



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

“EVALUACIÓN DE SISTEMAS DE CONTENCIÓN MEDIANTE EL USO
DE ANCLAJES Y PILOTES PARA LA ESTABILIZACIÓN DEL TALUD
EXPUESTO A SOCAVACIÓN, TRAMO 10+430 A 10+550 DE LA VÍA
PANAMERICANA NORTE-LIMA”

TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

AUTORA:

GOMEZ GONZALES, YESSEÑA ABEGAIL

ASESOR:

Dr. TELLO MALPARTIDA, OMART DEMETRIO

JURADOS:

Dr. PUMARICRA PADILLA, RAÚL VALENTÍN

Ms. GARCÍA URRUTIA OLAVARRÍA, ROQUE JESÚS LEONARDO

Ms. JARAMILLO TARAZONA, FRANCISCO

LIMA – PERÚ

2019

Dedicatoria

A todas las personas que lean este trabajo

Agradecimiento

A mis amados padres por los valores inculcados, por el apoyo incondicional y por el ejemplo de sacrificio y espíritu de superación, gracias mamá por tus palabras de aliento y gracias papá por tus palabras de sabiduría que hacen posible entender y comprender el mundo. A mi hermana Lorena, gracias por tu alegría, por saber escucharme y por el apoyo brindado en todo momento, a mi hermanito Edward por ser la gran bendición de mi vida. A toda mi familia, muchas gracias por su muestra de cariño y amor, especialmente a mi tía Irene.

Al Ing. Ricardo Manuel Madrid Argomedo, mi agradecimiento especial por su apoyo, orientación y paciencia en el desarrollo de esta investigación.

A todas las amistades que la vida me ha permitido conocer, muchas gracias por el apoyo brindado.

Y a mi querida Layla, gracias por encontrarme y por tu especial compañía.

Índice

	Página
Resumen	1
Abstract	3
I. Introducción	5
1.1 Descripción y formulación del problema	8
1.1.1 Realidad problemática	8
1.1.2 Formulación del problema.....	9
1.2 Antecedentes	10
1.2.1 Desde cuándo existe o se conoce el problema	10
1.2.2 Estudios o investigaciones anteriores.....	13
1.3 Objetivos	23
1.3.1 Objetivo general	23
1.3.2 Objetivos específicos.....	23
1.4 justificación	24
1.4.1 Práctica	24
1.4.2 Social.....	24
1.5 Hipótesis.....	24
1.5.1 Hipótesis Principal	24
1.5.2 Hipótesis Secundarias.....	25
II. Marco Teórico	26
2.1 Bases teóricas sobre el tema de investigación.....	26

2.1.1 Conceptos generales	26
2.1.2 Metodología para el análisis de estabilidad.....	46
2.1.3 Métodos de estabilización de taludes	72
2.1.4 Diseño de los sistemas propuestos	92
III. Método	116
3.1 Tipo de investigación	116
3.2 Ámbito temporal y espacial.....	116
3.3 Variables.....	116
3.3.1 Definición conceptual de las variables	116
3.3.2 Definición operacionales de las variables	117
3.4 Población y muestra	118
3.4.1 Unidad de Estudio	118
3.4.2 Población	118
3.4.3 Muestra.....	118
3.5 Instrumentos	118
3.5.1 Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos	118
3.5.2 Validación de los instrumentos por juicio de expertos.....	119
3.6 Procedimientos	120
3.7 Análisis de datos.....	121
IV. Resultados	122
4.1 Descripción del caso.....	122
4.1.1 Localización	122

4.1.2 Aspectos físicos del área de estudio	122
4.1.3 Factores de seguridad mínimos	127
4.1.4 Sobrecarga de las zonas colindantes	128
4.2 Evaluación del caso	128
4.2.1 Caracterización geotécnica.....	129
4.2.2 Análisis de estabilidad del talud sin reforzamiento.....	139
4.2.3 Análisis numérico del talud con reforzamiento.....	145
4.2.4 Evaluación económica.....	156
4.3 Resultados de la investigación	156
4.3.1 Parámetros geotécnicos	156
4.3.2 Resultados del análisis de equilibrio límite.....	157
4.3.3 Resultados de la evaluación numérica.....	158
4.3.4 Resultados de la evaluación económica	171
V. Discusión de resultados	176
VI. Conclusiones	179
VII. Recomendaciones	182
VIII. Referencias	183
IX. Anexos	194

Índice de Figuras

	Página
<i>Figura 1:</i> Deslizamiento de la carretera Tijuana y Ensenada (Baja California. México).....	26
<i>Figura 2:</i> Tipos de falla de un talud.....	27
<i>Figura 3:</i> Factores que influyen en la estabilidad de un talud.....	29
<i>Figura 4:</i> Esquema de superficie de falla	31
<i>Figura 5:</i> Representación de los esfuerzos mediante el círculo de <i>Mohr</i>	32
<i>Figura 6:</i> Envolvente de falla de Coulomb.....	33
<i>Figura 7:</i> Esquema de la envolvente de Mohr.....	33
<i>Figura 8:</i> Esquema de la resistencia pico y residual.....	35
<i>Figura 9:</i> Ejemplos de encaje entre superficies.....	37
<i>Figura 10:</i> Curvas de un ensayo de corte directo en una arena de Ottawa.....	37
<i>Figura 11:</i> Representación de la dilatación en un suelo.....	38
<i>Figura 12:</i> Presión lateral de suelos sobre un muro	40
<i>Figura 13:</i> Variación del coeficiente de presión lateral en función del movimiento del muro	40
<i>Figura 14:</i> Desarrollo de la presión activa de suelos de Rankine.....	42
<i>Figura 15:</i> Representación de la falla activa del suelo en el círculo de <i>Mohr</i>	43
<i>Figura 16:</i> Distribución de la presión de suelos	43
<i>Figura 17:</i> Desarrollo de la presión pasiva de suelos de Rankine.....	44
<i>Figura 18:</i> Representación de la falla pasiva del suelo en el círculo de <i>Mohr</i>	44
<i>Figura 19:</i> Distribución de la presión de suelos, izquierda: suelo sin cohesión, derecha: suelo con cohesión.....	45
<i>Figura 20:</i> Presión lateral debido a la sobrecarga	46
<i>Figura 21:</i> Métodos de análisis de estabilidad de taludes	48

<i>Figura 22:</i> División de la masa deslizante en tajadas.....	50
<i>Figura 23:</i> Relaciones del método de Spencer	51
<i>Figura 24:</i> Esquema de discretización.....	54
<i>Figura 25:</i> Ejemplo de ecuaciones de desplazamiento para tres nodos.....	55
<i>Figura 26:</i> Comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo real, modelo MC y modelo HS	61
<i>Figura 27:</i> Representación gráfica del mecanismo de corte y compresión del modelo <i>Hardening Soil</i>	61
<i>Figura 28:</i> Ensayo de compresión <i>triaxial</i> drenado – Arena de Texas	62
<i>Figura 29:</i> Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos <i>triaxiales</i>	63
<i>Figura 30:</i> Curva de deformación para un ensayo triaxial drenado	64
<i>Figura 31:</i> (a) Determinación del módulo edométrico referencial, (b) Superficie de fluencia en el modelo HS.....	65
<i>Figura 32:</i> Representación típica de la variación de la rigidez en función de las deformaciones por corte y los rangos de deformación en problemas geotécnicos y en diferentes ensayos	66
<i>Figura 33:</i> Resultados de la relación entre G_0 y $\gamma_{0.7}$ comparados con los datos de ensayos	67
<i>Figura 34:</i> Fuerzas inerciales aplicadas para el caso de falla plana (a) y circulares (b).....	70
<i>Figura 35:</i> Estructuras de contención de suelos	74
<i>Figura 36:</i> Anclajes permanentes en la estabilización de un talud inestable	75
<i>Figura 37:</i> Aplicaciones más comunes de las anclas.....	76
<i>Figura 38:</i> Partes de un ancla	77
<i>Figura 39:</i> Clasificación de acuerdo a la geometría del bulbo	78
<i>Figura 40:</i> Componentes del tendón de anclaje	79
<i>Figura 41:</i> Perforación por percusión.....	80
<i>Figura 42:</i> Instalación de tirantes	81

<i>Figura 43:</i> Inyección de lechada.....	81
<i>Figura 44:</i> Tensado del anclaje.....	82
<i>Figura 45:</i> Prueba de carga en anclaje.....	82
<i>Figura 46:</i> Configuración de las pantallas de pilotes	83
<i>Figura 47:</i> Profundización del plano de falla	84
<i>Figura 48:</i> Estabilización de un talud mediante pilotes.....	84
<i>Figura 49:</i> Pantalla de pilotes con viga de atado y anclajes	85
<i>Figura 50:</i> Pantalla de pilotes para la construcción de una vía junto al río Rímac	85
<i>Figura 51:</i> Fotografía del trazo de pilotes discontinuo sobre el terreno.....	86
<i>Figura 52:</i> Fotografía de la perforación de pilote mediante camisas	87
<i>Figura 53:</i> Herramientas perforadoras.....	87
<i>Figura 54:</i> Proceso de ejecución de pilotes con Hélice continua	89
<i>Figura 55:</i> Ejecución de pilotes de desplazamiento a rotación	89
<i>Figura 56:</i> Fotografía de maniobras mediante grúa para el colocado de la armadura del pilote	90
<i>Figura 57:</i> Fotografía del concretado de pilote mediante tubería tremie	90
<i>Figura 58:</i> Fotografías de la excavación y retiro del concreto excedente de pilotes.....	91
<i>Figura 59:</i> Fotografías de la construcción de la viga de encepado de la pantalla de pilotes...91	
<i>Figura 60:</i> Variación del esfuerzo de adhesión en función de la carga aplicada	94
<i>Figura 61:</i> Variación teórica del esfuerzo de adhesión a lo largo del ancla en función del módulo de elasticidad del ancla y del suelo según los estudios de Coates y Yu (1970)	95
<i>Figura 62:</i> Desarrollo de la distribución de esfuerzo de adherencia según Ostermayer y Barley	95
<i>Figura 63:</i> Curva de tendencia potencial, capacidad de adherencia última vs longitud de bulbo	96

<i>Figura 64:</i> Modos de falla de los anclajes	97
<i>Figura 65:</i> Parámetros de interés para el diseño de un ancla perforada	99
<i>Figura 66:</i> Capacidad de carga última vs longitud de bulbo de los anclajes postensados ensayados	101
<i>Figura 67:</i> Diagramas de presión aparente de Terzaghi y Peck	102
<i>Figura 68:</i> Diagramas de presión aparente recomendados para arenas.....	103
<i>Figura 69:</i> Diagramas de presión aparente recomendados para arcillas firmes a duras.....	103
<i>Figura 70:</i> Método de cálculo de las cargas en los anclajes.....	104
<i>Figura 71:</i> Cálculo de la fuerza de anclaje para un muro con un nivel de anclaje en suelo granular	105
<i>Figura 72:</i> Cálculo de la fuerza de anclaje para un muro con más de un nivel de anclaje en suelo granular.....	105
<i>Figura 73:</i> Ubicación de la superficie de falla crítica.....	106
<i>Figura 74:</i> Espaciamiento horizontal.....	107
<i>Figura 75:</i> Situación típica de una pila que experimenta movimientos laterales del suelo...	108
<i>Figura 76:</i> Formas de trabajo de una pantalla en función de su arriostamiento	111
<i>Figura 77:</i> Fila de pilas colocadas dentro de un suelo con deformación plástica	113
<i>Figura 78:</i> Estado de deformación plástica del suelo alrededor de los pilotes.....	113
<i>Figura 79:</i> Ecuación para determinar la fuerza lateral que actúa sobre los pilotes	114
<i>Figura 80:</i> Esquema del diseño de investigación	121
<i>Figura 81:</i> Localización del sitio estudiado.....	122
<i>Figura 82:</i> Mapa unidades geomorfológicas – Zona de encañonamiento del cauce.....	123
<i>Figura 83:</i> En la fotografía se muestran los depósitos aluvial, fluvial y antropogénicos.....	124
<i>Figura 84:</i> Topografía del talud.....	127
<i>Figura 85:</i> Fotografía del talud y sección topográfica correspondiente	127

<i>Figura 86:</i> Esquema de la instrumentación del equipo de corte directo a gran escala CISMID – UNI	129
<i>Figura 87:</i> Desplazamientos máximos alcanzados en los ensayos de corte directo a gran escala	130
<i>Figura 88:</i> Resistencia al corte en ensayos In Situ	130
<i>Figura 89:</i> Resistencia pico en ensayos de laboratorio a gran escala.....	131
<i>Figura 90:</i> Resistencia última en ensayos de laboratorio a gran escala	131
<i>Figura 91:</i> Correlación entre el Diámetro D50 y el parámetro de fricción (μ)	132
<i>Figura 92:</i> Relación entre el material pasante por la malla de 3” y el parámetro de dilatancia	133
<i>Figura 93:</i> Ubicación de ensayos granulométricos integrales.....	133
<i>Figura 94:</i> Comparación entre los resultados de ensayos de placa y modelo PLAXIS HS Small	136
<i>Figura 95:</i> Curva de degradación del módulo de corte con la deformación	138
<i>Figura 96:</i> Resumen de ensayos MASW en la Grava de Lima y el ajuste del parámetro $G_{\text{máx}}$	138
<i>Figura 97:</i> Geometría para el cálculo de estabilidad	140
<i>Figura 98:</i> Propiedades para modelar la pantalla de pilotes mediante la opción <i>Plate</i>	148
<i>Figura 99:</i> Representación gráfica de la Propuesta I.....	148
<i>Figura 100:</i> Geometrías para el cálculo – Propuesta I, escenario sin socavación y con socavación.....	149
<i>Figura 101:</i> Discretización del modelo de la Propuesta I.....	151
<i>Figura 102:</i> Fases de cálculo – Propuesta I.....	151
<i>Figura 103:</i> Representación gráfica – Propuesta II	152
<i>Figura 104:</i> Prognosis de rotura del talud para la condición actual y con socavación.....	153

<i>Figura 105: Geometrías para el cálculo – Propuesta I</i>	153
<i>Figura 106: Discretización del modelo de la Propuesta II</i>	155
<i>Figura 107: Fases de cálculo – Propuesta I.....</i>	155
<i>Figura 108: Factor de seguridad – Escenario sin socavación</i>	159
<i>Figura 109: Factor de seguridad – Escenario con socavación</i>	160
<i>Figura 110: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso estático</i>	160
<i>Figura 111: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso pseudoestático.....</i>	160
<i>Figura 112: Mecanismo de falla – Escenario con socavación, caso estático</i>	161
<i>Figura 113: Desplazamientos totales y superficie de falla – Escenario con socavación, caso pseudoestático.....</i>	161
<i>Figura 114: Diagramas de fuerza cortante y momento flector de la pantalla de pilotes.....</i>	162
<i>Figura 115: Diagramas de fuerza cortante y momento flector del muro M1</i>	162
<i>Figura 116: Diagramas de fuerza cortante y momento flector del muro M2.....</i>	163
<i>Figura 117: Diagramas de fuerza cortante y momento flector del muro M3.....</i>	163
<i>Figura 118: Factor de seguridad – Escenario sin socavación.....</i>	167
<i>Figura 119: Factor de seguridad – Escenario con socavación</i>	167
<i>Figura 120: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso estático</i>	168
<i>Figura 121: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso pseudoestático.....</i>	168
<i>Figura 122: Mecanismo de falla – Escenario con socavación, caso estático</i>	168
<i>Figura 123: Desplazamientos totales y superficie de falla – Escenario con socavación, caso pseudoestático.....</i>	169
<i>Figura 124: Diagrama de fuerza cortante y momento flector de la pantalla de pilotes.....</i>	170

Índice de Tablas

	Página
Tabla 1 Método de análisis de estabilidad de taludes	49
Tabla 2 Lista de parámetros para usar en el modelo HS Small en el programa PLAXIS	68
Tabla 3 Técnicas de estabilización de taludes	73
Tabla 4 Variables independiente y dependiente	116
Tabla 5 Operacionalización de variables	117
Tabla 6 Validación de Expertos	120
Tabla 7 Coeficientes sísmicos para la estabilidad de taludes	125
Tabla 8 Valores de factor de seguridad mínimo	127
Tabla 9 Registro de perforación.....	132
Tabla 10 Registro de material pasante por la malla de 3’’ en ensayos de granulometría integral	134
Tabla 11 Ajuste granulométrico para determinar el parámetro D50	135
Tabla 12 Parámetros de resistencia para la grava de Lima	136
Tabla 13 Parámetros de rigidez.....	137
Tabla 14 Parámetros avanzados para el modelo HS-Small	137
Tabla 15 Parámetros geotécnicos para el modelo Morh-Coulomb.....	139
Tabla 16 Factor de Seguridad considerando el aumento del área socavada al pie del talud .	140
Tabla 17 Factor de Seguridad considerando la potencial socavación del lecho	140
Tabla 18 Superficies de falla en la condición de socavamiento al pie del talud – Caso estático	141
Tabla 19 Superficies de falla en la condición de socavamiento al pie del talud – Caso pseudostático	142

Tabla 20 Superficies de falla en la condición de socavamiento en el lecho del río– Caso estático	143
Tabla 21 Superficies de falla en la condición de socavamiento en el lecho del río– Caso pseudoestático	144
Tabla 22 Propiedades del tendón de anclaje	149
Tabla 23 Propiedades del bulbo de anclaje para $L_b = 5m$	149
Tabla 24 Propiedades de la pantalla de pilotes de 1.00 m de diámetro	150
Tabla 25 Propiedades del muro anclado M1 de 0.50 m de espesor	150
Tabla 26 Propiedades del muro anclado M2 y M3 de 0.15 m de espesor	150
Tabla 27 Propiedades del tendón de anclaje	154
Tabla 28 Propiedades de la pantalla de pilotes de 1.00 m de diámetro espaciadas a 1.50m .	154
Tabla 29 Propiedades del bulbo de anclaje para $L_b = 5m$	154
Tabla 30 Parámetros geotécnicos para el modelamiento según HS Small	157
Tabla 31 Dimensiones de la pantalla de pilotes.....	158
Tabla 32 Dimensiones de los muros	158
Tabla 33 Dimensiones de los anclajes	159
Tabla 34 Esfuerzos en las estructura de concreto	162
Tabla 35 Cargas en los anclajes	164
Tabla 36 Comprobación de la tensión admisible del acero	164
Tabla 37 Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento	165
Tabla 38 Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo.....	165
Tabla 39 Dimensiones de la pantalla de pilotes.....	166
Tabla 40 Dimensiones del anclaje	166
Tabla 41 Esfuerzos en la pantalla de pilotes.....	169
Tabla 42 Cargas en los anclajes	170

Tabla 43 Comprobación de la tensión admisible del acero	170
Tabla 44 Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento	171
Tabla 45 Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo.....	171
Tabla 46 Cantidad de obras de la propuesta I.....	172
Tabla 47 Cantidad de obras de la propuesta II.....	173
Tabla 48 Presupuesto aproximado de la propuesta I	173
Tabla 49 Presupuesto aproximado de la propuesta II	174
Tabla 50 Ventajas y desventajas de las obras propuestas	175
Tabla 51 Factor de Seguridad del talud con reforzamiento - Propuesta I.....	178
Tabla 52 Factor de Seguridad del talud con reforzamiento - Propuesta II	178

Resumen

El talud vertical expuesto a socavación causada por el río Rímac muestra signos de inestabilidad que ponen en riesgo la integridad de la vía Panamericana Norte – Lima, en el tramo del km 10+480 al km 10+550, en ese sentido, el propósito de esta tesis es proponer y evaluar sistemas de contención, utilizando anclajes y pilotes, y seleccionar la mejor alternativa de estabilización del talud; para la realización de este trabajo; en primer lugar, se determinó la caracterización geotécnica del talud, luego, se realizó un análisis de estabilidad a la sección más crítica del talud sin reforzamiento mediante el método de equilibrio límite considerando el avance gradual de la socavación al pie del talud y en el lecho del río a fin de verificar la influencia de este fenómeno en la estabilidad del talud, se usaron los métodos de *Morgenstern and Price* y *Spencer*; seguidamente, mediante un análisis numérico de elementos finitos, se determinó el dimensionamiento de los elementos de reforzamiento de los sistemas de estabilización propuestos a través del modelamiento del talud reforzado en el programa PLAXIS, de acuerdo al factor de seguridad mínimo requerido, es preciso señalar que, conforme a la literatura revisada, las propuestas evaluadas fueron: Pantalla de pilotes proyectada desde el lecho del río y muros anclados (Propuesta I), y Pantalla de pilotes proyectada desde la corona del talud provista de una fila de anclajes (Propuesta II), además, para simular el comportamiento del suelo se utilizó el modelo constitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* puesto que ha sido validado por su buena aproximación al comportamiento real de la grava típica de Lima; finalmente, se seleccionó la propuesta que presentó la mejor alternativa al evaluar sus costos aproximados y aspectos técnicos. Con el fin de establecer los parámetros de resistencia del suelo, se estudió el comportamiento de dilatación de las gravas de Lima, donde se encontraron relaciones significativas entre los parámetros derivados de la granulometría y los ángulos de fricción intrínseco y de dilatación, además, se encontró que la

socavación produce un efecto de inestabilidad en el talud, con lo cual se justificó la necesidad de implementar medidas de reforzamiento, por otro lado, se encontró que las propuestas cumplen con su propósito de estabilizar el talud, no obstante, cuando se evalúan sus costos aproximados y los aspectos técnicos más relevantes, la Propuesta II presentó las mejores ventajas.

Palabras clave: Equilibrio límite, elementos finitos, Hardening Soil model with small-strain stiffness, elementos de reforzamiento (anclajes y pilotes), grava de Lima.

Abstract

The vertical slope exposed to scour caused by the Rímac river shows signs of instability that put at risk the integrity of the Panamericana Norte Highway – Lima, in the road section from km 10 + 480 to km 10 + 550, in that sense, the purpose of this thesis is to propose and evaluate soil retention systems, using anchors and piles, and select the best alternative for stabilization of the slope; for the realization of this work; first, the geotechnical characterization of the slope was determined, then, a stability analysis was performed on the most critical section of the slope without reinforcement using the Limit Equilibrium Method considering the gradual progress of scour around the toe of the slope and at the riverbed to verify the influence of this phenomenon on slope stability, the *Morgenstern and Price* and *Spencer* methods were used; subsequently, through a numerical analysis of finite element method, the dimensioning of the reinforcement elements of the proposed stabilization systems was determined through the modeling of the reinforced slope in the PLAXIS program, according to the minimum required safety factor, it should be noted that, according to the literature reviewed, the proposals evaluated were: one row of piles projected from the river bed and anchored walls (Proposition I), and one row of piles projected from the crown of the slope provided with a row of anchors (Proposition II), moreover, to simulate the behavior of the soil used the Hardening Soil with Small Strain Stiffness constitutive model since it has been validated for its well approximation to the real behavior of the typical Lima's gravel; finally, the proposal that presented the best alternative when evaluating its approximate costs and technical aspects was selected. In order to establish the soil strength parameters, the dilatancy behavior of Lima's gravel was studied, where significant relationships were found between the parameters derived from the granulometry and the intrinsic friction and dilation angles; in addition, it was found that the scour produces an effect of instability in the slope, which justified the need to implement

reinforcement measures, on the other hand, it was found that the propositions reach their purpose of stabilizing the slope, however, when its approximate costs and the most relevant technical aspects are evaluated, Proposition II presented the best advantages.

Key words: Limit equilibrium method, finite elements method, Hardening Soil model with small-strain stiffness, reinforcement elements (anchors and piles), Lima gravel.

I. Introducción

La inestabilidad de taludes es una amenaza para las infraestructuras colindantes o cercanas a su entorno, puesto que pueden ocasionar daños y pérdidas económicas; por lo cual es importante evaluar su estabilidad con el fin de prevenir los efectos que provocaría su colapso. El grado de seguridad de un talud se determina a partir de un análisis de estabilidad, donde, se determina si las fuerzas resistentes del suelo soportan o no las fuerzas ocasionadas por la gravedad, mediante el factor de seguridad, lo cual se puede realizar empleado diversas teorías, las más comunes son: el método de equilibrio límite, el método de elementos finitos y el método de diferencia finitas, estos métodos presentan entre si ventajas y desventajas en cuanto a la precisión, al tiempo de cálculo y a sus costos, es importante evaluar estos factores antes de su aplicación. (Suárez, 2001)

El método de equilibrio límite es considerado un método básico, ampliamente utilizado debido a su simplicidad y fácil aplicación; sin embargo, sus resultados son cuestionables debido a las suposiciones que se deben hacer para conseguir los resultados, al respecto, se han desarrollado diversas teorías, dentro de las cuales los métodos de dovelas de *Morgenstern y Price*, y *Spencer* son considerados como los más rigurosos por satisfacer todos los requisitos para el equilibrio estático (Agam, Hashim, Murad, & Zabidi, 2016). Se han desarrollado diferentes tipos de programas basados en este método tales como: *Slide*, *SLOPE / W*, *Hydrus*, *SVSlope*, *DotSlope*, *Galena*, *GSlope*, *Clara-W*, *TSlope3*, *Autoblock*, entre otros. (Trinidad, 2017)

Por otro lado, los métodos numéricos son los que mejor se aproximan a la solución exacta en el análisis de la estabilidad, dado que no requieren realizar suposiciones para llevar a cabo los análisis, este método es apropiado cuando se presentan mecanismos de falla muy complejos, entre las técnicas numéricas más comunes se encuentra el método de elementos finitos el cual

utiliza el procedimiento de reducción de los parámetros resistentes del suelo, hasta que se produzca la falla, para determinar el factor de seguridad (*Phi/c reduction*); adicionalmente, este método puede determinar las deformaciones y tensiones del suelo, realizar análisis dinámicos, simular el comportamiento del suelo mediante modelos constitutivos avanzados, entre otros; respecto a los modelos constitutivos, se encontró que el modelo *Hardening Soil with small-strain stiffness* permite simular el comportamiento esfuerzo deformación del suelo con mayor precisión (Obrzud, 2011; Çelik, 2017; Slowski 2017 y otros), una característica importante de este modelo es la dependencia de la rigidez con las tensiones, esto permite simular de mejor forma la interacción del suelo con elementos estructurales (Martin A. op de Kelder, 2015 y Raddatz & Taiba, 2017). Con respecto a los programas basados en este método se tienen: PLAXYS, SIGMA y CRISP, entre otros. (Trinidad, 2017)

En el caso de que el talud presente inestabilidad, se pueden adoptar diversas medidas para hacer frente a este problema (Sanhueza & Rodriguez, 2013); entre ellos, cambiar la geometría del talud, implementar elementos de reforzamiento o evitar el problema, aislando a las edificaciones comprometidas (Turner & and Schuster, 1996). Cuando el talud evaluado no acepta el cambio de su geometría o no se puede prescindir del problema; se implementan estructuras de reforzamiento, entre estas podemos mencionar las siguientes tecnologías: *soil nailing* (suelo claveteado), gaviones, muros de suelo reforzado, muros anclados, muros pantalla, pantalla de pilotes, entre otros (Figuroa, Rodriguez, & Zelada, 2011); estas estructuras están conformadas por diversos elementos que hacen práctica su utilización en problemas ingenieriles de estabilización de taludes (Chen, et al., 2016). Se encontró que el sistema de anclajes y las pantallas de pilotes resultan ser eficaces para la estabilización de taludes inestables que involucran a vías de comunicación (Bodour, 2010; Murillo & Ortuño, 2010).

En la ciudad de Lima se ejecutaron algunas infraestructuras viales sobre las riberas del tramo urbano del río Rímac, sin prever que el río sufriría una importante degradación de su lecho debido al fenómeno de socavación; es por ello que, actualmente, se ha evidenciado que el tramo comprendido entre las progresivas del km 10+480 al km 10+550 de la vía Panamericana Norte presenta inestabilidad debido a la profundización del cauce que dio origen a la formación de taludes verticales, lo que pone en riesgo la integridad de la vía y la seguridad de los usuarios.

En ese sentido, nace la necesidad de implementar medidas de protección del talud para garantizar su estabilidad, teniendo en cuenta que el talud, unidad de estudio de este trabajo, no permite modificaciones de su geometría y tampoco se puede evitar este problema ya que la vía Panamericana Norte, en el tramo señalado anteriormente, se encuentra sobre la corona del talud, en atención a lo expuesto, en la presente investigación se ha propuesto evaluar la estabilidad del talud mediante el método de equilibrio límite usando el programa Slide y los métodos de *Morgenstern y Price*, y *Spencer* con la finalidad de justificar la implementación de medidas de reforzamiento al talud; además, se ha planteado proponer y evaluar sistemas de contención del talud mediante el uso de pilotes y muros anclados, no obstante, ¿Cuál será el sistema de contención que presente la mejor alternativa de estabilización del talud expuesto a socavación? para responder esta pregunta, se realizó el dimensionamiento de los sistemas de reforzamiento propuestos por medio de un análisis numérico en el programa PLAXIS, utilizando el modelo constitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* para la modelización del comportamiento del suelo (grava de Lima), y finalmente, se seleccionó la mejor alternativa teniendo en cuenta sus aspectos técnicos y económicos (costos aproximados).

Es preciso señalar que los sistemas de estabilización propuestos solo fueron evaluados desde el enfoque geotécnico, en razón a que el contenido se centrará en teorías y normativas basadas en análisis geotécnicos, quedando fuera del alcance de la investigación el diseño

estructural, lo que podría ser motivo de otra investigación. Por otro lado, el criterio que se utilizó para determinar el sistema de estabilización que presente la mejor alternativa de protección del talud es la comparación de sus costos aproximados, puesto que la cantidad de las obras se estimarán a partir de un pre-diseño.

Se evaluaron dos sistemas de reforzamiento de taludes, los cuales fueron establecidos según la literatura revisada, la propuesta I está conformada por una pantalla de pilotes proyectada desde el lecho del río y muros anclados, mientras que la propuesta II está conformada por una pantalla de pilotes proyectada desde la corona del talud provista de una fila de anclajes, se realizó el dimensionamiento de los elementos de reforzamiento mediante un modelamiento en el programa PLAXIS, y se verificó que ambas propuestas garantizan la estabilidad del talud; luego, se realizó la evaluación técnica y económica y se encontró que la Propuesta II presenta mayores ventajas que la Propuesta I en cuanto a que resultó ser la más económica en 38%, no requiere la intervención del río para su ejecución, y su mantenimiento es mínimo por presentar una sola fila de anclajes.

1.1 Descripción y formulación del problema

1.1.1 Realidad problemática

Generalmente, la vida humana se desarrolla con mayor facilidad en los valles, por lo que este termina siendo disputado por el río, las vías, la agricultura, y el desarrollo habitacional e industrial; al no existir un adecuado planeamiento urbano las ciudades crecen desordenadamente, dando paso a las invasiones en zonas críticas tales como: acantilados, el pie de laderas inestables, las riberas de los ríos, etc., que se originan a partir de la escasez de tierras para el desarrollo de actividades económicas y sociales. Refiriéndonos a las invasiones de zonas aledañas a los ríos se advierte que estas se han incrementado en los últimos años, dado que las sociedades se vuelven cada vez más urbanas tratando de controlar un medio natural tan dinámico como el fluvial.

Los ríos de la ciudad de Lima no son ajenos a este problema, dado que el cauce y las riberas han sido intervenidas con diversas estructuras (puentes, carreteras, ferrocarriles, viviendas, entre otros.) que han generado el estrechamiento de sus cauces; más aún, en estos ríos se producen las grandes crecidas con lo que muchas de estas construcciones pueden verse seriamente comprometidas ya que no poseen sistemas de protección de márgenes.

En el tramo urbano del río Rímac, aguas abajo del Puente El Ejército, se manifiesta el proceso de incisión, debido a la concentración de caudales y estrechamiento del cauce, generándose el desequilibrio entre la capacidad de transporte de la corriente y el suministro de carga sólida; es decir, las fuerzas erosivas debido a la concentración de caudales superan la resistencia de los materiales y toman los sedimentos del propio lecho del río, como consecuencia, el cauce se profundiza (degradación del fondo); y debido a las características del suelo, se forman los acantilados o taludes verticales.

El proceso de incisión hace que los taludes de las márgenes tengan una altura cada vez mayor, hasta que se supera el límite de estabilidad, con lo que el material de las riberas termina desmoronándose y cayendo al cauce, o hasta que se produzca el colapso de un bloque del talud debido al socavamiento en su zona baja (Gonzales del Tánago & García de Jalón, 2001). El río Rímac, en el tramo anteriormente mencionado, presenta este proceso geomorfodinámico que afecta directamente a las estructuras que invadieron su territorio fluvial. Ver Fotografías del Anexo A.

1.1.2 Formulación del problema

Un tramo de la vía Panamericana Norte se construyó sobre la corona del talud vertical de la margen derecha del río Rímac, de forma tangente a una curva cóncava del cauce, en este tramo de la vía se han observado grietas tensionales en el pavimento entre las progresivas del km 10+480 al km 10+550 de la vía Panamericana Norte, además, se ha evidenciado socavación

al pie del talud vertical que presenta una altura promedio de 20 m. En el Anexo B se muestran fotografías del área en estudio.

Lo advertido anteriormente pone en evidencia que el talud presenta problemas de estabilidad, por consiguiente, se concibe la necesidad de implementar medidas de protección mediante la implementación de estructuras cuya concepción cuenten con criterios técnicos y económicos que garanticen su eficacia y durabilidad, con el fin de asegurar la estabilidad del talud y por ende garantizar la seguridad de los usuarios de esta vía.

1.1.2.1 Pregunta general

¿Cuál será el sistema de contención que presente la mejor alternativa de estabilización del talud expuesto a socavación en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima?

1.1.2.2 Preguntas específicas

- ¿Cuál es la caracterización geotécnica del talud, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima?
- ¿Qué efecto produce el avance de la socavación en la estabilidad del talud, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima?
- ¿Cuál de los sistemas de contención propuestos para estabilizar el talud expuesto a socavación, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima, presenta la mejor alternativa al evaluar sus aspectos técnicos y económicos?

1.2 Antecedentes

1.2.1 Desde cuándo existe o se conoce el problema

Las manifestaciones referentes a la problemática presente en el tramo urbano del río Rímac se remontan al año 1998 con la publicación del libro: Introducción a la Hidráulica Fluvial (Rocha Felices, 1998), donde se indica que desde la fundación de la ciudad de Lima el tramo del río Rímac ha sido objeto de diversas obras (puentes, bocatomas, encauzamientos, etc.) que no se ejecutaron dentro de un plan de desarrollo integral entre el río y los centros urbanos que

atraviesa, y como consecuencia se alteró profundamente las condiciones naturales del río creando serios problemas. Asimismo, Maisch (2011) indica que en los años 40 los pobladores del distrito de San Martín de Porres estrecharon considerablemente el ancho del río Rímac y como el fondo del cauce es erosionable, se inició un proceso de profundización regresiva. “(...) lo que le quitaron en anchura la corriente lo compensa aumentando en altura (...)” (pág. 01).

Por otro parte, se identificaron los puntos críticos de inundaciones y erosión fluvial por avenidas, en toda la cuenca del río Rímac (trabajo realizado conjuntamente con la Autoridad Nacional del Agua) donde los autores para el sector: Puente el Ejército resaltaron lo siguiente:

Efectos previsibles: daños en viviendas e infraestructuras de servicios, por erosión del río Rímac. El río presenta forma de acantilados en ambas márgenes, con taludes que presentan poca resistencia a la erosión. Elementos expuestos: viviendas, puente El Ejército y vías de acceso. (Alfaro, y otros, 2012, pág. 159)

Hay que mencionar también, que Kuroiwa (2011), después de analizar documentos históricos, llegó a la conclusión que si bien es cierto que el río Rímac (Tramo Urbano) viene sufriendo intervenciones humanas desde tiempos inmemoriales tales como la construcción del Puente Trujillo (1610), construcción del terraplén del Ferrocarril Central (1870), construcción de la Vía de Evitamiento; es la construcción del Puente El Ejército (1936) la principal causa de la formación del Cañón urbano del Río Rímac, debido a que concentró los caudales originando el estrechamiento del río y dando paso al encajonamiento progresivo aguas abajo del puente (proceso de incisión), y consecuentemente la formación de taludes verticales que actualmente están sometidos a erosión.

Además, es preciso citar el documento: Plan de Gestión de Riesgo en el Marco del Desarrollo Sostenible - Margen Izquierda del Río Rímac – Cercado de Lima (Investigación integrada y participativa para la reducción de la vulnerabilidad, pobreza y cargas ambientales

en el Cercado de Lima, 2012), donde, al igual que los documentos anteriormente mencionados, se identifica al tramo del río Rímac aguas abajo del Pte. El Ejército como una zona vulnerable. Este documento fue elaborado con la finalidad de contribuir a la construcción de comunidades *resilientes* en la margen izquierda del río Rímac (MIRR) – Cercado de Lima; de ahí que uno de los temas abordados fue identificar las amenazas físicas naturales, para lo cual realizaron el análisis de la geología, geomorfología e hidrología y estudios de campo como clasificación de suelos y sismicidad de la zona de estudio, y en base a ello elaboraron mapas temáticos referidos a la vulnerabilidad de la MIRR, tales como el Plano de amenaza por derrumbes en laderas donde se identifica que el tramo curvo del río, adyacente a la Vía Panamericana Norte, presenta un nivel de probabilidad de derrumbe muy alta, lo mismo ocurre en el Mapa síntesis de peligros naturales donde el mencionado tramo fue identificado como una de las zonas de mayor peligro; adicionalmente, presentaron la matriz de nivel de peligros naturales para los sectores críticos en la MIRR, advirtiéndose que el Tramo: Pte. Ejército – Prolongación El Montón (tramo que abarca la zona de estudio de la presente tesis) presenta peligros geológicos, hidrológicos y geotécnicos, ya que existen problemas debido a la presencia de taludes rectos, sismicidad, derrumbes, deslizamientos, erosión de riberas e inestabilidad de taludes.

Finalmente, de acuerdo a la información revisada, existen zonas de alto riesgo a erosión de riberas en el tramo urbano del río Rímac, sin embargo, a la fecha, los gobiernos locales han tomado acciones o medidas parciales frente a este problema, con el proyecto “Vía Expresa Línea Amarilla” se desocuparon las viviendas ubicadas al borde del río en la margen izquierda y se estabilizaron los taludes para la construcción de una vía, no obstante, continúa pendiente garantizar la seguridad de la población *usuaria* de la margen derecha, esto implica el aseguramiento de la infraestructura en contacto con las zonas críticas, como es el caso de las viviendas y vías de comunicación.

1.2.2 Estudios o investigaciones anteriores

Con el fin de brindar soluciones geotécnicamente seguras, eficaces y económicamente viables al problema de derrumbes, deslizamientos, reptación de suelos, ocurridos durante el desarrollo de las obras de la carretera Canta – Huayllay, Sackschewski (2017), desarrolló un estudio bajo un lineamiento experimental que consta desde la recopilación de información de antecedentes técnicos, exploraciones de campo (observaciones y ensayos in situ), ensayos de laboratorio, procesamiento de datos, hasta el cálculo del Factor de Seguridad de los taludes con la ayuda del programa *Slide 6.0* (Método de *Spencer*) teniendo en cuenta los criterios de rotura de *Mohr-Coulomb* y *Hoek & Brown* generalizado, las propuestas de solución fueron la reconformación de taludes (banquetas e inclinación del talud), el sellado de grietas y la colocación de cunetas de coronación, el autor concluyó que las técnicas propuestas mejorarían la estabilidad de los taludes, esto en base a los resultados del análisis geológico–geotécnico efectuados. La investigación del autor se relaciona con la presente tesis en cuanto a que se encuentran involucrados tanto el talud inestable como la vía de comunicación; sin embargo, las técnicas utilizadas por el autor como medidas de estabilización del talud no son opciones viables para la presente tesis debido a que la geometría del talud vertical en estudio no admite modificaciones, puesto que la vía Panamericana Norte se encuentra sobre la corona del talud.

La Autoridad Nacional del Agua, Korea Water Resources Corporation (*K-WATER*), Yooshin Engineering, Pyunghwa Engineering Consultants (2015), en el marco de cooperación entre Corea del Sur y el Perú, desarrollaron el Plan maestro del proyecto de restauración del río Rímac, para lo cual realizaron una inspección del estado de la cuenca del río Rímac, identificando zonas críticas y en base a ello se propusieron medidas y planes para la recuperación del río. Los autores manifiestan que existe una sección de 600 m aguas abajo del puente *El Ejército*, que constituye un desfiladero en forma de “U” de 10 a 25 m de profundidad, cuyos taludes se encuentran perpendiculares al lecho del río. Asimismo, presentan medidas o

métodos alternativos de ingeniería para mejorar la estabilidad de estos taludes, tales como el corte de muros laterales con márgenes de talud leve, método de bulón para reforzar los taludes, muros de contención de tierra reforzada y el método de muro de contención de concreto reforzado (concreto vaciado en sitio o la instalación de muros de contención prefabricados); finalmente, los autores concluyen que se debe asegurar la selección de un método óptimo que incluya datos geotécnicos y registros importantes que cubra la sección del desfiladero. Los autores recomiendan diferentes métodos para mejorar la estabilidad de los taludes; sin embargo, dado que el ancho del cauce, en el tramo de estudio de la presente tesis, es de aproximadamente 10 m, al implementar el método de muro de contención de tierra reforzada se estaría disminuyendo la sección hidráulica con lo que el caudal se concentraría aún más y por tanto, el proceso de incisión aumentaría, esta alternativa queda descartada para el presente trabajo, al igual que el método de corte del talud, como se mencionó la geometría del talud no admite modificaciones; de modo que, la alternativa de solución a implementarse deberá contemplar el reforzamiento del talud, en ese sentido, los métodos de anclajes y muros de contención sí se adaptan a las condiciones del talud en evaluación, los que serán tomados en cuenta para la elección de los sistemas de estabilización.

Agam, Hashim, Murad, & Zabidi (2016) realizaron un trabajo de análisis de sensibilidad de un talud natural en Kepong, Kuala Lumpur, para lo cual realizaron exploraciones geotécnicas y topográficas con el fin de definir las propiedades de los materiales y la geometría del talud, para el análisis de estabilidad de taludes utilizaron el criterio de falla de *Mohr-Coulumb* y para el cálculo del factor de seguridad utilizaron el programa *Side 6.0* mediante el uso del Método de Equilibrio Límite, el método de rebanadas de *Spencer* y el Método de Equilibrio Límite General fueron elegidos por los autores en vista de que satisfacen los equilibrios de fuerzas y momentos. Los autores realizaron un análisis de sensibilidad donde los valores de los parámetros del suelos fueron variados en incrementos uniformes entre los valores

mínimos y máximos (mientras se modifica el valor de un parámetro todos los demás mantuvieron sus valores medios constantes), a partir de los diagramas de sensibilidad obtuvieron lo siguiente: el peso unitario causó una influencia insignificante en el cambio del factor de seguridad (de 0.9%), el parámetro de cohesión del suelo tuvo mayor influencia en el cambio del factor de seguridad (de 8%), el ángulo de fricción del suelo representó la segunda mayor influencia para cambiar el factor de seguridad (entre un 26% y 36%), la ubicación del nivel freático tuvo mayor influencia en el cambio del factor de seguridad, donde se observó que el factor de seguridad empezó a variar drásticamente cuando el nivel del agua coincidía con la superficie de deslizamiento; por otro lado, los autores advirtieron que existen pequeñas diferencias de los valores de factor de seguridad entre los dos métodos de análisis las que no superan el 2% a pesar de la diferencia de los supuestos de fuerzas entre rebanadas. Si bien es cierto que el principal objetivo de la investigación es mostrar la sensibilidad de un talud al variar los parámetros geotécnicos. El principal aporte que se puede rescatar para la presente tesis es el método de análisis que se utilizó para determinar el factor de seguridad (factor determinante para verificar la estabilidad de un talud), pues en vista de que la variación entre los métodos utilizados es mínima, en la presente tesis se considerará el método *Spencer* o el Método de Equilibrio Límite General para el análisis de estabilidad del talud en estudio.

Campos (2017) desarrolló un proyecto que consiste en diseñar propuestas constructivas de estabilización de taludes y laderas, para lo cual analizó la problemática de las zonas a estabilizar, evaluó el estudio geotécnico, y mediante el uso del programa *Slide*, realizó el análisis de estabilidad, con lo que pudo verificar que la zona denominada *Radio Base Purruja*, no presentaba inestabilidad por deslizamiento, más bien, una problemática de erosión de suelos, con una socavación de 1.85 m debajo del nivel del terreno. Ante tal escenario el autor propuso, como medida de control, implementar una pantalla enterrada de concreto armado de 3 m de altura para contrarrestar el socavamiento del sitio y soportar los esfuerzos de flexión y corte;

además, colocar *Rip – Rap* sobre la viga de anclaje del muro al pie del talud, y para el talud, implementar *Soil Nailing* liviano con pantalla de concreto lanzado como revestimiento. Luego de las verificaciones mediante el programa geotécnico, el autor concluye que los diseños ingenieriles, se adecúan efectivamente a la condición del sitio estudiado. La investigación se relaciona con la presente tesis ya que ambas afrontan el mismo problema, la socavación; en ese sentido, la propuesta del autor, pantalla de concreto enterrada para contrarrestar el socavamiento al pie del talud será tomada en cuenta como sistema de control frente a este problema.

Bodour (2010), con el fin de verificar la validez de la metodología que propuso para el análisis de estabilidad y el diseño de pilotes perforados para el reforzamiento de taludes, instrumentó y monitoreó tres proyectos de estabilización de taludes (con casi tres años de vida de servicio) pertenecientes al Departamento de Transporte de Oregon, con la finalidad de obtener datos importantes sobre el desempeño de este tipo de sistema de estabilización, donde no solo se monitorizó el comportamiento de los pilotes perforados sino también los movimientos del talud y las fluctuaciones del agua subterránea; el monitoreo proporcionó información excelente y única sobre las respuestas laterales de los pilotes que experimentan movimientos. El autor, comparó las mediciones efectuadas en campo con los resultados de las simulaciones mediante el método de elementos finitos y encontró concordancia entre estos valores, evidenciándose la alta eficiencia del uso de pantalla de pilotes perforados para la estabilización de taludes. La tesis doctoral muestra la eficacia del uso de la técnica de pantalla de pilotes para la estabilización de taludes inestables que involucran vías de comunicación, en ese sentido, ésta técnica será evaluada para la estabilización del talud en estudio.

Murillo & Ortuño (2010) desarrollaron un artículo que describe la técnica en Ingeniería Geotécnica para la estabilización de laderas y taludes inestables consistente en el uso de

pantallas de pilotes, y muestra algunos casos resueltos mediante este sistema. Los autores señalan puntos importantes sobre aspectos relacionados con el diseño de la pantalla (ubicación de la pantalla en el talud, diámetro y separación de pilotes, longitud de la pantalla y arriostramiento en la cabeza del pilote); asimismo, señalan que para un adecuado diseño en primera instancia se debe definir la superficie de rotura del talud a partir de información obtenida de campo, luego, llevar a cabo una serie de cálculos para obtener la fuerza de estabilización necesaria para alcanzar el factor de seguridad deseado, posteriormente, realizar la estimación de la distribución de la fuerza de estabilización a lo largo de los pilotes y finalmente, realizar el cálculo estructural de la pantalla. Por otro lado, describieron algunos proyectos donde se usaron las pantallas, advirtiéndose que es más frecuente utilizarlos en la construcción de terraplenes para vías de comunicación sobre laderas inestables (Autopistas: *Viladesens* y *Sant Sadurní*, Autovía: *Jeréz – Los Barrios*, Ferrocarril alta velocidad: *Almodovar del Río* y *Herrera Puente Genil*, y carretera local: *Santos de la Humosa*), como es el caso del terraplén de la autopista AP-7, en *Viladesen* (España), en esta vía, los primeros signos de inestabilidad se manifestaron con ligeros asentamientos que eran reparados con el reafirmado, los cuales fueron evolucionando en grietas y posteriormente, ocurrió el deslizamiento de la autopista; la solución planteada para este suceso fue una pantalla de pilotes, que en un principio no se consideró anclajes de coronación, sin embargo, luego se tuvieron que implementar dado que los inclinómetros instalados en los pilotes de control llegaron a registrar desplazamientos de hasta 8 cm en la cabeza de los pilotes. El artículo guarda relación con el problema de investigación de la presente tesis ya que involucran vías de comunicación sobre laderas inestables; asimismo, una vez más, muestra la eficacia de la técnica de pantalla de pilotes aplicados a este tipo de problemas geotécnicos, no obstante, en vista de que se presentaron desplazamientos en la cabeza de los pilotes, para su aplicación en la presente investigación,

este aspecto será tomado en cuenta; por otro lado, también se puede rescatar, la metodología del diseño de las pantallas.

Chen, et al. (2016) realizó un artículo donde presenta las tecnologías innovadoras de reforzamiento de taludes en algunos proyectos de ingeniería de gran envergadura en China relacionados con infraestructuras como: carreteras, ferrocarriles y recursos hídricos, estos nuevos métodos, anclajes y pilotes antideslizantes, han sido señalados como grandes avances en el reforzamiento de taludes por la eficacia que mostraron tras el monitoreo de las mismas después de su implementación, puesto que los resultados indicaron que los taludes son estables y seguros. El artículo incluye: (1) los pilotes anclados con una profundidad de 64 m en el proyecto de rehabilitación del Templo *Jietai*, (2) *soil nailing* por la técnica de inyección de tuberías impulsada que cubre un área de 530 m × 100 m (longitud x altura) en el proyecto de la hidroeléctrica *Xiluodu*, (3) las pilas en voladizo que se extienden verticalmente para estabilizar una pendiente de 300 m de altura en la estación hidroeléctrica *Xiaowan*, (4) un nuevo método constructivo de pilas antideslizantes con un área transversal de 20 m × 5 m en la estación hidroeléctrica *Hongjiadu*, y (5) esquema de refuerzo completo (anclajes pretensados, *soil nailing*, vigas, *shotcrete*, entre otros.) propuesto para la excavación de una pendiente de 530 m de altura en la estación hidroeléctrica *Jinping I*. Por otro lado, el autor señala que para el reforzamiento de taludes se debe considerar lo siguiente: (1) Seleccionar el método de estabilización correspondiente al mecanismo de falla del talud, (2) diseñar las medidas de refuerzo y factibilidad de la tecnología de construcción a utilizar, (3) evaluar las deformaciones y estabilidad de los taludes reforzados; y (4) realizar el seguimiento y evaluación de las obras implementadas. Este documento proporciona experiencias importantes del uso de las técnicas de anclajes y pilotes para el refuerzo de taludes, las que han resultado tener un buen desempeño en taludes de gran altura, en ese sentido, se espera lo mismo al aplicarlas en el talud en

evaluación de la presente tesis; por otro lado, la metodología de selección, diseño y evaluación sugerida por el autor para el reforzamiento de taludes guiarán el desarrollo de la investigación.

Sanhueza & Rodriguez (2013) realizaron un artículo de investigación con el fin de comparar diferentes métodos de cálculo de estabilidad de taludes aplicados a un talud natural, situado en la Quinta Región de Chile, bajo condiciones estáticas y pseudoestáticas considerando dos de los sismos más importantes que se han producido en Chile, el terremoto de Valparaíso en 1985 ($M_w = 8,0$) y el del Maule en el año 2010 ($M_w = 8,8$). Los autores compararon los factores de seguridad de las superficies potenciales de falla, utilizando como programa *GeoSlope*, donde consideraron los casos más desfavorables y emplearon los modelos propuestos por *Fellenius*, *Bishop* y *Janbú*. De los resultados obtenidos los autores concluyeron que el método menos conservador resulta ser el propuesto por *Janbú*, además determinaron que ante la presencia de un sismo, el factor de seguridad disminuye en aproximadamente un 70%, con lo que ponen en evidencia que la influencia de un sismo en un talud natural depende tanto de la magnitud Richter del terremoto, como de los valores de los coeficientes de aceleración sísmica (horizontal y vertical), los que a su vez dependen de la distancia entre el punto evaluado y el epicentro. Asimismo, los autores recomiendan que en razón a que los suelos reaccionan de diferente modo ante un sismo, más que sus propiedades mecánicas se debe clasificar a los suelos considerando su respuesta ante movimientos telúricos para zonas de alta actividad sísmica. El artículo de investigación muestra la importancia que tiene el considerar los eventos sísmicos en el análisis de estabilidad de taludes, por lo que en el presente trabajo para determinar el factor de seguridad se realizará tanto las condiciones estáticas como pseudoestáticas.

En vista de que el río Cauca presenta fenómenos de erosión de las bancas y del fondo del cauce por efecto de las fuerzas centrífugas de la corriente al pasar por tramos de curva en la

orilla izquierda en el sector de la Candelaria, Cárdenas (2012), seleccionó y diseñó las obras de protección que mejor se adaptaron al caso de estudio mediante el uso de la modelación matemática bidimensional, con lo que en primera instancia calculó la posible socavación del cauce, posteriormente, seleccionó y pre dimensionó las siguientes alternativas de protección: (1) Recuperación de la orilla con Paneles sumergidos, (2) Protección de la Orilla con colchacreto, (3) Cortina de pilotes de concreto con geotubos y (4) Protección de la orilla con bloques de concreto (Dolos), seguidamente, el autor efectuó un análisis comparativo cuya determinante fue la dificultad constructiva de la obra que incide directamente en el costo de la misma, para lo cual consideró ventajas y desventajas de las obras propuestas a corto y largo plazo, es decir, dificultad constructiva y disponibilidad de materiales, y la durabilidad y el tipo de mantenimiento que requiera la obra. Finalmente concluyó que la mejor opción de protección de la orilla del río Cauca en el tramo de estudio es la protección con pilotes de concreto + geotubos dado que demostró que aunque es costosa a corto plazo, es una obra durable y efectiva para su propósito. La tesis sirve como guía metodológica para la selección de la obra de protección contra la socavación que represente la mejor opción, al evaluar aspectos técnicos y económicos (presupuesto aproximado del prediseño).

En el artículo “*Anchored piles in Santiago's gravel: modeling results for displacement curve*” (Raddatz & Taiba, 2017), se describe el método de pilotes discontinuos anclados usado para las entibaciones en la grava de Santiago. El estudio tiene la finalidad de comparar los resultados de desplazamientos de una modelación numérica y desplazamientos medidos como parte del monitoreo de una excavación en la Región Metropolitana de Santiago. Los análisis numéricos se realizaron mediante los programas de computadora *PLAXIS 2D*, *GGU-Retain* y *CYPE: Muros Pantalla*. En el caso del modelo en *PLAXIS* (programa de elementos finitos) el sistema de pilotes fue modelado como un sistema continuo con rigidez equivalente, además, se utilizó el modelo constitutivo *Hardening Soil*, y se simuló cada etapa de la excavación; por otro

lado, el programa *GGU-Retain* para el modelo utilizó un sistema de velas, y por último, el programa *CYPE* usó el modelo de fuerza-deformación de *Winkler*. Los inclinómetros fueron instalados en dos pilas, las mediciones se registraron antes y durante la instalación de los anclajes, y en la etapa final de la excavación. El proyecto se ubica en la grava típica de Santiago, con altos valores de cohesión para la grava los que se justificaron mediante ensayos triaxiales. El autor al comparar los gráficos observó que las mediciones de campo tienen un mayor desplazamiento en la parte superior respecto a los modelos, no obstante, los resultados se encuentran en el mismo orden de magnitud que los datos de campo, por otra parte, el modelo *PLAXIS 2D* es similar a la gráfica obtenida en el *GGU-Retain*, excepto en la última etapa, donde este resultó tener una curva que mejor se adapta a los resultados medidos *In Situ*. El artículo nos muestra que al ejecutar un modelo geotécnico de pantallas de pilotes en gravas mediante el programa *PLAXIS 2D* usando el modelo *Hardening Soil* se obtendrán resultados más realistas y fiables en el cálculo de los desplazamientos, por tanto, la investigación contribuye en la elección del programa y el modelo constitutivo a emplear para el desarrollo de esta tesis.

Chávez & Correa (2015) realizaron una investigación con el objetivo de determinar si la deformación máxima obtenida durante la construcción de muros anclados en la grava de Lima se encuentra dentro del rango permisible por las normas internacionales, para lo cual los autores instalaron una sonda inclinométrica digital en el trasdós de un muro de concreto armado con ocho niveles de anclaje para una excavación de 32 m de profundidad. Las mediciones se efectuaron durante la etapa constructiva de los muros anclados (tomaron 18 mediciones), luego del procesamiento de datos obtenidos, los autores observaron que las deformaciones máximas fueron de 6.5 mm, este valor se encuentra dentro de los rangos establecidos por normativas extranjeras. Por otro lado, compararon las mediciones de campo con los resultados obtenidos del modelamiento geotécnico de la zona instrumentada realizado en el programa *PLAXIS 2D* utilizando el modelo *Hardening Soil* (los parámetros geotécnicos considerados en el modelo

fueron calibrados anteriormente a su investigación por la empresa *Pilotes Terratest Perú SAC* para el cálculo de sus proyectos), de lo cual, pudieron concluir que todos los valores de deformaciones laterales máximos obtenidos en el programa geotécnico son semejantes a los registrados por el equipo de control en campo. Las conclusiones de los autores aportarán a esta tesis en la elección del modelo constitutivo a utilizar para simular el comportamiento del suelo en la ejecución de muros anclados, puesto que, se validó la viabilidad del uso del modelo *Hardening Soil* ya que muestra una buena aproximación al comportamiento real de la grava típica de Lima, material que también forma parte del talud en estudio.

Martin A. op de Kelder (2015) desarrolló una investigación con la finalidad de validar los resultados numéricos de deformaciones horizontales calculadas en los muros de tablestacas al utilizar los modelos de endurecimiento del suelo: *Hardening Soil (HS)* y *Hardening Soil with Small Strain Stiffness (HS Small)* con las deformaciones horizontales obtenidas del monitoreo *In-Situ*, durante las diferentes etapas constructivas (excavación) del proyecto *Vijzelhof* en la ciudad de Ámsterdam, cuyo perfil estratigráfico del suelo está constituido por gravas, arenas y arcillas; para lo cual, luego de instalar varios inclinómetros en el proyecto, modeló y analizó la sección más crítica con el programa *PLAXIS 2D* concentrándose en la primera y última fase de excavación; posteriormente, comparó los desplazamientos predichos por el programa y los medidos en campo, esto le permitió sugerir que el modelo *HS Small* simula de mejor manera el comportamiento real del suelo, asimismo, menciona que el modelo *HS Small* tiende a sobreestimar la rigidez de los suelos cohesivos. En los antecedentes de esta investigación referentes al modelo *HS Small*, el autor comenta que éste modelo es una extensión del modelo *HS*, puesto que a él se añade la rigidez en pequeñas deformaciones para simular el comportamiento del suelo, este mecanismo hace que el modelo *HS Small* sea más completo; en ese sentido y dados los resultados obtenidos, la presente tesis adoptará la extensión del modelo

HS, es decir, el modelo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* para el modelamiento geotécnico del talud en evaluación.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

Determinar el sistema de contención, mediante el uso de anclajes y pilotes, que presente la mejor alternativa de estabilización del talud expuesto a socavación en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.

1.3.2 Objetivos específicos

- Determinar la caracterización geotécnica del talud, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.
- Analizar la estabilidad actual del talud considerando el avance gradual de la socavación, tanto al pie del talud como en el lecho del río, mediante el método de equilibrio límite, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.
- Determinar el dimensionamiento del sistema de contención conformado por una pantalla de pilotes proyectada desde el lecho del río y muros anclados (Propuesta I) que garantiza la estabilidad del talud, utilizando el método de elementos finitos, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.
- Determinar el dimensionamiento del sistema de contención conformado por una pantalla de pilotes proyectada desde la corona del talud provista de una fila de anclajes (Propuesta II) que garantiza la estabilidad del talud, utilizando el método de elementos finitos, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.
- Seleccionar el sistema de estabilización del talud expuesto a socavación, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima, que presente la mejor alternativa considerando aspectos técnicos y económicos.

1.4 justificación

1.4.1 Práctica

El problema presente en el talud se puede evitar mediante la implementación de sistemas de protección de la margen, a fin de lograr un tránsito seguro y permanente por la vía Panamericana Norte; en ese sentido, el presente trabajo tiene como finalidad diseñar y seleccionar las obras de protección que garanticen la estabilidad del talud vertical expuesto a socavación, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte, evaluando los factores técnicos y económicos de las propuestas de solución consideradas en el presente estudio.

Indistintamente, este trabajo servirá para futuras aplicaciones de los sistemas de contención propuestos y evaluados en este estudio, para mitigar la socavación e inestabilidad presentes en taludes (márgenes de ríos) que se encuentren bajo condiciones similares a las descritas en la presente tesis.

1.4.2 Social

La Panamericana Norte es una autopista que conecta las ciudades de mayor desarrollo económico de nuestro país y permite la comunicación con países sudamericanos; por lo cual, es considerada como la vía de comunicación más importante del Perú; por esta razón, partiendo del hecho de que la economía del país depende de las condiciones que presentan sus vías de comunicación, el colapso de un tramo de esta carretera paralizaría el flujo económico desarrollado por esta vía, lo que significaría un duro golpe a la población; he ahí la importancia de presentar soluciones previo a la ocurrencia de estos eventos.

1.5 Hipótesis

1.5.1 Hipótesis Principal

La implementación de sistemas de contención, mediante el uso de anclajes y pilotes, influye en la estabilización del talud expuesto a socavación, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.

1.5.2 Hipótesis Secundarias

- El avance de la socavación presente en la zona baja del talud produce un efecto de inestabilidad en el talud, en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.
- El sistema de estabilización del talud expuesto a socavación basado en la aplicación conjunta de una pantalla de pilotes de cabeza fija, es la mejor alternativa que el sistema conformado por una pantalla de pilotes y por muros anclados al evaluarse sus aspectos técnicos y económicos.

II. Marco Teórico

2.1 Bases teóricas sobre el tema de investigación

2.1.1 Conceptos generales

2.1.1.1 Definición de talud

Un talud es una superficie inclinada de un terreno, cuando el talud es originado de forma natural se le denomina ladera y si su origen se debe a la intervención humana es llamado talud artificial. Las laderas o taludes naturales suelen permanecer por mucho tiempo en un estado de estabilidad, sin embargo, al presentarse cambios que alteren su estado natural pueden presentarse los deslizamientos. Por otro lado, los taludes artificiales forman parte de muchas obras de Ingeniería Civil, tales como presas de tierra, terraplenes de carreteras, canales, etc. donde es necesario estudiar la estabilidad de las mismas, puesto que en algunas ocasiones condicionan la seguridad de las obras.

2.1.1.2 Deslizamientos

Los deslizamientos son movimientos de tierra, rocas y sedimentos hacia abajo de un talud, generalmente se ocasionan por excavaciones o socavación al pie del talud, la principal consecuencia es la afección a los seres humanos, con la pérdida de bienes y muchas vidas, esto se puede apreciar en la Figura 1.

Figura 1: Deslizamiento de la carretera Tijuana y Ensenada (Baja California, México)

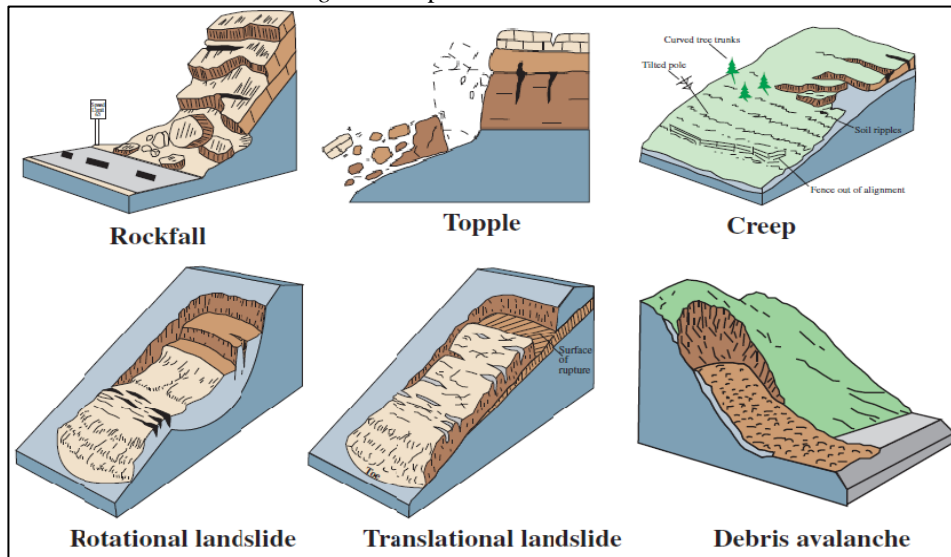


Fuente: Fotografía Agencia Reforma, 2014.

2.1.1.2.1 Clasificación de los movimientos

Existen diversos tipos de movimientos en el fallo de un talud, a continuación se describirán brevemente los principales tipos de falla, la clasificación más usada es la propuesta por Varnes (1978), quien utiliza el tipo de movimiento, tipo de material y otras características para definir sus categorías. En la Figura 2 se muestran la ilustración de los tipos de movimientos.

