phi)\Delta\ell}{\sum W \sin\alpha} \quad (33)$$

La ecuación (33) representa la ecuación de equilibrio estático para los momentos alrededor del centro de un círculo. Si  $\phi$  es igual a cero, la Ec. (33) se convierte en

$$F = \frac{\sum c\Delta\ell}{\sum W \sin\alpha} \quad (34)$$

que se puede resolver por un factor de seguridad. La ecuación (34) satisface el equilibrio de momentos con respecto al centro de un círculo y no hace más suposiciones que  $\phi = 0$  y que la superficie de deslizamiento es un círculo.

Si el ángulo de fricción no es igual a cero, la ecuación. (33) requiere que se conozca en la base de cada dovela el esfuerzo normal. El problema de determinar el esfuerzo normal es estáticamente indeterminado y requiere que se hagan suposiciones adicionales para el cálculo del factor de seguridad. El método ordinario de las dovelas y los procedimientos del Bishop simplificado descritos en las siguientes dos secciones hacen dos conjuntos diferentes de suposiciones para obtener la tensión normal en la base de las dovelas y, posteriormente, el factor de seguridad.

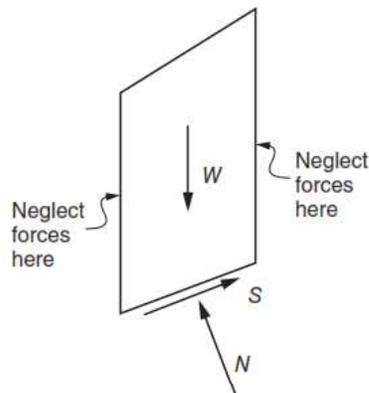
### 2.7.1. Método Ordinario de dovelas

El método ordinario de dovelas es un procedimiento de dovelas que desprecia las fuerzas en los lados de las dovelas. El método ordinario de dovelas también se conoce como el "método sueco de dovelas" y el "método Fellenius". Sin embargo, este método no debe confundirse con el método sueco modificado del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. De manera similar, el método no debe confundirse con otros métodos de dovelas que desarrolló Fellenius, incluido un método de dovelas que satisface completamente el equilibrio estático (Fellenius, 1936).

Haciendo referencia a la dovela que se muestra en la Figura 2-14 y resolviendo las fuerzas perpendiculares a la base de la dovela, la fuerza normal para el método ordinario de dovelas se puede expresar como

$$N = W \cos \alpha \quad (35)$$

La fuerza normal expresada por la Ec. (35) es igual a la fuerza normal que se encontraría si la fuerza resultante de las fuerzas en los lados de la dovela actuara en una dirección paralela a la base de la dovela (Bishop, 1955). Sin embargo, es imposible que esto ocurra y que todas las fuerzas sobre las dovelas estén en equilibrio a menos que las fuerzas entre dovelas sean cero.



**Figura 2-14:** Dovelas con fuerzas consideradas en el Método Ordinario de Dovelas.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 88), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

El esfuerzo normal en la base de una dovela se logra dividiendo la fuerza normal por el área de la base de la dovela ( $1 \cdot \Delta \ell$ ) para dar

$$\sigma = \frac{W \cos \alpha}{\Delta \ell} \quad (36)$$

Sustituyendo esta expresión por la fuerza normal en la Ec. (33), derivada anteriormente para el factor de seguridad a partir del equilibrio de momento, da la siguiente ecuación para el factor de seguridad:

$$F = \frac{\sum (c \Delta \ell + W \cos \alpha \tan \phi)}{\sum W \sin \alpha} \quad (37)$$

La ecuación (37) es la ecuación para el factor de seguridad por el método ordinario de dovelas cuando se expresa en términos de esfuerzos totales la resistencia al corte.

Cuando la resistencia al corte se expresa en términos de esfuerzos efectivos, la ecuación para el factor de seguridad del momento de equilibrio es

$$F = \frac{\sum(c' + \sigma' \tan\phi')\Delta\ell}{\sum W \sin\alpha} \quad (38)$$

donde  $\sigma'$  es la tensión normal efectiva,  $\sigma - u$ . De la ecuación. (36) para el esfuerzo normal total, el esfuerzo normal efectivo se puede expresar como

$$\sigma' = \frac{W \cos\alpha}{\Delta\ell} - u \quad (39)$$

donde  $u$  es la presión del agua intersticial sobre la superficie de deslizamiento. Reemplazando esta expresión por la tensión normal efectiva [Eq. (39)] en la ecuación del factor de seguridad (38) y reordenando da

$$F = \frac{\sum[c' \Delta\ell + (W \cos\alpha - u \Delta\ell) \tan\phi']}{\sum W \sin\alpha} \quad (40)$$

La ecuación (40) representa una ecuación para el factor de seguridad por el método ordinario de dovelas para esfuerzos efectivos.

Sin embargo, la suposición involucrada en esta ecuación [ $\sigma = (W \cos \alpha / \Delta\ell) - u$ ] puede conducir a valores irrealmente bajos, incluso negativos, para los esfuerzos efectivos en la superficie de deslizamiento. Ello se puede demostrar de la siguiente forma: Sea el peso de la dovela expresado como

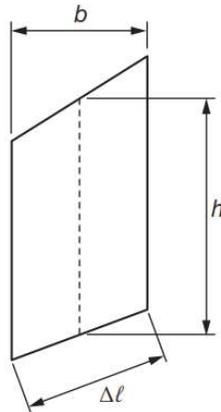
$$W = \gamma hb \quad (41)$$

donde  $h$  es la altura de la dovela en la línea central y  $b$  es el ancho de la dovela (Figura 2-15). El ancho de la dovela es relacionado con la longitud en la base de la dovela,  $\Delta\ell$ , como

$$b = \Delta\ell \cos\alpha \quad (42)$$

Por lo tanto, la ecuación. (41) se puede escribir como

$$W = \gamma h \Delta\ell \cos\alpha \quad (43)$$



**Figura 2-15:** Dimensiones de una dovela individual.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 89), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

Reemplazando esta expresión por el peso de la dovela en la Ec. (40) y reordenando da

$$F = \frac{\sum [c' \Delta\ell + (\gamma h \cos^2 \alpha - u) \Delta\ell \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (44)$$

La expresión entre paréntesis,  $\gamma h \cos^2 \alpha - u$ , representa el esfuerzo normal efectivo,  $\sigma'$ , en la base de la dovela. Por consiguiente, también podemos escribir

$$\frac{\sigma'}{\gamma h} = \cos^2 \alpha - \frac{u}{\gamma h} \quad (45)$$

donde la relación  $\sigma'/\gamma h$  es la relación entre el esfuerzo normal efectivo y la presión de sobrecarga total, y  $u/\gamma h$  es la relación entre la presión intersticial y la presión de sobrecarga total. Supongamos ahora que la presión intersticial del agua es igual a un tercio de la presión de sobrecarga (es decir,  $u/\gamma h = 1/3$ ). Además, suponga

que la superficie de deslizamiento está inclinada hacia arriba en un ángulo,  $\alpha$ , de 60 grados desde la horizontal. Entonces, de la Ec. (45),

$$\frac{\sigma'}{\gamma h} = \cos^2(60^\circ) - \frac{1}{3} = -0.08 \quad (46)$$

lo que indica que la tensión normal efectiva es negativa!, por ello los valores de tensión efectiva calculados usando la Ec. (44) será negativa cuando las presiones intersticiales aumenten y la superficie de deslizamiento se vuelva más empinada ( $\alpha$  se vuelve grande). Los valores negativos ocurren dado que las fuerzas en los lados de la dovela se ignoran en el método ordinario de dovelas y no hay nada que contrarreste la presión intersticial del agua.

Expresando primero el peso de la dovela en términos de un "peso efectivo" y a continuación resolviendo las fuerzas perpendiculares a la base de la dovela, se logra obtener una mejor expresión del factor de seguridad para el método ordinario de dovelas (Turnbull y Hvorslev, 1967). El peso de la dovela efectivo,  $W'$ , viene dado por

$$W' = W - ub \quad (47)$$

El término  $ub$  representa la fuerza de empuje vertical debida a la presión del agua intersticial en la parte inferior de la dovela. Fuerzas de resolución debido a los esfuerzos efectivos en una dirección perpendicular a la base de la dovela da la fuerza normal efectiva,  $N'$ ,

$$N' = W' \cos \alpha \quad (48)$$

o de las Ecs. (42) y (47),

$$N' = W \cos \alpha - u \Delta \ell \cos^2 \alpha \quad (49)$$

La tensión normal efectiva,  $\sigma'$ , se obtiene dividiendo esta fuerza por el área de la base de la dovela, lo que da

$$\sigma' = \frac{W \cos \alpha}{\Delta \ell} - u \cdot \cos^2 \alpha \quad (50)$$

Finalmente, introduciendo la Ec. (50) para la tensión normal efectiva en la ecuación. (38) para el factor de seguridad derivado del momento de equilibrio da

$$F = \frac{\sum [c' \Delta \ell + (W \cos \alpha - u \Delta \ell \cos^2 \alpha) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad (51)$$

### 2.7.2. Recapitulación

- El Método Ordinario de las dovelas hace posible calcular directamente el factor de seguridad. Todos los demás procedimientos de dovelas descritos posteriormente requieren una solución iterativa para el factor de seguridad. Por lo tanto, el método es conveniente para cálculos manuales.
- El Método Ordinario de dovelas tiene menor precisión que otros procedimientos de dovelas. La precisión es menor para los análisis de tensión efectivos y disminuye a medida que aumentan las presiones intersticiales del agua.
- La precisión del Método Ordinario de dovelas se puede mejorar utilizando la Ec. (51) en lugar de la Ec. (40) para análisis de tensión efectivos.

### 2.7.3. Procedimiento de Bishop simplificado

En el procedimiento Bishop simplificado (1955), se supone que las fuerzas en los lados de la dovela son horizontales (es decir, no hay esfuerzos cortantes entre las dovelas). Para satisfacer el equilibrio en la dirección vertical se suman las fuerzas y se obtiene una expresión para el esfuerzo normal en la base de cada dovela.

Tomando como referencia la dovela que se muestra en la Figura 2-16 y resolviendo en la dirección vertical las fuerzas, se puede escribir la ecuación siguiente para el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical:

$$N \cos \alpha + S \sin \alpha - W = 0 \quad (52)$$

Las fuerzas se consideran positivas cuando actúan hacia arriba. La fuerza cortante en la Ec. (52) está relacionado con el esfuerzo cortante por

$$S = \tau \Delta \ell \quad (53)$$

o en términos de la resistencia al corte y el factor de seguridad [Eq.(17)], podemos escribir

$$S = \frac{s \Delta \ell}{F} \quad (54)$$

Para las resistencias al corte expresadas en función de esfuerzos efectivos a partir de la ecuación de resistencia de Mohr-Coulomb, podemos escribir

$$S = \frac{1}{F} [c' \Delta \ell + (N - u \Delta \ell) \tan \phi'] \quad (55)$$

Combinando Ecs. (52) y (55) y despejando la fuerza normal, N, obtenemos

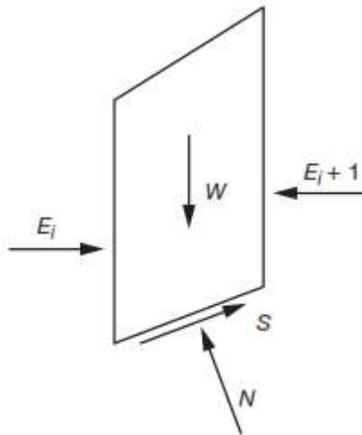
$$N = \frac{w - (1/F)(c' \Delta \ell - u \Delta \ell \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/F} \quad (56)$$

y el esfuerzo normal efectivo en la base de la dovela viene dada por

$$\sigma' = \frac{N}{\Delta \ell} - u \quad (57)$$

Combinando Ecs. (56) y (57) e introduciéndolas en la ecuación de equilibrio para los momentos alrededor del centro de un círculo para esfuerzos efectivos [Ec. (38)], podemos escribir, después de reordenar los términos,

$$F = \frac{\sum \left[ \frac{c' \Delta \ell \cos \alpha + (W - u \Delta \ell \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/F} \right]}{\sum w \sin \alpha} \quad (58)$$



**Figura 2-16:** Dovela con fuerzas para el procedimiento Bishop simplificado.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 90), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

La ecuación (58) es la ecuación del factor de seguridad para el procedimiento de Bishop simplificado (1955).

La ecuación (58) se derivó con la resistencia al corte, expresándola en función de esfuerzos efectivos. La única diferencia entre los esfuerzos totales y efectivos que se hace al derivar cualquier ecuación para el factor de seguridad es si la resistencia al corte se expresa en términos de esfuerzos totales o esfuerzos efectivos [por ejemplo la ecuación. (23)]. Se puede obtener una ecuación para el factor de seguridad basada en las tensiones totales a partir de la ecuación de las tensiones efectivas reemplazando los parámetros de resistencia al corte de la tensión efectiva ( $c'$  y  $\phi'$ ) por sus equivalentes de tensión total ( $c$  y  $\phi$ ) y estableciendo el término de poro presión de agua ( $u$ ) a cero. Por lo tanto, la ecuación para el factor de seguridad en términos de esfuerzos totales para el procedimiento Bishop simplificado es

$$F = \frac{\sum \left[ \frac{\Delta l \cos \alpha + W \tan \phi}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi) / F} \right]}{\sum w \sin \alpha} \quad (59)$$

En muchos problemas, la resistencia al corte de una capa se expresará en términos de tensiones totales (p. ej., resistencias de pruebas triaxiales UU para una capa de arcilla) y para otra capa en términos de tensiones efectivas (p. ej.,

resistencias de pruebas triaxiales CD o CU para una capa de arena o grava). Así, los términos que se suman en el numerador de Eq. (58) o (59) contendrán una mezcla de esfuerzos efectivos y esfuerzos totales, dependiendo de las condiciones de drenaje aplicables a lo largo de la superficie de deslizamiento (base de cada dovela).

Para suelos saturados y carga sin drenaje, la resistencia al corte se puede caracterizar usando esfuerzos totales con  $\phi = 0$ . En este caso, la Ec. (59) se reduce aún más a

$$F = \frac{\sum c \Delta \ell}{\sum w \sin \alpha} \quad (60)$$

La ecuación (60) es idéntica a la ecuación. (34) derivada por el Método Ordinario de Dovelas. En este caso ( $\phi = 0$ ), los procedimientos del Método ordinario de dovelas y Bishop simplificado dan el mismo valor para el factor de seguridad. De hecho, cualquier procedimiento que satisfaga el equilibrio de momentos con respecto al centro de una superficie de deslizamiento circular dará el mismo valor para el factor de seguridad para las condiciones  $\phi = 0$ .

Aunque el procedimiento de Bishop simplificado no satisface el equilibrio estático completo, el procedimiento proporciona valores relativamente precisos para el factor de seguridad. Bishop (1955) demostró que el procedimiento da mejores resultados que el Método Ordinario de Dovelas, especialmente cuando los análisis se realizan utilizando esfuerzos efectivos y la presión del agua intersticial es relativamente alta. Además, se ha demostrado una buena concordancia entre los factores de seguridad calculados por el procedimiento de Bishop simplificado y los procedimientos de equilibrio límite que cumplen totalmente con el equilibrio estático (Bishop, 1955; Fredlund y Krahn, 1977; Duncan y Wright, 1980).

La principal limitación práctica del procedimiento Bishop simplificado es que está restringido a superficies de deslizamiento circulares.

#### **2.7.4. Recapitulación**

- El procedimiento de Bishop simplificado supone una superficie de deslizamiento circular y fuerzas horizontales entre dovelas.
- Se satisface el equilibrio de momentos respecto al centro del círculo y el equilibrio de fuerzas en la dirección vertical para cada dovela.
- Para  $\phi = 0$ , el procedimiento del Bishop simplificado da el mismo valor para el factor de seguridad que los procedimientos del método ordinario de las dovelas porque estos procedimientos satisfacen el equilibrio de momentos con respecto al centro de un círculo y eso produce un valor único para el factor de seguridad.
- El procedimiento Bishop Simplificado es más preciso (desde el punto de vista de la mecánica) que el Método Ordinario de Dovelas, principalmente para análisis de esfuerzos efectivos con altas presiones intersticiales.

#### **2.7.5. Inclusión de fuerzas conocidas adicionales**

Las ecuaciones para el factor de seguridad derivadas anteriormente para el método ordinario de dovelas y el procedimiento de Bishop simplificado se basan en la suposición de que las únicas fuerzas impulsoras se deben al peso de la masa del suelo y las únicas fuerzas resistentes son las debidas a la fuerza de corte del suelo.

Con frecuencia, en los taludes actúan fuerzas impulsoras y de resistencia adicionales. Los taludes que tienen agua adyacente a ellos o soportan tráfico o materiales almacenados están sujetos a cargas adicionales de esas fuentes. Además, los análisis pseudoestáticos para cargas sísmicas involucran fuerzas de cuerpo horizontales adicionales que representan cargas sísmicas.

Finalmente, los cálculos de estabilidad para taludes reforzados incluyen fuerzas adicionales que representan el refuerzo. Todas estas fuerzas son fuerzas conocidas, es decir, se prescriben como parte de la definición del problema y deben incluirse en las ecuaciones de equilibrio en el cálculo del factor de seguridad. Sin embargo, debido a que se conocen las fuerzas adicionales, pueden incluirse en las ecuaciones de equilibrio sin requerir suposiciones adicionales para lograr una solución estáticamente determinada. La inclusión de fuerzas

adicionales se muestra a continuación usando el procedimiento de Bishop simplificado para ilustración.

Considere primero la ecuación del total equilibrio de momentos respecto del centro de un círculo. Con solo fuerzas debidas al peso y la resistencia al corte del suelo, el equilibrio se expresa por

$$r \sum \frac{s_i \Delta \ell_i}{F} - r \sum W_i \sin \alpha_i = 0 \quad (61)$$

donde los momentos en el sentido contrario a las agujas del reloj (resistencia) se consideran positivos y los momentos en el sentido de las agujas del reloj (de vuelco) se consideran negativos. Si también hay fuerzas sísmicas,  $kW_i$ , y fuerzas debidas al refuerzo del suelo,  $T_i$  (Figura 2-17), la ecuación de equilibrio podría escribirse como

$$r \sum \frac{s_i \Delta \ell_i}{F} - r \sum W_i \sin \alpha_i - \sum kW_i d_i + \sum T_i h_i = 0 \quad (62)$$

donde  $k$  es el coeficiente sísmico,  $d_i$  la distancia vertical entre el centro de gravedad de la dovela y el centro del círculo,  $T_i$  representa la fuerza en el refuerzo donde el refuerzo cruza la superficie de deslizamiento, y  $h_i$  es el brazo de momento de la fuerza del refuerzo sobre el centro del círculo. La suma  $\sum kW_i d_i$  se realiza para todas las dovelas, mientras que la suma  $\sum T_i h_i$  se aplica solo a las dovelas donde el refuerzo intercepta la superficie de deslizamiento. El refuerzo que se muestra en la Figura 2-17 es horizontal y, por lo tanto, el brazo de momento es simplemente la distancia vertical entre el refuerzo y el centro del círculo. Esto, sin embargo, puede no ser siempre el caso. Por ejemplo, en la Figura 2-18 se muestra una dovela donde la fuerza de refuerzo está inclinada en un ángulo  $\psi$  con respecto a la horizontal.

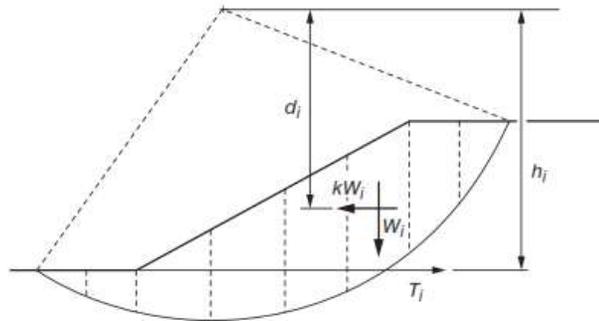
Debido a que las fuerzas representadas por las dos últimas sumas en Eq. (62) involucran solo cantidades conocidas, es conveniente reemplazar estas sumas por un solo término,  $M_n$ , que representa el momento neto debido a las fuerzas conocidas.

Las fuerzas conocidas pueden incluir fuerzas sísmicas, fuerzas de refuerzo y, en el caso de la dovela que se muestra en la Figura 2-18, un momento adicional debido a una fuerza, P, en la parte superior de la dovela.

La ecuación (62) se escribe entonces como

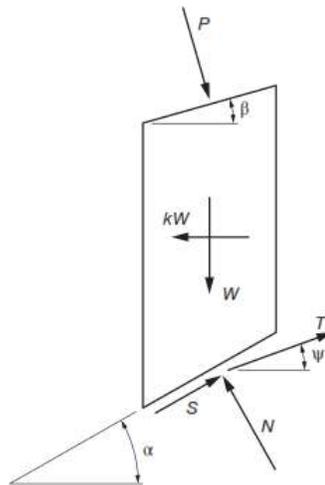
$$r \sum \frac{s_i \Delta \ell_i}{F} - r \sum W_i \sin \alpha_i + M_n = 0 \quad (63)$$

Los valores positivos de  $M_n$  representan un momento neto en sentido antihorario; los valores negativos representan un momento neto en el sentido de las agujas del reloj.



**Figura 2-17:** Talud con fuerzas sísmicas y de refuerzo conocidas.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 92), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.



**Figura 2-18:** Dovelas individuales con fuerzas conocidas adicionales.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 92), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

La ecuación del factor de seguridad que satisface el momento de equilibrio se convierte en

$$F = \frac{\sum s_i \Delta \ell_i}{\sum W_i \sin \alpha_i - M_n / r} \quad (64)$$

Si la resistencia al corte,  $s$ , se expresa en función de esfuerzos efectivos, y los subíndices  $i$  ahora se eliminan con el entendimiento de que los términos dentro de cada suma se aplican a una porción individual, la Ec. (64) se puede escribir como

$$F = \frac{\sum [c' + (\sigma - u) \tan \phi'] \Delta \ell}{\sum w \sin \alpha - M_n / r} \quad (65)$$

Para determinar la tensión normal,  $\sigma (= N/\Delta \ell)$  en la Ec. (65), se usa nuevamente la ecuación del equilibrio de fuerzas en la dirección vertical. Suponga que la dovela contiene las fuerzas conocidas que se muestran en la Figura 2-18. Las fuerzas conocidas en este caso consisten en una fuerza sísmica,  $kW$ , una fuerza,  $P$ , debida a las cargas de agua en la superficie del talud, y una fuerza,  $T$ , debida al refuerzo que intercepta la base de la dovela.

La fuerza  $P$  actúa perpendicular a la parte superior de la dovela y la fuerza de refuerzo está inclinada en un ángulo  $\psi$  con respecto a la horizontal. La suma de las fuerzas en la dirección vertical da

$$N \cos \alpha + S \sin \alpha - W - P \cos \beta + T \sin \psi = 0 \quad (66)$$

donde  $\beta$  es la inclinación de la parte superior de la dovela y  $\psi$  representa la inclinación del refuerzo con respecto a la horizontal.

La ecuación (66) se basa en el supuesto del procedimiento simplificado de Bishop de que no hay fuerzas cortantes en los lados de la dovela (es decir, las fuerzas entre dovelas son horizontales). Tener en cuenta que debido a que se supone que la fuerza sísmica es horizontal, no está involucrada en la ecuación de equilibrio en la dirección vertical; sin embargo, si hubiera una componente de fuerza sísmica en la dirección vertical, la componente vertical aparecería en la Ec. (66). De nuevo es conveniente combinar la contribución de las fuerzas conocidas en una sola

cantidad, representada en este caso por una fuerza vertical,  $F_v$ , que incluye las componentes verticales de todas las fuerzas conocidas excepto el peso de la dovela, es decir,

$$F_v = -P \cos \beta + T \sin \psi \quad (67)$$

Se supone que las fuerzas positivas actúan hacia arriba; las fuerzas negativas actúan hacia abajo. La suma de las fuerzas en la dirección vertical se convierte entonces en

$$N \cos \alpha + S \sin \alpha - W + F_v = 0 \quad (68)$$

Introduciendo la ecuación de resistencia de Mohr-Coulomb, que incluye la definición del factor de seguridad [Ec. (55)], en la ecuación. (68) y luego resolviendo la fuerza normal,  $N$ , da

$$N = \frac{W - F_v - \left(\frac{1}{F}\right)(c' \Delta \ell - u \Delta \ell \tan \phi') \sin \alpha}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/F} \quad (69)$$

Combinando la ecuación (69) para la fuerza normal con la ecuación (65) para el factor de seguridad entonces da

$$F = \frac{\sum \left[ \frac{c' \Delta \ell \cos \alpha + (W - F_v - u \Delta \ell \cos \alpha) \tan \phi'}{\cos \alpha + (\sin \alpha \tan \phi')/F} \right]}{\sum w \sin \alpha - M_n/r} \quad (70)$$

El término  $M_n$  representa el momento neto debido a todas las fuerzas conocidas excepto el peso, incluidos los momentos producidos por las fuerzas sísmicas ( $kW$ ), las cargas externas ( $P$ ) y el refuerzo ( $T$ ) en la dovela de la Figura 2-18.

La ecuación (70) es la ecuación para el factor de seguridad por el procedimiento de Bishop simplificado ampliado para incluir fuerzas conocidas adicionales, como las debidas a cargas sísmicas, refuerzo y presiones de agua externas. Sin embargo, debido a que solo se considera el equilibrio de fuerzas verticales y no

horizontales, el método ignora cualquier contribución a las tensiones normales en la superficie de deslizamiento de las fuerzas horizontales, como una fuerza sísmica y fuerzas de refuerzo horizontales.

Las fuerzas horizontales están incluidas en la ecuación (70) solo indirectamente a través de su aporte al momento,  $M_n$ . En consecuencia, se debe tener cuidado si se utiliza el procedimiento de Bishop simplificado donde existen fuerzas horizontales significativas que contribuyen a la estabilidad. Sin embargo, incluso cuando hay fuerzas horizontales significativas, el procedimiento de Bishop simplificado produce resultados comparables a los obtenidos por procedimientos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio.

El procedimiento de Bishop simplificado se utiliza a menudo para el análisis de taludes reforzados. Si el refuerzo es horizontal, el refuerzo contribuye en la ecuación de equilibrio de momento, pero no contribuye en la ecuación de equilibrio de fuerzas en la dirección vertical. Por lo tanto, el efecto del refuerzo se puede despreciar en la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales [Eq. (66)]. Sin embargo, si el refuerzo está inclinado, el refuerzo contribuye tanto al equilibrio de momentos como al equilibrio de fuerzas verticales. Algunos ingenieros han ignorado la contribución del refuerzo inclinado en la ecuación de equilibrio de fuerzas verticales [Eq. (66)], mientras que otros han incluido su efecto. En consecuencia, se han obtenido diferentes resultados según se incluya o no la contribución de las fuerzas verticales de refuerzo en la ecuación de equilibrio para fuerzas verticales (Wright y Duncan, 1991). Se recomienda incluir siempre la contribución, como sugiere la Ec. (66).

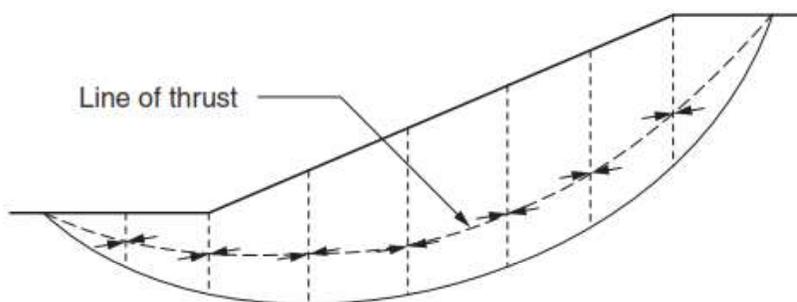
Ecuaciones similares a las presentadas anteriormente para el procedimiento de Bishop simplificado se pueden derivar utilizando el método ordinario de dovelas. Sin embargo, debido a su relativa inexactitud, el Método Ordinario de dovelas generalmente no se usa para análisis de condiciones más complejas, como aquellas que involucran refuerzo o carga sísmica.

## 2.8. PROCEDIMIENTOS DE DOVELAS PARA DESLIZAMIENTO DE SUPERFICIES NO CIRCULARES

Muchas veces, la superficie de deslizamiento es más compleja, a menudo siguiendo zonas o capas de suelo relativamente débil o interfaces débiles entre el suelo y otros materiales, como los geosintéticos. En tales casos, es necesario calcular la estabilidad utilizando formas más complejas para la superficie de deslizamiento. Se han desarrollado diversos procedimientos para el análisis de superficies de deslizamiento no circulares más complejas.

La mayoría de los procedimientos para el análisis con superficies de deslizamiento no circulares consideran todos los requisitos para el equilibrio estático y se conocen como procedimientos de equilibrio completo.

La línea de empuje es la línea imaginaria trazada a través de los puntos donde actúan las fuerzas  $E$  (o  $Z$ ) entre dovelas (Figura 2-19). El término  $\theta t$  es un ángulo, medido desde la horizontal, que simboliza la pendiente de la línea de empuje.



**Figura 2-19:** La línea de empuje con las ubicaciones de las fuerzas entre dovelas en los límites de las dovelas.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 100), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

### 2.8.1. Procedimientos que satisfacen todas las condiciones de equilibrio

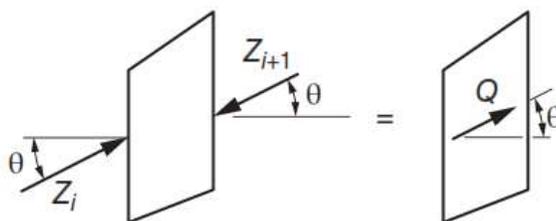
Varios procedimientos diferentes de dovelas cumplen todas las condiciones de equilibrio estático. Cada uno de estos procedimientos hace diferentes suposiciones para lograr una solución estáticamente determinada.

### 2.8.2. Procedimiento de Spencer

El procedimiento de Spencer (1967) se basa en suponer que las fuerzas entre dovelas son paralelas (es decir, todas las fuerzas entre dovelas tienen la misma inclinación). Spencer (1967) también describió un método más general que permitía fuerzas laterales no paralelas. Sin embargo, la mayoría de los programas de cómputo implementan solo fuerzas laterales paralelas.

La inclinación específica de las fuerzas entre dovelas se computa como una de las incógnitas en la solución de las ecuaciones de equilibrio.

El procedimiento de Spencer también supone que la fuerza normal ( $N$ ) actúa en el centro de la base de cada dovela. Esta suposición tiene una influencia insignificante en los valores hallados para las incógnitas siempre que se utilice un número de dovelas razonablemente grande. Prácticamente todos los cálculos con el procedimiento de Spencer son realizados por computadora y se logra obtener fácilmente un número de dovelas suficientemente grande.



**Figura 2-20:** Fuerzas entre dovelas y resultante cuando las fuerzas entre dovelas son paralelas.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 101), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

Spencer originalmente presentó su procedimiento para superficies circulares de deslizamiento, pero el procedimiento se extiende fácilmente para superficies de deslizamiento no circulares. Aquí se suponen superficies de deslizamiento no circulares.