Figura 2: Tipos de falla de un talud



Fuente: Novotný, J., 2013, p.p. 6-21.

➤ Caído

Consiste en el desprendimiento o colapso de una masa de suelo o bloques de un talud de pendiente muy fuerte (principalmente por caída libre) por falta de soporte; previo a la ocurrencia del caído suelen existir agrietamientos en la corona del talud, deterioro que puede durar muchos años; los agentes como la lluvia o un sismo activan al caído; la socavación producida por las corrientes de un río también activan este tipo de deslizamiento, debido a que la profundización del cauce o la afectación lateral de las riberas genera inestabilidad en los taludes.

➤ Volcamiento

Es la rotación hacia delante de una masa del terreno, los volcamientos se generan en formaciones rocosas, suelos cohesivos secos y residuales, los agentes activadores del volcamiento son el agua en las grietas de tensión, las expansiones, o los sismos.

➤ Flujos

En este tipo de falla ocurren movimientos de una parte de la ladera con velocidades y desplazamientos semejantes a la de un líquido viscoso, los materiales susceptibles a fluir son los materiales no consolidados, fragmentos de roca, suelos granulares finos, flujos en lodos. Las fuerzas que activan la ocurrencia de flujos son las lluvias, los sismos, los deshielos de nevados, los deslizamientos en zonas de pendiente elevada, en laderas donde se ha removido la cobertura vegetal, entre otras.

➤ Reptación

Es un movimiento, por lo general lento, que se presenta en la zona superficial, comúnmente en laderas de pendiente baja; las fuerzas activadoras de la reptación son los procesos de humedecimientos, lo que puede terminar en un flujo o en un deslizamiento.

➤ Deslizamientos en masa

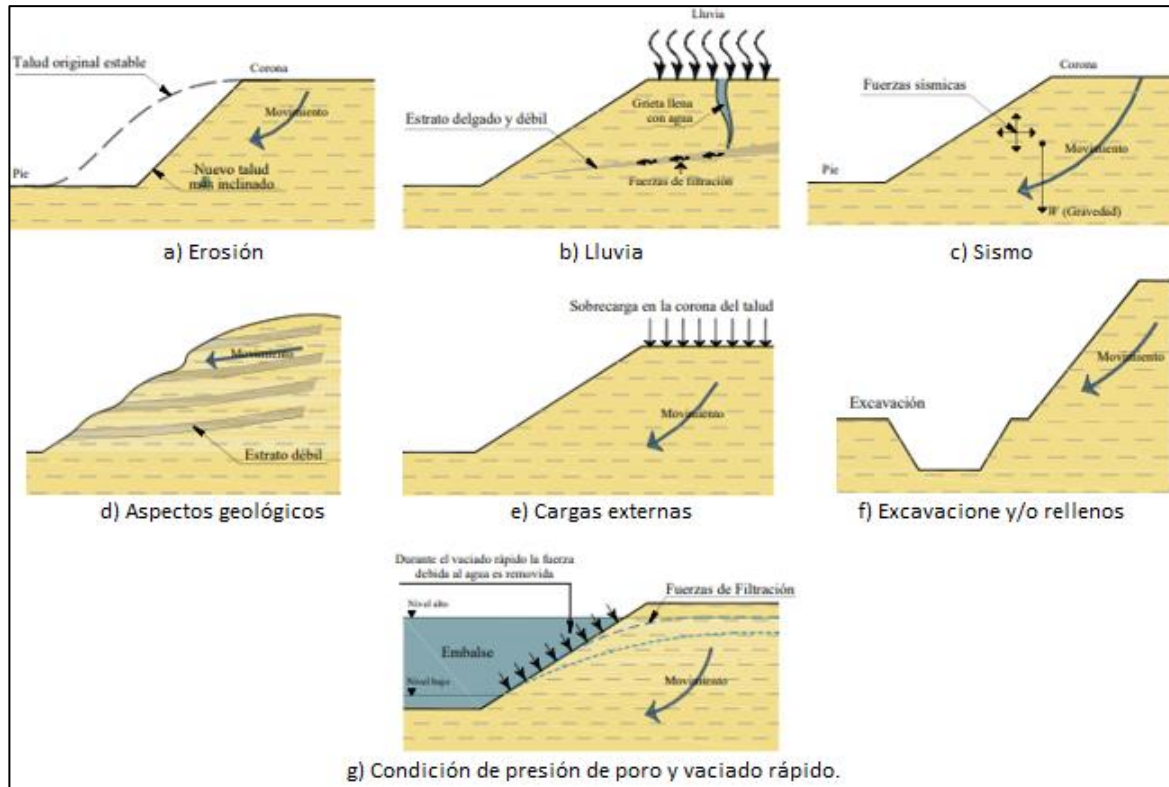
Consiste en un movimiento brusco de una masa de terreno a lo largo de una o varias superficies de deslizamiento, este tipo de movimiento se subdivide en deslizamientos rotacionales y traslacionales.

- ✓ Falla rotacional: Este tipo de deslizamiento es rotacional, posee una superficie de falla curva, se puede asimilar a la forma de una cuchara, su centro de giro se ubica encima del centro de gravedad de la masa en movimiento.
- ✓ Falla traslacional: Este tipo de deslizamiento es traslacional, la masa se desliza a lo largo de una superficie básicamente plana, está asociada a la presencia de estratos de baja resistencia situados a poca profundidad estos son arcillas, arenas o limos; suele ocurrir que la pérdida de resistencia del estrato débil se debe a los incrementos en la presión de poros, por efecto de las lluvias o por el efecto de sobrecarga impuesta sobre el talud.

2.1.1.2.2 Factores que producen la inestabilidad de taludes

La estabilidad de un talud está condicionada a un conjunto de variables topográficas, geológicas, ambientales y antrópicas, la inestabilidad se producen cuando se supera la resistencia de la masa de suelo al desplazamiento (Escobar & Duque, 2018). De acuerdo con Budhu (2010), los factores comunes (ver Figura 3) que generan fallas en taludes son:

Figura 3: Factores que influyen en la estabilidad de un talud



Fuente: Jaime, A., 2009, p.p. 4-7.

➤ Erosión

Los procesos de erosión actúan sobre las capas superficiales del talud en la zona lateral o de fondo, cambiando continuamente la geometría de los taludes, lo que da paso a deslizamientos del tipo caídos, deslizamientos en masas rotacionales y traslacionales, y de flujos.

➤ Lluvia

Los largos periodos de lluvia saturan, suavizan y erosionan los suelos, debido a que el agua ingresa a las grietas de tensión presentes en la cabeza del talud, generándose el aumento de las

fuerzas actuantes (incremento del peso de la masa de suelo) o la aparición de fuerzas de filtración, factores que activan la falla en el talud.

➤ Sismos

Los sismos reducen la resistencia al corte y la rigidez del suelo (añaden fuerzas actuantes), los efectos pueden ser agrietamiento, flujos, hundimientos, caídos de roca, esparcimientos laterales, e inclinaciones; asimismo, la presión de agua en suelos granulares puede incrementarse hasta igualar a la presión total haciendo que el suelo se comporte como un fluido viscoso (licuefacción de suelos), comprometiendo en gran medida a las estructuras.

➤ Cargas externas

La aplicación de carga en la cabeza del talud provoca un incremento de las fuerzas actuantes y pueden causar fallos en el talud.

➤ Aspectos geológicos

Las características geológicas muchas veces no son determinadas durante las evaluaciones de campo; sin embargo, juegan un papel muy importante ya que las superficies de falla suelen coincidir con las zonas de cambio de resistencia al corte, por ejemplo, una delgada capa de limo de pequeño espesor bajo una capa de arcilla puede producir una falla catastrófica o como ocurrió en la vía Tijuana – Ensenada (México - 2013), ver Figura 1, el deslizamiento debido a la presencia de material blando sobre material duro.

➤ Excavaciones y/o rellenos

Al realizar una excavación cerca del pie del talud, se disminuyen las fuerzas resistentes del suelo, generando el incremento negativo de la presión de poro, las fallas suceden al momento de la disipación de la presión de poros. Por otro lado, cuando los rellenos se colocan sobre una base de suelo saturado para la construcción de terraplenes, a partir del peso y la compactación del relleno se generan presiones positivas de agua intersticial, con ello las tensiones efectivas disminuyen y por ende la resistencia al corte también disminuye; con el

tiempo, la presión de poro se disipa y las tensiones efectivas aumentan. Por lo tanto, es probable que ocurran fallas en el terraplén durante o inmediatamente después de su construcción.

➤ Condiciones de presión de poros y vaciado rápido

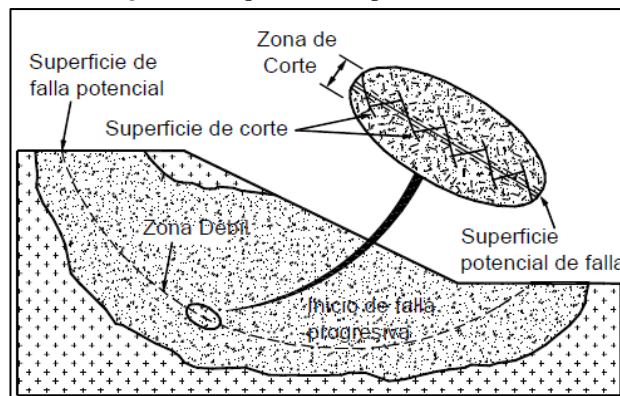
Los embalses pueden cambiar de forma rápida su nivel de agua, con lo que el talud pierde la fuerza lateral ejercida por el agua (disminución de fuerza resistente), además la presión de poro del talud no tiene tiempo para disiparse (incremento de las fuerzas actuantes), puede generarse la falla del talud, o si el talud presenta resistencia al esfuerzo cortante no drenado, el flujo que se presenta y las fuerzas de filtración pueden provocar el fallo del talud.

2.1.1.3 Resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

Si una masa de suelo es sometida a un incremento de presiones se generan esfuerzos que tratarán de mantener el equilibrio existente antes del incremento, cuando las presiones superen la resultante de esfuerzos internos de la masa de suelo, se romperá el equilibrio existente y se producirán los planos de falla (Figura 4), es decir ocurre el movimiento relativo de una masa de suelo respecto de otra (Leoni, s.f.), donde las partículas del suelo se deslizan o ruedan unas sobre otras. La resistencia cortante de un suelo es la resistencia al deslizamiento que la masa de suelo ofrece en el plano de falla.

De acuerdo con Lambe y Whitman (1972), existen diferentes factores que determinan la resistencia cortante de un suelo, tales como: la relación de vacíos, la presión de confinamiento, el tamaño, la forma y la granulometría de las partículas constituyentes del suelo.

Figura 4: Esquema de superficie de falla



Fuente: Suárez, J., 2009, p. 48.

2.1.1.3.1 Conceptos previos

➤ Esfuerzos principales

Lambe & Whitman (1972) señalan lo siguiente:

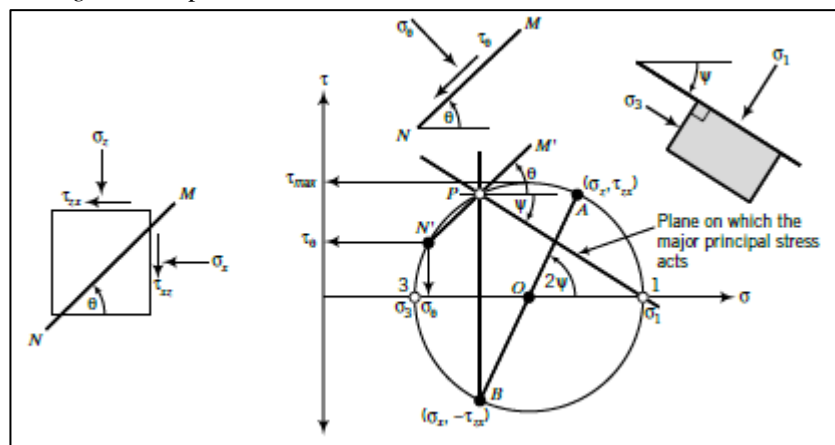
En cualquier punto sometido a esfuerzos existen 3 planos ortogonales (...) en los cuales los esfuerzos tangenciales son nulos. Estos planos se denominan planos principales. (...).

El más grande de estos tres esfuerzos principales se denomina esfuerzo principal mayor σ_1 , el más pequeño es el esfuerzo principal menor σ_3 , y el tercero es el esfuerzo principal intermedio σ_2 . (pág. 119)

➤ Círculo de Mohr

Es la representación gráfica del estado de esfuerzos como se muestra en la Figura 5, dado que no se conoce bien la influencia que tiene el esfuerzo principal intermedio, Lambe & Whitman (1972) recomiendan trabajar en función de σ_1 y σ_3 (esfuerzos verticales mayor y menor respectivamente).

Figura 5: Representación de los esfuerzos mediante el círculo de Mohr



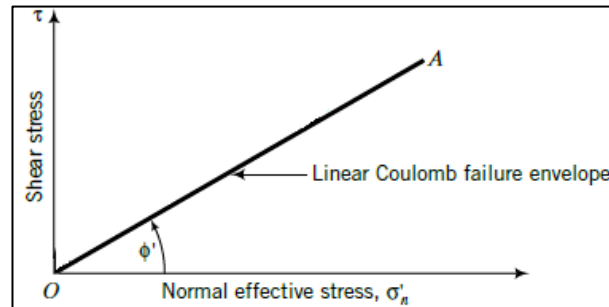
Fuente: Budhu, M., 2010, p. 147.

2.1.1.3.2 Teoría de falla Mohr - Coulomb

La ley de fricción de Coulomb requiere que se conozca el ángulo de fricción y la tensión efectiva normal para encontrar la resistencia al corte, ver Figura 6, funcionalmente esto se expresa de la siguiente manera:

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

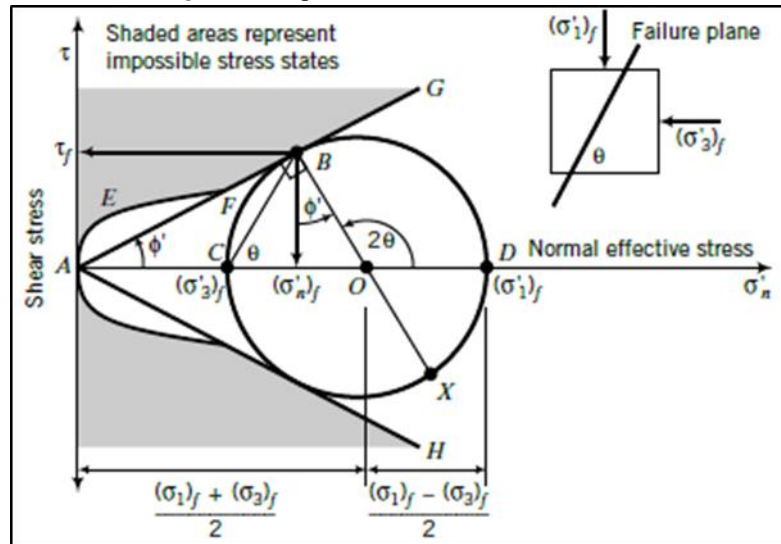
Figura 6: Envolvente de falla de Coulomb.



Fuente: Lambe, T., & Whitman, R., 1972, p. 152.

Por otro lado, debido a que los suelos están sujetos a una variedad de tensiones y que éstas se pueden representar mediante el Círculo de Mohr, se puede desarrollar un criterio de falla generalizado sometiendo a la muestra a esfuerzos principales $((\sigma_1)_f$ y $(\sigma_3)_f$) con el fin de que el círculo de Mohr toque la línea de falla de Coulomb en $\tau_f = \sigma'_f$, ver Figura 7, con lo cual la envolvente de falla definida por la Ec. 1 es la línea tangente a los círculos de Mohr, esta línea representa la resistencia máxima de un suelo en un determinado plano (Figura 6), es decir, el suelo no puede tener estados de esfuerzos mayores que el estado de esfuerzos en la falla.

Figura 7: Esquema de la envolvente de Mohr



Fuente: Budhu, M., 2010, p. 272. Adaptado por el Autor.

El plano de falla está inclinado en un ángulo θ respecto al plano donde actúa el esfuerzo principal mayor, como se muestra en la Figura 7, mediante relaciones geométricas se ha encontrado que $\theta = 45 + \varphi'/2$.

La envolvente de falla de *Mohr* definida por la ecuación (1) puede ser una curva (por la gama de presiones de confinamiento que se utiliza), sin embargo, para los cálculos de estabilidad de una masa de suelo es suficiente utilizar una envolvente que sea una recta (Figura 7), en ese sentido, de acuerdo al criterio de falla *Mohr –Coulomb* y considerando un suelo con cohesión, la ecuación de resistencia del suelo se escribe como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan(\varphi) \quad (2)$$

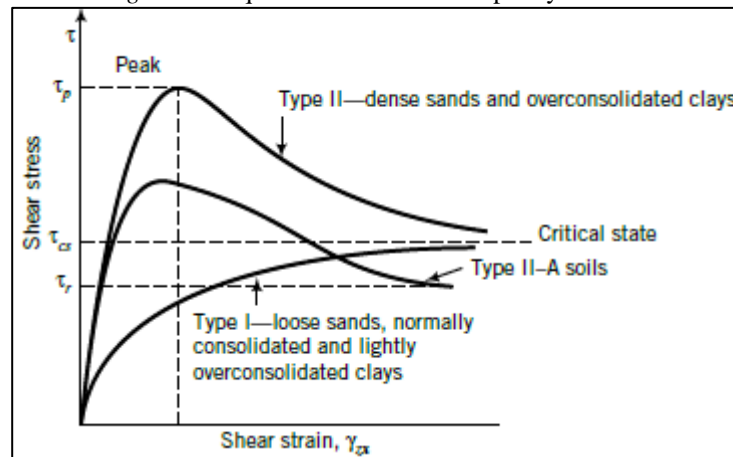
Por tanto, los parámetros de resistencia de acuerdo al modelo *Mohr-Coulomb* son: el ángulo de fricción y la cohesión, considerados como propiedades intrínsecas del suelo.

2.1.1.3.3 Parámetros fundamentales.

- Resistencia friccionante: El deslizamiento que se produce en el plano de falla ocurre entre grano y grano, es decir, la resistencia que ofrece una masa de suelo tiene que ver con las fuerzas friccionales que se desarrollan entre los granos que constituyen la masa de suelo. (Leoni, s.f.). Asimismo, cuantos más granos entren en contacto entre sí por unidad de superficie (más angulosos y trabados), mayor será el esfuerzo necesario para que se genere el deslizamiento, por lo que la resistencia está relacionada con la compacidad del suelo o la relación de vacíos del mismo.
- Cohesión (*c*): El término cohesión es una aparente resistencia al corte que representa los efectos de las fuerzas intermoleculares (atracción electrostática entre partículas), la tensión superficial y la cementación, esta componente de resistencia al corte es independiente del esfuerzo normal en el plano de corte.
- Resistencia Pico, Crítica y Residual: La resistencia pico es el esfuerzo cortante que existe en el máximo de la curva esfuerzo - deformación de un suelo, en este punto se alcanza la máxima relación de esfuerzos principales; por otra parte, la resistencia crítica se genera cuando la variación del volumen o la relación de vacíos de la muestra de suelo es constante; mientras que algunos suelos alcanzan un esfuerzo cortante final

debajo de la resistencia crítica donde las partículas se orientan paralelas a la dirección del corte, este estado se denomina resistencia residual. Ver Figura 8.

Figura 8: Esquema de la resistencia pico y residual



Fuente: Budhu, M., 2010, p. 264.

- Presión de Poros (μ): Es la presión que ejerce el agua dentro de los poros del suelo, cuando se trata de un suelo no saturado, la tensión de agua en los poros intenta unir las partículas del suelo y cuando se trata de un suelo saturado, el agua trata de separar las partículas, con lo que se disminuyen los esfuerzos efectivos del suelo y la resistencia a la fricción. Si un suelo cambia de volumen, significa que existe cambios en la presión de poros, ya sea incrementándose o disminuyendo con el tiempo, lo que depende de las condiciones de permeabilidad que presente el suelo, a este se le denomina las condiciones drenadas o no drenadas de un suelo.
- ✓ Cuando el agua puede moverse libremente ante el cambio de volumen del suelo, como respuesta a un cambio en las condiciones de carga, se trata de una condición drenada, donde el suelo presenta alta permeabilidad, y no se producen las presiones de poros.
- ✓ Cuando el agua no puede moverse libremente al cambiar el volumen de vacíos por acción de la carga, estamos hablando de una condición no drenada, donde el suelo tiene baja permeabilidad y se producen la presión de poros.

- Esfuerzos totales y efectivos: La masa de un suelo saturado está conformado por las partículas de suelo y por los poros entre partículas que se encuentran llenos de agua, los que soportan las cargas impuestas al suelo; los contactos intergranulares pueden transmitir esfuerzos normales y de corte por los puntos de contacto, mientras que el agua, ejerce presión hidrostática en todas las direcciones.

$$\sigma = \sigma' + \mu \quad (3)$$

- ✓ Esfuerzo efectivo (σ'): Es el esfuerzo que soporta el esqueleto del suelo, el comportamiento del suelo al cortante depende de este parámetro.
 - ✓ Esfuerzo total (σ): Son todas las fuerzas que se transmiten a través de los contactos intergranulares y el agua, entre el área que abarcan las partículas y los vacíos.
- Resistencia cortante drenada y no drenada
 - ✓ Resistencia no drenada: Se presenta cuando se aplica una carga a una masa de suelo de forma rápida con una velocidad mayor a la velocidad de drenaje del suelo, es decir, sin que se haya producido el drenaje y consolidación del suelo. En estas condiciones el volumen de la masa de suelo se mantiene constante y con la aplicación de la carga se generan presiones de poro en exceso. Su análisis se realiza en términos de esfuerzo total (Ec. 2).
 - ✓ Resistencia drenada: Se presenta cuando se aplica una carga a una masa de suelo de forma lenta y no se produce presión de poros en exceso, o cuando la carga ha estado aplicada por un largo periodo de tiempo y ya se ha producido el drenaje. Su análisis se realiza en términos de esfuerzos efectivos,

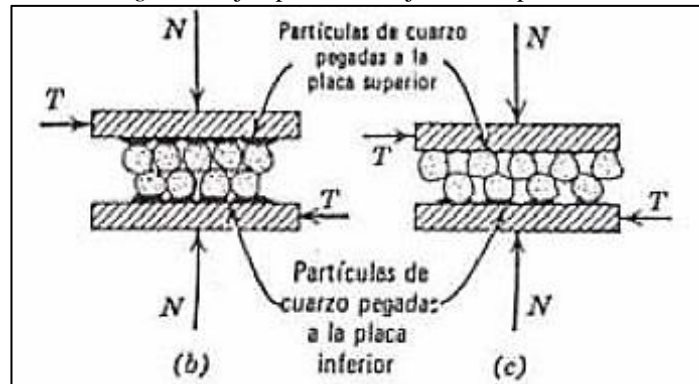
$$\tau_f = c' + \sigma' \tan(\varphi') \quad (4)$$

2.1.1.4 Dilatación de suelos

A raíz de que se observó que una arena compacta aumenta de volumen en un grado importante al progresar el movimiento de corte, se empezó a estudiar este fenómeno, según

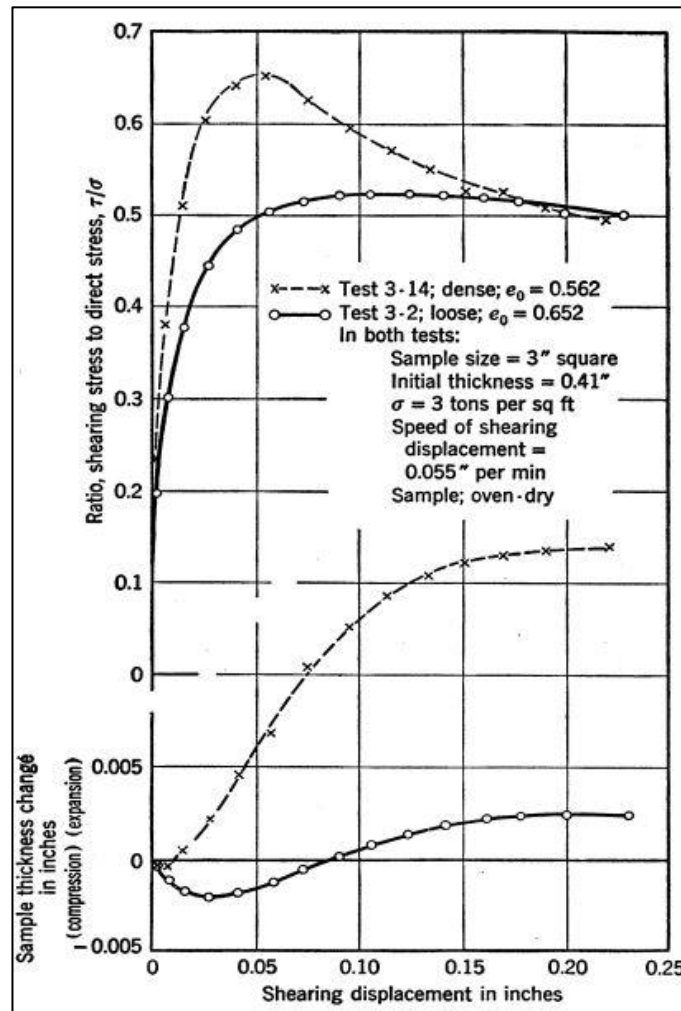
Lambe & Whitman (1972), a este cambio de volumen Osbourne Reynolds (1885) lo denominó *dilatancia*.

Figura 9: Ejemplos de encaje entre superficies



Fuente: Lambe & Whitman (1972), p. 145.

Figura 10: Curvas de un ensayo de corte directo en una arena de Ottawa



Fuente: Taylor (1948), p. 331.

Lambe & Whitman (1972), propusieron los diagramas de la Figura 9 para un mejor entendimiento del comportamiento del aumento de volumen en base al concepto de *encaje*

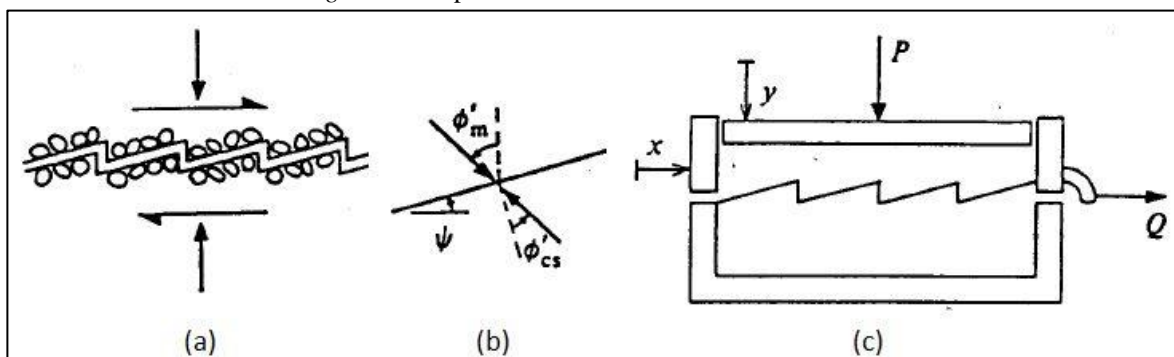
(“interlocking”), los cuales muestran que la falla por corte entre partículas está asociada a la fricción entre estas y a su desplazamiento respecto a otras partículas, según lo cual, la fuerza tangencial necesaria para iniciar el movimiento en el diagrama (c) será mayor al del diagrama (b) por presentar un mayor grado de encaje; por tanto, mientras más compacto se encuentre el material mayor es el encaje y mayor será el incremento de volumen que se producirá debido a reacomodos locales en los granos, tal como se evidencia en las curvas del ensayo de corte directo para arenas sueltas y densas, ver Figura 10.

Por otra parte, Wood (1990) utiliza el diagrama de la Figura 11 (a) para representar la dilatación en un suelo, donde asume que el cambio de volumen ocurre debido a deslizamientos entre partículas adyacentes dentro del suelo en planos inclinados con un ángulo de dilatación respecto a la horizontal, el ángulo de fricción que resiste el deslizamiento en el plano inclinado es ϕ'_{cs} , y el ángulo de fricción aparentemente movilizado viene a ser ϕ'_m ver Figura 11 (b), entonces se tiene:

$$\phi'_m = \phi'_{cs} + \psi \quad (5)$$

Donde el valor de ϕ'_{cs} puede verse como una constante del suelo, con lo que la ecuación anterior se convierte en una relación de tensión-dilatación en función del ángulo movilizado y el ángulo de dilatación.

Figura 11: Representación de la dilatación en un suelo



Fuente: Taylor (1948), p. 331.

Además, Wood (1990) utiliza los conceptos de trabajo realizadas por las cargas P y Q en un ensayo de corte directo durante el desplazamiento incremental en "x" y en "y", esto se

expresa en la Ec. 6, junto a los conceptos dados por Taylor (1948), quien supone que todo el trabajo neto se disipa en fricción (no se almacena energía en deformaciones elásticas) y que este es controlado por la carga normal P y una constante de fricción μ , este concepto se expresa en la Ec. 7, y establece la relación que se muestra en la Ec. 8.

$$\delta W_T = P\delta_y + Q\delta_x \quad (6)$$

Donde $P\delta_y$ representa el trabajo realizado en el corte del suelo y $Q\delta_x$ representa el trabajo que se realiza debido a la variación del volumen a medida que progresa el corte.

$$\delta W_T = \mu P\delta_x \quad (7)$$

$$\frac{Q}{P} + \frac{\delta_y}{\delta_x} = \mu \quad (8)$$

Donde $\frac{Q}{P}$ es la fricción movilizada en un plano horizontal ($\tan \varphi'_m$) y $\frac{\delta_y}{\delta_x}$ describe la dilatación de la muestra ($-\tan \psi$); la ecuación anterior puede escribirse como:

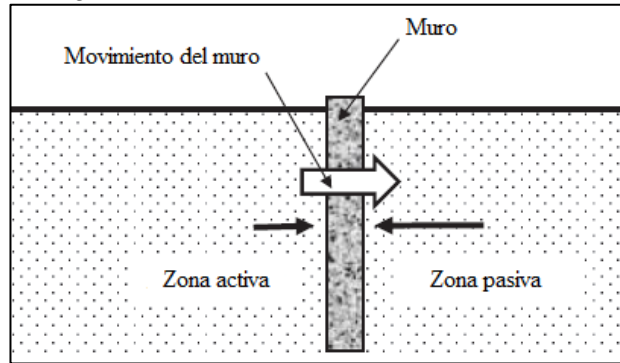
$$\tan \varphi'_m = \mu + \tan \psi \quad (9)$$

Se dice que el suelo ha alcanzado su estado crítico cuando la deformación por corte puede progresar sin posterior aumento de volumen, se supone que el encaje entre partículas ha disminuido, por tanto $\frac{\delta_y}{\delta_x} = 0$ y $\frac{Q}{P} = \mu$.

2.1.1.5 Presión Lateral de Suelos

Según Ishibashi & Hazarika (2015), la presión lateral de suelos depende de las características de deformación de la estructura en relación con la masa de suelo, la Figura 12 representa a un muro vertical dentro de una masa de suelo, cuando el muro no se mueve en absoluto, se tendrá la misma presión lateral en la parte derecha e izquierda del muro; sin embargo, si el muro se mueve hacia la derecha, ejerce presión en la masa de suelo y se desarrolla una presión lateral más alta en la parte derecha del muro, por otra parte, en la parte izquierda la presión lateral se reduce debido a que el muro se aleja del suelo.

Figura 12: Presión lateral de suelos sobre un muro



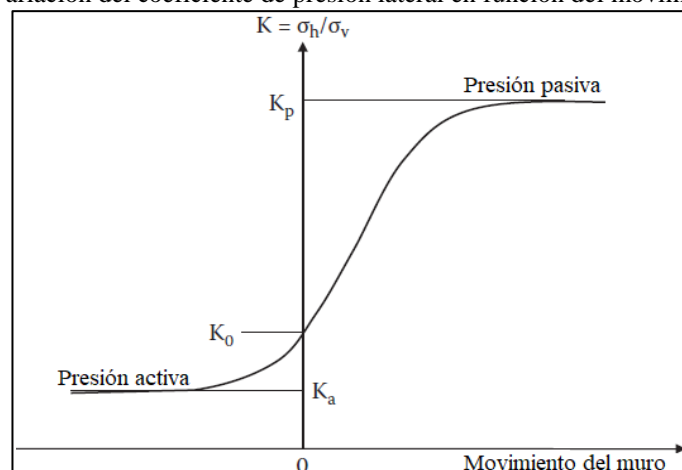
Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.262. Adaptado por el Autor.

La presión lateral del suelo se expresa en función del esfuerzo vertical y al coeficiente de presión lateral K .

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (10)$$

El valor de K depende del movimiento del muro en relación con la masa de suelo. En la Figura 13 observa la variación del coeficiente de presión lateral. Cuando el muro se mueve hacia la derecha, K aumenta y alcanza el valor máximo de K_p , en este estado la masa de suelo en el lado derecho falla, la presión lateral en esta etapa crítica se denomina presión pasiva de suelos, y K_p , coeficiente de presión pasiva de suelos. Por otro parte, en la zona izquierda, el valor K disminuye y se aproxima al valor mínimo K_a , esa etapa crítica se denomina presión activa del suelo, y K_a se llama coeficiente de presión activa del suelo. Cuando el muro no tiene movimiento, el valor K es K_0 , que se denomina coeficiente de presión lateral en reposo.

Figura 13: Variación del coeficiente de presión lateral en función del movimiento del muro



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.262. Adaptado por el Autor.

2.2.1.5.1 Empuje lateral en reposo

Este estado se presenta cuando no existe ningún movimiento de la estructura, de acuerdo con Ishibashi & Hazarika (2015); su cálculo se determina mediante la siguiente expresión,

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad (11)$$

El coeficiente de presión lateral en reposo (K_0) se puede determinar mediante las siguientes soluciones:

➤ Solución elástica

Esta solución supone que el suelo es un medio elástico, en razón a que el muro no muestra movimiento, el coeficiente de presión lateral en reposo se expresa en función de la razón de Poisson (ν):

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (12)$$

➤ Algunas soluciones empíricas

- ✓ Jaky (1944) desarrolló una fórmula empírica para suelos arenosos normalmente consolidados (Ishibashi & Hazarika, 2015, pág. 263), como se muestra a continuación:

$$K_0 = 1 - \sin \varphi' \quad (13)$$

- ✓ Mayne y Kulhawy (1982) en base a los resultados obtenidos de 170 muestras de suelos diferentes, establecieron que la siguiente expresión cumple para suelos granulares y cohesivos con casos normalmente consolidados o sobre consolidados (Ishibashi & Hazarika, 2015, pág. 263):

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') (OCR)^{\sin \varphi'} \quad (14)$$

2.2.1.5.2 Teoría de presión de suelo de Rankine

William Rankine (1857) desarrolló una teoría de presión de suelos en estado de equilibrio plástico, es decir, en la condición en la que cada punto en una masa de suelo se encuentra a

punto de fallar, a continuación se describirá la teoría de presión de Rankine de acuerdo a lo indicado por Ishibashi & Hazarika (2015).

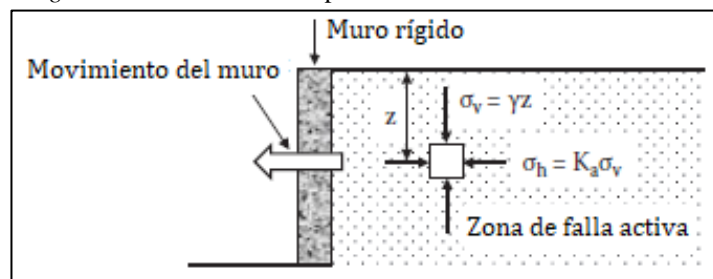
➤ Estado activo de Rankine

Cuando el muro se mueve hacia la izquierda (Figura 14) con un desplazamiento que provoque la falla del suelo, el suelo entra en estado plástico. Por otro lado, como no hay esfuerzos cortantes en los planos principales, tanto el σ_v como el σ_h , a una profundidad z , vendrían a ser los esfuerzos principales; asimismo, puesto que en el caso activo σ_v es mayor que σ_h se tiene lo siguiente

$$\sigma_v = \gamma z = \sigma_1 \quad (15)$$

$$\sigma_h = K_a \sigma_v = K_a \gamma z = \sigma_3 \quad (16)$$

Figura 14: Desarrollo de la presión activa de suelos de Rankine



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.265. Adaptado por el Autor.

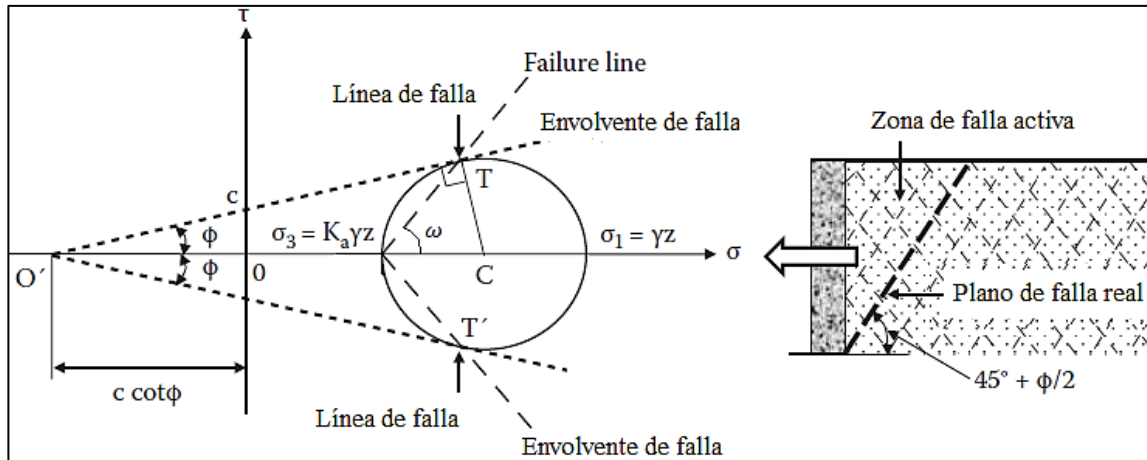
Como se explicó anteriormente, se puede representar el estado de esfuerzos mediante el círculo de *Mohr*, también se definió la envolvente de falla, por tanto las ecuaciones (15) y (16) se pueden representar en el círculo de *Mohr* como se ilustra en la Figura 15. Las relaciones geométricas nos permiten obtener la inclinación del plano de rotura (ω) en función del ángulo de fricción

$$2\omega - \varphi = 90^\circ \rightarrow \omega = 45^\circ + \varphi/2 \quad (17)$$

Asimismo, de la Figura 15 se puede obtener el esfuerzo lateral activo del suelo, mediante las siguientes relaciones:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{c \cot \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)/2} \quad (18)$$

Figura 15: Representación de la falla activa del suelo en el círculo de Mohr



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.266. Adaptado por el Autor.

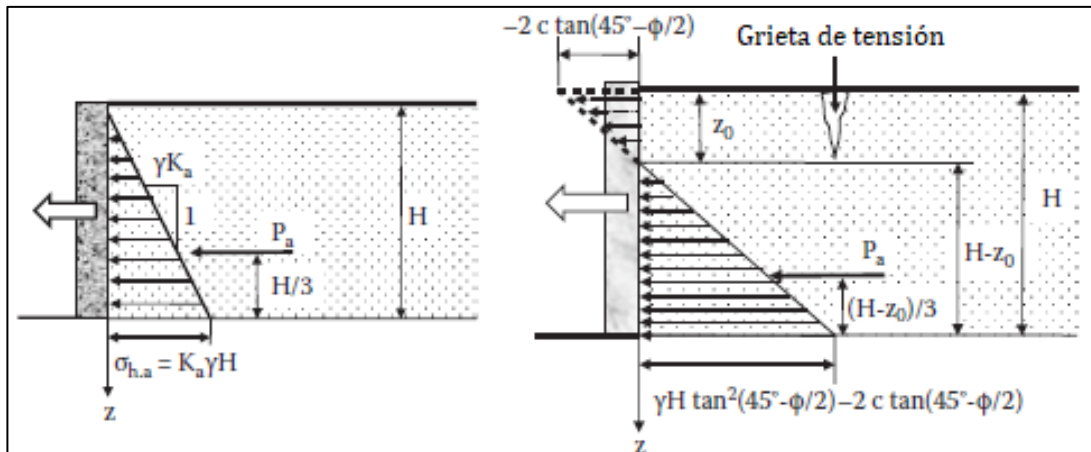
Al reemplazar las ecuaciones (15) y (16) en la relación (18) y mediante transformaciones trigonométricas, se tiene:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (19)$$

En el caso de suelos con $c = 0$, la ecuación (19) se convierte en,

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_a \quad (20)$$

Figura 16: Distribución de la presión de suelos



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.267, adaptado por el Autor.

La Figura 16 muestra la variación del empuje activo con la profundidad del muro tanto para el caso de suelos sin cohesión, y para el caso de suelos cohesivos, donde se observa que para suelos no cohesivos existe una variación lineal, sin embargo, en suelos cohesivos existe

un valor negativo en la superficie del suelo, denominado zona de tensión o zona de grietas de tensión, y luego una variación lineal. La profundidad de la zona de tensión se obtiene al igualar la ecuación (19) a cero, con lo que se tiene:

$$z_0 = 2c/\gamma \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (21)$$

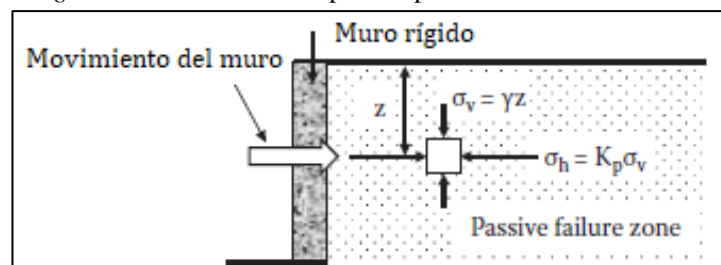
➤ Estado pasivo de Rankine

Cuando el muro se mueve contra la masa del suelo (Figura 17) se desarrolla la presión lateral hasta que se produce la falla del suelo, este representa el estado pasivo del suelo. En este caso el σ_h es mayor que σ_v , por lo tanto:

$$\sigma_v = \gamma z = \sigma_3 \quad (22)$$

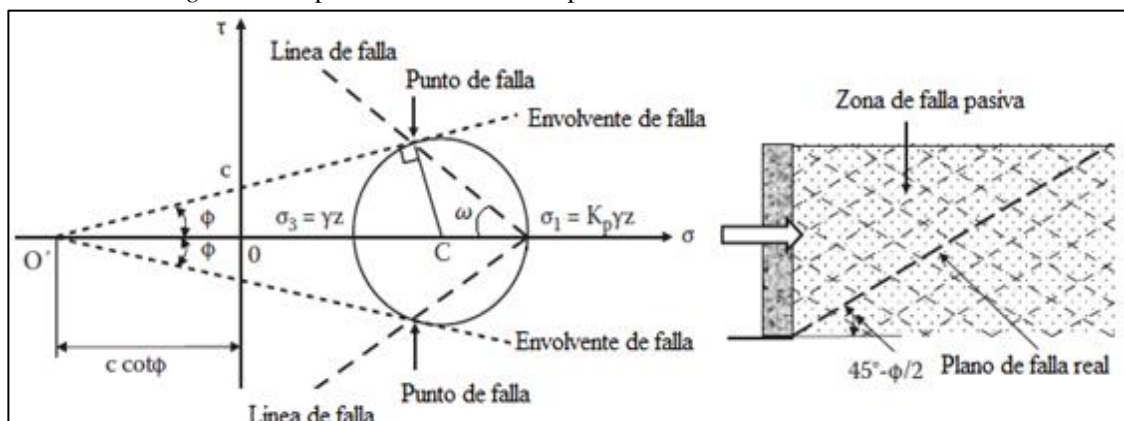
$$\sigma_h = K_a \sigma_v = K_a \gamma z = \sigma_1 \quad (23)$$

Figura 17: Desarrollo de la presión pasiva de suelos de Rankine



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.268. Adaptado por el Autor.

Figura 18: Representación de la falla pasiva del suelo en el círculo de Mohr



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.266. U.S. Government: CRC Press. Adaptado por el Autor.

Se representa el estado de esfuerzos mediante el círculo de *Mohr* (Figura 18). Las relaciones geométricas nos permiten obtener la inclinación del plano de rotura (ω) en función del ángulo de fricción,

$$(90 + \varphi - 2\omega)/2 = \varphi \rightarrow \omega = 45^\circ - \varphi/2 \quad (24)$$

Asimismo, de la Figura 18 se puede obtener el esfuerzo lateral activo del suelo, mediante las siguientes relaciones:

$$\sin \varphi = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)/2}{c \cot \varphi + (\sigma_1 + \sigma_3)/2} \quad (25)$$

Al reemplazar las ecuaciones (22) y (23) en la relación (22) y mediante transformaciones trigonométricas, se tiene:

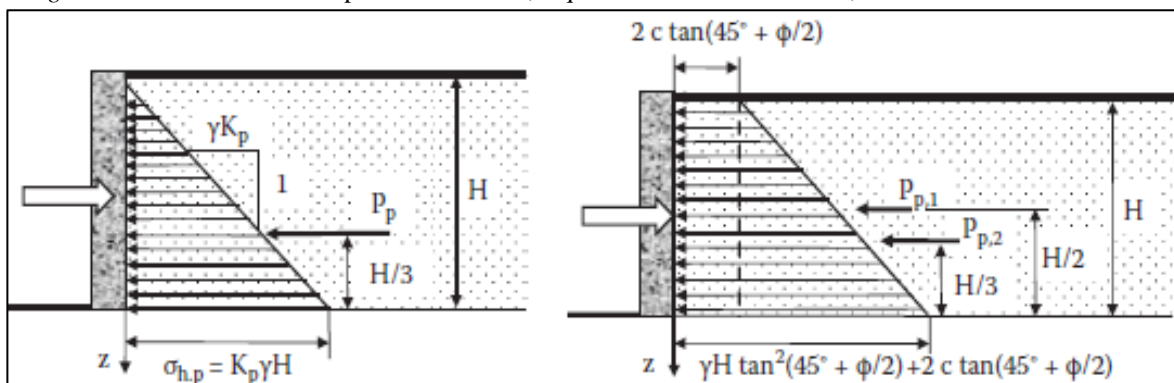
$$\sigma_h = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (26)$$

En el caso de suelos con $c = 0$, la ecuación (26) se convierte en:

$$\sigma_h = \gamma z \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \gamma z K_p \quad (27)$$

La Figura 19 muestra la variación del empuje pasivo con la profundidad del muro tanto para el caso de suelos sin cohesión, y para el caso de suelos cohesivos, donde se observa que para suelos no cohesivos existe una variación lineal, sin embargo, en suelos cohesivos existe una presión positiva en la superficie del suelo, no existe la zona de fisuras por tensión como en el caso activo.

Figura 19: Distribución de la presión de suelos, izquierda: suelo sin cohesión, derecha: suelo con cohesión



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.271. U.S. Government: CRC Press. Adaptado por el Autor.

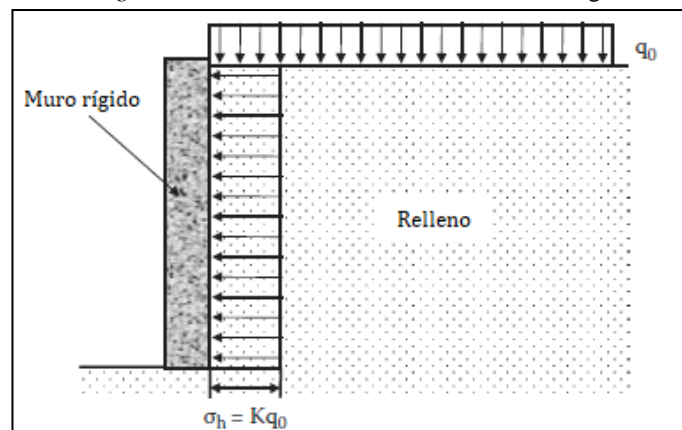
2.2.1.5.3 Presión lateral del suelo debido a la sobrecarga

El empuje lateral del relleno se incrementa con la presencia de sobrecargas sobre el terreno tales como cargas de tráfico, cargas de pavimentos, cargas de grúas, etc. En el caso de sobrecargas distribuidas uniformemente, se puede considerar sin ningún problema los métodos de equilibrio límite y cuñas. (Monroy, 2007, pág. 168) La presión lateral que se desarrolla contra el muro es uniforme, como se muestra en la Figura 20, esta se expresa como:

$$\sigma_h = Kq_0 \quad (28)$$

Donde el valor del parámetro K depende del estado del suelo a analizar.

Figura 20: Presión lateral debido a la sobrecarga



Fuente: Ishibashi, I., & Hazarika, H., 2015, p.280. Adaptado por el Autor.

2.1.2 Metodología para el análisis de estabilidad

El problema de deslizamientos de taludes ha sido estudiado desde el siglo XVIII, por diferentes investigadores, pero fue en la primera mitad del siglo XX cuando se desarrollan métodos analíticos que sirvieron de base a los actuales. Los métodos modernos se inician en 1954, con cálculos tediosos de resolver, por lo que se desarrollaron métodos simplificados algunos basados en ábacos y soluciones gráficas, hasta la aparición del ordenador que permitió desarrollar múltiples programas informáticos (Angamarca, 2010). Los programas informáticos se basan en diferentes metodologías para la modelación matemática de los taludes, lo cual

depende de los objetivos del análisis y de los resultados que se deseen obtener (Suárez, Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol. 1, 2009).

“Los análisis de estabilidad en el caso de los taludes y/o laderas tienen por objetivo estimar su nivel de seguridad y, según el resultado obtenido, implementar medidas correctivas o de estabilización adecuadas para evitar nuevos movimientos de masa” (Sanhueza & Rodríguez, 2013, pág. 20). Hoy en día existe una variedad de metodologías que se utilizan para el análisis de estabilidad, entre ellos, los métodos básicos, determinan un factor de seguridad mediante el equilibrio de fuerzas, mientras que los métodos numéricos incorporan la técnica de reducción de la fuerza. Estos métodos poseen suposiciones, ventajas y desventajas que se deben tomar en cuenta al aplicarlos en problemas geotécnicos.

2.1.2.1 Método de equilibrio límite

El método de equilibrio límite (MEL) considera a la superficie de rotura del suelo como una línea de falla por la que se desplaza la masa de suelo potencialmente inestable; este método calcula la estabilidad del talud comparando las fuerzas que generan el deslizamiento del suelo con las fuerzas resistentes al corte del suelo a lo largo de la línea de falla, esto se expresa mediante el factor de seguridad.

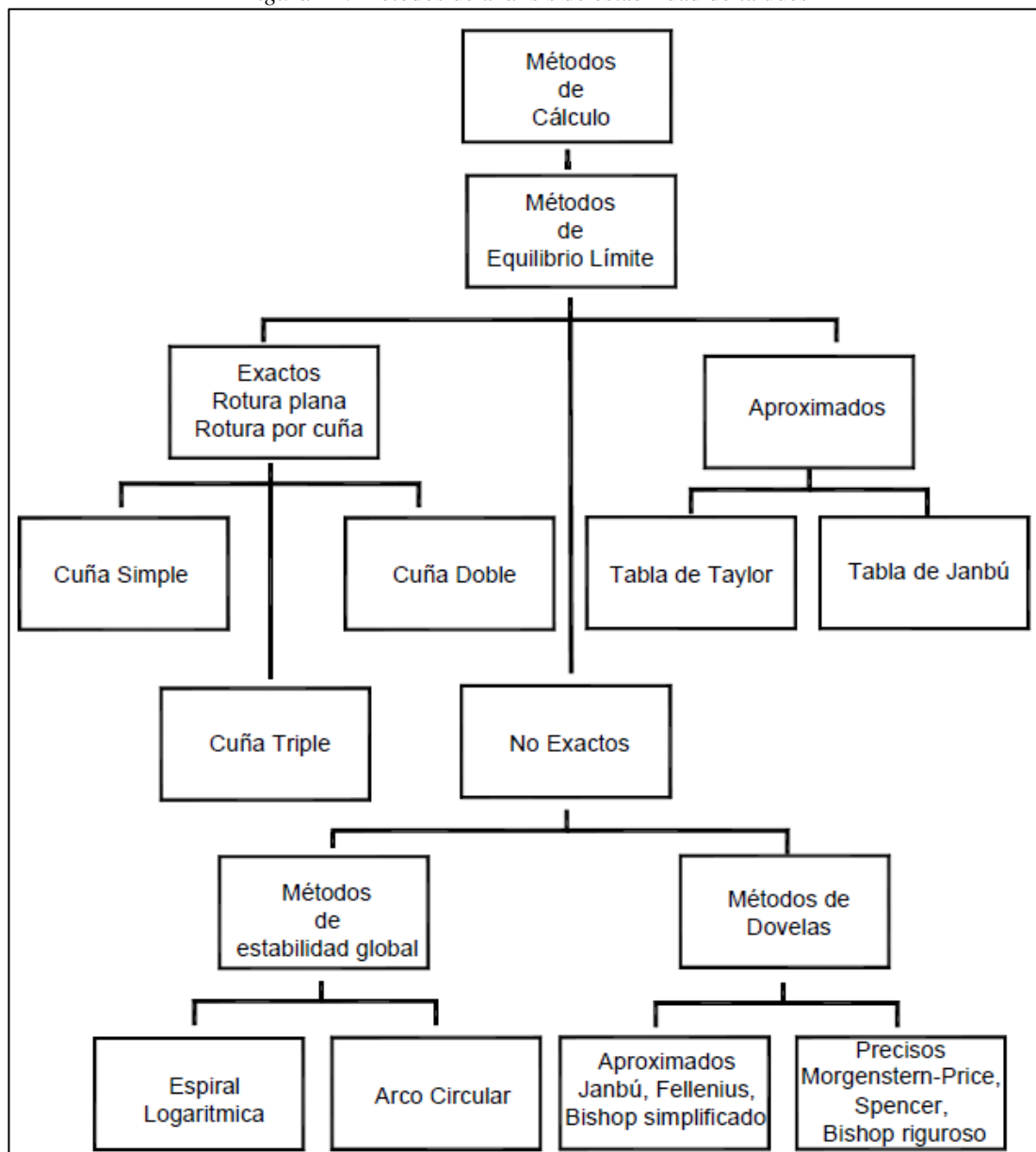
El factor de seguridad (FS) es definido como la relación entre las condiciones que presenta el talud (resistencia al corte del suelo: τ_f) y las condiciones que generan la falla del talud (esfuerzo de corte movilizado: τ_d) a lo largo de la superficie de deslizamiento (Mateo, 2016). En ese sentido el FS implica el equilibrio entre las fuerzas resistentes y las actuantes, se expresa de la siguiente manera:

$$FS = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (29)$$

El método de equilibrio límite considera un FS igual a 1 siempre y cuando las fuerzas que actúan a lo largo del plano de falla sean iguales, los métodos de equilibrio límite varían según

el tipo de superficie de falla y las consideraciones de esfuerzos sobre esta (Suárez, 2009). La estabilidad se puede verificar ya sea analizando la longitud total de la superficie de falla o al dividir la masa deslizada en tajadas, los modelos desarrollados pueden ser aproximados o precisos (Figura 21), los modelos que han utilizado mayor análisis y con mayor complejidad son los de *Morgenstern y Price*, y *Spencer* (métodos rigurosos), donde se satisfacen todos los requisitos para el equilibrio estático (equilibrio de fuerzas horizontales, equilibrio de fuerzas verticales y equilibrio de momentos). En la Tabla 1 se muestran los métodos más conocidos.

Figura 21: Métodos de análisis de estabilidad de taludes



Fuente: Suárez, J., 2009, p. 137.

Tabla 1
Método de análisis de estabilidad de taludes

Método	Superficies de Falla	Equilibrio	Características
Talud infinito	Rectas	Fuerzas	Bloque delgado con nivel freático, falla paralela a la superficie.
Bloques o cuñas	Cuñas con tramos rectos	Fuerzas	Cuñas simples, dobles o triples, analizando las fuerzas que actúan sobre cada cuña.
Espiral logarítmica (Frohlich, 1953)	Espiral logarítmica	Fuerzas y momentos	Superficie de falla en espiral logarítmica. El radio de la espiral varía con el ángulo de rotación.
Arco circular, (Fellenius, 1922)	Circulares	Momentos	Círculo de falla, el cual es analizado como un solo bloque. Se requiere que el suelo sea cohesivo ($\phi = 0$).
Ordinario o de Fellenius (Fellenius 1927)	Circulares	Fuerzas	No tiene en cuenta las fuerzas entre dovelas.
Bishop simplificado (Bishop 1955)	Circulares	Momentos	Asume que todas las fuerzas de cortante, entre dovelas, son cero.
Janbú Simplificado (Janbú 1968)	Cualquier forma	Fuerzas	Asume que no hay fuerza de cortante entre dovelas.
Sueco Modificado. U.S. Army Corps of Engineers (1970)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas tienen la misma dirección que la superficie del terreno.
Lowe y Karafiath (1960)	Cualquier forma	Fuerzas	Las fuerzas entre dovelas están inclinadas en un ángulo igual al promedio de la superficie del terreno y las bases de las dovelas.
Spencer (1967)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	La inclinación de las fuerzas laterales son las mismas para cada tajada, pero son desconocidas.
Morgenstern y Price (1965)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Las fuerzas entre dovelas, sea asume, que varían de acuerdo con una función arbitraria.
Sarma (1973)	Cualquier forma	Momentos y fuerzas	Utiliza el método de las dovelas en el cálculo de la magnitud de un coeficiente sísmico requerido para producir la falla.

Fuente: Suárez, J., 2009, p. 136.

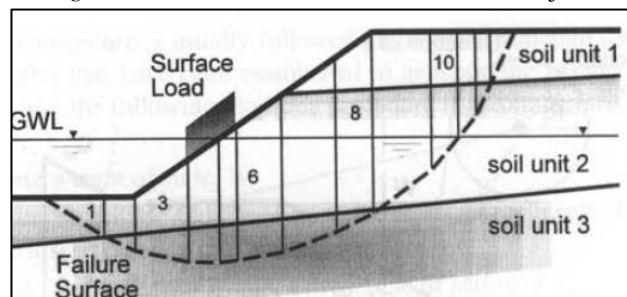
2.1.2.1.1 Método de dovelas

En suelos relativamente homogéneos las superficies de falla son curvas, es por ello que la mayoría de los modelos de análisis de estabilidad suponen fallas circulares. Los círculos de falla se trazan desde puntos que representan el centro de giro, para ello, de acuerdo con Suárez

(2009), se debe tomar en cuenta círculos de igual diámetro, círculos que pasan por un mismo punto y círculos tangentes a una o varias líneas determinadas, cada círculo analizado está asociado a un FS, el mínimo de todos, representa el FS del talud.

Para determinar las fuerzas que movilizan a una masa de suelo, se debe conocer la distribución de las tensiones normales efectivas a lo largo de la superficie de falla, esto generalmente se realiza dividiendo en tajadas la masa de suelo superior a la superficie de falla (Figura 22) y analizando cada tajada individual como un único bloque deslizante, este procedimiento de análisis es conocido como el método de las *dovelas*, este método es utilizado por la mayoría de programas de computadora, puesto que se pueden representar geometrías de taludes complejos, condiciones de suelos variables y las condiciones de carga (Abramson, Lee, Sharma, & Boyce, 2002).

Figura 22: División de la masa deslizante en tajadas



Fuente: Abramson et al., 2002, p. 354.

2.1.2.1.2 Métodos de análisis de estabilidad de taludes

La presente investigación utilizará para el análisis de estabilidad el método de equilibrio límite, método de las *dovelas*, considerando los métodos *Morgenstern – Price* y *Spencer*, con el fin de comparar los valores de FS calculados.

➤ Método de Spencer

Spencer (1967) asume que las fuerzas entre las *dovelas* son paralelas, es decir tienen el mismo ángulo de aplicación, lo que se computa como una de las incógnitas del modelo; el procedimiento de *Spencer* también supone que la fuerza normal actúa en el centro de la base de cada *dovela*, además, plantea dos ecuaciones, de fuerzas y momentos, de donde se obtienen

los factores de seguridad para ambos equilibrios y el ángulo de inclinación de fuerzas. Por otra parte, *Spencer* originalmente presentó su procedimiento para superficies de falla circulares, sin embargo, el procedimiento también es aplicable para deslizamiento no circulares (Duncan & Wright, 2005).

La ecuación de equilibrio de fuerzas se expresa como

$$\sum Q_i = 0 \quad (30)$$

Se tiene la resultante de fuerzas entre *dovelas* (Figura 23-a)

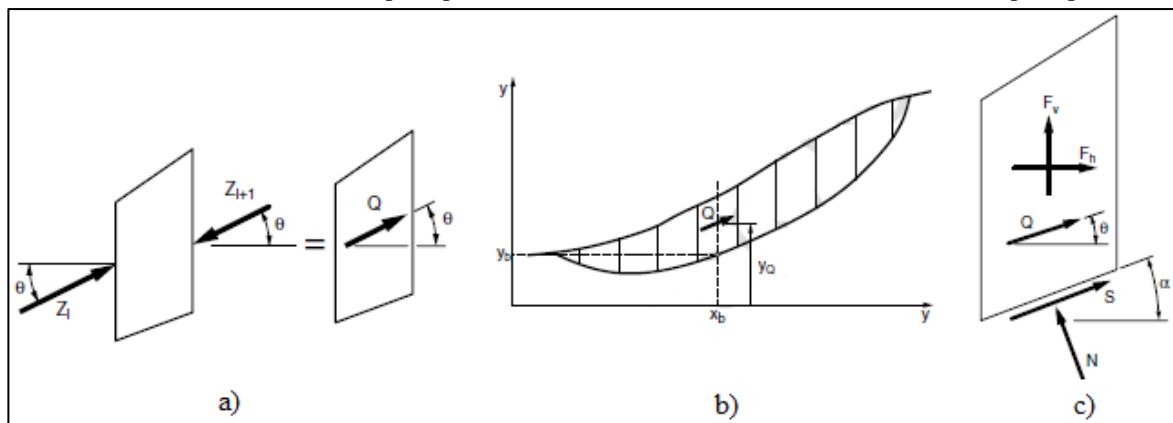
$$Q_i = Z_i - Z_{i+1} \quad (31)$$

La ecuación de equilibrio de momentos para un punto arbitrario se expresa como (figura 23-b),

$$\sum Q_i(x_{bi} \sin \theta - y_{Qi} \cos \theta) = 0 \quad (32)$$

Figura 23: Relaciones del método de Spencer

a) Fuerzas entre dovelas y resultante, todas las fuerzas son paralelas, b) Coordenadas de la superficie de deslizamiento no circular usado por Spencer, c) Dovelita con todas las fuerzas consideradas por Spencer.



Fuente: Duncan, J., & Wright, S., 2005, p.p. 79-80. Adaptado por el Autor.

Asimismo, se puede obtener:

$$y_{Qi} = y_{bi} + \frac{M_o}{Q \cos \theta} \quad (33)$$

Por otro lado, el momento M_o en la superficie de falla es cero y $y_{Qi} = y_{bi}$. El valor de Q es obtenido a partir del equilibrio de fuerzas (Figura 23-c)

$$N + F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha - Q \sin(\alpha - \theta) = 0 \quad (34)$$

$$F + F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - Q \cos(\alpha - \theta) = 0 \quad (35)$$

Al combinar las Ec. (34) y (35) con la ecuación de corte de *Mohr-Coulomb*, tenemos que Q se representa por la siguiente expresión,

$$Q_i = \frac{-F_v \sin \alpha - F_h \cos \alpha - \left(c' \frac{\Delta l}{F \cdot S}\right) + (F_v \cos \alpha - F_h \sin \alpha + u \Delta l) \left(\frac{\tan \varphi'}{FS}\right)}{\cos(\alpha - \theta) + \left(\frac{\sin(\alpha - \theta) \tan \varphi'}{FS}\right)} \quad (36)$$

Los valores de y_{Qi} y Q_i son sustituidas en las Ec. 30 y 32, con lo que se tendría dos ecuaciones con dos variables, el FS y la inclinación de las fuerzas (θ). Para resolver estas ecuaciones se utiliza la prueba y el error hasta que estas ecuaciones se satisfacen dentro de un margen aceptable.

➤ Método de Morgenstern y Prince

El procedimiento de *Morgenstern y Price* se basa en que existe una relación entre las fuerzas de corte entre las *dovelas* y las fuerzas normales, esto se expresa como:

$$X = \lambda f(x) E \quad (37)$$

Donde, X y E representan las fuerzas verticales y horizontales en la dovela, λ es un valor desconocido considerado una incógnita, y $f(x)$ es una función asumida que tiene valores establecidos en cada límite de corte. Las incógnitas que se resuelven con este método son el FS, el factor de escala λ , la fuerza normal en la base de la dovela, las fuerzas entre dovelas (E) y la ubicación de las fuerzas entre cortes. Si se supone que la función es constante los resultados obtenidos son idénticos a los del método de *Spencer*.

Los métodos de *Spencer* y el de *Morgenstern y Price* tienen procedimientos similares, la principal diferencia radica en que *Morgenstern y Price* proporciona flexibilidad adicional a la inclinación de las fuerzas entre *dovelas*, sin embargo, se ha evidenciado que las suposiciones parecen tener poco efecto en el FS calculado (Duncan & Wright, 2005).

2.1.2.2 Análisis numérico

Los métodos numéricos son los que mejor se aproximan a la solución exacta, permiten conocer el estado de esfuerzos, la deformación del talud y el proceso de falla, esto gracias a la velocidad de procesamiento de equipos de cómputo que permiten efectuar los análisis en poco tiempo. Entre las técnicas numéricas más comunes, desarrolladas para aplicaciones geotécnicas, se encuentran los métodos continuos como los elementos finitos, diferencias finitas y elementos de contorno. En esta tesis se contempló el uso del método de elementos finitos puesto que la literatura revisada evidencia que este análisis muestra una buena aproximación al comportamiento real del suelo.

El Método de Elementos Finitos (MEF) tiene la capacidad de desarrollar análisis más complejos en términos de tensiones y deformaciones, como: el análisis de deformaciones de taludes y terraplenes, la determinación de tensiones y movimientos en excavaciones, así como la construcción de túneles, la presión de agua de poros, cargas dinámicas, el manejo de geometrías complejas, entre otros problemas geotécnicos (Trinidad, 2017).

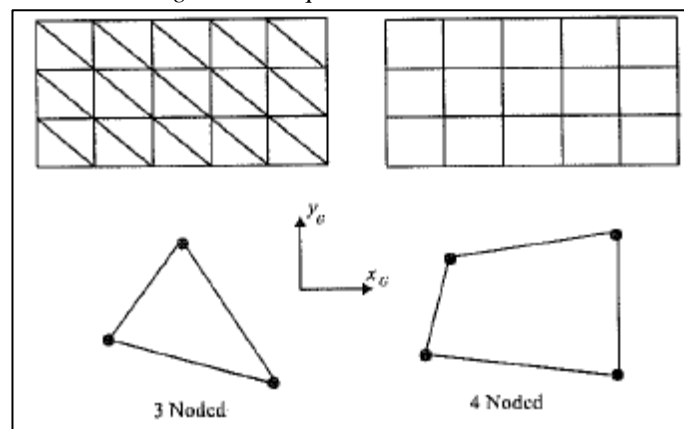
2.1.2.2.1 Método de elementos finitos

El método de elementos finitos (MEF) consiste en discretizar el dominio geométrico (medio) en un número finito de elementos y estudiar su comportamiento de forma individual, para luego realizar el acoplamiento y conocer las condiciones generales en el medio. Si se aplican fuerzas externas en los vértices de los elementos el medio se deforma y los nodos se desplazan; las ecuaciones del MEF se determinan mediante el principio de energía potencial mínima, lo que conduce a un sistema de ecuaciones de cuya solución se obtienen los desplazamientos y los esfuerzos en los nodos. De acuerdo con Potts & Zdravković (1999), el MEF involucra los siguientes pasos:

a) Discretización de elementos

La geometría del problema de investigación se reemplaza por una malla de pequeñas regiones denominadas elementos finitos (para problemas bidimensionales los elementos pueden ser triangulares o cuadrangulares – Figura 24), su geometría se define por coordenadas de los puntos en el elemento llamados nodos, los elementos de la malla están conectados por los lados del elemento y una serie de nodos. Para obtener una mejor aproximación en la solución, se requiere de una malla refinada de elementos más pequeños.

Figura 24: Esquema de discretización



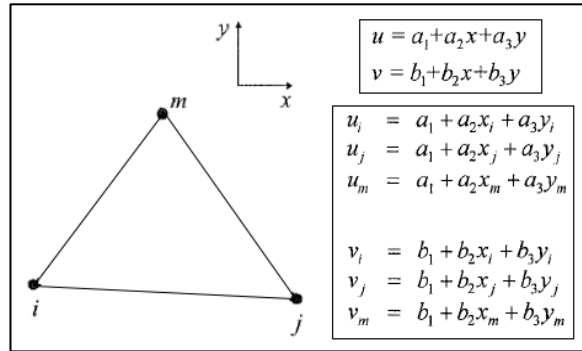
Fuente: Potts & Zdravković, 1999, p.24.

b) Desplazamientos aproximados

La principal aproximación en el MEF es asumir una forma particular de la variación de desplazamiento de los componentes del dominio, esta variación debe satisfacer la compatibilidad sobre cada elemento, la aproximación polinómica simple satisface las condiciones de compatibilidad, donde los términos del polinomio dependen del número de nodos en el elemento. En el plano bidimensional, el campo de desplazamiento se caracteriza por dos desplazamientos globales u y v en la dirección de las coordenadas x y y respectivamente. Esto se puede expresar como:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = [N] \{u_i \ u_j \ u_m \ v_i \ v_j \ v_m\}^T = [N] \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}_{\text{nodos}} \quad (38)$$

Figura 25: Ejemplo de ecuaciones de desplazamiento para tres nodos



Fuente: Potts & Zdravković, 1999, p.27. Adaptado por el Autor.

Donde $[N]$ es conocida como la matriz de función de forma, la variación de los desplazamientos dentro de un elemento se expresa como una simple función del desplazamiento de los nodos. En ese sentido, el desplazamiento a lo largo de la malla de elementos finitos, se obtiene de determinar los componentes de desplazamiento en un número finito de nodos, estos desplazamientos representan los grados de libertad del nodo (en el plano bidimensional el nodo tiene dos grados de libertad, los desplazamientos u y v).

c) Ecuaciones de los elementos

Las ecuaciones de los elementos gobiernan el comportamiento deformacional de cada elemento, el MEF se basa en la formulación clásica de la elasticidad, por tanto, el problema se debe resolver de acuerdo con las siguientes condiciones:

➤ Desplazamiento

Tal como se indicó en el apartado 2.1.2.2.1 b, los desplazamientos se pueden expresar como:

$$\{\Delta d\} = \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} = [N] \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix}_n = [N] \{\Delta d\}_n \quad (39)$$

➤ Deformaciones

Las deformaciones correspondientes a estos desplazamientos se expresan por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\Delta \varepsilon_x = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial x}; \Delta \varepsilon_y = -\frac{\partial(\Delta v)}{\partial y}; \Delta \gamma_{xy} = -\frac{\partial(\Delta u)}{\partial y} - \frac{\partial(\Delta v)}{\partial x}; \{\Delta \varepsilon\}^T = \{\Delta \varepsilon_x \Delta \varepsilon_y \Delta \gamma_{xy}\}^T \quad (40)$$

Combinando las ecuaciones (34) y (35) para un elemento con n nodos se tiene:

$$\begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \\ \Delta\varepsilon_z \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \dots & \dots & 0 & \frac{\partial N_n}{\partial y} \\ \frac{\partial N_1}{\partial y} & \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_2}{\partial y} & \frac{\partial N_2}{\partial x} & \dots & \dots & \frac{\partial N_n}{\partial y} & \frac{\partial N_n}{\partial x} \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \dots & \dots & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_1 \\ \Delta v_1 \\ \Delta u_2 \\ \Delta v_2 \\ \dots \\ \dots \\ \Delta u_n \\ \Delta v_n \end{Bmatrix} \quad (41)$$

Convenientemente se puede expresar como:

$$\{\Delta\varepsilon\} = [B]\{\Delta d\}_n \quad (42)$$

La matriz $[B]$ representa la derivada de las funciones de forma N_i , mientras que $\{\Delta d\}_n$ contiene la lista de desplazamientos nodales para un solo elemento.

d) Relaciones constitutivas

Vienen a ser el comportamiento del material, en términos simples, el comportamiento esfuerzo-deformación del suelo, este comportamiento se puede expresar mediante la siguiente ecuación:

$$\{\Delta\sigma\} = [D]\{\Delta\varepsilon\} \quad (43)$$

Donde $\{\Delta\sigma\}^T = [\Delta\sigma_x \ \Delta\sigma_y \ \Delta\tau_{xy}]$.

Para determinar las ecuaciones de los elementos, para el comportamiento lineal del material, se acude al principio de energía potencial mínima, que establece lo siguiente:

Energía potencial total (c) = Energía de deformación (W) - Trabajo debido a las cargas aplicadas (L)

$$\delta\Delta E = \delta\Delta W - \delta\Delta L = 0 \quad (44)$$

Donde la energía de deformación se define como:

$$\Delta W = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta\varepsilon\}^T \{\Delta\sigma\} dVol \quad (45)$$

El trabajo realizado por las cargas aplicadas, se divide en contribuciones de fuerzas del cuerpo y tensiones en la superficie, se puede expresar como:

$$\Delta L = \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (46)$$

Donde $\{\Delta d\}^T = \{\Delta u, \Delta v\}$ representa el desplazamiento, $\{\Delta F\}^T = \{\Delta F_x, \Delta F_y\}$ representan las fuerzas en el cuerpo, $\{\Delta T\}^T = \{\Delta T_x, \Delta T_y\}$ representa las tensiones en la superficie del cuerpo y Srf representa el límite del dominio sobre el cual se aplican las tensiones en la superficie, con las ecuaciones (45) y (46) se tiene la energía potencial total de todo el cuerpo:

$$\Delta E = \frac{1}{2} \int_{Vol} \{\Delta \varepsilon\}^T \{\Delta \sigma\} dVol - \int_{Vol} \{\Delta d\}^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} \{\Delta d\}^T \{\Delta T\} dSrf \quad (47)$$

La energía potencial se reemplaza por la suma de las energías potenciales de los elementos separados con lo que se tiene:

$$\Delta E = \sum_{i=1}^N \left[\frac{1}{2} \int_{Vol} [B]^T \{\Delta d\}_n^T [D][B] \{\Delta d\}_n dVol - \int_{Vol} [N]^T \{\Delta d\}_n^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} [N]^T \{\Delta d\}_n^T \{\Delta T\} dSrf \right] \quad (48)$$

Minimizando la energía potencial con respecto a los desplazamientos nodales incrementales se tiene:

$$\delta \Delta E = \sum_{i=1}^N (\{\Delta d\}_n^T)_i \left[\int_{Vol} [B]^T [D][B] \{\Delta d\}_n dVol - \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol - \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf \right]_i = 0 \quad (49)$$

Lo que viene a ser equivalente a un conjunto de ecuaciones de la forma:

$$\sum_{i=1}^N [K_E]_i (\{\Delta d\}_n)_i = \sum_{i=1}^N \{\Delta R_E\} \quad (50)$$

Donde $[K_E] = \int_{Vol} [B]^T [D][B] dVol$ representa a la matriz de rigidez del elemento, $\{\Delta d\}_n$ es el vector de desplazamiento nodal del elemento incremental y $\{\Delta R_E\} = \int_{Vol} [N]^T \{\Delta F\} dVol + \int_{Srf} [N]^T \{\Delta T\} dSrf$ representa el vector de cargas nodales del elemento incremental. Por lo tanto, el problema se reduce a determinar y sumar las ecuaciones de equilibrio de elementos separados.

$$[K_E] \{\Delta d\}_n = \Delta R_E \quad (51)$$

e) Ecuaciones globales

La siguiente etapa en la formulación de las ecuaciones de elementos finitos es el ensamblaje de las ecuaciones de equilibrio de elementos separados en un conjunto de ecuaciones globales:

$$[K_G]\{\Delta d\}_{nG} = \Delta R_G \quad (52)$$

Donde $[K_G]$ es la matriz de rigidez global, $\{\Delta d\}_{nG}$ es el vector de todos los desplazamientos nodales incrementales y $\{\Delta R_G\}$ representa el vector de todas las cargas nodales incrementales.

El método de ensamblaje que junta los términos individuales de la matriz de rigidez del elemento, en la matriz de rigidez global, se denomina método de rigidez directa, y se obtiene sumando las contribuciones de los elementos, teniendo en cuenta los grados de libertad comunes entre los elementos, en ese sentido, el tamaño de la matriz de rigidez global dependerá del número total de grados de libertad a través de los elementos. Por otro lado, los términos del vector de carga se obtienen de manera similar al sumar las cargas individuales que actúan en cada nodo.

f) Condiciones de contorno

Las condiciones de contorno se utilizan con la finalidad de cubrir todas las condiciones adicionales que describan completamente el problema a analizar, por otro lado, representan la etapa final en la configuración del sistema de ecuaciones, estas corresponden a las condiciones de carga y desplazamiento.

- Las condiciones de carga son las cargas puntuales, presiones de sobrecarga, fuerzas del cuerpo, fuerzas de construcciones o excavaciones que a ΔR_G , cuando las fuerzas son puntuales, estas se pueden ensamblar directamente en el vector ΔR_G , de tratarse de presiones de sobrecarga, se deben expresar como fuerzas nodales equivalentes antes de agregarse a ΔR_G . Su ensamblaje, al igual que la matriz de rigidez, se realiza teniendo en cuenta los grados de libertad del sistema global.
- Las condiciones de desplazamiento suelen usarse para restringir los movimientos rígidos del cuerpo, como rotaciones o traslaciones de toda la malla de elementos finitos, o para restringir parte de la estructura, lo que implica que se prescriben ciertos

grados de libertad, el sistema de ecuaciones necesita modificarse para cumplir con esas condiciones.

g) Solución de las ecuaciones globales

Cuando se ha establecido la matriz de rigidez y se han agregado las condiciones de contorno, se deben resolver un sistema de ecuaciones para determinar los desplazamientos nodales; existen muchas técnicas para resolver grandes sistemas de ecuaciones globales, los programas de MEF adoptan una técnica basada en la eliminación gaussiana.

2.1.2.2.2 Factor de seguridad mediante Elementos Finitos

El cálculo del factor de seguridad mediante MEF requiere el uso de un procesamiento adicional a los resultados de esfuerzos y deformaciones, Bojorque (2011) refiere que este procesamiento se puede realizar mediante métodos indirectos (utilizan un campo de tensiones iniciales en conjunto con otros procedimientos de cálculo que permite establecer la superficie crítica como el FS) y métodos directos (utilizan solo el MEF para obtener la superficie de falla y el FS, su procedimiento consiste en incrementar la carga gravitatoria con los parámetros de resistencia fijos o reducir las variables de resistencia del talud, en ambos casos hasta que se desarrolle la zona de falla).

El método directo de reducción de la resistencia se utilizará en esta tesis; este método consiste en reducir los parámetros de resistencia del talud con el parámetro multiplicador $\frac{1}{\beta}$ el que afecta tanto a la parte cohesiva como a la friccionante e involucra a todos los suelos que constituyen el talud, su formulación es la que sigue:

$$c'_r = \frac{c'}{\beta} \quad , \quad \varphi'_r = \tan\left(\frac{\tan \varphi'}{\beta}\right)^{-1} \quad (53)$$

Donde c'_r , φ'_r es la reducción de la cohesión y fricción respectivamente. La reducción se realiza mediante varias corridas con distintos valores de c'_r , φ'_r hasta llegar al mínimo valor de $\frac{1}{\beta}$ para el cual la solución es convergente, los incrementos de β deben ser pequeños para

evitar divergencias prematuras. El FS se define como el cociente entre la resistencia que ofrece el talud y la resistencia que produce la falla:

$$FS = \frac{c'}{c'r} , \quad FS = \frac{\tan \phi'}{\tan \phi'r} \quad (54)$$

2.1.2.2.3 Modelo Constitutivo

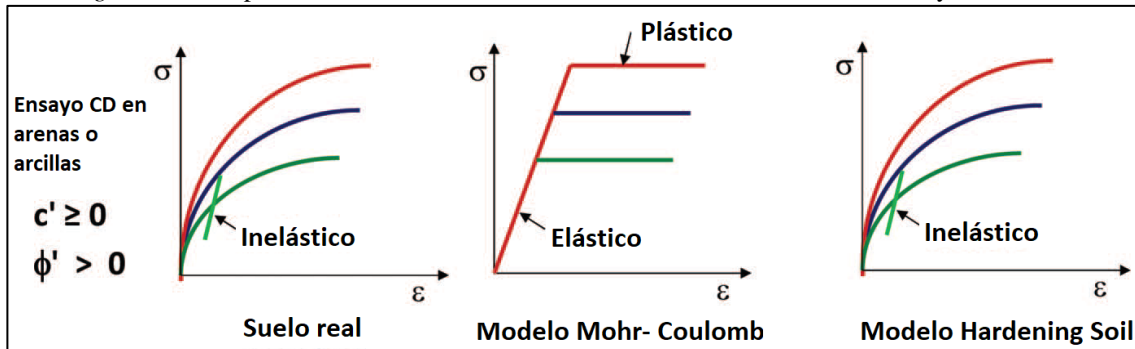
En un modelo numérico, el comportamiento del material está representado mediante una ecuación constitutiva (relaciones matemáticas) que determina de forma aproximada el estado del material para cualquier condición, es decir, permite determinar las deformaciones al conocer los esfuerzos o viceversa, lo cual, normalmente, se obtiene mediante ensayos de laboratorio que permiten ajustar los parámetros propios a los diferentes tipos de ecuaciones constitutivas.

Actualmente existen modelos básicos y modelos avanzados, el que cuenta con mayor uso en nuestro medio es el modelo básico *Mohr-Coulomb* (MC), el cual es útil para determinar análisis de estados límites tal como la estabilidad de taludes, sin embargo, cuando se requiere realizar un análisis de deformación este modelo no es el adecuado, esencialmente, por la considerable diferencia que existe entre el comportamiento esfuerzo-deformación real del suelo y el previsto por el modelo (lineal), de ahí que se dificulta definir el módulo de rigidez del suelo, factor fundamental para realizar este tipo de análisis. En cambio, los modelos avanzados muestran una mejor aproximación del comportamiento real del suelo, es por esto que son útiles para diseños basados en deformaciones permisibles, por ejemplo para excavaciones profundas, excavaciones de túneles, pilotes, muros de contención, problemas de consolidación, entre otros. Dentro de los modelos avanzados destacan los modelos *Hardening Soil* (HS) y *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* (HS Small); en la Figura 26 se ilustra la comparación entre el comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo real y los modelo MC y HS.

La presente tesis utilizará el modelo constitutivo *Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness* por tratarse de un modelo más completo que toma en cuenta el aumento de la rigidez

del suelo en pequeñas deformaciones; este modelo es una extensión del modelo *Hardening Soil Model*, por lo cual a continuación se abordarán los conceptos ligados a estos modelos.

Figura 26: Comportamiento esfuerzo-deformación de un suelo real, modelo MC y modelo HS

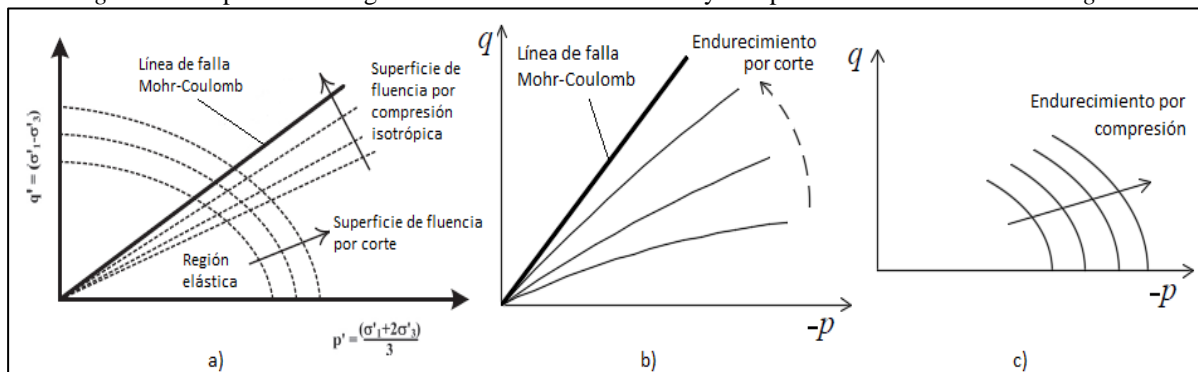


Fuente: Teo & Wong, 2012, p. 156. Adaptado por el Autor.

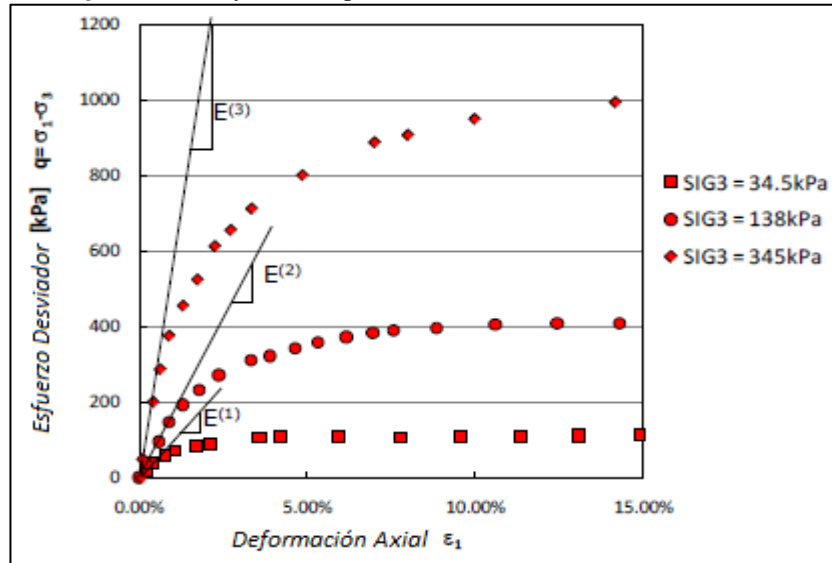
a) Características del Modelo HS

Como lo menciona Çelik (2017), este modelo fue establecido por Schanz et al. (1999) y tiene como principal característica modelar el comportamiento de endurecimiento del suelo por corte (*friction hardening*) y por compresión (*cap hardening*), las deformaciones plásticas irreversibles debido a una carga desviadora y debido a la compresión isotrópica, respectivamente; es así que, la superficie de fluencia puede expandirse (variable en el espacio de esfuerzos principales) debido a la densificación del suelo a causa de las deformaciones plásticas y en función del esfuerzo de pre-consolidación (Figura 27); además, el modelo utiliza el comportamiento no lineal que relaciona el módulo elástico con el nivel de tensiones, esto es, el incremento del módulo de rigidez del suelo al aumentar la profundidad (Figura 28).

Figura 27: Representación gráfica del mecanismo de corte y compresión del modelo *Hardening Soil*



Fuente: Schanz et al (1999), citado por Surarak, et al., 2012, p. 686. Adaptado por el Autor.

Figura 28: Ensayo de compresión *triaxial* drenado – Arena de Texas

Fuente: Obrzud R. (2011), p. 15. Adaptado por el Autor.

➤ *Mecanismo de endurecimiento al corte*

El modelo *HS* utiliza los parámetros de resistencia del suelo del modelo *Mohr-Coulomb*, por otro lado, considera que el comportamiento del suelo antes de la falla es no lineal y cuando alcanza su estado último incorpora el criterio de falla *Mohr-Coulomb*. Este modelo está formulado para representar mediante una curva hiperbólica el comportamiento esfuerzo-deformación (deformación axial vs esfuerzo desviador) del suelo, típicamente observado en un ensayo *triaxial* drenado como se muestra en la Figura 29 (a) (Obrzud, 2011).

La formulación *elastoplástica* (superficie de fluencia) está definida como:

$$F_S = \frac{1}{E_i} \frac{q_a}{q_a - q} - \frac{1}{E_{ur}} - \epsilon_q^{p-shear} = 0, \text{ para } q < q_f \quad (55)$$

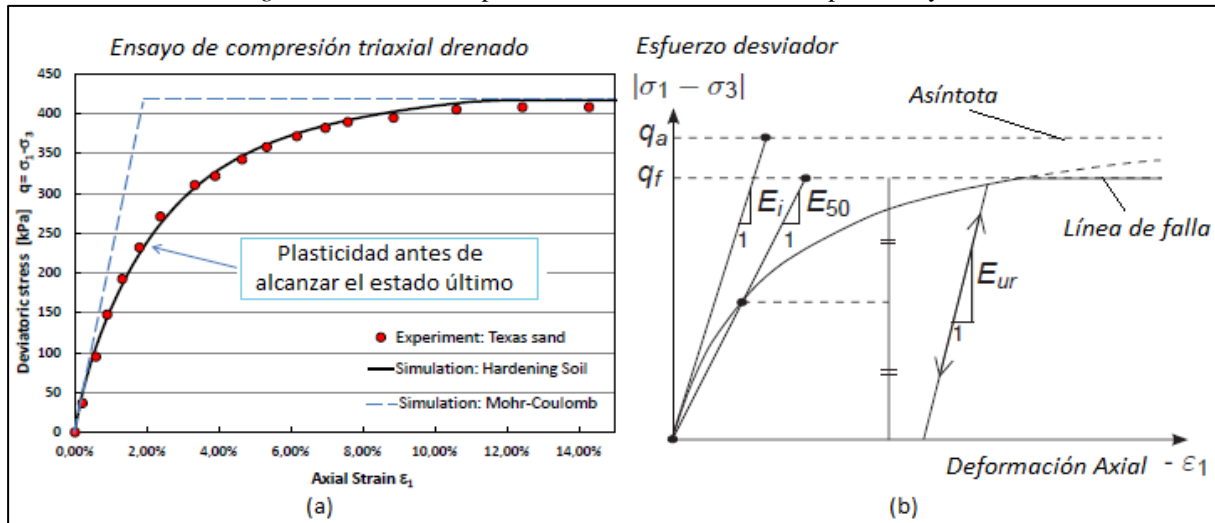
Donde $\epsilon_q^{p-shear}$ es la deformación plástica, y q es el esfuerzo desviador, el esfuerzo desviador último (q_f) está definido como:

$$q_f = \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} (\sigma'_3 + c' \cot \phi') \text{ y } q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (56)$$

Donde q_f es el esfuerzo desviador último en la falla, el cual deriva del criterio de falla *Mohr-Coulomb* e involucra a los parámetros de c' y ϕ' ; y q_a es el valor asintótico de la resistencia al corte del suelo; R_f es la relación de falla, se observó que su valor puede variar de

0.75 a 1.0, su valor por defecto en el programa *PLAXIS* es 0.9, las relaciones hiperbólicas se muestran en Figura 29 (b).

Figura 29: Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para ensayos triaxiales



Fuente: Obrzud R. (2011), p. 3. Adaptado por el Autor.

El valor que controla la pendiente de la curva hiperbólica es el módulo tangente E_i que es difícil de determinar experimentalmente, en su lugar, se usa el módulo de rigidez E_{50} para pequeñas deformaciones, el cual depende de la carga primaria (σ'_3 : presión de confinamiento) y está dado por la siguiente ecuación:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (57)$$

Donde el módulo de referencia E_{50}^{ref} depende del esfuerzo de referencia p^{ref} , su valor por defecto en el programa *PLAXIS* es 100 kN/m^2 , el valor de m permite definir la variación del módulo de rigidez con la profundidad ($0.5 < m < 1.0$).

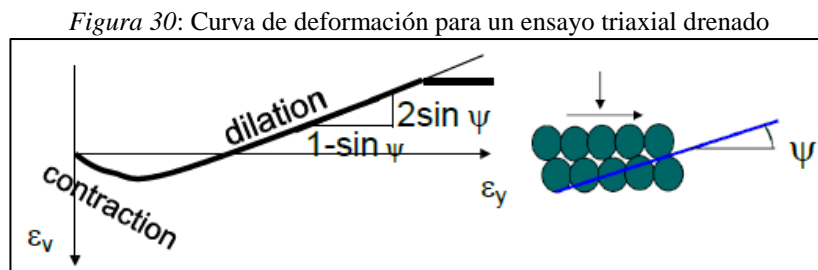
El módulo elástico de recarga y descarga E_{ur} es calculado como:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_3 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m \quad (58)$$

Donde el módulo de referencia E_{ur}^{ref} de descarga y recarga, correspondiente al esfuerzo de referencia p^{ref} .

La Figura 27 (b) muestra la superficie de fluencia de endurecimiento por corte. Por otro lado, es preciso señalar que en la formulación *elastoplástica* (Ec. 59), la deformación plástica volumétrica, $\varepsilon_v^{p-shear}$ no fue considerada, sin embargo, existe una relación entre ésta y la deformación plástica de corte mediante el ángulo de dilatación movilizado, ψ_m , (Ver figura 30) esta relación tiene la siguiente forma:

$$\dot{\varepsilon}_v^p = \sin \psi_m \dot{\varepsilon}_q^p \quad (59)$$



Fuente: Solowski W. (2017), p. 50.

El ángulo de dilatación movilizado se puede calcular usando una variante de la teoría de Rowe (1962), citado por Solowski (2017), en base al ángulo de fricción movilizado φ_m y el ángulo de fricción en estado crítico o residual, φ_{cs} (ocurre cuando no hay cambio de volumen en el material):

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \varphi_m - \sin \varphi_{cs}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cs}} \quad (60)$$

Donde $\sin \varphi_m$:

$$\sin \varphi_m = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3 - 2c' \cot \varphi} \quad (61)$$

El material que se encuentre en corte sufrirá compresión si $\varphi_m > \varphi_{cs}$ y si ocurre lo contrario, se dilatará. Si $\varphi_m = \varphi$, se tiene:

$$\sin \varphi_{cs} = \frac{\sin \varphi - \sin \psi}{1 - \sin \varphi \sin \psi} \quad (62)$$

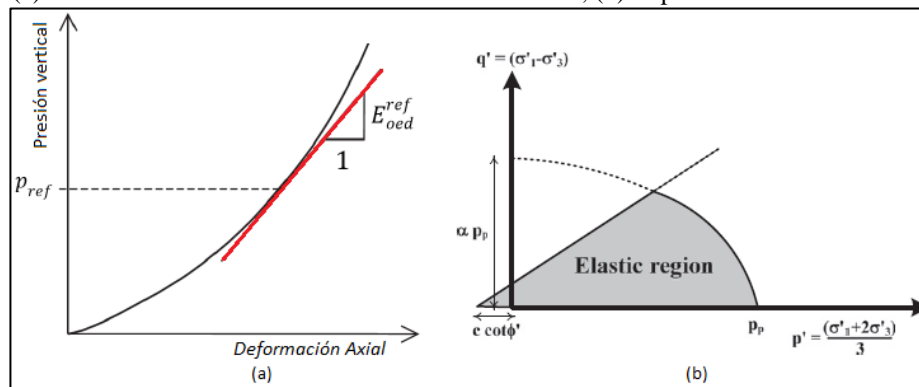
Por lo tanto, φ_{cs} se puede calcular a partir del ángulo de fricción en la falla (pico), φ , y el ángulo de dilatación pico, ψ .

➤ *Mecanismo de endurecimiento por compresión isotrópica*

En adición a lo anterior el modelo *HS* incorpora la superficie de fluencia por compresión isotrópica; este mecanismo utiliza el parámetro de rigidez tangente para carga primaria (E_{oed}^{ref}), que es usado para controlar las deformaciones plásticas que se originan en la superficie de fluencia. De forma similar a los módulos triaxiales, el módulo edométrico depende de las condiciones de esfuerzo:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{c' \cos \varphi' - \sigma'_1 \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^m, \text{ donde } \sigma'_1 = \frac{\sigma'_3}{K_0^{NC}} \quad (63)$$

Figura 31: (a) Determinación del módulo edométrico referencial, (b) Superficie de fluencia en el modelo HS



Fuente: Surarak, et al. (2012), p. 687.

Este mecanismo simula la densificación del material, y cierra el dominio elástico en el eje p del espacio $p - q$, su comportamiento tiene una forma elíptica con su vértice en el eje q . La superficie de fluencia para la compresión isotrópica tiene la siguiente formulación:

$$F_C = \left(\frac{q^*}{\alpha} \right)^2 + p^2 - p_p^2 = 0 \quad (64)$$

Donde p_p es la intersección de la superficie de fluencia con el eje p , la presión q^* está definida como

$$q^* = \sigma'_1 + (\alpha - 1)\sigma'_2 - \alpha\sigma'_3, \text{ donde } \alpha = \frac{3 + \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (65)$$

El parámetro α controla la forma elíptica (Ver Figura 31 (b)) y está determinado por el coeficiente de presión lateral K_0^{NC} .

Es importante destacar que la ley de endurecimiento, que relaciona la presión de consolidación (p_p) con la deformación plástica volumétrica en compresión isotrópica (ε_v^p), se puede expresar como:

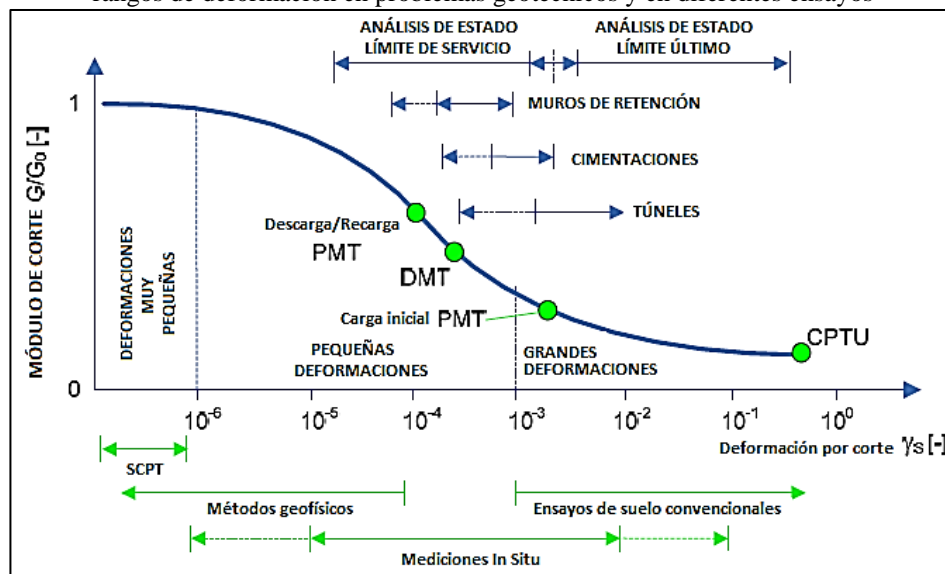
$$\varepsilon_v^p = \frac{\beta}{1-m} \left(\frac{c' \cos \varphi' - p_p \sin \varphi'}{c' \cos \varphi' + p^{ref} \sin \varphi'} \right)^{1-m} \quad (66)$$

El parámetro β está determinado por E_{oed}^{ref} .

En el programa *PLAXIS*, α y β no son parámetros de entrada, éstos se pueden determinar a partir de un ensayo edométrico ya que están relacionados con K_0^{NC} y E_{oed}^{ref} . La superficie de fluencia se muestra en la Figura 27 (c).

b) Características del Modelo *HS Small*

Figura 32: Representación típica de la variación de la rigidez en función de las deformaciones por corte y los rangos de deformación en problemas geotécnicos y en diferentes ensayos



Fuente: Obrzud R. (2011), p. 4. Adaptado por el Autor.

En el modelo *HS* se asume que el comportamiento del material en descarga y recarga es elástico, sin embargo, esto solamente se presenta en un rango de deformación muy pequeño; puesto que, se observó que con el incremento de las deformaciones la rigidez del suelo decae de forma no lineal; tal como se muestra en la Figura 32, donde se observa que la rigidez es elevada para pequeñas deformaciones, ésta es una característica del comportamiento del suelo que se incorpora al modelo *HS Small*, al considerar ello, también se puede modelar el efecto de

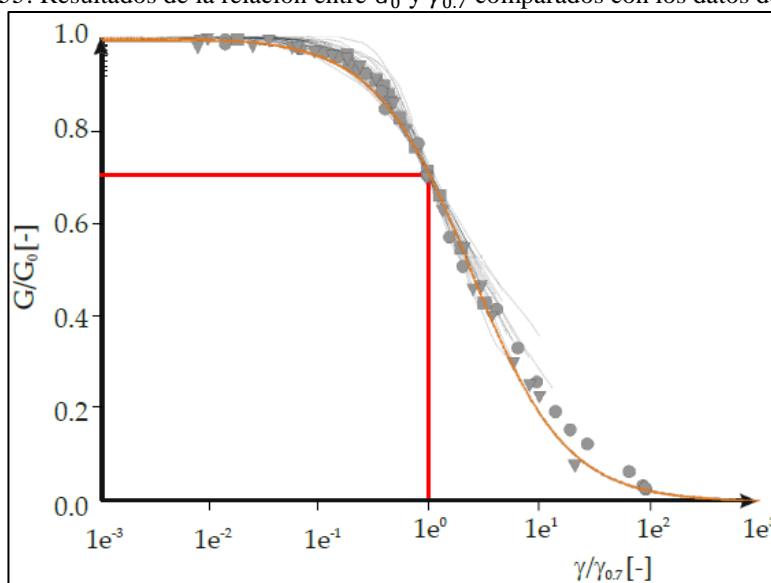
la histéresis y el amortiguamiento histerético de los suelos en aplicaciones que involucran cargas cíclicas o el comportamiento dinámico. Estas particularidades hacen que el modelo *HS Small* aproxime de manera más precisa los desplazamientos en un análisis de deformación, excavaciones y problemas de interacción suelo-estructura (Herold & Von Wolffersdorff, 2009).

El modelo *HS Small* utiliza los mismos parámetros del modelo *HS*, solo añade dos para describir el comportamiento de la rigidez en pequeñas deformaciones, estos son: el módulo de rigidez inicial para pequeñas deformaciones, G_0 , y el nivel de deformación de corte ($\gamma_{0.7}$) en el cual el módulo de rigidez (G_S) se reduce a 70% del G_0 (Figura 33). La ecuación (67) muestra las relaciones entre G_0 y $\gamma_{0.7}$.

$$\frac{G_S}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0.7}} \right|}, \quad \text{donde } a = 0.385 \quad (67)$$

Los parámetros del modelo *HS Small* se pueden obtener mediante pruebas de laboratorio como ensayos triaxiales y ensayos de columna resonante sin instrumentación especial. La Tabla 2 muestra los parámetros que considera el modelo *Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness*.

Figura 33: Resultados de la relación entre G_0 y $\gamma_{0.7}$ comparados con los datos de ensayos



Fuente: Solowski W. (2017), p. 103.

Tabla 2

Lista de parámetros para usar en el modelo HS Small en el programa PLAXIS

Parámetros	Unidades	Descripción
γ	Kn/m^3	Densidad
Constantes Elásticas		
E_{50}^{ref}	kPa	Ensayo Triaxial
E_{ur}^{ref}	kPa	Ensayo Triaxial
V_{ur}	-	Ensayo Triaxial
m	-	Ensayo Triaxial
Mecanismo de Endurecimiento por Corte		
c	kPa	Ensayo Triaxial
φ	°	Ensayo Triaxial
R_f	-	Ensayo Triaxial
ψ	°	Ensayo Triaxial
Mecanismo de Endurecimiento por Compresión		
E_{oed}^{ref}	kPa	Ensayo edométrico
Variables Iniciales de Estado		
K_0^{NC}	-	$K_0^{NC} = 1 - \sin \varphi$, o ensayo triaxial de consolidación
Variables Auxiliares		
p^{ref}	kPa	Ensayo Triaxial
Parámetros de Deformación		
G_0^{ref}	kPa	Métodos geofísicos, SCPT, SDMT
$\gamma_{0.7}$	-	Ensayo Triaxial con medidores locales o evidencia geotécnica.

Nota: Elaborado por el Autor.

2.1.2.3 Análisis de la estabilidad sísmica de taludes

Los sismos exponen a cargas dinámicas a los taludes, estas cargas pueden reducir la resistencia al corte del suelo y causar inestabilidad, los efectos de un sismo en un talud pueden modelarse utilizando aceleraciones horizontales y constantes. Para analizar la estabilidad sísmica de taludes, la presente tesis utilizará el análisis pseudoestático.

2.1.2.3.1 Análisis pseudoestático de taludes

Terzaghi, en 1959, fue quien aplicó por primera vez un modelo pseudoestático para evaluar la estabilidad de un talud durante eventos sísmicos, que consiste en aplicar fuerzas inerciales

en el centro de gravedad de las *dovelas* representando el efecto sísmico (Valiente, Sobrecases, & Aníbal, 2015).

En el procedimiento pseudoestático las cargas sísmicas están representadas por fuerzas estáticas horizontales y verticales, se emplea el mismo análisis que los métodos de equilibrio límite, aplicando la fuerza en todos los elementos analizados en el talud, que es igual al peso de la masa de deslizamiento potencial multiplicado por un coeficiente sísmico (expresada como una fracción de la aceleración debido a la gravedad), este coeficiente (K_h, K_v) simula la naturaleza de la fuerza que obedece a la intensidad sísmica, duración del movimiento y a la frecuencia. Generalmente, no se toma en cuenta el coeficiente sísmico vertical (Suárez, 2001).

Las fuerzas se expresan mediante las siguientes ecuaciones:

➤ Fuerza horizontal,

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = K_h W \quad (68)$$

➤ Fuerza vertical,

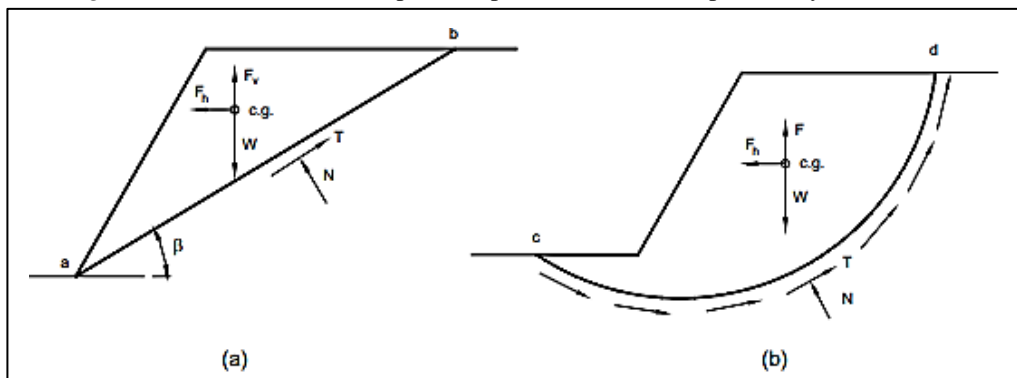
$$F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W \quad (69)$$

Hay que mencionar además que para la obtención del coeficiente sísmico se considera un factor de reducción, los autores Marcuson y Curro (1981), sugiere que se tome de 1/3 a 1/2 del valor PGA (Peak ground acceleration), mientras que Hynes-Griffin and Franklin (1984) recomienda que se tome 1/2, lo último, está basado en estudios analíticos de resultados que muestran para esta reducción deformaciones de taludes limitadas hasta 1 metro. En el caso de considerar la influencia de la componente vertical del movimiento sísmico, la norma de diseño sismorresistente E.030, establece que se determinará como los 2/3 del valor de la aceleración horizontal máxima (PGA).

La aplicación de un coeficiente sísmico y fuerza pseudoestática en los análisis de estabilidad es relativamente directa, ya que se supone que la fuerza pseudoestática es conocida

y se incluye en las diversas ecuaciones de equilibrio. Respecto a la ubicación de la aplicación de la fuerza, Terzaghi (1950), sugirió que esta debería actuar en el centro de gravedad de cada *dovela* (Figura 34), sugerencia que fue corroborada por los resultados de Seed (1979), que mostraron que el FS disminuyó cuando la fuerza sísmica se ubicó por debajo del centro de gravedad de la *dovela*, por otro lado, si la fuerza sísmica se encontraría por encima del centro de gravedad, en deslizamientos circulares, se estaría reduciendo el momento respecto del centro del círculo debido a las fuerzas sísmicas. En definitiva, la sugerencia de Terzaghi se considera razonable (Duncan & Wright, 2005).

Figura 34: Fuerzas inerciales aplicadas para el caso de falla plana (a) y circulares (b)



Fuente: Monroy, R. (2007), p.148.

2.1.2.4 Herramienta computacional para el análisis de estabilidad

2.1.2.4.1 El programa Slide

En la actualidad existen diversos programas geotécnicos que utilizan el método de equilibrio límite para determinar el FS, en la presente tesis se utiliza el programa *Slide 6.0* desarrollado por *Rocscience Inc* en Canadá para la modelización de problemas geotécnicos. *Slide* es un programa de estabilidad de taludes en 2D para suelos y macizos rocosos, permite analizar ya sean superficies de rotura circular o no circulares en presencia de nivel freático, cargas de sismo (pseudostático), cargas lineales y distribuidas, y terrenos con distintos materiales, empleando el criterio de rotura *Mohr-Coulomb* y los métodos de equilibrio límite como *Fellenius*, *Bishop simplificado*, *Jambu*, *Spencer*, *Morgenstern and Price*, entre otros; de

cuyo análisis se obtiene el FS, la representación gráfica de la superficie de falla más desfavorable, y las fuerzas entre las rebanas en las que se divide la superficie de rotura del talud; además, presenta opciones para estabilizar taludes empleando muros en voladizo, gaviones, geotextiles, y anclajes. Los parámetros necesarios para el cálculo son el peso específico, el ángulo de fricción y la cohesión.

2.1.2.4.2 *El programa PLAXIS*

PLAXIS es un programa computacional de elementos finitos creado por la Universidad de Delft, permite realizar modelaciones numéricas para el análisis de deformación, estabilidad y flujo de proyectos de ingeniería geotécnica, mediante un conjunto de elementos discretos conectados mediante nodos. El programa permite modelar el comportamiento de los suelos mediante varios grados de aproximación mediante los siguientes modelos constitutivos: elástico lineal, *Morh-Coulomb*, *Hardening Soil*, *Hardening Soil with Small-Strain Stiffness*, *Soft Soil*, *Soft Soil Creep*, *Jointed Rock*, *Modified Cam-Clay*, entre otros; y los tipos de cálculo que puede realizar son: análisis de deformaciones, consolidación, análisis de deformación de flujo totalmente acoplado, análisis dinámico y análisis estático.

El modelamiento geotécnico en PLAXIS básicamente implica lo siguiente: definir el modelo de deformación (deformación plana o del tipo axisimétrico) y el número de elementos (6 o 15 nodos triangulares); definir la representación física del problema geotécnico (geometría), definir la estratigrafía (se introducen las propiedades del material según el modelo constitutivo adoptado), los elementos estructurales (placas, anclajes, geotextiles, interfaces, entre otros) y cargas actuantes; generar la malla de elementos finitos (la malla se puede refinar de forma global o localmente), definir las condiciones iniciales (condiciones de poro presión y configuración de la geometría inicial del problema), establecer las etapas constructivas de acuerdo al procedimiento constructivo, y luego de realizarse los cálculos iterativos, observar los resultados de cada etapa constructiva (se pueden colocar punto de control).

2.1.3 Métodos de estabilización de taludes

Si el valor del FS del talud sin reforzamiento no cumple con los requisitos mínimos de seguridad, se pueden aplicar varias técnicas de estabilización. De acuerdo con Turner & Schuster (1996), se pueden tomar las siguientes acciones frente a la inestabilidad de un talud: (1) Evitar el problema, (2) disminuir las fuerzas actuantes y (3) aumentar las fuerzas resistentes, dependiendo de la condición del talud se pueden tomar otras medidas como monitoreos o medidas temporales, por otro lado, se podría no tomar medidas siempre y cuando se haya monitorizado el talud durante muchos años y no se hayan observados cambios considerables, sin embargo, no tomar acciones podría desencadenar con el deslizamiento del talud, causando grandes pérdidas económicas. Ver Tabla 3.

Suárez (2009) menciona que los métodos de estabilización de taludes, por lo general, tienen como objetivo reducir las fuerzas actuantes, incrementar las fuerzas resistentes o una combinación de ambos.

- Las fuerzas actuantes pueden reducirse de varias formas:
 - ✓ Excavando el material de un sector apropiado del talud.
 - ✓ Construyendo sistemas de drenaje para reducir las presiones hidrostáticas.
- Las fuerzas resistentes pueden incrementarse de varias formas:
 - ✓ Drenaje para incrementar la resistencia de los materiales.
 - ✓ Eliminación de estratos débiles o zonas potenciales de falla.
 - ✓ Estructuras de contención.
 - ✓ Refuerzo del suelo.
 - ✓ Tratamiento químico.

La presente tesis se centra en la evaluación de la estabilidad de taludes reforzados mediante estructuras de contención o retención. Las estructuras de retención de suelos tienen la finalidad de contener una masa de suelo, es decir, resistir las fuerzas ejercidas por el suelo retenido y

transmitir esas fuerzas de manera segura a la cimentación o a la parte externa de la masa susceptible de movimiento, y en algunos casos de reforzarla, contribuyendo con su estabilidad para evitar problemas de deslizamientos o desprendimientos.

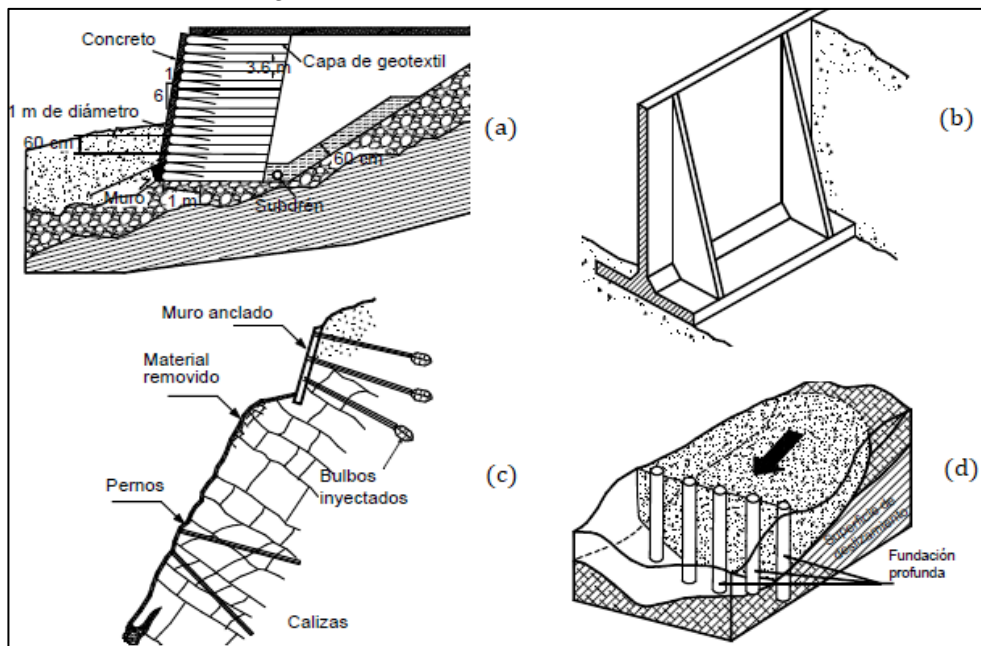
Tabla 3
Técnicas de estabilización de taludes

Categoría	Procedimientos	Limitaciones
Hacer nada	“Sin acción”	No efectivo, ya que puede generarse falla catastrófica a largo plazo.
		Aplicable a movimientos lentos o taludes estables.
Evita el problema	Reubicar proyecto	Debería estudiarse durante la planificación.
		Impacto de costos con respecto a la ubicación seleccionada.
		No es rentable si el diseño está completo.
Mantenimiento	Actividades como eliminar materiales, cerrar áreas, etc.	Limitado para deslizamientos de movimiento lento. Será temporal y luego tendrá que volver a hacerse.
	Supervisión	Inclinómetros, puntos topográficos, etc.
Disminuir las fuerzas actuantes		Cambiar la pendiente
	Drenar superficie	Solo corregirá la infiltración o filtración de la superficie.
	Drenar el subsuelo	Dependerá de la permeabilidad de la masa deslizante.
Incrementar las fuerzas resistentes	Uso de contrafuerte o rellenos de contrapeso	Requiere materiales adecuados y ligeros. Produce material de excavación que debe ser manejado.
		No podría ser efectivo en derrumbes profundos.
		Requiere derecho de paso. Podría requerir una base firme.
	Uso de sistemas estructurales	No se puede manejar grandes deformaciones. Debe actuar debajo de la superficie de deslizamiento.
		Requiere una base firme para resistir las fuerzas de corte de la tensión de los anclajes.
	Drenar el subsuelo Uso de relleno reforzado	Dependerá de la permeabilidad de la masa deslizante. Requiere durabilidad de refuerzo.
		Instalar refuerzo In Situ Uso de estabilización bioquímica
	Tratamiento químico	
	Uso de electroósmosis Uso de estabilización térmica	Requiere mantenimiento y corriente continua constante. Podría ser costoso.
		Requiera un sistema costoso y cuidadosamente diseñado. Podría ser costoso.

Nota: Turner & Schuster (1996). Adaptado por el Autor.

De acuerdo con Suárez (2009) se tienen las siguientes estructuras de retención:

Figura 35: Estructuras de contención de suelos



Fuente: Suárez J. (2009), p. 118.

- Estructuras de Gravedad: Son muros cuyo factor determinante en este tipo de estructura es su peso, entre los tipos de muros se encuentran los muros en concreto simple, concreto ciclópeo, gaviones, criba, mampostería, enrocado y muros de suelo reforzado, ver Figura 35 (a).
- Muros en Voladizo: Son estructuras en concreto armado, esbeltas, con contrafuertes o estribos, donde adicionalmente al peso del concreto se coloca un relleno de suelo sobre la cimentación del muro con el fin de mejorar la estabilidad de la estructura, ver Figura 35 (b).
- Estructuras Ancladas: Estas estructuras incluyen cables o varillas que se colocan dentro del suelo para reforzarlo o para transmitir cargas a los suelos o rocas a profundidad, las cuales pueden ser postensionadas o pasivas. De acuerdo con las condiciones del talud y las necesidades de comportamiento, se escoge el tipo de anclaje más eficiente para el caso específico. En este tipo de estructuras están incluidos los pernos, los muros anclados, los *nails* y los micropilotes (Figura 35 (c)).

- Estructuras Enterradas: Son estructuras compuestas por tablestacas y pilotes, las cuales se profundizan por debajo de la superficie de falla, de esta forma aumentan la resistencia al cortante sobre la superficie del deslizamiento y transmiten cargas a los materiales más competentes, ver Figura 35 (d).

A continuación se define el concepto de los sistemas propuestos en esta investigación, se describirán las principales características y aspectos técnicos, tales como: definición, funcionalidad, aplicaciones, el tipo de suelo en el cual es conveniente su aplicación, elementos que constituyen el sistema y aspectos constructivos.

2.1.3.1 Sistema de anclajes

Los anclajes son elementos estructurales que se colocan dentro del suelo o roca con el propósito de transmitir la carga de tensión desde la superficie del terreno hasta el interior del mismo (Figura 36), este sistema consiste en tendones que se instalan dentro de perforaciones, a los que se les inyecta cemento y luego se tensa. El propósito de los sistemas de anclaje es que la superficie de falla sea contenida por el tendón de anclaje, de lo contrario no tendrá ningún efecto, es así que, la carga de tensión se opone al deslizamiento y se transforma en fuerza de compresión dentro de la masa de suelo, con ello se incrementa la resistencia al cortante (Suárez, 2009).

Figura 36: Anclajes permanentes en la estabilización de un talud inestable



Fuente: DYWIDAG-Systems International.

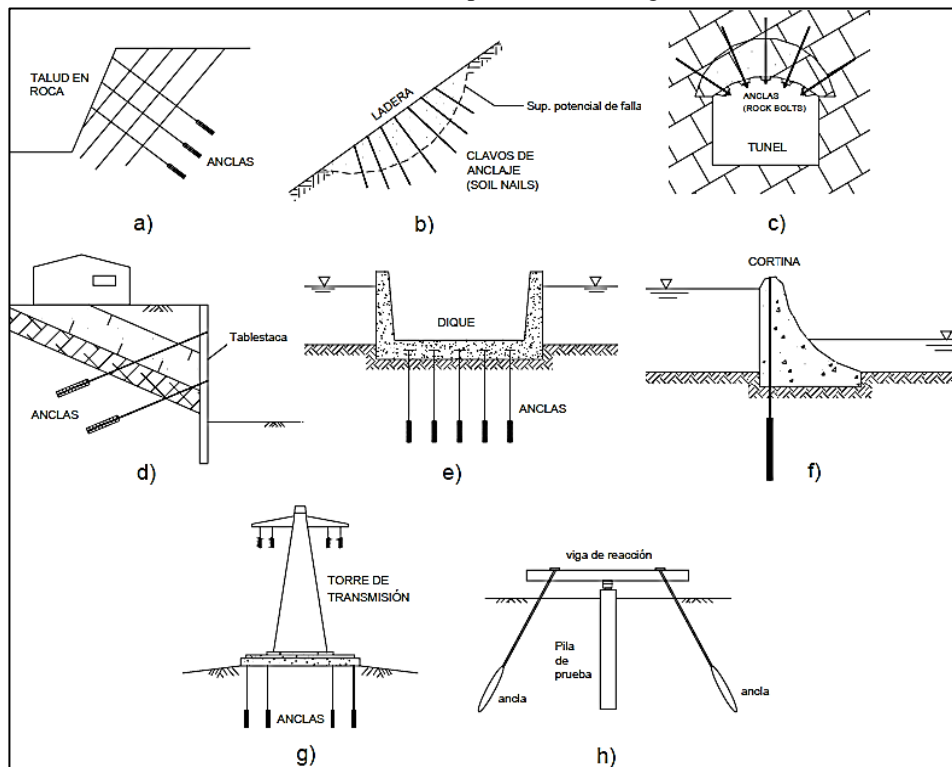
2.1.3.1.1 Utilización de los anclajes

Este sistema de reforzamiento ha sido utilizado desde las últimas décadas dentro de muchos proyectos de ingeniería en nuestros medios, ya que posee un gran aporte a la estabilidad de un talud (Figura 37), esta estructura se puede aplicar como:

- Sostenimientos de muros de contención de suelo,
- Estabilización de laderas y taludes,
- Control del levantamiento del suelo,
- Control de expansiones,
- Estabilización de losas sometidas a sub presión hidrostática,
- Reforzamiento de túneles y cavernas,
- Soporte de fuerzas de tensión en cimentaciones y
- Control de volcamientos de los estribos de presas.

Figura 37: Aplicaciones más comunes de las anclas

Estabilización de taludes (a); estabilización de laderas (b); sujeción de bloques de roca (c); retención de tablestacas y muros pantalla (d); anclaje de estructuras sujetas a subpresión hidráulica ©; estabilización de estructuras sujetas a fuerzas de volteo y deslizamiento (f); estabilización de estructuras altas (g) y generación de fuerzas de reacción para arcos de carga (h).



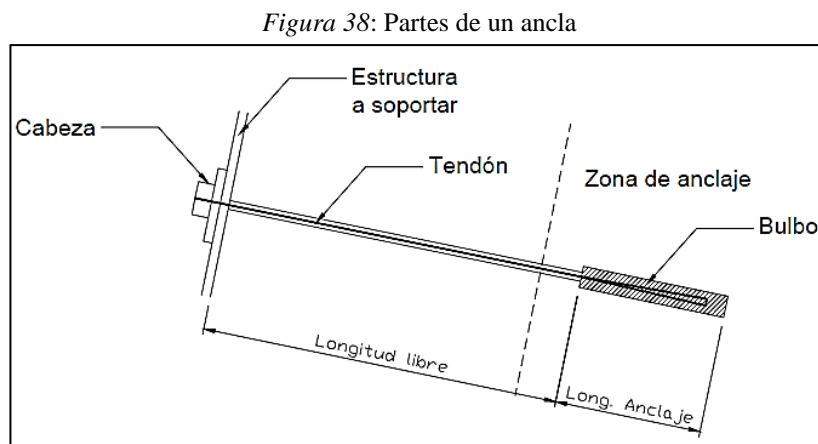
Fuente: Monroy, R. (2007), p. 5.

2.1.3.1.2 Según su permanencia en el tiempo

- Anclajes permanentes: Es usado para la estabilización de taludes, con la finalidad de proteger estructuras donde el problema de inestabilidad sea permanente, así que los anclajes deberán ser monitorizados a lo largo de su vida de servicio (de 75 a 100 años) y deben estar provistos de dos barreras protectoras contra la corrosión, de modo que si una de ellas se daña durante la instalación, la segunda permanecerá intacta.
- Anclajes temporales: Es usado para asegurar la estabilidad del talud por un periodo corto de tiempo, generalmente se utilizan durante el proceso constructivo de sótanos, cuya vida de servicio es de 18 a 36 meses.

2.1.3.1.3 Elementos constitutivos de los anclajes

Los anclajes se componen básicamente de tres partes, como se muestra en la siguiente figura.



Fuente: Monroy, R.(2007), p. 15.

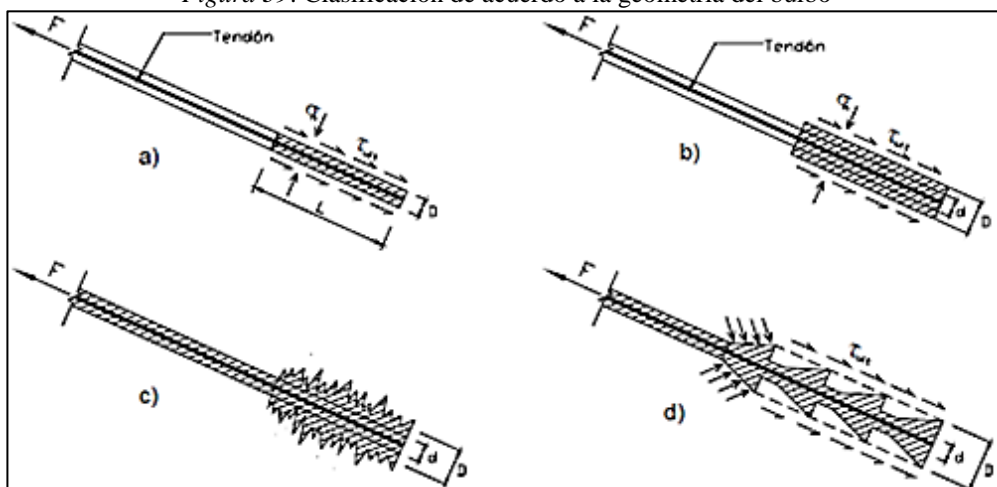
a) Zona del anclaje

También llamado bulbo, es la parte del tendón que se encuentra adherida al suelo y que transfiere las cargas externas al suelo, en esta zona el tendón se encuentra cubierto con lechada de cemento, por lo general, la longitud de los bulbos es menos de 6 m. La lechada consiste de cemento sin contracción tipo I y agua, la relación agua cemento varía de entre 0.4 a 0.55, con lo que se obtiene de resistencia hasta 21Mpa.

Según su geometría los bulbos se clasifican en:

- Anclas de flecha recta: Se trata de perforaciones que conservan la dimensión del diámetro de perforación del inicio hasta el fin, la lechada es aplicada por gravedad y se evita aplicarla a presión, recomendable para suelos cohesivos y fricciantes, ya que su agarre depende de la adhesión a lo largo del bulbo, ver Figura 39 (a).
- Anclas de perforación acampanada: La sección de la perforación cambia al llegar al bulbo, debido a los ensanchadores cónicos denominados campanas, solo se usa en suelos cohesivos, a medida que se va retirando el barreno se inyecta la lechada, este procedimiento de lechada aumenta la resistencia a la extracción en relación con el de flecha recta, ver Figura 39 (b).
- Anclas de desplazamiento: En este tipo de anclaje se utilizan inyecciones de lechada múltiples retardadas con el fin de agrandar el cuerpo de la lechada, las inyecciones se pueden realizar durante varios días, la lechada de alta presión fractura la lechada inicial y la empuja hacia el interior agrandando el cuerpo de la lechada, ver Figura 39 (c).
- Anclas de bajo flujo: Consiste en perforaciones con una serie de campanas de ampliación, este tipo de anclaje se puede usar en suelos firmes a cohesivos duros, ver Figura 39 (d).

Figura 39: Clasificación de acuerdo a la geometría del bulbo



Fuente: Monroy, R. (2007), p. 8.

b) Longitud libre

En esta zona el tendón se encuentra libre de lechada (zona no adherida), su longitud depende de cuán lejos se encuentre el terreno estable desde la cabeza del anclaje.