En el procedimiento de Spencer, primero se resuelven dos ecuaciones de equilibrio. Las ecuaciones representan el equilibrio general de fuerzas y momentos para toda la masa de suelo, que consta de todas las dovelas. Las ecuaciones para el equilibrio general de fuerzas en las direcciones horizontal y vertical se reducen a una sola ecuación cuando las fuerzas entre dovelas son paralelas. Por lo tanto, en esta etapa solo se considera una ecuación de equilibrio de fuerzas.

Las dos ecuaciones de equilibrio se resuelven para el factor desconocido de seguridad,  $F$ , y la inclinación de la fuerza entre dovelas,  $\theta$ . La ecuación para el equilibrio de fuerzas se puede escribir como

$$\sum Q_i = 0 \quad (71)$$

donde  $Q_i$  es la resultante de las fuerzas entre dovelas,  $Z_i$  y  $Z_{i+1}$ , a la izquierda y derecha, respectivamente, del corte (Figura 2-20).

Eso es,

$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad (72)$$

Debido a que se supone que las fuerzas entre dovelas son paralelas,  $Q_i$ ,  $Z_i$  y  $Z_{i+1}$  poseen la misma dirección, y  $Q_i$  es simplemente la diferencia entre las fuerzas entre dovelas a la izquierda y a la derecha del corte.

Para el equilibrio de momentos, los momentos se pueden sumar alrededor de cualquier punto arbitrario. Tomando momentos con respecto al origen ( $x = 0$ ,  $y = 0$ ) de un sistema de coordenadas cartesianas, la ecuación para el momento de equilibrio se expresa como

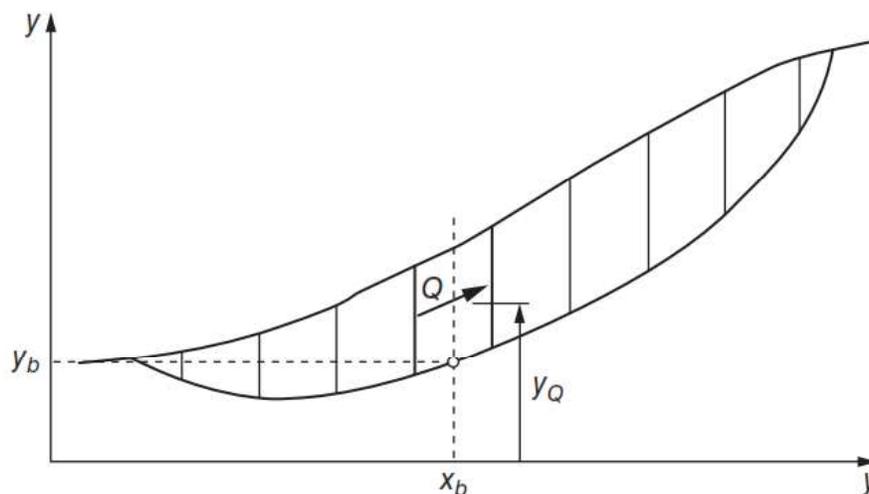
$$\sum Q(X_b \sin\theta - y_Q \cos\theta) = 0 \quad (73)$$

donde  $X_b$  es la coordenada horizontal del centro de la base de la dovela y  $y_Q$  es la coordenada vertical del punto en la línea de acción de la fuerza,  $Q$ , directamente sobre el centro de la base de la dovela (Figura 2-21). La coordenada  $y_Q$  se puede expresar en función de la coordenada  $y_b$  del punto en el centro de la base de la dovela ( $y_b$ ) por

$$y_Q = y_b + \frac{M_0}{Q \cos\theta} \quad (74)$$

donde  $M_0$  es el momento producido por cualquier fuerza conocida alrededor del centro de la base de la dovela. En ausencia de fuerzas debidas a cargas sísmicas, cargas en la superficie del talud, y cualquier fuerza interna debida al refuerzo, el momento  $M_0$  es cero y  $y_Q = y_b$ .

Todas las fuerzas  $W$ ,  $S$  y  $N$  actúan a través de un punto común en el centro de la base de la dovela y, por lo tanto,  $Q$  también debe actuar a través de este punto a menos que haya fuerzas adicionales en la dovela. En la derivación original de Spencer (1967),  $M_0$  era cero y, por lo tanto,  $y_Q = y_b$ .



**Figura 2-21:** Coordenadas para superficies de deslizamiento no circulares utilizadas en el procedimiento de Spencer.

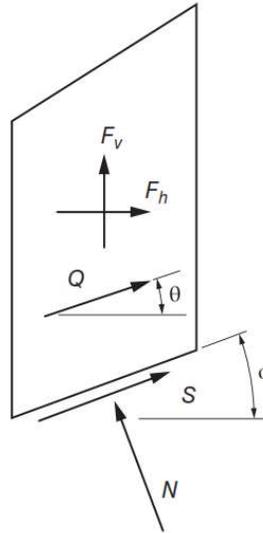
Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 102), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

Cada una de las cantidades en la suma que se muestra en la Eq. (73) representa el valor de una dovela individual. El subíndice  $i$  se ha obviado por simplicidad y se omitirá en la discusión posterior con el entendimiento de que las cantidades  $Q$ ,  $x_b$ ,  $y_b$ , etc., representan valores para dovelas individuales.

La expresión de  $Q$  en las ecuaciones de equilibrio [(71) y (73)] se obtiene a partir de las ecuaciones de equilibrio de fuerzas para dovelas individuales (Figura 2-22). La suma de las fuerzas en direcciones perpendiculares y paralelas a la base de la dovela da las siguientes dos ecuaciones de equilibrio:

$$N + F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha - Q \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (75)$$

$$S + F_v \sin \alpha + F_h \cos \alpha + Q \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (76)$$



**Figura 2-22:** Dovela con todas las fuerzas conocidas y desconocidas para el procedimiento de Spencer.

Nota:  $F_h$  = suma de todas las fuerzas conocidas en dirección horizontal, y  $F_v$  = suma de todas las fuerzas conocidas en dirección vertical. Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 102), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

Las cantidades  $F_h$  y  $F_v$  representan todas las fuerzas horizontales y verticales conocidas en la dovela, incluido las cargas sísmicas, el peso de la dovela, las fuerzas debido a las cargas superficiales distribuidas y concentradas y las fuerzas de refuerzo. Combinando estas dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas [(75) y (76)] con la ecuación de Mohr-Coulomb (1776) para la fuerza cortante,  $S$  [Eq. (55)] y resolviendo  $Q$  da

$$Q = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - (c' \Delta \ell / F) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta \ell) (\tan \phi' / F)}{\cos(\alpha - \theta) + [\sin(\alpha - \theta) \tan \phi' / F]} \quad (77)$$

Las ecuaciones (74) para  $y_Q$  y (77) para  $Q$  se pueden sustituir en las ecuaciones de equilibrio [(71) y (73)] para dar dos ecuaciones con dos incógnitas: el factor de seguridad,  $F$ , y la inclinación de fuerzas entre dovelas,  $\theta$ . Se utilizan procedimientos de prueba y error para resolver las ecuaciones (71) y (73) para  $F$  y  $\theta$ . Los valores de  $F$  y  $\theta$  se asumen repetidamente hasta que estas dos ecuaciones se satisfacen dentro de niveles aceptables de convergencia (desequilibrio de fuerza y momento). La selección del umbral de error puede ser importante en el valor final del factor de seguridad calculado.

Una vez que se calculan el factor de seguridad y la inclinación de la fuerza entre dovelas, las ecuaciones de equilibrio de fuerza y momento para las dovelas individuales se pueden usar para calcular los valores de la fuerza normal ( $N$ ) en la base de la dovela, las resultantes de la fuerza entre dovelas individuales ( $Z$ ) y la ubicación ( $y_t$ ) de las fuerzas entre dovelas en el límite vertical entre las dovelas.

### 2.8.3. Procedimiento de Morgenstern-Price

El procedimiento de Morgenstern-Price (1965) supone que las fuerzas cortantes entre dovelas están relacionadas con las fuerzas normales como

$$X = \lambda f(x)E \quad (78)$$

donde  $X$  y  $E$  son las fuerzas verticales y horizontales entre las dovelas,  $\lambda$  es un factor de escala desconocido que se evalúa junto con las otras incógnitas, y  $f(x)$  es una función supuesta que tiene valores prescritos en cada límite de corte. En el procedimiento de Morgenstern-Price, la posición de la fuerza normal en la base de la dovela también se supone explícita o implícitamente. En la formulación original del procedimiento de Morgenstern-Price, las tensiones se integraron en cada dovela suponiendo que  $f(x)$  variaba linealmente en la dovela (Morgenstern-Price, 1967). Esto fija implícitamente la distribución de las tensiones normales, incluida la posición de la fuerza normal en la base de la dovela. En implementaciones más recientes del procedimiento de Morgenstern-Price, se han utilizado valores discretos de  $f(x)$  y se ha asumido la ubicación de la fuerza normal. Por lo general, se supone que la fuerza normal actúa en un punto de la base de la dovela que está directamente debajo del centro de gravedad o en el punto medio

de la base de la dovela.

Las incógnitas que se determinan en el procedimiento de Morgenstern-Price son el factor de seguridad ( $F$ ), el parámetro de escala ( $\lambda$ ), las fuerzas normales en la base de la dovela ( $N$ ), la fuerza horizontal entre dovelas ( $E$ ) y la ubicación de las fuerzas entre dovelas (línea de empuje). La componente vertical de la fuerza entre dovelas,  $X$ , es conocida [definida por la ecuación (78)]; es decir, una vez que se calculan las incógnitas usando las ecuaciones de equilibrio, la componente vertical de las fuerzas entre dovelas se puede calcular a partir de la ecuación independiente (78).

El procedimiento de Morgenstern-Price es similar al procedimiento de Spencer. La única diferencia en términos de incógnitas es que el procedimiento de Spencer, tal como se implementa en la mayoría de los programas de computadora, implica una única inclinación de fuerza desconocida entre dovelas, mientras que el procedimiento de Morgenstern-Price involucra un patrón supuesto de inclinaciones de fuerzas laterales y un único parámetro de escala desconocido,  $\lambda$ . Si se supone que la función  $f(x)$  es constante en el procedimiento de Morgenstern-Price, produce resultados esencialmente idénticos a los obtenidos con el procedimiento de Spencer.

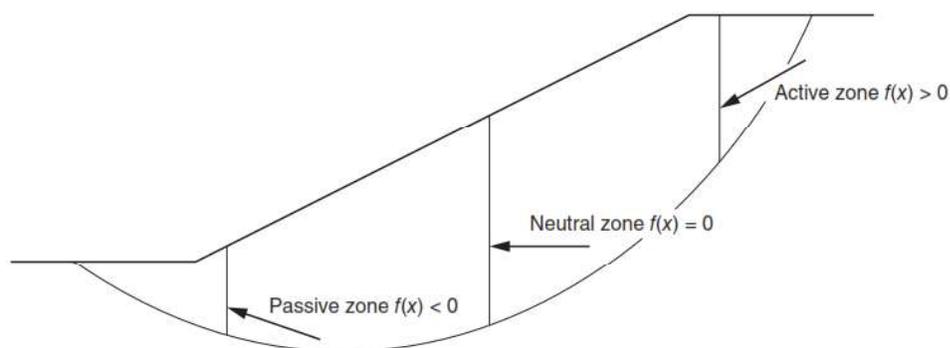
La diferencia principal entre los dos procedimientos es que el procedimiento de Morgenstern-Price brinda mayor flexibilidad en los supuestos para las inclinaciones de las fuerzas entre dovelas. La flexibilidad añadida permite cambiar la suposición con respecto a las fuerzas entre dovelas.

#### **2.8.4. Factores que influyen en la elección de $f(x)$**

SLOPE/W y SLIDE ofrecen una variedad de selecciones  $f(x)$  que incluyen constante (igual que el método de Spencer), trapezoidal (varía linealmente de izquierda a derecha), medio seno (cero a la izquierda y a la derecha, alto en el medio), seno recortado (valores distintos de cero a la izquierda y a la derecha, más alto en el medio) y función definida por el usuario (cualquier variación deseada, especificada punto por punto). El medio seno es el predeterminado tanto en SLOPE/W como en SLIDE, y por esta razón probablemente se use más que las otras opciones.

La consideración de las direcciones de los esfuerzos cortantes en planos verticales en presiones de tierra activas y pasivas sugiere que los valores de  $f(x)$  que se muestran en la Figura 2-23 son los más lógicos.

Estos se pueden usar en SLOPE/W o SLIDE eligiendo la opción de función definida por el usuario y especificando  $f(x)=-1$  a la izquierda y  $f(x)=+1$  a la derecha. Más y menos 1 son elecciones arbitrarias que dan como resultado  $f(x)=0$  a la mitad. Otras opciones dan como resultado  $f(x)=0$  a la izquierda y a la derecha del centro. De nuevo, sin embargo, la elección de  $f(x)$  tiene poca influencia en el factor de seguridad calculado y, por lo tanto, generalmente no es importante.



**Figura 2-23:** Valores de  $f(x)$  basados en consideraciones de presión de tierra.

Nota: Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 103), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

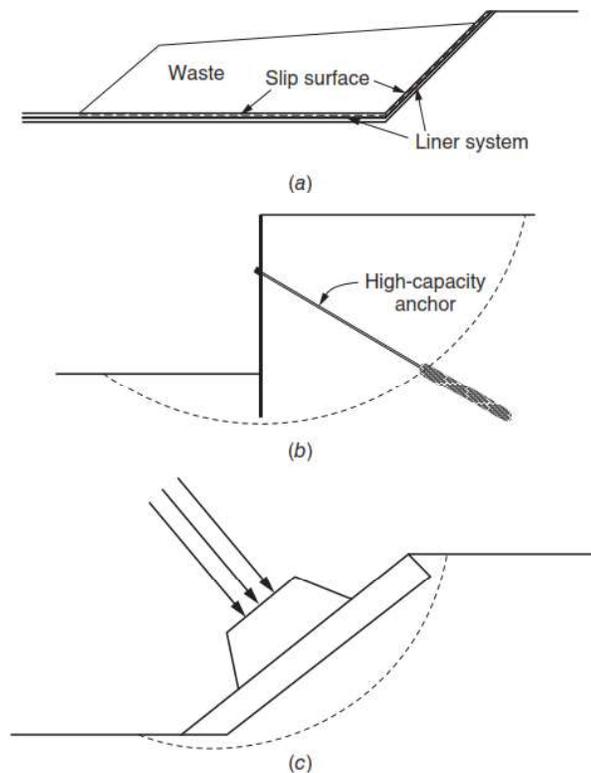
### 2.8.5. Discusión

El procedimiento de Morgenstern-Price es el más flexible de los procedimientos que cumple con todas las condiciones de equilibrio y puede ser útil para casos en los que las fuerzas entre dovelas pueden tener un efecto significativo en la estabilidad.

En la mayoría de los casos, las inclinaciones de las fuerzas entre dovelas tienen poco efecto sobre el factor de seguridad calculado, siempre que se satisfagan todas las condiciones de equilibrio. Dos casos en los que las suposiciones con respecto a las inclinaciones de la fuerza entre dovelas pueden ser importantes son:

1. Cuando la superficie de deslizamiento se ve obligada a cambiar de dirección abruptamente, debido a la geometría y las propiedades de la sección transversal del talud (Figura 2-24a)
2. Para taludes con fuerzas significativas debidas a armaduras o cargas externas cuyas direcciones son muy diferentes a la dirección habitual de las fuerzas entre dovelas (Figura 2-24b y c)

En estos dos casos, los procedimientos que permitirán variar las suposiciones de fuerza entre dovelas son útiles para establecer la cantidad de incertidumbre y los rangos probables en el factor de seguridad.



**Figura 2-24:** Condiciones especiales de taludes y superficies de deslizamiento.

Nota: Casos donde las suposiciones relativas a las fuerzas entre dovelas pueden tener un efecto significativo en los resultados de los cálculos de estabilidad de taludes mediante procedimientos de equilibrio completo. Tomado de *Soil Strength and Slope Stability* (p. 105), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

## 2.9. SUPOSICIONES, ECUACIONES DE EQUILIBRIO E INCÓGNITAS EN EL PROCEDIMIENTOS DE DOVELAS

Como se señaló al comienzo de este capítulo, todos los procedimientos de equilibrio límite emplean las ecuaciones de equilibrio estático para calcular un factor de seguridad. Se requieren supuestos para hacer que el problema esté estáticamente determinado y para obtener el equilibrio entre el número de incógnitas y el número de ecuaciones que se evalúan. La Tabla 2-1 enumera los diversos procedimientos discutidos en este capítulo junto con las suposiciones que se hacen, las incógnitas y las ecuaciones de equilibrio que se satisfacen. En cada caso hay un número igual de ecuaciones e incógnitas.

En este capítulo se han discutido cuatro procedimientos diferentes de análisis de equilibrio límite. En general, los procedimientos que cumplen el equilibrio estático completo son los más precisos y preferidos. Sin embargo, hay casos en los que son útiles procedimientos más simples, aunque menos precisos. Todos los procedimientos examinados en este capítulo se resumen en la Tabla 2-2 junto con el rango de condiciones para las cuales son útiles.

**Tabla 2-1:** Supuestos, condiciones de equilibrio e incógnitas en los procedimientos de equilibrio límite

Procedimiento	suposiciones	Ecuaciones de equilibrio satisfechas	Incógnitas para resolver
Método ordinario de dovelas (también conocido como método de Fellenius o método sueco de dovelas)	La superficie de deslizamiento es circular; se desprecian en los lados de las dovelas las fuerzas entre dovelas.	1 $\Sigma$ Momentos respecto al centro del círculo 1 Ecuaciones totales	1 Factor de seguridad (F) 1 Total desconocido
Bishop Simplificado (1955)	La superficie de deslizamiento es circular; las fuerzas a los lados de las dovelas son horizontales (es decir, no hay fuerza cortante entre las dovelas).	1 $\Sigma$ Momentos respecto al centro del círculo n $\Sigma$ Fuerzas en la dirección vertical. n + 1 Ecuaciones totales	1 Factor de seguridad (F) n Fuerzas normales en la base de las dovelas (N) n + 1 Total de incógnitas
Spencer (1967)	Las fuerzas entre dovelas son paralelas (es decir, todas tienen la	n $\Sigma$ Momentos respecto a cualquier punto seleccionado	1 Factor de seguridad (F)

	misma inclinación). Se asume en la base de la dovela la posición de la fuerza normal (N), generalmente en el centro de la base.	$n \sum$ Fuerzas en dirección horizontal $n \sum$ Fuerza la dirección vertical <hr/> $3n$ Ecuaciones totales	$1$ Inclinación de la fuerza entre dovelas ( $\theta$ ) $n$ Fuerza normal en la base de las dovelas (N) $n - 1$ Fuerzas entre dovelas resultantes (Z) $n - 1$ Ubicación de las fuerzas laterales (línea de empuje) <hr/> $3n$ Incógnitas totales
Morgenstern-Price (1965)	La fuerza de corte entre dovelas está relacionada con la fuerza normal por $X = \lambda f(x)E$ ; se asume en la base de la dovela la posición de la fuerza normal (N), generalmente en el centro de la base.	$n \sum$ Momentos respecto a cualquier punto seleccionado $n \sum$ Fuerzas en dirección horizontal $n \sum$ Fuerzas en la dirección vertical <hr/> $3n$ Ecuaciones totales	$1$ Factor de seguridad (F) $1$ Factor de "escala" de inclinación de la fuerza entre dovelas ( $\lambda$ ) $n$ Fuerza normal en la base de las dovelas (N) $n - 1$ Fuerzas horizontales entre dovelas (E) $n - 1$ Ubicaciones de las fuerzas entre dovelas (línea de empuje) <hr/> $3n$ Incógnitas totales

Fuente: *Soil Strength and Slope Stability* (p. 106), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

**Tabla 2-2:** Resumen de procedimientos para el análisis de estabilidad de taludes con el método de equilibrio límite y su utilidad

Procedimiento	Usar
Método ordinario de dovelas (también conocido como método de Fellenius o método sueco de dovelas)	Aplicable a taludes no homogéneos y suelos $c - \phi$ donde la superficie de falla se puede aproximar mediante un círculo. Muy adecuado para cálculos manuales. Inexacto para análisis de tensión efectivos con altas presiones intersticiales. Se ha aplicado a superficies no circulares en algún software comercial pero es inapropiado e inexacto para superficies de deslizamiento no circulares.
Procedimiento Bishop Simplificado (1955)	Aplicable a taludes no homogéneos y suelos $c - \phi$ donde la superficie de falla se puede aproximar mediante un círculo. Tiene mayor precisión que el Método Ordinario de dovelas, particularmente para análisis con altas presiones intersticiales. Cálculos viables a mano o con hoja de cálculo. Se ha aplicado a superficies no circulares en algún software comercial, pero es inapropiado e impreciso para superficies de deslizamiento no circulares.

Procedimiento de Spencer (1967)	Es un procedimiento preciso aplicable prácticamente a todos los perfiles de suelo y geometrías de taludes. Es el procedimiento de equilibrio completo más sencillo.
Procedimiento Morgenstern-Price (1965)	Es un procedimiento preciso y aplicable a prácticamente todos los perfiles de suelo y geometrías de taludes. Es un procedimiento de equilibrio completo bien establecido y riguroso.

Fuente: *Soil Strength and Slope Stability* (p. 108), por Duncan, M. et al (2014), John Wiley & Sons, Inc.

## 2.10. PROGRAMAS A UTILIZAR EN LA INVESTIGACIÓN

### 2.10.1. *Slide V6.0*

Para Rocscience (2002) "SLIDE V6.0 es un programa de estabilidad de taludes en 2D que permite evaluar el factor de seguridad de superficies de falla no circulares o circulares en taludes de suelo o roca. SLIDE V6.0 es muy fácil de usar y, no obstante, se pueden crear y analizar modelos complejos de forma sencilla y rápida. La carga externa, el agua subterránea y el soporte se pueden modelar de diversas formas." (p. 1).

Para el desarrollo del presente informe se utilizó este software en la evaluación de la estabilidad global (falla profunda por cortante) de los taludes sin muro de contención y también para evaluar la estabilidad global de la plataforma incluyendo los muros de contención, lo cual corresponde al diseño geotécnico de los muros de contención en condición estática y pseudo estática.

### 2.10.2. *Mathcad V15.0*

Para PTC. (2015), "Mathcad V15.0 es la herramienta de estándar industrial pensada para los cálculos técnicos de ingenieros de todo el mundo. Mathcad proporciona todas las capacidades resolutorias, la funcionalidad y la solidez necesarias para el cálculo, la manipulación de datos y el diseño industrial. La estandarización y reutilización de los cálculos mediante Mathcad asegura el cumplimiento de los estándares. Al combinar cálculos, gráficos, texto e imágenes en un documento, Mathcad V15.0 permite la captación y publicación de conocimiento, lo que posibilita la gestión de grandes proyectos." (p. 3).

Para el desarrollo del presente informe se utilizó este software para programar y automatizar los procedimientos de predimensionamiento, diseño de la estabilidad

externa y el diseño estructural para la obtención de las armaduras de refuerzo de los muros de contención considerando los diferentes estados de carga normativos.

## 2.11. DEFINICIÓN DE TÉRMINOS BÁSICOS

**Relleno:** El suelo colocado detrás de la pantalla.

**Talud de relleno:** A menudo, el relleno se inclina hacia arriba desde la cara posterior del muro. La pendiente generalmente se expresa como una relación de horizontal a vertical (ej. 2: 1).

**Inclinación de pantalla:** Es la pendiente de la cara de la pantalla desde un plano vertical, generalmente en la cara interior (tierra).

**Pantalla:** La pared vertical en voladizo sobre la cimentación.

**Fundación:** La parte de la estructura debajo de la pantalla que soporta y transmite fuerzas verticales y horizontales al suelo debajo.

**Punta:** Esa parte de la zapata que se extiende frente a la cara de la pantalla (alejándose de la tierra retenida)

**Talón:** La parte de la zapata que se extiende detrás del muro (debajo del relleno).

**Dentellón:** Una sección más profunda de la zapata para una mayor resistencia al deslizamiento.

**Llave de corte:** Una ranura horizontal ubicada en la base de la pantalla para una mayor resistencia al corte y monolitismo con la zapata.

**Refuerzo principal:** Refuerzo utilizado para resistir la flexión en la pantalla.

**Refuerzo horizontal de temperatura/retracción:** Refuerzo horizontal longitudinal generalmente colocado en ambas caras de la pantalla y utilizado principalmente para controlar el agrietamiento por retracción o cambios de temperatura.

**Altura retenida:** La altura de la tierra a ser retenida, generalmente medida hacia arriba desde la parte superior de la zapata.

**Sobrecarga:** Cualquier carga colocada dentro o encima del relleno retenido, ya sea delante o detrás del muro.

## CAPITULO III: DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

En el presente capítulo se dan datos generales del proyecto como nombre, ubicación, la infraestructura que compone el proyecto y la infraestructura que forma parte del alcance del presente informe, asimismo se da la resolución directoral para la elaboración del expediente, el inicio y periodo, el presupuesto del expediente, la resolución directoral de aprobación del expediente.

Por otro lado, se da un alcance del trazo y diseño geométrico, su normativa, características de diseño geométrico vial de la nueva adecuación de zonas urbanas, sección típica y sección reducida.

En lo correspondiente a la parte de Geotécnica se presentan las investigaciones geotécnicas efectuadas, las propiedades geotécnicas del terreno de fundación, parámetros geotécnicos, análisis de cimentación y los análisis de resultados obtenidos.

### 3.1. NOMBRE Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

#### 3.1.1. *Nombre.*

"Adecuación de la Sección Vial en cinco (05) localidades urbanas ubicadas dentro del área de construcción de la obra" correspondiente a la obra "Mejoramiento de la carretera OYON-AMBO, Tramo II: Desvío Cerro de Pasco (km 181+000) – Dv. Chacayán (km 230+000)".

#### 3.1.2. *Ubicación*

El proyecto pertenece a la Red Vial Nacional, con el Código de Ruta PE-18, se encuentra ubicado en la parte centro del país e involucra a las regiones de Lima, Pasco y Huánuco, provincias de Oyón, Daniel A. Carrión y Ambo. (Ver Figura 3-1).

El tramo a intervenir se ubica en la provincia de Daniel A. Carrión, Departamento de Pasco, Región de Pasco y pertenece a la red vial nacional o Ruta Nacional PE-18, en un sector de sierra comprendido entre los 2064 a 3620 msnm. Asimismo, se tiene que la ubicación dentro de la zona UTM es la 18.

El trazo del tramo II de la carretera Oyón-Ambo se muestra con color morado y verde y posee unas coordenadas de inicio del proyecto  $X=338229.9392$ ,  $Y=8845863.5556$ ,  $Z=2904.2940$  y final del proyecto  $X=338425.2887$ ,  $Y=8846769.2963$ ,  $Z=0.0000$ . (Ver Figura 3-2 y Figura 3-3).

Los 05 sectores urbanos se encuentran entre las progresivas según la Tabla 3-1.

**Tabla 3-1:** Sectores de las 05 zonas urbanas.

ZONA URBANA	PROGRESIVA
Chinche Tingo	Km 204+935 al km 205+500
Lucmapampa	Km 218+100 al km 218+600
Michivilca	Km 222+670 al km 223+470
Uylupampa	Km 225+850 al km 226+300
Uspachaca	KM 227+640 al km 228+260

Fuente: *Elaboración propia*



**Figura 3-1:** Ubicación geográfica del proyecto.

Nota: Ubicación geográfica del proyecto. Tomado de estudio de factibilidad y definitivo para el mejoramiento de la carretera Oyón-Ambo (2017)-MTC.

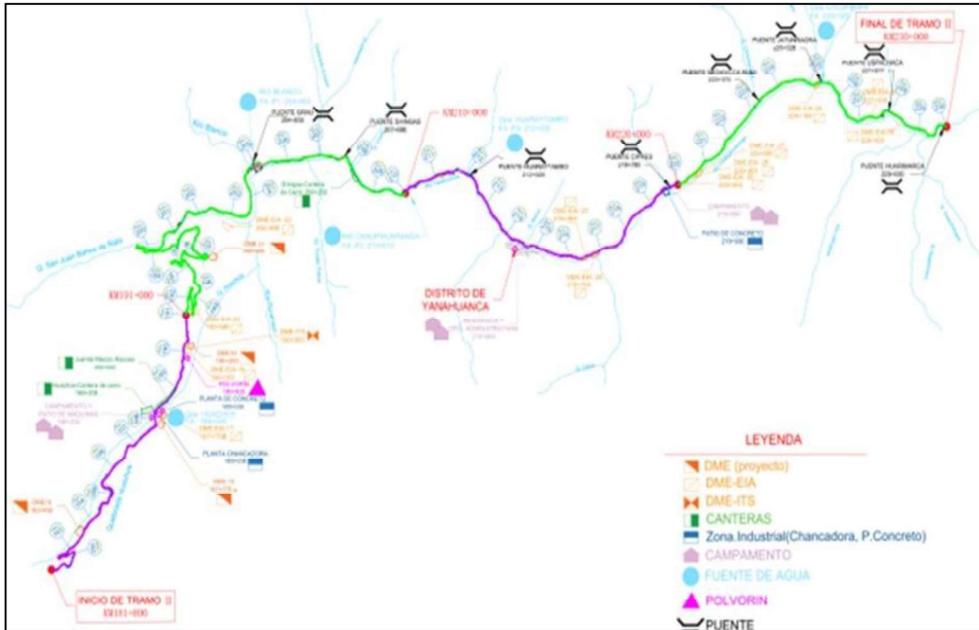


Figura 3-2. Ubicación del proyecto.

Nota: Carretera Oyón Ambo. Tomado de Expediente técnico Oyón-ambo.

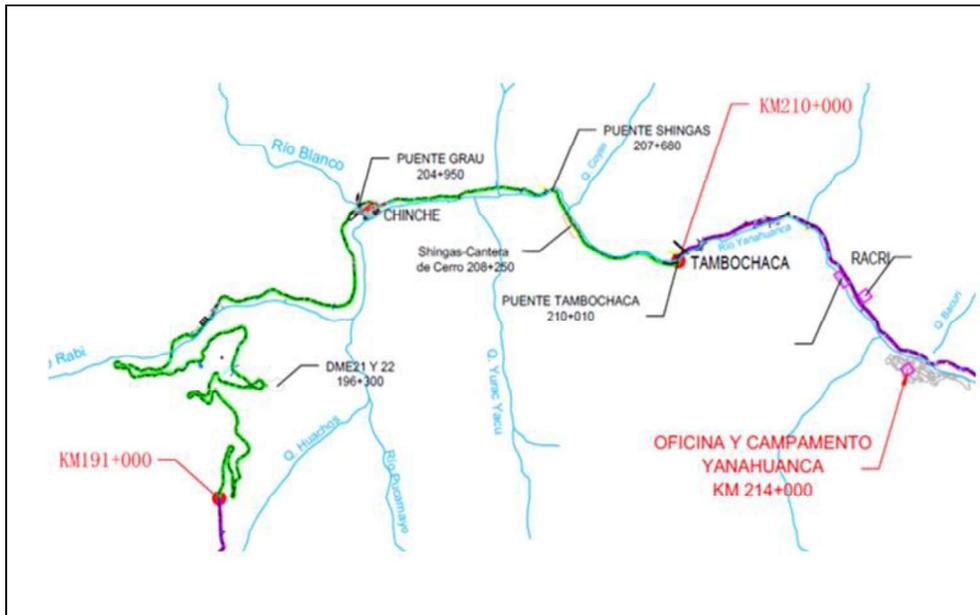
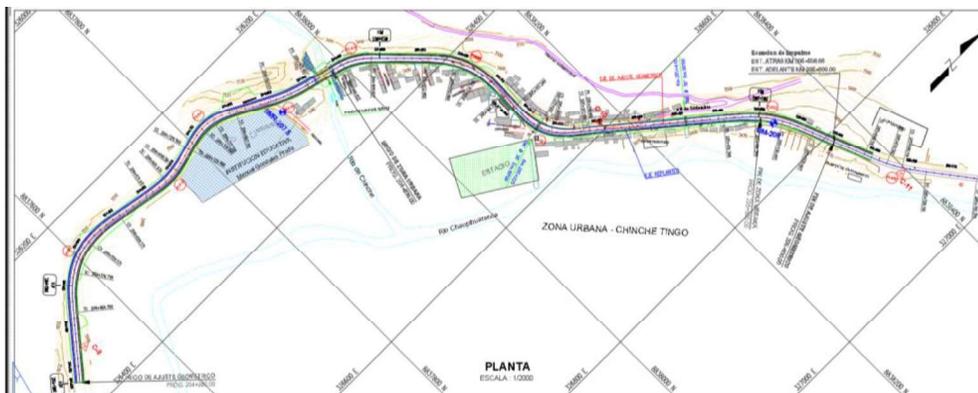


Figura 3-3. Ubicación de la Zona urbana Chinche Tingo.