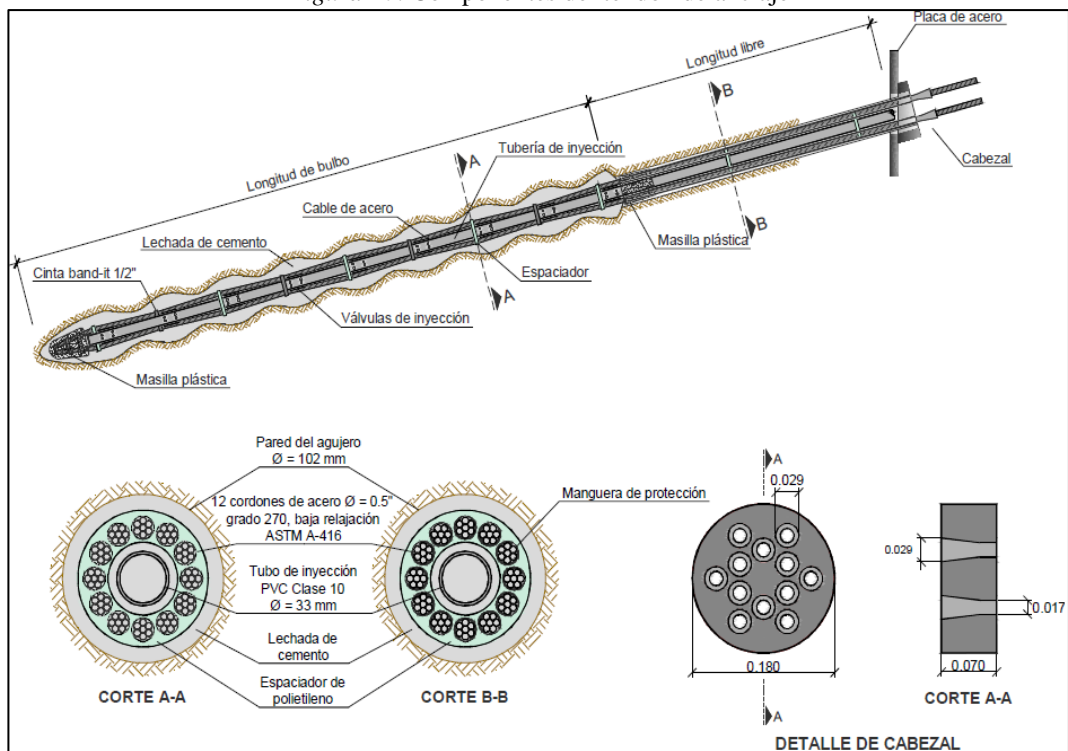
c) Cabeza de anclaje y placa de reparto o apoyo

Es la zona donde se acopla la cabeza del anclaje y la placa de reparto, la placa de apoyo suele ubicarse sobre la plancha de reacción encargada de transmitir los esfuerzos al terreno. En esta zona es donde se realiza el tensado del anclaje, la tensión máxima que se coloque deberá ser menor del 70% de la carga de falla nominal última (Suarez, Muros anclados, 2012).

2.1.3.1.4 Tendones

Los anclajes están constituidos por tendones de acero distribuidos alrededor de una tubería de inyección, los elementos de acero son espaciados entre sí para evitar el contacto (Figura 40). El acero deberá cumplir con lo especificado en la normativa. La cabeza del anclaje deberá permitir un tensado correspondiente al 100% de su límite de rotura. Normalmente las tensiones de trabajo son del 60% de su límite elástico en anclajes permanente y en provisionales de 75%.

Figura 40: Componentes del tendón de anclaje



Fuente: Puelles, J. (2011), p. 20. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.

2.1.3.1.5 Tipos de suelo que permiten la colocación de bulbos de anclaje

Según Rosero (2015) y Suárez (2009), existen suelos adecuados para la aplicación de los anclajes, así como los suelos donde no es recomendable su uso.

- En rocas: Todos los tipos de roca se consideran aptos para colocar anclajes, sin embargo, se debe tener en cuenta que algunas rocas poseen mayor resistencia de unión con el bulbo y otras muy bajas.
- En suelos granulares: Se ha advertido que los anclajes en suelos granulares han tenido un buen comportamiento a largo plazo.
- En suelos arcillosos: Los bulbos de anclaje en este tipo de suelos han tenido problemas de capacidad a largo plazo, se recomienda prolongar las anclas hasta un estrato de mayor profundidad dentro de un estrato de mejor capacidad.

2.1.3.1.6 Proceso constructivo de los sistemas de anclaje

En términos generales, la ejecución de un sistema de anclaje requiere las siguientes fases:

a) Perforación mediante los taladros:

Figura 41: Perforación por percusión



Fuente: Suárez, J. (2015), p. 108.

Previo a la perforación, los cables del anclaje deberán ser cortados, limpiados y tratados con pintura epóxica anticorrosiva, para luego efectuar el montaje del anclaje. Las perforaciones deberán tener el diámetro suficiente para la instalación del anclaje, estas se realizan por proceso

rotativo convencional, por rotopercusión, o por el proceso rotativo con martillo de profundidad accionado con aire comprimido, el proceso se define de acuerdo a las características del terreno.

b) Instalación de los tirantes

Una vez finalizada la limpieza de la perforación se deberá colocar rápidamente los anclajes (en menos de 24 horas).

Figura 42: Instalación de tirantes

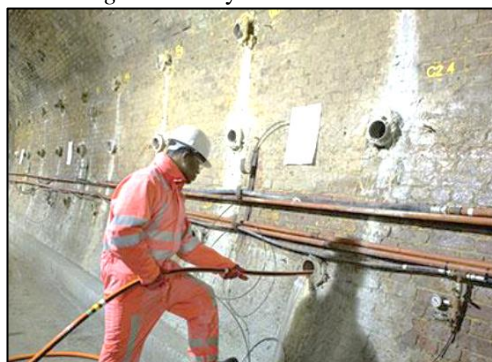


Fuente: Martos, R. (2013), p. 16.

c) Inyección de lechada:

La lechada de cemento se inyecta a través de las válvulas distribuidas a lo largo del tubo central en el bulbo, esta se realiza a presión, se debe aislar la parte inicial del tirante para evitar su cementación.

Figura 43: Inyección de lechada



Fuente: Suárez, J. (2015), p. 27.

d) Tensado del anclaje:

En esta fase se aplica carga de tensionamiento al tirante, este no debe realizarse antes de que la mezcla no haya obtenido una resistencia mínimo de 25 MPa. El equipo de

tensionamiento lo conforman las gatas hidráulica y el sistema de lectura de deformaciones del acero (se obtiene la eficiencia del anclaje).

Figura 44: Tensado del anclaje



Fuente: Suárez, J. (2015), p. 54.

e) Ensayo en anclajes:

Este ensayo se realiza para verificar que el tendón ha sido tensado con la carga de diseño, que la longitud libre del tendón ha sido establecida satisfactoriamente, y la magnitud de los desplazamientos residuales (Puelles, 2011).

Figura 45: Prueba de carga en anclaje



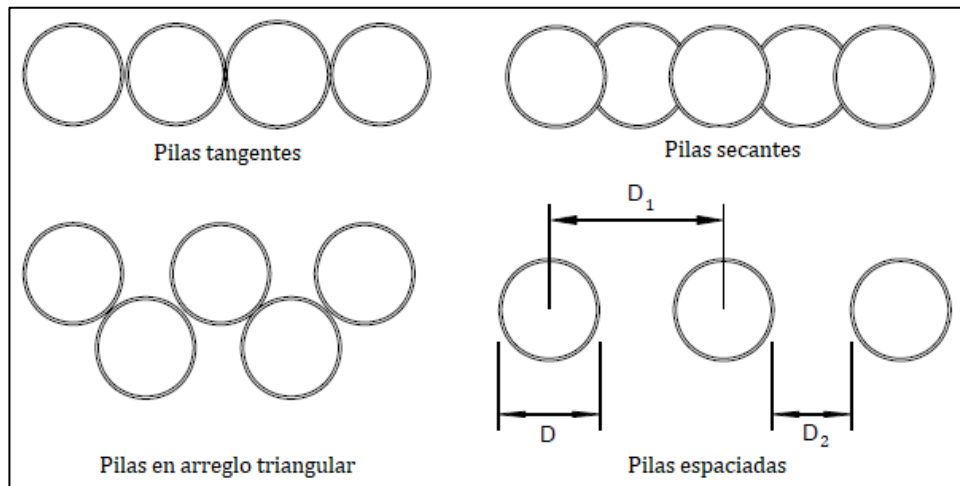
Fuente: Suárez, J. (2015), p. 66.

2.1.3.2 Sistema de pantalla de pilotes

Los pilotes están destinados principalmente para sostener fuerzas verticales, sin embargo, también sostienen movimientos laterales del suelo, por ejemplo, los pilotes adyacentes a los estribos de los puentes, pilotes en excavaciones profundas, y como se evidenció en el apartado 1.2.2, pilotes para estabilización de taludes inestables. Las primeras pantallas de pilotes surgen

en Italia (1934), esta técnica consiste en la construcción de filas de pilotes de concreto armado, que se excavan empleando métodos similares a los de los pilotes para cimentaciones de edificios. Los pilotes se pueden distribuir de diferentes maneras (Figura 46), sin embargo, a mayor cantidad de pilotes y mientras más cerca se encuentren la capacidad de los pilotes es mayor, es necesario que entre el grupo de pilotes exista interacción para evitar la falla pilote por pilote y garantizar la rigidez del conjunto de pilotes (Suárez, 2009).

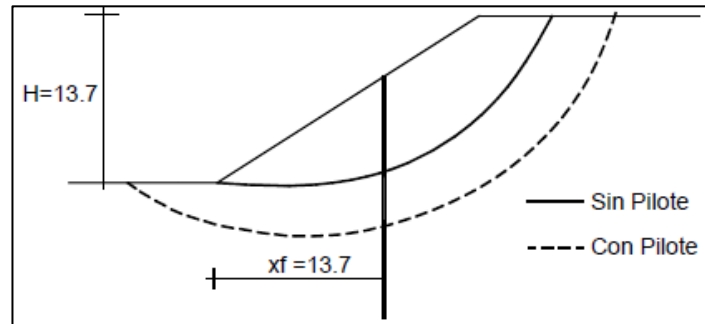
Figura 46: Configuración de las pantallas de pilotes



Fuente: Suárez J. (2009), p. 256. Adaptado por el Autor.

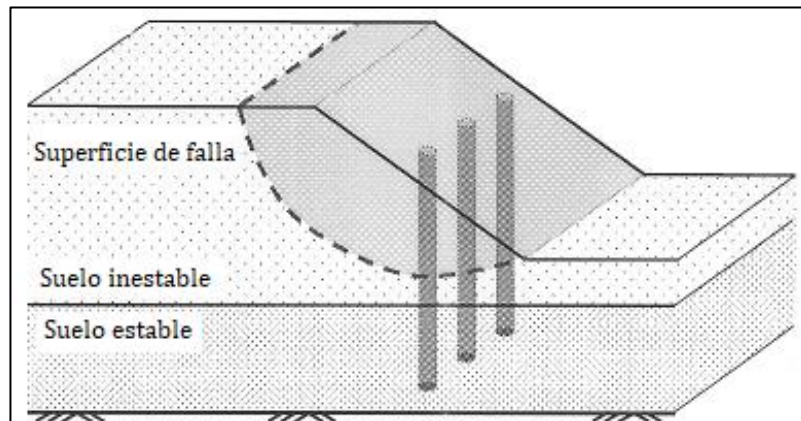
- Pilotes tangentes: Las pilas se encuentran de forma tangente, el agua fluye libremente entre ellas, por lo que no requiere drenaje.
- Pilotes secantes: La distancia axial de los pilotes es menor a su diámetro, se usa cuando no es posible realizar muros pantalla, posee alta capacidad portante.
- Pilotes en arreglo triangular: Las pilotes se disponen de manera que estando repartidos en dos filas paralelas, formen triángulos equiláteros entre ellos.
- Pilotes discontinuos o espaciados: La distancia axial de los pilotes es mayor a su diámetro, el muro se forma por efecto de arco entre los pilotes, el espacio entre pilotes suele estar relleno de hormigón proyectado y mallas de refuerzo, este espacio debe estar correctamente drenado. Suelen ser las más económicas.

Figura 47: Profundización del plano de falla



Fuente: Suárez, *Deslizamientos. Técnicas de remediación*, 2009, p. 252.

Figura 48: Estabilización de un talud mediante pilotes



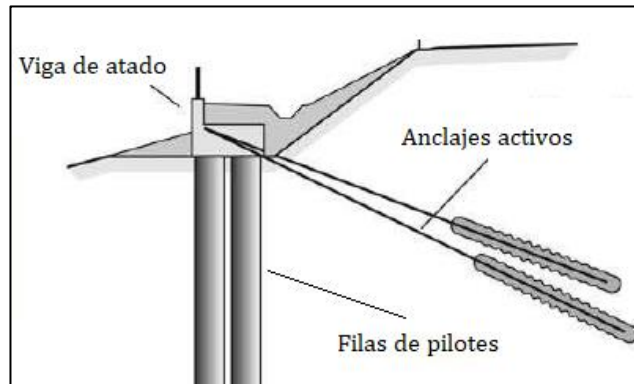
Fuente: Bodour W A, 2010, p.03. Adaptado por el Autor.

Las pantallas de pilotes han sido útiles para la estabilización de deslizamientos activos, ya que consiguen profundizar la superficie de falla (Figura 47), su uso es apropiado para deslizamientos poco profundos debido a que los pilotes no resisten con facilidad las fuerzas laterales, de ahí que, es conveniente que se empotren en suelos competentes (en el caso de usar pilotes discontinuos, es recomendable que el suelo no fluya entre los pilotes, es decir, que los suelos presenten cierta cohesión para aprovechar el efecto arco entre pilotes) y a una profundidad suficiente, puesto que permiten el desarrollo de resistencia lateral que se opone al movimiento del deslizamiento, bajo lo expuesto, se puede contar con la resistencia al corte de los pilotes que sumado a la del terreno, permiten reducir las deformaciones y aumentar la estabilidad del talud, ver Figura 48 (Suárez, 2009).

Se suelen utilizar estructuras que unen las cabezas de los pilotes para mejorar su rigidez (vigas cabezal o de atado), también se puede adicionar anclajes pasivos o activos en su parte

posterior con el propósito de aumentar su resistencia frente a las fuerzas actuantes. En la Figura 49 se muestra un esquema de la viga de atado y anclajes en un muro pantalla de doble fila.

Figura 49: Pantalla de pilotes con viga de atado y anclajes



Fuente: Suarez, J. (s.f.). Técnicas de estabilización de taludes, p. 125. Adaptado por el Autor.

2.1.3.2.1 Aplicaciones de la pantalla de pilotes

Figura 50: Pantalla de pilotes para la construcción de una vía junto al río Rímac



Vía expresa Línea
Amarilla – Cazada Derecha.

Fuente: El Autor.

Murillo & Ortuño (2010) indican que el principal campo de aplicación de las pantallas de pilotes se encuentra en las laderas o taludes donde se haga difícil la implementación de otro tipo de sistema de contención, también señalan que los casos más comunes suelen ser por la construcción de terraplenes para vías de comunicación o plataformas para áreas urbanas. Asimismo, mencionan que otra situación de aplicación de pantallas son las laderas conformadas en su corona por depósitos coluviales, propensos a deslizar con un mecanismo de falla

traslacional. La Figura 50 muestra un tramo de la vía expresa Línea Amarilla donde se ejecutó una pantalla de pilotes ancladas con más de 260 pilotes a lo largo de la ribera del río Rímac, 165 pilotes de 1.0 m de diámetro y longitud variable entre 17m a 26m, con un total de 3549 m de perforación y 101 pilotes de 1.5m de diámetro, con longitud variable entre 15m a 22m a lo que se le sumaron 2353 m de perforación.

2.1.3.2.2 Proceso constructivo de pilotes In-Situ

El proceso constructivo de los pilotes *In-Situ* consiste en una perforación en el terreno, por lo general a rotación, luego se introduce la armadura y posteriormente el concreto; este método permite construir pilotes de hasta 4m de diámetro y hasta más de 80m de profundidad, además, se pueden ejecutar en cualquier tipo de terreno. A continuación se describen las etapas constructivas de este tipo de pilotes.

1) Superficie de trabajo

Es la plataforma nivelada y limpia con un ancho conveniente para el trabajo de las máquinas, se debe verificar que las construcciones aledañas no afecten los trabajos de construcción.

2) Trazo

Se refiere al replanteo de la ubicación de cada pilote sobre el terreno, se indica la profundidad de perforación. Se puede construir muretes guía, es necesario en pilotes secantes, opcional para pantallas discontinuas.

*Figura 51: Fotografía del trazo de pilotes discontinuo sobre el terreno
Construcción de una pantalla de pilotes – Proyecto Línea Amarilla.*



Fuente: El Autor.

3) Perforación

La perforación depende fundamentalmente de las características del terreno, a continuación se describen los más utilizados:

➤ Pilotes perforados con entubación

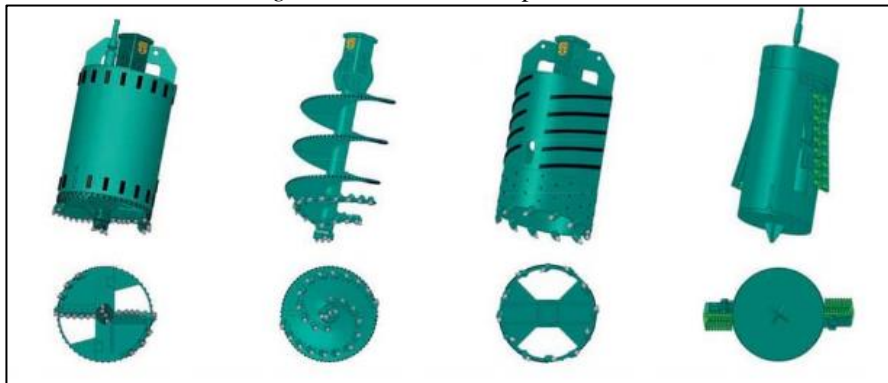
En este método de perforación se utilizan entubaciones o camisas metálicas que sirven para contener el terreno lateral o evitar el ingreso de agua en la excavación del pilote, estos tubos se introducen en el suelo por rotación o por hincado (Ver Figura 52) y se retiran durante el hormigonado (camisa recuperable) o se mantienen como parte del pilote (camisa perdida), lo último se utiliza cuando existen corrientes subterráneas de agua o el entorno es agresivo.

*Figura 52: Fotografía de la perforación de pilote mediante camisas
Construcción de una pantalla de pilotes – Proyecto Línea Amarilla.*



Fuente: El Autor.

Figura 53: Herramientas perforadoras



Fuente: Casagrande S.P.A (2013). Recuperado de <https://www.casagrandegroup.com/drilling-tools/>.

La excavación de los pilotes suele ejecutarse por perforación rotatoria y empuje mediante equipos que rompen el suelo al rotar y van entrando y saliendo del barreno para vaciar el suelo excavado, la selección del equipo rotativo a utilizar depende de las características del terreno a utilizar generalmente en suelos cohesivos se suele emplear hélices cuya perforación mide igual a la longitud de la hélice, para suelos granulares se utilizan coronas dentadas (ver Figura 53) que constan de una trampilla en la parte inferior para cargar el material hacia la parte externa de la excavación. Estos equipos se pueden montar sobre orugas, sobre grúas o sobre camiones

➤ Pilotes excavados sin entubación con agentes fluidos

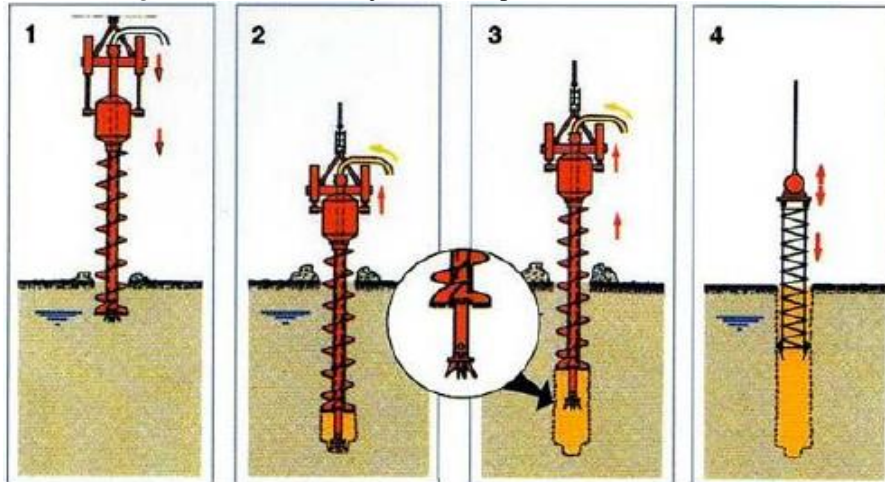
Los agentes fluidos (lodos o polímeros) se emplean cuando las propiedades mecánicas del terreno son desfavorables (inestables) o cuando haya presencia de agua y en situaciones donde no se puedan utilizar moldes; el aporte fundamental de estos agentes es la estabilidad de las paredes de la excavación, por sus propiedades impermeabilizantes y tixotrópicas, la acción estabilizadora se logra gracias a la presión del fluido en las paredes o con la formación de un aglomerado debido a la mezcla del fluido con el suelo.

La excavación se realiza conjuntamente con el suministro del agente fluido, quien estabiliza las paredes de la excavación, terminada esta etapa, se realiza una limpieza del fondo de la perforación y el fluido contaminado con el material de excavación (arena y grava) es bombeado y reemplazado por uno limpio.

➤ Pilotes con sistema de hélice continua

Este método se usa cuando las paredes del terreno hacen imposible realizar la excavación con las dimensiones requeridas, este método consiste en perforar con una barrena helicoidal continua en una sola maniobra hasta la profundidad solicitada tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 54: Proceso de ejecución de pilotes con Hélice continua

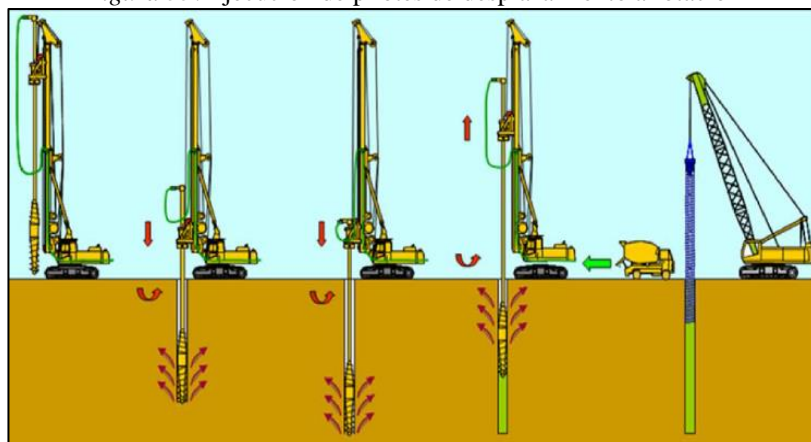


Fuente: Barrera, Dinarte, & Ernesto, 2008, pág. 147.

➤ Pilotes con sistema de desplazamiento

El pilote se construye desplazando lateralmente el terreno mediante la rotación de la herramienta, el hormigonado y la colocación de la armadura se realiza de forma similar a la de hélice continua el siguiente gráfico muestra su secuencia constructiva.

Figura 55: Ejecución de pilotes de desplazamiento a rotación



Fuente: Reguera M. (2016), pág. 15.

4) Armadura

La armadura está conformada por aceros longitudinales colocados en la periferia del pilote y estribos transversales o espirales; a la que se le adiciona rigidizadores para evitar movimientos o desplazamientos de los aceros, y ganchos que sirven para el traslado con la grúa hasta la perforación. En el caso de perforaciones de Hélice continua y del sistema por desplazamiento, la armadura se coloca después de que la perforación se encuentre llena de concreto mediante,

para lo cual se utiliza un vibrador hidráulico que permite que la armadura baje suavemente sin ser sometida a grandes esfuerzos.

Figura 56: Fotografía de maniobras mediante grúa para el colocado de la armadura del pilote Estabilizador vial 1 – Proyecto Línea Amarilla



Fuente: El Autor.

5) Concreto

El concreto debe fluir fácilmente entre el acero de refuerzo hasta el contacto con el suelo, para ocupar todo el volumen excavado, el concretado se puede realizar por medio de tuberías que descargan el concreto en el fondo de la perforación (Ver Figura 57). Si la perforación se realizó bajo el nivel freático, o con el uso de lodos se deberá usar las tuberías tremie, descritas en el proceso constructivo de muros pantalla. En el caso de perforaciones de Hélice continua, dado que existe la conexión de la manguera de concreto con la barrena hueca, el vaciado de concreto se realiza a medida que se va retirando la barrena de perforación.

Figura 57: Fotografía del concretado de pilote mediante tubería tremie



Fuente: El Autor.

6) Saneado de la pantalla, viga de atado y anclajes

En esta etapa de ejecución se realiza el descabezado de los pilotes, que consiste en retirar el concreto excedente de la parte superior del pilote mediante martillos neumáticos y agua a presión, hasta la cota inferior de la viga de encepado, posteriormente, se montará el acero para la construcción de la viga de encepado sobre los pilotes con el fin de conectar sus cabezas, luego, en caso se haya incluido en el diseño, se realiza el anclaje de la pantalla de pilotes.

Figura 58: Fotografías de la excavación y retiro del concreto excedente de pilotes
Construcción de una pantalla de pilotes – Proyecto Línea Amarilla.



Fuente: El Autor.

Figura 59: Fotografías de la construcción de la viga de encepado de la pantalla de pilotes
Construcción de una pantalla de pilotes – Proyecto Línea Amarilla.



Fuente: El Autor.

2.1.4 Diseño de los sistemas propuestos

Las estructuras de contención se diseñan para soportar las cargas del empuje de tierras y las cargas externas, y transmitir las hacia un estrato competente, de tal forma que se disminuyan los movimientos sin que las estructuras y el terreno colapsen. Por otro lado, es importante señalar que no solo se debe garantizar la estabilidad de las estructuras a construir sino también de aquellas que se encuentren en su proximidad. Previamente al estudio de cada tipo de sistema a diseñar será preciso recopilar datos sobre el terreno las que se pueden resumir en lo siguiente:

- Reconocimiento del terreno para evitar futuras incidencias, ubicar los caminos de acceso, y para decidir sobre el nivel de deformación admisible de las estructuras.
- Conocer de forma precisa la configuración del terreno, representándola en un plano de curvas de nivel, con lo cual se define las secciones del proyecto a ser evaluadas.
- Conocer la estratigrafía del terreno, características geotécnicas de cada uno de los estratos que involucran el diseño (parámetros físicos y mecánicos); asimismo, tener conocimiento de la geología e hidrología del sector (nivel freático).
- Definir las condiciones que regirán el diseño, como: geometría, cargas externas, desplazamientos, sismicidad, el nivel de protección contra la corrosión de los anclajes, entre otros.
- La determinación de disponer de elementos de sujeción se debe a la magnitud de los esfuerzos y la proximidad de estructuras.

Se han desarrollado diversos métodos para el diseño de estructuras geotécnicas tales como: métodos empíricos, métodos teóricos, métodos de equilibrio límite, entre otros, no obstante, las aproximaciones teóricas no toman en cuenta algunos fenómenos físicos, lo que representa una limitante para su uso; las incertidumbres de estas teorías dio origen al método numérico: Elementos finitos, cuya principal ventaja es que permite considerar muchas características del

problema a analizar, es decir, permite contar con una buena aproximación del comportamiento real del terreno y de la estructura.

En la presente tesis se presentaron los métodos de diseño semiempírico y de equilibrio límite con el fin de entender el funcionamiento o comportamiento de los sistemas adoptados; posteriormente, se verificará el diseño a través de la simulación numérica aplicando el modelo constitutivo *Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness* mediante el uso del programa computacional de elementos finitos *PLAXIS*.

2.1.4.1 Diseño de anclajes

En esta sección se presenta en un primer término el funcionamiento de los anclajes, donde se hace referencia al principio de transferencia de esfuerzos, a los principales modos de falla que gobierna a una estructura anclada y a la metodología para determinar la tensión máxima que puede soportar un anclaje basada en pruebas de campo; seguidamente se presenta los pasos a seguir para el análisis y diseño de los sistemas de anclaje.

2.1.4.1.1 Funcionamiento del sistema de anclajes

Los anclajes proveen una fuerza para resistir las fuerzas que generan inestabilidad en un talud, la estructura de contención superficial de un sistema de anclaje transmite la carga al ancla y el ancla la transmite al bulbo, este último encargado de resistir la carga de diseño (Suárez, 2009, pág. 152).

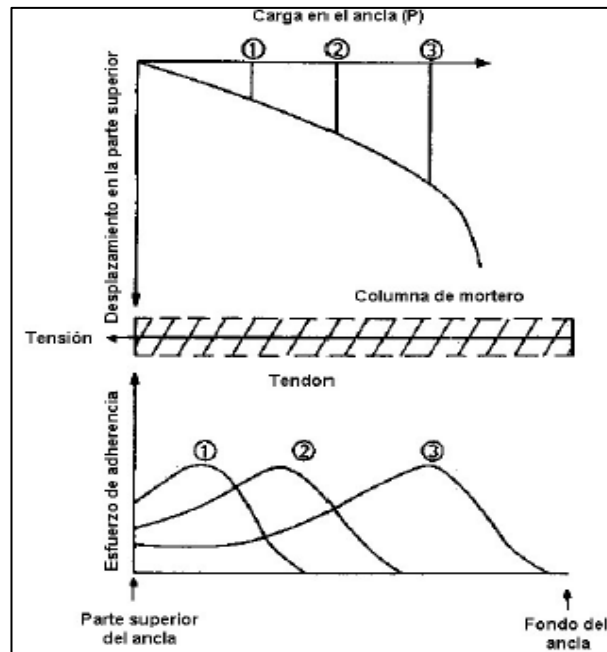
a) Transferencia de esfuerzos

➤ Interfaz tendón – bulbo

Inicialmente los incrementos de carga de esfuerzo en el bulbo son resistidos por su extremo inicial, luego, el incremento de la carga se moviliza a la zona intermedia, en este punto la tensión de anclaje se transfiere al suelo como esfuerzo cortante a lo largo de la superficie del bulbo; no obstante, si la carga llega a transferirse al extremo final del bulbo la tensión se

transmite a una pequeña área de suelo que termina con la falla por extracción, por lo tanto, la distribución de esfuerzos en el bulbo no es uniforme (ver Figura 60).

Figura 60: Variación del esfuerzo de adhesión en función de la carga aplicada



Fuente: Monroy, R. (2007), p.18.

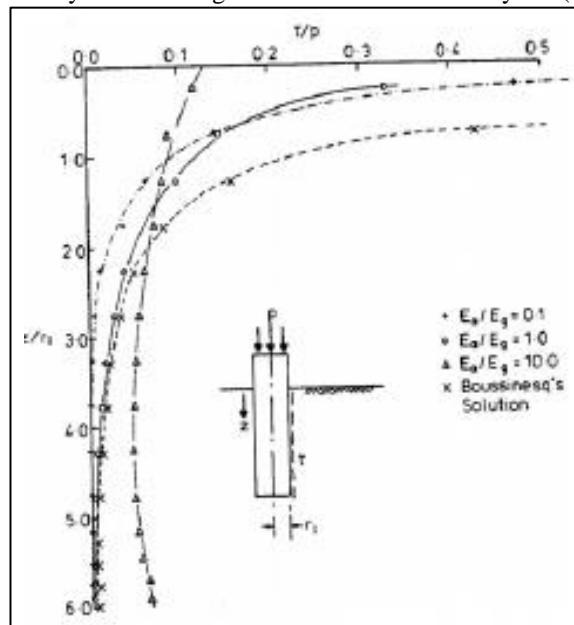
➤ Interfaz bulbo – suelo

La capacidad de adherencia en el contacto suelo-lechada de cemento, representa el parámetro fundamental en la etapa de diseño, ya que es la resistencia a la fricción lateral del bulbo quien absorbe la carga aplicada al anclaje. La forma como se distribuyen los esfuerzos en el bulbo depende de la relación entre el módulo elástico del ancla y del suelo, para relaciones pequeñas (suelos firmes), la concentración de esfuerzos es mayor en la parte superior del fuste, mientras que para relaciones grandes (suelos blandos) la distribución tiende a ser más uniforme (ver Figura 61).

Ostermayer y Barley (2003) mencionan que la tensión que se desarrolla en el suelo adyacente al fuste durante la aplicación de la carga inicial se concentra en la parte superior, en ese momento la longitud extrema del fuste no recoge esfuerzos, a medida que aumenta la carga de anclaje se excede la tensión de unión ya sea del tendón a la lechada o de la lechada al suelo, además, después del movimiento interfacial, la capacidad de adherencia residual es inferior; y

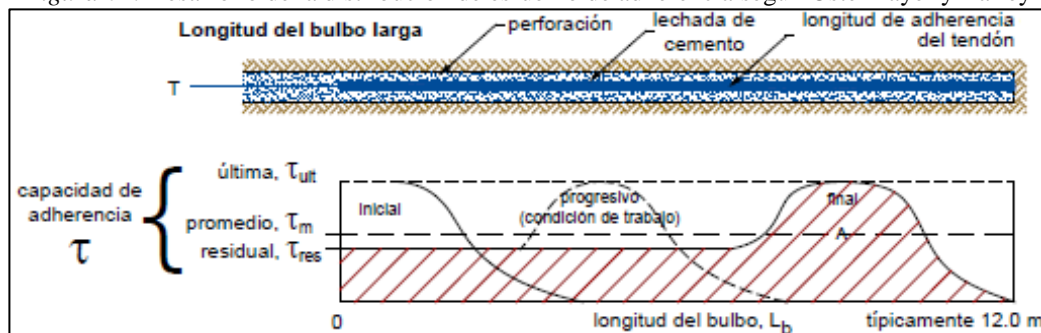
si en una zona de contacto se logra el esfuerzo último de adherencia, los esfuerzos de adherencia en otra zona de contacto ya no se incrementan. Los autores también mencionan que la concentración de esfuerzos de adherencia avanza a lo largo de la longitud del fuste y se ubican en la parte extrema antes de la falla (Ver Figura 62).

Figura 61: Variación teórica del esfuerzo de adhesión a lo largo del ancla en función del módulo de elasticidad del ancla y del suelo según los estudios de Coates y Yu (1970)



Fuente: Monroy, R. (2007), p.20.

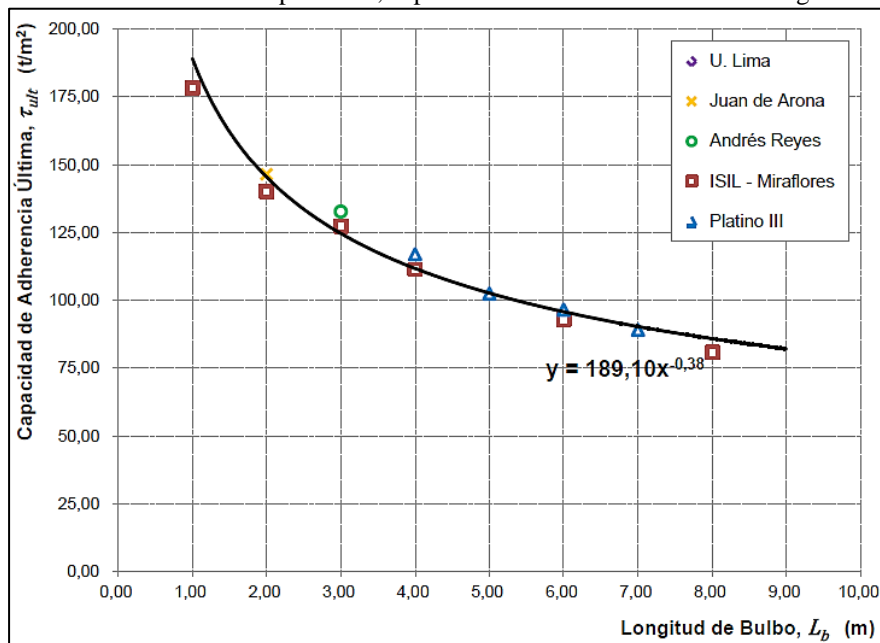
Figura 62: Desarrollo de la distribución de esfuerzo de adherencia según Ostermayer y Barley



Fuente: Puelles J. (2011), p.61.

Puelles J. (2011), a partir de 16 ensayos de arrancamiento realizados en el conglomerado típico de Lima Metropolitana en diferentes proyectos, encontró que la capacidad de adherencia última (τ_{ult}) varía en relación inversa a la longitud del bulbo (L_b) mediante una ecuación potencial ($\tau_{ult} = 189.10 L_b^{-0.38}$) tal como se muestra en la Figura 63.

Figura 63: Curva de tendencia potencial, capacidad de adherencia última vs longitud de bulbo



Fuente: Puelles J. (2011), p.94.

b) Principales modos potenciales de falla

Existen varios mecanismos de falla de los muros anclados, que involucran a los anclajes, la masa de suelo, el bulbo o las estructuras superficiales (Figura 64). Los principales tipos de falla considerados por la Federal Highway Administration son los siguientes:

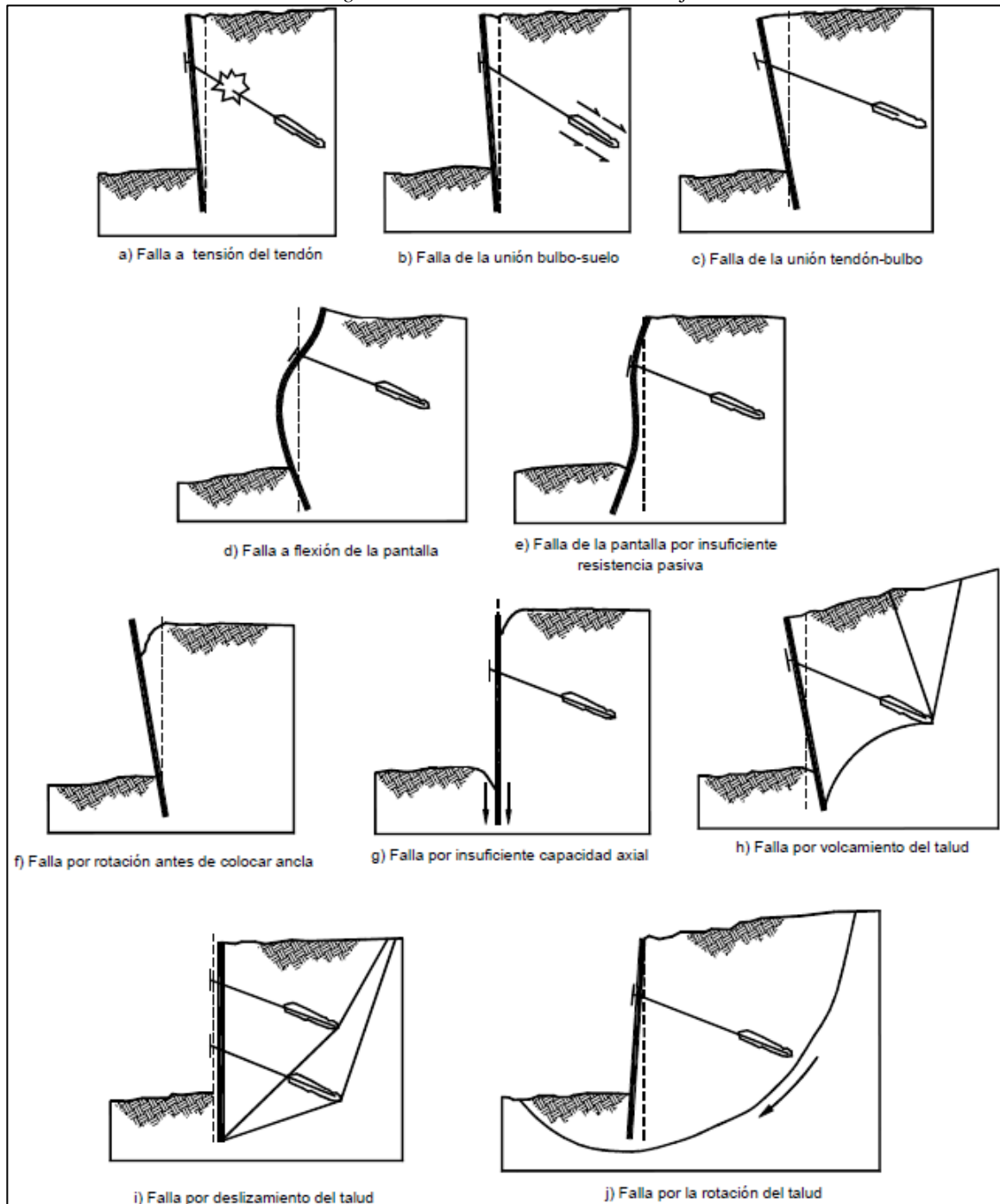
➤ Modos de falla locales o internos

Se refieren a fallas en los mecanismos de transferencia de carga, entre el suelo, el anclaje y la lechada. Estos son por lo general originados por la excesiva carga de un anclaje, lo que está relacionado a tensiones que se adicionan al anclaje durante las pruebas de carga, continuidad de la perforación, construcciones adyacentes. Los modos típicos de falla local son:

- ✓ Falla del acero del tendón: La carga que se le puede aplicar a un anclaje no debe sobrepasar la capacidad estructural del tendón, por lo tanto, se debe usar un FS con respecto a la dala estructural del anclaje. Con lo que, es recomendable que la carga de diseño sea menor del 60% de la capacidad de carga del anclaje.
- ✓ Falla de la masa de suelo: Esta falla ocurre cuando la tensión del anclaje supera la capacidad de soporte lateral del suelo, la falla se caracteriza por el levantamiento de

la masa de suelo delante de la unión del anclaje seguido de la retirada de la zona de unión, simulando una falla de presión de tierra pasiva. Este tipo de falla se presenta en anclajes poco profundos (menos de 4.5 m).

Figura 64: Modos de falla de los anclajes



Fuente: Sabatini et al. (1999), p. 154. Adaptado por el Autor.

- ✓ Falla en la unión bulbo – suelo: La interacción de la lechada y el suelo, tal como se explicó en los principios de funcionamiento, dependen del esfuerzo normal que actúa

sobre la lechada y de la adhesión y fricción entre estos materiales. Una vez realizado el tensado del anclaje y transferida la fuerza al suelo, y se supera la unión bulbo-suelo, ocurre el fallo por extracción. Con el fin de evitar el fallo se incrementa el diámetro del bulbo o la longitud de anclaje.

- ✓ Falla entre el tendón y la lechada: La fuerza de tensión no debe exceder la máxima resistencia entre la lechada y el ancla, como se explicó anteriormente, su interacción depende de la adhesión (depende de la coalescencia física del acero microscópicamente rugoso y la lechada) que luego de ocurrido el movimiento es reemplazada por la fricción (depende de la rugosidad de la superficie del acero) y la integración mecánica. La norma ASTM A981 presenta una prueba para evaluar la unión entre el anclaje y la lechada.
- ✓ Falla a flexión en la pantalla: Este tipo de falla puede ocurrir por insuficiente refuerzo del muro pantalla, originando flexión generalmente entre las pantallas, o por falta de refuerzo en la cabeza del anclaje (Falla por punzonamiento debido al esfuerzo cortante). Para evitar esta falla se hace necesaria la estimación de la presión de tierra.
- Modos de falla generales o externos

Si bien las superficies de falla potenciales pasan por fuera de los bulbos de inyección, no deben pasarse por alto. Los modos típicos de falla general son:

- ✓ Falla por deslizamiento o por la rotación del talud: Este tipo de falla se caracteriza por el deslizamiento del suelo por resistencia cortante o una falla general rotacional, su análisis se puede realizar empleando el MEL empleando superficies de falla circulares y poligonales, este se debe realizar antes y después de la instalación de los anclajes.
- ✓ Falla por volcamiento del talud: Este tipo de falla ocurre cuando el momento actuante es mayor al momento resistente, por lo que se debe tomar en consideración todas las

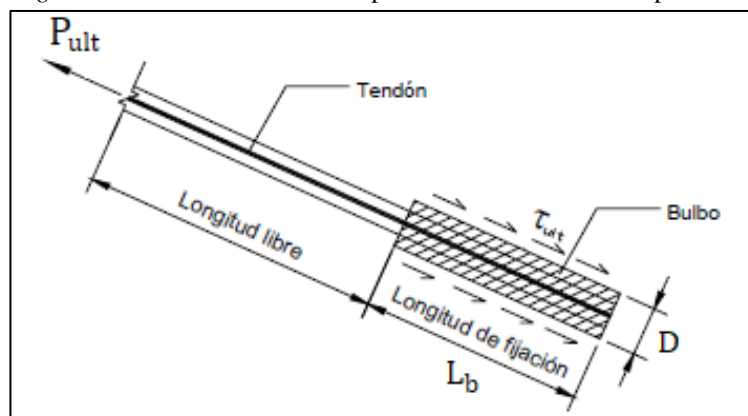
fuerzas que actúan, su análisis debe comprender la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de rotación.

- ✓ Falla por insuficiente capacidad axial: Esta falla se genera cuando la carga axial del muro es mayor a la capacidad portante del suelo, lo que ocasiona asentamientos.
- ✓ Falla por rotación antes de colocar el anclaje: Esta falla se produce cuando el empuje activo del suelo supera el esfuerzo de tensión del suelo, también puede darse el caso de punzonamiento.
- ✓ Falla de la pantalla por insuficiente resistencia pasiva: Esta falla ocurre por lo general, por insuficiente empotramiento del muro, ya que debe soportar el giro, asimismo, por la falta de capacidad pasiva del suelo para soportar el pie del muro y el empuje activo.

c) Sujeción del ancla

El bulbo de un anclaje deberá estar sujeto a una zona firme de tal forma que permita el desarrollo de la resistencia cortante del suelo necesaria para garantizar la restricción de los desplazamientos de una estructura. Se debe tener en cuenta que la geometría del bulbo define el mecanismo de falla de un anclaje, y a su vez, la resistencia del suelo es quien determina las dimensiones del bulbo. En la Figura 65 se detallan los parámetros de interés para el diseño de un ancla perforada e inyectada.

Figura 65: Parámetros de interés para el diseño de un ancla perforada



Fuente: Monroy, R. (2007), p.59.

A continuación se expone la determinación de la capacidad última de anclaje para suelos granulares mediante fórmulas y parámetros establecidos a partir de pruebas de campo propuesta por Puelles (2011), quien estableció la determinación de la carga última de anclaje en base a los principios del método de Ostermayer y Barley (2000), donde se reconoce la no linealidad existente entre la capacidad del anclaje y la longitud del bulbo, y se introduce el factor de eficiencia función de la longitud del bulbo.

El método de Ostermayer y Barley (2003) para estimar la capacidad de carga del anclaje empleando fórmulas y parámetros establecidos a partir de los datos obtenidos de campo, establece que la expresión (65) en la cual la carga es proporcional a la longitud del bulbo, no es válida para representar el comportamiento del anclaje; por tanto, propone la expresión (71) como la representación más real de su comportamiento.

$$P_{ult} = \pi D L_b \tau_{ult} \quad (70)$$

$$P_{ult} = \pi D L_b \tau_{ult} f_{eff} \quad (71)$$

Bajo este concepto, Puelles (2011) obtuvo la siguiente expresión (ecuación 72) para suelos granulares de la ciudad de Lima, en base a la curva de tendencia potencial obtenida de graficar los valores de L_b en las abscisas y el τ_{ult} en las ordenadas de los resultados de campo obtenidos, tal como se muestra en la Figura 66.

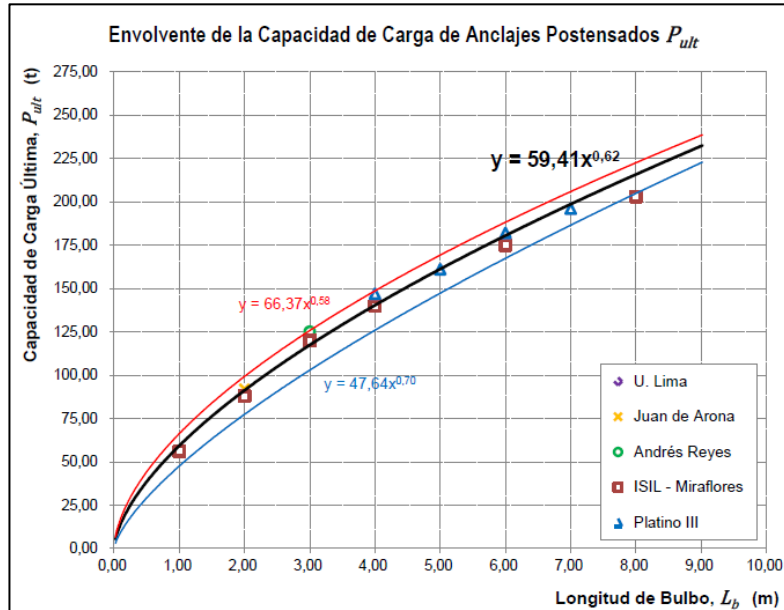
$$P_{ult} = 59.41 L_b^{0.62} \quad (72)$$

En la Figura 66 se observan los límites superior e inferior definidos por los datos más distantes respecto a la curva de tendencia, cuyas envolventes se expresan de la siguiente manera

$$P_{ult (Lím. sup.)} = 66.37 L_b^{0.58} \quad (73)$$

$$P_{ult (Lím. inf.)} = 47.64 L_b^{0.70} \quad (74)$$

Figura 66: Capacidad de carga última vs longitud de bulbo de los anclajes postensados ensayados



Fuente: Puellas, J. (2011), p.96.

2.1.4.1.2 Diseño de sistemas de anclaje

El diseño de los sistemas de anclaje involucra ubicar la superficie de falla, calcular las cargas de anclajes a partir de los diagramas de presión de tierra, diseñar la geometría del ancla y análisis de estabilidad. A continuación se describe parte de la metodología para el diseño de sistemas de anclaje establecida por Monroy (2007):

a) Análisis de estabilidad preliminar

En el caso de que se obtenga, luego de efectuado el análisis de estabilidad, un F.S. no aceptable, se procederá a calcular las fuerzas de anclaje que eleven el F.S. a un nivel aceptable, con lo que también se podrá determinar la posición de la superficie de deslizamiento, útil para determinar la longitud total del anclaje.

La metodología de diseño está basada en la etapa final de la construcción sin tener en cuenta las etapas anteriores, este método considera al muro anclado como una viga apoyada con soportes rígidos, ubicados en los puntos de anclaje.

b) Cálculo de cargas laterales

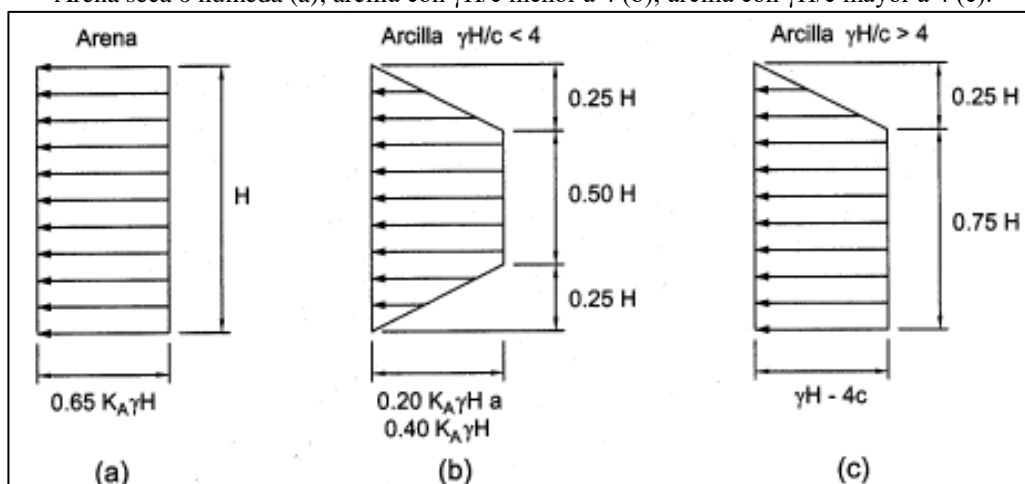
El cálculo del empuje lateral del suelo depende de diversos factores como las características del suelo, las condiciones de frontera del talud, la vida útil de las estructuras, la

posibilidad de permitir desplazamientos. Monroy (2007), comenta lo siguiente sobre la validez de las teorías de presión lateral de suelos en muros flexibles:

Las teorías clásicas de empuje de tierra (Rankine y Coulomb) consideran como normal y necesario que un muro de retención experimente cierto giro o desplazamiento en su parte superior, a fin de que el suelo desarrolle su resistencia al corte y se alcance el estado de empuje activo. Si pudiésemos impedir en forma total el giro y/o desplazamiento, no puede haber cedencia del suelo y la condición activa no se genera. Bajo estas condiciones, no son aplicables en forma directa las teorías de Rankine y Coulomb, ya que de hacerlo, puede incurrirse en importantes errores en la estimación de la presión total y su punto de aplicación (...) (págs. 163-164).

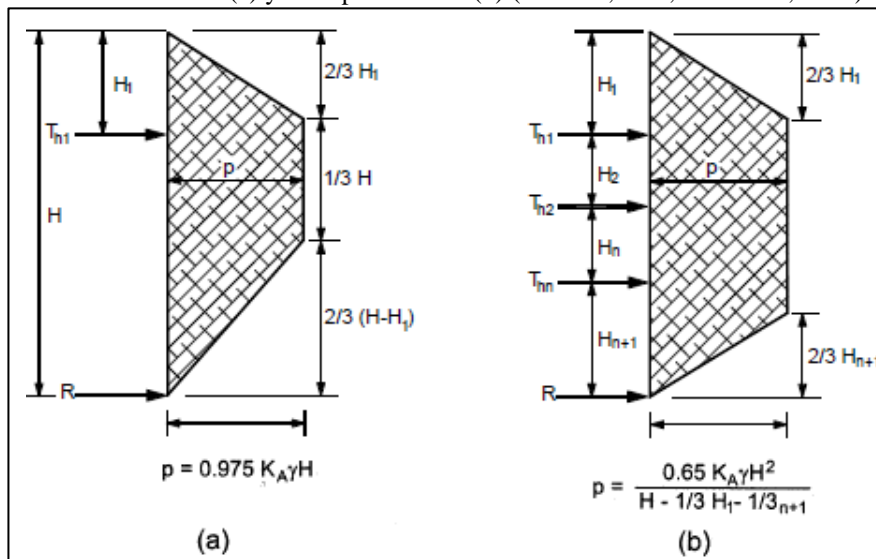
De acuerdo a lo anterior, se ha optado por estimar el empuje de tierras mediante diagramas de presión simplificados como envolventes de presión aparente propuestos por Terzaghi y Peck (1967), como resultado de observaciones realizadas al terreno, que varían dependiendo del tipo de suelo (Figura 67), se suelen utilizar los diagramas que han tenido algunas modificaciones, estas se muestran en las Figuras 68 y 69 (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).

Figura 67: Diagramas de presión aparente de Terzaghi y Peck
 Arena seca o húmeda (a); arcilla con $\gamma H/c$ menor a 4 (b); arcilla con $\gamma H/c$ mayor a 4 (c).



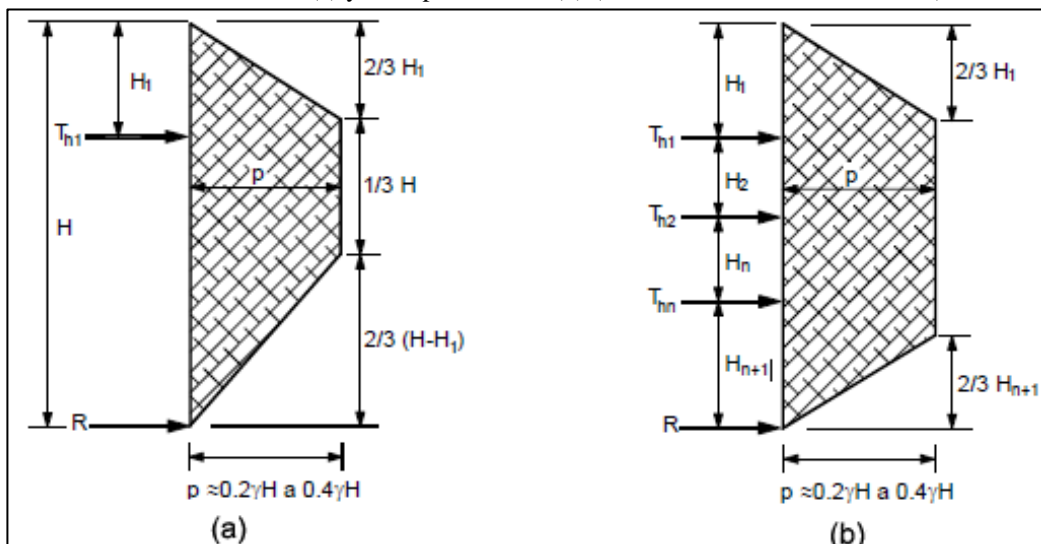
Fuente: Monroy, R. (2007), p.175.

Figura 68: Diagramas de presión aparente recomendados para arenas
Un nivel de anclas (a) y múltiples niveles (b) (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).



Fuente: Suárez, J. (2009), p.168.

Figura 69: Diagramas de presión aparente recomendados para arcillas firmes a duras
Un nivel de anclas (a) y múltiples niveles (b) (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).



Fuente: Suárez, J. (2009), p.169.

Los diagramas de presión mencionados solo se aplican a suelos homogéneos, para suelos estratificados Sabatini, Pass, & Bachus (1999) recomiendan aplicar lo siguiente:

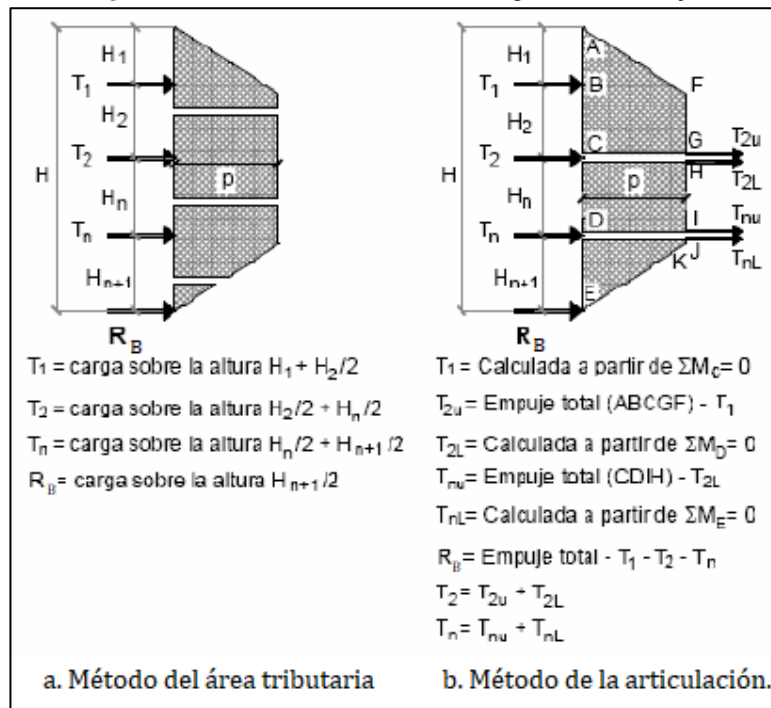
- 1) El diagrama de presión corresponderá al estado activo de Rankine, de presentarse la superficie del terreno y/o la sobrecarga de manera irregular, se puede usar el método de cuñas.
- 2) Para tablestacas el empuje total se multiplicará por 1.3.

- 3) El empuje total se distribuye en el diagrama de presión aparente trapezoidal de la Figura 68.

c) *Cálculo de cargas en los anclajes*

Las fuerzas en el anclaje y la reacción en la base para suelos granulares se calculan mediante el método de áreas tributarias y de articulación (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999), las estimaciones obtenidas mediante este método han sido bastante razonables (Errázuriz, 2009), los cálculos se presentan en la Figura 70, los métodos suponen que se desarrolla una articulación en la base de la excavación, y la base actúa como puntal de soporte, el momento máximo ocurre sobre la base de la excavación, en la parte expuesta del muro. Asimismo, el método supone que la fuerza de reacción R_B soporta la resistencia pasiva del suelo sobre la base de la excavación, por tanto, el muro debe contar con el empotramiento suficiente para que se desarrolle la resistencia pasiva; en ese caso, el anclaje inferior toma solo el área tributaria del diagrama de presión aparente, y R_B equivale a la carga del diagrama de presión aparente desde la base de la excavación hasta la altura media entre la base y el anclaje inferior.

Figura 70: Método de cálculo de las cargas en los anclajes

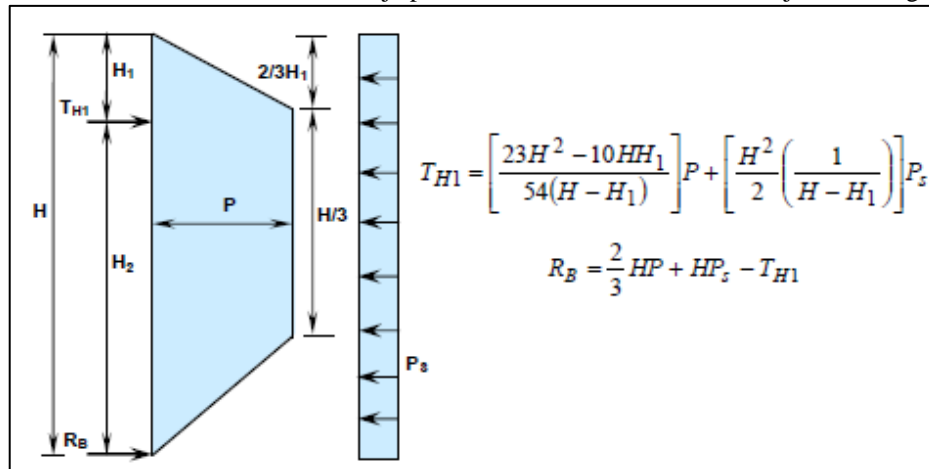


Fuente: Errázuriz E. (2009), p. 60.

A continuación se muestran las fuerzas calculadas en los anclajes:

- Para un muro con un nivel de anclajes

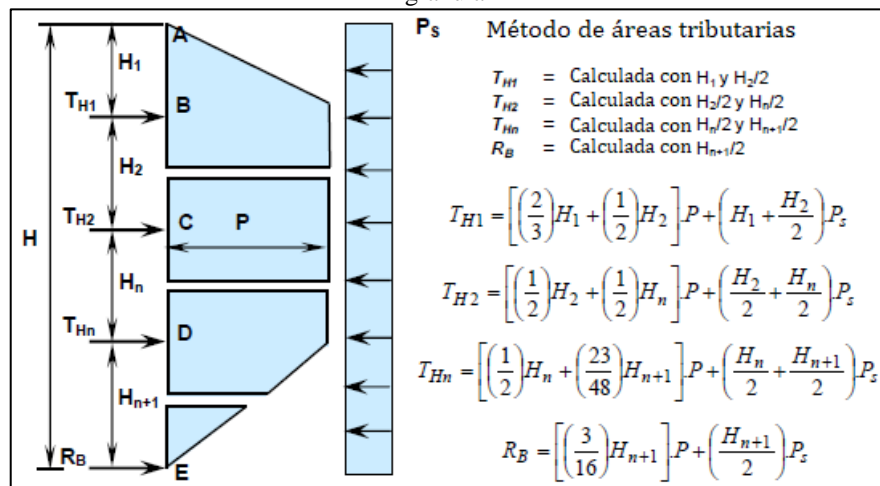
Figura 71: Cálculo de la fuerza de anclaje para un muro con un nivel de anclaje en suelo granular



Fuente: Figueroa, Rodríguez, & Zelada (2011), p.104.

- Para muros con más de un nivel de anclajes

Figura 72: Cálculo de la fuerza de anclaje para un muro con más de un nivel de anclaje en suelo granular



Fuente: Figueroa, Rodríguez, & Zelada (2011), p.104.

Para muros que no poseen

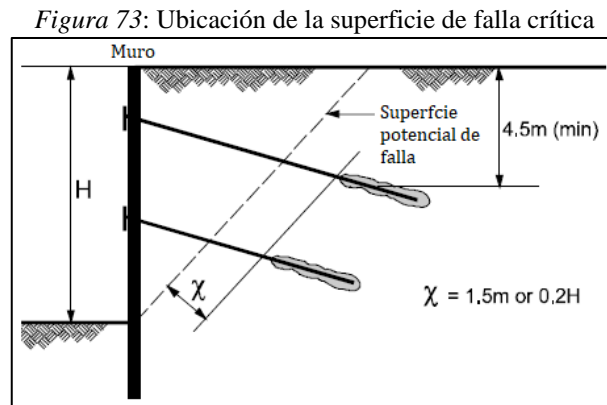
empotramiento la fuerza R_B es tomada por el ancla más cercana (Monroy, 2007).

d) Dimensionamiento del sistema de anclajes

- Longitud del anclaje

La longitud de los anclajes está definida por la longitud libre y la longitud del bulbo, la longitud del anclaje depende de la superficie de falla crítica, es así que, con el fin de garantizar

un FS adecuado, el bulbo de anclaje debe localizarse por debajo de la superficie de falla crítica, con lo que se evidencia la importancia de la ubicación de esta superficie, por otro lado, Peck recomienda aumentar la longitud del anclaje como medida de seguridad en 1.5 m o 0.2H (tomar el mayor valor). La longitud libre de anclaje se determina con relaciones geométricas.



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus, 1999, pág. 76

➤ **Ángulo de inclinación del anclaje**

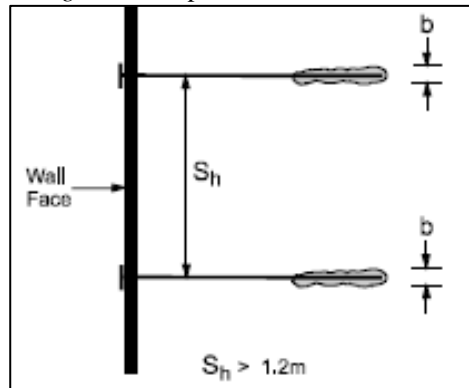
Suárez (2009) recomienda tomar en cuenta estos criterios: es deseable que por encima del anclaje haya 5m de sobrecarga de suelo; si el ángulo de inclinación es menor a 10° ; se requiere técnicas especiales de inyección; para evitar aumentos importantes de las fuerzas actuantes, no se debe utilizar ángulos mayores a 45° (Weatherby y Nicholson, 1982), los anclajes deben instalarse lo más cerca posible de la horizontal para minimizar las cargas verticales resultantes de las cargas del ancla; es recomendable que el ángulo de anclaje sea inferior a 30° para evitar las fallas locales en muros con una pendiente mayor a 70° ; los anclajes de suelos se instalan comúnmente con ángulos de 15° a 30° grados debajo de la horizontal.

➤ **Espaciamiento entre anclajes**

El espaciamiento entre anclajes obedece a requisitos y limitaciones del proyecto, por lo general toman el mismo valor en ambas direcciones, con el fin de que no interfieran entre sí verticalmente (S_V), los anclajes deben separarse a una distancia superior a cuatro veces el diámetro efectivo del bulbo, mientras que la separación horizontal (S_H) entre anclajes debe ser mayor de 1.2m para evitar la intersección de anclajes debido a las desviaciones de perforación,

y asegurar el efecto unitario de cada uno de los anclajes adyacentes, haciendo que el efecto de grupo se reduzca al mínimo (Sabatini, Pass, & Bachus, 1999).

Figura 74: Espaciamiento horizontal



Fuente: Sabatini, Pass, & Bachus (1999), pág. 76.

➤ Dimensionamiento del tendón de anclaje

Las cargas obtenidas en los anclajes T_{Hn} (Figura 71 y 72) representan la componente horizontal de la carga del anclaje por unidad de ancho, por lo tanto, la carga de diseño se calcula como:

$$T_D = \frac{T_H \times S_H}{\cos \varphi} \quad (75)$$

El tendón de acero (cables o barras) se diseña considerando que soporta la fuerza de tensión (T_D), que será repartida en la totalidad del área de las barras, cables o torones, esta fuerza debe ser menor a la carga de trabajo (P_w), la cual se define en función del carácter temporal o permanente de la estructura según lo mencionado en la Norma Técnica E.050 “Suelos y Cimentaciones”, con la siguiente expresión:

$$P_w = \frac{0.90 \times f_y \times A_s}{\eta} \quad (76)$$

Donde, η toma el valor de 1.50 para obras temporales y 1.75 para obras permanentes. Se recomienda que los tendones en obras permanentes cuenten con un tratamiento anticorrosivo para evitar la agresividad de agentes externos.

Además, según la Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera se deberá verificar la seguridad frente al deslizamiento del tendón en la lechada mediante la siguiente expresión:

$$\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})} \leq \frac{\tau_{\text{lím}}}{1.2} \quad (77)$$

Donde la adherencia límite entre el tendón y la lechada está dado por $\tau_{\text{lím}} = 6.9\left(\frac{f_{ck}}{22.5}\right)^{2/3}$ en MPa, f_{ck} es la resistencia a compresión de la lechada en MPa.

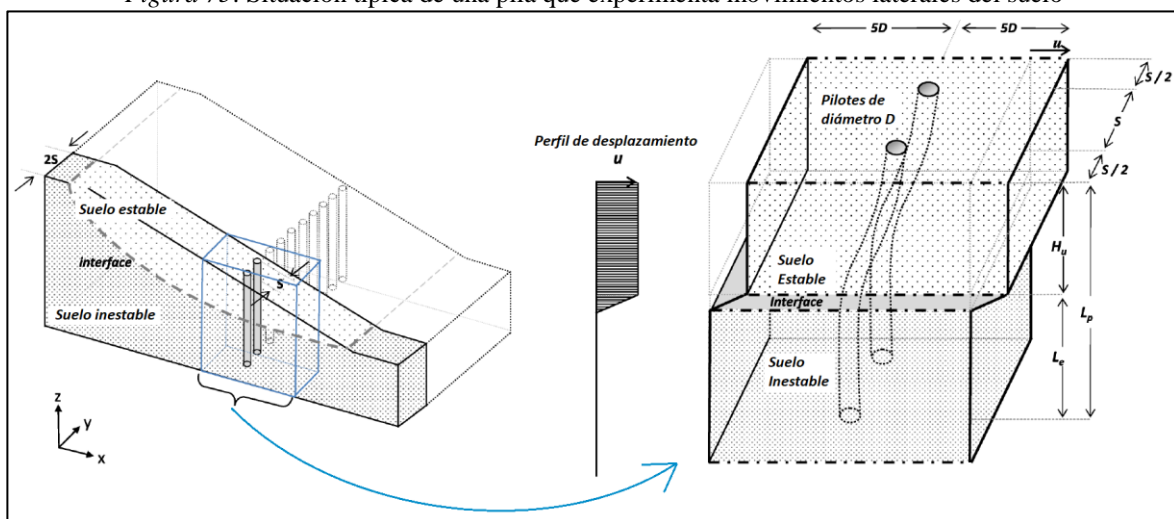
➤ Diámetro del agujero del anclaje

Depende del tamaño y tipo de anclaje, procedimientos de perforación y del tipo y condiciones del suelo. Un rango común para diámetros de agujeros es de 75mm a 150 mm (Figuroa, Rodriguez, & Zelada, 2011).

2.1.4.2 Diseño de pantalla de pilotes

A pesar de que el uso de pilotes para estabilizar una pendiente inestable se empezó a desarrollar desde muchos años atrás, en la actualidad no existe un método de diseño unificado y ampliamente aceptado por los ingenieros geotécnicos, algunos autores mencionan que el éxito que han tenido numerosos proyectos se atribuye a que estos se diseñaron con parámetros muy conservadores.

Figura 75: Situación típica de una pila que experimenta movimientos laterales del suelo



Fuente: Ardalan & Ashour, 2013, p. 21; adaptado por el Autor.

La Figura 75 muestra la situación de un pilote que experimenta movimientos laterales del suelo, la masa del suelo se divide en una capa estable y una capa inestable; puesto que la parte superior del pilote está sujeto a movimiento lateral del suelo, se la denomina zona pasiva, mientras que la parte inferior que está sujeta a una carga lateral transmitida desde la pila superior, se la denomina zona activa.

El objetivo del diseño de la pantalla de pilotes para estabilizar un talud inestable es encontrar una configuración optimizada de los pilotes, como el diámetro, la longitud del pilote y la longitud por debajo de la superficie de falla, su ubicación, la separación entre pilotes, etc., para garantizar la estabilidad del sistema pilote/talud.

Existen varios métodos de análisis de las fuerzas de resistencia provistas por la estabilización con pilotes, se desarrollaron los siguientes métodos analíticos: (1) métodos basados en la presión lateral del suelo que se desarrollan en base a suposiciones simples, por ejemplo algunos autores suponen que el suelo alrededor de la pila está en un estado de equilibrio plástico o que las pilas son rígidas y de longitud infinita; y (2) los métodos basados en el desplazamiento que consideran el movimiento de la masa de suelo por encima de la superficie de falla como entrada para evaluar la respuesta lateral del pilote, este método se acerca al verdadero mecanismo de la interacción suelo-pilote, sin embargo, no se llega a representar el comportamiento no lineal tanto del pilote como del suelo; por otra parte, se desarrollaron los métodos numéricos que toman en cuenta el efecto de grupo, el efecto arco, el comportamiento no lineal de la pila y el suelo, y permiten utilizar geometrías complejas; sin embargo, éstos métodos requieren mucho tiempo para su análisis (Ardalan & Ashour, 2013).

2.1.4.2.1 Parámetros de diseño de la pantalla de pilotes

Existen factores que tienen gran influencia en el análisis de taludes reforzados con pilotes, estos parámetros a tener en cuenta en el diseño se pueden resumir como la ubicación de la pila, el diámetro y el espaciado, el número de filas, la longitud de la pila y el tipo de suelo.

a) Ubicación de la pantalla en la ladera

Este representa uno de los factores más importantes para el análisis, sin embargo, muchos autores no concuerdan en la ubicación adecuada de la pantalla, la cual varía según el método de diseño adoptado, algunos autores concluyen que la pantalla se debe ubicar al pie del talud, otros, ya sea en la parte media o en la parte superior del talud. Al respecto, Murillo & Ortuño (2010) señalan que es posible que, al colocar los pilotes cerca de la coronación de la masa del terreno potencialmente inestable, no se asegure la superficie de la ladera que queda por debajo de la pantalla, por otro lado, si la pantalla es colocada próximo al pie del talud el plano de falla puede modificarse con una salida por encima del nivel superior de los pilotes.

En contraste con lo anterior, la posición del pilote depende directamente de la geometría del talud y de los materiales que la conforman, por otro lado, evaluar la estabilidad del talud reforzado con la pantalla luego de la selección de su emplazamiento servirá para verificar su efectividad.

b) Diámetro y espaciado de los pilotes

El diámetro del pilote depende de la geometría del deslizamiento, del espesor de suelo deslizante y de las propiedades mecánicas del suelo, Estaire (2005) recomienda que el diámetro de los pilotes se encuentre entre el 5% y 10% de la profundidad de la superficie de deslizamiento. Por otra parte, el espaciado entre pilotes no debe dejar fluir el suelo para aprovechar la formación del efecto arco del terreno entre los pilotes, ya que este fenómeno tiene la capacidad de reducir la fuerza lateral que impulsan el deslizamiento del suelo; existen muchos estudios al respecto, algunos recomiendan que para optimizar el efecto arco los pilotes se deben espaciar entre 3 y 5 veces el diámetro de pilotes, sin embargo, también se debe tener en cuenta que a medida que se disminuye el espaciado del pilote, aumenta el FS (Trinidad, 2017).

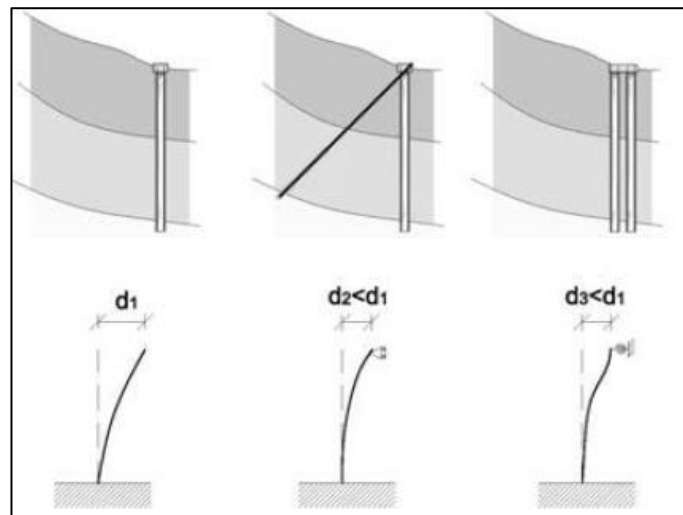
c) Longitud de la pila y empotramiento

Este parámetro controla el modo de falla del suelo, se debe garantizar que la longitud de la pantalla debe contar con el suficiente empotramiento bajo la superficie de falla. Poulos (1995) mencionado por Trinidad (2017) sugiere que la profundidad óptima a la que se desarrolla la resistencia máxima es cuando la superficie de falla se ubica entre 0.6 y 0.75 veces la longitud de la pila, por otro lado, Murillo & Ortuño (2010) señalan que, a partir de diferentes lecturas obtenidas en inclinómetros instaladas en pilotes, considerar un empotramiento de al menos un tercio de la longitud total del pilote es suficiente e incluso conservadora.

d) Arriostramiento en la cabeza de la pantalla

Algunas laderas requieren más refuerzo que el que puede proporcionar una sola fila de pilotes, en ese sentido, introducir elementos de arriostre en la cabeza del pilote mejorará en gran medida el comportamiento de la pantalla (ver Figura 76), ya que esta incorporación influye en la presión lateral final que actúa sobre cada pilote, lo cual se puede realizar mediante anclajes o el uso de 2 o 3 filas de pantallas.

Figura 76: Formas de trabajo de una pantalla en función de su arriostramiento



Fuente: Murillo & Ortuño (2010), p. 6.

2.1.4.2.2 Metodología de diseño

El análisis de estabilidad de la pendiente se puede llevar a cabo realizando una comparación entre las fuerzas resistentes y las actuantes; Trinidad (2017) presenta una

metodología de diseño de pilotes para el reforzamiento de taludes basados en la presión, que consta de los siguientes pasos:

- 1) Determinar si el talud requiere reforzamiento realizando un análisis de estabilidad del talud sin reforzamiento, y comparar el FS obtenido con el FS requerido.
- 2) Identificar la superficie de falla crítica y estimar la carga requerida para alcanzar el FS requerido.
- 3) Analizar la respuesta lateral de la carga de las pilas con un programa, al aplicar la fuerza lateral y verificar la integridad estructural de las pilas.

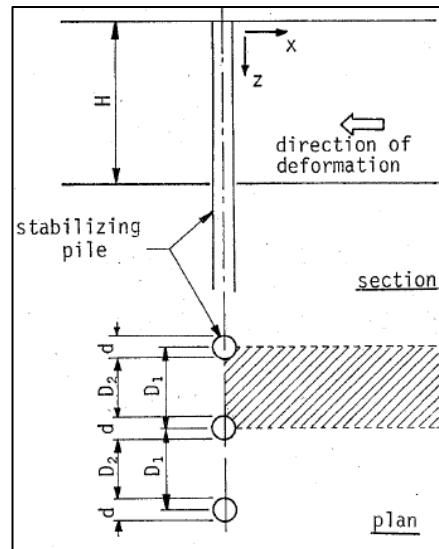
Luego de realizar los análisis de estabilidad, la metodología de diseño requiere determinar la fuerza lateral del suelo sobre las pilas debido a la deformación plástica del suelo, lo cual, como lo mencionan muchos autores es muy complicado de analizar ya que no existe un método analítico único y entre las soluciones planteadas existen muchas diferencias. Se han desarrollado diversos métodos para evaluar la carga lateral sobre los pilotes, sin embargo, Cifuentes (2010); mencionó que el método de Ito y Matsui, es el que mejor representa el mecanismo que ocurre al producirse el deslizamiento de un talud, puesto que toma en cuenta las propiedades del suelo y la presión de tierras bajo el plano de falla; en ese sentido, a continuación se abordará la teoría desarrollada por estos autores.

Ito y Matsui (1975) analizan a las pilas sometidas a presiones laterales como pilas pasivas, este método supone que el suelo que está en contacto con los pilotes sufre dos tipos de estados plásticos, la primera satisface el criterio de falla Mohr-Coulomb (deformación plástica) y el otro considera al suelo como un sólido visco-plástico (flujo plástico); la deformación plástica está asociada a capas de suelo muy duras y el de flujo plástico a capas de suelo blandas; se versará la teoría de deformación plástica.

En primer lugar, se muestra la siguiente Figura 77 con la distribución de la fila de pilotes de diámetro d , con un espaciamiento D_1 entre ejes y D_2 de abertura entre pilotes; cuando ocurre

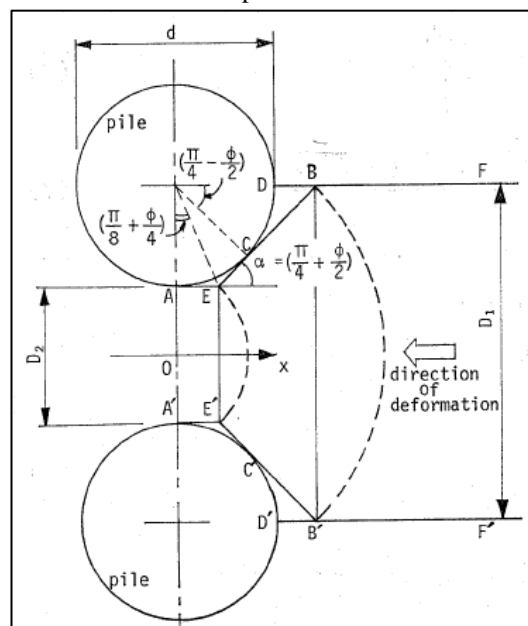
el desplazamiento de la capa de suelo en un espesor H , la fuerza lateral actúa sobre las pilas, en esta situación, el comportamiento del suelo entre dos pilas es analizado mediante las siguientes suposiciones dadas por los autores.

Figura 77: Fila de pilas colocadas dentro de un suelo con deformación plástica



Fuente: Ito y Matsui (1975), p. 45.

Figura 78: Estado de deformación plástica del suelo alrededor de los pilotes



Fuente: Ito y Matsui (1975), p. 45.

- AEB y A'E'B' son las dos superficies de deslizamiento que ocurren cuando el suelo se deforma y forman un ángulo $\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}$ con el eje x, como se muestra en la Figura 78.
- La capa del suelo se vuelve plástica solo en el suelo que está alrededor de las pilas, donde se aplica el criterio de falla Mohr Coulomb, entonces, la capa de suelo es

representada como un sólido plástico con un ángulo de fricción interna (φ) y cohesión (c), esto se representa por el área AEBB'E'A' de la Figura 78.

- La presión de tierra activa actúa en la línea AA' de la Figura 78.
- La capa de suelo se encuentra en una condición de deformación plana en la dirección de la profundidad.
- Las fuerzas de fricción que actúan sobre la superficie AEB y A'E'B' no se toman en cuenta, la distribución de la tensión en el suelo AEBB'E'A' es casi la misma que en el caso de que no haya fuerzas de fricción en esas superficies.
- Las pilas se consideran rígidas.

Dicho lo anterior, para estimar la fuerza lateral se supone que el estado plástico satisface el criterio de falla de Mohr-Coulomb, esto solo ocurre en la parte sombreada en la Figura 77; con lo cual se tiene la presión por unidad de espesor como se muestra en la siguiente figura:

Figura 79: Ecuación para determinar la fuerza lateral que actúa sobre los pilotes

$$\begin{aligned}
 p(z) = cD_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} & \left[\frac{1}{N_\phi \tan \phi} \left\{ \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) \right. \right. \\
 & \left. \left. - 2N_\phi^{1/2} \tan \phi - 1 \right\} + \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right] - c \left\{ D_1 \frac{2 \tan \phi + 2N_\phi^{1/2} + N_\phi^{-1/2}}{N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1} \right. \\
 & \left. - 2D_2 N_\phi^{-1/2} \right\} + \frac{\gamma z}{N_\phi} \left\{ D_1 \left(\frac{D_1}{D_2} \right)^{(N_\phi^{1/2} \tan \phi + N_\phi - 1)} \exp \left(\frac{D_1 - D_2}{D_2} N_\phi \tan \phi \tan \left(\frac{\pi}{8} + \frac{\phi}{4} \right) \right) - D_2 \right\} \\
 & \hspace{15em} (1)
 \end{aligned}$$

Fuente: Ito y Matsui (1975), p. 47.

Donde $N_\phi = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$.

Analizar la estabilidad de la pendiente mediante el método descrito tiene grandes desventajas como la suposición de la ubicación de la falla crítica, no se toma en cuenta la flexibilidad de la pila, no se toma en cuenta el arqueamiento del suelo, considera que el suelo puede deformarse plásticamente alrededor de la pila, entre otros; por tanto, no se representa el verdadero mecanismo entre las pilas y el suelo circundante, lo que puede resultar en un diseño muy conservador.

Según Bodour (2010), el análisis del pilote para asegurar su efectividad es complicado por tratarse de un problema de interacción suelo estructura, ya que la fuerza aplicada al pilote depende de la naturaleza del suelo y su interacción con el pilote en el proceso de evitar el movimiento del suelo hacia abajo en el talud; en ese sentido, menciona que la cantidad de empuje del suelo sobre los pilotes puede ser una función del movimiento del talud y la transferencia de tensión debido a la formación de arcos entre los pilotes. Asimismo, señala que existen muchos factores que gobiernan el proceso de transferencia de carga en el sistema pendiente/pilote, por lo tanto, las simulaciones mediante elementos finitos es una herramienta necesaria para determinar el empuje de tierra en el pilote perforado.

III. Método

3.1 Tipo de investigación

De acuerdo a lo propuesto por Hernández, Fernández, & Baptista (2014) el enfoque que tendrá la presente investigación es cuantitativo (secuencial y probatorio), dado que se utilizan datos medibles u observables, que son representados en forma de números, cuyo análisis, para afinar las preguntas de investigación, se inician con ideas preconcebidas basada en la hipótesis formulada; y debido a que se utilizan instrumentos que han demostrado ser válidos en estudios previos.

La investigación inicialmente tiene un alcance descriptivo, puesto que se describirá información relevante referente a los sistemas de retención aplicados al problema de análisis, pero al final el alcance será explicativo, porque pretende analizar el efecto de la variable independiente, sistema de contención de taludes, sobre la dependiente, talud vertical expuesto a socavación.

3.2 Ámbito temporal y espacial

La zona de estudio de la presente tesis se encuentra entre las progresivas del km 10+480 al km 10+550 de la vía Panamericana Norte, en la margen derecha del río Rímac.

3.3 Variables

3.3.1 Definición conceptual de las variables

En el siguiente cuadro se muestra la definición conceptual de las variables de la presente investigación.

Tabla 4
Variables independiente y dependiente

Variables		Definición conceptual
Independiente	Sistema de contención de taludes	Los sistemas de contención de taludes están constituidos por elementos de reforzamiento que tienen como objetivo fundamental reducir las fuerzas actuantes e incrementar las

		fuerzas resistentes contribuyendo con la estabilidad para evitar problemas de deslizamientos.
Dependiente	Talud expuesto a socavación	La socavación producida por la corriente de un río puede generar la profundización de un cauce lo que da paso a deslizamientos del tipo rotacionales, traslacionales o de flujo en los taludes que conforman las riberas de un río, por otro lado, si la socavación afecta la zona lateral del talud, se puede generar el deslizamiento del tipo caído por falta de soporte, ambas situaciones generan inestabilidad y originan constantes cambios en la geometría de los taludes.

Nota: Elaboración propia.

3.3.2 Definición operacionales de las variables

Las actividades a desarrollar para medir las variables e interpretar los datos se muestran en el siguiente cuadro.

Tabla 5
Operacionalización de variables

Variable	Dimensión	Indicadores	Unidades
Independiente: <i>Sistema de contención de taludes</i>	Dimensionamiento de estructuras de reforzamiento	Diámetro de pilotes	m
		Separación de pilotes	m
		Longitud de pilotes	m
		Niveles de anclajes	Adimensional
		Separación horizontal de anclajes	m
		Separación vertical de anclajes	m
		Longitud de anclaje	m
	Costos	Precios unitarios	S/
Dependiente: <i>Talud expuesto a socavación</i>	Caracterización geotécnica	Densidad	kN/m ³
		Cohesión	kPa
		Ángulo de Fricción	°
		Ángulo de Dilatación	°
		Módulos de rigidez	kPa
		Módulo de corte	Mpa
		Deformación de corte	Adimensional
	Relación de dependencia del esfuerzo	Adimensional	
	Análisis de estabilidad sin reforzamiento	Factor de seguridad	Adimensional
	Análisis de estabilidad con reforzamiento	Factor de seguridad	Adimensional

Nota: Elaboración propia.

3.4 Población y muestra

3.4.1 Unidad de Estudio

Secciones transversales del talud.

3.4.2 Población

La población que se tomó en cuenta para la presente investigación la conforma el talud vertical expuesto a socavación que se ubica a la margen derecha del río Rímac, entre las progresivas del km 10+480 al km 10+550 de la vía Panamericana Norte, la longitud de protección se definió a partir de una visita de campo al tramo en estudio, como resultado se definió que el tramo que requiere protección se encuentra a lo largo de la vía que se sitúa adyacente al cauce del río, dado que presenta socavación.

3.4.3 Muestra

El método de selección de la muestra que se utilizó en el presente trabajo fue del tipo no probabilístico o dirigido (Hernandez, Fernández, & Baptista, 2014) en razón a que el procedimiento de selección de la muestra depende de la finalidad de la investigación, en ese sentido, y teniendo en cuenta que el presente trabajo busca la protección del talud, se trabajó con la sección que representa el estado más desfavorable tanto en pendiente (más pronunciada) como en el grado de socavación, con el fin de que la alternativa de protección cumpla su propósito a lo largo del tramo mencionado anteriormente.

3.5 Instrumentos

3.5.1 Técnicas e instrumentos y/o fuentes de recolección de datos

Las técnicas de recolección de datos que se usarán en la presente tesis son el análisis documental y la observación no experimental y experimental, debido a que se recolectarán datos de fuentes secundarias, datos de campo y datos de la manipulación de las variables. De acuerdo con Grinnell, Williams y Unrau (2001), un instrumento de recolección de datos es

aquel que registra los datos que representan a las variables que se desea medir, en la presente tesis se utilizarán como instrumento las “Fichas técnicas” (fichas de recolección de datos, tabla de resultados, fichas de cantidad de obra y presupuestos, y cuadros comparativos ver Anexo C), pues permiten la recolección apropiada de los datos referente a los indicadores de la investigación.

3.5.2 Validación de los instrumentos por juicio de expertos

La validación de un instrumento nos permite verificar si se mide adecuadamente las dimensiones de las variables contenidas en la hipótesis, en ese sentido, con la finalidad de obtener los datos pertinentes, en la presente investigación se validó los instrumentos mediante el juicio de expertos.

Las fichas técnicas utilizadas como instrumento de investigación fueron evaluadas por especialistas en Geotecnia, mediante el Formato de validación por expertos, el cual contiene los criterios referentes a los indicadores de evaluación: claridad, objetividad, consistencia, coherencia, pertinencia y suficiencia del instrumento, cuya valoración puede ser de muy malo (1 punto), malo (2 punto), regular (3 punto), bueno (4 punto), y de muy bueno (5 punto); asimismo, este formato incluye un rango de calificación cualitativa con la puntuación correspondiente que va de 0 a 1, con lo cual se determina si las fichas técnicas requieren reformularse, modificarse o mejorarse, o si son válidas para aplicarlas a la investigación. El Informe de opinión de expertos del instrumento de investigación se encuentra en el Anexo D; a continuación se muestra un cuadro resumen de los resultados de la validación dada por los Expertos, quienes indicaron que las Fichas Técnicas son válidas para su aplicación en la presente investigación.

Tabla 6
Validación de Expertos

	Expertos			
	Ing. Ricardo Manuel Madrid Argomedo	Ing. Luis Raygada Rojas	Ing. Juan Sergio Sánchez Guando	Ing. José Paul Pinedo Vilcahuamán
Evaluación de indicadores	24	28	27	35
Puntuación	1	1	1	1
Validez	Aplicar	Aplicar	Aplicar	Aplicar

Nota: Elaboración propia

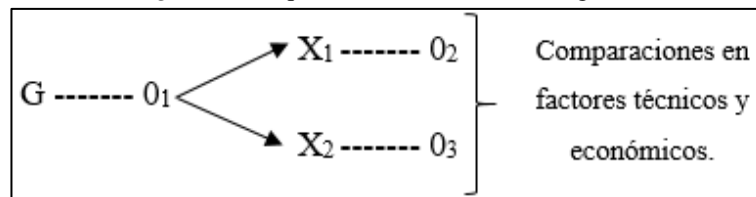
3.6 Procedimientos

La investigación utilizará un diseño pre experimental con pre prueba – pos prueba para un solo grupo, dado que existe una prueba previa que representa un punto de referencia inicial para controlar el efecto que tiene el estímulo en la variable dependiente; la ejecución de este diseño comprende el siguiente procedimiento:

- 1) Determinación de la caracterización geotécnica del suelo del talud en estudio.
- 2) Medición de la estabilidad del talud vertical en su estado actual (talud sin reforzamiento) y considerando el avance de la socavación al pie del talud y del lecho del río.
- 3) Dimensionamiento de las estructuras que forman parte de los sistemas de contención propuestos en la presente tesis para la estabilización del talud teniendo en cuenta el factor de seguridad requerido.
- 4) Medición de la estabilidad del talud vertical al implementarse los sistemas de contención propuestos (talud con reforzamiento).
- 5) Determinar la cantidad y costos de cada una de las alternativas propuestas.
- 6) Realizar el análisis comparativo de los sistemas de estabilización que se proponen en este trabajo, teniendo en cuenta factores técnicos y económicos que ofrezcan los mayores beneficios y los menores efectos adversos.

El diseño de investigación corresponde al siguiente esquema:

Figura 80: Esquema del diseño de investigación



Fuente: Elaboración propia.

Donde:

- G: Grupo de sujetos (Variable dependiente)
- X1: Primer tratamiento (Variable independiente)
- X2: Segundo tratamiento (Variable independiente)
- 01: Medición previa al tratamiento a los sujetos del grupo. (Pre prueba – Punto de referencia inicial.)
- 02: Medición posterior al primer tratamiento a los sujetos del grupo. (Pos prueba)
- 03: Medición posterior al segundo tratamiento a los sujetos del grupo. (Pos prueba)

3.7 Análisis de datos

Con el fin de responder al planteamiento del problema, el análisis e interpretación de los resultados se realizó mediante cuadros comparativos de los aspectos técnicos y económicos de la evaluación de los sistemas de contención propuestos.

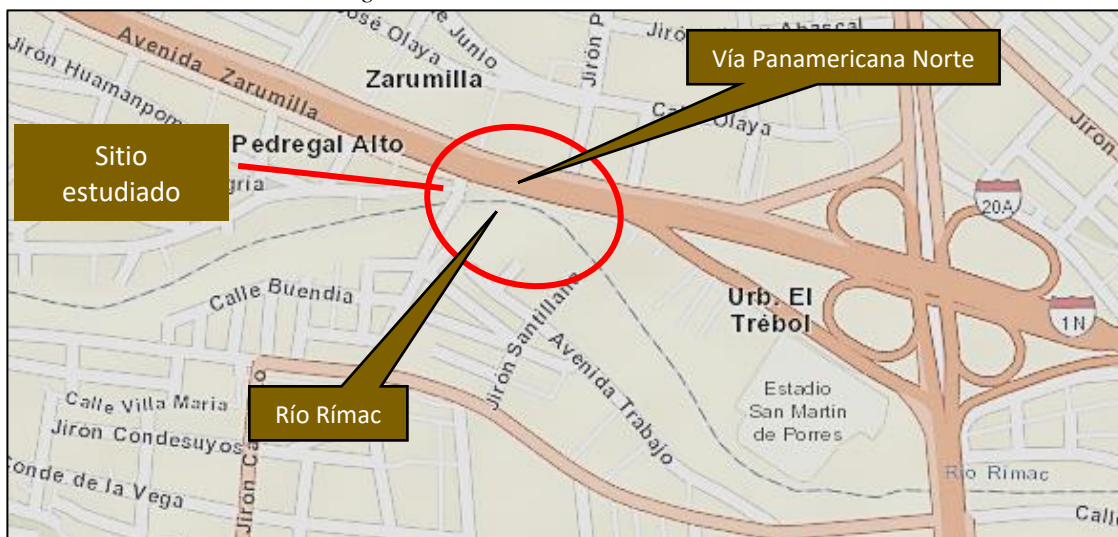
IV. Resultados

4.1 Descripción del caso

4.1.1 Localización

El talud estudiado se localiza entre el km 10+480 al km 10+550 de la vía Panamericana Norte (ver Figura 81), en el distrito de San Martín de Porres, Lima, y forma parte de la ribera de la margen derecha del río Rímac. Tal como se describió en la sección 1.1.2, el talud se encuentra afectado por los procesos erosivos que socavaron el pie del talud ver fotografías en el Anexo B.

Figura 81: Localización del sitio estudiado



Fuente: Instituto geológico, minero y metalúrgico INGEMMET. Adaptado por el Autor.

4.1.2 Aspectos físicos del área de estudio

A continuación se describen de forma concisa los aspectos físicos de la zona a evaluar.

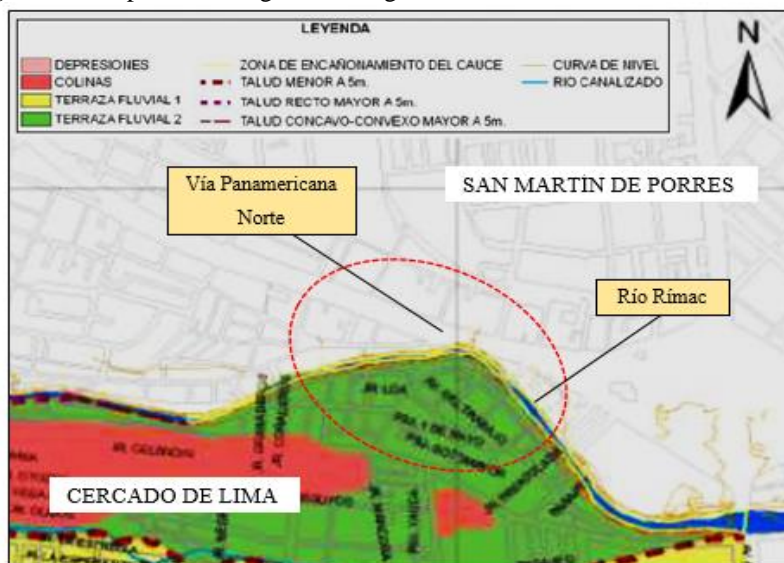
5.1.2.1 Geomorfología

El cauce del río Rímac se originó debido al levantamiento del continente (emergencia de la cordillera de los Andes Centrales) y a los procesos hídricos, ya que el caudal del río fue alimentado por el deshielo de los enormes nevados que cubrían las montañas del altiplano. Los grandes caudales erosionaron el fondo de su lecho dando origen al relieve que comprende su recorrido y el material de erosión depositado en la parte baja de su cuenca formó el Cono de

deyección del río Rímac, el cual, según estudios de resistividad eléctrica, tiene espesores que alcanzan los 400 m, y sobre el que se asienta la mayor parte de Lima Metropolitana (Villacorta, Núñez, Tatard, & Pari, 2015).

La forma del cauce del río Rímac depende de la dinámica del río, en el área de estudio se caracteriza por ser un tramo ligeramente sinuoso, con anchos de entre 15 m a 20 m, en este tramo, se presenta la profundización del cauce (Ver Figura 82) debido al proceso de incisión producido por la socavación fluvial que se inició posterior a la construcción del puente del Ejército (1936), debido a lo cual se formaron riberas con taludes de hasta 23 m de altura. El cauce del río Rímac tiene gran influencia en la estabilidad de las márgenes y por ende en la seguridad física de las poblaciones asentadas al borde de los taludes.

Figura 82: Mapa unidades geomorfológicas – Zona de encañonamiento del cauce



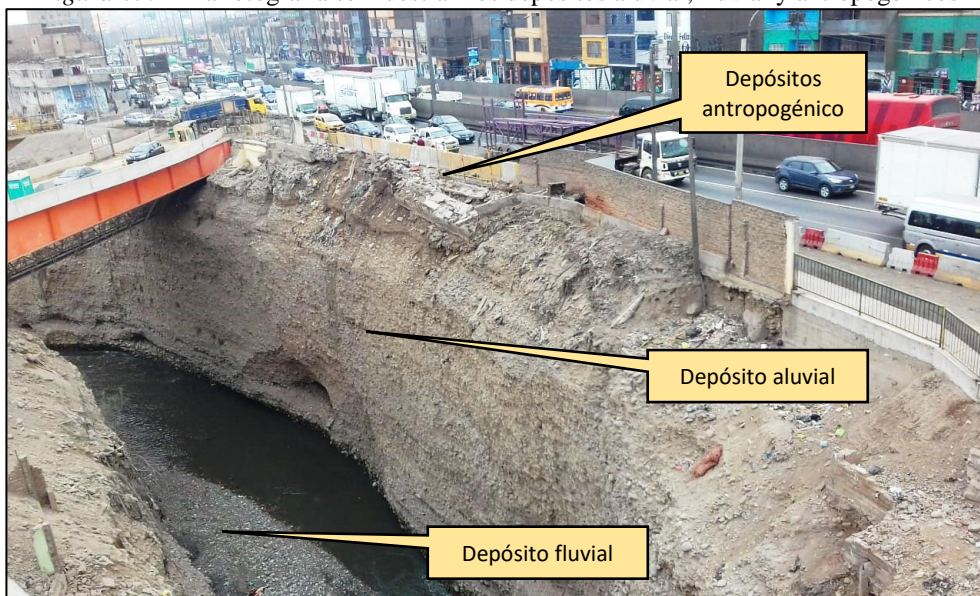
Fuente: Investigación integrada y participativa para la reducción de la vulnerabilidad, pobreza y cargas ambientales en el Cercado de Lima, 2012, p.45. Adaptado por el Autor.

4.1.2.2 Geología

El contexto geológico consiste fundamentalmente de material correspondiente al cuaternario holocénico, como son los depósitos aluviales, fluviales, de escombros y antropogénicos, producidos por la variación de la orientación de los cauces del río Rímac y Chillón, y las actividades del hombre.

El depósito aluvial se encuentra sobre el basamento rocoso y está conformado por gravas heterogéneas con bolones, y por la matriz que está constituida por arena y limo arcilloso (materiales cementantes), este material es llamado Conglomerado de Lima y en el tramo de estudio de la presente tesis está expuesto a la erosión hídrica; por otro lado, el depósito fluvial corresponde a la acumulación de materiales inconsolidados que conforman el cauce del río Rímac con espesores que no superan los 2 m, constituido básicamente por una mezcla de gravas, cantos y algunos bolos, en una matriz areno-limosa de alta permeabilidad; los depósitos de escombros son acumulaciones formados por procesos gravitatorios en sectores donde se ha producido el desprendimiento del talud, lo conforman arenas, limos, arcillas, guijarros y bloques, este material se encuentra dentro del cauce; mientras que los depósitos antropogénicos se conforman de material de desmontes y escombros de viviendas de construcción que se encuentran sin consolidación, este material cubre los depósitos aluviales (Investigación integrada y participativa para la reducción de la vulnerabilidad, pobreza y cargas ambientales en el Cercado de Lima, 2012). En la siguiente figura se muestran los depósitos aluviales, fluviales y antropogénicos del talud en estudio.

Figura 83: En la fotografía se muestran los depósitos aluvial, fluvial y antropogénicos



Fuente: El Autor.

4.1.2.3 Sismicidad

El Perú está comprendido en el Cinturón de Fuego del Pacífico, una de las regiones de más alta actividad sísmica que existe en la tierra. Se ha registrado que los sismos destructivos en el Perú se ubican en la parte marina cerca al borde litoral; relacionada a la subducción de la placa de Nazca por debajo de la placa Sudamericana. Lima Metropolitana se encuentra en una zona de alta sismicidad según los registros históricos, la zona de estudio presenta alta actividad sísmica, donde se han producido sismos de gran magnitud con intensidades de hasta X grados en la escala Mercalli Modificada (MMI), en ese sentido, es de vital importancia crear estructuras capaces de soportar los sismos, para lo cual se pueden realizar diversos tipos de análisis sísmicos a las estructuras proyectadas.

En la presente investigación para analizar la estabilidad sísmica se realizó un análisis pseudoestático, la selección de la aceleración horizontal máxima del sismo de diseño se estableció en base al documento técnico: Peligro sísmico para el Proyecto Vial “Línea Amarilla” (2011) el cual señala que según el modelo de atenuación CISMID – 2006, las aceleraciones máximas varían entre 0,40g y 0.42g para un periodo de retorno de 475 años para un suelo Tipo C, de acuerdo con la norma IBC; y de acuerdo a la Norma AASHTO, las aceleraciones máximas varían entre 0,51g y 0.53g para un periodo de retorno de 1000 años, asimismo, el documento recomienda utilizar un coeficiente sísmico equivalente al 50% de la aceleración máxima para métodos pseudo-estáticos, los coeficientes de aceleración sísmica horizontal se fijaron en función del tipo de estructura que involucran, estos valores se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 7
Coefficientes sísmicos para la estabilidad de taludes

Características	Coefficiente sísmico horizontal (kh)	Periodo de retorno (años)
Taludes que involucran estructuras: Puentes, Viviendas, Tierra reforzada	0.26	1000
Taludes que no involucran estructuras importantes	0.21	475

Fuente: Municipalidad Metropolitana de Lima, 2016, p. 6.

4.1.2.4 Hidrología

La cuenca del río Rímac tiene un área de 3.503,95 km² con una longitud de 127,02 km (ANA, 2015), el tramo de estudio se encuentra en su cuenca seca, donde el cauce presenta una gradiente de 1.1%; la variabilidad del caudal del río depende de las precipitaciones ocurridas en la cuenca lluviosa (el periodo de crecidas es de enero a marzo), según el registro de datos, las precipitaciones ocurridas dentro de la cuenca seca no tienen influencia en el volumen del río.

De acuerdo con el SENAMHI el promedio anual del caudal del río Rímac es de 29,4 m³/s, sin embargo, el promedio histórico alcanzó los 70 m³/s. Los deslizamientos de tierras suelen coincidir con la ocurrencia del fenómeno de El Niño, sin embargo, el caudal del río se incrementa con el aporte de los flujos de lodo (en el año 1925, el caudal alcanzó su máximo histórico con 500 m³/s debido a flujos de lodo) que también generan derrumbes y deslizamientos de masa de tierra.

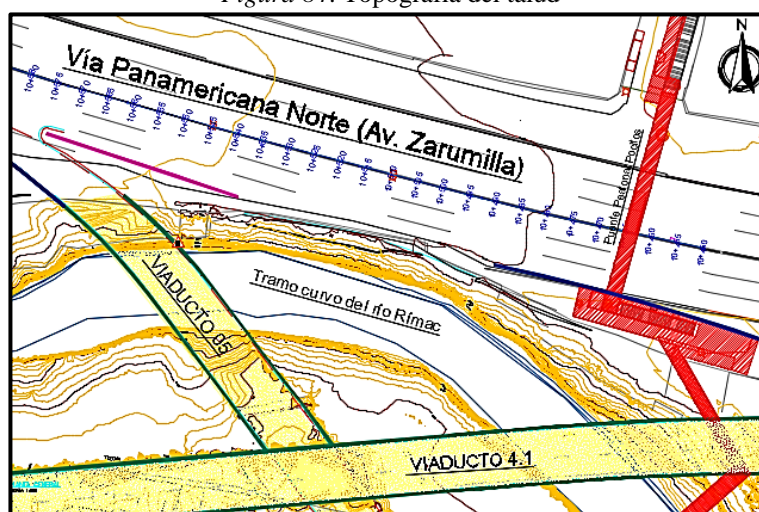
Los estudios hidráulicos indican que en el ámbito de estudio el socavamiento del cauce es significativo, por tanto este efecto fue considerado en los cálculos geotécnicos de la presente investigación; en ese sentido, con la finalidad de determinar el grado de socavación se realizó el análisis hidráulico del tramo en estudio (ver Anexo E) para la sección transversal analizada (km 10+530), de lo cual se obtuvo que el lecho del río sufrirá un descenso de 3.40 m.

4.1.2.5 Topografía del terreno

Se realizó el levantamiento topográfico del talud con curvas de nivel mediante fotogrametría con dron y topografía convencional con estación total, en una longitud de 70 m con secciones transversales cada 5m (ver Figura 84). La sección evaluada en el análisis geotécnico fue la más crítica (ver Figura 85), correspondiente al tramo donde la Vía Panamericana Norte se encuentra más próxima al acantilado, y donde se evidenció

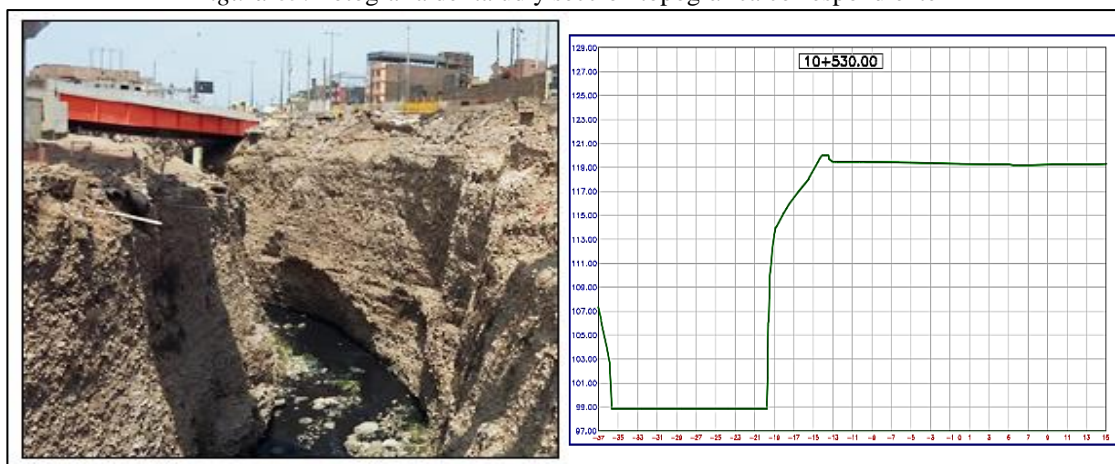
socavamiento al pie del talud, por tanto, la sección a ser analizada corresponde a la progresiva del km 10+530.

Figura 84: Topografía del talud



Fuente: Elaborado por el Autor.

Figura 85: Fotografía del talud y sección topográfica correspondiente



Fuente: El Autor.

4.1.3 Factores de seguridad mínimos

Los factores de seguridad mínimos recomendados en la práctica de la ingeniería para la verificación de la estabilidad de taludes son los siguientes:

Tabla 8

Valores de factor de seguridad mínimo

Característica	Condición	Factor de seguridad
Taludes que involucran estructuras: Puentes, Viviendas, Tierra reforzada	Estática	1.50
	Pseudoestática	1.25

Fuente: Norma CE-020 – Reglamento Nacional de Edificaciones.

4.1.4 Sobrecarga de las zonas colindantes

La norma E0.20 en su artículo 8.1 menciona que la sobrecarga para las aceras y pistas representan una carga viva distribuida de 5 kN/m^2 , a ello se sumó el peso propio del asfalto y de la base granular, se consideró un asfalto de 0.075 m de espesor con 23 kN/m^3 de densidad, lo que corresponde a una carga distribuida de 1.73 kN/m^2 , y una base granular de 0.25 m de espesor con 21 kN/m^3 de densidad, lo que corresponde a 5.25 kN/m^2 de carga distribuida; por lo tanto, la carga vehicular considerada es de 12 kN/m^2 . Por otra parte, según Ugaz (2018) la sobrecarga por edificaciones de acuerdo a lo indicado por la norma E0.20 es de 10 kN/m^2 por piso construido.

4.2 Evaluación del caso

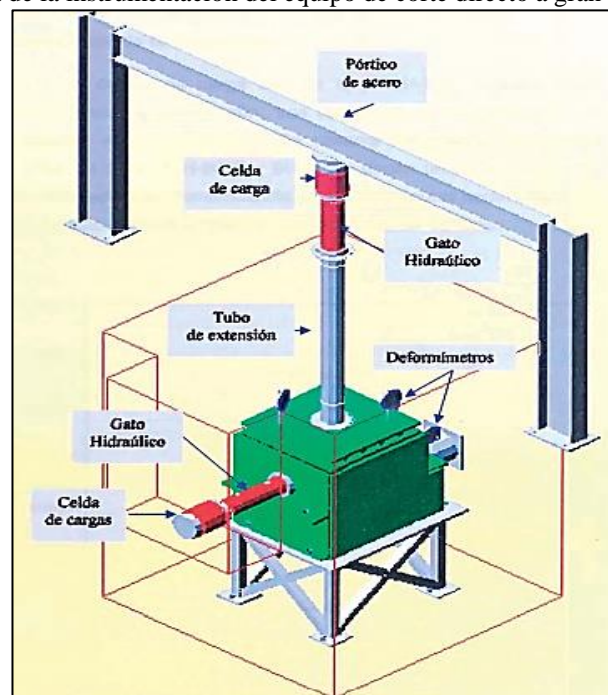
En esta sección se determinó la caracterización geotécnica del área en estudio según los parámetros que requiere el modelo *Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness*, los parámetros de resistencia se determinaron en base a relaciones realizadas entre la data disponible de ensayos geotécnicos de granulometría y de corte directo a escala grande realizados en el laboratorio geotécnico del CISMID – UNI a raíz de la construcción del proyecto Línea Amarilla cuyas estructuras se encuentran a lo largo del río Rímac, cercanas al área de interés; los parámetros de rigidez y los que permiten simular el comportamiento dinámico fueron extraídos de la investigación dada por Madrid (2019) para el estudio de las gravas de Lima. Además, se analizó la estabilidad del talud en la condición de potencial avance de la socavación, y se evaluó el comportamiento del talud cuando se incorporan los elementos de reforzamiento de los sistemas de estabilización propuestos. El análisis de estabilidad del talud sin reforzamiento se realizó mediante el método de equilibrio límite, en cambio, para el caso reforzado, se optó por el análisis numérico debido a la complejidad de representar la interacción de las estructuras respecto al talud.

4.2.1 Caracterización geotécnica

4.2.1.1 Parámetros de resistencia

El suelo del área en estudio, tal como se mencionó anteriormente, está constituido por la denominada grava de Lima; sobre este tipo de suelo, desde los años 70, se ejecutaron una serie de proyectos de gran envergadura, algunos de los cuales, como parte del estudio de suelos, contemplaron la ejecución de ensayos de corte directo a gran escala con la finalidad de determinar los parámetros de ángulo de fricción y cohesión más adecuados al tamaño de partículas de las gravas de Lima, los equipos para ejecutar estos ensayos pertenecen al Laboratorio Geotécnico del CISMID – UNI y son los únicos a escala grande que se han desarrollado hasta el momento (ver Figura 86).

Figura 86: Esquema de la instrumentación del equipo de corte directo a gran escala CISMID – UNI

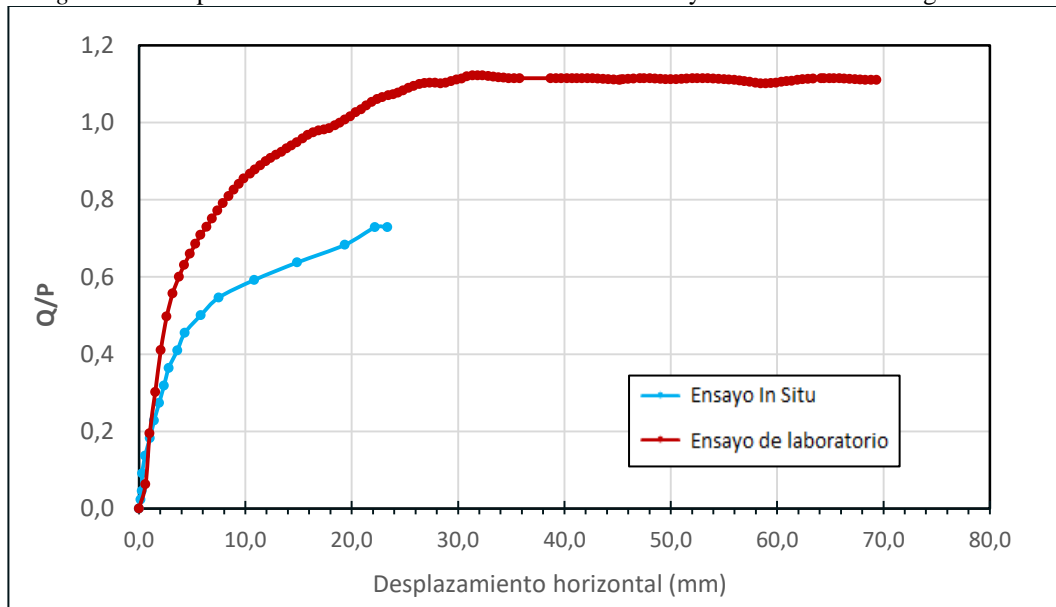


Fuente: Basurto, D. (2010), p 37.

Se recopilaron algunos resultados de ensayos de corte directo a gran escala realizados a la grava de Lima, la Figura 88 muestra los resultados de corte In Situ, mientras que las Figuras 89 y 90 muestran la resistencia al corte pico y la resistencia última, respectivamente, correspondientes a ensayos de laboratorio; estos ensayos fueron realizados a tensión controlada según su procedimiento de ejecución, en los ensayos de laboratorio se alcanzaron

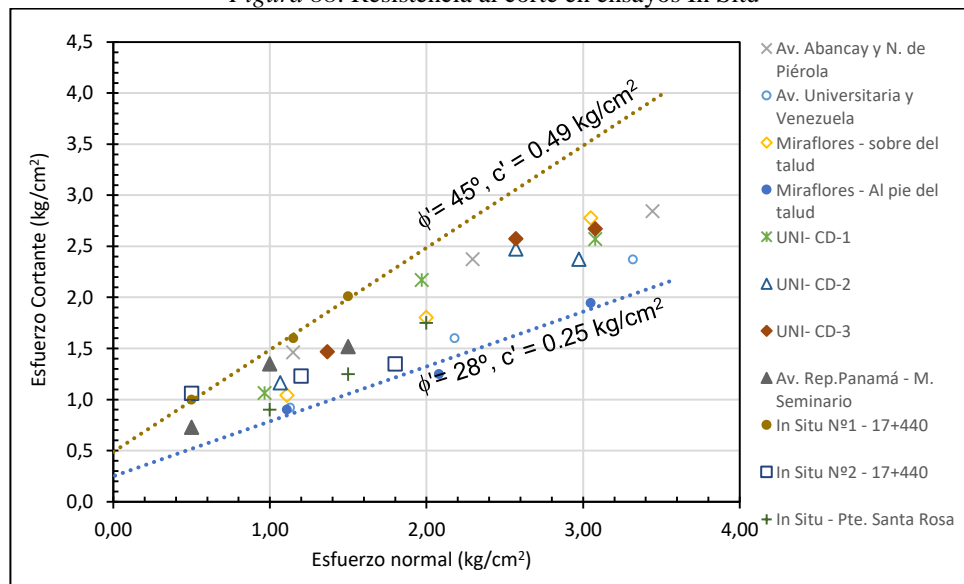
desplazamientos horizontales de entre 60 y 70 mm (Figura 87), mientras que en los ensayos In Situ se alcanzaron desplazamientos de entre 5 a 20 mm, eso explica la diferencia que existe entre los parámetros de cohesión y fricción de ambas situaciones, ya que en los ensayos In Situ no se alcanzó a movilizar la resistencia total del terreno.

Figura 87: Desplazamientos máximos alcanzados en los ensayos de corte directo a gran escala



Fuente: Elaborado por el Autor.

Figura 88: Resistencia al corte en ensayos In Situ

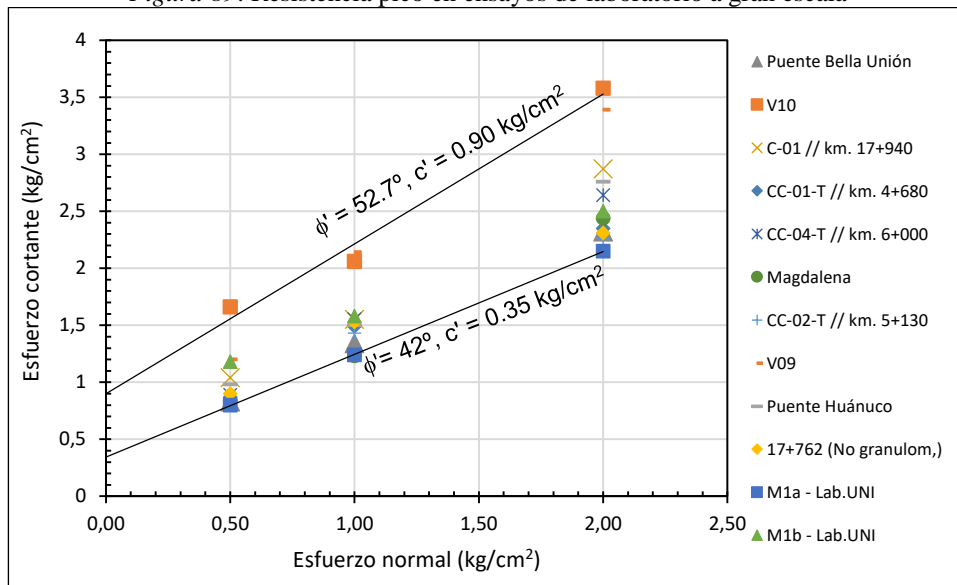


Fuente: Elaborado por el Autor.

Una de las limitaciones de esta investigación fue la ejecución de ensayos geotécnicos, esto debido a la falta de presupuesto (solo se cuenta con la descripción litológica de los estratos como muestra la Tabla 9); en ese sentido, y teniendo en cuenta que el fenómeno de dilatación

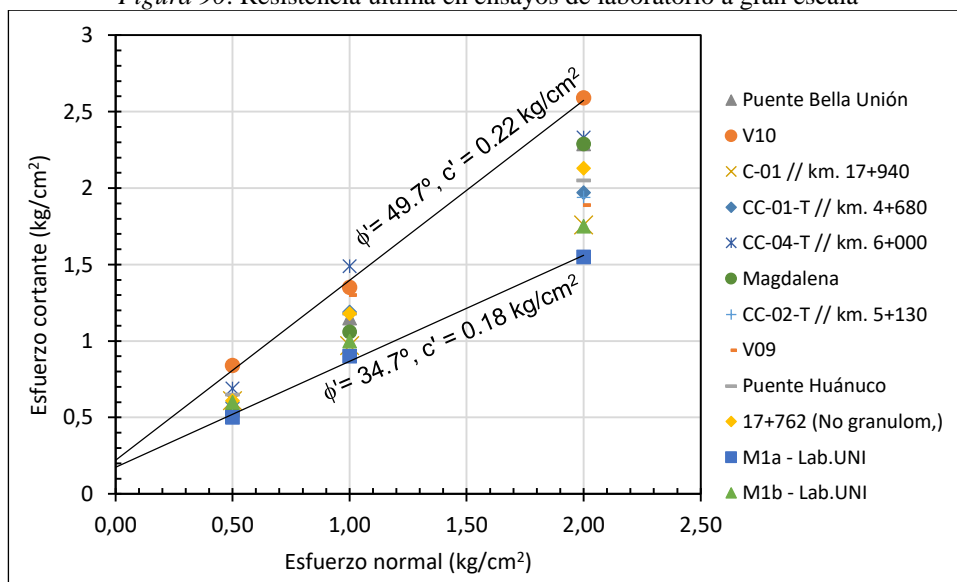
durante el corte es un factor importante en el comportamiento de los suelos granulares y que hasta el momento no ha sido estudiado en relación al suelo de Lima, en la presente investigación se reinterpretaban los datos recopilados de los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio a gran escala para evaluar a la grava de Lima desde el enfoque de la dilatación de suelos.

Figura 89: Resistencia pico en ensayos de laboratorio a gran escala



Fuente: Elaborado por el Autor.

Figura 90: Resistencia última en ensayos de laboratorio a gran escala



Fuente: Elaborado por el Autor.

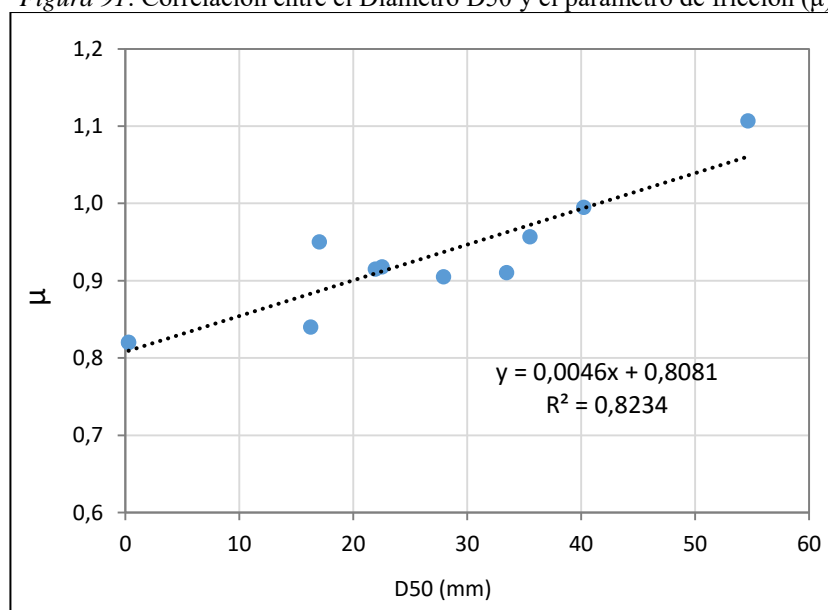
Tabla 9
Registro de perforación

De (m.)	A (m.)	Descripción Litológica
0.00	0.4	Material de relleno constituido por material conglomerado, fragmento concreto, color grisáceo.
0.40	3.00	Material de relleno constituido por grava con arena, húmedo, color grisáceo, gravas subangulosas a angulosas, grano fino a medio.
3.00	4.50	Presencia de fragmento de tamaño de cantos, bolonería tonalidades grisáceas, con arena, homogéneo.
4.50	8.00	Grava pobremente graduada con arena, grava de forma redondeada a subangulosa, color gris claro, homogéneo en matriz de arena de grano medio, color marrón.
8.00	14.00	Gravas mal graduada, presencia de fragmentos del tamaño de cantos, bolonería, color gris en matriz de arena, homogéneo húmedo.
14.00	25.00	Grava pobremente graduada con arena, grava de forma redondeada a subredondeada, homogéneo, color gris claro, fragmento del tamaño cantos bolones del tamaño aproximado de 16cm.

Fuente: Sondaje N°2 –Estribo 1 del Viaducto 5 – Municipalidad Metropolitana de Lima.

En primer lugar, se determinó la constante de fricción (μ) propia del material a cada uno de los ensayos recopilados, utilizando las relaciones que fueron tratadas en el apartado 2.1.1.4, luego, este parámetro fue correlacionado con los parámetros derivados de sus correspondientes granulometrías, de lo cual se observó una relación significativa entre el diámetro D50 (obtenido de granulometrías globales) y el parámetro de fricción (μ), tal como se muestra a continuación.

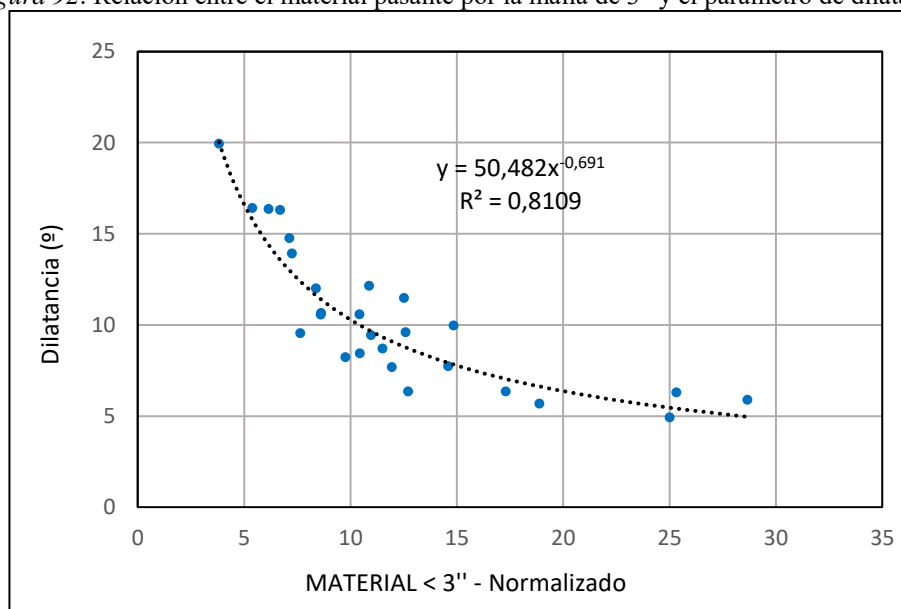
Figura 91: Correlación entre el Diámetro D50 y el parámetro de fricción (μ)



Fuente: Elaborado por el Autor.