Nota: Zona urbana de Chinche Tingo ubicada en el Km 204+950. Tomado de Expediente técnico Oyón-ambo



**Figura 3-4:** Zona Urbana Chinche Tingo km 204+935 al km 205+500.

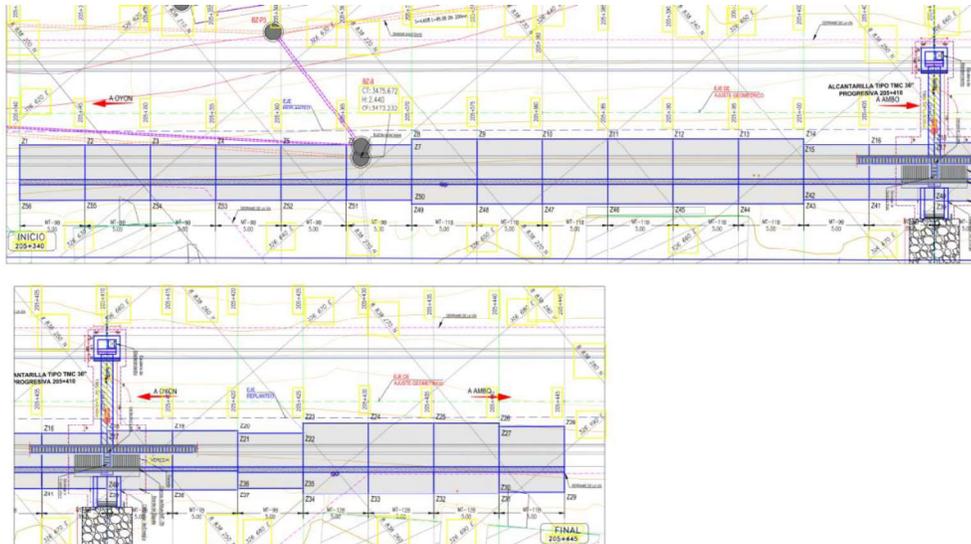
Nota: Zona urbana de Chinche Tingo ubicada en el Km 204+935 al Km 205+500. Tomado de Expediente técnico Oyón-ambo.

### 3.2. INFRAESTRUCTURA

La infraestructura proyectada tuvo como objetivo solucionar el problema de afectaciones prediales ocasionado por el derecho de vía de la obra “Mejoramiento de la Carretera OYON - AMBO, Tramo II: Desvío Cerro de Pasco (km 181+000) – Dv. Chacayán (km 230+000)”.

Dentro de los componentes de obras de arte que se proyectaron dentro del expediente se tienen muros de contención, alcantarillas, cunetas de vía, pases vehiculares, escaleras y calzaduras, los cuales fueron proyectados en las 05 zonas urbanas.

La infraestructura que forma parte del alcance del presente Trabajo de Suficiencia Profesional (TSP) corresponde a los muros de contención del lado derecho de la vía que se encuentran emplazados desde el km 205+340 al km 205+445 en la zona urbana de Chinche (Km 204+935 al km 205+500), los cuales se muestran en la Figura 3-5, tales muros están conformados por los muros tipo MT-7B, MT-9B, MT-11B y el MT-12B.



**Figura 3-5:** Muros de contención del km 205+340 al km 205+445.

Nota: Zona urbana de Chinche Tingo ubicada en el Km 204+935 al Km 205+500. Tomado de Expediente técnico Oyón-ambo

### 3.3. RESOLUCIÓN DIRECTORAL PARA ELABORACIÓN DEL EXPEDIENTE

Mediante RD N° 2188-2021-MTC/20, Provias Nacional resuelve:

Artículo 1.- Aprobar la Prestación Adicional de Supervisión N° 07 al Contrato de Servicio de Consultoría N° 147-2018-MTC/20.2 - “Supervisión de la obra: Mejoramiento de la carretera Oyón – Ambo, Tramo II: Desvío Cerro de Pasco (Km. 181+000) – Dv. Chacayán (Km. 230+000)”, suscrito con el CONSORCIO SUPERVISOR OYON CHANCAYAN, integrado por las empresas Servicios de Consultores Andinos Sociedad Anónima – SERCONSULT S.A. y Asistencia Técnica y Jurídica Consultores S.L. – ATJSL, para la elaboración del Expediente Técnico de la Prestación Adicional de Obra: “Adecuación de la Sección Vial en cinco (05) localidades urbanas ubicadas dentro del área de construcción de la obra:

### 3.4. INICIO Y PERIODO

La fecha de inicio para la realización del expediente fue el 28 de octubre del 2021 por un periodo de 3 meses para la elaboración del expediente el cual se extendió a 8 meses debido a las revisiones y observaciones por parte de la Entidad.

### **3.5. PRESUPUESTO DEL EXPEDIENTE**

El monto ascendente a S/ 533 691,49 incluido IGV, con precios al mes de junio 2018, el cual tiene una incidencia específica de 3.19% y una incidencia acumulada de 14.76%, respecto al monto del contrato original.

### **3.6. RESOLUCIÓN DIRECTORAL DE APROBACIÓN DEL EXPEDIENTE**

Mediante RD N° 540-2023-MTC/20, Provias Nacional resuelve:

Artículo 1.- Aprobar la Prestación Adicional de Obra en el Contrato de Ejecución de Obra N° 167-2018-MTC/20.2, suscrito con el CONSORCIO CARRETERO DEL PERÚ, integrado por las empresas CHINA GEZHOUBA GROUP COMPANY LIMITED SUCURSAL DEL PERÚ y EIVI S.A.C., para la ejecución de la Obra: «MEJORAMIENTO DE LA CARRETERA OYON – AMBO, TRAMO II: DESVIO CERRO DE PASCO (KM. 181+000) – DV. CHACAYÁN (KM. 230+000)», la cual genera el Presupuesto Adicional de Obra N° 10, denominado: “Adecuación de la Sección Vial en cinco (05) localidades urbanas ubicadas dentro del área de construcción de la obra”, cuyo importe asciende al monto de S/ 17 564 031,37, incluido I.G.V., con una incidencia parcial del 3.954%, del monto del contrato original, así como el Deductivo Vinculado N° 06 por un monto de S/ 5 698 253,18 incluido I.G.V. con una incidencia parcial de 1.283% del monto del contrato original y una incidencia acumulada de 4.713%, con Precios Unitarios Ofertados referidos a octubre del 2017.

### **3.7. TRAZO Y DISEÑO GEOMÉTRICO**

Características técnicas del diseño geométrico del proyecto para la adecuación de las 5 zonas urbanas propuestas.

#### **3.7.1. Normativa**

El manual de diseño Vial en vigencia para el diseño geométrico de Proyectos Viales en el Perú es el Manual de Diseño Geométrico DG 2018 del MTC.

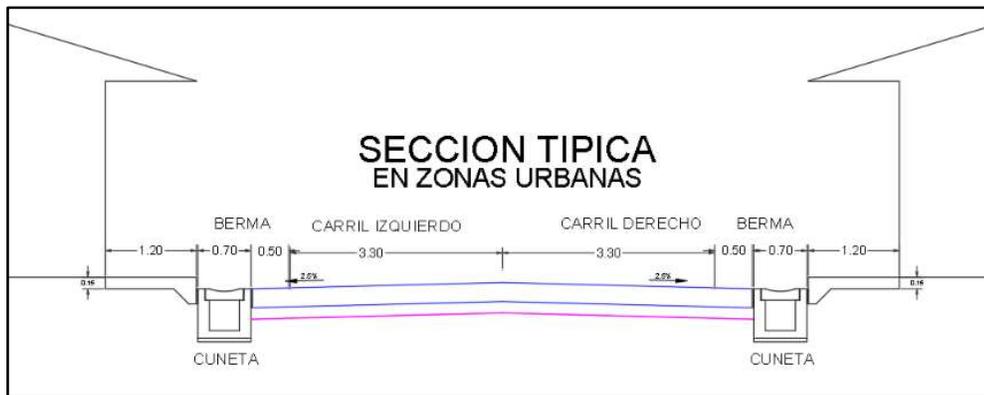
#### **3.7.2. Características de Diseño Geométrico Vial de la nueva Adecuación Zonas Urbanas.**

Los parámetros de diseño y dimensiones de la sección típica adoptadas son los siguientes.

- Velocidad Directriz: 30 km/h
- Ancho de Carril: 3.30 m
- Ancho de Bermas a cada lado :0 - 1.20 (incluye berma cuneta)
- Ancho de Cuneta: 0,70 m
- Peralte Máximo: 4%
- Máximo Sobreancho: 1,50 m
- Radio Mínimo: 60 m (mín.)
- Bombeo de la calzada: 2,50%

### 3.7.3. Sección Típica

Se adoptó la sección típica que figura en los planos del proyecto para las zonas urbanas donde se contempló la inclusión de la cuneta de 0.70m, dentro del ancho de la berma de 1.20m, de esta manera se mantuvo el ancho de la berma de 1.20m, como se muestra en la Figura 3-6.



**Figura 3-6:** Sección típica en los planos del proyecto de las zonas urbanas.

Nota: Zona urbana de Chinche Tingo ubicada en el Km 204+935 al Km 205+500. Tomado de Expediente técnico Oyón-ambo.

### 3.7.4. Sección Típica Reducida

En centros poblados donde no existía suficiente espacio transversal debido a la cercanía con los muros proyectados, taludes de corte amplios, afectaciones importantes como parcelas de instituciones educativas entre otros, se consideró una reducción de la sección típica como se muestra en Figura 3-7.

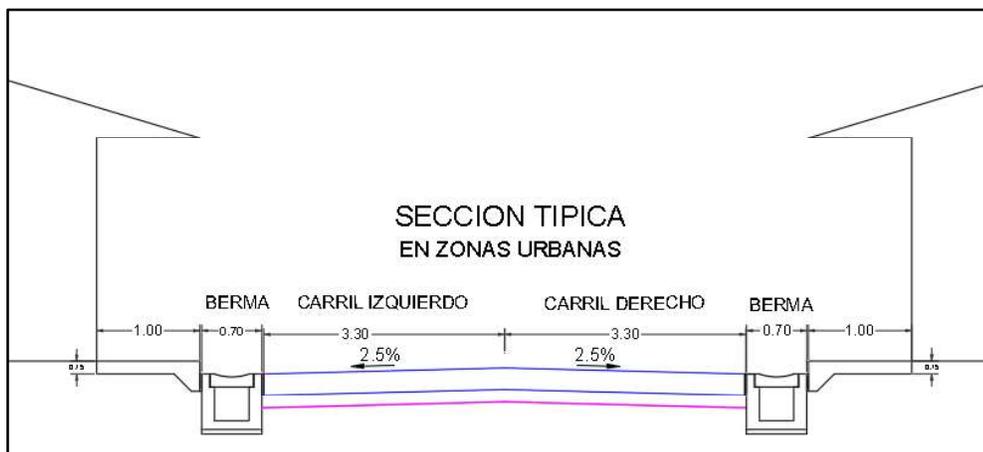


Figura 3-7: Sección típica reducida en zonas urbanas.

Nota: Zona urbana de Chinche Tingo ubicada en el Km 204+935 al Km 205+500. Tomado de Expediente técnico Oyón-ambo.

### 3.8. GEOTÉCNIA

#### 3.8.1. Investigaciones geotécnicas efectuadas.

En la zona urbana de Chinche Tingo comprendida entre el Km 204+935 al km 205+500 se han realizado investigaciones geotécnicas mediante excavación de 09 calicatas de 3.50m hasta 10.00m de profundidad respecto a la rasante de la vía, las cuales fueron ejecutadas en el borde externo al lado derecho de la carretera, estas calicatas se muestran en el Anexo 5 con códigos C-1, C-5, C-6, C-8, C-9, C-12, C-14, C-15, C-16. Asimismo, se realizaron 07 calicatas de 4.00m hasta 6.00m respecto a la rasante de la vía, las cuales fueron ejecutadas en el borde interno al lado izquierdo de la carretera, estas calicatas se muestran en el Anexo 5 con códigos C-2, C-3, C-4, C-7, C-10, C-11, C-13.

De las calicatas mencionadas en el párrafo anterior, se utilizaron para el presente Trabajo de Suficiencia profesional (TSP) las calicatas de códigos C-14, C-15 y C-16 que se encuentran emplazadas desde el km 205+340 al km 205+445 que corresponde a la zona donde se ubican los muros tipo MT-7B, MT-9B, MT-11B y el MT-12B materia del TSP. Tales calicatas se ejecutaron con la finalidad de obtener muestras de los materiales representativos del suelo para los ensayos de

laboratorio y la determinación de los parámetros geotécnicos a utilizar en los cálculos de la capacidad admisible y los análisis de estabilidad global.

En el presente TSP se ha identificado que existe una deficiencia en las exploraciones del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) debido a la limitación presupuestal asignada por el Ministerio de Transportes y Comunicaciones (MTC), lo cual limita las exploraciones y los ensayos especiales para la caracterización de las propiedades físico-mecánicas y la obtención más precisa de los parámetros de resistencia del terreno. Cabe aclarar que los EMS no son parte del alcance del TSP ni son de responsabilidad del autor, ya que el TSP se enfoca en el diseño geotécnico, el cual toma como datos de entrada los resultados del EMS realizados por la empresa a cargo y validados por los Ingenieros firmantes, quienes son legalmente responsables de la veracidad de los resultados de EMS proporcionados, en concordancia con los principios de moralidad y presunción de veracidad de conformidad con el numeral 1.7 del Art. IV del Título Preliminar y el Art.42° de la ley N° 27444, Ley del Procedimiento Administrativo General.

Las investigaciones de campo mediante calicatas y los ensayos de laboratorio del Anexo 5, fueron los aprobados y ordenados por el MTC, quien estableció el alcance del EMS del expediente técnico de adicional de obra. Cabe indicar que el mismo alcance del EMS para las exploraciones de campo y ensayos de laboratorio se tuvo en el expediente principal elaborado por CESEL-SIGT para la obtención de los parámetros de resistencia a utilizar en los cálculos de la capacidad admisible y los análisis de estabilidad global de los taludes de explanación.

El Anexo 05 del TSP muestra los ensayos efectuados en los EMS, los cuales se resumen a continuación:

- Análisis Granulométrico por Tamizado (MTC E-107 / ASTM D-422, C-117 / AASHTO T-27, T88 / NTP 400.012)
- Límites de Consistencia (MTC E-110, 111 / ASTM D-4318 / AASHTO T-90, T89 / NTP 339.129)
- Contenido de humedad (MTC E-108 / ASTM D-2216 / NTP 339.127)
- Clasificación de suelos por los métodos de SUCS y AASHTO (NTP 339.134)

- Proctor Modificado (MTC E-115 / ASTM D-1557 / AASHTO T-180 / NTP 339.141)
- Peso específico (MTC E-206 / ASTM C-127 / AASHTO T-85 / NTP 400.021)
- Densidad por el Método Cono de Arena (MTC E-117 / ASTM D-1556 / NTP 339.143)
- Ensayo de corte directo (MTC E-123 / ASTM D-3080 / AASHTO T-236 / NTP 339.171).
- Perfil Estratigráfico (ASTM D-2488)

### 3.8.2. Propiedades Geotécnicas del Terreno de Fundación.

De acuerdo a los resultados de los ensayos de laboratorio del Anexo 05 los terrenos de cimentación en la franja derecha de la plataforma están constituidos por arenas limo arcillosas con inclusión de gravas de mediana a baja plasticidad húmedas y de compacidad media, asimismo se identificaron suelos constituidos por gravas limo arcillosas de mediana plasticidad y compacidad media. Por otro lado, en la franja izquierda se encuentra un predominio de las gravas limo arcillosas y en menor porcentaje las arenas limo arcillosas. Las características de los terrenos expresadas en porcentajes se muestran en la Tabla 3-2 y Tabla 3-3, cada sector de estas tablas indica la calicata de procedencia del EMS.

**Tabla 3-2: Propiedades Geotécnicas del Terreno de Fundación – Lado derecho**

Km. Inicial	Km. Final	N° Calicata	Humedad (%)	Gravas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	L.L (%)	I.P (%)	SUCS
204+9 45	204+9 60	C-1	7.3	57.0	36.2	6.8	17	3	GP-GM
205+1 05	205+1 31	C-5	16.1	35.8	41.8	22.4	23	8	SC
205+1 41	205+1 51	C-5	16.1	35.8	41.8	22.4	23	8	SC
205+2 65	205+2 85	C-12	12.6	31.9	33.9	34.2	23	7	SM-SC
205+3 40	205+3 70	C-14	12.9	27.9	45.7	26.4	22	7	SM-SC
205+3 70	205+4 20	C-15	10.3	49.3	25.0	25.7	24	8	GC
205+4 20	205+4 45	C-16	9.8	46.2	30.5	23.3	24	7	GM-GC

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas.

**Tabla 3-3: Propiedades Geotécnicas del Terreno de Fundación – Lado Izquierdo.**

Km. Inicial	Km. Final	N° Calicata	Humedad (%)	Gravitas (%)	Arenas (%)	Finos (%)	L.L (%)	I.P (%)	SUSS
205+145	205+190	C-2	13.5	19.1	42.4	38.5	19	5	SM-SC
205+190	205+225	C-3	17.3	12.4	38.9	48.7	23	7	SM-SC
205+225	205+240	C-4	11.6	43.2	35.7	21.1	23	9	GC
205+240	205+255	C-7	14.0	44.5	31.1	24.4	25	10	GC
205+255	205+320	C-10	12.0	57.8	20.7	21.5	24	9	GC
205+320	205+335	C-11	11.4	47.8	27.4	24.8	23	7	GM-GC
205+335	205+375	C-13	16.1	48.4	28.2	23.4	20	6	GM-GC

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas.

### 3.8.3. Parámetros Geotécnicos.

Los parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo de la capacidad admisible de los muros de contención corresponden a los resultados de ensayos de laboratorio que se resumen en el Anexo 05. Los resultados de interés para el TSP son los que corresponden a las calicatas del lado derecho identificadas con códigos C-14, C-15 y C-16 que se ubican entre el km 205+340 al km 205+445 de la zona urbana Chinche, tales progresivas y calicatas corresponden al sector donde se emplazan los muros de contención tipo MT-7B, MT-9B, MT-11B y el MT-12B que son materia del alcance del TSP.

Los parámetros geotécnicos utilizados en el cálculo de la capacidad admisible y asentamientos elásticos son los que se muestran desde Tabla 3-4 a la Tabla 3-7.

**Tabla 3-4: Parámetros Geotécnicos – Lado derecho.**

Km. Inicio	Km. final	N° Calicata	Anc ho (m)	Lon g. (m)	Df (m)	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	Ø (°)	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )
204+945	204+960	C-1	1.70	5.00	1.50	0.11	34.11°	1.952
205+105	205+131	C-5	3.10	5.00	2.00	0.17	22.13°	1.902
205+141	205+151	C-5	1.80	5.00	2.00	0.17	22.13°	1.902
205+265	205+285	C-12	2.30	5.00	2.00	0.24	25.15°	1.896

Diseño geotécnico y estructural de muros de contención para estabilización de la plataforma en zona urbana Chinche, Carretera Oyón Ambo  
Bach. Mandujano Cárdenas, Ernesto Fidel

205+340	205+370	C-14 (MT-9B)	4.20	5.00	1.20	0.22	24.85°	1.997
205+370	205+420	C-15 (MT-11B)	5.00	5.00	1.20	0.19	27.08°	2.133
205+370	205+420	C-15 (MT-7B)	4.50	5.00	1.20	0.19	27.08°	2.133
205+420	205+445	C-16 (MT-12B)	5.50	5.00	1.00	0.13	29.14°	2.138

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas.

**Tabla 3-5:** Parámetros elásticos del terreno – Lado derecho.

Km. Inicio	Km. final	E (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\mu$
204+945	204+960	300	0.30
205+105	205+131	300	0.30
205+141	205+151	300	0.30
205+265	205+285	300	0.30
205+340	205+370	750	0.30
205+370	205+420	1000	0.30
205+420	205+445	1000	0.30

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas.

**Tabla 3-6:** Parámetros Geotécnicos – Lado izquierdo.

Km. Inicio	Km. final	N° Calicata	Anc ho (m)	Lon g. (m)	Df (m)	C (Kg/c m <sup>2</sup> )	$\emptyset$ (°)	Densi dad (gr/cm <sup>3</sup> )
205+145	205+190	C-2	2.60	5.00	1.50	0.21	23.18°	1.997
205+190	205+225	C-3	3.00	5.00	1.50	0.22	22.90°	1.855
205+225	205+240	C-4	4.50	5.00	1.50	0.18	26.71°	1.961
205+240	205+255	C-7	3.00	5.00	1.50	0.19	26.08°	1.891
205+255	205+320	C-10	3.00	5.00	1.50	0.18	27.91°	1.736
205+320	205+335	C-11	4.00	5.00	1.50	0.14	29.75°	1.697
205+335	205+375	C-13	3.40	5.00	1.50	0.14	30.15°	1.918

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas.

**Tabla 3-7:** *Parámetros elásticos del terreno – Lado izquierdo.*

<b>Km. Inicio</b>	<b>Km. final</b>	<b>E (Kg/cm2)</b>	<b>μ</b>
205+145	205+190	300	0.30
205+190	205+225	300	0.30
205+225	205+240	750	0.30
205+240	205+255	500	0.30
205+255	205+320	500	0.30
205+320	205+335	750	0.30
205+335	205+375	750	0.30

Fuente: *Expediente técnico del adicional de zonas urbanas.*

#### 3.8.4. Análisis de Cimentación

En este aspecto el análisis de cimentación realizado para cada muro de contención proyectado en el lado derecho considera zapatas rectangulares de 1.70m a 5.50m de ancho y en los muros proyectados en el lado izquierdo considera zapatas de 2.60m a 4.50m de ancho, para las longitudes variables y para efectos de cálculo se asume una longitud de 5.00m, con un empotramiento de 1.00m a 2.00m de profundidad.

Los parámetros geotécnicos considerados en los cálculos de la capacidad portante del terreno de fundación, corresponden al resultado de los ensayos de laboratorio realizado en muestras remoldeadas, los cuales se sustentan en los certificados respectivos.

Los asentamientos se han calculado empleando la Teoría de Elasticidad de Lambe y Whitman (1969), asumiendo los valores del Módulo de Elasticidad y Relación de Poisson, considerado en el Expediente Técnico.

$$S_i = \frac{q_a B (1 - \mu^2)}{E_s} I_f$$

Donde:

- |                                 |       |                                 |
|---------------------------------|-------|---------------------------------|
| - Asentamiento instantáneo      | $S_i$ | cm                              |
| - Esfuerzo promedio transmitido | $q_a$ | $\frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ |
| - Ancho de zapata               | $B$   | m                               |

- Módulo de Young	$E_s$	$\frac{Ton}{m^2}$
- Factor de influencia	$I_f$	
- Modulo de Poisson	$\mu$	

En cuanto al análisis de cimentación la metodología empleada en los cálculos de los factores de forma, factores de inclinación, factores de profundidad, factores de capacidad de carga adimensionales en función de  $\phi$  y capacidad portante, ha sido desarrollado mediante el criterio de Meyerhof (1963) para cimentaciones superficiales, con la siguiente ecuación:

$$Q_a = \frac{1}{FS} (c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i})$$

Donde:

- Cohesión efectiva del suelo	$c'$	$\frac{kg}{cm^2}$
- Tensión efectiva en el nivel de la parte inferior de la zapata	$q$	$\frac{kN}{m^2}$
- Peso específico del suelo	$\gamma$	$\frac{kg}{cm^3}$
- Ancho de la zapata	$B$	$m$
- Capacidad admisible	$q_a$	$\frac{kg}{cm^2}$
- Factor de Seguridad	$FS$	
- Factores de capacidad de carga adimensionales en función de $\phi$	$N_c, N_q, N_\gamma$	
- Factores de forma	$F_{cs}, F_{qs}, F_{\gamma s}$	
- Factores de profundidad	$F_{cd}, F_{qd}, F_{\gamma d}$	
- Factores de inclinación de carga	$F_{ci}, F_{qi}, F_{\gamma i}$	
- Angulo de fricción	$\phi$	$^\circ$

Desarrollando la ecuaciones para capacidad portante de Meyerhof (1963) y ecuaciones de asentamientos elásticos de Lambe y Whitman (1969), con la data de la Tabla 3-4 a la Tabla 3-7, para las zapatas rectangulares de los 15 muros de contención analizados en la zona urbana de Chinche se obtuvieron la Tabla 3-8 y Tabla 3-9 que muestran las presiones admisibles y asentamientos elásticos correspondientes. Es preciso señalar que de los resultados de la Tabla 3-8 y Tabla 3-9, son de particular interés para el TSP los resultados que corresponden a los 4 tipos de muros de contención MT-7B, MT-9B, MT-11B y el MT-12B que se encuentran ubicados en el lado derecho desde el km 205+340 al km 205+445.

**Tabla 3-8:** Presiones admisibles y asentamientos de muros – Lado derecho.

Progresivas Sector	Tipo Material	$q_a$ Kg/cm <sup>2</sup>	Asentamiento $S_i$ (cm)
204+945 – 204+960	GP-GM	3.22	1.99
205+105 – 205+131	SC	1.78	2.01
205+141 – 205+151	SC	1.50	0.98
205+265 – 205+285	SM-SC	2.33	1.95
205+340 – 205+370 (MT-9B)	SM-SC	3.52	0.61
205+370 – 205+420 (MT-11B)	GC	4.15	0.62
205+370 – 205+420 (MT-7B)	GC	4.61	0.37
205+420 – 205+445 (MT-12B)	GM-GC	4.71	0.73

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas

**Tabla 3-9:** Presiones admisibles y asentamientos de muros – Lado izquierdo

Progresivas Sector	Tipo Material	$q_a$ Kg/cm <sup>2</sup>	Asentamiento $S_i$ (cm)
205+145 – 205+190	SM-SC	1.65	1.56
205+190 – 205+225	SM-SC	1.56	1.70
205+225 – 205+240	GC	3.13	2.05
205+240 – 205+255	GC	2.37	1.55
205+255 – 205+320	GC	2.76	1.81
205+320 – 205+335	GM-GC	3.87	2.25
205+335 – 205+375	GM-GC	4.32	2.14

Fuente: Expediente técnico del adicional de zonas urbanas

### **3.8.5. Análisis de los Resultados Obtenidos**

Los cálculos de la capacidad admisible del terreno de cimentación de los muros de contención proyectados para el cruce de la zona urbana de Chinche Tingo, emplazados en terrenos conformados por arenas limo arcillosas y arenas arcillosas de mediana plasticidad, presentan capacidades admisibles comprendidos entre  $1.50 \text{ Kg/cm}^2$  a  $3.52 \text{ Kg/cm}^2$  y para el caso de gravas limo arcillosas y gravas arcillosas presentan capacidades admisibles entre  $2.37 \text{ Kg/cm}^2$  a  $4.71 \text{ Kg/cm}^2$ ; estos valores cumplen con las exigencias de capacidad portante para el diseño estructural, ya que presentan una capacidad admisible mayor a  $1.50 \text{ Kg/cm}^2$  y también cumplen con las exigencias de asentamiento elástico menor de 2.54 cm.

## CAPITULO IV: ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

En el presente capítulo se desarrolla el proceso para el logro del objetivo específico 01, el cual consiste en determinar la cargas y estados de cargas de mayor influencia en la estabilidad de la plataforma al aplicar los criterios de la normativa internacional AASHTO-LRFD (2007) y la normativa nacional NTP E050 (2018), para lo cual se desarrolla un diagrama de proceso para el logro del objetivo. Asimismo, se desarrolla el diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 02, el cual consiste en determinar la importancia del diseño estructural de los muros de contención por medio del método analítico aplicando el software MATHCAD V15.0, para asegurar la capacidad y estabilidad estructural de los muros de contención, para ello se desarrolla un diagrama de proceso y un algoritmo del método analítico para el diseño estructural.

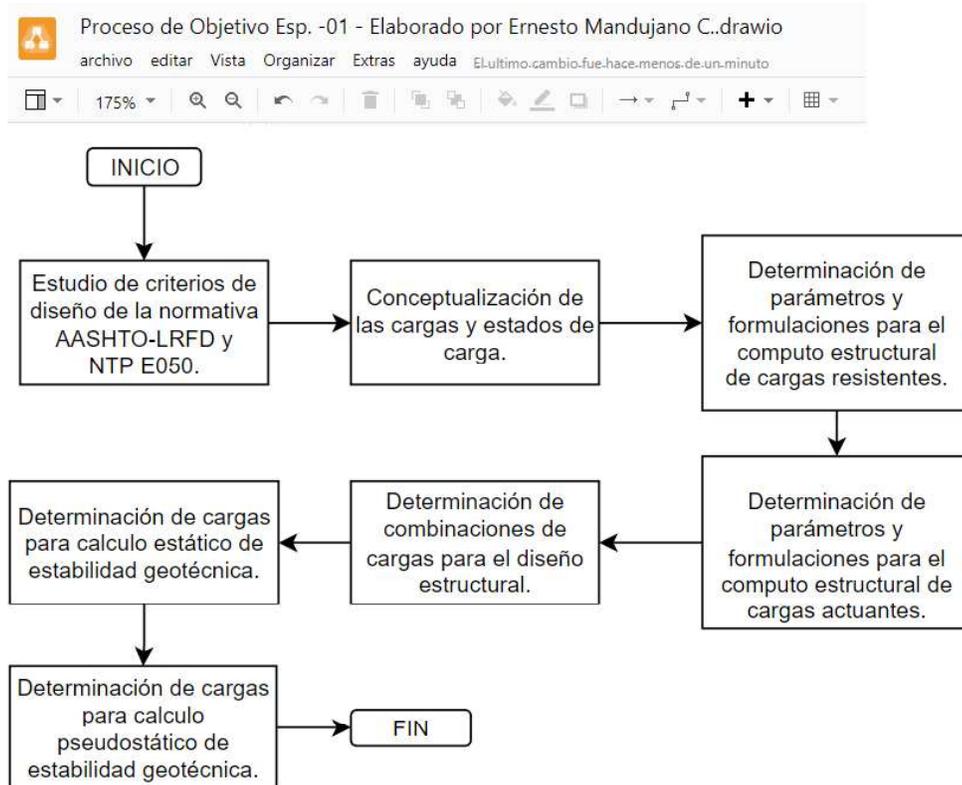
Por otro lado, en este capítulo se dan las consideraciones matemáticas para el cálculo de áreas y centroides lo cual interviene en el metrado de cargas resistentes para el análisis de estabilidad externa de los muros de contención, junto a ello se dan las consideraciones del cálculo de presiones del relleno y sobrecarga vehicular.

Las consideraciones de diseño estructural, tales como las combinaciones de carga para la verificación del factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo y verificación de presiones tanto en condición de servicio, condición de resistencia y condición de evento extremo, así como las consideraciones de diseño de la pantalla, zapata y dentellón se dan en este capítulo.

Se desarrolla en este capítulo el resumen del análisis y diseño estructural de los muros de contención MT-7B, MT-9B, MT-11B y MT-12B.

#### 4.1. PROCESO DE DESARROLLO DEL OBJETIVO ESPECÍFICO 01

Diagrama de procedimientos para logro del objetivo específico 01: Determinar las cargas y estados de cargas de mayor influencia en la estabilidad de la plataforma al aplicar los criterios de la normativa internacional AASHTO-LRFD (2007) y la normativa nacional NTP E050 (2018). (Ver Figura 4-1).

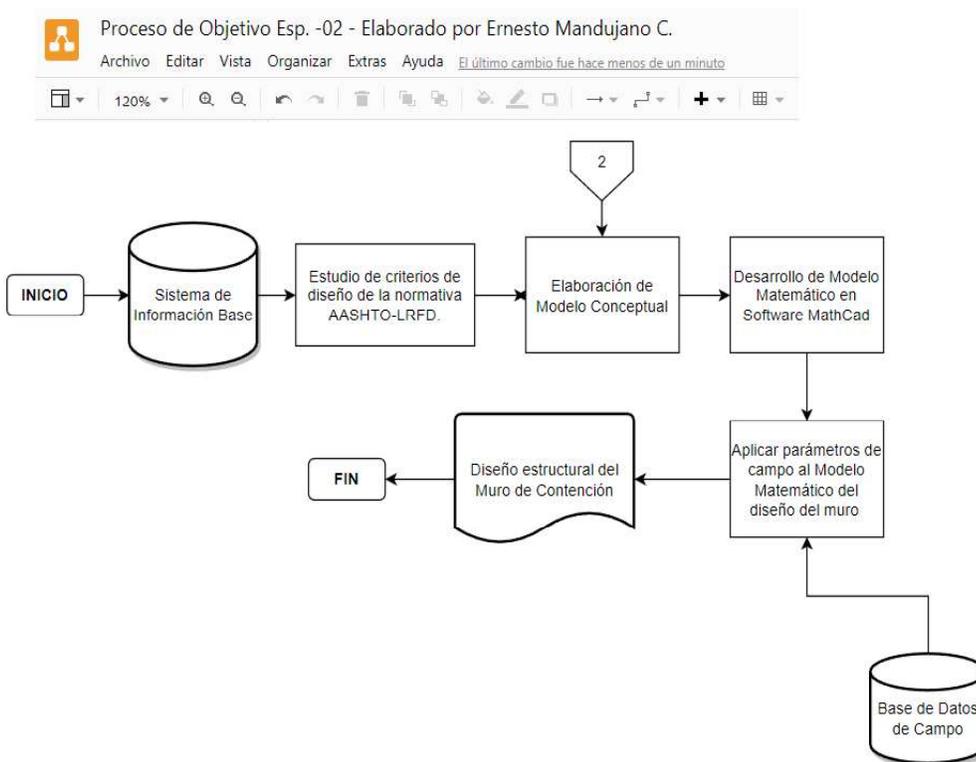


**Figura 4-1:** Diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 01.

Nota: Elaboración propia, 2023.

## 4.2. PROCESO DE DESARROLLO DEL OBJETIVO ESPECÍFICO 02

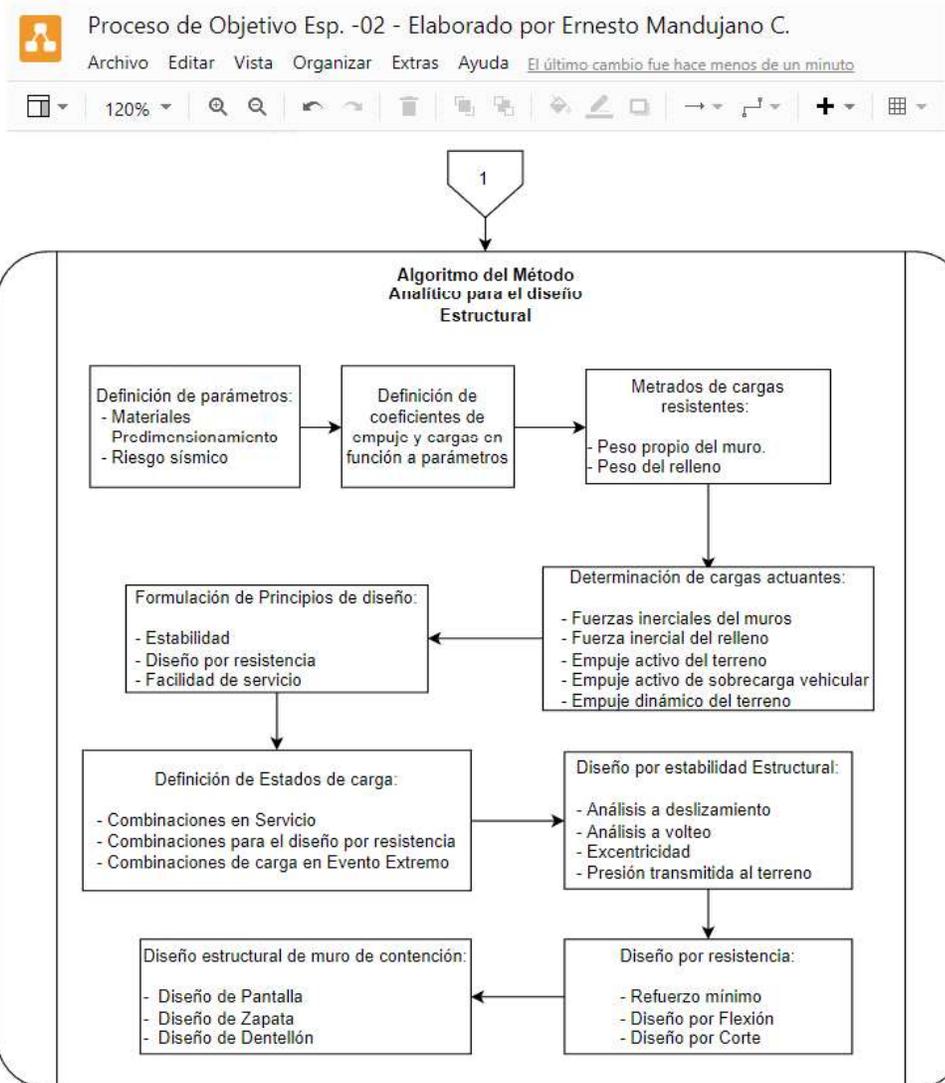
Diagrama de procedimientos para el logro del objetivo específico 02: determinar la importancia del diseño estructural de los muros de contención por medio del método analítico aplicando el software MATHCAD V15.0, para asegurar la capacidad y estabilidad estructural de los muros de contención. (Ver Figura 4-2 y Figura 4-3).



**Figura 4-2:** Diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 02.

Nota: *Elaboración propia, 2023.*

Todos los criterios de diseño estructural descritos en este capítulo fueron desarrollados a partir de lo estipulado en la normativa AASHTO-LRFD Bridge Design Specifications, 4th Edition 2007 del American Association of State Highway and Transportation Officials.



**Figura 4-3:** Algoritmo del método analítico para el diseño estructural.

Nota: Elaboración propia, 2023.

### 4.3. CONSIDERACIONES MATEMÁTICAS PARA EL CALCULO DE AREAS Y CENTROIDES

#### 4.3.1. Matriz geométrica de la región del muro de contención

Para poder llevar a cabo el cálculo del área y el centroide del muro de contención se definió la matriz XY dentro de software Mathcad a partir de las coordenadas de los vértices del muro de contención. Las variables utilizadas son definidas en el apartado de geometría del análisis y diseño estructural del presente capítulo.

$$XY := \begin{pmatrix} 0 & 0 \\ B & 0 \\ B & h_z \\ \text{Punta} + P_h + b_p + T_h & h_z \\ \text{Punta} + P_h + b_p & h_z + h \\ \text{Punta} + P_h & h_z + h \\ \text{Punta} & h_z \\ 0 & h_z \\ 0 & 0 \end{pmatrix}$$

#### 4.3.2. Matriz geométrica de la región del relleno

Para poder llevar a cabo el cálculo del área y el centroide del relleno se definió la matriz  $xy_r$  dentro de software Mathcad, la cual se obtiene como la unión de la matriz  $xy\_aux$  y una submatriz de XY. Las variables utilizadas son definidas en el apartado de geometría del análisis y diseño estructural del presente capítulo.

$$xy\_aux := \begin{pmatrix} B & h_z + h_r + h_{r1} \\ \text{Punta} + P_h + b_p + \frac{T_h}{h} \cdot h_p & h_z + h_r \end{pmatrix}$$

$$xy_r := \text{stack}(\text{reverse}(\text{submatrix}(XY, 3, 4, 1, 2)), xy\_aux, \text{submatrix}(XY, 4, 4, 1, 2))$$

**4.3.3. Matriz geométrica de la región de la zapata**

Para poder llevar a cabo el cálculo del área y el centroide de la zapata se definió la matriz  $xy_z$  dentro de software Mathcad, la cual se obtiene como la unión de dos sub matrices de XY.

$$xy_z := \text{stack}(\text{submatrix}(XY, 1, 3, 1, 2), \text{submatrix}(XY, 8, 9, 1, 2))$$

**4.3.4. Matriz geométrica de la región de la pantalla**

Para poder llevar a cabo el cálculo del área y el centroide de la pantalla se definió la matriz  $xy_p$  dentro de software Mathcad, la cual se obtiene como la unión de dos sub matrices de XY.

$$xy_p := \text{stack}(\text{submatrix}(XY, 4, 7, 1, 2), \text{submatrix}(XY, 4, 4, 1, 2))$$

**4.3.5. Cálculo del área y centroide de la región de la pantalla**

Para poder llevar a cabo el cálculo del área ( $A_{g_p}$ ) y el centroide ( $x_p$  y  $y_p$ ) de la pantalla se utilizaron las siguientes formulas, las cuales fueron calibradas y verificadas comparando los resultados con lo obtenido al usar el software AutoCAD.

$$n_p := \text{rows}(xy_p) = 5$$

$$A_{g_p} := \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^{n_p-2} \left[ (xy_p^{(1)})_i \cdot (xy_p^{(2)})_{i+1} - (xy_p^{(2)})_i \cdot (xy_p^{(1)})_{i+1} \right] + (xy_p^{(1)})_{n_p-1} \cdot (xy_p^{(2)})_1 - (xy_p^{(2)})_{n_p-1} \cdot (xy_p^{(1)})_1 \right]$$

$$y_p := \frac{1}{6 \cdot A_{g_p}} \left[ \sum_{i=1}^{n_p-1} \left[ (xy_p^{(2)})_i + (xy_p^{(2)})_{i+1} \right] \cdot \left[ (xy_p^{(1)})_i \cdot (xy_p^{(2)})_{i+1} - (xy_p^{(1)})_{i+1} \cdot (xy_p^{(2)})_i \right] \right]$$

$$x_p := \frac{1}{6 \cdot A_{g_p}} \left[ \sum_{i=1}^{n_p-1} \left[ (xy_p^{(1)})_i + (xy_p^{(1)})_{i+1} \right] \cdot \left[ (xy_p^{(1)})_i \cdot (xy_p^{(2)})_{i+1} - (xy_p^{(1)})_{i+1} \cdot (xy_p^{(2)})_i \right] \right]$$

**4.3.6. Cálculo del área y centroide de la región de la zapata**

Para poder llevar a cabo el cálculo del área ( $A_{g_z}$ ) y el centroide ( $x_z$  y  $y_z$ ) de la zapata se utilizaron las siguientes formulas, las cuales fueron

calibradas y verificadas comparando los resultados con lo obtenido al usar el software AutoCAD.

$$n_z := \text{rows}(xy_z) = 5$$

$$Ag_z = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^{n_z-2} \left[ (xy_z^{(1)})_i \cdot (xy_z^{(2)})_{i+1} - (xy_z^{(2)})_i \cdot (xy_z^{(1)})_{i+1} \right] + (xy_z^{(1)})_{n_z-1} \cdot (xy_z^{(2)})_1 - (xy_z^{(2)})_{n_z-1} \cdot (xy_z^{(1)})_1 \right]$$

$$y_z = \frac{1}{6 \cdot Ag_z} \left[ \sum_{i=1}^{n_z-1} \left[ \left[ (xy_z^{(2)})_i + (xy_z^{(2)})_{i+1} \right] \cdot \left[ (xy_z^{(1)})_i \cdot (xy_z^{(2)})_{i+1} - (xy_z^{(1)})_{i+1} \cdot (xy_z^{(2)})_i \right] \right] \right]$$

$$x_z = \frac{1}{6 \cdot Ag_z} \left[ \sum_{i=1}^{n_z-1} \left[ \left[ (xy_z^{(1)})_i + (xy_z^{(1)})_{i+1} \right] \cdot \left[ (xy_z^{(1)})_i \cdot (xy_z^{(2)})_{i+1} - (xy_z^{(1)})_{i+1} \cdot (xy_z^{(2)})_i \right] \right] \right]$$

#### 4.3.7. Cálculo del área y centroide de la región del muro completo

Para poder llevar a cabo el cálculo del área ( $Ag_{est}$ ) y el centroide ( $y_{est}$ ) del muro de contención completo se utilizaron las siguientes formulas, las cuales fueron calibradas y verificadas comparando los resultados con lo obtenido al usar el software AutoCAD.

$$n_{est} := \text{rows}(XY) = 9$$

$$Ag_{est} = \frac{1}{2} \left[ \sum_{i=1}^{n_{est}-2} \left[ (XY^{(1)})_i \cdot (XY^{(2)})_{i+1} - (XY^{(2)})_i \cdot (XY^{(1)})_{i+1} \right] + (XY^{(1)})_{n_{est}-1} \cdot (XY^{(2)})_1 - (XY^{(2)})_{n_{est}-1} \cdot (XY^{(1)})_1 \right]$$

$$y_{est} = \frac{1}{6 \cdot Ag_{est}} \left[ \sum_{i=1}^{n_{est}-1} \left[ \left[ (XY^{(2)})_i + (XY^{(2)})_{i+1} \right] \cdot \left[ (XY^{(1)})_i \cdot (XY^{(2)})_{i+1} - (XY^{(1)})_{i+1} \cdot (XY^{(2)})_i \right] \right] \right]$$

### 4.4. CONSIDERACIONES DEL CALCULO DE PRESIONES SOBRE EL MURO

#### 4.4.1. Presiones por empuje activo

Para el cálculo de presiones por empuje activo se utilizaron las siguientes formulaciones, donde  $K_a$  es el coeficiente de empuje activo de Coulomb.

$$\begin{aligned} \sigma_a(y) &:= k_a \cdot \gamma_s \cdot y \\ f_a(y) &:= \int_0^y \sigma_a(y) \, dy \\ m_a(y) &:= \int_0^y f_a(y) \, dy \end{aligned} \qquad \begin{aligned} y_a &:= h_r + h_z + h_{r1} - \frac{\int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} \sigma_a(y) \cdot y \, dy}{\int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} \sigma_a(y) \, dy} \\ F_a &:= \int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} \sigma_a(y) \, dy \cdot L_{rell} \\ M_a &:= \int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} f_a(y) \, dy \cdot L_{rell} \end{aligned}$$

#### 4.4.2. Presiones por sobrecarga vehicular

Para el cálculo de presiones por empuje por sobrecarga se utilizaron las siguientes formulaciones, donde  $q_s$  es la sobrecarga por altura equivalente de relleno establecida por normativa AASHTO-LRFD (2007) en la Tabla 3.11.6.4-2, la cual se muestra en la Tabla 4-1.

$$\begin{aligned} \sigma_{sc}(y) &:= k_a \cdot q_s \\ f_{sc}(y) &:= \int_0^y \sigma_{sc}(y) \, dy \\ m_{sc}(y) &:= \int_0^y f_{sc}(y) \, dy \end{aligned} \qquad \begin{aligned} y_{LS} &:= h_r + h_z + h_{r1} - \frac{\int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} \sigma_{sc}(y) \cdot y \, dy}{\int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} \sigma_{sc}(y) \, dy} \\ F_{LS} &:= \int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} \sigma_{sc}(y) \, dy \cdot L_{rell} \\ M_{LS} &:= \int_0^{h_r+h_z+h_{r1}} f_{sc}(y) \, dy \cdot L_{rell} \end{aligned}$$

**Tabla 4-1:** Altura Equivalente del Suelo para Carga Vehicular en Muros de Contención Paralelos al Tráfico.

Altura del muro de contención (mm)	$h_{eq}$ (mm) distancia desde la parte posterior del muro hasta el borde del tráfico	
	0.0 mm	300 mm o más
1500	1500	600
3000	1050	600
≥6000	600	600

Fuente: Extraído de la norma AASHTO LRFD Bridge Design Specifications (p. 3-96), 4th Edition 2007, de la Tabla 3.11.6.4-2.

**4.4.3. Presiones hidrostáticas por presencia de agua**

En el diseño estructural de los muros de contención se ha despreciado las presiones hidrostáticas ya que se ha proyectado un material de filtro en la cara interior del muro con unas tuberías longitudinales perforadas de 4 pulg, las cuales tienen una descarga a cada 20m como máximo, este sistema actúa como drenaje en la interfaz entre el muro y el relleno, asimismo se proyectaron lloraderos en la elevación del muro, todo lo descrito se muestra en la Figura 4-4.

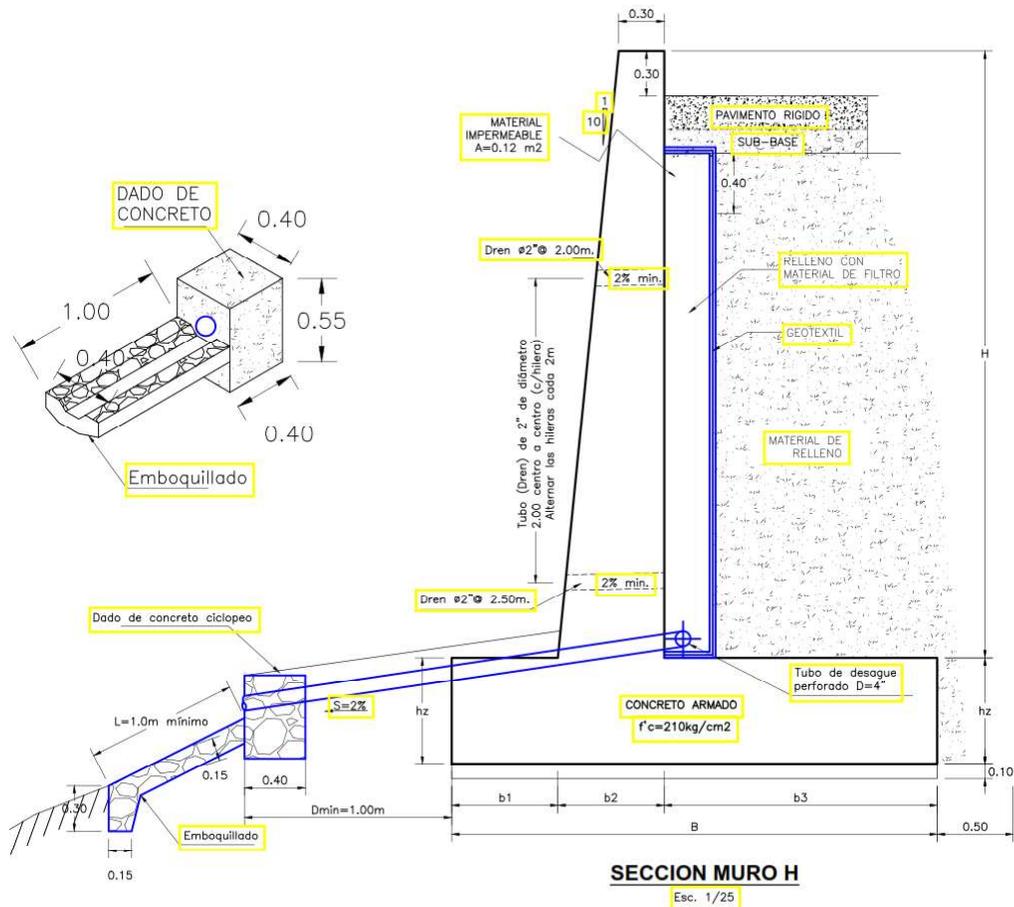


Figura 4-4: Sistema de drenaje de los muros de contención.

Nota: Extraída del expediente técnico.

## 4.5. CONSIDERACIONES DE DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el análisis de estabilidad externa se ha considerado tres estados de carga para la evaluación del factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, excentricidad y capacidad portante; tales estados de carga corresponden al estado en servicio, estado en resistencia y el estado en evento extremo. Por otro lado, los criterios de diseño utilizados para el diseño de los componentes de los muros se describen también a continuación.

### 4.5.1. Combinaciones de carga en condición de Servicio

- a. Verificación al Deslizamiento

$$FN_s := 1.0 \cdot P_p + 1.0 \cdot P_z + 1.0P_r$$

$$FA_s := 1.0P_a + 1.0F_{LS}$$

- b. Verificación al Volteo

$$MR_s := 1.0 \cdot M_p + 1.0 \cdot M_z + 1.0 \cdot M_d + 1.0 \cdot M_r + 0.0 \cdot LS_v \cdot x_s$$

$$MA_s := 1.0 \cdot M_a + 1.0 \cdot M_{LS}$$

$$FV_{V_s} := 1.0 \cdot P_p + 1.0 \cdot P_z + 1.0 \cdot P_d + 1.0P_r + 0.0LS_v$$

- c. Verificación de Presiones

$$FVP_{s,p} := 1.0 \cdot P_p + 1.0 \cdot P_z + 1.0 \cdot P_d + 1.0P_r + 1.0LS_v$$

$$MR_{s,p} := 1.0 \cdot M_p + 1.0 \cdot M_z + 1.0 \cdot M_d + 1.0M_r + 1.0LS_v \cdot x_s$$

$$MA_{s,p} := 1.0 \cdot M_a + 1.0 \cdot M_{LS}$$

### 4.5.2. Combinaciones de carga en condición de Resistencia

- a. Verificación al Deslizamiento

$$FN_r := 0.9 \cdot P_p + 0.9 \cdot P_z + 0.9P_d + 1.0P_r + 0.0LS_v$$

$$FA_r := 1.50F_a + 1.75F_{LS}$$

- b. Verificación al Volteo

$$FV_{V_r} := 0.90 \cdot P_p + 0.90 \cdot P_z + 0.90 \cdot P_d + 1.0P_r + 0.0LS_v$$

$$MR_{V_r} := 0.90 \cdot M_p + 0.90 \cdot M_z + 0.90 \cdot M_d + 1.0M_r + 0.0LS_v \cdot x_s$$

$$MA_{V_r} := 1.50M_a + 1.75M_{LS}$$

c. Verificación por presiones

$$FVP_{r_p} := 1.25 \cdot P_p + 1.25 \cdot P_z + 1.25 \cdot P_d + 1.0P_r + 1.75LS_v$$

$$MR_{r_p} := 1.25 \cdot M_p + 1.25 \cdot M_z + 1.25 \cdot M_d + 1.0M_r + 1.75LS_v \cdot X_S$$

$$MA_{r_p} := 1.50M_a + 1.75M_{LS}$$

#### 4.5.3. Combinaciones de carga en condición de Evento Extremo I

a. Verificación al Deslizamiento

$$FN_{eq} := (0.9 \cdot P_p + 0.9 \cdot P_z + 0.9P_d) + 1.0P_r$$

$$FA_{eq} := 1.0FIP + 1.0F_{ae} + k_h \cdot P_r$$

b. Verificación al Volteo

$$MRV_{eq} := 1.0 \cdot M_p + 1.0 \cdot M_z + 1.0 \cdot M_d + 1.0 \cdot M_r$$

$$FV_{eq} := 1.0 \cdot P_p + 1.0 \cdot P_z + 1.0 \cdot P_d + 1.0 \cdot P_r$$

$$MAV_{eq} := 1.0 \cdot M_{ip} + 1.0M_{ae} + k_h \cdot P_r \cdot y_r$$

c. Verificación a presiones

$$MRP_{eq} := 1.0 \cdot M_p + 1.0 \cdot M_z + 1.0 \cdot M_d + 1.0 \cdot M_r$$

$$FVP_{eq} := 1.0 \cdot P_p + 1.0 \cdot P_z + 1.0 \cdot P_d + 1.0 \cdot P_r$$

$$MAP_{eq} := 1.0 \cdot M_{ip} + 1.0 \cdot M_{ae} + k_h \cdot P_r \cdot y_r$$

Por otro lado, para el proceso de diseño por flexión y cortante se sigue el siguiente procedimiento.

#### 4.5.4. Diseño estructural de la Pantalla

a. Refuerzo vertical interior

$$\text{Momento de diseño en Resistencia I: } M_{RI_p} := 1.50M_{b_{pact}} + 1.75M_{b_{psc}}$$

$$\text{Momento de diseño en Evento Extremo: } M_{EE_p} = 1.0M_{b_{pkae}}$$

$$\text{Reforzamiento mínimo: } \phi_f \cdot Mn \geq \min(M_{cr} \cdot 1.33M_u)$$

$$M_{\max\_p} := \max\left(M_{RI\_p}, M_{EE\_p}, \min\left(M_{cr}, 1.33\max(M_{RI\_p}, M_{EE\_p})\right)\right)$$

$$\text{Área de acero mínimo (5.10.6-1): } AS_{\min\_vp} := \frac{1.3 \cdot \frac{b_m \cdot g_i}{in \cdot in}}{2 \cdot \left(\frac{b_m + g_i}{in + in}\right) \cdot \frac{f_y}{ksi}} \cdot \frac{in^2}{ft}$$

b. Refuerzo Vertical Exterior:

$$AS_{\min\_vp}$$

c. Refuerzo transversal interior

$$\text{Área de acero mínimo (5.10.6-1): } \left[ \frac{1.3 \cdot \frac{h \cdot e_p}{in \cdot in}}{2 \cdot \left(\frac{h + e_p}{in + in}\right) \cdot \frac{f_y}{ksi}} \cdot \frac{in^2}{ft} \right]$$

d. Refuerzo transversal exterior

$$AS_{\min\_te}$$

e. Verificación por corte

Fuerza de corte del concreto:

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{c_p} \cdot ksi} \cdot 1m \cdot d_{sp}$$

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_n$$

#### 4.5.5. Diseño estructural de la Zapata

a. Diseño por Flexión-Punta

$$\text{Reforzamiento mínimo: } \phi_f \cdot Mn \geq \min(M_{cr} \cdot 1.33M_u)$$

Momento último:

$$M_u := \max\left(M_{RI\_punta}, M_{EE\_punta}, \min\left(M_{cr}, 1.33\max(M_{RI\_punta}, M_{EE\_punta})\right)\right)$$

$$\text{Área de acero mínimo (5.10.6-1): } AS_{\min lz} := \frac{1.3 \cdot \frac{b_m \cdot h_z}{in \cdot in}}{2 \cdot \left(\frac{b_m + h_z}{in + in}\right) \cdot \frac{f_y}{ksi}} \cdot \frac{in^2}{ft}$$

## b. Refuerzo Transversal Inferior

Área de acero mínimo (5.10.6-1):

$$AS_{mintz} := \frac{1.3 \cdot \frac{B}{in} \cdot \frac{h_z}{in}}{2 \cdot \left( \frac{B}{in} + \frac{h_z}{in} \right) \cdot \frac{f_y}{ksi}} \cdot \frac{in^2}{ft}$$

## c. Diseño por flexión Talón

Momento en resistencia en talón:

$$M_{r\_talón} := \sigma_{p_r} \cdot B_z \cdot \frac{[B - 2 \cdot exc_{p_r} - (Punta + g_i)]^2}{2}$$

Momento en Evento Extremo en talón:

$$M_{ee\_talón} := \sigma_{p\_eq} \cdot B_z \cdot \frac{[B - 2 \cdot exc_{p\_eq} - (Punta + g_i)]^2}{2}$$

Momento de diseño en Resistencia I talón:

$$M_{RI\_talón} := M_{r\_talón} - 1.25M_{zap\_talón} - 1.0M_{rell\_talón}$$

Momento de diseño en evento extremo talón:

$$M_{EE\_talón} := M_{ee\_talón} - 1.0M_{zap\_talón} - 1.0M_{rell\_talón}$$

Momento último:

$$M_u := \max(|M_{RI\_talón}|, |M_{EE\_talón}|, \min(M_{cr}, 1.33 \max(|M_{RI\_talón}|, |M_{EE\_talón}|)))$$

Reforzamiento mínimo:  $\phi_f \cdot Mn \geq \min(M_{cr} \cdot 1.33M_u)$

## d. Verificación por corte

Fuerza de corte del concreto:  $V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_c} \cdot c_p \cdot ksi \cdot 1m \cdot d_z$

Cortante último de la sección.  $V_u := \max(V_{punta}, V_{talon})$

$$V_u \leq \Phi_v \cdot V_n$$

**4.5.6. Diseño estructural del Dentellón**

## a. Refuerzo Vertical Exterior

$$\text{Reforzamiento mínimo:} \quad \phi_f \cdot Mn \geq \min(M_{cr} \cdot 1.33M_{de})$$

Momento máximo de la sección:

$$M_{\max\_p} := \max(M_{de}, \min(M_{cr}, 1.33M_{de}))$$

Área de acero mínimo (5.10.6-1):

$$A_{S_{\min ld}} := \frac{1.3 \cdot \frac{b_m \cdot b_d}{in \cdot in}}{2 \cdot \left( \frac{b_m + b_d}{in} \right) \cdot \frac{f_y}{ksi}} \cdot \frac{in^2}{ft}$$

## b. Refuerzo Vertical Interior

$$A_{S_{\min ld}}$$

## c. Refuerzo Transversal Interior

Área de acero mínimo (5.10.6-1):

$$A_{S_{\min td}} := \frac{1.3 \cdot \frac{h_d \cdot b_d}{in \cdot in}}{2 \cdot \left( \frac{h_d + b_d}{in} \right) \cdot \frac{f_y}{ksi}} \cdot \frac{in^2}{ft}$$

## d. Refuerzo Transversal Exterior

$$A_{S_{\min td}}$$

## e. Verificación por corte

$$\text{Fuerza de corte del concreto:} \quad V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \sqrt{f'_{c_p} \cdot ksi} \cdot 1m \cdot d_{sp}$$

$$V_u \leq \phi_v \cdot V_n$$

Para los materiales y coeficiente sísmico tenemos lo siguiente.