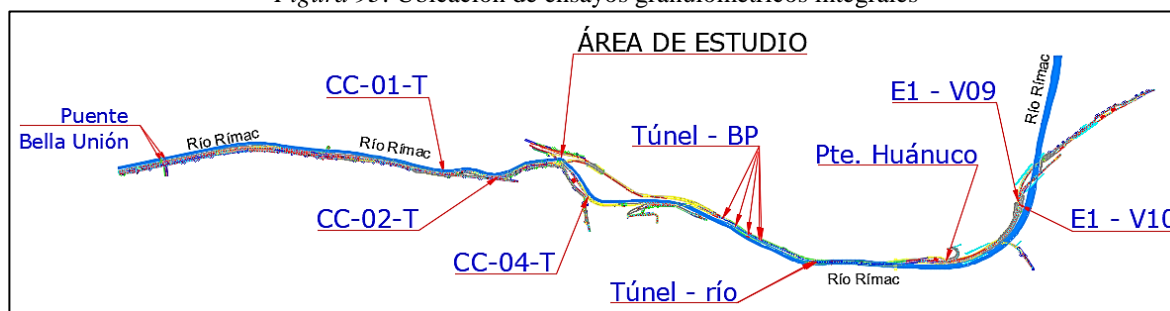
De igual modo, también se encontraron relaciones significativas entre el ángulo de dilatación obtenida mediante la definición $-\tan \psi = \frac{\delta_y}{\delta_x}$ (normalizado con la máxima deformación vertical obtenida correspondiente al desplazamiento por corte de 60 mm para los diferentes esfuerzos normales (0.5 kg/cm², 1.0 kg/cm² y 2.0 kg/cm²) de cada ensayo) y el material pasante por la malla de 3", las gráficas desplazamiento horizontal vs desplazamiento vertical de los ensayos de corte directo recopilados se encuentran en el Anexo F, los resultados se muestran en la siguiente figura.

Figura 92: Relación entre el material pasante por la malla de 3" y el parámetro de dilatación



Fuente: Elaborado por el Autor.

Figura 93: Ubicación de ensayos granulométricos integrales



Fuente: Elaborado por el Autor.

En la presente investigación se utilizaron las correlaciones encontradas para determinar los parámetros de resistencia partiendo de la granulometría, se cuenta con un análisis

granulométrico al material pasante por la malla de 3", por este motivo se realizó un ajuste granulométrico por medio de un factor que representa el promedio del material pasante por la malla de 3" obtenido a partir de 32 ensayos granulométricos integrales efectuados cerca del área en estudio y a lo largo del río Rímac, la Figura 93 muestra la ubicación de los ensayos, el promedio obtenido fue de 71.05% (ver Tabla 10).

Tabla 10

Registro de material pasante por la malla de 3'' en ensayos de granulometría integral

Nº	Ubicación de ensayo	Perforación	Muestra	Material pasante por la malla 3'' (%)
1	Río Rímac – km 17+120	BP1	M-1	60,6
2	Río Rímac – km 17+120	BP1	M-2	71,1
3	Río Rímac – km 17+120	BP1	M-3	72,4
4	Río Rímac – km 17+240	BP2	M-1	52,3
5	Río Rímac – km 17+240	BP2	M-2	36,2
6	Río Rímac – km 17+240	BP2	M-3	57,4
7	Río Rímac – km 17+240	BP2	M-4	56,4
8	Río Rímac – km 17+360	BP3	M-1	67,8
9	Río Rímac – km 17+360	BP3	M-2	56,4
10	Río Rímac – km 17+360	BP3	M-3	63,7
11	Río Rímac – km 17+480	BP4	M-1	62,2
12	Río Rímac – km 17+480	BP4	M-2	50,5
13	Río Rímac – km 17+480	BP4	M-3	61,7
14	Río Rímac – km 17+960	D-2	M-1	73
15	Río Rímac – km 17+960	Representativa		59,3
16	Río Rímac – km 17+940	C-01	M-01	95,3
17	Adyacente al río Rímac	Puente Bella Unión	-	84,2
18	Adyacente al río Rímac	Viaducto N° 09	-	98,2
19	Adyacente al río Rímac	Viaducto N° 10	-	73,8
20	Adyacente al río Rímac	Puente Huánuco	-	94
21	Río Rímac – km 17+440	Calicata 1	-	86,6
22	Río Rímac – km 17+440	Calicata 2	-	94
23	Adyacente al río Rímac (km 4+680)	CC-01-T	M-1	80,5
24	Adyacente al río Rímac (km 5+130)	CC-02-T	M-1	90,9
25	Adyacente al río Rímac (km 6+000)	CC-04-T	M-1	62,3
26	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-01'	M1	71,7
27	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-01'	M2	81,3
28	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-01'	M3	67,6
29	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-01'	M4	62,2
30	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-02	M1	75,2
31	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-02	M2	85,4
32	Adyacente al río Rímac – Universitaria	C-02	M3	69,3
PROMEDIO				71,05

Fuente: Municipalidad Metropolitana de Lima.

La Tabla 11 muestra el ajuste de la granulometría y el correspondiente valor del diámetro D50 a partir del promedio determinado anteriormente. Con el diámetro D50 calculado se obtuvo que el parámetro de fricción (μ) es igual a 0.980, partiendo de la correlación entre estos valores, y mediante el uso de la Ec. 9 se obtuvo que el ángulo de fricción intrínseco, cuando $\psi = 0$, toma el valor de 44.4°; y con el porcentaje de material que pasa por la malla de 3'' se obtuvo el ángulo de dilatancia cuyo valor es de 11.9°.

Tabla 11
Ajuste granulométrico para determinar el parámetro D50

GRANULOMETRÍA				FACTOR DE AJUSTE GRANULOMÉTRICO	
MALLAS		Suelo < 3''	Ajustada	Promedio de material pasante de la malla de 3'' de granulometrías globales cercanas a la zona en estudio (%): 71,05	
SERIE AMERICANA	ABERTURA (mm)	PASA (%)	PASA (%)	CURVAS GRANULOMÉTRICAS	
>10''	508,800				
10''	254,400				
8''	203,520				
7''	178,080				
6''	152,640				
5''	127,200				
4''	101,760				
3''	76,200	100,0	71,0		
2''	50,800	90,5	64,3		
1 1/2''	38,100	71,0	50,4		
1''	25,400	60,4	42,9		
3/4''	19,050	42,6	30,3		
3/8''	9,525	31,2	22,2		
N° 4	4,750	24,6	17,5		
N° 10	2,000	21,8	15,5		
N° 20	0,850	17,7	12,6		
N° 40	0,425	13,5	9,6		
N° 60	0,250	10,4	7,4		
N° 140	0,106	4,7	3,4		
N° 200	0,075	2,4	1,7		
D50				37.352	

Fuente: Municipalidad Metropolitana de Lima.

En cuanto a la cohesión, se estableció un valor de 20 kN/m³, esto en razón a la convergencia obtenida de relacionar el esfuerzo normal y el esfuerzo cortante residual a partir de los ensayos de corte directo a escala grande (ver Figura 90).

En resumen, los parámetros de resistencia adoptados se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 12
Parámetros de resistencia para la grava de Lima

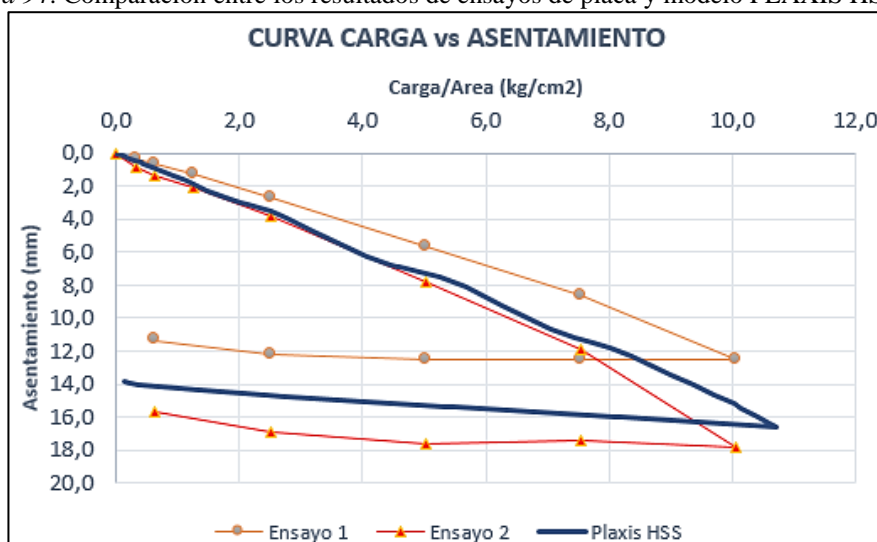
Parámetros	Descripción	Valores	Unidades
γ_{dry}	Peso específico seco	21.5	kN/m ³
γ_{wet}	Peso específico saturado	21.5	kN/m ³
C'	Cohesión	20	kPa
ϕ'	Ángulo de fricción	44.4	°
ψ	Ángulo de dilatación	11.9	°

Nota: Elaboración propia.

4.2.1.2 Parámetros de rigidez

Las características esfuerzo deformación del suelo (parámetros de rigidez) se obtienen de ensayos edométricos y triaxiales; sin embargo, debido a que a la fecha no se cuenta con este tipos de ensayos para la grava de Lima, Madrid (2019), determinó los valores de los módulos de forma indirecta, mediante un proceso de simulaciones iterativas de prueba y error, hasta lograr el mejor ajuste a la curva carga-asentamiento del ensayo de placa realizado en la grava de Lima y mediante una simulación del ensayo con el modelo HS Small en el software PLAXIS (ver Figura 94); los valores de los módulos de rigidez obtenidos del análisis se muestran en la Tabla 13.

Figura 94: Comparación entre los resultados de ensayos de placa y modelo PLAXIS HS Small



Fuente: Madrid (2019)

Tabla 13

Parámetros de rigidez.

Parámetros	Descripción	Valores	Unidades
E_{50}^{ref}	Rigidez secante	80000	kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente del ensayo edométrico en p^{ref}	80000	kPa
E_{ur}^{ref}	Rigidez de referencia en carga / descarga	240000	kPa

Nota: Elaboración propia.

4.2.1.3 Parámetros relacionados al comportamiento dinámico

El parámetro que permite simular el comportamiento dinámico del suelo es el módulo de corte (descrito en el apartado 2.1.2.2.3 b), Madrid (2019) determinó este parámetro para la grava de Lima utilizando el mismo método mencionado para determinar los módulos de rigidez, en este caso, en base a ajustes entre los valores de velocidades de ondas de corte V_s de los ensayos MASW en la grava de Lima (ensayos geofísicos que producen pequeñas deformaciones en el suelo) y los obtenidos con el modelo HS Small, esto permitió definir el módulo de corte máximo ($G_{m\acute{a}x}$), ver Figura 95, los ensayos MASW también sirvieron para definir el valor del parámetro m ; por otra parte, partiendo de ensayos con presurómetro realizados en la grava de Lima, y el valor $G_{m\acute{a}x}$ de los ensayos geofísicos, obtuvo la curva de degradación del módulo de corte con la deformación para la grava de Lima, la cual fue comparada con la curva de degradación para gravas establecida por Rolling et al (1998), ver Figura 96, citada en el mismo artículo. Los valores de los parámetros obtenidos se muestran en la siguiente tabla.

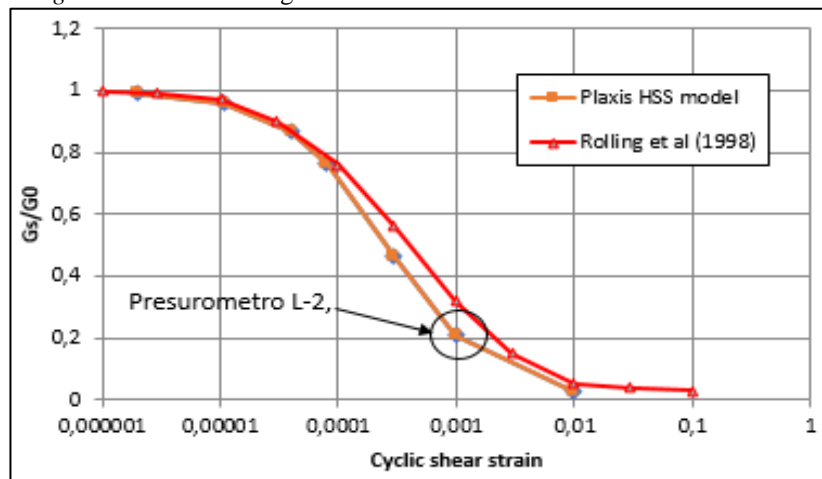
Tabla 14

Parámetros avanzados para el modelo HS-Small

Parámetros	Descripción	Valores	Unidades
m	Relación de dependencia del esfuerzo en el comportamiento de la rigidez	0.8	-
G_0^{ref}	Módulo de corte en pequeñas deformaciones	600 – 850	Mpa
$\gamma_{0.7}$	Deformación de corte cuando G_S se reduce al 70%	0.0001	-

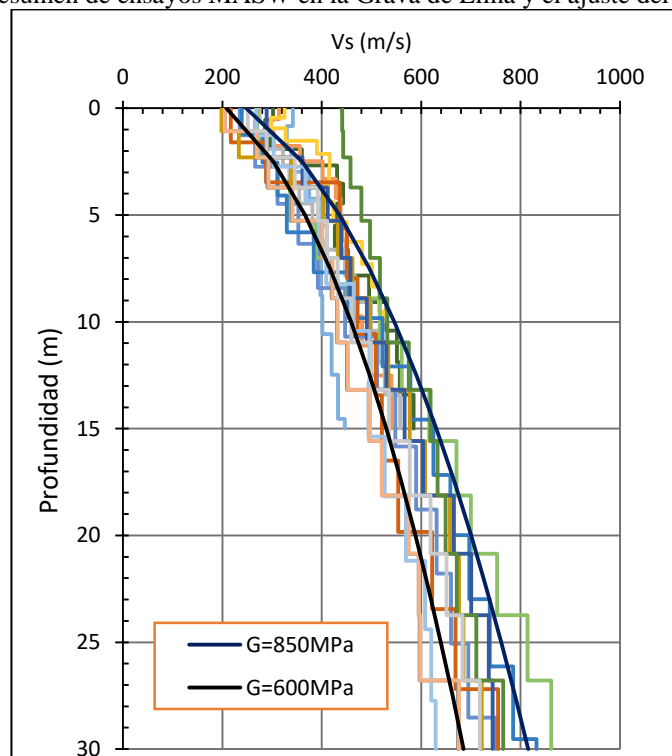
Nota: Elaboración propia.

Figura 95: Curva de degradación del módulo de corte con la deformación



Fuente: Madrid (2019)

Figura 96: Resumen de ensayos MASW en la Grava de Lima y el ajuste del parámetro $G_{\text{máx}}$



Fuente: Madrid (2019)

Se utilizaron las pautas generales establecidas por el programa PLAXIS para los demás parámetros considerados por el modelo HS Small.

Por otra parte, según la descripción litológica de la zona en estudio presentada en Tabla 9, la existencia del denominado “Conglomerado de Lima” se encuentra debajo de los 3m de profundidad, dadas las características del material en la capa superior, se consideraron los siguientes parámetros para su modelamiento mediante el modelo constitutivo Morh-Coulomb.

Tabla 15
Parámetros geotécnicos para el modelo Morh-Coulomb

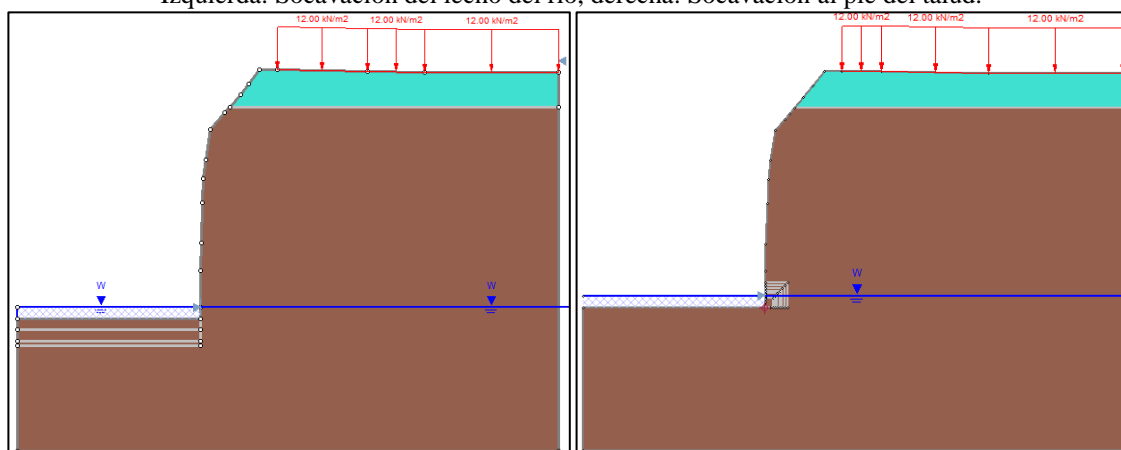
Parámetros	Descripción	Valores	Unidades
γ_{dry}	Peso específico seco	18	kN/m ³
γ_{wet}	Peso específico saturado	18	kN/m ³
C'	Cohesión	5	kPa
φ'	Ángulo de fricción	28	°
ψ	Ángulo de dilatación	0	°
E	Módulo de Young	20000	kN/m ²

Nota: Elaboración propia.

4.2.2 Análisis de estabilidad del talud sin reforzamiento

El análisis de estabilidad se realizó con la finalidad de observar el comportamiento del talud en las condiciones actuales y frente al avance de la socavación tanto en el pie del talud como en el lecho del río. Se consideraron los siguientes parámetros resistentes para la grava de Lima $\gamma = 21.5 \text{ kN/m}^3$, $c = 20 \text{ kPa}$.y $\varphi = 44.4^\circ$, para la capa de relleno $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $c = 5 \text{ kPa}$.y $\varphi = 28^\circ$, y el área socavada en el pie del talud fue representada mediante un material de baja resistencia $\gamma = 0.1 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$.y $\varphi = 1^\circ$; asimismo, se aplicó la sobrecarga vehicular calculada en el apartado 4.1.4, y la aceleración sísmica considerada fue de 0.21g. Como se indicó anteriormente, la socavación en el cauce se determinó mediante un estudio hidráulico el cual concluyó en que la potencial socavación del lecho será de 3.40 m; además, la sección transversal evaluada se sitúa en el km 5+530 dado que representa la condición más crítica, la geometría de cálculo se muestra en la Figura 97, el cálculo de la estabilidad se realizó mediante el programa *Slide 6.0*, utilizando los métodos de equilibrio límite *Morgenstern-Price* y *Spencer*. Las siguientes tablas muestran los factores de seguridad y la ubicación de las superficies de falla obtenidas de los análisis de estabilidad para las diferentes condiciones establecidas (Socavación al pie del talud y en el lecho del río, en ambos casos se analizan el caso estático y pseudoestático).

Figura 97: Geometría para el cálculo de estabilidad
Izquierda: Socavación del lecho del río, derecha: Socavación al pie del talud.



Fuente: Programa Slide.

Tabla 16
Factor de Seguridad considerando el aumento del área socavada al pie del talud

Área Socavada (m ²)	Factor de seguridad – Caso estático		Factor de seguridad – Caso pseudoestático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>
0.556	0.039	0.039	0.780	0.710
0.894	0.023	0.022	0.780	0.710
1.311	0.019	0.018	0.780	0.710
2.384	0.014	0.015	0.780	0.710
3.216	0.013	0.013	0.780	0.710
4.172	0.009	0.012	0.084	0.075

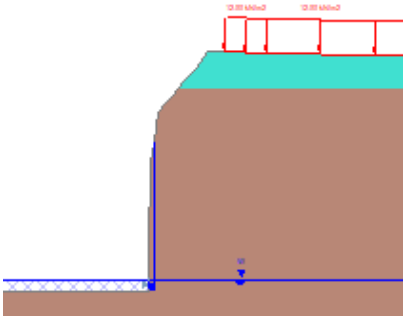
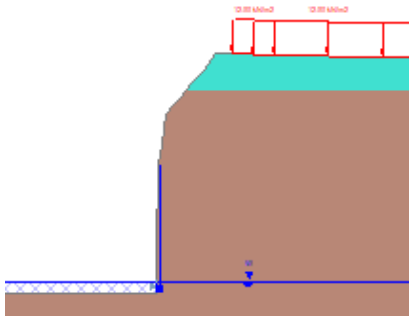
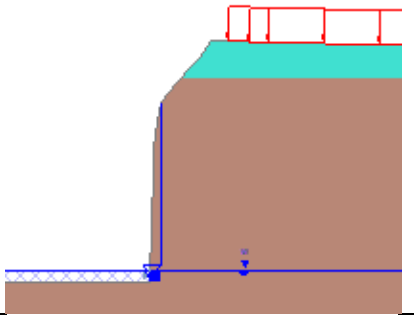
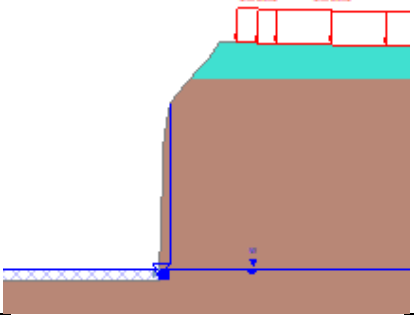
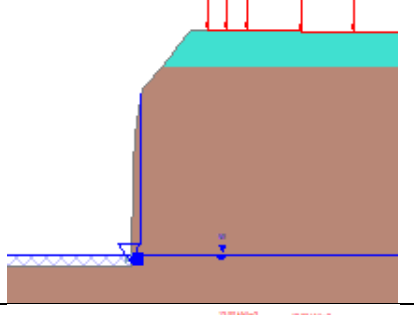
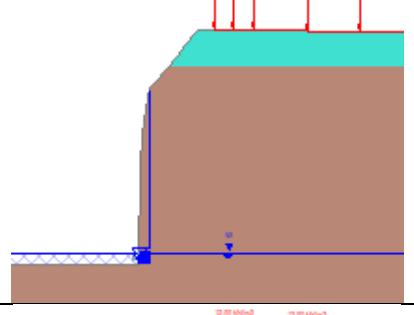
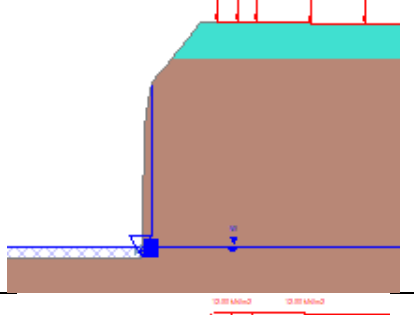
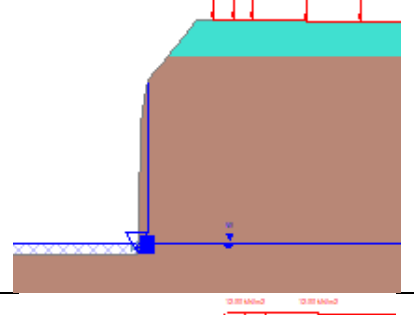
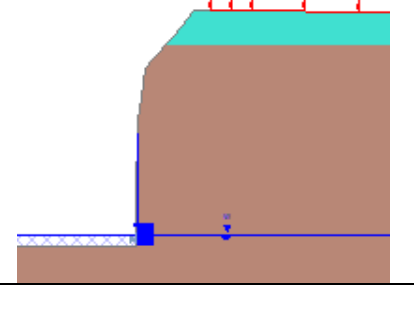
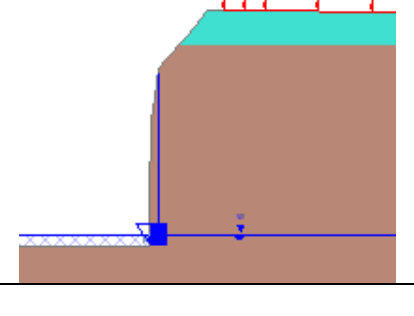
Nota: Elaboración propia.

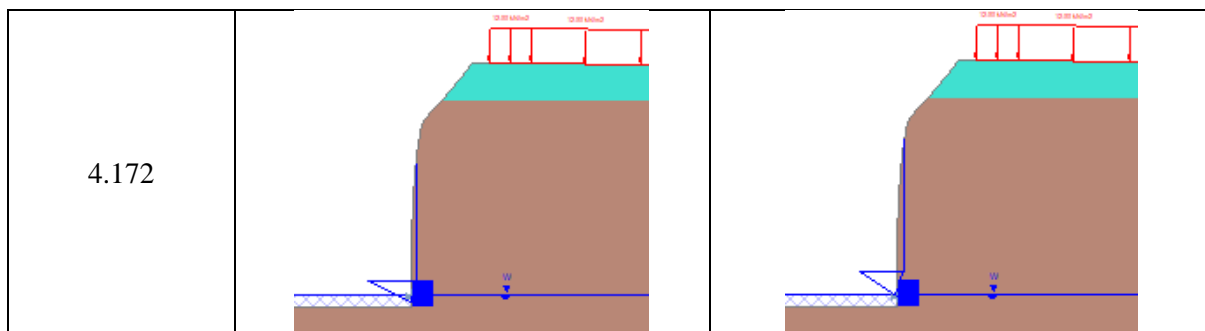
Tabla 17
Factor de Seguridad considerando la potencial socavación del lecho

Profundidad Socavada (m)	Factor de seguridad – Caso estático		Factor de seguridad – Caso pseudoestático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>
0.00	0.687	0.694	0.780	0.710
1.00	0.652	0.666	0.615	0.617
2.00	0.628	0.638	0.602	0.595
3.00	0.606	0.605	0.649	0.648
3.40	0.598	0.610	0.702	0.700

Nota: Elaboración propia, el análisis realizado a la profundidad 0.00 representa la condición actual del talud.

Tabla 18
Superficies de falla en la condición de socavamiento al pie del talud – Caso estático

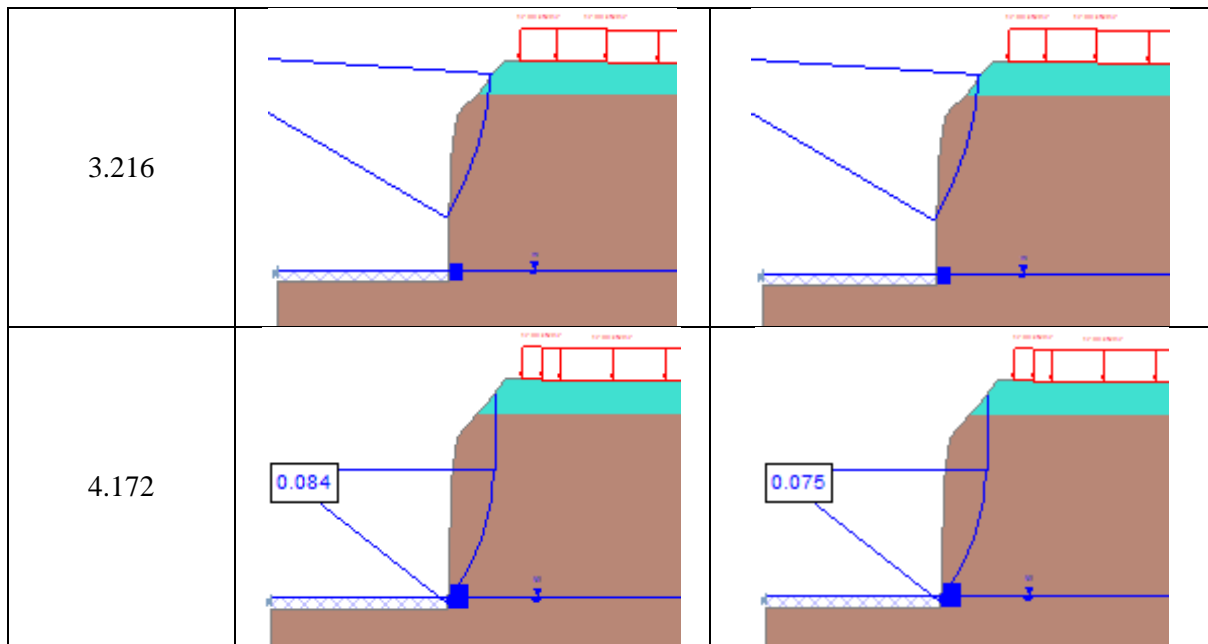
Área Socavada (m ²)	Salidas del programa <i>Slide</i> – Caso estático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>
0.556		
0.894		
1.311		
2.384		
3.216		



Nota: Programa Slide.

Tabla 19
Superficies de falla en la condición de socavamiento al pie del talud – Caso pseudoestático

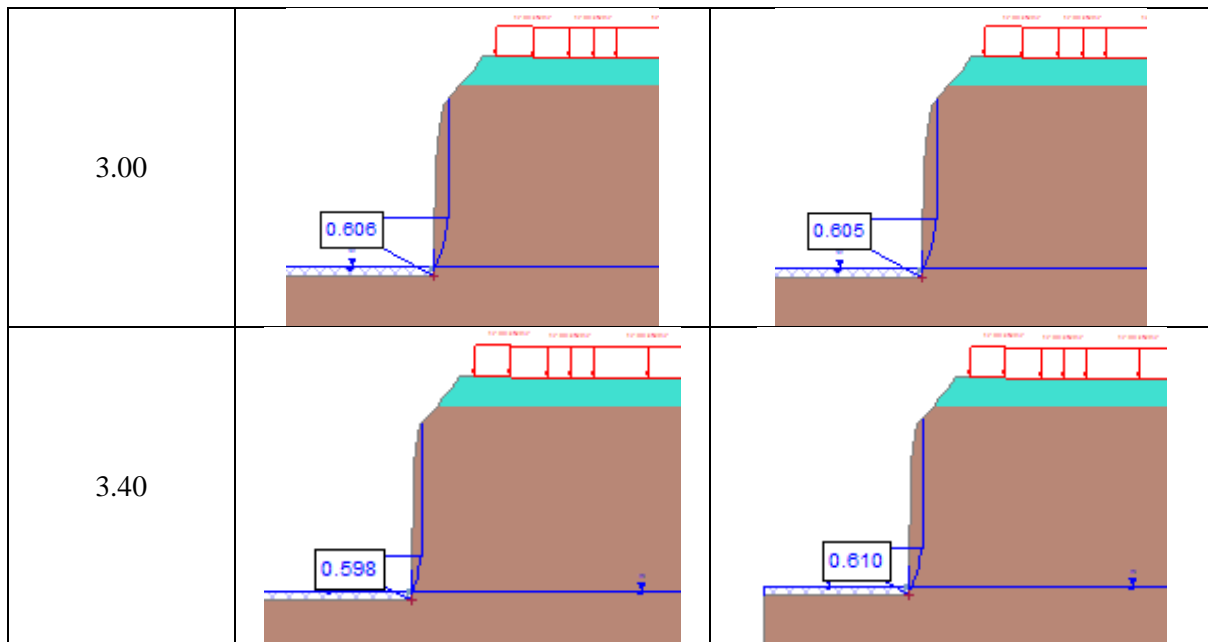
Área Socavada (m ²)	Salidas del programa <i>Slide</i> – Caso pseudoestático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>
0.556		
0.894		
1.311		
2.384		



Nota: Programa Slide.

Tabla 20
Superficies de falla en la condición de socavamiento en el lecho del río– Caso estático

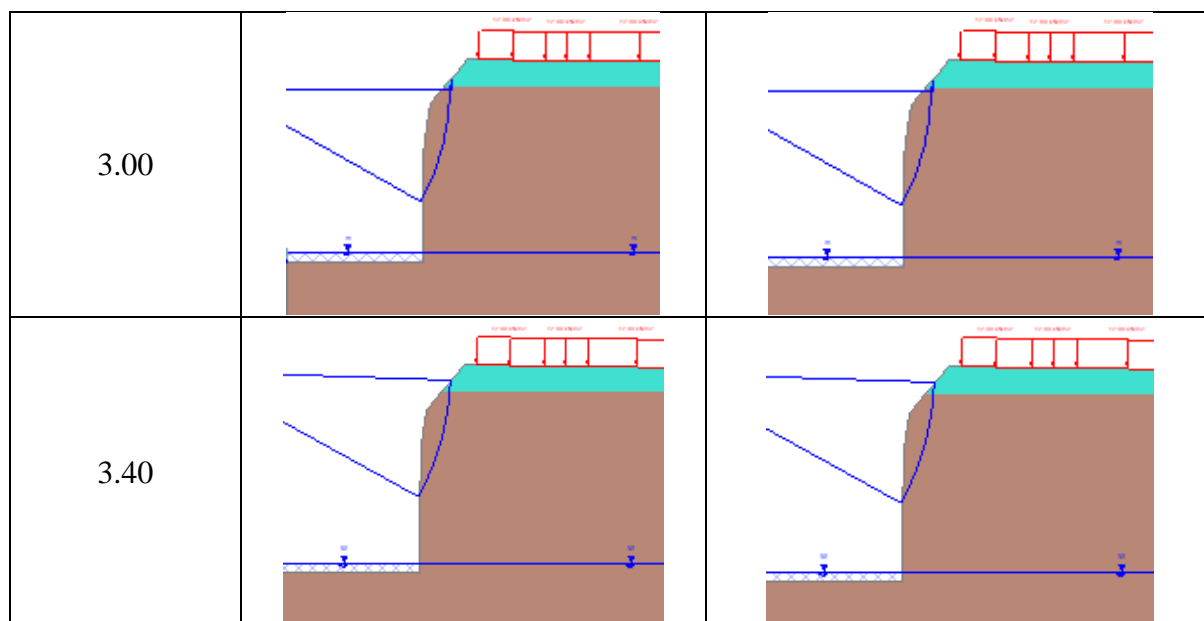
Profundidad Socavada (m ²)	Salidas del programa <i>Slide</i> – Caso estático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>
0.00		
1.00		
2.00		



Nota: Programa Slide.

Tabla 21
Superficies de falla en la condición de socavamiento en el lecho del río– Caso pseudoestático

Profundidad Socavada (m ²)	Salidas del programa <i>Slide</i> – Caso pseudoestático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>
0.00		
1.00		
2.00		



Nota: Programa Slide.

4.2.3 Análisis numérico del talud con reforzamiento

Este análisis se determinó a partir de un análisis de deformación plana empleando el programa *PLAXIS 2D* en su versión 2018, el cálculo del factor de seguridad se realizó mediante el método de la reducción de la fuerza (reducción de los parámetros de cohesión y fricción), como se mencionó anteriormente, se modeló el comportamiento del suelo mediante el modelo *Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness*. En el apartado 4.2.1 fueron definidas las propiedades de las capas del suelo, y en apartado 4.1 fueron definidos el coeficiente de aceleración sísmica de diseño, los factores de seguridad para las verificaciones; la potencial socavación en el lecho del río y las cargas actuantes sobre las calzadas; en esta sección se definieron la geometría de cálculo y las condiciones de contorno de los modelos, se calcularon las propiedades de los materiales a utilizar (pilotes, muros y anclajes), se establecieron el tipo de malla de los modelos y las fases de cálculo.

4.2.3.1 Aspectos generales del modelamiento en *PLAXIS*

a) Procedimiento del modelamiento

El modelamiento de las dos propuestas de estabilización del talud en *PLAXIS* consistió en lo siguiente: en primer lugar se introdujo los datos de entrada para definir la geometría del

problema lo cual se realiza en el subprograma *Input* de PLAXIS, esto inicia con la definición de las propiedades generales del modelo, se consideró un modelo de deformación plana con 15 nodos por elemento; la geometría del modelo se importó desde AutoCAD; luego, se crearon los polígonos que representan a las capas del suelo, y las líneas que representan a los elementos de reforzamiento, las cargas del tráfico y las condiciones de contorno; después, se introdujo las propiedades del suelo y de los elementos estructurales. En segundo lugar, la geometría del modelo fue dividida en elementos finitos mediante la generación de la malla para realizar los cálculo de elementos finitos, con el fin de obtener precisión en los cálculos se utilizó como elemento de distribución la opción *Fine* predefinida por el programa, y *Local refinement* para refinar la malla cerca a los elementos estructurales. En tercer lugar se estableció el nivel freático en el modelo. Por último, se establecieron las fases de cálculo del problema, el esfuerzo vertical inicial se determinó en función del peso del suelo y el esfuerzo horizontal inicial, mediante el coeficiente de presión lateral en reposo calculado con la fórmula empírica de Jaky, cada propuesta de estabilización fue evaluada para los escenarios sin socavación y con socavación, y se determinó el factor de seguridad para los casos estático y pseudoestático.

b) Propiedades de los elementos de reforzamiento

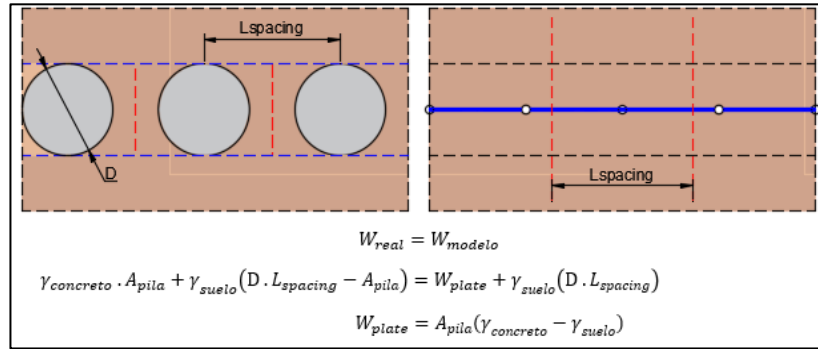
Los sistemas de estabilización propuestos están constituidos por pilotes, muros y anclajes; en esta sección se describieron las propiedades de estos elementos estructurales para su correspondiente modelamiento en el programa PLAXIS.

- El modelamiento de la longitud libre del anclaje se realizó mediante la opción *Node-to-node anchor*, se consideró la opción elástica y el tipo de acero ASTM A 416, cuyo módulo de elasticidad es de $1.95 \cdot 10^8$ kN/mm² y el área de sección del cable es de 140 mm².
- El modelamiento del bulbo de anclaje se simuló usando el objeto estructural *Embedded Beam Rows* con la opción *Grout Body*, la capacidad de adherencia entre el

bulbo y el suelo se definió de acuerdo a lo indicado en el apartado 2.1.4.1.1 (a), es decir, en función de la relación obtenida por Puelles J. (2011): $\tau_{ult} = 189.10 L_b^{-0.38}$; este parámetro, en el programa PLAXIS, puede ser considerado constante o lineal a lo largo del cuerpo de la lechada, en esta tesis, con el fin de tratar de representar una condición más realista del comportamiento del bulbo, se optó por la opción lineal.

- El modelamiento de los muros se simuló mediante el objeto estructural *Plate* que simula el comportamiento a flexión de un muro de concreto, se consideró la opción elástica con un módulo de elasticidad del concreto de $2.53 \cdot 10^7$ kN/m², densidad del concreto de 24 kN/m³, y la razón de Poisson de 0.15.
- El modelamiento de la pantalla de pilotes se realizó mediante el objeto estructural: *Plate*, se dejó de lado la opción *Embedded Beam Row* (disponible en PLAXIS para modelar pilotes) con el fin de simplificar los cálculos puesto que en esta opción como dato de entrada se debe indicar la carga lateral máxima que soporta el pilote, esto implica realizar la validación de diversos métodos (los cuales han mostrado grandes discrepancias entre sí) para evaluar la carga lateral sobre una pantalla de pilotes con un modelamiento en *PLAXIS 3D* y el uso de un programa adicional, o contar con información de mediciones en campo de la respuesta de los pilotes a carga lateral. Se utilizó la opción *Plate* en razón a que los autores: Torggler N. (2016), Kwaak van der (2015) y Sluis, Besseling, & Stuurwold (2014) señalan que cuando se cumple la relación: $\frac{L_{spacing}}{D} < 2$, el modelamiento con esta opción se aproxima a los modelamientos con las opciones *Embedded pile* o *Volume pile* en *PLAXIS 3D*; en ese sentido, se utilizó un momento de inercia equivalente ($\frac{\pi r^4}{4} / L_{spacing}$), el área ($\pi r^2 / L_{spacing}$) y el peso ($W_{plate} / L_{spacing}$) de la pantalla de pilotes, este último se calculó tal como se muestra en la Figura 98.

Figura 98: Propiedades para modelar la pantalla de pilotes mediante la opción *Plate*

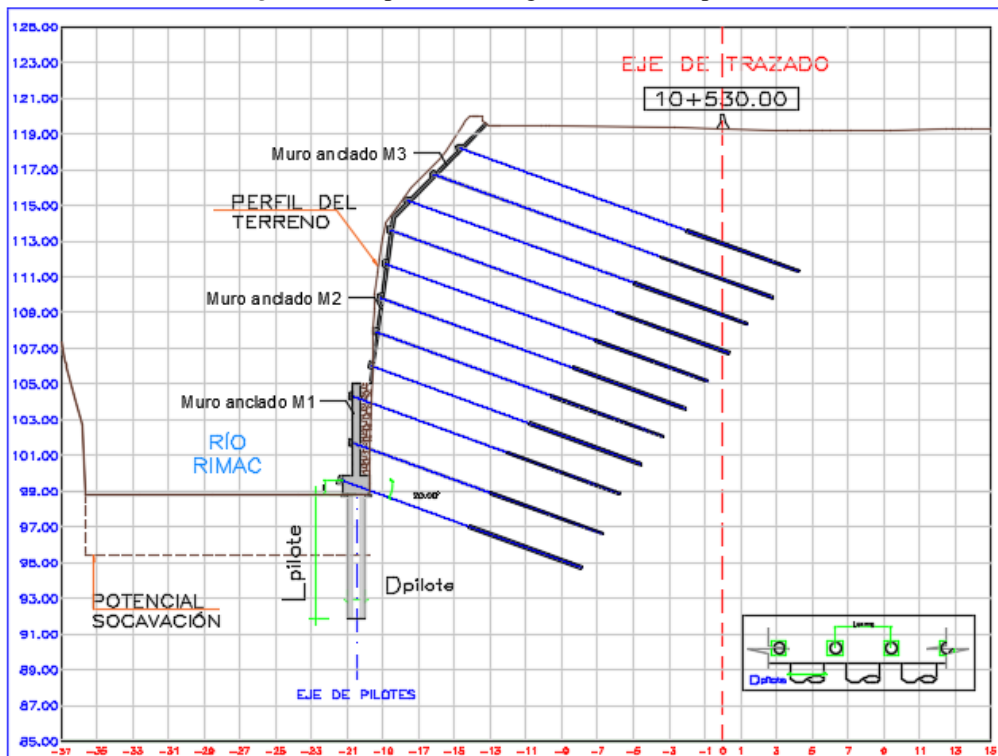


Fuente: Elaborado por el Autor.

4.2.3.2 Propuesta I

La propuesta I consiste en la implementación conjunta de una pantalla de pilotes proyectado en el pie del talud y muros anclados sobre el talud (ver Figura 99); para encontrar el dimensionamiento necesario de los muros y de los anclajes, a fin de que se garantice la estabilidad global del talud, según los factores de seguridad requeridos; se partió de las siguientes consideraciones: 15° de inclinación de los anclajes, 5.0 m de longitud de bulbo, 0.5 m de espesor del muro anclado M1 que se encuentra sobre la pantalla de pilotes y 0.15 m de espesor para los muros anclados superiores (M2 y M3).

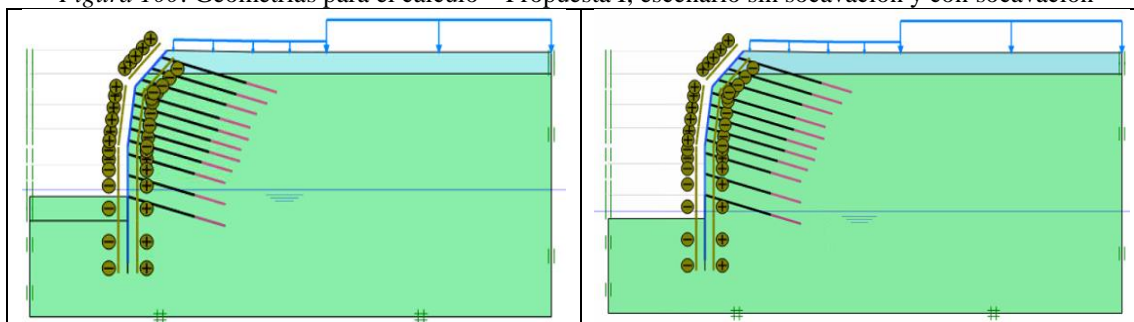
Figura 99: Representación gráfica de la Propuesta I



Fuente: Elaborado por el Autor.

La siguiente figura muestra la correspondiente geometría para el cálculo numérico en PLAXIS, la cual fue definida para los escenarios sin socavación y con socavación de 3.4 m, indicada anteriormente.

Figura 100: Geometrías para el cálculo – Propuesta I, escenario sin socavación y con socavación



Fuente: Programa PLAXIS.

Por otra parte, las propiedades de los elementos de reforzamiento se presentan en las siguientes tablas.

Tabla 22

Propiedades del tendón de anclaje

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	-
Módulo de elasticidad	E	195	kN/mm ²
Sección del torón 0.6"	A	140	mm ²
Número de torones	n	Por definir	-
Espaciamiento fuera de plano	L _{spacing}	Por definir	m

Nota: Elaboración propia.

Tabla 23

Propiedades del bulbo de anclaje para $L_b = 5m$

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Módulo de elasticidad	E	$2,5 \cdot 10^7$	(kPa)
Densidad	γ	24	kN/m ³
Tipo de pila	-	Predefinido: Circular	-
Diámetro	D	0.125 o 0.14	m
Espaciado de la pila	L _{spacing}	Por definir	m
Resistencia lateral: Lineal	T _{skin, start, max}	0	kN/m
	T _{skin, end, max}	789 o 884	kN/m
Resistencia en la base	F _{max}	0	kN
Factor de rigidez de la interface	-	0.3878	-

Nota: Elaboración propia.

Tabla 24

Propiedades de la pantalla de pilotes de 1.00 m de diámetro

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico; Isotrópico	-
Rigidez axial	EA	$1.985 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidez a flexión	EI	$1.240 \cdot 10^6$	kNm ² /m
Peso	w	2.356	kN/m/m
Razón de Poisson	ν	0.15	-

Nota: Elaboración propia.

Tabla 25

Propiedades del muro anclado M1 de 0.50 m de espesor

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico; Isotrópico	-
Rigidez axial	EA	$1.264 \cdot 10^7$	kN/m
Rigidez a flexión	EI	$2.632 \cdot 10^5$	kNm ² /m
Peso	W	1.50	kN/m/m
Razón de Poisson	ν	0.15	-

Nota: Elaboración propia.

Tabla 26

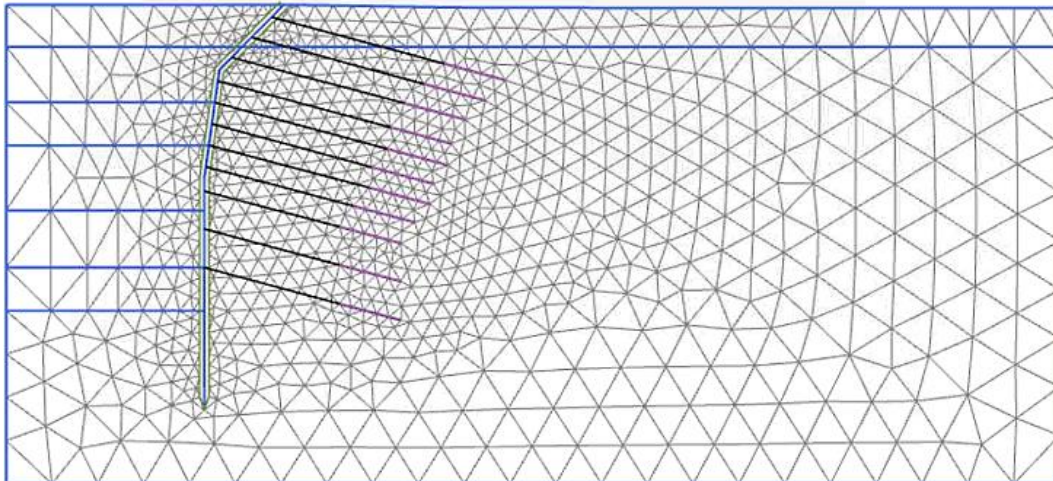
Propiedades del muro anclado M2 y M3 de 0.15 m de espesor

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico; Isotrópico	-
Rigidez axial	EA	$3.791 \cdot 10^6$	kN/m
Rigidez a flexión	EI	$7.107 \cdot 10^3$	kNm ² /m
Peso	W	0.45	kN/m/m
Razón de Poisson	ν	0.15	-

Nota: Elaboración propia.

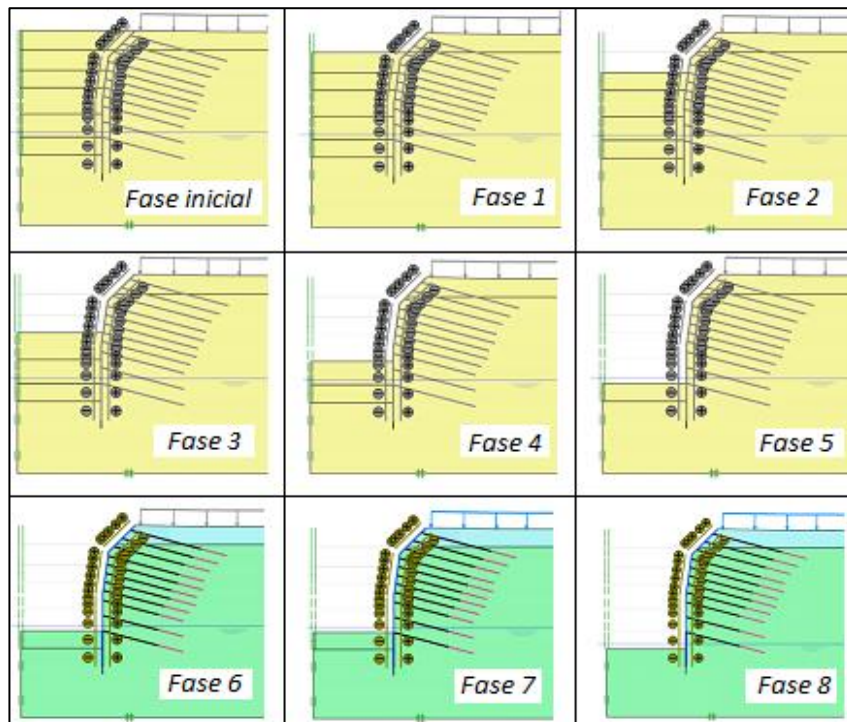
Se generaron los elementos finitos para el cálculo, globalmente se empleó una malla fina y se realizó un afinamiento en zonas donde se presentó la interacción suelo-estructura, la discretización de la geometría del modelo generó 1870 elementos triangulares de 15 nodos (ver Figura 101).

Figura 101: Discretización del modelo de la Propuesta I



Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 102: Fases de cálculo – Propuesta I



Fuente: Programa PLAXIS.

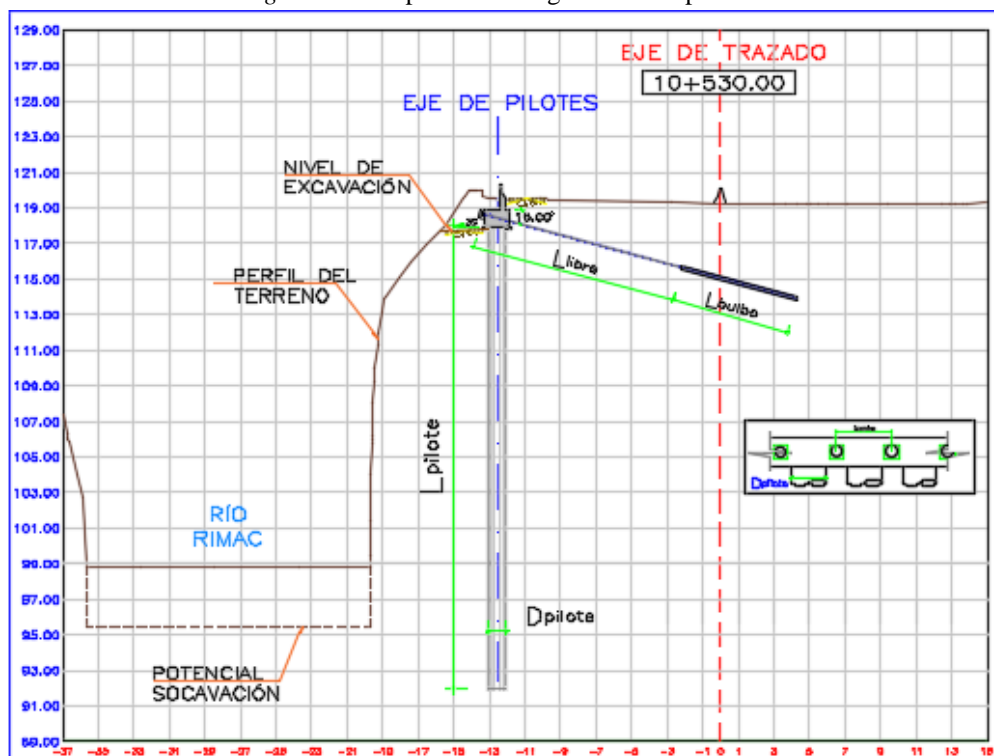
En la Figura 102 se presentan las fases de cálculo consideradas para esta propuesta, al respecto, se señala que dado que el talud se encuentra en riesgo de colapso ($FS < 1$), se utilizó un material auxiliar con parámetros más resistentes de forma que se impida el colapso al representar la condición actual del talud en el programa, una vez ello, el material auxiliar fue reemplazado por el material con los parámetros correspondientes a la zona en estudio, junto

con los elementos de reforzamiento propuestos. Las tensiones iniciales se han estimado a partir de un cálculo elástico aplicando la fuerza de la gravedad (Fase inicial), luego se fueron retirando las capas dispuestas hasta representar la geometría actual del talud (de la Fase 1 a la Fase 5), una vez ello, se activaron los elementos de reforzamiento y se realizó el cambio del material (Fase 6), la Fase 7 corresponde al escenario sin socavación, y la Fase 8, al escenario con socavación; para ambos escenarios se verificó el FS para el caso estático y pseudoestático.

4.2.3.3 Propuesta II

La propuesta II consiste en la implementación de una pantalla de pilotes con cabeza fija (provista de una fija de anclajes) proyectada desde la corona del talud, su representación gráfica se muestra a continuación.

Figura 103: Representación gráfica – Propuesta II

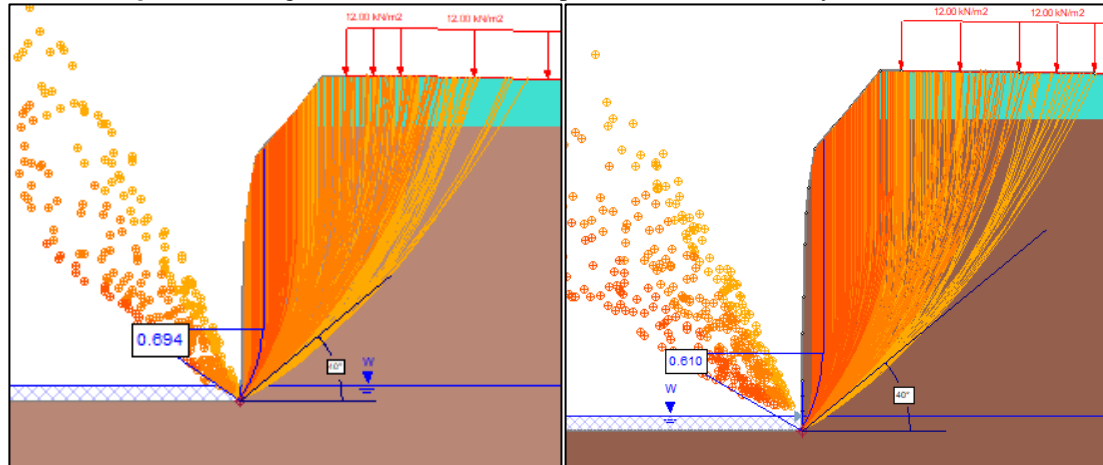


Fuente: Elaborado por el Autor.

Con la finalidad de determinar la geometría para el cálculo de esta propuesta, se determinó el material movilizado a partir del haz de superficies de falla de un análisis de equilibrio límite mediante el uso del programa Slide, con lo cual se definió la pendiente que conforma el material

estable en el talud tanto para la condición actual y la condición con socavamiento del lecho, y se generaron los polígonos que formarán parte del terreno de cimentación de las estructuras de reforzamiento a evaluar; a continuación se muestran los resultados.

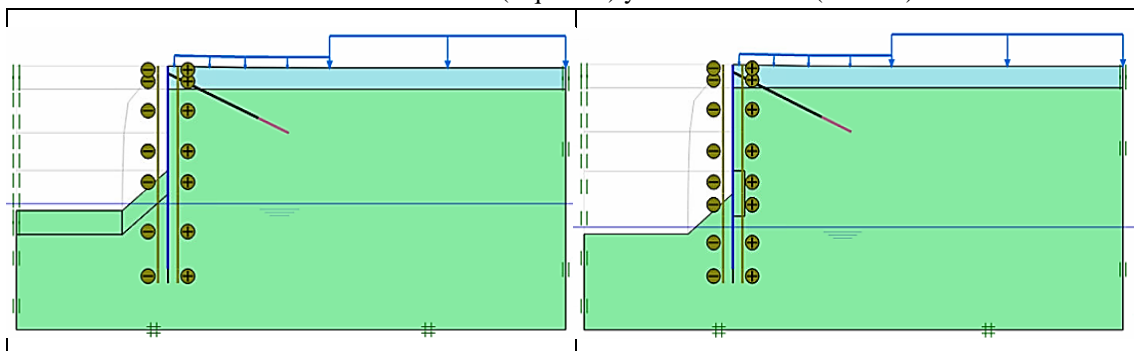
Figura 104: Prognosis de rotura del talud para la condición actual y con socavación



Fuente: Programa Slide.

La pendiente para ambos casos se aproxima a 40° respecto a la horizontal, el talud será estable para esta situación, y será el punto de partida para la generación de la geometría que conforma el terreno de cimentación para el estudio de las estructuras de reforzamiento del talud. Las geometrías para el cálculo se configuraron tomando en cuenta la pendiente que conforma el material estable en el talud excluyendo al material movilizado, tal como se muestra en la siguiente figura.

Figura 105: Geometrías para el cálculo – Propuesta I
Escenario sin socavación (izquierda) y con socavación (derecha).



Fuente: Programa PLAXIS.

Las propiedades de los elementos de reforzamiento se presentan en las siguientes tablas:

Tabla 27
Propiedades del tendón de anclaje

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	-
Módulo de elasticidad	E	195	kN/mm ²
Sección del torón 0.6"	A	140	mm ²
Número de torones	n	<i>Por definir</i>	-
Espaciamiento fuera de plano	L _{spacing}	<i>Por definir</i>	m

Nota: Elaboración propia.

Tabla 28
Propiedades de la pantalla de pilotes de 1.00 m de diámetro espaciadas a 1.50m

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico; Isotrópico	-
Rigidez axial	EA	1.527 10 ⁷	kN/m
Rigidez a flexión	EI	9.542 10 ⁵	kNm ² /m
Peso	W	1.812	kN/m/m
Razón de Poisson	ν	0.15	-

Nota: Elaboración propia.

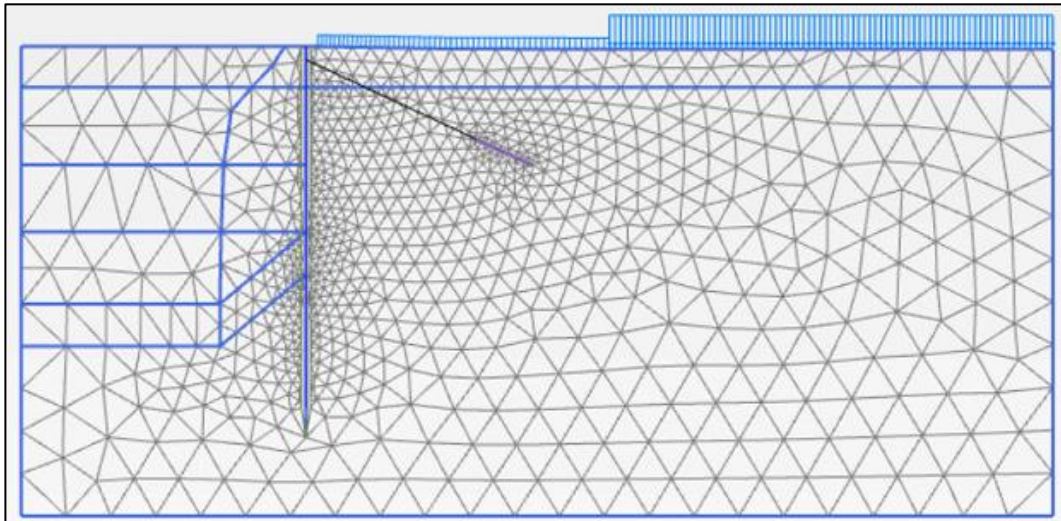
Tabla 29
Propiedades del bulbo de anclaje para $L_b = 5m$

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Módulo de elasticidad	E	2,5 10 ⁷	(kPa)
Densidad	γ	24	kN/m ³
Tipo de pila	-	Predefinido: Circular	-
Diámetro	D	0.125	m
Espaciado de la pila	L _{spacing}	<i>Por definir</i>	m
Resistencia lateral: Lineal	T _{skin, start, max}	0	kN/m
	T _{skin, end, max}	789	kN/m
Resistencia en la base	F _{max}	0	kN
Factor de rigidez de la interface	-	0.3878	-

Nota: Elaboración propia.

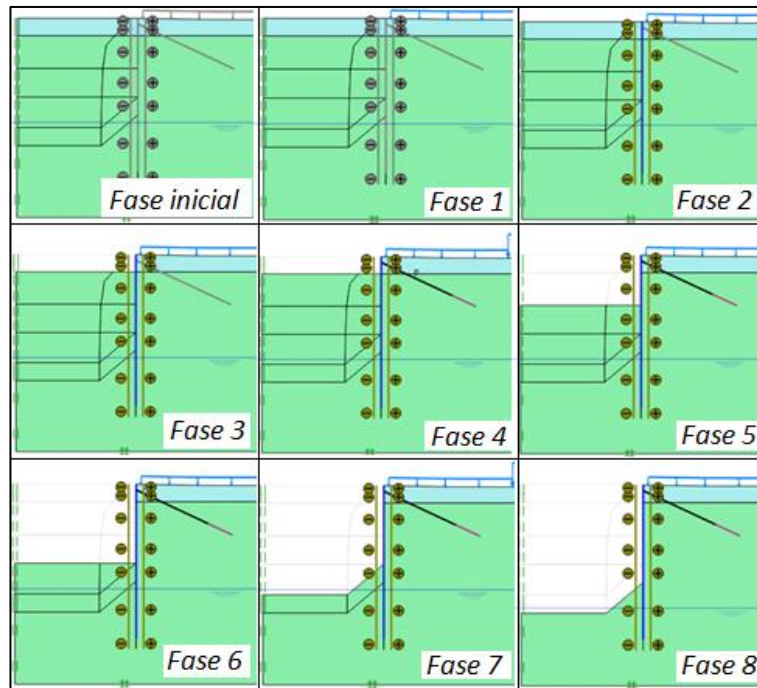
Por otra parte, se generaron los elementos finitos para el cálculo, globalmente se empleó una malla fina y se realizó un afinamiento en zonas donde se presentó la interacción suelo-estructura, la discretización de la geometría del modelo generó 1904 elementos triangulares de 15 nodos (ver Figura 106).

Figura 106: Discretización del modelo de la Propuesta II



Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 107: Fases de cálculo – Propuesta I



Fuente: Programa PLAXIS.

En la Figura 107 se muestran las fases de cálculo consideradas en esta propuesta; al respecto, es preciso señalar que las fases de cálculo para este modelo se establecieron teniendo en cuenta que el programa PLAXIS no puede realizar los cálculos cuando un talud se encuentra con inestabilidad ($FS < 1$). Al igual que el modelo anterior, las tensiones iniciales se han estimado a partir de un cálculo elástico aplicando la fuerza de la gravedad (Fase inicial); luego, se aplicó las sobrecargas del tráfico vehicular y de las viviendas (Fase 1), en la Fase 2 se colocó

la pantalla de pilotes, en la Fase 3 se retiró la primera capa de suelo, en la Fase 4 se activó la fila de anclajes y desde la Fase 5 a la Fase 7 se fueron retirando las capas de suelo dispuestas, hasta llegar a la configuración que representa la geometría del talud; la Fase 7 corresponde al escenario sin socavación, y la Fase 8, al escenario con socavación; para ambos escenarios se verificaron el FS para el caso estático y pseudoestático.

4.2.4 Evaluación económica

Los Análisis de Precios Unitarios que se utilizaron para determinar los costos aproximados de los elementos de reforzamiento de los sistemas de estabilización propuestos se encuentran en el Anexo G, se utilizaron los precios unitarios dados por CYPE Ingenieros, S.A. (Generador de precios de la construcción).

4.3 Resultados de la investigación

4.3.1 Parámetros geotécnicos

El modelamiento del suelo se realizó mediante el modelo constitutivo denominado *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* implementado en el programa PLAXIS, respecto a los parámetros que requiere este modelo se tienen los siguientes comentarios:

La determinación de los parámetros de resistencia del suelo del área en estudio se realizó mediante correlaciones entre los parámetros índices, la fricción intrínseca y la dilatación del suelo, estos parámetros fueron obtenidos a partir de los registros de desplazamientos durante los ensayos de corte directo a gran escala recopilados utilizando los conceptos de dilatación de suelos, específicamente las relaciones establecidas por Wood (1990). Los resultados que se muestran en las Figuras 91 y 92 indican que existen relaciones entre los parámetros resistentes y la granulometría.

Los parámetros de rigidez, y los parámetros que permiten simular el comportamiento dinámico del suelo fueron tomados de Madrid (2019), el cual realizó ajustes en el programa

PLAXIS a partir de ensayos de placa, ensayos geofísicos y ensayos con presurómetros realizados en la grava de Lima para obtener estos parámetros.

Los parámetros adoptados para el modelamiento geotécnico se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 30

Parámetros geotécnicos para el modelamiento según HS Small

Parámetros	Descripción	Valores	Unidades
γ_{dry}	Peso específico seco	21.5	kN/m ³
γ_{wet}	Peso específico saturado	21.5	kN/m ³
C'	Cohesión	20	kPa
ϕ'	Ángulo de fricción	44.4	°
ψ	Ángulo de dilatancia	11.9	°
E_{50}^{ref}	Rigidez secante	80 000	kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente del ensayo edométrico en p^{ref}	80 000	kPa
E_{ur}^{ref}	Rigidez de referencia en carga / descarga	240 000	kPa
m	Relación de dependencia del esfuerzo en el comportamiento de la rigidez	0.8	-
G_0^{ref}	Módulo de corte en pequeñas deformaciones	725000	MPa
$\gamma_{0.7}$	Deformación de corte cuando G_S se reduce al 70%	0.0001	-

Nota: Elaboración propia. El modelo *HS Small* requiere otros parámetros que no fueron incluidos en esta tabla, cuyos valores fueron tomados de las recomendaciones dadas por el programa PLAXIS.

4.3.2 Resultados del análisis de equilibrio límite

Los análisis de equilibrio límite del talud sin reforzamiento se realizaron mediante el programa *Slide* utilizando los métodos de *Spencer* y *Morgenstern and Price*, los resultados que se muestran en las Tablas 16 y 17 indican claramente que el talud se encuentra en riesgo de fallo, además, se advierte que cada vez que la socavación vaya avanzando al pie del talud o en el lecho del río, el talud irá colapsando ya sea por dejar el suelo sin soporte o por la profundización del acantilado; esto pone en evidencia que el efecto de la socavación

compromete en gran medida a la vía Panamericana Norte, en ese sentido, se justifica la necesidad de implementar medidas de reforzamiento al talud.

4.3.3 Resultados de la evaluación numérica

Los resultados de los análisis numéricos del talud con reforzamiento se muestran a continuación:

4.3.3.1 Propuesta I

La evaluación numérica de la propuesta I se realizó con la finalidad de obtener el dimensionamiento necesario de los elementos de reforzamiento para garantizar la estabilidad global del talud en los escenarios: sin socavación y con socavación, según los factores de seguridad requeridos al evaluar los casos: estáticos y pseudoestáticos, los resultados obtenidos de esta evaluación se muestran en las siguientes tablas; estos resultados se determinaron luego de realizar configuraciones iterativas de prueba y error en el programa PLAXIS al cambiar el diámetro, separación y longitud de pilotes que conforman la pantalla, así como también, la longitud, número de cables, y separación horizontal y vertical de los anclajes.

Tabla 31
Dimensiones de la pantalla de pilotes

Diámetro de pilote (m)	Separación entre pilotes (m)	Longitud del pilote (m)
1.00	0.00 (pilotes tangentes)	9.40

Nota: Elaboración propia.

Tabla 32
Dimensiones de los muros

Denominación del muro	Altura de muros (m)
M1	7.20
M2	8.60
M3	6.10

Nota: Elaboración propia.

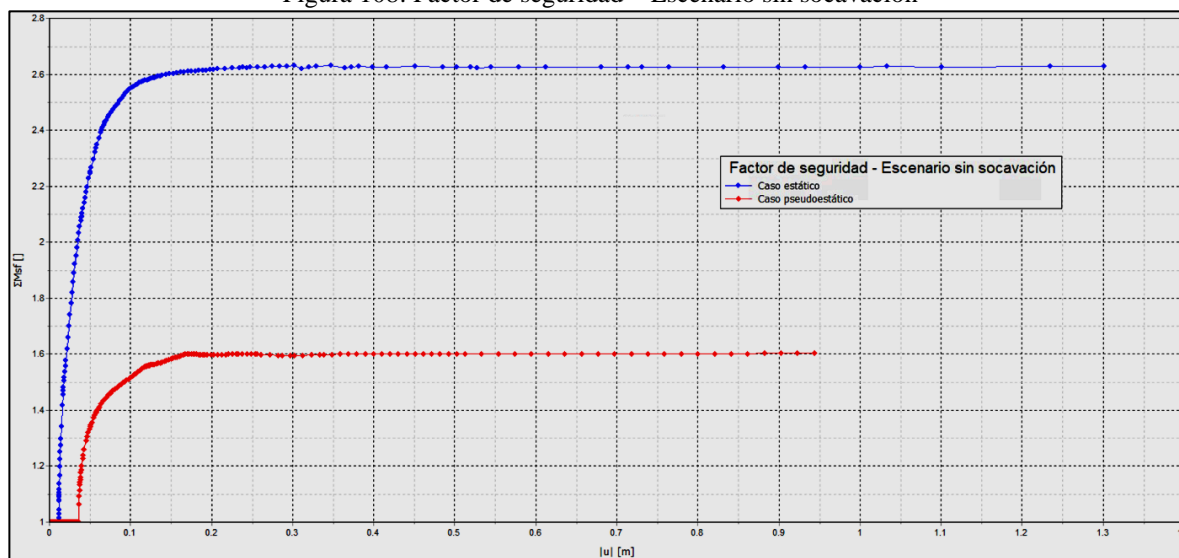
Tabla 33
Dimensiones de los anclajes

Nivel de anclaje	Cota de anclaje (m.s.n.m.)	Inclinación (°)	Separación horizontal (m)	Longitud del tramo libre (m)	Nº de cables	Diámetro del bulbo (m)
1	118.50	15	1.8	14.0	7	0.125
2	116.90	15	1.8	14.0	7	0.125
3	115.40	15	1.5	14.0	6	0.125
4	113.50	15	1.8	14.0	7	0.125
5	111.80	15	1.8	14.0	7	0.125
6	110.10	15	1.8	13.0	7	0.125
7	108.50	15	1.2	13.0	9	0.140
8	106.80	15	1.2	12.0	9	0.140
9	104.90	15	1.2	11.0	9	0.140
10	101.90	15	1.5	11.0	9	0.140
11	98.85	15	1.2	11.0	8	0.140

Nota: Elaboración propia.

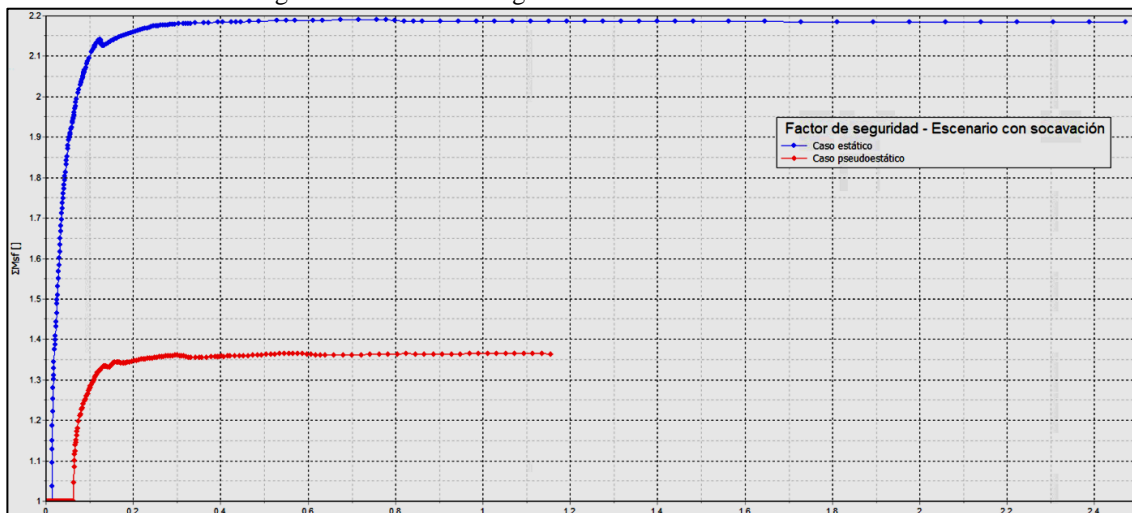
A continuación se presentan los factores de seguridad que se obtuvieron del cálculo de estabilidad en PLAXIS, cabe indicar que el dimensionamiento se realizó tratando en lo posible de optimizar los elementos de reforzamiento en base al factor de seguridad requerido con la finalidad de obtener una estructura económica.

Figura 108: Factor de seguridad – Escenario sin socavación



Fuente: Programa PLAXIS.

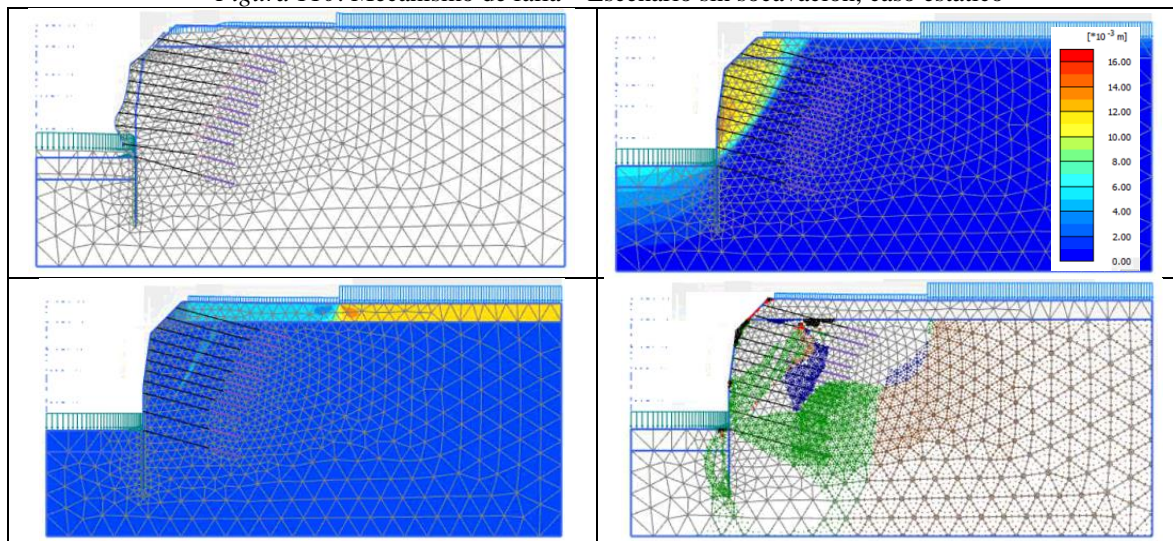
Figura 109: Factor de seguridad – Escenario con socavación



Fuente: Programa PLAXIS.

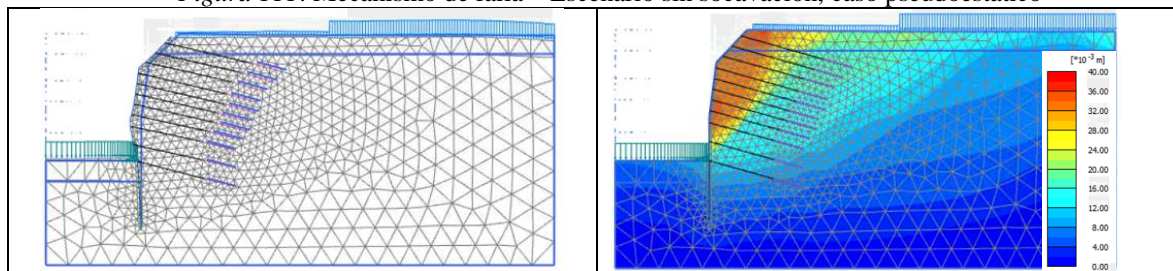
Las siguientes figuras muestran la deformación de la malla, las deformaciones producidas en el talud, la superficie de rotura y los puntos de tensión que están en un estado plástico para los diferentes escenarios y casos planteados.

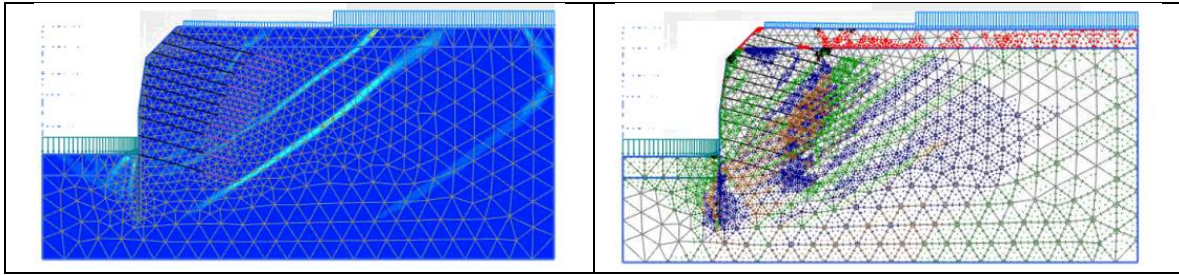
Figura 110: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso estático



Fuente: Programa PLAXIS.

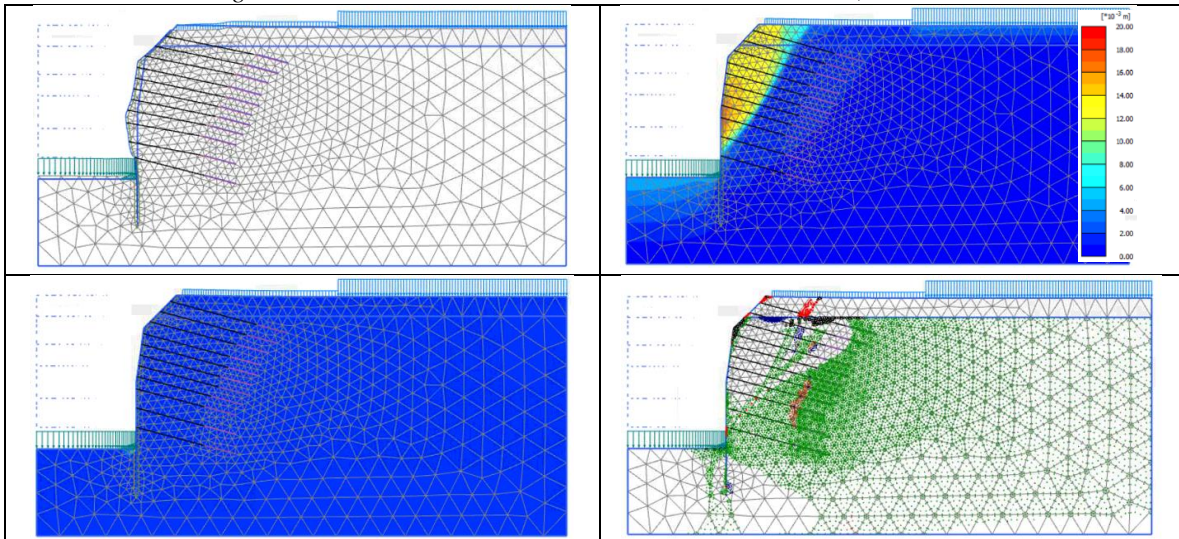
Figura 111: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso pseudoestático





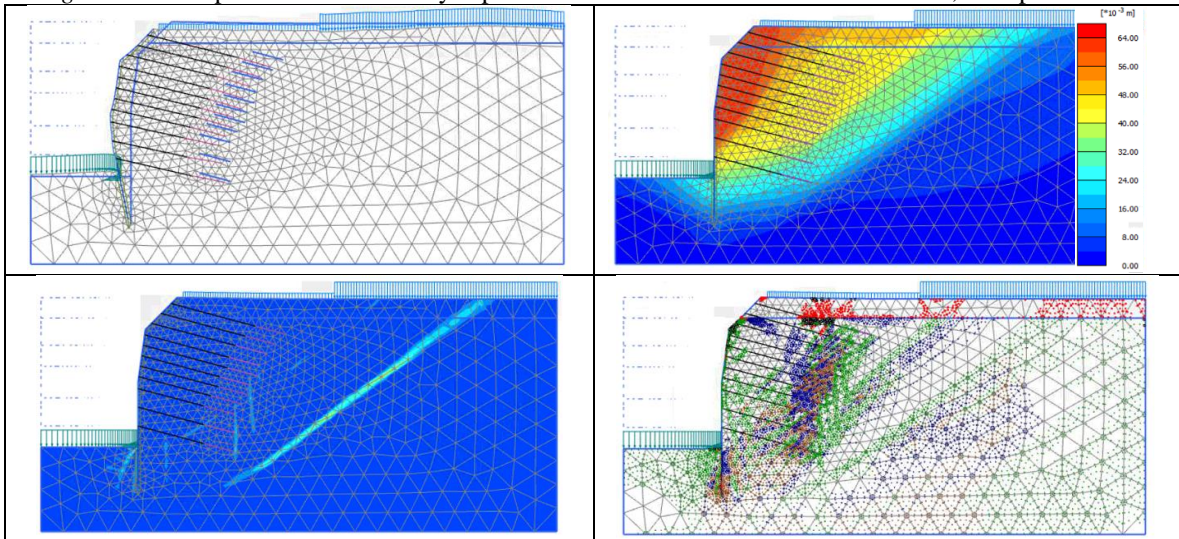
Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 112: Mecanismo de falla – Escenario con socavación, caso estático



Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 113: Desplazamientos totales y superficie de falla – Escenario con socavación, caso pseudoestático



Fuente: Programa PLAXIS.

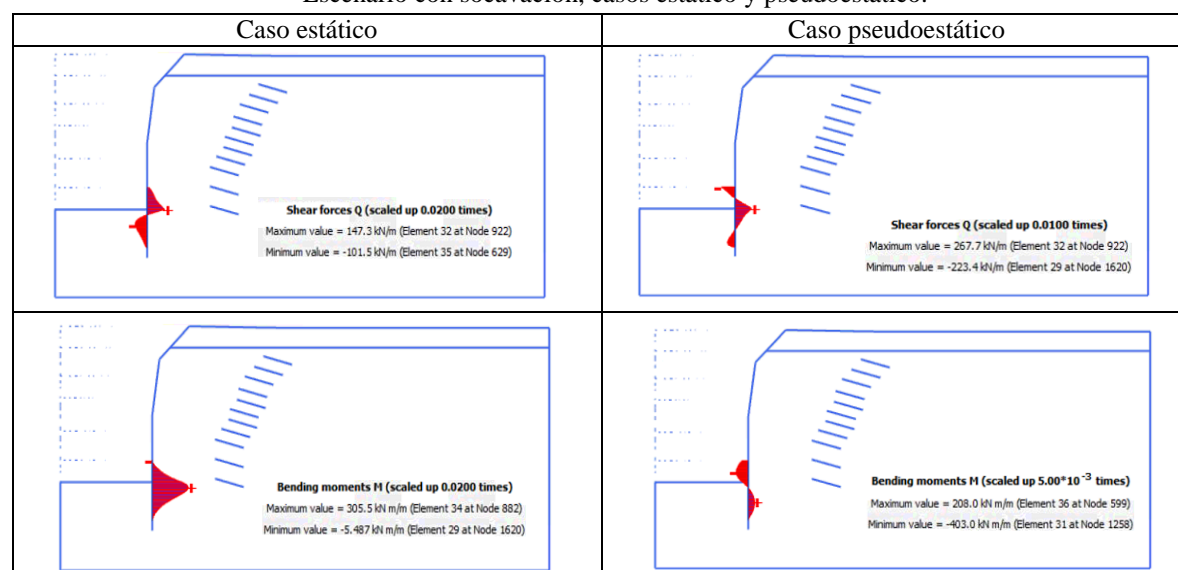
En la siguiente tabla se presentan los esfuerzos sobre los elementos de reforzamiento considerados para este sistema de estabilización; además, las Figuras 114, 115, 116 y 117 muestran los diagramas de esfuerzo cortante y momento flector correspondiente al escenario con socavación.

Tabla 34
Esfuerzos en las estructura de concreto

Estructuras	Casos	Escenarios			
		Sin socavación		Con socavación	
		Esfuerzo cortante máximo (kN/m)	Momento flector máximo (kNm/m)	Esfuerzo cortante máximo (kN/m)	Momento flector máximo (kNm/m)
Pantalla de pilotes	Estático	122.5	226.1	147.3	305.5
	Pseudoestático	156.4	346.7	267.70	-403.00
Muro anclado – M1	Estático	138.2	175.4	59.72	-65.29
	Pseudoestático	227.8	259.5	-157.20	-242.1
Muro anclado – M2	Estático	-39.96	24.12	-49.19	23.22
	Pseudoestático	-96.79	53.89	-92.57	42.06
Muro anclado – M3	Estático	-10.59	9.834	-12.52	11,48
	Pseudoestático	-27.30	20.85	-26.83	21.62

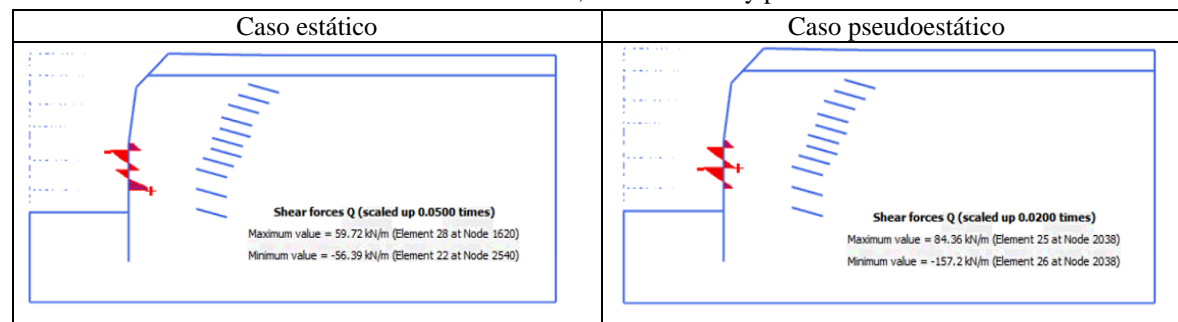
Nota: Elaboración propia.

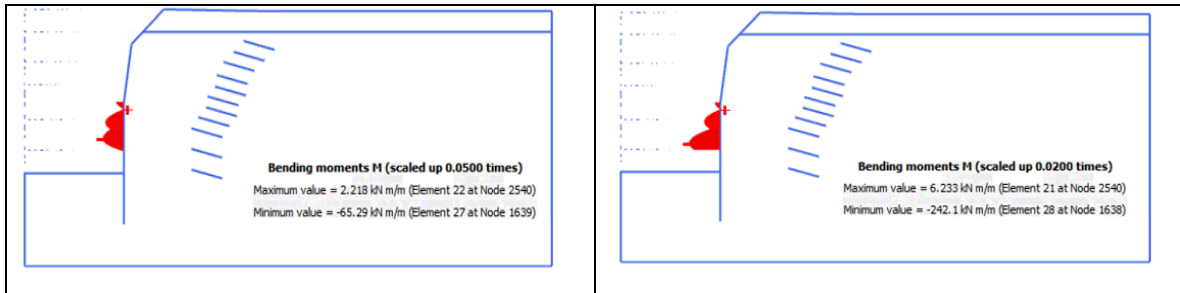
Figura 114: Diagramas de fuerza cortante y momento flector de la pantalla de pilotes
Escenario con socavación, casos estático y pseudoestático.



Fuente: Programa PLAXIS.

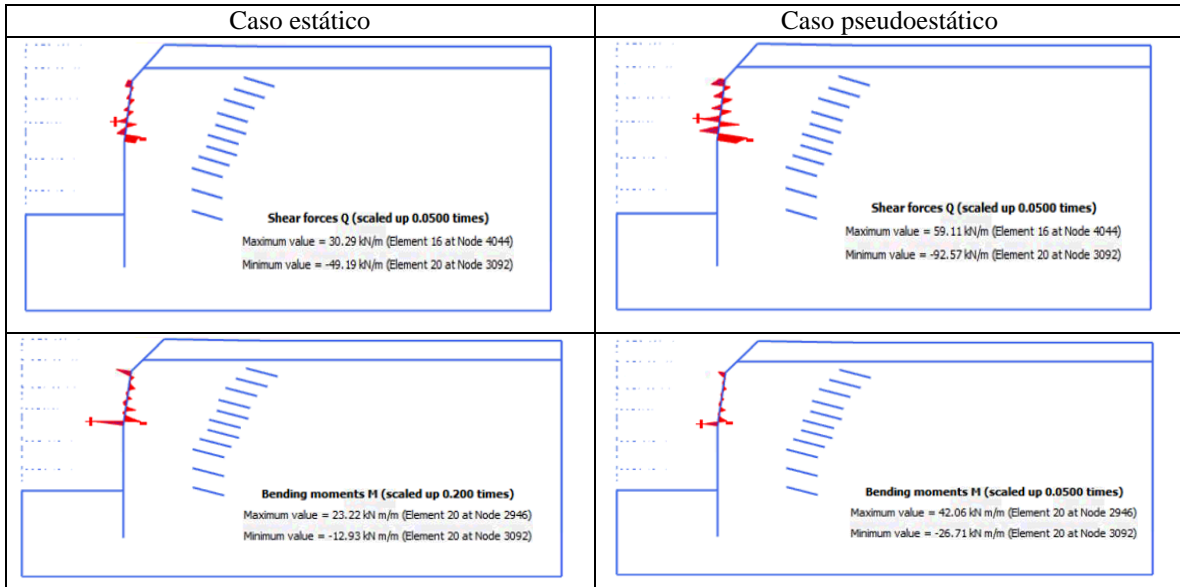
Figura 115: Diagramas de fuerza cortante y momento flector del muro M1
Escenario con socavación, casos estático y pseudoestático.





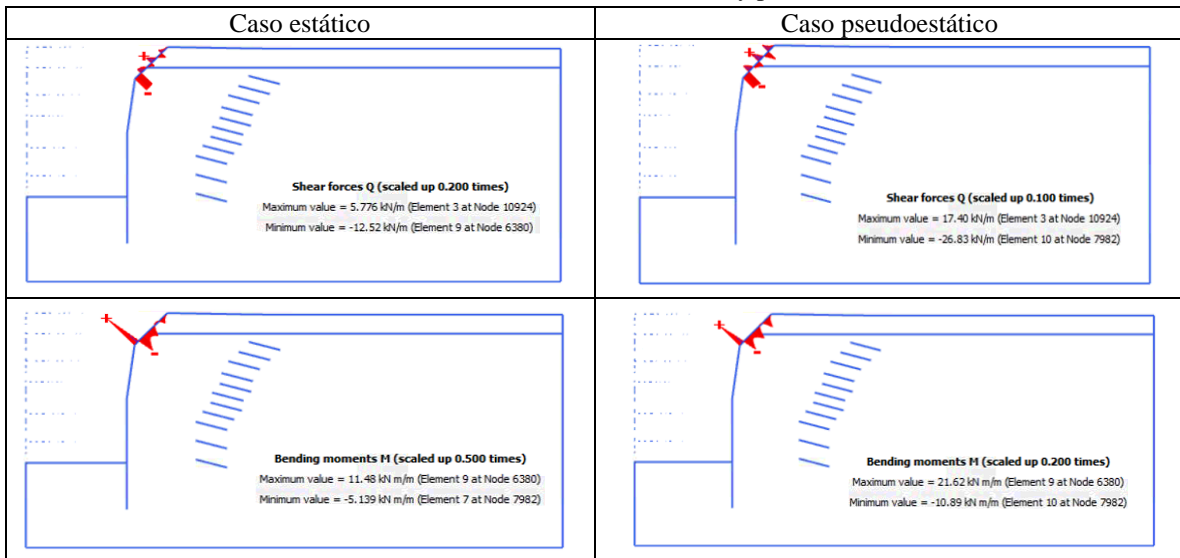
Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 116: Diagramas de fuerza cortante y momento flector del muro M2
 Escenario con socavación, caso pseudoestático.



Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 117: Diagramas de fuerza cortante y momento flector del muro M3
 Escenario con socavación, casos estático y pseudoestático.



Fuente: Programa PLAXIS.

En la siguiente tabla se muestran las cargas en los anclajes y luego las correspondientes verificaciones de estabilidad local.

Tabla 35
Cargas en los anclajes

Cargas en los anclajes (kN)					
Nivel de anclaje	Sin socavación		Con socavación		Cargas máximas (kN)
	Estático	Pseudoestático	Estático	Pseudoestático	
1	13,20	62,35	16,47	64,92	64,92
2	14,25	58,39	18,46	57,07	58,39
3	21,37	71,70	27,90	68,08	71,70
4	31,06	111,37	46,50	108,38	111,37
5	35,23	108,43	45,25	105,39	108,43
6	33,88	118,26	53,97	110,79	118,26
7	40,70	156,78	75,10	146,18	156,78
8	57,57	192,39	94,16	184,93	192,39
9	73,95	223,94	119,95	262,29	262,29
10	62,26	177,74	113,82	378,55	378,55
11	9,38	78,08	66,11	380,87	380,87

Nota: Elaboración propia.

Se realizó la comprobación de la tensión admisible del acero (área de sección de 140 mm²) y se encontró que las cargas en los tendones son menores a las cargas de trabajo del anclaje

($P_w = \frac{0.90 \times f_y \times A_s}{\eta}$), tal como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 36
Comprobación de la tensión admisible del acero

Nivel de anclaje	Cargas máximas P_D (kN)	Diámetro del bulbo (m)	Nº de cables	Cargas de trabajo P_w (kN)	Verificación $P_D \leq P_w$
1	64,92	0,125	7	841,68	Cumple
2	58,39	0,125	7	841,68	Cumple
3	71,70	0,125	6	721,44	Cumple
4	111,37	0,125	7	841,68	Cumple
5	108,43	0,125	7	841,68	Cumple
6	118,26	0,125	7	841,68	Cumple
7	156,78	0,14	9	1082,16	Cumple
8	192,39	0,14	9	1082,16	Cumple
9	262,29	0,14	9	1082,16	Cumple
10	378,55	0,14	9	1082,16	Cumple
11	380,87	0,14	8	961,92	Cumple

Nota: Elaboración propia, $\eta = 1.75$ para anclajes permanentes, y $f_y = 1670$ N/mm².

Además, se realizó la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento tal como lo indica la norma E.050 ($\tau_{\text{últ}}/\tau_w \geq 2$, donde $\tau_w = P_w/(\pi DL_b)$); y se verificó que la capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo – lechada es menor a la mitad de la capacidad de adherencia última ($\tau_{\text{últ}}$) de 1006 kN/m² para una longitud de bulbo de 5m, ver Tabla 37.

Tabla 37

Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento

Nivel de anclaje	Diámetro del bulbo- D (m)	Cargas de trabajo P_w (kN)	Capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo – lechada τ_w (kN/m ²)	Verificación $\tau_{\text{últ}}/\tau_w \geq 2$
1	0,125	841,68	428,66	Cumple
2	0,125	841,68	428,66	Cumple
3	0,125	721,44	367,43	Cumple
4	0,125	841,68	428,66	Cumple
5	0,125	841,68	428,66	Cumple
6	0,125	841,68	428,66	Cumple
7	0,140	1082,16	492,09	Cumple
8	0,140	1082,16	492,09	Cumple
9	0,140	1082,16	492,09	Cumple
10	0,140	1082,16	492,09	Cumple
11	0,140	961,92	437,41	Cumple

Nota: Elaboración Propia.

Finalmente, se realizó la comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo, tal como se indicó en la Ecuación 77, para una resistencia a la lechada de 21MP, empleado la siguiente expresión $\tau_{\text{lim}} = 6.9(\frac{f_{ck}}{22.5})^{2/3}$, se obtiene una adherencia límite entre el tirante y la lechada (τ_{lim}) de 6.59 MPa.

Tabla 38

Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo

Nivel de anclaje	Nº de cables	Mayoración de cargas actuantes - P_{Nd} (kN)	$\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})}$	Verificación $\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})} \leq \frac{\tau_{\text{lim}}}{1.2}$
1	7	97,37	0,18	Cumple
2	7	87,59	0,16	Cumple
3	6	107,54	0,21	Cumple
4	7	167,06	0,30	Cumple

5	7	162,64	0,29	Cumple
6	7	177,38	0,32	Cumple
7	9	235,17	0,37	Cumple
8	9	288,58	0,46	Cumple
9	9	393,44	0,63	Cumple
10	9	567,83	0,90	Cumple
11	8	571,31	0,96	Cumple

Nota: Elaboración Propia.

4.3.3.2 Propuesta II

La evaluación numérica de la propuesta II se realizó con la finalidad de obtener el dimensionamiento necesario de los elementos de reforzamiento para garantizar la estabilidad global del talud en los escenarios: sin socavación y con socavación, según los factores de seguridad requeridos al evaluar los casos: estáticos y pseudoestáticos, los resultados obtenidos de esta evaluación se muestran en las siguientes tablas; estos resultados se determinaron luego de realizar configuraciones iterativas de prueba y error en el programa PLAXIS al cambiar el diámetro y longitud de la pantalla de pilotes, así como también, la longitud, número de cables, y separación horizontal del anclaje.

Tabla 39

Dimensiones de la pantalla de pilotes

Diámetro de pilotes (m)	Separación (m)	Longitud (m)
1.00	1.50	28

Nota: Elaboración propia.

Tabla 40

Dimensiones del anclaje

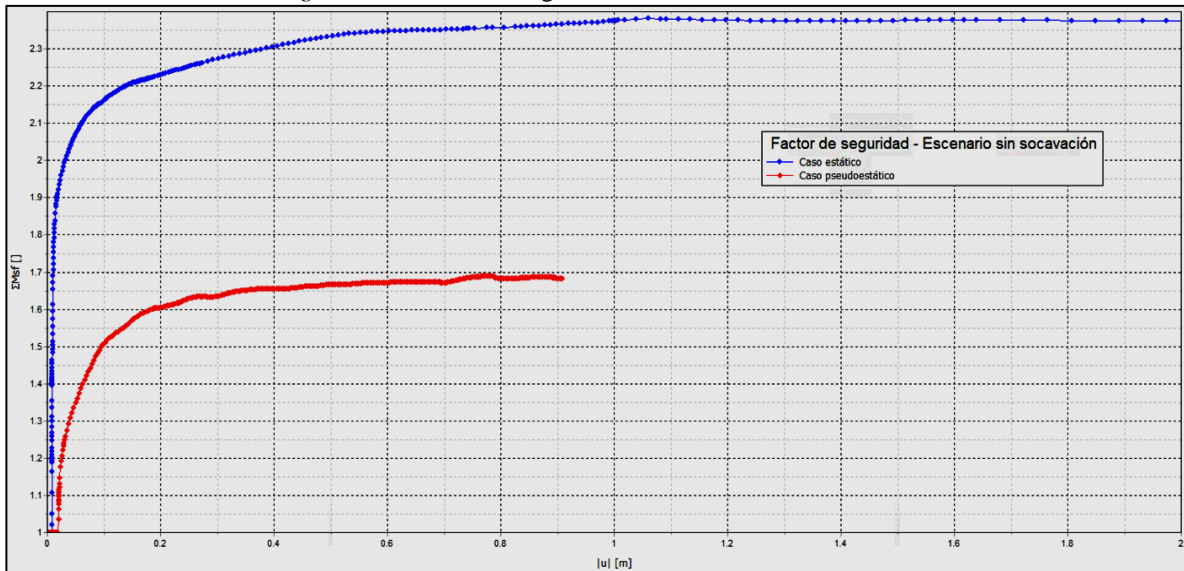
Nivel de anclaje	Cota de anclaje (m.s.n.m.)	Separación horizontal (m)	Longitud del tramo libre (m)	Inclinación (°)	N° de cables	Diámetro del bulbo (m)
1	118.4	1.50	15	25°	7	0.125

Nota: Elaboración propia.

A continuación se presentan los factores de seguridad que se obtuvieron del cálculo de estabilidad en PLAXIS, cabe indicar que el dimensionamiento se realizó tratando en lo posible

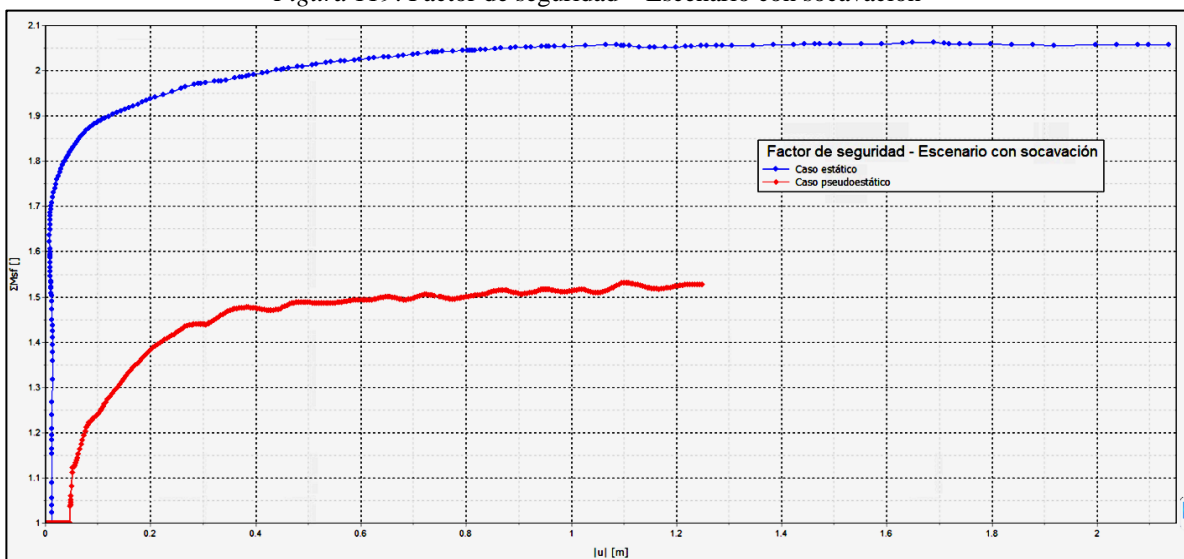
de optimizar los elementos de reforzamiento según el factor de seguridad requerido con la finalidad de obtener una estructura económica.

Figura 118: Factor de seguridad – Escenario sin socavación



Fuente: Programa PLAXIS.

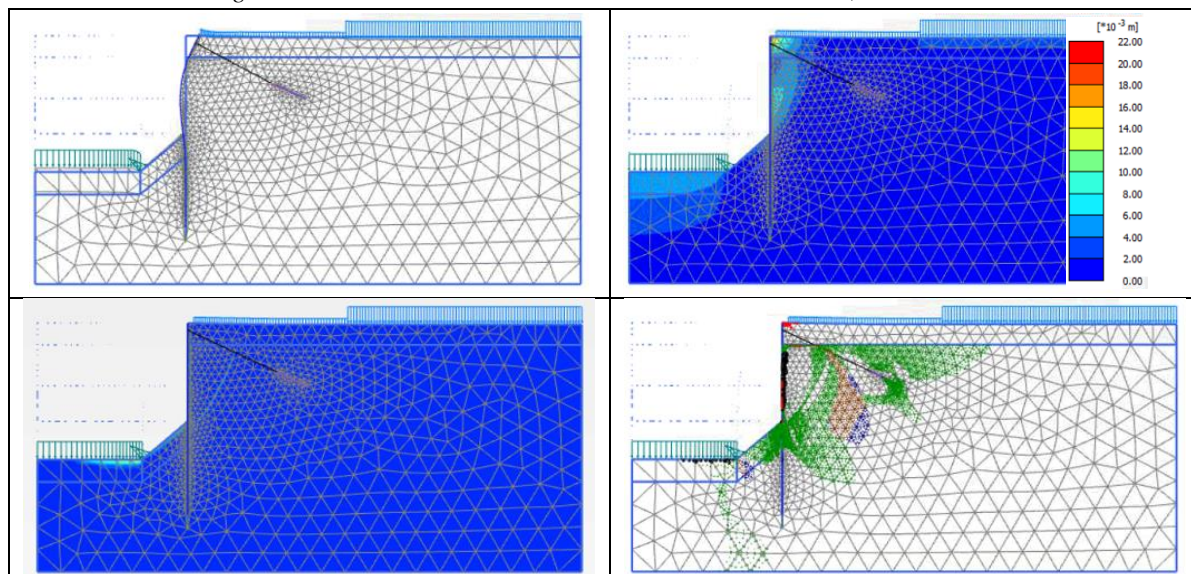
Figura 119: Factor de seguridad – Escenario con socavación



Fuente: Programa PLAXIS.

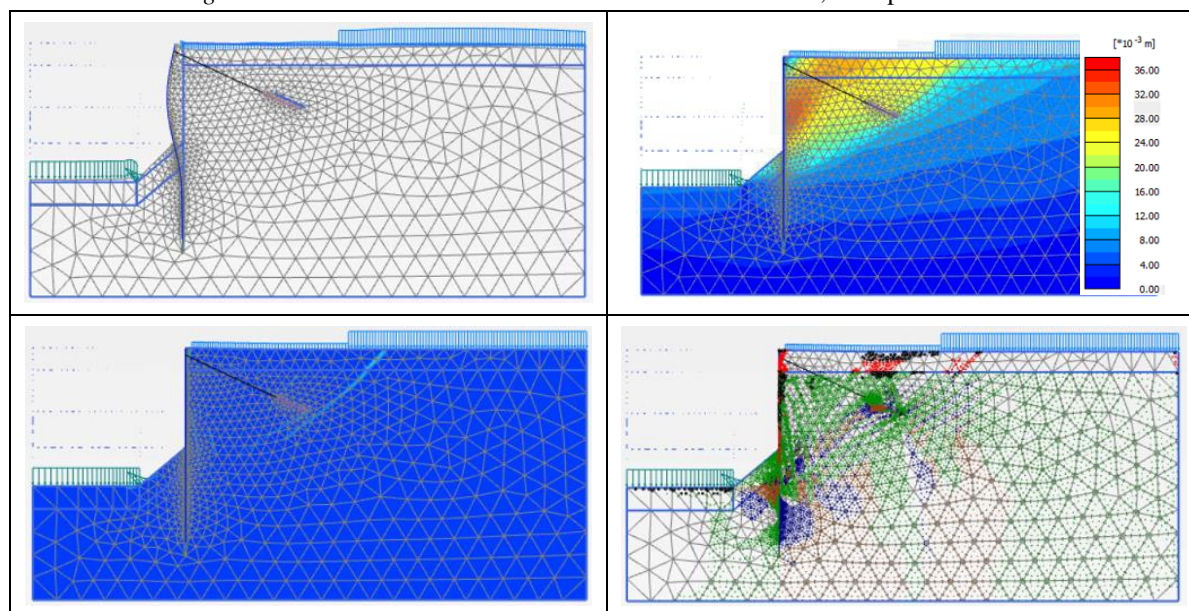
Las siguientes figuras muestran la deformación de la malla, las deformaciones producidas en el talud, la superficie de rotura y los puntos de tensión que están en un estado plástico para los diferentes escenarios y casos planteados.

Figura 120: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso estático



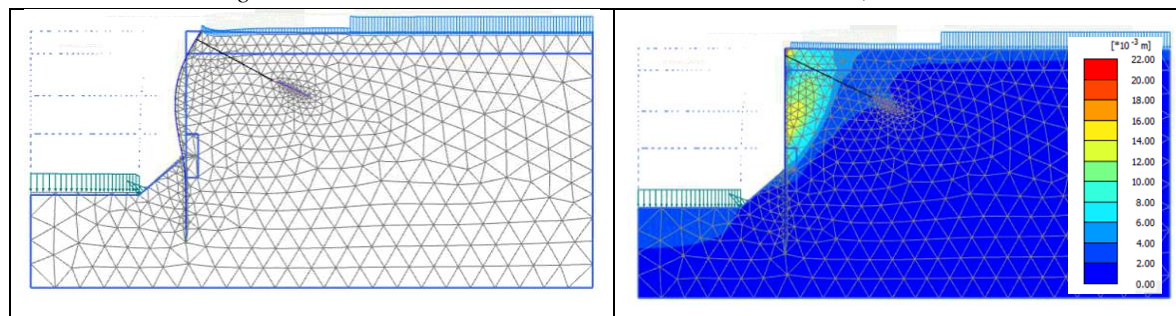
Fuente: Programa PLAXIS.

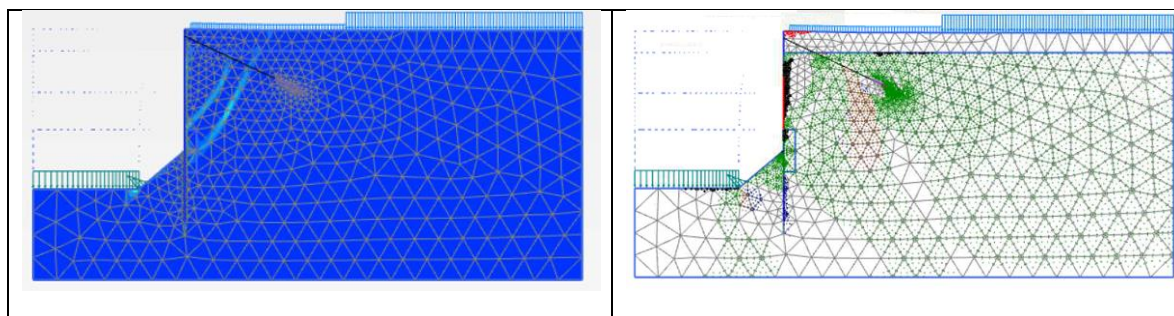
Figura 121: Mecanismo de falla – Escenario sin socavación, caso pseudoestático



Fuente: Programa PLAXIS.

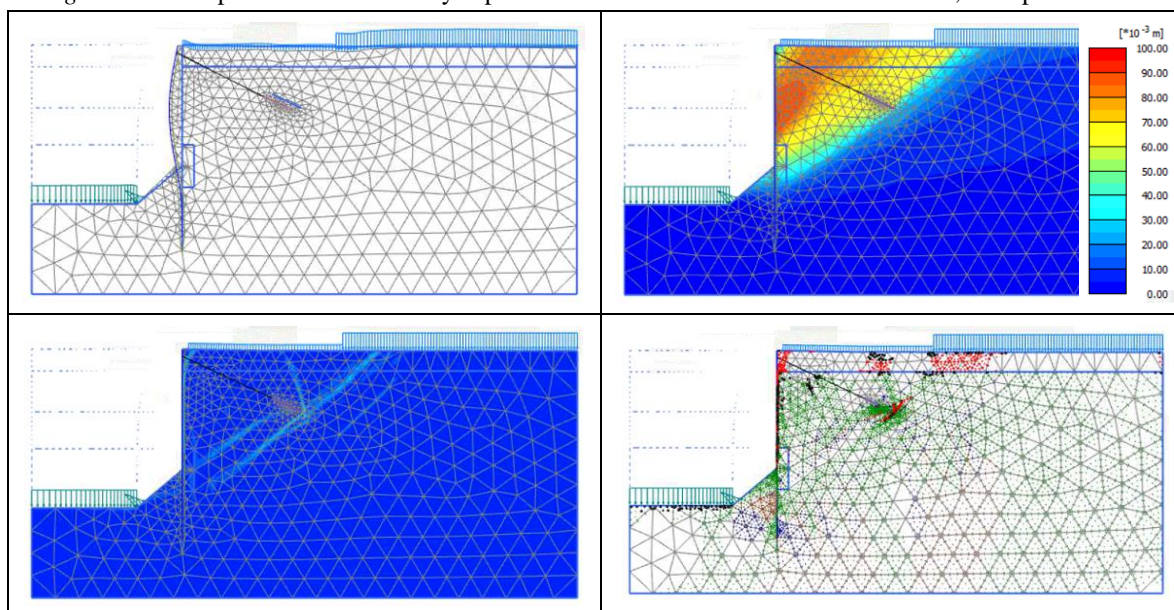
Figura 122: Mecanismo de falla – Escenario con socavación, caso estático





Fuente: Programa PLAXIS.

Figura 123: Desplazamientos totales y superficie de falla – Escenario con socavación, caso pseudoestático



Fuente: Programa PLAXIS.

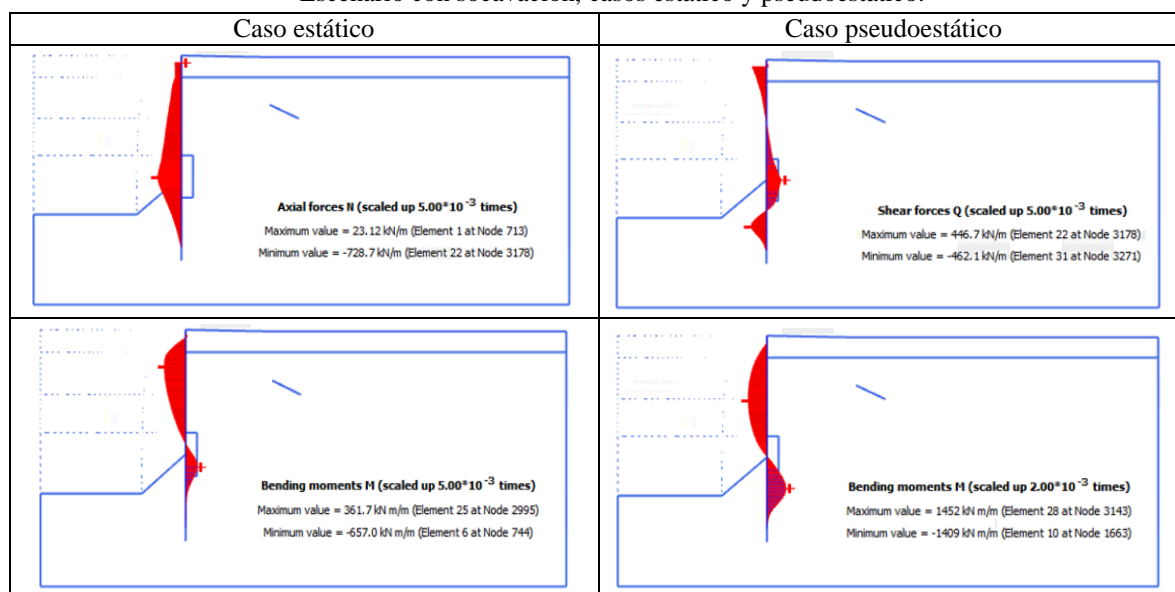
En la siguiente tabla se presentan los esfuerzos sobre la pantalla de pilotes propuesto; además, la Figura 124 muestra los diagramas de esfuerzo cortante y momento flector correspondiente al escenario con socavación.

Tabla 41
Esfuerzos en la pantalla de pilotes

Caso	Escenarios			
	Sin socavación		Con socavación	
	Esfuerzo cortante máximo (kN/m)	Momento flector máximo (kN m/m)	Esfuerzo cortante máximo (kN/m)	Momento flector máximo (kN m/m)
Estático	-368.9	-652.4	-190,90	-657
Pseudoestático	-379.1	-862.2	-462.1	1452

Nota: Elaboración propia.

Figura 124: Diagrama de fuerza cortante y momento flector de la pantalla de pilotes
Escenario con socavación, casos estático y pseudoestático.



Fuente: Programa PLAXIS.

En la siguiente tabla se muestran las cargas en los anclajes y luego las correspondientes verificaciones de estabilidad local.

Tabla 42
Cargas en los anclajes

Cargas en los anclajes (kN)					
Nivel de anclaje	Sin socavación		Con socavación		Cargas máximas (kN)
	Estático	Pseudoestático	Estático	Pseudoestático	
1	772,88	786,45	759,50	807,63	807,63

Nota: Elaboración propia.

Se realizó la comprobación de la tensión admisible del acero (área de sección de 140 mm²) y se encontró que las cargas en los tendones son menores a las cargas de trabajo del anclaje

($P_w = \frac{0.90 \times f_y \times A_s}{\eta}$, donde $\eta = 1.75$ anclajes permanentes, y $f_y = 1670$ N/mm².), tal como se

muestra en la siguiente tabla:

Tabla 43
Comprobación de la tensión admisible del acero

Nivel de anclaje	Cargas máximas P_D (kN)	Diámetro del bulbo (m)	Nº de cables	Cargas de trabajo P_w (kN)	Verificación $P_D \leq P_w$
1	807,63	0,125	7	841,68	Cumple

Nota: Elaboración propia.

Además, se realizó la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento tal como lo indica la norma E.050 ($\tau_{\text{últ}}/\tau_w \geq 2$, donde $\tau_w = P_w/(\pi DL_b)$); y se verificó que la capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo – lechada es menor a la mitad de la capacidad de adherencia última ($\tau_{\text{últ}}$) de 1006 kN/m² para una longitud de bulbo de 5m, ver Tabla 44.

Tabla 44

Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento

Nivel de anclaje	Diámetro del bulbo - D (m)	Cargas de trabajo P_w (kN)	Capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo – lechada τ_w (kN/m ²)	Verificación $\tau_{\text{últ}}/\tau_w \geq 2$
1	0,125	841,68	428,66	Cumple

Nota: Elaboración Propia.

Finalmente, se realizó la comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo, tal como se indicó en la Ecuación 77, para una resistencia a la lechada de 21MP, empleado la siguiente expresión $\tau_{\text{lím}} = 6.9(\frac{f_{ck}}{22.5})^{2/3}$, se obtiene una adherencia límite entre el tirante y la lechada ($\tau_{\text{lím}}$) de 6.59 MPa.

Tabla 45

Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo

Nivel de anclaje	Nº de cables	Mayoración de cargas actuantes - P_{Nd} (kN)	$\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})}$	Verificación $\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})} \leq \frac{\tau_{\text{lím}}}{1.2}$
1	7	1211,45	2,18	Cumple

Nota: Elaboración Propia.

4.3.4 Resultados de la evaluación económica

En esta sección se presentan las cantidades de obra de cada propuesta que fueron determinadas a partir del dimensionamiento (pre diseño) de los elementos de refuerzo que componen los sistemas de contención; además, se presentan los presupuestos aproximados de cada propuesta a fin de que sirva como criterio para la selección del sistema de estabilización que represente la mejor alternativa de protección del talud. En primer lugar, se establecieron las partidas para cada sistema de contención propuesto; luego, se calcularon la cantidad de obra

a utilizar para la estabilización del talud comprendido entre km 10+480 al km 10+550, las siguientes tablas muestran los resultados obtenidos.

Tabla 46
Cantidad de obras de la propuesta I

Partida	Denominación	Cant.	Largo	Ancho	Altura	Subtotal	Total	Unidad
1.0	Pantalla de Pilotes							
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.	1	-	-	-	1	1	ud.
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.	70	9,4	-	-	658	658	m
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.	70	-	-	-	70	70	ud.
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.		70	1	1	70	70	m ³
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.	1	70	1		70	70	m ²
2.0	Muro Anclado t=0,50 m	1	70	0,5	6,05	211,75	211,75	m ³
3.0	Muro Anclado t=0,15 m						1103,2	m ²
	Shotcrete muro intermedio	1	70	-	7,18	502,6		
	Shotcrete muro superior	1	70	-	8,58	600,6		
4.0	ANCLAJES							
4.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.	1	-	-	-	1	1	ud.
4.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 6 cables de D=0,6"						874	m
	Nivel 3	46	19	-	-	874		
4.03	Anclaje permanente de muro pantalla - 7 cables de D=0,6"						702	m
	Nivel 1	39	19	-	-	741		
	Nivel 2	39	19	-	-	741		
	Nivel 4	39	19	-	-	741		
	Nivel 5	39	19	-	-	741		
	Nivel 6	39	18	-	-	702		
4.04	Anclaje permanente de muro pantalla - 8 cables de D=0,6"						944	m
	Nivel 11	59	16	-	-	944		
4.05	Anclaje permanente de muro pantalla - 9 cables de D=0,6"						3745	m
	Nivel 7	59	18	-	-	1062		
	Nivel 8	59	17	-	-	1003		
	Nivel 9	59	16	-	-	944		
	Nivel 10	46	16	-	-	736		
4.06	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.	523	-	-	-	523	523	ud.
4.07	Tensado de anclajes permanentes.	523	0,125	-	-	66	66	ud.

Nota: Elaboración propia.

Tabla 47

Cantidad de obras de la propuesta II

Partida	Denominación	Cant.	Largo	Ancho	Altura	Subtotal	Total	Unid.
1.0	Pantalla de Pilotes							
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.	1	-	-	-	1	1	ud.
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.	47	28	-	-	1316	1316	m
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.	47	-	-	-	47	47	ud.
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.		70	1,5	1	105	105	m ³
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.	2	70	1		140	140	m ²
2.0	Anclaje							
2.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.	1	-	-	-	1	1	ud.
2.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 7 cables de D=0,6"	46	20	-	-	920	920	m
2.03	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.	46	-	-	-	46	46	ud.
2.04	Tensado de anclajes permanentes.	46	0,125	-	-	6	6	ud.

Nota: Elaboración propia.

Posteriormente, utilizando los análisis de precios unitarios presentados en la sección 5.2.4, se realizó los presupuestos aproximados de las obras de cada una de las propuestas, éstos se muestran a continuación:

Tabla 48

Presupuesto aproximado de la propuesta I

Partida	Denominación	Unid.	Metrado	P.U	Parcial (\$/)	Total (\$/)
1.0	Pantalla de Pilotes					977.191,30
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.	ud.	1,00	26739,98	26739,98	
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.	m	658,00	1364,59	897900,22	
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.	m	70,00	63,74	4461,80	
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.	m ³	70,00	662,09	46346,30	
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.	m ²	70,00	24,90	1743,00	
2.0	Muro Anclado t=0,50 m	m ³	211,75	667,16	141271,13	141271,13
3.0	Muro Anclado t=0,15 m	m ²	1103,20	137,65	151855,48	151855,48
4.0	Anclajes					2273171,40
4.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.	ud.	1,00	11704,76	11704,76	
4.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 5 Cables de D=0,6"	m	874,00	272,87	238488,38	

4.03	Anclaje permanente de muro pantalla - 9 Cables de D=0,6"	m	702,00	281,57	197662,14	
4.04	Anclaje permanente de muro pantalla - 10 Cables de D=0,6"	m	944,00	290,27	274014,88	
4.05	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.	ud.	3745,00	298,97	1119642,65	
4.06	Tesado de anclajes permanentes.	ud.	523,00	458,15	239612,45	
4.07	Tensado de anclajes permanentes.	ud.	66,00	2909,79	192046,14	
Total del presupuesto (S/)					3.543.489,31	

Nota: Elaboración propia.

Tabla 49
Presupuesto aproximado de la propuesta II

Partida	Denominación	Unid.	Metrado	P.U	Parcial (S/)	Total (S/)
1.0	Pantalla de Pilotes					1.898.541,65
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.	ud.	1	26.739,98	26.739,98	
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.	m	1316	1.364,59	1.795.800,44	
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.	m	47	63,74	2.995,78	
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.	m ³	105	662,09	69.519,45	
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.	m ²	140	24,90	3.486,00	
2.0	Anclaje					236.040,92
2.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.	ud.	1	11.704,76	11.704,76	
2.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 7 cables de D=0,6"	m	920	281,57	259.044,40	
2.03	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.	ud.	46	458,15	21.074,90	
2.04	Tensado de anclajes permanentes.	ud.	6	2.909,79	17.458,74	
Total del presupuesto (S/)					2.207.824,45	

Nota: Elaboración propia.

Adicionalmente, siguiendo la metodología desarrollada por Cárdenas (2012) (mencionada en los antecedentes de la investigación), se realizó un cuadro comparativo de las ventajas y desventajas que presenta cada una de las propuestas de estabilización del talud, teniendo en cuenta la dificultad constructiva de la obra, su mantenimiento y el costo aproximados de las obras, con el propósito de que permita seleccionar la alternativa más conveniente para estabilizar el talud comprendido en el tramo del km10+480 al km10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.

Tabla 50
Ventajas y desventajas de las obras propuestas

Sistemas de Estabilización	Ventajas	Desventajas	Costos (S/)
Propuesta I	<ul style="list-style-type: none"> - Se logra la estabilización del talud. - La obra de estabilización también sirve como sistema de protección contra el socavamiento al pie del talud. - Las obras requieren menor cantidad de concreto. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requiere desvío del río para la construcción de las obras. - Su construcción afecta al río Rímac. - El tiempo de la ejecución de las obras estará sujeto al periodo de estiaje del río Rímac. - Dificultad para bajar los equipos de perforación al lecho del río. - Se requiere desvío del tráfico vehicular. - Requiere monitoreo y mantenimiento periódico de la integridad de las 11 filas de anclajes. - Los aceros de los anclajes en el tiempo se pueden relajar. 	5.901.66,76
Propuesta II	<ul style="list-style-type: none"> - Se logra la estabilización del talud. - El impacto visual es nulo, las obras van enterradas. - No requiere del desvío del río para su construcción. - No requiere colocar la maquinaria en el lecho del río. - El tiempo de la ejecución de las obras no estará sujeto al periodo de estiaje del río Rímac. 	<ul style="list-style-type: none"> - Requieren monitoreo y mantenimiento periódico de la integridad de 1 fila de anclajes. - Las obras requieren menor cantidad de concreto. - Se requiere desvío del tráfico vehicular durante la construcción de las obras. 	2.134.582,57

Nota: Elaboración propia.

V. Discusión de resultados

Los parámetros de resistencia del suelo se determinaron mediante la reinterpretación de los datos obtenidos de los resultados de los ensayos de laboratorio de corte directo a gran escala, si bien es cierto que se encontraron relaciones significativas entre los parámetros derivados de la granulometría y los ángulos de fricción intrínseco y de dilatación, obtenidos de cada uno de los ensayos recopilados, se debe tener en cuenta que dado que un ensayo de corte directo obliga a la muestra a fallar en un plano determinado, se pueden generar deformaciones elásticas puesto que el equipo de corte directo no puede cortar a las gravas que se presentan en este plano; lo que puede conllevar a que el parámetro de fricción intrínseco del material tome un mayor valor; sin embargo, es preciso señalar que hasta el momento solo se disponen de datos procedentes de este equipo de laboratorio para ensayar muestras de gravas.

Por otra parte, respecto al análisis de equilibrio límite se puede señalar que, debido a la altura del acantilado, el talud actualmente se encuentra en riesgo de fallo, ya que se obtuvieron factores de seguridad (FS) por debajo del mínimo permisible para garantizar su estabilidad, como se puede observar en las Tablas 17 (para la profundidad de 0.00 m); lo mismo ocurre cuando se considera el efecto de socavamiento al pie del talud, para el caso estático, se observan FS muy bajos que van disminuyendo a medida que el fenómeno erosivo va avanzando (ver Tabla 16), además, las superficies de falla crítica, que se muestran en la Tablas 18, indican que el talud fallará debido a la falta de soporte del suelo (fallo del tipo caído); en cuanto al caso pseudoestático, se observa que la socavación no influye en la estabilidad del talud hasta un grado de socavación equivalente a 4.172 m^2 , donde el FS empieza a disminuir, no obstante, el FS es menor al mínimo requerido (ver Tabla 17). En el escenario de socavamiento del lecho, también se observó que el FS en el caso estático disminuye a medida que sucede la degradación del cauce; sin embargo, en el caso pseudoestático, no se logra identificar el efecto del

socavamiento en el FS; no obstante, al igual que en el escenario anterior, los FS son menores que el mínimo requerido; por lo tanto, se contrasta la hipótesis de la influencia de la socavación en la estabilidad del talud; en ese sentido, de no tomar medidas de control ante esta situación, el talud comprendido en el tramo del km10+480 al km10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima puede colapsar poniendo en riesgo a los usuarios de esta vía.

Además, a partir de los resultados del análisis de equilibrio límite, se puede apreciar una gran similitud de los factores de seguridad obtenidos por los métodos de *Spencer* y *Morgenstern and Price*, se encontró una diferencia del 2.41% para los análisis estáticos y del 5.17% para los análisis pseudoestáticos, por lo tanto, se confirma lo mencionado por los autores Agam, Hashim, Murad, & Zabidi (2016).