**4.5.7. Materiales, coeficiente sísmico y coeficientes de empuje del relleno**

Capacidad portante del terreno

$$\sigma_t := 1.50 \frac{kgf}{cm^2}$$

Capacidad del terreno último:

$$\sigma_{t_u} := 4.50 \frac{kgf}{cm^2}$$

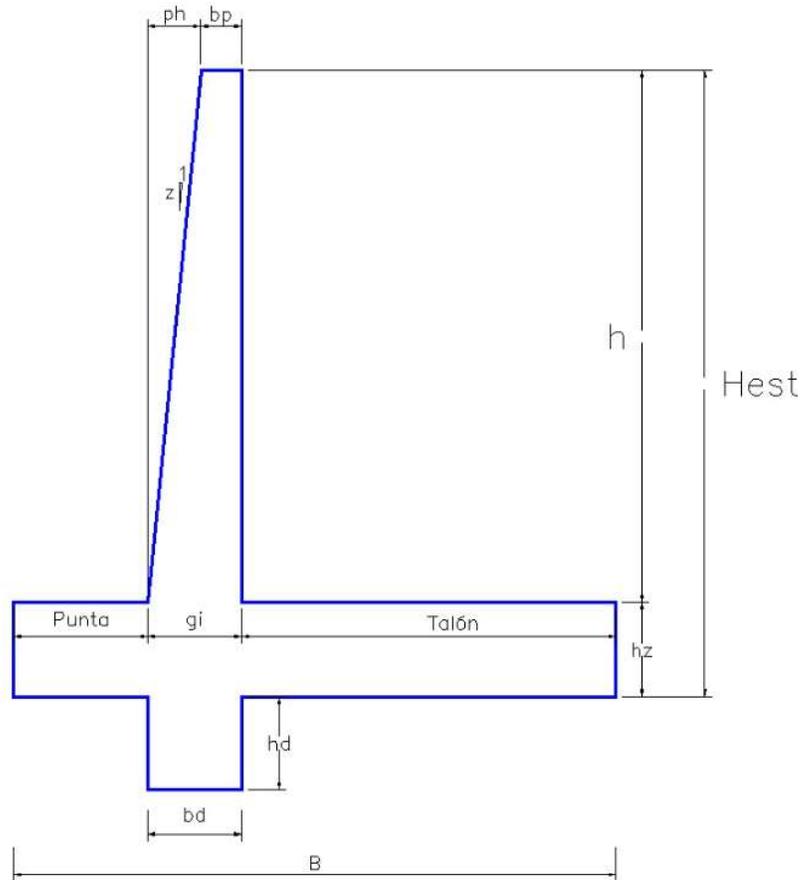
Peso del concreto

$$\gamma_c := 2400 \frac{kgf}{m^3}$$

Peso del relleno	$\gamma_s := 1800 \frac{kgf}{m^3}$
Resistencia del concreto de la pantalla	$f'c_p := 210 \frac{kgf}{cm^2}$
Resistencia del concreto en la zapata	$f'c_z := 210 \frac{kgf}{cm^2}$
Esfuerzo de fluencia del acero	$f_y := 4200 \frac{kgf}{cm^2}$
Factor de reducción por flexión:	$\phi_f := 0.90$
Angulo de fricción interna del relleno:	$\phi := 33^\circ$
Angulo de fricción interna del suelo de fundación:	$\phi_s = 24.85^\circ$
Coefficiente de fricción "Tabla 3.11.5.3.1":	$\mu := \min(\tan(\phi_s), 0.55)$ $\mu = 0.463$
Ángulo que forma la pared interior del muro con la vertical.	$\theta := 0^\circ$
Ángulo que forma la superficie del suelo con la horizontal	$\beta := 0^\circ$
Ángulo de fricción entre el muro y el suelo.	$\delta := \frac{2\phi}{3} = 22^\circ$
Coefficiente del estudio de peligro sísmico:	$k_{PGA} := 0.40$
Componente horizontal de la aceleración del sismo entre la aceleración de la g.	$k_h = \frac{1}{2} \cdot k_{PGA} = 0.2$
Componente vertical de la aceleración del sismo entre la aceleración de la g.	$k_v = \frac{1}{2} \cdot k_h = 0.1$
Coefficiente de presión de tierra activo:	$k_a = 0.264$
Coefficiente de presión de tierra pasivo:	$k_p = 1.714$
Coefficiente en reposo:	$k_o = 0.455$
Coefficiente de presión de tierra Mononobe-Okabe:	$k_{ae} = 0.432$

## 4.6. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO MT-7B

### 4.6.1. Geometría MT-7B



**Figura 4-5:** Parametrización de dimensiones geométricas del muro.

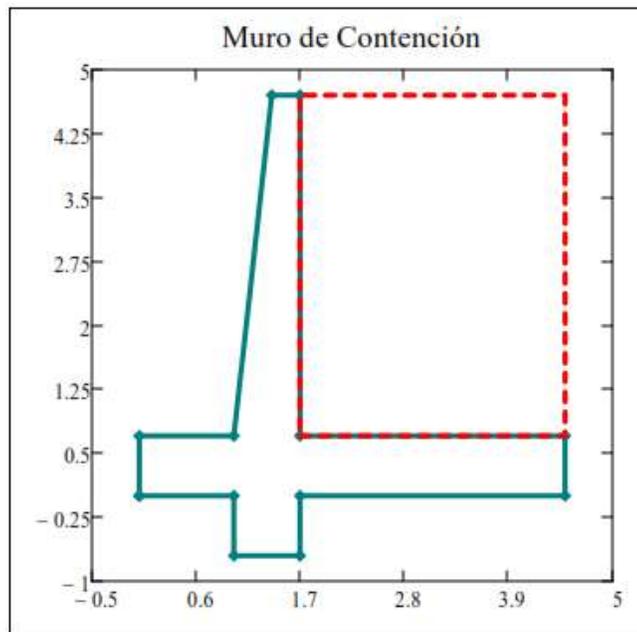
Nota: *Elaboración propia, 2023.*

Longitud del muro:	$B_e := 1.0m$
Longitud del relleno:	$L_{rell} := 1.0m$
Ancho del parapeto	$b_p := 0.3m$
Altura del parapeto	$h_p := 0m$
Altura de la pantalla del muro	$h := 4.00m$
Altura del relleno:	$h_r := h - h_p = 4.0m$

Ancho de zapata:	$B_z := 1.00m$
Altura de la zapata = H/10	$h_z := 0.70m$
Longitud de la zapata = 0.6H	$B := 4.50m$
Longitud de la punta de la zapata = B/3	$Punta := 1.0m$
	$P_h := 0.40m$
Longitud de talón de la zapata	$Talon := 2.80m$
	$T_h := 0m \quad \frac{P_h}{h} = 0.1$

$$\Delta_i := B - (Punta + Talon + P_h + T_h) = 0.3m$$

Garganta inferior = h/8-h/10	$g_i := \Delta_i + P_h + T_h$	$g_i = 0.7m$
Altura del muro	$H_{est} = h + h_z$	$H_{est} = 4.7m$
Profundidad de Desplante:	$D_f := 1.20m$	
Altura de relleno sobre la corona del muro:	$h_{r1} := 0m$	



**Figura 4-6:** Geometría del muro MT-7B y el relleno en software Mathcad.

Nota: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.6.2. Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-7B

En la Tabla 4-2 se muestra el resumen de metrados de cargas resistentes conformadas por el peso propio de la pantalla, zapata, relleno estructural y sobrecarga viva uniforme LS, asimismo en la Tabla 4-3 se muestra el resumen de metrados de las cargas actuantes conformadas por la fuerza inercial, presión activa del relleno, carga activa por sobrecarga y el empuje dinámico del relleno.

**Tabla 4-2:** Medrado de cargas resistentes del muro MT-7B

ELEMENTO	Metrado de cargas resistentes		
	Peso propio (Tonf)	Centro de gravedad Xg (m)	Momento (Tonf.m)
<b>Pantalla</b>	4.800	1.437	6.896
<b>Zapata</b>	7.560	2.250	17.010
<b>Relleno</b>	20.160	3.100	62.496
<b>Sobrecarga viva uniforme LS</b>	3.072	3.100	9.523

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 4-3:** Medrado de cargas actuantes del muro MT-7B

TIPO DE EMPUJE	Metrado de cargas actuantes		
	Fuerza (Tonf)	Centro de gravedad Yg (m)	Momento (Tonf.m)
<b>Fuerza Inercial</b>	2.470	1.159	2.865
<b>Presión activa del relleno</b>	5.258	1.567	8.237
<b>Presión activa por sobrecarga LS</b>	1.364	2.35	3.205
<b>Empuje Dinámico de relleno</b>	8.586	2.052	17.622

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.6.3. Análisis de estabilidad externa del muro MT-7B

En la Tabla 4-4 se muestra el factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, excentricidad y la presión máxima transmitida al terreno para la condición de servicio, condición de resistencia y la condición de evento extremo.

**Tabla 4-4:** Análisis de Estabilidad externa del muro MT-7B

MEDICION	Estado de carga		
	Servicio	Resistencia	Evento Extremo I
<b>FSD</b>	2.590	1.353	1.093
<b>FSV</b>	7.690	4.756	2.805
<b>Excentricidad (m)</b>	0.022	0.164	0.570
<b>Capacidad Portante (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	0.850	0.970	1.000

Fuente: *Elaboración propia, 2023.***4.6.4. Resumen del diseño estructural del muro MT-7B**

En la Tabla 4-5 se muestra el resumen del diseño estructural de la armadura de refuerzo a flexión de la pantalla, punta, talón y dentellón del muro de contención, asimismo se muestra los cortantes últimos y resistentes de la pantalla, zapata y dentellón.

**Tabla 4-5:** Diseño estructural del muro MT-7B

DISEÑO	ELEMENTO			
	PANTALLA	PUNTA	TALON	DENTELLON
<b>Refuerzo Interior</b>	Φ5/8" @0.25	-	-	Φ5/8" @0.25
<b>Refuerzo exterior</b>	Φ1/2" @0.225	-	-	Φ1/2" @0.225
<b>Refuerzo transversal interior</b>	Φ1/2" @0.275	-	-	Φ1/2" @0.275
<b>Refuerzo transversal exterior</b>	Φ1/2" @0.275	-	-	Φ1/2" @0.275
<b>Refuerzo Superior</b>	-	-	Φ5/8" @0.15	-
<b>Refuerzo inferior</b>	-	Φ1/2" @0.20	-	-
<b>Refuerzo transversal superior</b>	-	-	Φ1/2" @0.225	-
<b>Refuerzo transversal inferior</b>	-	Φ1/2" @0.225	-	-
<b>Cortante último (Tonf)</b>	10.27	-	8.35	3.02
<b>Cortante resistente (Tonf)</b>	44.233	-	42.16	44.233

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**4.7. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO MT-9B****4.7.1. Geometría MT-9B**

Longitud del muro:	$B_e := 1.0m$
Longitud del relleno:	$L_{rell} := 1.0m$
Ancho del parapeto	$b_p := 0.4m$
Altura del parapeto	$h_p := 0m$
Altura de la pantalla del muro	$h := 4.90m$
Altura del relleno:	$h_r := h - h_p = 4.9m$
Ancho de zapata:	$B_z := 1.00m$
Altura de la zapata = H/10	$h_z := 0.90m$
Longitud de la zapata = 0.6H	$B := 4.20m$
Longitud de la punta de la zapata = B/3	$Punta := 0.80m$
	$P_h := 0.40m$
Longitud de talón de la zapata	$Talon := 2.60m$
	$T_h := 0m \quad \frac{P_h}{h} = 0.082$
$\Delta_i := B - (Punta + Talon + P_h + T_h) = 0.4m$	
Garganta inferior = h/8-h/10	$g_i := \Delta_i + P_h + T_h \quad g_i = 0.8m$
Altura del muro	$H_{est} = h + h_z$ $H_{est} = 5.8m$
Profundidad de Desplante:	$D_f := 1.20m$
Altura de relleno sobre la corona del muro:	$h_{r1} := 0m$

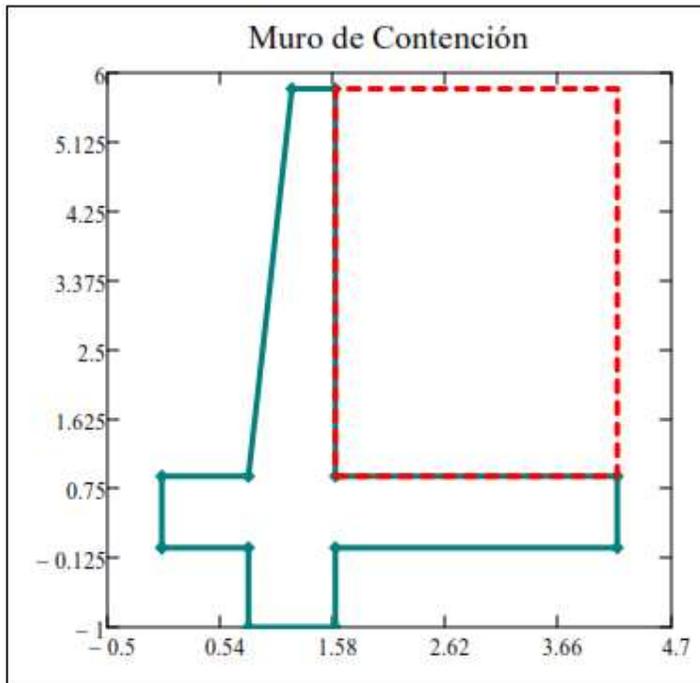


Figura 4-7: Geometría del muro MT-9B y el relleno en software Mathcad.

Nota: *Elaboración propia, 2023*

#### 4.7.2. Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-9B

En la Tabla 4-6 se muestra el resumen de metrados de cargas resistentes conformadas por el peso propio de la pantalla, zapata, relleno estructural y sobrecarga viva uniforme LS, asimismo en la Tabla 4-7 se muestra el resumen de metrados de las cargas actuantes conformadas por la fuerza inercial, presión activa del relleno, carga activa por sobrecarga y el empuje dinámico del relleno.

Tabla 4-6: Metrado de cargas resistentes del muro MT-9B

ELEMENTO	Metrado de cargas resistentes		
	Peso propio (Tonf)	Centro de gravedad Xg (m)	Momento (Tonf.m)
Pantalla	7.056	1.289	9.094
Zapata	9.072	2.100	19.051
Relleno	22.932	2.900	66.503
Sobrecarga viva uniforme LS	2.853	2.900	8.274

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 4-7:** Medrado de cargas actuantes del muro MT-9B

TIPO DE EMPUJE	Medrado de cargas actuantes		
	Fuerza (Tonf)	Centro de gravedad Yg (m)	Momento (Tonf.m)
<b>Fuerza Inercial</b>	3.230	1.600	5.160
<b>Presión activa de relleno</b>	8.007	1.933	15.480
<b>Presión activa por sobrecarga LS</b>	1.683	2.900	4.881
<b>Empuje Dinámico de relleno</b>	13.075	2.533	33.119

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.7.3. Análisis de estabilidad externa del muro MT-9B

En la Tabla 4-8 se muestra el factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, excentricidad y la presión máxima transmitida al terreno para la condición de servicio, condición de resistencia y la condición de evento extremo.

**Tabla 4-8:** Análisis de Estabilidad externa del muro MT-9B

MEDICION	Estado de carga		
	Servicio	Resistencia	Evento Extremo I
<b>FSD</b>	2.250	1.170	1.002
<b>FSV</b>	4.762	2.957	1.807
<b>Excentricidad (m)</b>	0.231	0.514	1.040
<b>Capacidad Portante (kgf/cm<sup>2</sup>)</b>	1.130	1.460	1.940

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**4.7.4. Resumen del diseño estructural del muro MT-9B**

En la Tabla 4-9 se muestra el resumen del diseño estructural de la armadura de refuerzo a flexión de la pantalla, punta, talón y dentellón del muro de contención, asimismo se muestra los cortantes últimos y resistentes de la pantalla, zapata y dentellón.

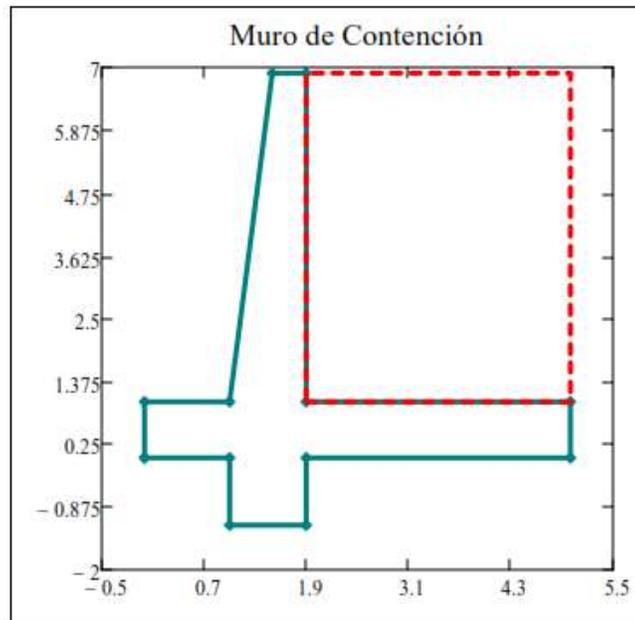
**Tabla 4-9:** Diseño estructural del muro MT-9B

DISEÑO	ELEMENTO			
	PANTALLA	PUNTA	TALON	DENTELLON
Refuerzo Interior	Φ5/8"			Φ5/8"
	@0.15	-	-	@0.15
Refuerzo exterior	Φ5/8"			Φ5/8"
	@0.30	-	-	@0.30
Refuerzo transversal interior	Φ1/2"			Φ1/2"
	@0.25	-	-	@0.30
Refuerzo transversal exterior	Φ1/2"			Φ1/2"
	@0.25	-	-	@0.30
Refuerzo Superior	-	-	Φ5/8" @0.15	-
		Φ5/8"		
Refuerzo inferior	-	@0.275	-	-
Refuerzo transversal superior	-		Φ1/2"	-
			@0.175	
Refuerzo transversal inferior	-	Φ1/2"	-	-
		@0.175		
<b>Cortante último (Tonf)</b>	14.96	-	10.46	5.71
<b>Cortante resistente (Tonf)</b>	51.145	-	55.98	51.145

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**4.8. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO MT-11B****4.8.1. Geometría MT-11B**

Longitud del muro:	$B_e := 1.0m$	
Longitud del relleno:	$L_{rell} := 1.0m$	
Ancho del parapeto	$b_p := 0.4m$	
Altura del parapeto	$h_p := 0m$	
Altura de la pantalla del muro	$h := 5.90m$	
Altura del relleno:	$h_r := h - h_p = 5.9m$	
Ancho de zapata:	$B_z := 1.00m$	
Altura de la zapata = H/10	$h_z := 1.00m$	
Longitud de la zapata = 0.6H	$B := 5.00m$	
Longitud de la punta de la zapata = B/3	$Punta := 1.00m$	
	$P_h := 0.50m$	
Longitud de talón de la zapata	$Talon := 3.10m$	
	$T_h := 0m$	$\frac{P_h}{h} = 0.085$
	$\Delta_i := B - (Punta + Talon + P_h + T_h) = 0.4m$	
Garganta inferior = h/8-h/10	$g_i := \Delta_i + P_h + T_h$	$g_i = 0.9m$
Altura del muro	$H_{est} = h + h_z$	
	$H_{est} = 6.9m$	
Profundidad de Desplante:	$D_f := 1.20m$	
Altura de relleno sobre la corona del muro:	$h_{r1} := 0m$	



**Figura 4-8:** Geometría del muro MT-11B y el relleno en software Mathcad.

Nota: *Elaboración propia, 2023*

#### 4.8.2. Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-11B

En la Tabla 4-10 se muestra el resumen de metrados de cargas resistentes conformadas por el peso propio de la pantalla, zapata, relleno estructural y sobrecarga viva uniforme LS, asimismo en la Tabla 4-11 se muestra el resumen de metrados de las cargas actuantes conformadas por la fuerza inercial, presión activa del relleno, carga activa por sobrecarga y el empuje dinámico del relleno.

**Tabla 4-10:** Medrado de cargas resistentes del muro MT-11B

ELEMENTO	Metrado de cargas resistentes		
	Peso propio (Tonf)	Centro de gravedad Xg (m)	Momento (Tonf.m)
<b>Pantalla</b>	9.204	1.559	14.349
<b>Zapata</b>	12.00	2.500	30.00
<b>Relleno</b>	32.922	3.45	113.581
<b>Sobrecarga viva uniforme LS</b>	3.402	3.45	11.737

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 4-11:** Metrado de cargas actuantes del muro MT-11B

TIPO DE EMPUJE	Metrado de cargas actuantes		
	Fuerza (Tonf)	Centro de gravedad Yg (m)	Momento (Tonf.m)
Fuerza Inercial	4.24	1.833	7.775
Presión activa de relleno	11.332	2.3	26.063
Presión activa por sobrecarga LS	2.002	3.45	6.908
Empuje Dinámico de relleno	18.504	3.013	55.757

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.8.3. Análisis de estabilidad externa del muro MT-11B

En la Tabla 4-12 se muestra el factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, excentricidad y la presión máxima transmitida al terreno para la condición de servicio, condición de resistencia y la condición de evento extremo.

**Tabla 4-12:** Análisis de Estabilidad externa del muro MT-11B

MEDICION	Estado de carga		
	Servicio	Resistencia	Evento Extremo I
FSD	2.250	1.180	1.024
FSV	4.904	3.065	1.806
Excentricidad (m)	0.231	0.555	1.230
Capacidad Portante (kgf/cm <sup>2</sup> )	1.290	1.650	2.230

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.8.4. Resumen del diseño estructural del muro MT-11B

En la Tabla 4-13 se muestra el resumen del diseño estructural de la armadura de refuerzo a flexión de la pantalla, punta, talón y dentellón del muro de contención, asimismo se muestra los cortantes últimos y resistentes de la pantalla, zapata y dentellón.

Tabla 4-13: Diseño estructural del muro MT-11B

DISEÑO	ELEMENTO			
	PANTALLA	PUNTA	TALON	DENTELLON
Refuerzo Interior	$\Phi 3/4'' @0.15$ $\Phi 5/8''$	-	-	$\Phi 3/4'' @0.15$ $\Phi 5/8''$
Refuerzo exterior	@0.275	-	-	@0.275
Refuerzo transversal interior	$\Phi 1/2''$ @0.225	-	-	$\Phi 1/2'' @0.25$
Refuerzo transversal exterior	$\Phi 1/2''$ @0.225	-	-	$\Phi 1/2'' @0.25$
Refuerzo Superior	-	-	$\Phi 3/4''$ @0.15	-
Refuerzo inferior	-	$\Phi 5/8''$ @0.25	-	-
Refuerzo transversal superior	-	-	$\Phi 1/2''$ @0.15	-
Refuerzo transversal inferior	-	$\Phi 1/2''$ @0.15	-	-
Cortante último (Tonf)	20.5	-	14.78	7.78
Cortante resistente (Tonf)	58.056	-	62.89	58.056

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

## 4.9. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE MURO MT-12B

### 4.9.1. Geometría MT-12B

Longitud del muro:	$B_e := 1.0m$
Longitud del relleno:	$L_{rell} := 1.0m$
Ancho del parapeto	$b_p := 0.4m$
Altura del parapeto	$h_p := 0m$
Altura de la pantalla del muro	$h := 6.40m$
Altura del relleno:	$h_r := h - h_p = 6.40m$
Ancho de zapata:	$B_z := 1.00m$
Altura de la zapata = H/10	$h_z := 1.10m$
Longitud de la zapata = 0.6H	$B := 5.50m$
Longitud de la punta de la zapata = B/3	$Punta := 1.10m$
	$P_h := 0.55m$

Longitud de talón de la zapata

$$Talon := 3.45m$$

$$T_h := 0m \quad \frac{P_h}{h} = 0.086$$

$$\Delta_i := B - (Punta + Talon + P_h + T_h) = 0.4m$$

Garganta inferior =  $h/8 - h/10$

$$g_i := \Delta_i + P_h + T_h \quad g_i = 0.95m$$

Altura del muro

$$H_{est} = h + h_z$$

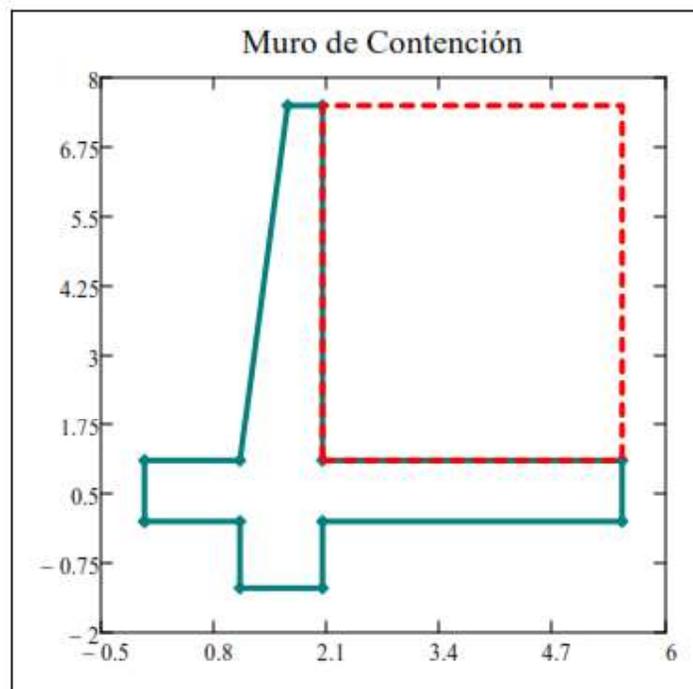
$$H_{est} = 7.5m$$

Profundidad de Desplante:

$$D_f := 1.20m$$

Altura de relleno sobre la corona del muro:

$$h_{r1} := 0m$$



**Figura 4-9:** Geometría del muro MT-12B y el relleno en software Mathcad.

Nota: *Elaboración propia, 2023*

#### 4.9.2. **Metrados de cargas resistentes y actuantes del muro MT-12B**

En la Tabla 4-14 se muestra el resumen de metrados de cargas resistentes conformadas por el peso propio de la pantalla, zapata, relleno estructural y sobrecarga viva uniforme LS, asimismo en la Tabla 4-15 se muestra el resumen

de metrados de las cargas actuantes conformadas por la fuerza inercial, presión activa del relleno, carga activa por sobrecarga y el empuje dinámico del relleno.

**Tabla 4-14:** Metrado de cargas resistentes del muro MT-12B

ELEMENTO	Metrado de cargas resistentes		
	Peso propio (Tonf)	Centro de gravedad Xg (m)	Momento (Tonf.m)
<b>Pantalla</b>	10.368	1.694	17.562
<b>Zapata</b>	14.52	2.75	39.93
<b>Relleno</b>	39.744	3.775	150.034
<b>Sobrecarga viva uniforme LS</b>	3.786	3.775	14.292

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 4-15:** Metrado de cargas actuantes del muro MT-12B

TIPO DE EMPUJE	Metrado de cargas actuantes		
	Fuerza (Tonf)	Centro de gravedad Yg (m)	Momento (Tonf.m)
<b>Fuerza Inercial</b>	4.98	1.931	9.613
<b>Presión activa de relleno</b>	13.388	2.5	33.471
<b>Presión activa por sobrecarga LS</b>	2.176	3.75	8.161
<b>Empuje Dinámico de relleno</b>	21.862	3.275	71.604

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.9.3. Análisis de estabilidad externa del muro MT-12B

En la Tabla 4-16 se muestra el factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, excentricidad y la presión máxima transmitida al terreno para la condición de servicio, condición de resistencia y la condición de evento extremo.

Tabla 4-16: Análisis de Estabilidad externa del muro MT-12B

MEDICION	Estado de carga		
	Servicio	Resistencia	Evento Extremo I
FSD	2.27	1.040	1.014
FSV	5.088	3.189	1.836
Excentricidad (m)	0.224	0.565	1.320
Capacidad Portante (kgf/cm <sup>2</sup> )	1.37	1.740	2.350

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

#### 4.9.4. Resumen del diseño estructural del muro MT-12B

En la Tabla 4-17 se muestra el resumen del diseño estructural de la armadura de refuerzo a flexión de la pantalla, punta, talón y dentellón del muro de contención, asimismo se muestra los cortantes últimos y resistentes de la pantalla, zapata y dentellón.

Tabla 4-17: Diseño estructural del muro MT-12B

DISEÑO	ELEMENTO			
	PANTALLA	PUNTA	TALON	DENTELLON
Refuerzo Interior	Φ3/4" @0.15	-	-	Φ1/2" @0.15
Refuerzo exterior	Φ5/8" @0.25	-	-	Φ5/8" @0.25
Refuerzo transversal interior	Φ1/2" @0.225	-	-	Φ1/2" @0.25
Refuerzo transversal exterior	Φ1/2" @0.225	-	-	Φ1/2" @0.25
Refuerzo Superior	-	-	Φ3/4" @0.125	-
Refuerzo inferior	-	Φ5/8" @0.225	-	-
Refuerzo transversal superior	-	-	Φ1/2" @0.15	-
Refuerzo transversal inferior	-	Φ1/2" @0.15	-	-
Cortante último (Tonf)	23.89	-	17.1	8.33
Cortante resistente (Tonf)	61.512	-	69.81	61.512

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

## CAPITULO V: ANÁLISIS Y DISEÑO GEOTÉCNICO

En el presente capítulo se exponen los criterios utilizados, para asegurar la estabilidad global de los muros de contención proyectados en el cruce de la zona urbana Chinche Tingo.

Es práctica común, definir la estabilidad de un talud, en términos de un factor de seguridad (F), obtenido de un análisis matemático de la estabilidad (análisis por equilibrio límite), que también se aplica en el presente caso.

El modelo empleado tiene en cuenta la mayoría de los factores y procesos que afectan la estabilidad, basados en los factores incluyen en la geometría del talud de corte, los parámetros geotécnicos, cargas dinámicas por acción de sismos, flujo de agua superficial y subterránea y propiedades de los suelos, entre otros.

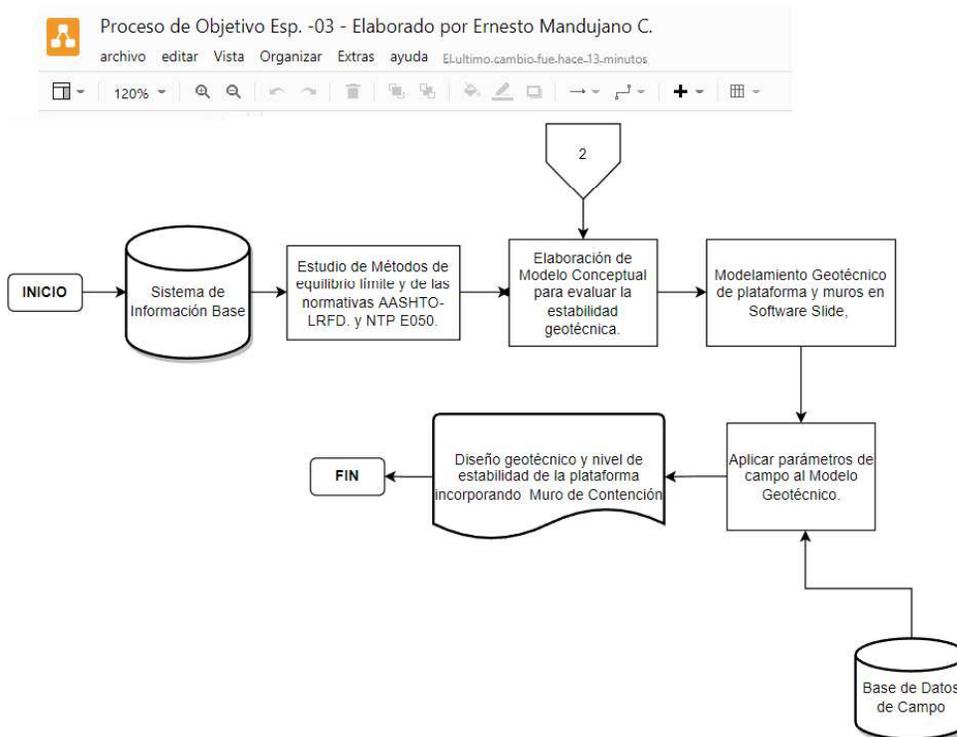
### 5.1. PROCESO DE DESARROLLO DEL OBJETIVO ESPECÍFICO 03

Diagrama de procedimientos para el logro del objetivo específico 03: Evaluar el diseño geotécnico por medio del método de equilibrio límite aplicando el software SLIDE V6.0 para asegurar la estabilidad de la plataforma cuando se incorporen los muros de contención. (Ver Figura 5-1 y Figura 5-2).

### 5.2. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS

La estimación de parámetros se basó en las investigaciones geotécnicas, realizadas mediante excavación de calicatas y de los resultados de ensayos físicos y mecánicos desarrollados a cada muestra representativa extraída.

Las condiciones de contorno del modelo geotécnico se han obtenido en función a la topografía, geología local e investigaciones geotécnicas. Es por ello que se ha considerado un modelo geotécnico constitutivo para la definición de los materiales dentro de la evaluación de estabilidad, como el modelo de Mohr-Coulomb para suelos.



**Figura 5-1:** Diagrama de proceso para el logro del objetivo específico 03.

Nota: Elaboración propia, 2023.

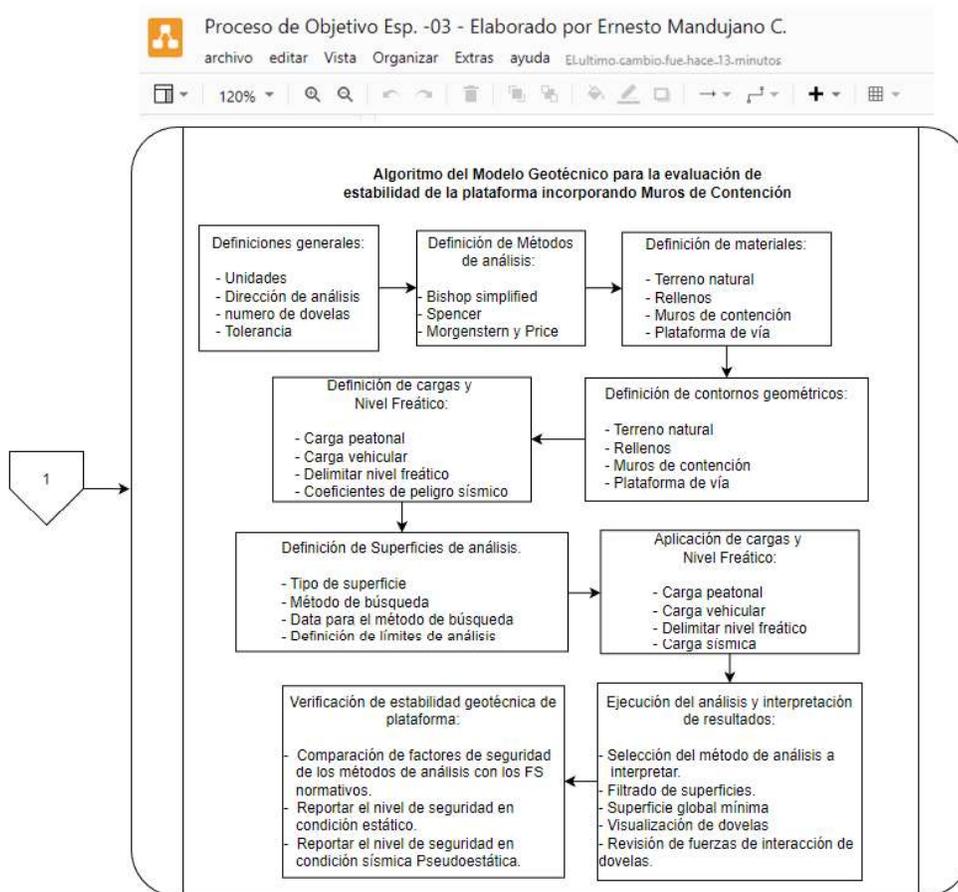
El modelo de Mohr-Coulomb se basa en la resistencia en términos del ángulo de fricción ( $\phi$ ) y cohesión ( $c$ ).

### 5.3. ESTABILIDAD GLOBAL

Los criterios empleados en el diseño se basan en la aplicación de metodologías de análisis y diseño para obras de ingeniería geotécnica.

El factor de seguridad global o único engloba la imprecisión tanto en las acciones como en las resistencias, los modelos de cálculo y la incertidumbre del error humano.

Los factores de seguridad asumidos en el análisis de estabilidad de taludes, se muestran en la Tabla 5-1, los cuales fueron extraídos de la normativa NTP E050-2018 Suelos y Cimentaciones.



**Figura 5-2:** Algoritmo del modelo geotécnico para la evaluación de estabilidad de la plataforma incorporando muros de contención.

Nota: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 5-1:** Factores de seguridad mínimos para el análisis de estabilidad global de muros de contención exigidos por la norma E050-2018 Suelos y Cimentaciones.

NORMATIVA	TALUD PERMANENTE	
	ESTÁTICA	PSEUDO ESTÁTICA
E050 Suelos y Cimentaciones	1.50	1.25

Fuente: *Elaboración propia, 2023. A partir del numeral 39.13.6 de la NTP E050 (p. 72).*

En el Perú no existen normativas que definan los coeficientes pseudo dinámicos a emplearse en el diseño de taludes, por lo que los coeficientes utilizados varían de acuerdo al criterio y experiencia del diseñador. Bajo esta premisa, en el presente estudio se proponen dos criterios ampliamente aceptados en la comunidad científica para tales como la del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos (U.S. Army Corps of Engineers, Hynes y Frankling, 1984).  
Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (1984).

$$k = 0.5 \frac{a_{max}}{g}$$

Donde  $a_{max}$  representa a la aceleración pico del suelo (PGA). Y  $g$  corresponde a la aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ ). Siendo el Factor de Seguridad mínimo (F) de 1.25.

Por otra parte, según la ubicación geográfica la norma peruana de edificaciones E-030 del 2018 considera una aceleración máxima horizontal en roca de  $Z=0.35g$  en la Zona 3 y un factor de amplificación por suelo de 1.15 de un suelo  $S_2$  para un periodo de retorno de 475 años con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años, obteniendo una aceleración máxima de  $0.40g$  en la zona de estudio.



**Figura 5-3:** Zonas Sísmicas Perú Norma E-030.

Nota: Tomado de la norma peruana de edificaciones E-030 del 2018.

El cálculo del factor de seguridad se ha realizado en una sección, donde se tienen las condiciones más críticas, permitiendo llevar a cabo un análisis de forma bidimensional, aproximando el problema a un estado de deformaciones planas.

La metodología está basada en el método de equilibrio límite, incorporando métodos simplificados y rigurosos para el cálculo del factor de seguridad tales como el Método de Bishop Simplificado, Spencer y Morgenstern-Price.

El programa Slide V6.0 de la firma Rocscience Inc. tiene la opción de utilizar diferentes métodos de análisis de estabilidad de manera simultánea; sin embargo, para el presente análisis se ha utilizado los Método de Spencer, el cual satisface simultáneamente todas las ecuaciones de equilibrio estático (fuerzas y momentos), además de ser considerado el más estable numéricamente, así como el Método de Morgenstern-Price y el Método de Bishop Simplificado.

Como hipótesis del análisis se considera que las propiedades de los materiales que conforman el talud o estructura de contención, son homogéneas e isotrópicas y que el colapso se produciría como resultado de fallas simultáneas a lo largo de la superficie de deslizamiento. Cada material tiene sus propiedades y características físicas y mecánicas.

En el análisis pseudo estático se considera que la masa involucrada en la falla está sometida a una fuerza horizontal igual a un coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la masa deslizante, a fin de tomar en cuenta de manera aproximada y simplificada el efecto de las fuerzas inerciales producidas por el sismo de diseño.

De lo indicado anteriormente, en cuanto al estudio de peligro sísmico, el coeficiente sísmico horizontal utilizado en los cálculos fue de 0.195g. Siendo el período de exposición de 50 años (período de retorno de 475 años), con un 10% de probabilidad de excedencia y un PGA de 0.39g.

## 5.4. PARÁMETROS DE RESISTENCIA DE LOS MATERIALES

Para el terreno natural se tiene un depósito coluvial/deluvial (Q-dl/cl) que es superficial. De acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS) los suelos son GC grava arcillosa para el muro MT 7B, SM-SC arena limosa-arena arcillosa para el muro MT 9B, GC grava arcillosa para el muro MT 11B y GM-GC grava limosa-grava arcillosa para el muro MT 12B. Se uso el criterio de resistencia de Mohr Coulomb para los parámetros de resistencia del suelo como son la cohesión y ángulo de fricción interna, estos parámetros fueron extraídos del Anexo 5 y se muestran en la tercera columna de la Tabla 5-2 a la Tabla 5-5.

La Tabla 5-2 corresponde a la calicata C-15, la Tabla 5-3 corresponde a la calicata C-14, la Tabla 5-4 corresponde a la calicata C-15 y la Tabla 5-5 corresponde a la calicata C-16. Los parámetros de resistencia del suelo en los análisis de estabilidad global fueron obtenidos del ensayo de corte directo NTP 339.171 (ASTM D3080) y los parámetros de resistencia del concreto se basaron en los estudios realizados por Selimir et al. (2019).

**Tabla 5-2:** Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 7B.

MURO DE CONTENCIÓN TIPO MT 7B (C-15)					
SÍMBOLO	UNIDADES	SUELO GC	PAVIMENTO	RELLENO	MURO
$\gamma_S$	$KN/m^3$	-	-	18	-
$\gamma_{SUELO}, \gamma_P, \gamma_M$	$KN/m^3$	20.92	23.54	-	23.54
$\phi$	$^\circ$	27.08	31	33	31
$C$	$KN/m^2$	18.63	2700	0	2700

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 5-3:** Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 9B.

MURO DE CONTENCIÓN TIPO MT 9B (C-14)					
SÍMBOLO	UNIDADES	SUELO SM-SC	PAVIMENTO	RELLENO	MURO
$\gamma_S$	$KN/m^3$	-	-	18	-
$\gamma_{SUELO}, \gamma_P, \gamma_M$	$KN/m^3$	19.58	23.54	-	23.54
$\phi$	$^\circ$	24.85	31	33	31
$C$	$KN/m^2$	21.57	2700	0	2700

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 5-4:** Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 11B.

MURO DE CONTENCION TIPO MT 11B (C-15)					
SÍMBOLO	UNIDADES	SUELO GC	PAVIMENTO	RELLENO	MURO
$\gamma_s$	$KN/m^3$	-	-	18	-
$\gamma_{SUELO}, \gamma_P, \gamma_M$	$KN/m^3$	20.92	23.54	-	23.54
$\emptyset$	$^{\circ}$	27.08	31	33	31
$C$	$KN/m^2$	18.63	2700	0	2700

Fuente: *Elaboración propia, 2023.***Tabla 5-5:** Parámetros de resistencia en los análisis de estabilidad con muro MT 12B.

MURO DE CONTENCION TIPO MT 12B (C-16)					
SÍMBOLO	UNIDADES	SUELO GM-GC	PAVIMENTO	RELLENO	MURO
$\gamma_s$	$KN/m^3$	-	-	18	-
$\gamma_{SUELO}, \gamma_P, \gamma_M$	$KN/m^3$	20.97	23.54	-	23.54
$\emptyset$	$^{\circ}$	29.14	31	33	31
$C$	$KN/m^2$	12.75	2700	0	2700

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Selimir et al. (2019) realizaron un artículo científico titulado "Determination of the Mohr-Coulomb material Parameters for Concrete under Indirect Tensile test" publicado en Technical Gazette 26.

El propósito de este artículo fue presentar la determinación de los parámetros materiales de Mohr-Coulomb para concreto bajo ensayos experimentales, diseño de experimentos y simulaciones numéricas. El artículo analiza un método simple, basado en un marco experimental y teórico, para determinar dos parámetros materiales para el concreto: cohesión ( $c$ ) y ángulo de fricción interna ( $\phi$ ) a partir de ensayos experimentales. La cohesión se obtiene a partir de resultados experimentales utilizando la teoría elástica y plástica de la deformación del concreto. La teoría de prandtl se aplica para obtener el ángulo de fricción interna a partir de la capacidad de carga y la cohesión medidas. El artículo recomienda usar un valor de ángulo de fricción interna de  $31^{\circ}$  y una cohesión de  $2700 \text{ kN/m}^2$ .

No es materia ni alcance del presente informe ahondar en los ensayos experimentales ni las teorías utilizadas en el artículo en mención, para más

información el lector debe revisar el artículo de Selimir et al. (2019). En los análisis del presente informe se utilizó en los parámetros de resistencia del concreto un ángulo de fricción interna de  $31^\circ$  y una cohesión de  $2700 \text{ kN/m}^2$  con los cuales se verificó la estabilidad global en el software Slide V6.0 tanto en condición estática y pseudoestática.

### **5.5. METODOLOGÍA DE TRABAJO**

Para el desarrollo de este estudio se ha revisado los estudios alcanzados (topografía y estudio de mecánica de suelos), de tal manera de comprender las características técnicas del proyecto y así realizar el diseño correspondiente. El programa seguido para la realización del estudio fue el siguiente:

- Revisión de la información de estudios geológicos y geotécnicos comprendidos dentro del proyecto.
- Revisión de planos topográficos de las secciones transversales en los sectores de análisis.
- Análisis de estabilidad mediante el programa Slide.
- Análisis e interpretación de resultados.
- Elaboración de informe geotécnico.

### **5.6. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS**

Para determinar el grado de estabilidad que presentan los taludes de corte, a tomarse en cuenta para los trabajos de excavación en las áreas de los muros de contención proyectados, se han desarrollado modelamientos en las condiciones actuales y con la incorporación de los muros de contención, en la zona urbana de Chinche considerada en el estudio, tanto para las condiciones estáticas, como para las condiciones pseudo estáticas.

### **5.7. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MODELADOS EN LAS CONDICIONES NATURALES**

Los resultados del análisis de estabilidad global, desarrollados para las condiciones actuales, del terreno de fundación, se muestran en las siguientes tablas:

**Tabla 5-6:** Factores de seguridad estáticos de los análisis de estabilidad con terreno natural

PROGRESI VA	LAD O	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON TERRENO NATURAL			ESTABILID AD DE TALUD
		FACTOR DE SEGURIDAD ESTÁTICO			
		BISHOP SIMPLIFICADO	SPENC ER	MORGENSTERN- PRICE	
205+350	D	1.297	1.361	1.361	NO CUMPLE
205+390	D	1.427	1.427	1.422	NO CUMPLE
205+420	D	1.578	1.572	1.573	SI CUMPLE
205+435	D	0.973	0.973	0.974	NO CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023.***Tabla 5-7:** Factores de seguridad pseudo-estáticos de los análisis de estabilidad con terreno natural

PROGRESI VA	LAD O	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON TERRENO NATURAL			ESTABILID AD DE TALUD
		FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDOESTÁTICO			
		BISHOP SIMPLIFICADO	SPENC ER	MORGENSTERN- PRICE	
205+350	D	1.079	1.074	1.073	NO CUMPLE
205+390	D	1.136	1.132	1.128	NO CUMPLE
205+420	D	1.245	1.248	1.239	NO CUMPLE
205+435	D	0.774	0.769	0.769	NO CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

## 5.8. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD MODELADOS CON INCORPORACIÓN DE MUROS DE CONTENCIÓN

Los resultados de los modelamientos para el análisis de estabilidad global, desarrollados en los sectores con la intervención de los muros de contención, se muestran en la Tabla 5-8 y Tabla 5-9, asimismo se muestran las secciones de análisis en la Figura 5-4, Figura 5-5, Figura 5-6 y Figura 5-7

**Tabla 5-8:** Factores de seguridad estáticos de los análisis de estabilidad con muros de contención

PROGRESIVA	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON MUROS DE CONTENCIÓN					
	TIPO DE MUR O	LADO	FACTOR DE SEGURIDAD ESTÁTICO			ESTABILIDAD DE TALUD
			BISHOP SIMPLIFICADO	SPENCER	MORGENSTERN-PRICE	
205+350	MT 9B	D	2.307	2.298	2.298	CUMPLE
205+390	MT 11B	D	1.853	1.850	1.850	CUMPLE
205+420	MT 7B	D	1.981	1.974	1.974	CUMPLE
205+435	MT 12B	D	1.552	1.552	1.552	CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 5-9:** Factores de seguridad pseudo-estáticos de los análisis de estabilidad con muros de contención

PROGRESIVA	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD CON MUROS DE CONTENCIÓN					
	TIPO DE MUR O	LADO	FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDOESTÁTICO			ESTABILIDAD DE TALUD
			BISHOP SIMPLIFICADO	SPENCER	MORGENSTERN-PRICE	
205+350	MT 9B	D	1.568	1.570	1.569	CUMPLE
205+390	MT 11B	D	1.290	1.291	1.290	CUMPLE
205+420	MT 7B	D	1.407	1.406	1.403	CUMPLE
205+435	MT 12B	D	1.289	1.312	1.307	CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

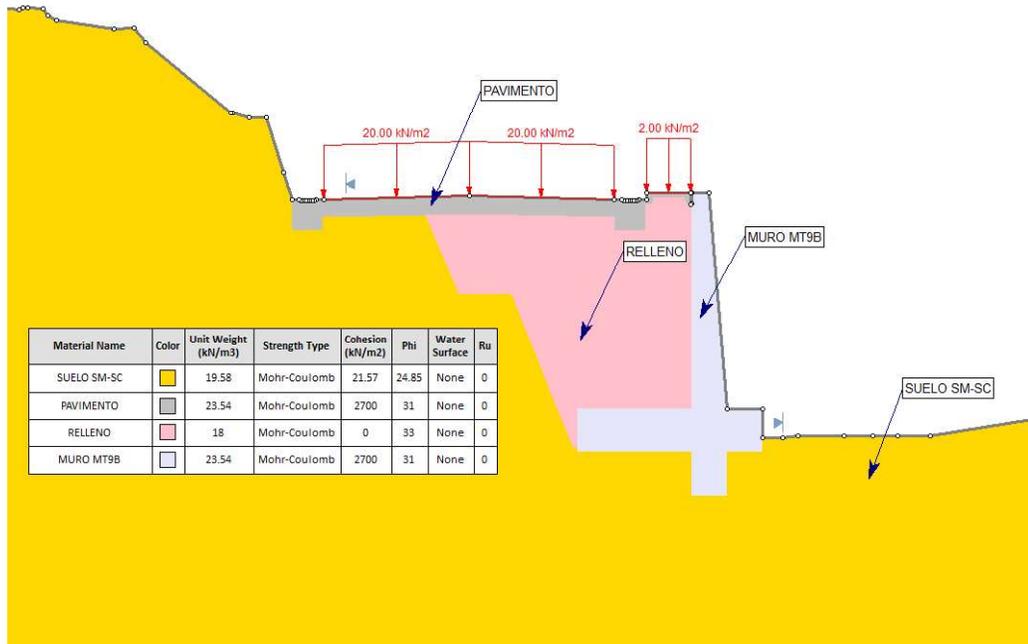


Figura 5-4: Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-9B del km 205+350.

Nota: Elaboración propia, 2023.

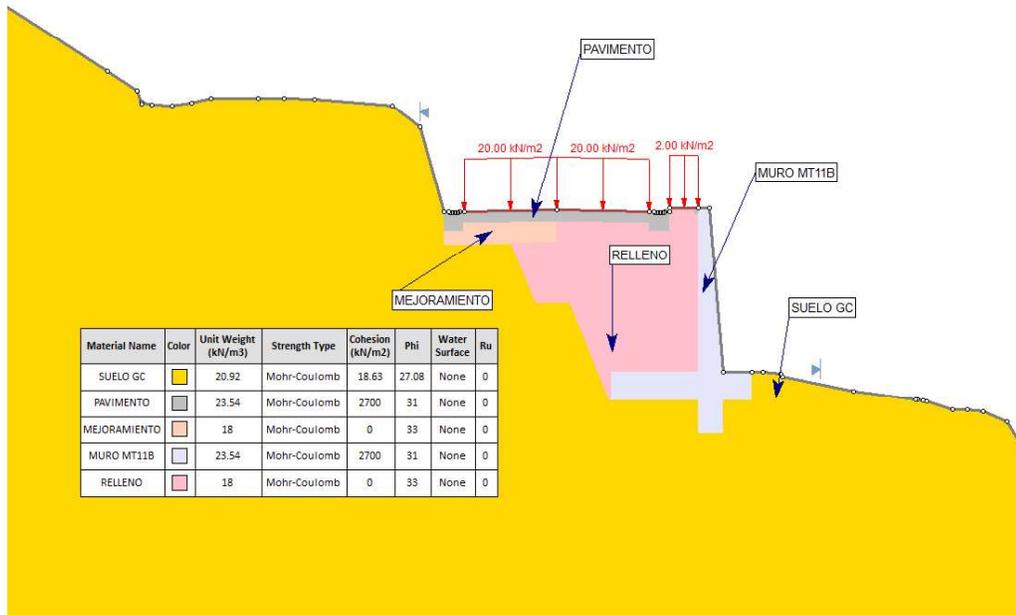


Figura 5-5: Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-11B del km 205+390.

Nota: Elaboración propia, 2023.

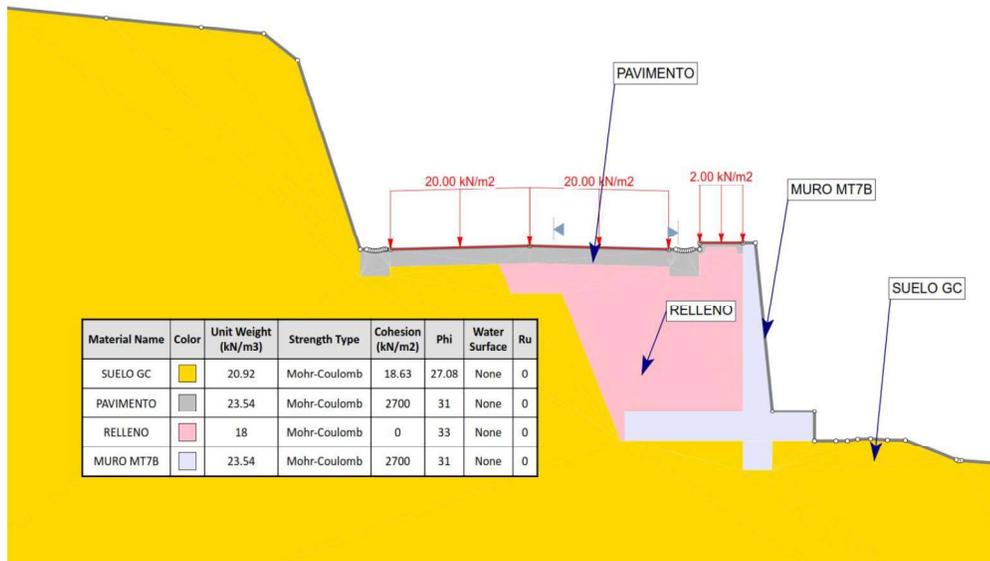


Figura 5-6: Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-7B del km 205+420.

Nota: Elaboración propia, 2023.

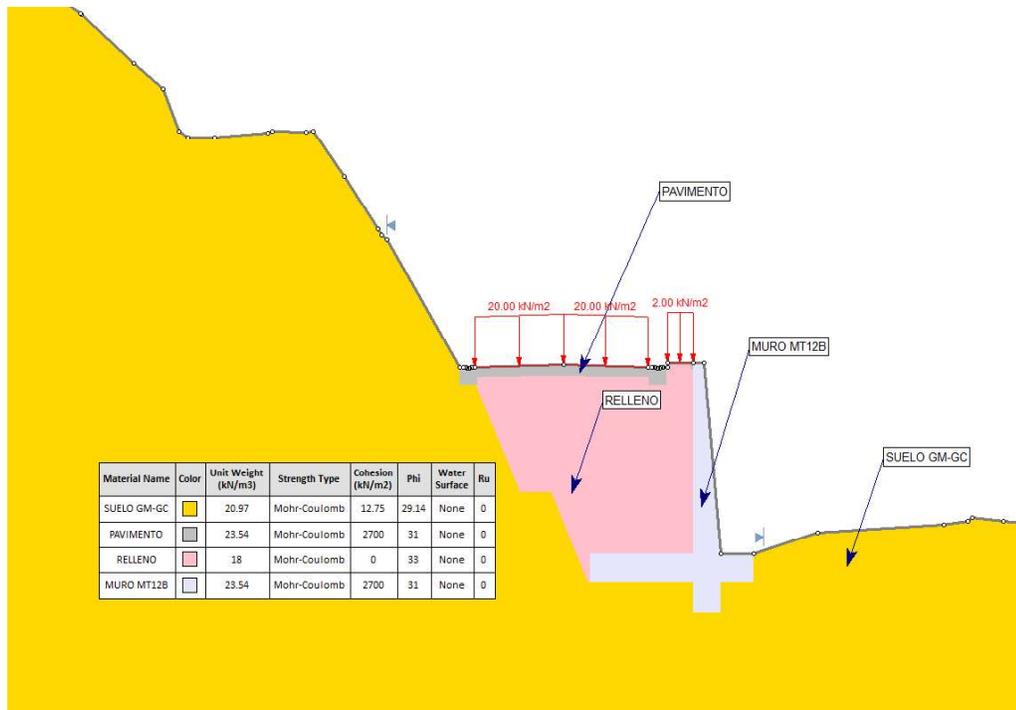


Figura 5-7: Sección de análisis de estabilidad global en muro MT-12B del km 205+435.

Nota: Elaboración propia, 2023.

## CAPITULO VI: DISCUSIÓN DE RESULTADOS

En este capítulo se desarrolla el análisis comparativo de fuerzas desestabilizantes de muros de contención, los análisis de resultados para la estabilidad interna a flexión y cortante, los resultados para la estabilidad externa a través del factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, capacidad portante y excentricidad, así como los análisis de resultados para la estabilidad global tanto en condición estática como en condición pseudo estática.

### 6.1. ANÁLISIS COMPARATIVO DE FUERZAS DESESTABILIZANTES DE MUROS DE CONTENCIÓN

Como parte de los análisis se cuantifico la estabilidad externa y la estabilidad interna de los muros de contención conforme con los criterios de diseño de la normativa internacional American Association of State Highway and Transportation Officials (2007).

De los resultados que se obtuvieron en los análisis estructurales aplicando el método analítico con el uso del software MATHCAD V15.0 (2015), en la Tabla 6-1 se muestra las fuerzas de empuje y momentos de volteo que genera el relleno estructural.

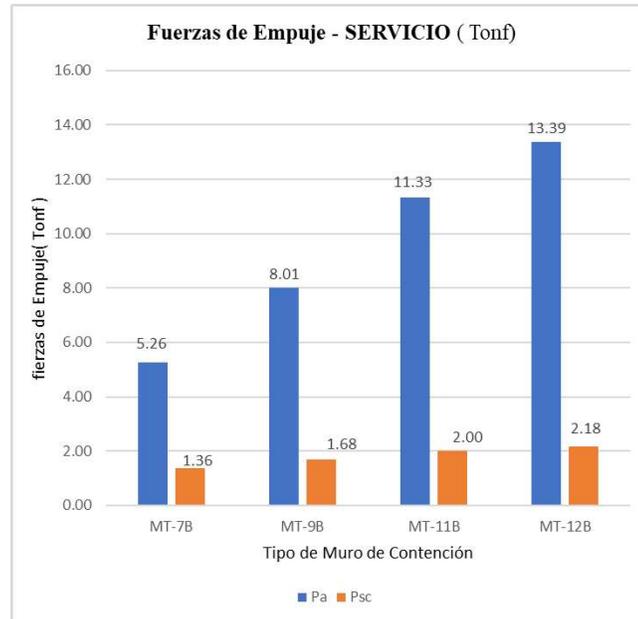
Asimismo, se obtuvo los resultados de las fuerzas de empuje y momentos de volteo que genera la carga vehicular, tal como se visualiza en la Tabla 6-1.

**Tabla 6-1:** Resumen de valores obtenidos en las fuerzas de empuje y momentos de volteo para el estado de carga en servicio.

MURO	Fuerzas de Empuje		Momentos de Volteo	
	Pa(Tonf)	P sc (Tonf)	M a(Tonf.m)	M sc (Tonf.m)
<b>MT-7B</b>	5.26	1.36	8.24	3.21
<b>MT-9B</b>	8.01	1.68	15.48	4.88
<b>MT-11B</b>	11.33	2.00	26.06	6.91
<b>MT-12B</b>	13.39	2.18	33.47	8.16

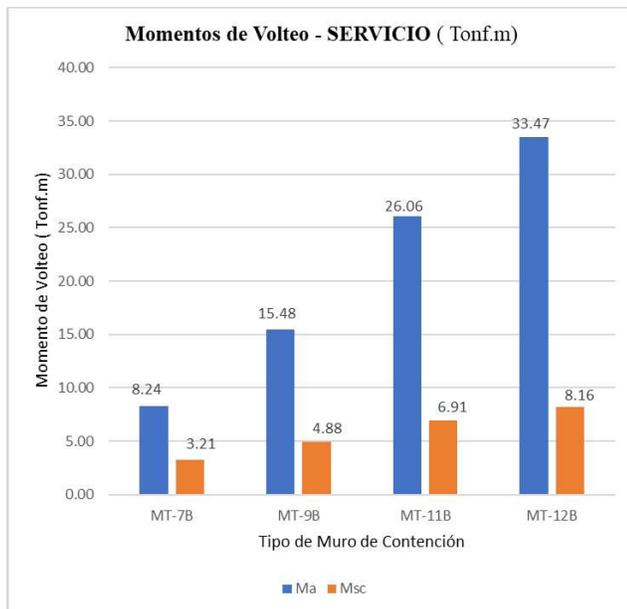
Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Con apoyo de graficas se realizó la comparación de las magnitudes obtenidas de ambas cargas y se verifico que las fuerzas de empuje y momentos de volteo del relleno genera mayores valores que la sobrecarga vehicular para el estado de carga en servicio, como se evidencia en la Figura 6-1 y Figura 6-2.



**Figura 6-1:** Comparación de valores de las fuerzas de empuje activo vs sobrecarga para el estado de carga en servicio.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-2:** Comparación de valores de momentos de empuje activo vs sobrecarga para el estado de carga en servicio.

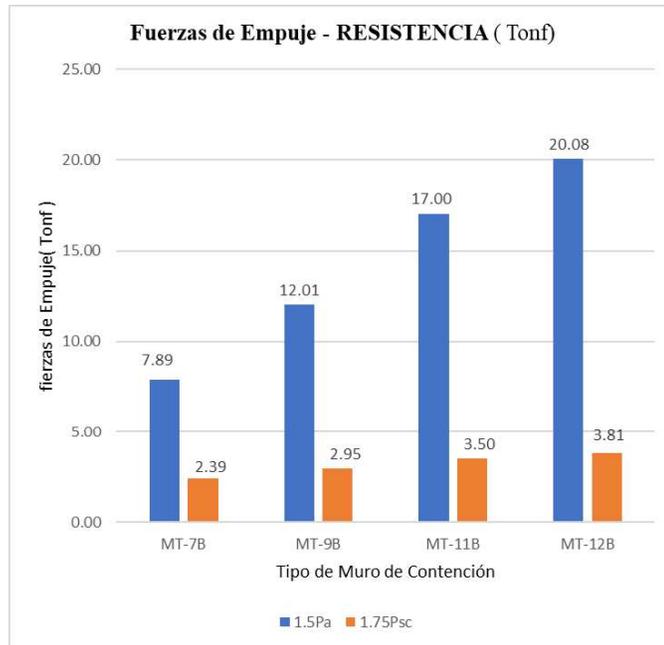
Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Por otro lado, se verifico que las fuerzas de empuje y momentos de volteo para el empuje activo son mayores que los generados por la sobrecarga en el estado de carga en resistencia establecido por la normativa internacional AASHTO-LRFD (2007), tal como se verifica en la Tabla 6-2 y en la Figura 6-3 y Figura 6-4.

**Tabla 6-2:** Resumen de valores obtenidos en las fuerzas de empuje y momentos de volteo para el estado de carga en resistencia.

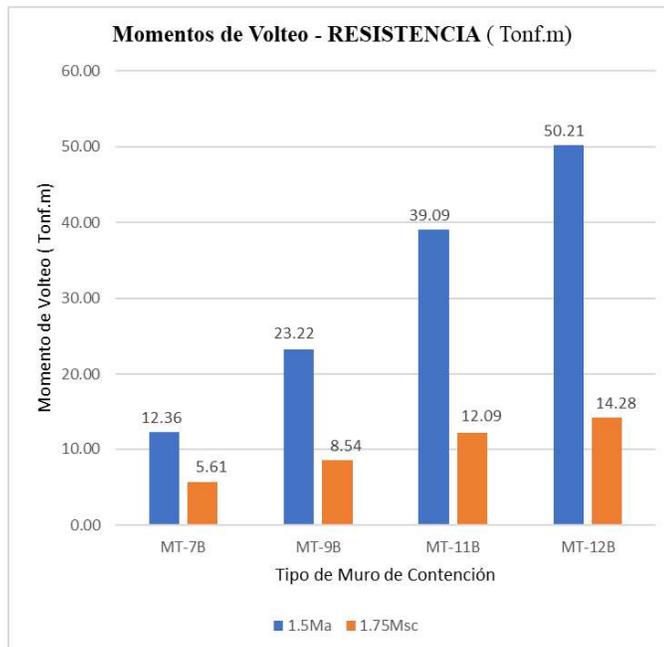
MURO	Fuerzas de Empuje		Momentos de Volteo	
	1.5.Pa(Tonf)	1.75.P sc (Tonf)	1.5.M Pa(Tonf.m)	1.75.M sc (Tonf.m)
<b>MT-7B</b>	7.89	2.39	12.36	5.61
<b>MT-9B</b>	12.01	2.95	23.22	8.54
<b>MT-11B</b>	17.00	3.50	39.09	12.09
<b>MT-12B</b>	20.08	3.81	50.21	14.28

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-3:** Comparación de valores de las fuerzas de 1.50 del empuje activo vs 1.75 de la sobrecarga para el estado de carga en resistencia.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-4:** Comparación de los momentos de volteo de 1.50 del empuje activo vs 1.75 de la sobrecarga para el estado de carga en resistencia.

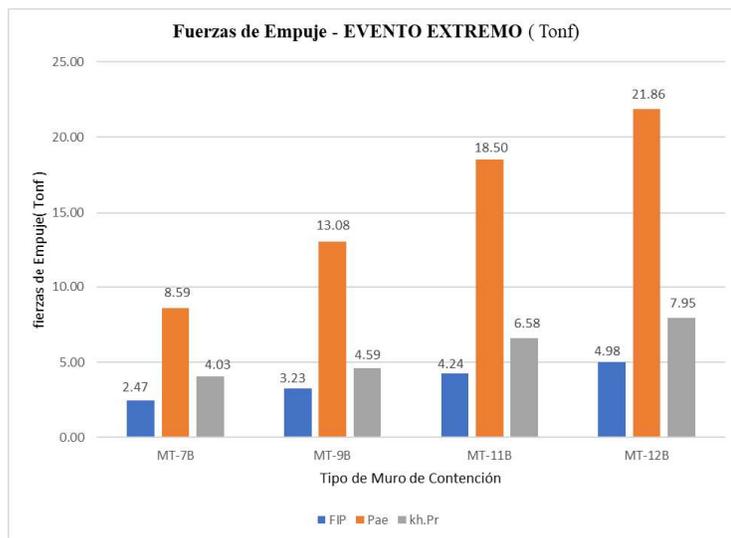
Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Para el estado de carga de evento extremo en condición sísmica, se verifico que las fuerzas de empuje y momentos de volteo del empuje dinámico de los rellenos (Mononobe-Okabe) son mayores que las generadas por la fuerza inercial de los muros y las generadas por la fuerza inercial de los rellenos, tal como se verifica en la Tabla 6-3 y en la Figura 6-5 y Figura 6-6.

**Tabla 6-3:** Fuerzas de empuje y momentos de volteo para el estado de carga en evento extremo.

Tipo de Muro	Fuerzas de Empuje			Momentos de Volteo		
	FIP (Tonf)	P ae (Tonf)	kh.Pr (Tonf)	M ip(Tonf.m)	M ae (Tonf.m)	M kh.pr (Tonf.m)
<b>MT-7B</b>	2.47	8.59	4.03	2.87	17.62	10.89
<b>MT-9B</b>	3.23	13.08	4.59	5.16	33.12	15.36
<b>MT-11B</b>	4.24	18.50	6.58	7.78	55.76	26.01
<b>MT-12B</b>	4.98	21.86	7.95	9.61	71.60	34.18

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-5:** Comparación de fuerzas del empuje para el estado de carga en evento extremo.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

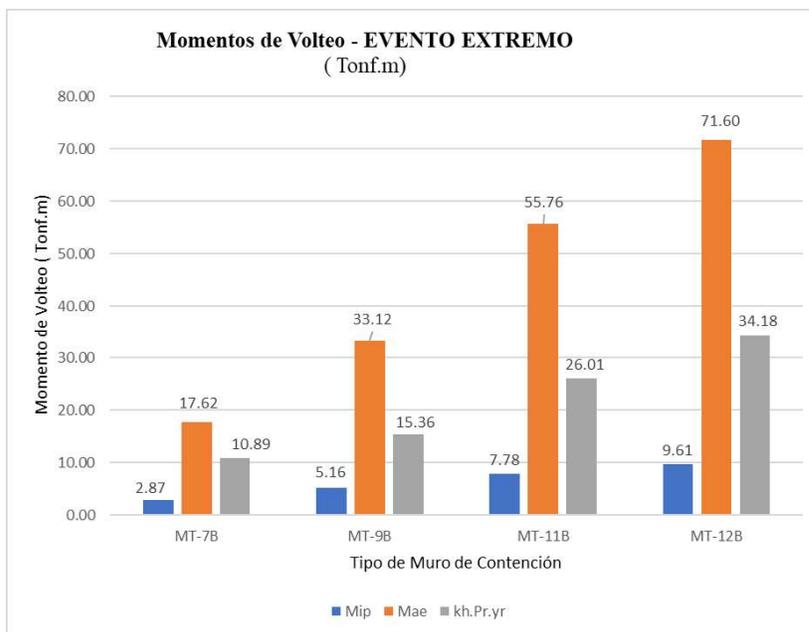


Figura 6-6: Momentos de volteo para el estado de carga en evento extremo.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

## 6.2. ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA ESTABILIDAD INTERNA

Para cuantificar la estabilidad interna de los distintos tipos de muros de contención se ha resumido en la Tabla 6-4, Tabla 6-5 y Tabla 6-6 las cuantías a flexión suministradas producto del diseño estructural para asegurar la capacidad estructural de los muros.

Tabla 6-4: Refuerzos a flexión en la pantalla de los muros de contención.

Tipo de Muro	Momento Máximo en pantalla	Refuerzo vertical interior	Refuerzo vertical exterior	Refuerzo transversal interior	Refuerzo transversal exterior
MT-7B	15.53 tonf.m	∅ 5/8in@0.25m	∅ 1/2in@0.225m	∅ 1/2in@0.275m	∅ 1/2in@0.275m
MT-9B	28.39 tonf.m	∅ 5/8in@0.15m	∅ 5/8in@0.30m	∅ 1/2in@0.25m	∅ 1/2in@0.25m

<b>MT-11B</b>	49.55 tonf.m	∅	∅	∅	∅
		3/4in@0.15m	5/8in@0.275m	1/2in@0.225m	1/2in@0.225m
<b>MT-12B</b>	63.25 tonf.m	∅	∅	∅	∅
		3/4in@0.15m	5/8in@0.25m	1/2in@0.225m	1/2in@0.225m

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-5:** Refuerzos a flexión en la zapata de los muros de contención.

Tipo de Muro	Altura de Zapata del muro	Largo de zapata del muro	Refuerzo punta inferior	Refuerzo transversal Punta inferior	Refuerzo talón superior	Refuerzo transversal talon superior
<b>MT-7B</b>	0.70m	4.50m	∅	∅	∅	∅
			1/2in@0.20 m	1/2in@0.225 m	5/8in@0.15 m	1/2in@0.225 m
<b>MT-9B</b>	0.90m	4.20m	∅	∅	∅	∅
			5/8in@0.275 m	1/2in@0.175 m	5/8in@0.15 m	1/2in@0.175 m
<b>MT-11B</b>	1.00m	5.00m	∅	∅	∅	∅
			5/8in@0.25 m	1/2in@0.15m	3/4in@0.15 m	1/2in@0.15m
<b>MT-12B</b>	1.10m	5.50m	∅	∅	∅	∅
			5/8in@0.225 m	1/2in@0.15m	3/4in@0.125 m	1/2in@0.15m

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-6:** Refuerzos a flexión en el dentellón de los muros de contención.

Tipo de Muro	Momento Máximo en dentellón	Refuerzo vertical interior	Refuerzo vertical exterior	Refuerzo transversal interior	Refuerzo transversal exterior
--------------	-----------------------------	----------------------------	----------------------------	-------------------------------	-------------------------------

<b>MT-7B</b>	1.64	∅	∅	∅	∅
	tonf.m	1/2in@0.225m	5/8in@0.25m	1/2in@0.275m	1/2in@0.275m
<b>MT-9B</b>	4.45	∅	∅	∅	∅
	tonf.m	5/8in@0.30m	5/8in@0.15m	1/2in@0.30m	1/2in@0.30m
<b>MT-11B</b>	7.29	∅	∅	∅	∅
	tonf.m	5/8in@0.275m	3/4in@0.15m	1/2in@0.25m	1/2in@0.25m
<b>MT-12B</b>	7.78	∅	∅	∅	∅
	tonf.m	5/8in@0.25m	1/2in@0.15m	1/2in@0.25m	1/2in@0.25m

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Para cuantificar la estabilidad interna a cortante en pantalla, zapata y dentellón de los distintos tipos de muros de contención se ha resumido en la Tabla 6-7, Tabla 6-8 y Tabla 6-9, las fuerzas cortantes últimas y las fuerzas cortantes resistentes producto del diseño estructural para asegurar la capacidad estructural de los muros tal como se muestra en la Figura 6-7, Figura 6-8 y Figura 6-9.

**Tabla 6-7:** Cortante en pantalla de los muros de contención.

MURO	Cortante en pantalla	
	Vu (Tonf)	Vr (Tonf)
<b>MT-7B</b>	10.27	44.23
<b>MT-9B</b>	14.96	51.15
<b>MT-11B</b>	20.50	58.06
<b>MT-12B</b>	23.89	61.51

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-8:** Cortante en zapata de los muros de contención.

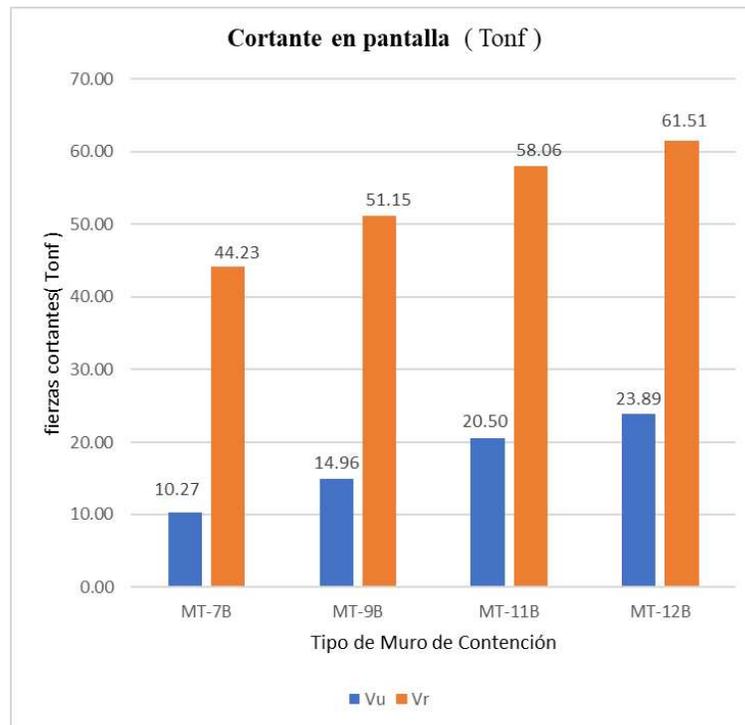
MURO	Cortante en zapata	
	Vu (Tonf)	Vr (Tonf)
<b>MT-7B</b>	8.35	42.16
<b>MT-9B</b>	10.46	55.98
<b>MT-11B</b>	14.78	62.89
<b>MT-12B</b>	17.10	69.81

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-9:** Cortante en dentellón de los muros de contención.

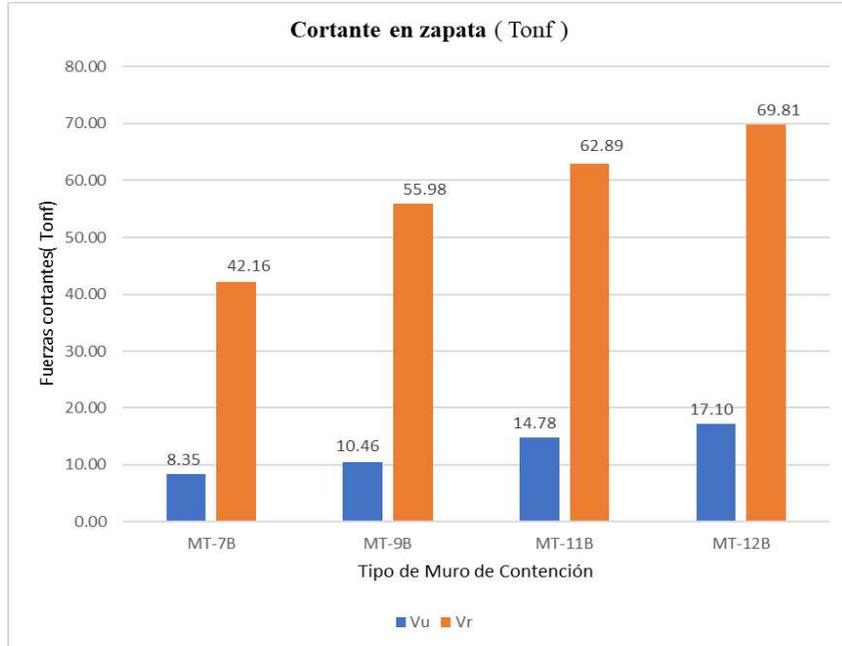
MURO	Cortante en dentellón	
	Vu (Tonf)	Vr (Tonf)
MT-7B	3.02	44.23
MT-9B	5.71	51.15
MT-11B	7.78	58.06
MT-12B	8.33	61.51

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



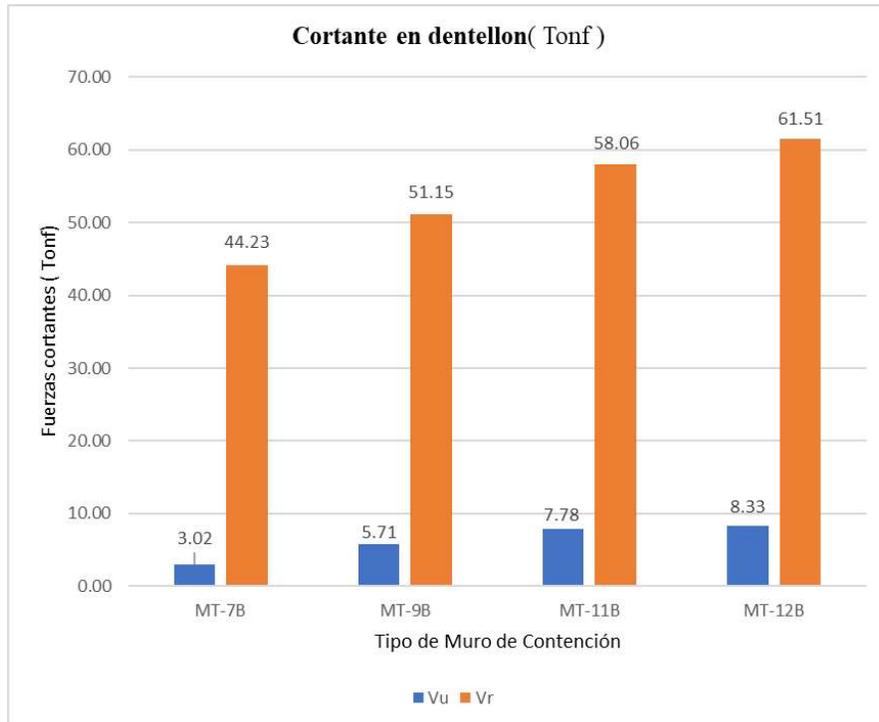
**Figura 6-7:** Fuerzas cortantes en pantalla de los muros de contención.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-8:** Fuerzas cortantes en zapata de los muros de contención.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-9:** Fuerzas cortantes en dentellón de los muros de contención.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

### 6.3. ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA ESTABILIDAD EXTERNA

Se cuantifico el grado de estabilidad externa en la condición de servicio, lo cual se muestra en la Tabla 6-10 y Tabla 6-11 y en la Figura 6-10, Figura 6-11, Figura 6-12 y Figura 6-13, las cuales muestran el factor de seguridad al deslizamiento, factor de seguridad a volteo, capacidad portante y la excentricidad para cada tipo de muro, asimismo en las gráficas se observa la comparación con los valores normativos correspondientes.

**Tabla 6-10:** Factores de seguridad al deslizamiento y al volteo en condición de servicio.

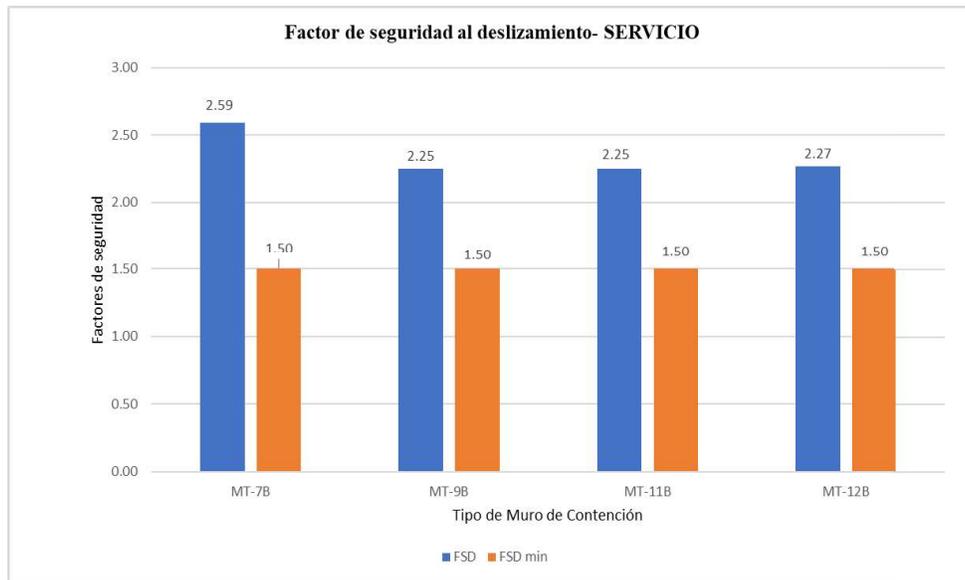
MURO	Factor de seguridad al deslizamiento		Factor de seguridad al volteo	
	FSD	FSD min	FSV	FSV min
<b>MT-7B</b>	2.59	1.50	7.69	1.75
<b>MT-9B</b>	2.25	1.50	4.76	1.75
<b>MT-11B</b>	2.25	1.50	4.90	1.75
<b>MT-12B</b>	2.27	1.50	5.09	1.75

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-11:** Capacidad portante y excentricidad en condición de servicio.

MURO	Capacidad portante		Excentricidad	
	ot(kgf/cm <sup>2</sup> )	ot_max(kgf/cm <sup>2</sup> )	exc (m)	B/6 (m)
<b>MT-7B</b>	0.85	1.50	0.02	0.75
<b>MT-9B</b>	1.13	1.50	0.23	0.70
<b>MT-11B</b>	1.29	1.50	0.23	0.83
<b>MT-12B</b>	1.37	1.50	0.22	0.92

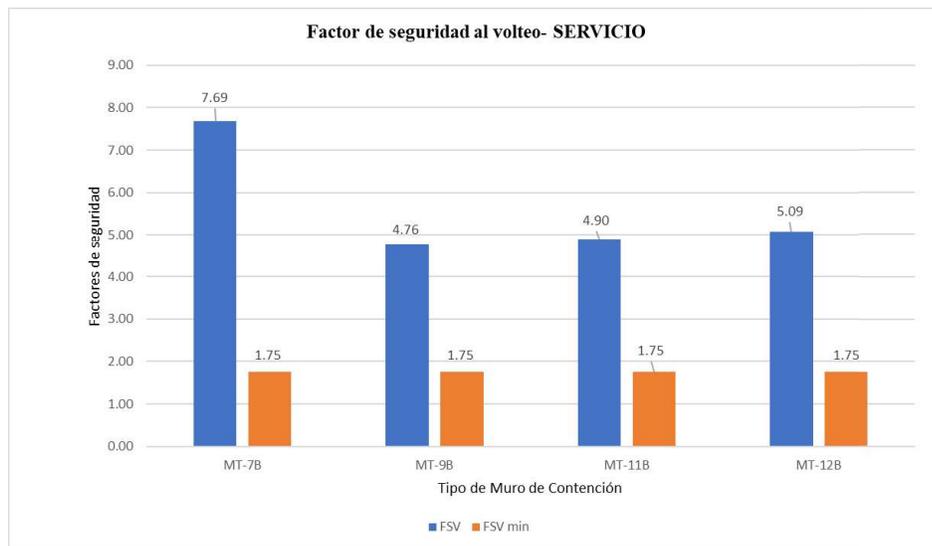
Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-10:** Factor de seguridad al deslizamiento en servicio.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que los factores de seguridad al deslizamiento de los distintos tipos de muros son superiores al mínimo normativo de 1.5.



**Figura 6-11:** Factor de seguridad al volteo en servicio.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que los factores de seguridad al volteo de los distintos tipos de muros son superiores al mínimo normativo de 1.75.

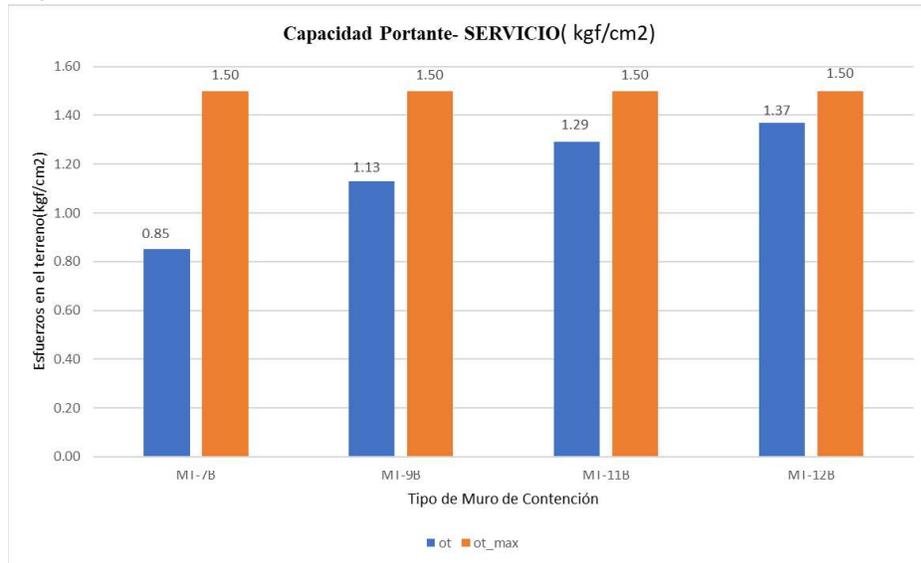


Figura 6-12: Capacidad portante en servicio.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que la carga transmitida al terreno de los distintos tipos de muros es menor a la capacidad portante en servicio de 1.5 kg/cm<sup>2</sup>.

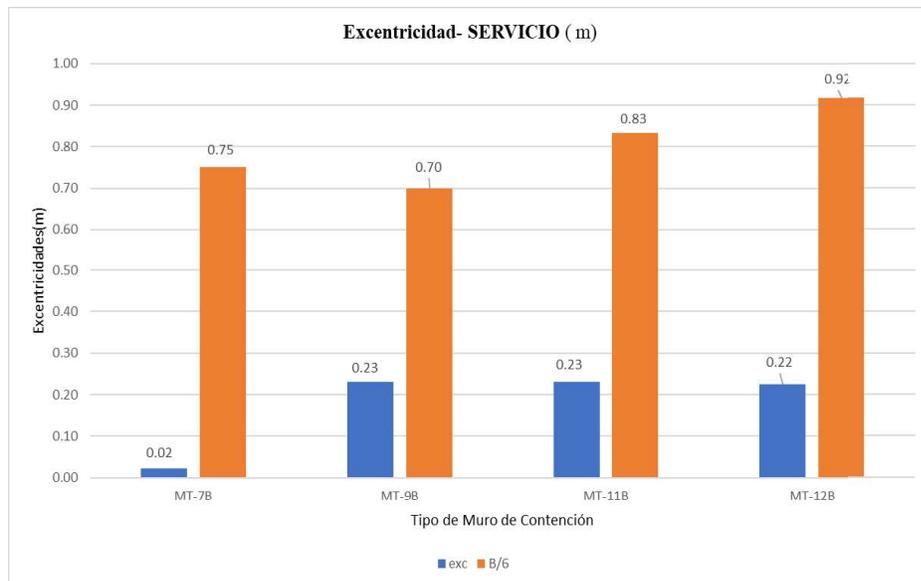


Figura 6-13: Excentricidad en servicio.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que la excentricidad de la carga resultante en la cimentación de los distintos tipos de muros es menor que  $B/6$ , garantizando con ello que no existen tracciones en la cimentación.

Asimismo, se cuantifico el grado de estabilidad externa en la condición de resistencia, lo cual se muestra en la Tabla 6-12 y Tabla 6-13 así como en la Figura 6-14, Figura 6-15 y Figura 6-16 las cuales muestran las fuerzas al deslizamiento, la excentricidad y la capacidad portante para cada tipo de muro, asimismo en las gráficas se observa la comparación con los valores normativos correspondientes.

**Tabla 6-12:** Fuerzas de deslizamiento y excentricidad en condición de resistencia.

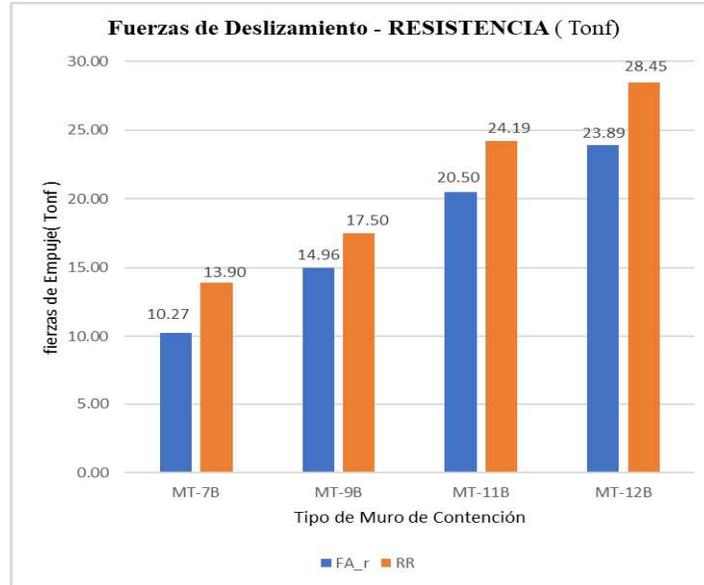
MURO	Fuerzas de deslizamiento		Excentricidad	
	FA_r(Tonf)	RR(Tonf)	Exc.(m)	B/3(m)
<b>MT-7B</b>	10.27	13.90	0.16	1.50
<b>MT-9B</b>	14.96	17.50	0.51	1.40
<b>MT-11B</b>	20.50	24.19	0.56	1.67
<b>MT-12B</b>	23.89	28.45	0.57	1.83

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-13:** Capacidad portante en condición de resistencia.

MURO	Capacidad Portante	
	op_r(kgf/cm <sup>2</sup> )	RR_r(kgf/cm <sup>2</sup> )
<b>MT-7B</b>	0.97	2.03
<b>MT-9B</b>	1.46	2.03
<b>MT-11B</b>	1.65	2.03
<b>MT-12B</b>	1.74	2.03

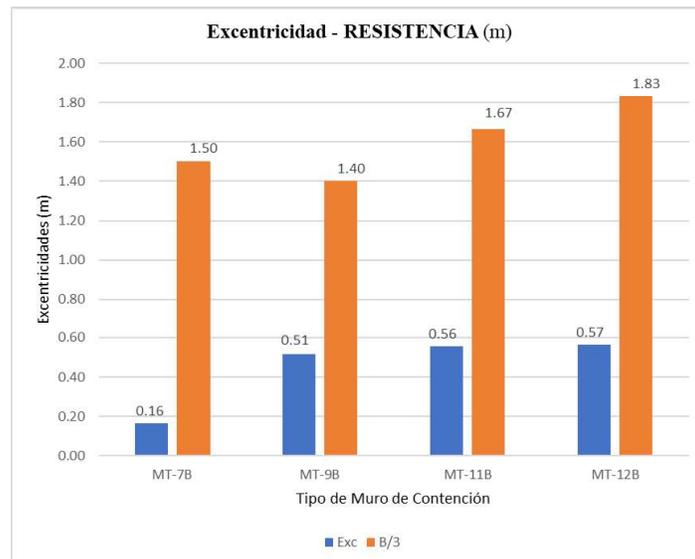
Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-14:** Fuerzas de deslizamiento en condición de resistencia.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

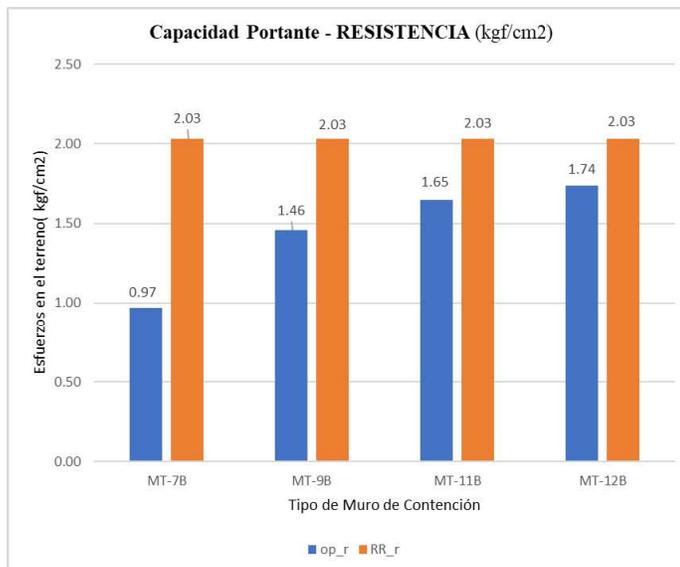
Se aprecia que la fuerza actuante de deslizamiento en condición de resistencia de los distintos tipos de muros es inferior a la fuerza resistente, garantizando con ello la estabilidad.



**Figura 6-15:** Excentricidad en condición de resistencia.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que la excentricidad de la carga resultante en la cimentación de los distintos tipos de muros es menor que B/3 en la condición de resistencia, cumpliendo con ello el requisito normativo del AASHTO.



**Figura 6-16:** Capacidad portante en condición de resistencia.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que la carga transmitida al terreno de los distintos tipos de muros es menor a la capacidad portante en resistencia de 2.03 kg/cm<sup>2</sup>.

Por otro lado, se cuantifico el grado de estabilidad externa en la condición de evento extremo, lo cual se muestra en la Tabla 6-14 y Tabla 6-15 y en las Figura 6-17, Figura 6-18 y Figura 6-19, las cuales muestran las fuerzas al deslizamiento, la excentricidad y la capacidad portante para cada tipo de muro, en las gráficas se observa la comparación con los valores normativos correspondientes

**Tabla 6-14:** Fuerzas de deslizamiento y excentricidad en condición de evento extremo.

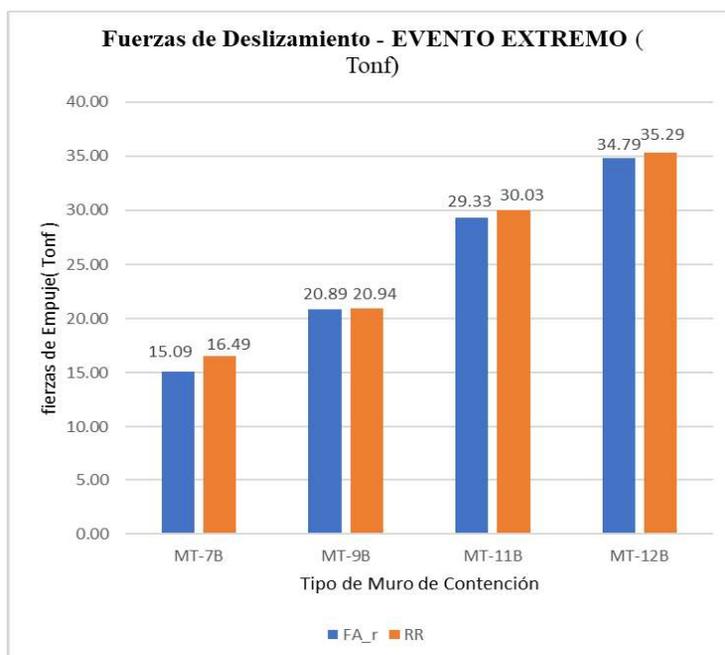
MURO	Fuerzas de deslizamiento		Excentricidad	
	FA_eq (Tonf)	R_eq (Tonf)	Exc_eq (m)	B/3 (m)
<b>MT-7B</b>	15.09	16.49	0.57	1.50
<b>MT-9B</b>	20.89	20.94	1.04	1.40
<b>MT-11B</b>	29.33	30.03	1.23	1.67
<b>MT-12B</b>	34.79	35.29	1.32	1.83

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-15:** Capacidad portante en condición de evento extremo.

MURO	Capacidad Portante	
	op_eq(kgf/cm <sup>2</sup> )	RR_eq(kgf/cm <sup>2</sup> )
MT-7B	1.00	4.50
MT-9B	1.94	4.50
MT-11B	2.23	4.50
MT-12B	2.35	4.50

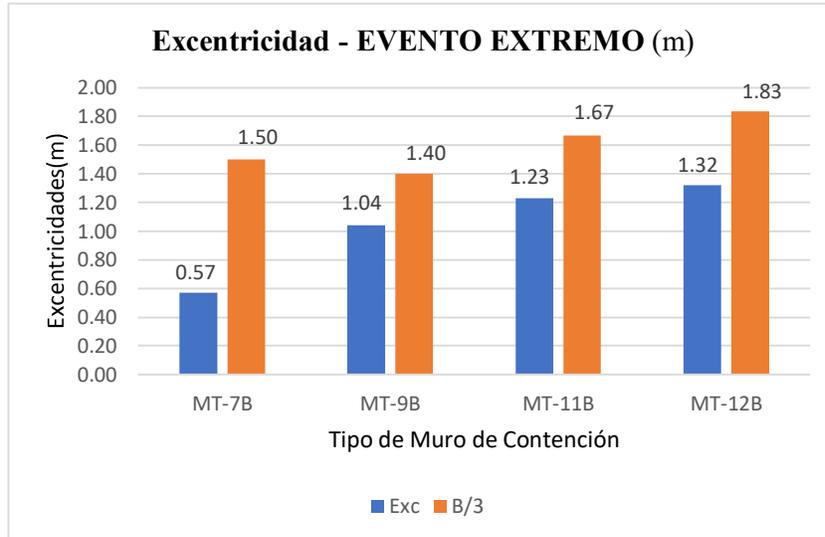
Fuente: *Elaboración propia, 2023.*



**Figura 6-17:** Fuerzas de deslizamiento en condición de evento extremo.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

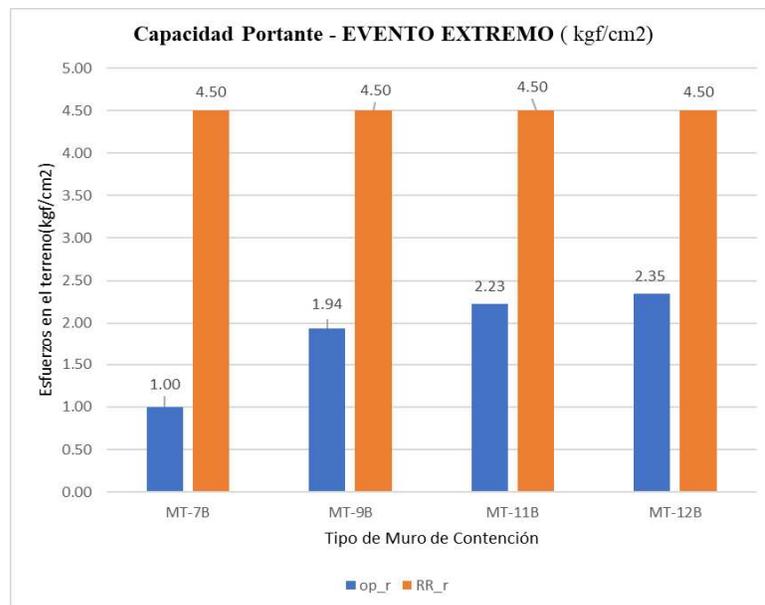
Se aprecia que la fuerza actuante de deslizamiento en condición de evento extremo de los distintos tipos de muros es inferior a la fuerza resistente, garantizando con ello la estabilidad.



**Figura 6-18:** Excentricidad en condición de evento extremo.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que la excentricidad de la carga resultante en la cimentación de los distintos tipos de muros es menor que B/3 en la condición de evento extremo, cumpliendo con ello el requisito normativo del AASHTO.



**Figura 6-19:** Capacidad portante en condición de evento extremo.

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

Se aprecia que la carga transmitida al terreno de los distintos tipos de muros es menor a la capacidad portante en evento extremo de 4.50 kg/cm<sup>2</sup>.

#### 6.4. ANÁLISIS DE RESULTADOS PARA LA ESTABILIDAD GLOBAL

En la Tabla 6-16, Tabla 6-17, Tabla 6-18 y Tabla 6-19 se muestra el resumen de los factores de seguridad a falla global del muro de contención con la plataforma. Se puede visualizar que los valores son mayores que los mínimos normativos, por lo que se cumple con asegurar la estabilidad de muros y plataforma para cada tipo de muro de contención garantizando con ello un adecuado diseño geotécnico.

**Tabla 6-16:** Análisis de estabilidad en terreno natural en condición estática.

PROGRESI VA	LAD O	FACTOR DE SEGURIDAD ESTÁTICO			ESTABILID AD DE TALUD
		BISHOP SIMPLIFICADO	SPENC ER	MORGENSTERN- PRICE	
205+350	D	1.297	1.361	1.361	NO CUMPLE
205+390	D	1.427	1.427	1.422	NO CUMPLE
205+420	D	1.578	1.572	1.573	SI CUMPLE
205+435	D	0.973	0.973	0.974	NO CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia*,

**Tabla 6-17:** Análisis de estabilidad en terreno natural en condición pseudoestático.

PROGRESI VA	LAD O	FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDOESTÁTICO			ESTABILID AD DE TALUD
		BISHOP SIMPLIFICADO	SPENC ER	MORGENSTERN- PRICE	
205+350	D	1.079	1.074	1.073	NO CUMPLE
205+390	D	1.136	1.132	1.128	NO CUMPLE
205+420	D	1.245	1.248	1.239	NO CUMPLE
205+435	D	0.774	0.769	0.769	NO CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023*.

**Tabla 6-18:** Análisis de estabilidad con muro de contención en condición estática.

PROGRESIV A	MURO	FACTOR DE SEGURIDAD ESTÁTICO			ESTABILIDA D DE TALUD
		BISHOP SIMPLIFICAD O	SPENCE R	MORGENSTERN -PRICE	
205+350	MT 9B MT11	2.307	2.298	2.298	CUMPLE
205+390	B	1.853	1.850	1.850	CUMPLE
205+420	MT7B MT12	1.981	1.974	1.974	CUMPLE
205+435	B	1.552	1.552	1.552	CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

**Tabla 6-19:** Análisis de estabilidad con muro de contención en condición pseudoestático.

PROGRESIV A	MURO	FACTOR DE SEGURIDAD PSEUDO ESTÁTICO			ESTABILIDA D DE TALUD
		BISHOP SIMPLIFICAD O	SPENCE R	MORGENSTERN -PRICE	
205+350	MT9B MT11	1.568	1.570	1.569	CUMPLE
205+390	B	1.290	1.291	1.290	CUMPLE
205+420	MT7B MT12	1.407	1.406	1.403	CUMPLE
205+435	B	1.289	1.312	1.307	CUMPLE

Fuente: *Elaboración propia, 2023.*

## CONCLUSIONES

En este informe se determinó que el diseño geotécnico tiene una importancia alta ya que permite cuantificar el grado de estabilidad a falla global del muro y la plataforma tanto en condición estática y pseudo estática, ya que sin este diseño quedaría en la incertidumbre si la estructura de contención sería segura ante la posibilidad de una falla global, por otro lado la importancia del diseño estructural también es alta ya que permite garantizar la estabilidad externa y la estabilidad interna o capacidad estructural de los muros tanto a flexión a través de la armadura de refuerzo y a cortante a través de la resistencia del concreto suministrada.

En este informe se determinó que las cargas de empuje activo del relleno son las de mayor influencia que las de sobrecarga vehicular en la condición de servicio tal como se muestra en la Tabla 6-1 y la Figura 6-1 y Figura 6-2 del capítulo 6 Discusión de Resultados, por otro lado, en el estado de carga por resistencia la carga de 1.5Pa del empuje activo del relleno tiene mayor influencia que sobrecarga vehicular (1.75 Psc) en la estabilidad de los muros como se verifica en la Tabla 6-2 y la Figura 6-3 y Figura 6-4, asimismo en la condición de evento extremo se determinó que el empuje Pae de Mononobe-Okabe es quien gobierna la estabilidad teniendo por ende mayor influencia que la fuerza inercial de los muros y que la fuerza inercial de los rellenos atrapados entre las pantallas de los muros y las cuñas de falla del relleno, esto se muestra en la Tabla 6-3 y la Figura 6-5 y Figura 6-6 . En la evaluación de la estabilidad externa de los muros de contención el estado de carga más crítico fue el evento extremo pues muestra los factores de seguridad más bajos tal como se muestra en la Tabla 4-4, Tabla 4-8, Tabla 4-12 y Tabla 4-16 de los distintos muros. Lo más importante en el diseño estructural de la estabilidad externa fue obtención de resultados de forma clara y precisa mediante el uso del software MATHCAD V15.0 (2015), lo que más ayudo en el análisis fue la comparación de resultados mediante diagrama de barras.

En este trabajo se concluye que el diseño estructural de muros de contención por medio del método analítico aplicando el Software MATHCAD V15.0 (2015) tuvo una importancia alta puesto que permitió asegurar la capacidad estructural y

estabilidad externa de los muros de contención. Esto se muestra en los resultados obtenidos para la evaluación de la estabilidad externa a través del cálculo del factor de seguridad a deslizamiento, factor de seguridad a volteo, capacidad portante y excentricidad, para los cuales los valores de diseño cumplen con las exigencias normativas tal como se muestra desde la Tabla 6-10 hasta la Tabla 6-15 y desde la Figura 6-10 hasta la Figura 6-19. Así mismo el diseño estructural de muros de contención por medio del método analítico aplicando el Software MATHCAD V15.0 (2015) permitió el aseguramiento de la estabilidad interna de los muros de contención, lo cual se muestra desde la Tabla 6-4 hasta la Tabla 6-6 para la armadura de refuerzo a flexión de la pantalla, zapata y dentellón; asimismo se verifico la resistencia al corte del muro desde la Tabla 6-7 hasta la Tabla 6-9 y desde la Figura 6-7 hasta la Figura 6-9 . Lo más importante del diseño estructural por medio del método analítico fue establecer el proceso y el algoritmo de diseño como se muestra en la Figura 4-2 y Figura 4-3, esto permitió el logro del objetivo. El proceso paso a paso del diseño estructural se muestra en el anexo 1.

El diseño geotécnico de estabilidad global incorporando muros de contención se evaluó y verifico por medio del método de equilibrio limite aplicando el software SLIDE V6.0, esto permitió asegurar la estabilidad de la plataforma por medio de la verificación de los factores de seguridad en condición estática (mayores a 1.5) y en condición pseudoestática (mayores a 1.25) conforme a los lineamientos normativos de la NTP E050 (2018). Para ello se utilizaron los métodos de equilibrio limite como Método de Bishop, Spencer y Morgenstern-Price, cuyos resultados cumplen con las exigencias normativas tal como se muestra en la Tabla 6-18 y la Tabla 6-19. Lo más importante del diseño geotécnico por medio del método de equilibrio límite fue establecer el proceso y el algoritmo de diseño como se muestra en la Figura 5-1 y la Figura 5-2, esto permitió el logro del objetivo. Los detalles de los cálculos de estabilidad global en condición estática y pseudo estática se muestra en el anexo 2. Una de las dificultades más resaltantes fue establecer el ángulo de fricción y la cohesión del concreto lo cual se superó por medio de las recomendaciones establecidas por Selimir et al. (2019).

Se verificó en el diseño estructural por estabilidad externa de los muros que la presión transmitida por la zapata al terreno de fundación era menor que la capacidad portante en la condición de servicio, asimismo que la presión transmitida

por la zapata a la fundación fuese menor que la resistencia última del terreno castigada por los factores normativos que indicaba la normativa AASHTO-LRFD (2007) tanto para la condición de resistencia y la de evento extremo, con lo cual se garantizó no tener falla por terreno de fundación.

Se verificó en el diseño estructural por estabilidad externa de los muros de contención que los factores de seguridad a deslizamiento sean mayores que 1.5 y que los factores de seguridad a volteo sean mayores que 1.75 para la condición en servicio, así mismo se verificó que las fuerzas y momentos actuantes fuesen menores que las fuerzas y momentos resistentes para los estados de carga de resistencia y evento extremo, con lo cual se garantizó la estabilidad a deslizamiento y volteo de los muros de contención en los distintos estados de carga.

Para garantizar que no se tuviesen tracciones en la fundación se verificó que la excentricidad sea menor que  $B/6$  en la condición de servicio y que sea menor que  $B/3$  en la condición de resistencia y evento extremo tal como lo establece la normativa AASHTO-LRFD (2007).

Para el diseño estructural de la estabilidad interna o capacidad estructural se suministró espaciamientos del refuerzo menores que los espaciamientos requeridos por el diseño, con lo cual se garantizó que la capacidad estructural a flexión fuese mayor que la demanda a flexión de los componentes de los muros de contención tales como la pantalla, zapata y dentellón.

El presente informe permitió profundizar los fundamentos de los principios de diseño de muros de contención en voladizo, la teoría de empuje de tierras de Coulomb sobre muros de contención con fricción, la respuesta dinámica de los muros a través de la teoría de Mononobe-Okabe, asimismo se expusieron los principios de los procedimientos de mecánica de equilibrio límite tales como el Método ordinario de dovelas, Método de Bishop, Spencer y Morgenstern-Price para la estabilidad tanto en superficies de falla circulares como no circulares.

## RECOMENDACIONES

Se recomienda para el análisis estructural y la obtención de demandas a cortante y flexión realizar modelamientos numéricos con elementos finitos con uso del software SAP2000, con la finalidad de comparar los resultados con las demandas obtenidas mediante el método analítico con el uso del software MathCad.

Para la evaluación de los parámetros de resistencia del suelo en los análisis de estabilidad en el software SLIDE V6.0 se recomienda usar el método de retro análisis, ya que en el presente informe se obtuvieron los parámetros de resistencia del terreno a partir de los ensayos de corte directo, el cual no toma en consideración la matriz gruesa del terreno; se podría utilizar el retro análisis para la evaluación del taludes más verticales en su condición natural, con el objetivo de estimar parámetros de resistencia del terreno que tomen en cuenta la matriz gruesa del suelo.

Se recomienda para futuras investigaciones evaluar los desplazamientos en la corona de los muros mediante métodos de desplazamiento para la cuantificación de los mismos de acuerdo a la importancia de la estructura ya que ello influye en el desempeño estructural y permite asegurar que la plataforma y el relleno contenido por los muros no sufra desplazamientos en obra que perjudique su funcionamiento.

En el presente informe no se consideró el efecto de la interacción de suelo y estructura, por lo cual se recomienda para poder tomar en cuenta su efecto realizar modelamientos numéricos en SAP2000 en los cuales se pueda modelar la interacción de suelo y estructura con links o resortes cuya rigidez este asociado con los resultados del ensayo de placa para la obtención del módulo de balasto para la condición estática.

Como se indicó en el numera 3.8.1, se ha identificado que existe una deficiencia en las exploraciones del Estudio de Mecánica de Suelos (EMS) debido a la limitación presupuestal asignada por el Ministerio de Transportes y

Comunicaciones (MTC), lo cual limita las investigaciones y los ensayos especiales para la caracterización de las propiedades físico-mecánicas y la obtención más precisa de los parámetros de resistencia del terreno. Cabe aclarar que los EMS no son parte del alcance del TSP ni son de responsabilidad del autor, ya que el TSP se enfoca en el diseño geotécnico, el cual toma como datos de entrada los resultados del EMS realizados por la empresa a cargo y validados por los Ingenieros firmantes, quienes son legalmente responsables de la veracidad de los resultados de EMS proporcionados, en concordancia con los principios de moralidad y presunción de veracidad de conformidad con el numeral 1.7 del Art. IV del Título Preliminar y el Art.42° de la ley N° 27444, Ley del Procedimiento Administrativo General.

Se recomienda para futuras investigaciones en lo posible realizar ensayos mediante métodos geofísicos de refracción sísmica y MASW para obtener la distribución de los estratos del terreno natural de manera más precisa (identificando roca o estratos blandos a profundidad), asimismo si el presupuesto lo permite realizar perforaciones diamantinas para poder extraer muestras de los distintos estratos y conocer los parámetros de resistencia con los ensayos especiales que correspondan según el tipo de material encontrado, esto con el objetivo de obtener superficies de falla y factores de seguridad de estabilidad global en condición estática y pseudoestática de manera más precisa.

Se recomienda para futuros proyectos no escatimar en la inversión para la investigación de campo y el EMS (pues estos son la data primordial para el diseño geotécnico) ya que a futuro se podrían presentar fallas de estabilidad global por no haber estudiado correctamente los estratos del terreno natural y sus propiedades físico-mecánicas, pues esta data influye directamente en los resultados de los factores de seguridad de estabilidad global en condición estática y pseudoestática.

## REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Alva, D., y Contreras, L. (2022). *Diseño de estabilidad del talud mediante los softwares Slide y Plaxis en la carretera PE-10A sector Plazapampa en el año 2021*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Trujillo]. Red de Repositorios Latinoamericanos.
- American Association of State Highway and Transportation Officials. (2007). *AASHTO LRFD Bridge design Specifications* (4.<sup>a</sup> ed.). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Ballón, A., y Echenique, J. (2017). *Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú*. [Tesis de grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas]. Repositorio Académico UPC.  
<http://hdl.handle.net/10757/621687>
- Bishop, A. (1955). The use of slip circle in the stability analysis of earth slopes. *Geotechnique*, 5(1), 7–17.  
<https://www.icevirtuallibrary.com/doi/10.1680/geot.1955.5.1.7>
- Bowles, J. (1997). *Foundation Analysis and Design* (5.<sup>a</sup> ed.). The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Braja M., D. (2013). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica* (4.<sup>a</sup> ed.). Cengage Learning.
- Brooks, H. (2010). *Basic of retaining wall Design* (8.<sup>a</sup> ed.). Hugh Brooks.
- Coduto, D. (2001). *Foundation Design: Principles and Practices* (2.<sup>a</sup> ed.). Prentice-Hall, Inc.
- Coulomb, C. (1776). Essai sur une application des regles des maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture. *Memoires de l'Academie Royale pres Divers Savants*, 7, 343-387.
- Duncan, J. y Wright, S. (1980). The accuracy of equilibrium methods of slope stability analysis. *Engineering Geology*, 16(1), 5–17.  
[https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0013-7952\(80\)90003-4](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0013-7952(80)90003-4)
- Duncan, M., Wright, S., y Brandon, T. (2014). *Soil Strength and Slope Stability* (Vol. 2). John Wiley & Sons, Inc.
- Fellenius, W. (1936). Calculation of the stability of earth dams. *Transactions of the 2nd Congress on Large Dams*, 4, 445–462.  
<https://es.scribd.com/document/542176074/Fellenius-Calculation-of-the-Stability-of-Earth-Dams>
- Fredlund, D. y Krahn, J. (1977). Comparison of slope stability methods of analysis. *Canadian Geotechnical Journal*, 14(3), 429–439.

- García, N., Prada, Y., y Cáceres, D. (2012). Diseño sísmico de muros de contención en gravedad y voladizo. *Revista Colombiana de Tecnología de Avanzada*, 2(20), 97-104.
- Hynes-Griffin, M. y Franklin, A. (1984). Rationalizing the Seismic Coefficient Method. *US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station*, 1(GL-84-13), 1-19.  
<https://erdc-library.erdc.dren.mil/jspui/bitstream/11681/10313/1/1029.pdf>
- Janbu, N., Bjerrum, L., y Kjaernsli, B. (1956). Veiledning ved l sning av fundamenteringsoppgaver. *Norwegian Geotechnical Institute*, 1(16), 17-26.
- Kalemci, E., Ikizler, S., Dede, T. y Angın, Z. (2020). Design of reinforced concrete cantilever retaining wall using Grey wolf optimization algorithm. *The Institution of Structural Engineers*, 23, 245-253.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.09.013>
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall, Inc.
- Lambe, T. y Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, Inc.
- Matamoros, W. (2016). *Estudio y análisis comparativo entre muros de contención con contrafuertes y muros de concreto armado en Huancavelica*. [Tesis de Grado, Universidad Nacional de Huancavelica]. Repositorio Universidad Nacional de Huancavelica. <http://repositorio.unh.edu.pe/handle/UNH/1930>
- Meyerhof, G. (1963). Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 1(1), 16-26.
- Mirjalili, S. y Lewis, A. (2014). Grey Wolf optimizer. *Advances in Engineering Software*, 69, 46–61.  
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.advengsoft.2013.12.007>
- Mononobe, N. y Matsuo, H. (1929). *On the determination of earth pressures during earthquakes*. [Presentación de artículo]. World Engineering Congress, Tokyo, Japan.  
<https://es.scribd.com/document/363172510/1929-Mononobe-on-the-Determination-of-Earth-Pressure-During-Eartquakes>
- Morgenstern, N. y Price, V. (1965). The analysis of the stability of general slip surfaces. *Geotechnique*, 15(1), 79–93.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>
- Morgenstern, N. y Price, V. (1967). A numerical method for solving the equations of stability of general slip surfaces. *The Computer Journal*, 9(4), 388–393.  
<https://doi.org/10.1093/comjnl/9.4.388>
- Nadim, F. (1982). *A numerical model for evaluation of seismic behavior of gravity retaining walls*. [Sc.D.Thesis, Massachusetts Institute of Technology]. MIT libraries.

- Nadim, F. y Whitman, R. (1984). *Coupled sliding and tilting of gravity retaining walls during earthquakes*. [Presentación de artículo]. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA, United States.  
[https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8\\_vol3\\_477.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8_vol3_477.pdf)
- Okabe, S. (1926). General theory of earth pressures. *Journal of the Japan Society of Civil Engineering*, 12(1), 123-134.
- Pinedo, E. (2009). *Mejoramiento de la carretera Cañete-Yauyos, Tramo: Km. 59+100 al Km. 59+400*. [Informe de Suficiencia, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional Universidad Nacional de Ingeniería.  
<http://hdl.handle.net/20.500.14076/16617>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma E.050 Suelos y Cimentaciones* (Primera edición digital ed.). Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - SENCICO.  
<https://drive.google.com/file/d/1XdLUkwUqDXsulQgSbFsJ-J9BTt4u3Hp5/view>
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2018). *Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente* (Primera edición digital ed.). Servicio Nacional de Capacitación para la Industria de la Construcción - SENCICO.  
<https://drive.google.com/file/d/1W14N6JldWPN8wUZSqWZnUphg6C559bi-/view>
- Richards, R. y Elms, D. (1979). Seismic behavior of gravity retainings walls. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 105(GT4), 449-464.
- Sackschewski, C. (2017). *Soluciones para la estabilidad de taludes de la carretera Canta-Huayllay entre las progresivas del km 102 al km 110*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de San Marcos]. Repositorio de tesis Digitales. <https://hdl.handle.net/20.500.12672/5743>
- Seed, H. y Withman, R. (1970). *Design of earth retaining structures for dynamics loads*. [Presentación de artículo]. ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and Design of Earth Retaining Structures, Richmond, CA, United States.
- Selimir, L., Dejan, V., y Dragoslav, S. (2019). Determination of the Mohr-Coulomb Material Parameters for Concrete under Indirect Tensile Test. *Technical Gazette* 26, 2(26), 412-419.  
<https://doi.org/10.17559/TV-20180612090311>
- Sherif, M. y Fang, Y. (1984). Dynamic earth pressures on wall rotating about the top. *Soils and Foundations*, 24(4), 109-117.  
[https://doi.org/10.3208/sandf1972.24.4\\_109](https://doi.org/10.3208/sandf1972.24.4_109)

- Sherif, M. y Fang, Y. (1984). *Dynamic earth pressures on wall rotating about the base*. [Presentación de artículo]. 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, CA, United States.  
[https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8\\_vol6\\_993.pdf](https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/8_vol6_993.pdf)
- Sherif, M., Ishibashi, I. y Lee, C. (1982). Earth pressure against rigid retaining walls. *Journal of the geotechnical Engineering Division, ASCE*, 108(GT5), 679-695.
- Siddharthan, R., Ara, S. y Norris, G. (1992). Simple rigid plastic model for seismic tilting of rigid walls. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 118(2), 469-487.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17(1), 11–26.  
<https://doi.org/10.1680/geot.1967.17.1.11>
- Steedman, R. y Zeng, X. (1990). *The seismic response of waterfront retaining walls*. [Presentación de artículo]. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ithaca, NY, United States.
- Towhata, I. y Islam, S. (1987). Prediction of lateral displacement of anchored bulkheads induced by seismic liquefaction. *Soils and Foundations*, 27(4), 137-147.  
[https://doi.org/10.3208/sandf1972.27.4\\_137](https://doi.org/10.3208/sandf1972.27.4_137)
- Trujillo, H. (2013). *Estudio del espaciamiento óptimo entre contrafuertes de muros de contención de concreto armado*. [Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería]. Repositorio Institucional Universidad Nacional de Ingeniería. <https://repositorio.uni.edu.pe/handle/20.500.14076/3767>
- Vargas, R. (2013). *Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo*. [Tesis de grado, Pontificia Universidad Católica del Perú]. Repositorio de Tesis PUCP.  
<http://hdl.handle.net/20.500.12404/4995>
- Whitman, R. y Liao, S. (1985). Seismic design of gravity retaining walls. *U.S. Army Engineering Waterways Experiment Station*, 1(GL-85-1), 1-143.
- Withman, R. (1990). *Seismic design behavior of gravity retaining walls*. [Presentación de artículo]. ASCE Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Ithaca, NY, United States.
- Wright, S. y Duncan, J. (1991). Limit equilibrium stability analyses for reinforced slopes. *Transportation Research Record*, 1(1330), 40–46.  
<https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1991/1330/1330.pdf>

- Wright, S., Kulhawy, F. y Duncan, J. (1973). Accuracy of equilibrium slope stability analyses. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*, 99(SM10), 783–791. <https://www.geoinstitute.org/sites/default/files/inline-files/JSMFD%201973%20SM10%20-%20Wright%20-%20Accuracy%20of%20Equilibrium%20Slope%20Stability%20Analyses.pdf>
- Zarrabi-Kashani, K. (1979). *Sliding of gravity retaining wall during earthquakes considering vertical accelerations and changing inclination of failure surface*. [S.M. Thesis, Massachusetts Institute of Technology]. MIT libraries. <https://dspace.mit.edu/handle/1721.1/16073>