En cuanto al análisis numérico se puede mencionar que para lograr la estabilidad del talud mediante la Propuesta I se requirió un empotramiento de 9.40 m de la pantalla de pilotes tangentes de 1.00 m de diámetro y 11 filas de anclajes con muros anclados de 0.50 y 0.15 m, tal como se especifica en las Tablas 31, 32 y 33; se calcularon los factores de seguridad del talud con reforzamiento mediante el procedimiento de reducción de parámetros resistentes, los resultados se muestran en la Tabla 51, además, en las Figuras 110, 111, 112 y 113, se observa que los refuerzos movilizan la superficie de rotura por detrás de los muros anclados, por lo tanto, y en razón a que los FS calculados son mayores a los mínimos requeridos, se garantiza la estabilidad global de este sistema de estabilización; asimismo, dado que el dimensionamiento de los anclajes cumplen con las verificaciones correspondientes (ver Tablas 36, 37 y 38), queda garantizada la estabilidad local.

La Propuesta II requirió un empotramiento de 29 m de la pantalla de pilotes de 1.00 m de diámetro, espaciada a 1.50 m y 1 filas de anclajes tal como se especifica en las Tablas 39 y 40; se calcularon los factores de seguridad del talud con reforzamiento mediante el procedimiento de reducción de parámetros resistentes, los resultados se muestran en la Tabla 52, además, en

las Figuras 120, 121, 122 y 123, se observa que los refuerzos movilizan la superficie de rotura por detrás de la pantalla de pilotes, además, por lo tanto, y en razón a que los FS calculados son mayores a los mínimos requeridos, se garantiza la estabilidad global de este sistema de estabilización; asimismo, dado que el dimensionamiento de los anclajes cumplen con las verificaciones correspondientes (ver Tablas 43, 44 y 45), queda garantizada la estabilidad local.

Tabla 51

Factor de Seguridad del talud con reforzamiento - Propuesta I

Factor de seguridad - Escenario sin socavación		Factor de seguridad - Escenario con socavación	
Caso estático	Caso pseudoestático	Caso estático	Caso pseudoestático
2,627	1,603	2,381	1,683

Nota: Elaboración propia.

Tabla 52

Factor de Seguridad del talud con reforzamiento - Propuesta II

Factor de seguridad - Escenario sin socavación		Factor de seguridad - Escenario con socavación	
Caso estático	Caso pseudoestático	Caso estático	Caso pseudoestático
2,185	1,528	2,058	1,365

Nota: Elaboración propia.

Asimismo, puesto que los factores de seguridad obtenidos frente a una sollicitación sísmica pseudoestática de 0.26g son mayores a 1.36, se considera que los factores de seguridad obtenidos son suficientes para garantizar un correcto desarrollo del empuje pasivo de los elementos de reforzamiento del talud.

Por otra parte, se puede mencionar que cuando el cambio de la geometría del talud o la evitación del problema no son opciones viables para afrontar el tema de inestabilidad de taludes, como es el caso del talud en estudio de la presente investigación, el uso de las tecnologías de pilotes y anclajes resulta una solución eficaz, tal como lo mencionaron los autores citados en los antecedentes de esta investigación.

Finalmente, teniendo en cuenta las características técnicas y económicas indicadas en la Tabla 50, se pudo seleccionar la propuesta que presenta la mejor alternativa de estabilización del talud comprendido en el tramo del km10+480 al km10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.

VI. Conclusiones

- Se determinó que el sistema de contención conformado por una pantalla de pilotes provista por una fila de anclajes presenta la mejor alternativa de estabilización del talud expuesto a socavación en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte-Lima.
- Se determinó la caracterización geotécnica del talud, tal como se muestra en la Tabla 30, los parámetros empleados permitieron simular el comportamiento del suelo del talud en estudio (material granular) mediante el modelo constitutivo *Hardening Soil with Small Strain Stiffness*; los parámetros de resistencia se determinaron teniendo en cuenta el comportamiento dilatante del suelo de Lima, a partir de lo cual se obtuvo relaciones significativas entre los parámetros derivados de la granulometría y los ángulos de fricción intrínseco y de dilatación (ver Figuras 91 y 92), los resultados indican la alta resistencia que el conglomerado de Lima puede desarrollar.
- Se realizó el análisis de estabilidad del talud considerando el avance gradual de la socavación al pie del talud y en el lecho del río mediante el método de equilibrio límite, los resultados obtenidos del cálculo del factor de seguridad para los casos estático y pseudoestático se encuentran por debajo del mínimo permisible, e incluso menores a la unidad (ver Tablas 16 y 17), los cuales van disminuyendo a medida que se incrementa el grado de socavamiento; de manera que, se pone en evidencia que la socavación produce un efecto de inestabilidad del talud de la vía Panamericana Norte en el tramo del km10+480 al km10+550, por consiguiente, se justifica la necesidad de implementar medidas de reforzamiento al talud.
- Se determinó el dimensionamiento del sistema de contención conformado por una pantalla de pilotes proyectada desde el lecho del río y muros anclados (Propuesta I)

en función de los factores de seguridad requeridos, para los escenarios sin socavación y con socavación del lecho del río a través de un análisis numérico mediante el método de elementos finitos en el programa PLAXIS; como resultado, se obtuvo una estructura compuesta por pilotes tangentes de 1.00 m de diámetro y 9.40 m de largo, proyectados desde el nivel del lecho del río, y sobre el talud, muros anclados con 11 filas de anclajes (ver Tablas 36, 37 y 38); los factores de seguridad obtenidos, para la situación más crítica (escenario con socavación) son de 1.683 para el caso pseudoestático y 2.381 para el caso estático, con lo que queda garantizada la estabilidad global del talud, asimismo, debido a que los anclajes cumplen con las verificaciones correspondientes (ver Tablas 35, 36 y 37), la estabilidad local también queda garantizada.

- Se determinó el dimensionamiento del sistema de contención conformado por una pantalla de pilotes proyectada desde la corona del talud provista de una fila de anclajes (Propuesta II) en función de los factores de seguridad requeridos, para los escenarios sin socavación y con socavación del lecho del río a través de un análisis numérico mediante el método de elementos finitos en el programa PLAXIS; como resultado, se obtuvo una estructura compuesta por pilotes de 1.00 m de diámetro espaciadas cada 1.50 m, con 29,00 m de largo, proyectados desde la corona del talud, y provistas por una fila de anclajes, tal como se muestra en las Tablas 39 y 40; los factores de seguridad obtenidos, para la situación más crítica (escenario con socavación) son de 1.365 para el caso pseudoestático y 2.058 para el caso estático, con lo que queda garantizada la estabilidad global del talud, asimismo, debido a que los anclajes cumplen con las verificaciones correspondientes (ver Tablas 43, 45 y 46), la estabilidad local también queda garantizada.

- Se compararon los costos aproximados de las propuestas de estabilización del talud, y se evidenció que la propuesta II es más económica en 38% respecto a la propuesta I (ver Tablas 47 y 49), en ese sentido, y en razón a que esta propuesta resulta ser efectiva para su propósito, requiere un mantenimiento mínimo y no requiere desvío del río para su ejecución (Tabla 52), la mejor alternativa de estabilización del talud en el tramo 10+480 a 10+550 de la vía Panamericana Norte, Lima, es la propuesta II que consiste en una pantalla de pilotes provista por una fila de anclajes.

VII. Recomendaciones

- Se recomienda complementar los resultados obtenidos respecto a los parámetros resistentes de la grava de Lima con otros ensayos de corte directo a escala grande que se hayan efectuado en este tipo de suelo, a fin de que los resultados encontrados obtengan mayor confiabilidad.
- Se recomienda desarrollar equipos a gran escala como triaxiales y edómetros para un estudio de mayor alcance de la gravas de Lima, puesto que los resultados obtenidos mediante la metodología descrita anteriormente indican una alta resistencia de este tipo de suelos, lo que justifica la realización de estos estudios; de modo que se puedan optimizar las estructuras que se ejecuten en Lima Metropolitana, y se puedan utilizar modelos constitutivos que se aproximen al comportamiento real de las gravas, con el fin de que se puedan realizar análisis de deformaciones y no solo análisis de estados límites.
- Se recomienda desarrollar modelos numéricos 3D para el modelamiento de las pantallas de pilotes, puesto que muchos autores han encontrado limitaciones en los modelos desarrollados en condición de deformación plana, esto con la finalidad de estudiar el efecto de grupo entre las pilas y el arqueamiento de suelos producido entre estas en las gravas de Lima.
- Se recomienda realizar un análisis estructural de los elementos de reforzamiento, y determinar el costo beneficio de las implicancias constructivas de los sistemas de estabilización propuestos en la presente tesis, esto con el propósito de obtener un análisis económico de mayor precisión.

VIII. Referencias

- Abad, B. (2008). *Estudios de obras de control de socavación en estribos y lechos naturales. (Tesis de pregrado)*. Loja - Ecuador: Universidad Técnica Particular de Loja.
- Abramson, L., Lee, T., Sharma, S., & Boyce, G. (2002). *Slope stability and stabilization methods*. United States of America: John Wiley and Sons, INC.
- Agam, Hashim, Murad, & Zabidi. (2016). Slope Sensitivity Analysis using Spencer's Method in Comparison with General Limit Equilibrium Method. *Procedia Chemistry*, 19, 651-658. doi:10.1016/j.proche.2016.03.066
- Alfaro, T., Bardalez, J., Martinez, I., Quiñones, S., Vargas, D., & Cieza, L. (Agosto de 2012). *Tratamiento del cauce del río Rímac y principales quebradas tributarias para mitigar efectos de eventos hidrológicos extremos*. Obtenido de Autoridad Nacional del Agua: Dirección de Planificación y Desarrollo de los Recursos Hídricos (DPDRH) - Publicaciones: <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/ANA/2363>
- Alonso, E. (2016). 2005. Estabilidad de taludes. Notas de la asignatura. En Y. Mateo, *Estabilización de deslizamientos de tierras mediante pilotes* (pág. 21). Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Alva, J. (s.f.). *Soluciones geotécnicas en estabilidad de taludes*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Angamarca, F. (2010). *Modelación numérica de estabilidad de taludes controlados por la presencia de niveles de despegue de alta plasticidad y permeabilidad. (Tesis de pregrado)*. Loja - Ecuador: Universidad Técnica Particular de Loja.
- Ardalan, H., & Ashour, M. (2013). *Analysis of landslides and slopes stabilized using one row of piles*. Alabama: The University of Alabama in Huntsville.

- Arvizu, A. (2017). *Modelado numérico de un muro Milán anclado y comparación con mediciones de campo. (Tesis de maestría)*. Ciudad de México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Autoridad Nacional del Agua, Korea Water Resources Corporation (K-WATER), Yooshin Engineering, Pyunghwa Engineering Consultants. (Marzo de 2015). *Plan maestro para el proyecto de restauración del río Rímac*. Obtenido de <http://repositorio.ana.gob.pe/handle/ANA/637>
- Barrera, J., Dinarte, E., & Ernesto, W. (2008). *Actualización de procesos constructivos en pilotes de concreto en las zonas: área Metropolitana de San Salvador, San Miguel y La Unión en la industria de la construcción. (Tesis de pregrado)*. San Miguel: Universidad de Oriente.
- Basurto, D. (2010). *Diseño e implementación de un equipo de corte directo para suelos gravosos en el laboratorio*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Bianqui Minguez, G., Box Amorós, M., & Cuenca Payá, A. (1986). *Justificación de la verticalidad de los taludes en ramblas de clima semiárido*. Alicante, España: Universidad de Alicante. Instituto Universitario de Geografía.
- Bodour, W. A. (2010). *Development of desing and analysis method for slope stabilization using drilled shafts (Tesis de doctorado)*. EE. UU.: University of Akron.
- Bojorque, J. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *MASKANA*, 2(2), 1-16.
- Braja M., D. (2001). *Fundamentos de Ingeniería Geotécnica*. México: Thomson Editores S.A.
- Brown, D., Dapp, S., Thompson, R., & Lazarte, C. (2007). *Geotechnical engineering circular N. 8 - Design and Construction of Continuous Flight Auger (CFA) Piles*. Washington D.C.: FHWA.

- Budhu, M. (2010). *Soil mechanics and Foundations* (Tercera ed.). United States of America: John Wiley & Sons, INC.
- Campos, J. (2017). *Diseño de propuestas constructivas Soil Nailing para estabilidad de taludes en sitios de la Red Nacional de Telecomunicaciones del ICE. (Tesis de pregrado)*. Costa Rica: Instituto Tecnológico de Costa Rica Escuela de Ingeniería en Construcción.
- Cárdenas, O. (2012). *Estudios y diseño de las obras de protección de orillas en la margen izquierda del río Cauca en el sector Candelaria en el distrito de Riego Roldanillo - La unión - Toro (Tesis de pregrado)*. Colombia: Universidad del Valle.
- Casagrande S.p.A. (2013). *Drilling Tools*. Obtenido de <https://www.casagrandegroup.com/drilling-tools/>
- Çelik, S. (2017). Comparison of Mohr-Coulomb and Hardening Soil Models' Numerical Estimation of Ground Surface Settlement Caused by Tunneling. *Iğdır University Journal of the Institute of Science and Technology*, 95-102.
- Chávez, F., & Correa, L. (2015). *Uso de inclinómetros para monitoreo de las deformaciones en un muro anclado para un proyecto en el conglomerado de Lima. (Tesis de pregrado)*. Lima: Universidad Ricardo Palma.
- Chen, Z., Wang, Z., Xi, H., Yang, Z., Zou, L., Zhou, Z., & Zhou, C. (2016). Recent advances in high slope reinforcement in China: Case studies. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 8, 775-788.
- Cifuentes, H. (2010). *Evaluación de presiones laterales sobre pilotes empleados para la estabilización de taludes*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Coripa S.A. (2007). Obtenido de Tablestacados: <http://www.coripa.com.ar/>
- CYPE Ingenieros, S.A. (s.f.). *Generador de precios de la construcción*. Obtenido de Software para Arquitectura, Ingeniería y Construcción: <http://generadorprecios.cype.es/>

- (s.f.). *Diseño y cálculo de estructuras de contención - Muros pantalla*. Madrid: Universidad Europea de Madrid.
- Duncan, J., & Wright, S. (2005). *Soil strength and slope stability*. United States of America: John Wiley and sons, INC.
- DYWIDAG-Systems International. (s.f.). *Stabilization of a Steep Coastline using permanent DYWIDAG Strand Anchors*. Obtenido de Projects: DYWIDAG-Systems International: www.dsiamerica.com
- Errázuriz Amenabar, E. F. (2009). *Pantallas de contención método de diseño y aplicaciones (Tesis de maestría)*. Chile: Universidad de Chile.
- Escobar, C., & Duque, G. (7 de Febrero de 2018). *Geotecnia para el trópico andino*. Obtenido de <http://bdigital.unal.edu.co/53560/>
- Estaire, J. (2005). *Coside del terreno: estabilización mediante pasadores y pilotes*. Madrid: Ingeniería del Terreno. INGEOTER 5.
- Figuroa, G., Rodriguez, F., & Zelada, E. (2011). *Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador (Tesis de pregrado)*. El Salvador: Universidad de el Salvador.
- Fotografía Agencia Reforma. (21 de Julio de 2014). *Deslizamiento Cta. Escénica. Tijuana - Ensenada (Baja California. México) Diciembre de 2013*. Obtenido de <https://diarium.usal.es/begom/2014/07/21/deslizamiento-en-mexico-diciembre-de-2013/>
- Franco, F., Romano, C., Morbidoni, N., & Schreider, M. (Junio de 2002). Erosión y estabilidad de taludes en márgenes protegidas. *Ingeniería del Agua*, 9(2), 135-142.
- Gonzales del Tánago, M., & García de Jalón, D. (2001). *Restauración de ríos y riberas*. Madrid: Fundación Conde del Valle de Salazar.

- Google Maps*. (s.f.). Obtenido de <https://www.google.com.pe/maps/@-12.0358004,-77.0497478,483m/data=!3m1!1e3?hl=es>
- Guevara, E. M. (2011). *El Ancho del Cauce del Rímac*. Lima: Construcción & Vivienda.
- He, Y., Hazarika, H., Yasufuku, N., Teng, J., Jiang, Z., & Han, Z. (2015). Estimation of lateral force acting on piles to stabilize landslides. *Natural Hazards*, 79(3), 1981-2003.
- Hernandez, R., Fernández, C., & Baptista, M. d. (2014). *Metodología de la investigación* (Sexta ed.). México: McGraw-Hill/Interamericana editores, S.A. de C.V.
- Herold, A., & Von Wolffersdorff, P.-A. (2009). The Use of Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness for Serviceability Limit State Analyses of GRE Structures. *GIGSA GeoAfrica Conference 2009* (págs. 1-10). Ciudad del Cabo: GIGSA.
- Hidalgo, M. A. (2014). *Estudio y diseño de obras de estabilización de cauces*. (Tesis de pregrado). Bogotá D.C: Pontificia Universidad Javeriana.
- Instituto de la Construcción y Gerencia - ICG . (2011). ¿Cuál es el ancho de un río y sus implicancias en el diseño de las obras viales? *Ingeniería Civil*, 8-15.
- Instituto geológico, minero y metalúrgico INGEMMET. (s.f.). *Mapa Geológico 50,000*. Obtenido de <http://www.ingemmet.gob.pe/mapa-geologico-50-000>
- Investigación integrada y participativa para la reducción de la vulnerabilidad, pobreza y cargas ambientales en el Cercado de Lima. (2012). *Plan de Gestión de Riesgo en el Marco del Desarrollo Sostenible - Margen Izquierda del Río Rímac – Cercado de Lima*. Lima: Depósito Legal en la Biblioteca Nacional del Perú.
- Ishibashi, I., & Hazarika, H. (2015). *Soil mechanics fundamentals and applications*. U.S. Government: CRC Press.
- Ito, T., & Matsui, T. (4 de Diciembre de 1975). Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles. *Soils and Foundations*, págs. 43-59.

- Jaime, A. (2009). *Confiabilidad en estabilidad de taludes. (Tesis de maestría)*. México D.F.: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Kuroiwa Zevallos, J. (2011). *Formación del Cañón Urbano de Lima, soluciones parciales de Ingeniería*. Lima: SENAMHI.
- Kwaak van der, B. (2015). *Modelling of dynamic pile behaviour during an earthquake using PLAXIS 2D: Embedded beam (row)*. The Netherlands: Delft University of Technology.
- Lambe, T., & Whitman, R. (1972). *Mecánica de Suelos*. México: Editorial Limusa - Wiley, S.A.
- Ledesma, A. (2013). *Estudio del comportamiento de anclajes al terreno en muros de gran altura (Tesis de pregrado)*. Barcelona: Universitat de Barcelona.
- Leoni, J. (s.f.). *Capítulo 3: Resistencia al corte*. Argentina: Universidad Nacional de la Plata.
- López Pulido, O. (2010). *Diseño y análisis de estabilidad hidráulica de tapetes articulados de concreto para protección de cauces*. México D.F.: Instituto Politécnico Nacional.
- Madrid, R. (2019). *Características geotécnicas del suelo gravoso de Lima para excavaciones*. Lima: I Congreso de Geotecnia FIC - UNFV: Nuevos retos y tecnologías.
- Martin A. op de Kelder. (2015). 2D FEM analysis compared with the in-situ deformation measurements: A small study on the performance of the HS and HSsmall model in a design. *Plaxis Bulletin*, 10-17.
- Martos Álvarez, R. (2013). *Estudio del comportamiento de anclajes al terreno en muros de gran altura*. Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
- Mateo, Y. (2016). *Estabilización de deslizamientos de tierras mediante pilotes. (Tesis de maestría)*. España: Universitat Politècnica de Catalunya.
- Maula, B. H., & Zhang, L. (2011). Assessment of Embankment Factor Safety Using Two Commercially Available Programs in Slope Stability Analysis. *Procedia Engineering*, 14, 559-566. doi:10.1016/j.proeng.2011.07.070

- Monroy, R. (2007). *Anclajes en suelos (Tesis de Maestría)*. México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Mozó Vergara, D. E. (2012). *Análisis y diseño de muros pantalla en suelos arenosos*. Concepción - Chile: Universidad Católica de la Santísima Concepción.
- Municipalidad Metropolitana de Lima . (2017). *Informes geotécnicos complementarios Viaductos 3 - 4.1 - 4.2 - 5 - 6.1 - 6.2 y 7*. Lima.
- Municipalidad Metropolitana de Lima. (2011). *Estudio de peligro sísmico para el Proyecto Vial "Línea Amarilla"*. Lima.
- Municipalidad Metropolitana de Lima. (2017). *Construcción de puentes peatonales*. Lima.
- Muñoz Hidalgo, M. A. (2014). *Estudio y diseño de obras de estabilización de cauces. (Tesis de pregrado)*. Bogotá: Pontificia Universidad Javeriana.
- Muñoz, A. (2011). *Manual para el proceso de diseño y construcción de muros anclados de concreto lanzado (Tesis de pregrado)*. Quito: Escuela Politécnica Nacional.
- Murillo, T., & Ortuño, L. (2010). Estabilización de taludes mediante pilotes. *Congreso Argentino de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica 2010. CAMSIG 2010, Mendoza, Argentina*.
- News, K. (07 de Julio de 2018). *Imágenes de las ciudades devastadas por las inundaciones en Japón*. Obtenido de <https://www.clarin.com/>
- Novotný, J. (2013). *Varnes landslide classification (1978)*. Ethiopia: Addis Ababa University.
- Obrzud, R. (2011). *The Hardening Soil model with small strain stiffness*. Lausanne: GeoMod SA.
- Oprandi, R. (2010). *Excavaciones y contenciones: pantallas y anclajes*. Madrid: GEOCISA.
- Ostermayer, H., & Barley, T. (2003). Ground anchors. *Geotechnical Engineering Handbook*, 2, 169-2019.

- Potts, D., & Zdravković, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering: Theory: Theory v. 1*. Thomas Telford Ltd.
- Puelles, J. (2011). *Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo. (Tesis de maestría)*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Raddatz, D., & Taiba, O. (2017). Anchored piles in Santiago's gravel: modeling results for displacement curve. *Revista de la Construcción*, 16(03), 457-467.
- Reguera Delgado, M. (2016). *Curso taller: Cimentaciones profundas con pilotes - Sesión 3 Procesos Constructivos*. Lima: Idear Consultores - Capacitación y construcción en ingeniería.
- Rocha Felices, A. (1998). *Introducción a la Hidráulica Fluvial*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Rosero, C. (2015). *Análisis y diseño de muros anclados de hormigón armado y su aplicación en la estabilización de excavaciones profundas de subsuelos (Tesis de pregrado)*. Ecuador: Universidad Técnica de Ambato.
- Sabatini, P., Pass, D., & Bachus, R. (1999). *Geotechnical engineering circular No. 4 Ground Anchors and Anchored systems*. Washington D.C.: Federal Highway Administration.
- Sackschewski, C. (2017). *Soluciones para la estabilidad de taludes de la carretera Canta-Huayllay entre las progresivas del km 102 al km110. (Tesis de pregrado)*. Lima: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Salazar, C. (2015). *Metodología de optimización del diseño geotécnico para la estabilización de taludes de un proyecto en la Costa Verde. (Tesis de pregrado)*. Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
- Sanhueza Plaza, C. X. (2008). *Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid (Tesis Doctoral)*. Madrid: Universidad Politécnica de Madrid.

- Sanhueza, C., & Rodriguez, L. (7 de Enero de 2013). Análisis comparativo de métodos de cálculo de estabilidad de taludes finitos aplicados a laderas naturales. *Revista de la Construcción*, 12(1), 17-29.
- Sluis, J., Besseling, F., & Stuurwold, P. (2014). Modelling of a pile row in a 2D plane strain FE-analysis. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering* (págs. 277-282). London: CRC Press.
- Sokary, H. H. (2012). *Rehabilitation of failed slopes*. Giza - Egypt: Faculty of Engineering - Cairo University.
- Solowski, W. (2017). *Numerical Methods in Geotechnics L*. Finlandia: Aalto University - School of Engineering.
- Spencer, E. (1967). A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. *Géotechnique*, 17, 11-26.
- Suárez, J. (2001). *Deslizamientos y estabilidad de taludes en zonas tropicales*. Colombia: Publicaciones UIS.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Análisis Geotécnico Vol. 1*. Bogotá: Universidad Industrial de Santander.
- Suárez, J. (2009). *Deslizamientos. Técnicas de remediación*. Bogotá: Universidad Industrial de Santander.
- Suarez, J. (29 de Marzo de 2012). *Muros anclados*. Obtenido de erosion.com.co - Geotecnología S.A.S.: <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/54-pantallas-ancladas.html>
- Suárez, J. (03 de Agosto de 2015). *erosión.com.co - Geotecnología S.A.S*. Obtenido de Pantallas ancladas: <http://www.erosion.com.co/presentaciones/category/54-pantallas-ancladas.html>

- Suarez, J. (s.f.). *Técnicas de estabilización de taludes*. Obtenido de erosión.com.co - Geotecnología S.A.S.: <http://www.erosion.com.co/taludes-en-roca/134-tecnicas-de-estabilizacion.html>
- Surarak, C., Likitlersuang, S., Wanatowski, D., Balasubramaniam, A., Oh, E., & Guan, H. (2012). Stiffness and strength parameters for hardening soil model of soft and stiff Bangkok clays. *Soil and Foundation*, 682-697.
- Taylor, D. W. (1948). *Fundamentals of Soil Mechanics*. New York: John Wiley & Sons.
- Teo, P., & Wong, K. (2012). *Application of the Hardening Soil model in deep excavation analysis*. Singapore: The IES Journal Part A: Civil & Structural Engineering.
- Torggler, N. (2016). *Numerical Studies of Embedded Beam Row in Safety Analysis*. Graz: Graz University of Technology.
- Trinidad, Y. (2017). *Comparison of design/analysis methods for pile reinforced slopes*. Ames, Iowa: Iowa State University.
- Turner, A. K., & Schuster, R. L. (1996). *Landslides investigation and mitigation*. Washington, D.C.: Transportation Research Board, Special report 247.
- Ugaz, J. (2018). *Aálisis técnico del uso de muros anclados y empotrados para excavaciones profundas en suelos gravosos y rellenos*. Lima: Universidad San Ignacio de Loyola.
- Valiente, R., Sobrecases, M., & Aníbal, D. (2015). Estabilidad de taludes: Conceptos básicos, parámetros de diseño y métodos de cálculo. *Civilizate*, 50-54.
- Varnes, D. (1978). Slope movement types and processes. *Special Report 176: Landslides: Analysis and Control*, 11-33.
- Villacorta, S., Núñez, S., Tatard, L., & Pari, W. &. (2015). *Peligros geológicos en el área de Lima Metropolitana y la región Callao, INGEMMET*. Lima: Boletín, Serie C: Geodinámica e Ingeniería Geológica, 59.

Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. USA: Cambridge University Press.

IX. Anexos

Anexo A: Fotografías de la verticalidad de taludes aguas abajo del Puente Ejército.

Anexo B: Fotografías de la zona de estudio.

Anexo C: Fichas técnicas.

Anexo D: Informe de opinión de expertos del instrumento de investigación.

Anexo E: Análisis hidráulico del tramo en estudio del río Rímac.

Anexo F: Gráficas Desplazamiento horizontal vs Desplazamiento vertical de los ensayos de corte directo a escala grande recopilados.

Anexo G: Costos unitarios de los elementos de reforzamiento.

Anexo A: Fotografías de la verticalidad de taludes aguas abajo del Puente Ejército.

Fotografía 1

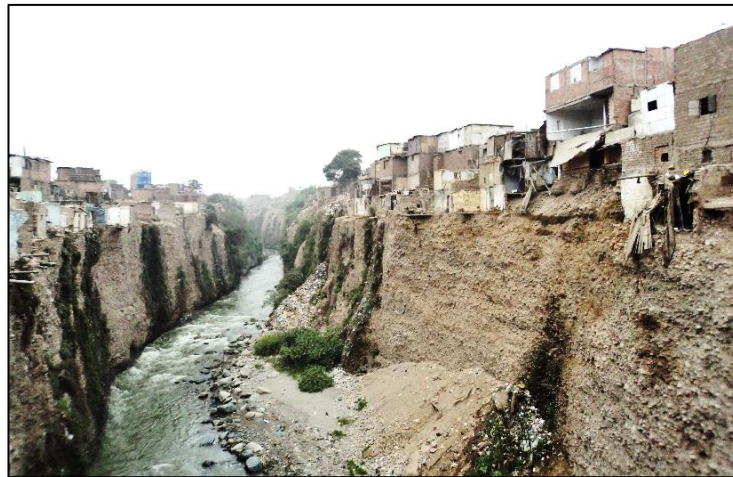
Verticalidad de los taludes de las márgenes del río Rímac en tramo aguas abajo del Puente El Ejército.



Fuente: "Plan de Gestión de Riesgo en el Marco del Desarrollo Sostenible - Margen Izquierda del Río Rímac – Cercado de Lima", 2012, p. 76 (Izquierda), y Alfaro et al., Agosto de 2012, p. 188 (Derecha).

Fotografía 2

Colapso de vivienda y desplome del talud derecho del río Rímac debido a problemas de socavación al pie del talud.



Fuente: El Autor.

Fotografía 3

Desplome de taludes debido a la socavación en el pie a la altura del puente peatonal Pocitos.



Fuente: El Autor.

Anexo B: Fotografías de la zona de estudio.

Fotografía 1
Tramo del talud a proteger (Punto 1 – Punto 2).



Fuente: Google Earth.

Fotografía 2
Tramo del talud a proteger entre el km 10+480 al km 10+550 de la vía Panamericana Norte, en el distrito de San Martín de Porres, Lima



Fuente: El Autor.

Fotografía 3
Socavación al pie del talud vertical en la zona de estudio.



Fuente: El Autor.

Fotografía 4
Erosión del talud durante la época de avenida del río Rímac.



Fuente: El Autor.

Fotografía 5
Socavamiento del talud pasada la época de avenida.



Fuente: El Autor.

Fotografía 6
Fisuras en el hombro del talud que se reflejan en el pavimento.



Fuente El Autor.

Anexo C: Fichas técnicas.

A. Parámetros para la simulación numérica

Ficha Técnica N° 1

Parámetros geotécnicos.

Parámetros	Descripción	Valores	Unidades
γ_{dry}	Peso específico seco		kN/m ³
γ_{wet}	Peso específico saturado		kN/m ³
c'	Cohesión		kPa
ϕ'	Ángulo de fricción		°
ψ	Ángulo de dilatancia		°
E_{50}^{ref}	Rigidez secante		kPa
E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente del ensayo edométrico en p^{ref}		kPa
E_{ur}^{ref}	Rigidez de referencia en carga / descarga		kPa
m	Relación de dependencia del esfuerzo en el comportamiento de la rigidez		-
G_0^{ref}	Módulo de corte en pequeñas deformaciones		MPa
$\gamma_{0.7}$	Deformación de corte cuando G_s se reduce al 70%		-

Nota: Elaboración propia. El modelo *HSoil – Small* requiere otros parámetros que no fueron incluidos en esta tabla, cuyos valores fueron tomados de las recomendaciones dadas por el programa Plaxis.

Ficha Técnica N° 2

Propiedades del tendón de anclaje.

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico	-
Módulo de elasticidad	E		kN/mm ²
Sección del torón 0.6"	A		mm ²
Número de torones	n		-
Espaciamiento fuera de plano	$L_{spacing}$		m

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 3

Propiedades del bulbo de anclaje.

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Módulo de elasticidad	E		(kPa)
Densidad	γ		kN/m ³
Tipo de pila	-	Predefinido: Circular	-
Diámetro	D		m
Espaciado de la pila	$L_{spacing}$		m

Resistencia lateral: Lineal	$T_{skin, start, max}$		kN/m
	$T_{skin, end, max}$		kN/m
Resistencia en la base	F_{max}		kN
Factor de rigidez de la interface	-		-

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 4

Propiedades de la pantalla de pilotes y muros anclados.

Propiedad	Identificación	Valor	Unidades
Tipo de comportamiento	Tipo de material	Elástico; Isotrópico	-
Rigidez axial	EA		kN/m
Rigidez a flexión	EI		kNm ² /m
Peso	w		kN/m/m
Razón de Poisson	ν		-

Nota: Elaboración propia.

B. Resumen de los resultados obtenidos del análisis de equilibrio límite del talud sin reforzamiento.

Ficha Técnica N° 5

Factores de Seguridad considerando el aumento del área socavada al pie del talud.

Área Socavada (m ²)	Factor de seguridad - Caso estático		Factor de seguridad - Caso pseudoestático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 6

Factores de Seguridad considerando la potencial socavación del lecho del río.

Profundidad Socavada (m)	Factor de seguridad - Caso estático		Factor de seguridad - Caso pseudoestático	
	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>	Método <i>Spencer</i>	Método <i>Morgenstern-Price</i>

Nota: Elaboración propia.

C. Resumen de los resultados obtenidos del análisis numérico del talud con reforzamiento

Ficha Técnica N° 7

Dimensiones de los anclajes.

Nivel de anclaje	Cota de anclaje (m.s.n.m.)	Inclinación (°)	Separación horizontal (m)	Longitud del tramo libre (m)	N° de cables	Diámetro del bulbo

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 8

Dimensiones de la pantalla de pilotes.

Diámetro de pilote (m)	Separación entre pilotes (m)	Longitud del pilote (m)

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 9

Dimensiones de los muros anclados.

Denominación del Muro	Altura de muros (m)

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 10

Esfuerzos en las estructura de concreto.

Estructuras	Casos	Escenarios			
		Sin socavación		Con socavación	
		Esfuerzo cortante máximo (kN/m)	Momento flector máximo (kNm/m)	Esfuerzo cortante máximo (kN/m)	Momento flector máximo (kNm/m)
	Estático				
	Pseudoestático				
	Estático				
	Pseudoestático				
	Estático				
	Pseudoestático				
	Estático				
	Pseudoestático				

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 11
Cargas en los anclajes.

Cargas en los anclajes (kN)					
Nivel de anclaje	Sin socavación		Con socavación		Cargas máximas (kN)
	Estático	Pseudoestático	Estático	Pseudoestático	

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 12
Comprobación de la tensión admisible del acero.

Nivel de anclaje	Cargas máximas P_D (kN)	Diámetro del bulbo (m)	N° de cables	Cargas de trabajo P_w (kN)	Verificación $P_D \leq P_w$

Nota: Elaboración Propia.

Ficha Técnica N° 13
Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento.

Nivel de anclaje	Diámetro del bulbo - D (m)	Cargas de trabajo P_w (kN)	Capacidad de adherencia de trabajo en el contacto suelo – lechada τ_w (kN/m ²)	Verificación $\tau_{\text{útt}}/\tau_w \geq 2$

Nota: Elaboración Propia.

Ficha Técnica N° 14
Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada del bulbo.

Nivel de anclaje	N° de cables	Mayoración de cargas actuantes - P_{Nd} (kN)	$\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})}$	Verificación $\frac{1.5 T_D}{L_b(2\sqrt{\pi A_S})} \leq \frac{\tau_{lim}}{1.2}$

Nota: Elaboración Propia.

Ficha Técnica N° 15

Factor de Seguridad del talud con reforzamiento.

Factor de seguridad - Escenario sin socavación		Factor de seguridad - Escenario con socavación	
Caso Estático	Caso Pseudoestático	Caso Estático	Caso Pseudoestático

Nota: Elaboración propia.

D. Resumen de los resultados obtenidos de la evaluación económica.

Ficha Técnica N° 16

Cantidad de obras de la propuesta I.

Partida	Denominación	Cant.	Largo	Ancho	Altura	Subtotal	Total	Unidad
1.0	PANTALLA DE PILOTES							
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.							ud.
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.							m
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.							ud.
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.							m3
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.							m2
2.0	MURO ANCLADO t=0,50 m							m3
3.0	MURO ANCLADO t=0,15 m							m2
	Shotcrete muro intermedio							
	Shotcrete muro superior							
4.0	ANCLAJES							
4.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.							ud.
4.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 6 cables de D=0,6"							m
4.03	Anclaje permanente de muro pantalla - 7 cables de D=0,6"							m
4.04	Anclaje permanente de muro pantalla - 8 cables de D=0,6"							m
4.05	Anclaje permanente de muro pantalla - 9 cables de D=0,6"							m
4.06	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.							ud.
4.07	Tensado de anclajes permanentes.							ud.

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 17

Cantidad de obras de la propuesta II.

Partida	Denominación	Cant.	Largo	Ancho	Altura	Subtotal	Total	Unidad
1.0	PANTALLA DE PILOTES							
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.							ud.
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.							m
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.							ud.
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.							m3
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.							m2
2.0	ANCLAJE							
2.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.							ud.
2.02	Anclaje permanente de muro pantalla (7 cables).							m
2.03	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.							ud.
2.04	Tensado de anclajes permanentes.							ud.

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 18

Presupuesto aproximado de la propuesta I.

Partida	Denominación	Unidades	Metrado	P.U.	Parcial (S/)	Total (S/)
1.0	PANTALLA DE PILOTES					
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.	ud.				
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.	m				
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.	m				
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.	m3				
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.	m2				
2.0	MURO ANCLADO t=0,50 m	m3				
3.0	MURO ANCLADO t=0,15 m	m2				
4.0	ANCLAJES					
4.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.	ud.				
4.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 6 cables de D=0,6"	m				
4.03	Anclaje permanente de muro pantalla - 79 cables de D=0,6"	m				
4.04	Anclaje permanente de muro pantalla - 8 cables de D=0,6"	m				
4.05	Anclaje permanente de muro pantalla - 9 cables de D=0,6"	m				
4.06	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.	ud.				
4.07	Tensado de anclajes permanentes.	ud.				
Total del presupuesto (S/)						

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 19

Presupuesto aproximado de la propuesta II.

Partida	Denominación	Unidades	Metrado	P.U.	Parcial (S/)	Total (S/)
1.0	PANTALLA DE PILOTES					
1.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes.	ud.				
1.02	Pilote de extracción con entubación recuperable.	m				
1.03	Descabezado de pilote de concreto armado.	m				
1.04	Viga de atado de pantalla de pilotes.	m3				
1.05	Encofrado para viga de atado de pantalla de pilotes.	m2				
2.0	ANCLAJE					
2.01	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno.	ud.				
2.02	Anclaje permanente de muro pantalla - 7 cables de D=0,6"	m				
2.03	Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.	ud.				
2.04	Tensado de anclajes permanentes.	ud.				
Total del presupuesto (S/)						

Nota: Elaboración propia.

Ficha Técnica N° 20

Ventajas y desventajas de las propuestas.

Sistemas de estabilización	Ventajas	Desventajas	Costos (S/)
Propuesta I			
Propuesta II			

Nota: Elaboración propia.

Anexo D: Informe de opinión de expertos del instrumento de investigación.

- Valoración del Experto Madrid Argomedo, Manuel Ricardo



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

I. DATOS GENERALES

- 1.1. Apellidos y nombres del informante (Experto): Madrid Argomedo, Manuel Ricardo
- 1.2. Grado Académico: Máster en Métodos Numéricos para el Cálculo y Diseño en Ingeniería
- 1.3 Profesión: Ingeniero Civil
- 1.4. Institución donde labora: SLC INGENIEROS E.I.R.L.
- 1.5. Cargo que desempeña: Gerente General
- 1.6 Denominación del Instrumento:
- Parámetros para la simulación numérica (Fichas Técnicas N° 1, 2, 3 y 4).
 - Resumen de los resultados obtenidos del análisis de equilibrio límite del talud sin reforzamiento (Fichas Técnicas N° 5 y 6).
 - Resumen de los resultados obtenidos del análisis numérico del talud con reforzamiento (Fichas Técnicas del N°7 al N°15).
 - Resumen de resultados obtenidos de la evaluación económica (Fichas Técnicas del N° 16 al N° 20).
- 1.7. Autor del instrumento: Yessaña Abigail Gómez Gonzales

II. VALIDACIÓN

INDICADORES DE EVALUACIÓN DEL INSTRUMENTO	CRITERIOS Sobre los ítems del instrumento	EVALUACIÓN				
		Muy malo	Malo	Regular	Bueno	Muy bueno
		1	2	3	4	5
CLARIDAD	Están formulados con lenguaje apropiado que facilita su comprensión.				✓	
OBJETIVIDAD	Están expresados en datos medibles u observables.				✓	
CONSISTENCIA	Existe una organización lógica en los contenidos y relación con la teoría.				✓	
COHERENCIA	Existe relación del contenido con los indicadores de la variable.				✓	
PERTINENCIA	Las categorías de respuestas y sus valores son apropiados.				✓	
SUFICIENCIA	Son suficientes la cantidad y calidad de ítems presentados en el instrumento.				✓	
SUMATORIA PARCIAL		0	0	0	24	0
SUMATORIA TOTAL		24				



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



III. RESULTADOS DE LA VALIDACIÓN

3.1. Puntuación

Rango	Descripción	Puntaje
0 - 5	-	0,2
6 - 11	No válido, reformular	0,4
12 - 17	No válido, modificar	0,6
18 - 23	Válido, mejorar	0,8
24 - 30	Válido, aplicar	1,0

3.2. Valoración total cuantitativa: *Válido, aplicar.*

3.3. Observaciones: *Las fichas técnicas son válidas para lograr los objetivos planteados en esta investigación, puesto que miden apropiadamente las dimensiones de las variables en cuestión.*

.....

.....

.....

.....

Lima, *10* de *abril* del 2019.

MANFREDO RICARDO
MADRID ARGOMEDO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 60607

➤ Valoración del Experto Raygada Rojas, Luis



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

I. DATOS GENERALES

- 1.1. Apellidos y nombres del informante (Experto): RAYGADA ROSAS LUIS FERNANDO
- 1.2. Grado Académico: MAGISTER
- 1.3. Profesión: INGENIERO CIVIL
- 1.4. Institución donde labora: INCOTEC CIMENTACIONES DEL PERU
- 1.5. Cargo que desempeña: GERENTE DE INGENIERIA
- 1.6. Denominación del Instrumento:
- A. Parámetros para la simulación numérica (Fichas Técnicas N° 1, 2, 3 y 4).
 - B. Resumen de los resultados obtenidos del análisis de equilibrio límite del talud sin reforzamiento (Fichas Técnicas N° 5 y 6).
 - C. Resumen de los resultados obtenidos del análisis numérico del talud con reforzamiento (Fichas Técnicas del N° 7 al N° 15).
 - D. Resumen de resultados obtenidos de la evaluación económica (Fichas Técnicas del N° 16 al N° 20).
- 1.7. Autor del instrumento: Vespeña Abegail Gómez Gonzales

II. VALIDACIÓN

INDICADORES DE EVALUACIÓN DEL INSTRUMENTO	CRITERIOS Sobre los ítems del Instrumento	EVALUACIÓN				
		Muy malo	Malo	Regular	Bueno	Muy bueno
		1	2	3	4	5
CLARIDAD	Están formulados con lenguaje apropiado que facilita su comprensión.					X
OBJETIVIDAD	Están expresados en datos medibles u observables.					X
CONSISTENCIA	Existe una organización lógica en los contenidos y relación con la teoría.					X
COHERENCIA	Existe relación del contenido con los indicadores de la variable.					X
PERTINENCIA	Las categorías de respuestas y sus valores son apropiados.				X	
SUFICIENCIA	Son suficientes la cantidad y calidad de ítems presentados en el instrumento.				X	
SUMATORIA PARCIAL					8	20
SUMATORIA TOTAL					28	



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



III. RESULTADOS DE LA VALIDACIÓN

3.1. Puntuación

Rango	Descripción	Puntaje
0 - 5	-	0,2
6 - 11	No válido, reformular	0,4
12 - 17	No válido, modificar	0,6
18 - 23	Válido, mejorar	0,8
24 - 30	Válido, aplicar	1,0

3.2. Valoración total cuantitativa: 28

3.3. Observaciones: Considero que la cantidad de datos medibles pueden
variar a medida que se avance con la investigación, por lo tanto
se tendría que ir actualizando los criterios a medida que se avance.
Todo lo demás está perfecto.

Lima, 24 de setiembre del 2019.

 Firma



➤ Valoración del Experto Sánchez Guando, Juan Sergio



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

I. DATOS GENERALES

- 1.1. Apellidos y nombres del informante (Experto):... SÁNCHEZ GUANDO, JUAN SERGIO
- 1.2. Grado Académico:..... INGENIERO
- 1.3. Profesión:..... INGENIERO CIVIL
- 1.4. Institución donde labora:..... JBO INGENIEROS S.A.C.
- 1.5. Cargo que desempeña:..... GERENTE TÉCNICO
- 1.6 Denominación del Instrumento:
- A. Parámetros para la simulación numérica (Fichas Técnicas N° 1, 2, 3 y 4).
 - B. Resumen de los resultados obtenidos del análisis de equilibrio límite del talud sin reforzamiento (Fichas Técnicas N° 5 y 6).
 - C. Resumen de los resultados obtenidos del análisis numérico del talud con reforzamiento (Fichas Técnicas del N°7 al N°15).
 - D. Resumen de resultados obtenidos de la evaluación económica (Fichas Técnicas del N° 16 al N° 20).
- 1.7. Autor del instrumento: *Yessaña Abegail Gómez Gonzales*

II. VALIDACIÓN

INDICADORES DE EVALUACIÓN DEL INSTRUMENTO	CRITERIOS Sobre los ítems del instrumento	EVALUACIÓN				
		Muy malo	Malo	Regular	Bueno	Muy bueno
		1	2	3	4	5
CLARIDAD	Están formulados con lenguaje apropiado que facilita su comprensión.				X	
OBJETIVIDAD	Están expresados en datos medibles u observables.					X
CONSISTENCIA	Existe una organización lógica en los contenidos y relación con la teoría.				X	
COHERENCIA	Existe relación del contenido con los indicadores de la variable.					X
PERTINENCIA	Las categorías de respuestas y sus valores son apropiados.					X
SUFICIENCIA	Son suficientes la cantidad y calidad de ítems presentados en el instrumento.				X	
SUMATORIA PARCIAL					12	15
SUMATORIA TOTAL		27				



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



III. RESULTADOS DE LA VALIDACIÓN

3.1. Puntuación

Rango	Descripción	Puntaje
0 - 5	-	0,2
6 - 11	No válido, reformular	0,4
12 - 17	No válido, modificar	0,6
18 - 23	Válido, mejorar	0,8
24 - 30	Válido, aplicar	1,0

3.2. Valoración total cuantitativa: 1,0

3.3. Observaciones: CONSIDERO QUE TÉCNICAMENTE, LOS INSTRUMENTOS EVALUADOS (FICHAS TÉCNICAS) CORRESPONDIENTE A LOS PARÁMETROS GEOTÉCNICOS Y PROPIEDADES DE LOS ELEMENTOS DE ANCLAJE PRESENTAN BUENOS INDICADORES COMO INSTRUMENTOS DE INVESTIGACIÓN. EL MISMO CONCEPTO TENGO DE LAS FICHAS QUE CONTIENEN LOS RESULTADOS DE LOS ANÁLISIS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS. POR TANTO CONSIDERO QUE LAS FICHAS TÉCNICAS EVALUADAS PUEDEN EMPLEARSE EN PROYECTOS DE INVESTIGACIÓN

Lima, 22 de MAYO del 2019.

Firma

JUAN BENAVIDES SÁNCHEZ GUANDO
 INGENIERO CIVIL
 Reg. CIP N° 59781

➤ Valoración del Experto Pinedo Vilcahuamán, Paul José



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



INFORME DE OPINIÓN DE EXPERTOS DEL INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN

I. DATOS GENERALES

- 1.1. Apellidos y nombres del informante (Experto): PINEDO VILCAHUAMÁN PAUL JOSÉ
- 1.2. Grado Académico: GRADUADO
- 1.3. Profesión: INGENIERO CIVIL
- 1.4. Institución donde labora: GEOSERVICIO
- 1.5. Cargo que desempeña: INGENIERO GEOTÉCNICO
- 1.6. Denominación del Instrumento:
- A. Parámetros para la simulación numérica (Fichas Técnicas N° 1, 2, 3 y 4).
 - B. Resumen de los resultados obtenidos del análisis de equilibrio límite del talud sin reforzamiento (Fichas Técnicas N° 5 y 6).
 - C. Resumen de los resultados obtenidos del análisis numérico del talud con reforzamiento (Fichas Técnicas del N°7 al N°15).
 - D. Resumen de resultados obtenidos de la evaluación económica (Fichas Técnicas del N° 16 al N° 20).
- 1.7. Autor del instrumento: Yessaña Abigail Gómez Gonzales

II. VALIDACIÓN

INDICADORES DE EVALUACIÓN DEL INSTRUMENTO	CRITERIOS Sobre los ítems del instrumento	EVALUACIÓN				
		Muy malo	Malo	Regular	Buena	Muy buena
		1	2	3	4	5
CLARIDAD	Están formulados con lenguaje apropiado que facilita su comprensión.					✓
OBJETIVIDAD	Están expresados en datos medibles u observables.					✓
CONSISTENCIA	Existe una organización lógica en los contenidos y relación con la teoría					✓
COHERENCIA	Existe relación del contenido con los indicadores de la variable.					✓
PERTINENCIA	Las categorías de respuestas y sus valores son apropiados					✓
SUFICIENCIA	Son suficientes la cantidad y calidad de ítems presentados en el instrumento					✓
SUMATORIA PARCIAL						30
SUMATORIA TOTAL		30				



UNIVERSIDAD NACIONAL FEDERICO VILLARREAL
Facultad de Ingeniería Civil
Formato de Validación por Expertos



III. RESULTADOS DE LA VALIDACIÓN

3.1. Puntuación

Rango	Descripción	Puntaje
0 - 5	-	0,2
6 - 11	No válido, reformular	0,4
12 - 17	No válido, modificar	0,6
18 - 23	Válido, mejorar	0,8
24 - 30	Válido, aplicar	1,0

3.2. Valoración total cuantitativa: 1,0

3.3. Observaciones: EXCELENTE TRABAJO. SUGIERA PRESENTAR LOS RESULTADOS DE LA PRESENTE INVESTIGACIÓN EN CONGRESOS DE GEOTECHNIA.

Lima, 30 de MARZO del 2019.

Firma

.....
PAUL JOSÉ
PINEDO VILCAHUAMAN
INGENIERO CIVIL
Reg. CIP N° 195751

Anexo E: Análisis hidráulico del tramo en estudio del río Rímac

1.1 Registros Hidrométricos

El presente trabajo tomó los datos de caudales máximos instantáneos de la estación hidrométrica Chosica, la cual geográficamente se localiza en las coordenadas geográficas de 11°55'48.5" de latitud sur y 76°41'23.8" de longitud oeste, y a una altitud de 906 msnm.

La estación hidrométrica Chosica de la cuenca del río Rímac políticamente se encuentra en el distrito de Chaclacayo, provincia de Lima, Perú; y se ubicada en la parte media e inicio del valle de la cuenca del río Rímac. La estación hidrométrica Chosica mide el escurrimiento de la cuenca húmeda y es administrada por el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología (SENAMHI). En la Tabla 1 se muestran los caudales máximos instantáneos anuales proporcionadas por el SENAMHI correspondiente al periodo comprendido entre los años 1967 y 2010, y la Figura 1 muestra el hidrograma de caudales máximos instantáneos anuales.

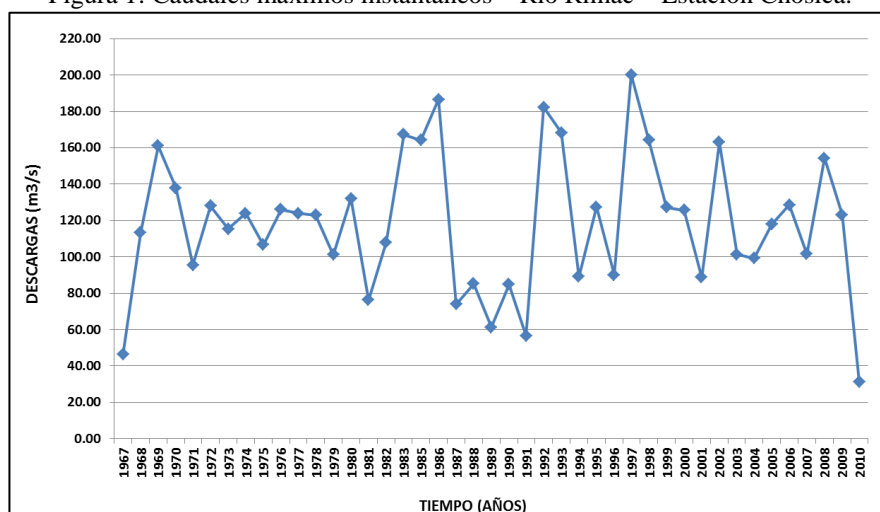
Tabla 1
Caudal máximo instantáneo (m^3/s).

N°	AÑO HIDROLOGICO		DESCARGA (m3/s)
1	1967	- 1968	46,400
2	1968	- 1969	113,200
3	1969	- 1970	161,000
4	1970	- 1971	138,000
5	1971	- 1972	95,600
6	1972	- 1973	128,000
7	1973	- 1974	115,400
8	1974	- 1975	124,000
9	1975	- 1976	106,600
10	1976	- 1977	126,000
11	1977	- 1978	124,000
12	1978	- 1979	123,000
13	1979	- 1980	101,100
14	1980	- 1981	132,000
15	1981	- 1982	76,200
16	1982	- 1983	108,000
17	1983	- 1984	167,300
18	1985	- 1986	164,200
19	1986	- 1987	186,500
20	1987	- 1988	73,937
21	1988	- 1989	85,233
22	1989	- 1990	61,309
23	1990	- 1991	84,750
24	1991	- 1992	56,659
25	1992	- 1993	182,213
26	1993	- 1994	168,198

27	1994	-	1995	89,101
28	1995	-	1996	127,497
29	1996	-	1997	90,153
30	1997	-	1998	200,073
31	1998	-	1999	164,226
32	1999	-	2000	127,255
33	2000	-	2001	125,652
34	2001	-	2002	88,774
35	2002	-	2003	163,003
36	2003	-	2004	101,373
37	2004	-	2005	99,182
38	2005	-	2006	117,830
39	2006	-	2007	128,638
40	2007	-	2008	101,601
41	2008	-	2009	154,327
42	2009	-	2010	123,085
43	2010	-	2011	31,323
Mínimo				31,3
Promedio				118,2
Máximo				200,1

Nota: Elaboración propia.

Figura 1: Caudales máximos instantáneos – Río Rímac – Estación Chosica.



Fuente: Elaborado por el Autor.

1.2 Estimación de Caudales

El caudal de diseño se determina de un análisis estadístico de los caudales instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés, para ello se calcularon los caudales para los periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 175, 200, 225 y 500 años) usando los métodos probabilísticos que mejor se ajustan a valores extremos máximos, tales como: Distribución Normal, Distribución Log Normal, Distribución Valor Extremo Tipo I o Gumbel o Distribución Log Pearson Tipo III o Log Gamma.

Tabla 2
 Estimación del caudal de diseño – Estación Chosica.

ESTIMACION DE CAUDAL DE DISEÑO ESTACION CHOSICA										
Año	Caudal max. Inst	Distribución				Distribución Log Pearson Tipo III			Distribución tipo I Gumbel	
		Normal		Log Normal		log Q	K	Q	K	Q
		K			Q					
1967	46.40					1.67				
1968	113.20					2.05				
1969	161.00					2.21				
1970	138.00					2.14				
1971	95.60					1.98				
1972	128.00					2.11				
1973	115.40					2.06				
1974	124.00					2.09				
1975	106.60					2.03				
1976	126.00					2.10				
1977	124.00					2.09				
1978	123.00					2.09				
1979	101.10					2.00				
1980	132.00					2.12				
1981	76.20					1.88				
1982	108.00					2.03				
1983	167.30					2.22				
1985	164.20					2.22				
1986	186.50					2.27				
1987	73.94					1.87				
1988	85.23					1.93				
1989	61.31					1.79				
1990	84.75					1.93				
1991	56.66					1.75				
1992	182.21					2.26				
1993	168.20					2.23				
1994	89.10					1.95				
1995	127.50					2.11				
1996	90.15					1.95				
1997	200.07					2.30				
1998	164.23					2.22				
1999	127.26					2.10				
2000	125.65					2.10				
2001	88.77					1.95				
2002	163.00					2.21				
2003	101.37					2.01				
2004	99.18					2.00				
2005	117.83					2.07				
2006	128.64					2.11				
2007	101.60					2.01				
2008	154.33					2.19				
2009	123.09					2.09				
2010	31.32					1.50				
Nº años		43								
Máximo	200.07									
Promedio	118.18			2.05			2.05			
Desviación estándar	37.69			0.16			0.16			
Coficiente Asimetría							-1.178			
Q _{max 2}			118.21		111.23			119.32		111.90
Q _{max 5}			150.03		152.32			152.19		145.66
Q _{max 10}			166.69		179.57			167.06		168.01
Q _{max 20}			180.44		205.70			177.68		189.42
Q _{max 25}			184.44		214.00			180.46		196.25
Q _{max 50}			195.91		239.67			187.64		217.17
Q _{max 100}			206.22		265.38			193.08		237.98
Q _{max 175}			213.90		286.28			196.53		254.89
Q _{max 200}			215.66		291.30			197.25		258.67
Q _{max 225}			217.19		295.74			197.85		262.41
Q _{max 500}			227.09		326.14			201.30		285.98

1.2.1 Análisis de frecuencia

El análisis de frecuencia es una herramienta utilizada para predecir el comportamiento futuro de las caudales a partir de la información histórica. Este método permite calcular el caudal mediante procedimientos estadísticos asociado a un período de retorno. Su confiabilidad depende de la longitud y calidad de la serie histórica, además de la incertidumbre propia de la distribución de probabilidades seleccionada. Cuando se pretende realizar extrapolaciones, período de retorno mayor que la longitud de la serie disponible, el error relativo asociado a la distribución de probabilidades utilizada es más importante, mientras que en interpolaciones la incertidumbre está asociada principalmente a la calidad de los datos a modelar; en ambos casos la incertidumbre es alta dependiendo de la cantidad de datos disponibles (Ashkar, et al. 1994). La extrapolación de frecuencias extremas en una distribución empírica de crecientes es extremadamente riesgosa (Garcon, 1994).

Para determinar la magnitud de eventos extremos cuando la distribución de probabilidades no es una función fácilmente invertible, se requiere conocer la variación de la variable respecto a la media. Chow en 1951 propuso determinar esta variación a partir de un factor de frecuencia K_T que puede ser expresado, como:

$$X_T = \mu + K_T\sigma \quad (1)$$

y se puede estimar a partir de los datos, mediante la siguiente relación:

$$X_T = \bar{x} + K_Ts \quad (2)$$

Para una distribución dada, puede determinarse una relación entre K_T y el período de retorno T_r . Esta relación puede expresarse en términos matemáticos o por medio del uso de una tabla.

El análisis de frecuencia consiste en determinar los parámetros de las distribuciones de probabilidad y determinar con el factor de frecuencia la magnitud del evento para un período de retorno dado. Se efectuó un ajuste de los registros y caudales máximos instantáneos,

mediante la aplicación de las distribuciones: Normal, Log-Normal, Gumbel y Log Pearson III, a las que se asocian comúnmente los valores extremos de fenómenos hidrométricos.

1.2.2 Prueba de Ajuste

El análisis de frecuencia referido a caudales máximos instantáneos, tiene la finalidad de estimar caudales máximos para diferentes periodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

Para determinar cuál de las distribuciones indicadas anteriormente se adapta mejor a la información histórica se utilizó el método de Smirnov Kolmogorov y Chi cuadrado.

a) Prueba Smirnov Kolmogorov

El estadístico Smirnov Kolmogorov considera la desviación de la función de distribución de probabilidades de la muestra $P(x)$ de la función de probabilidades teórica, escogida $P_0(x)$ tal que:

$$D_n = \max (P(x) - P_0(x)) \quad (3)$$

La prueba requiere que el valor D_n calculado con la expresión anterior sea menor que el valor tabulado D_α para un nivel de probabilidad requerido. Esta prueba comprende las siguientes etapas:

- El estadístico D_n es la máxima diferencia entre la función de distribución acumulada de la muestra y la función de distribución acumulada teórica escogida.
- Se fija el nivel de probabilidad a valores de 0.05 y 0.01, son los más usuales.
- El valor crítico D_α de la prueba debe ser obtenido de las tablas en función del nivel de significancia α y el tamaño de la muestra n .
- Si el valor calculado D_n es mayor que el D_α , la distribución escogida se debe rechazar.

b) Prueba Chi Cuadrado

Una medida de la discrepancia entre las frecuencias observadas (f_0) y las frecuencias calculadas (f_c) por medio de una distribución teórica está dada por el estadístico X^2 .

$$X^2 = \sum_{i=1}^k \frac{(f_0 - f_c)^2}{f_c} \quad (4)$$

Si $X^2 = 0$ significa que las distribuciones teórica y empírica ajustan exactamente, mientras que si el estadístico $X^2 > 0$, ellas difieren. La distribución del estadístico X^2 se puede asimilar a una distribución Chi-cuadrado con $(k - n - 1)$ grados de libertad, donde k es el número de intervalos y n es el número de los parámetros de la distribución teórica. La función X^2 se encuentra tabulada. Suponiendo la siguiente hipótesis (H_0): aceptar que una distribución empírica se ajusta a una distribución Normal. Entonces, si el valor calculado de X^2 por la ecuación anterior es mayor que algún valor crítico de X^2 , con niveles de significancia de 0.05 y 0.01, se puede decir que las frecuencias observadas difieren significativamente de las frecuencias esperadas o calculadas, entonces la hipótesis H_0 se rechaza, si ocurre lo contrario entonces se acepta.

En la Tabla 3 se presentan los resultados de las pruebas de ajuste de bondad, el cual se realizó mediante el programa EASYFIT donde se considera las funciones de distribución de probabilidad de acuerdo al ítem 3.12 del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (MTC – Perú):

Tabla 3
Bondad de ajuste – Resumen.

N°	Distribución	Kolmogorov Smirnov		Chi-cuadrado	
		Estadística	Rango	Estadística	Rango
1	Gumbel Max	0,13196	3	0,82906	1
2	Lognormal	0,11836	2	0,85633	2
3	Log-Pearson 3	0,13422	4	4,6891	3
5	Normal	0,11291	1	5,3864	4

Nota: Elaboración propia.

Después de revisar los resultados de las pruebas de ajuste de bondad, se concluyó que los datos de caudales máximos instantáneos registradas en la estación Chosica se ajustan a la distribución Gumbel (Ver Figura 3). La Tabla 3 muestran los resultados de la media y la desviación estándar.

Figura 3: Detalle de la Prueba de bondad de ajuste – Estación Chosica.

Bondad de ajuste - Detalles [ocultar]					
Gumbel Max [#1]					
Kolmogorov-Smirnov					
Tamaño de la muestra	43				
Estadística	0.13196				
Valor P	0.40708				
Rango	4				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	0.15974	0.18257	0.20283	0.22679	0.24332
Rechazar?	No	No	No	No	No
Chi-cuadrado					
Grados de libertad	5				
Estadística	0.82906				
Valor P	0.97514				
Rango	1				
α	0.2	0.1	0.05	0.02	0.01
Valor crítico	7.2893	9.2364	11.07	13.388	15.086
Rechazar?	No	No	No	No	No

Fuente: Elaborado por el Autor.

Tabla 4

Resultados de ajuste.

Distribución	Parámetros
Gumbel Máx	$\sigma=29.737 / \mu=101.02$

Nota: Elaboración propia.

Establecida la mejor función de distribución de los registros de caudal máximo instantáneo (Gumbel) de la estación considerada para el tramo en estudio, en la Tabla 5 se muestran los caudales de diseño para diferentes periodos de retorno (2, 5, 10, 20, 25, 50, 100, 175, 200, 225 y 500).

Tabla 5

Caudales máximos instantáneos para diferentes periodos de retorno – Ajuste según Gumbel

PERIODO DE RETORNO T_r (años)	CAUDALES MÁXIMOS INSTANTÁNEOS (m ³ /s)
2	111,90
5	145,66
10	168,01
20	189,42
25	196,25
50	217,17
100	237,98
175	254,89
200	258,67
225	262,41
500	285,98

Nota: Elaboración propia.

1.3 Defensas ribereñas

1.3.1 Selección del caudal de diseño – Periodo de retorno

El período de retorno, generalmente expresado en años, es el número de años en que se espera que se repita un determinado caudal. Para adoptar el periodo de retorno a utilizar en el diseño, se ajustó a lo indicado en el manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje que considera la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible. El riesgo de falla admisible (R) en función del periodo de retorno (Tr) y vida útil de la obra (n) está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (5)$$

Tabla 6

Periodo de retorno elegido.

Descripción	Riesgo Admisible R (%)	Vida Útil de la Obra n (años)	Tr Calculado (años)	Tr Elegido (años)
Defensa ribereña	25	40	140	175

Nota: Elaboración propia.

Para el diseño de defensas ribereñas, el caudal de diseño para el período de recurrencia de 175 años de acuerdo al ítem 1.2.2 es de 254.89 m³/s (Tabla 5), sin embargo, dada la importancia de las obras de protección, también se analizará el período de recurrencia de 500 años, cuyo correspondiente caudal es de 285.98 m³/s.

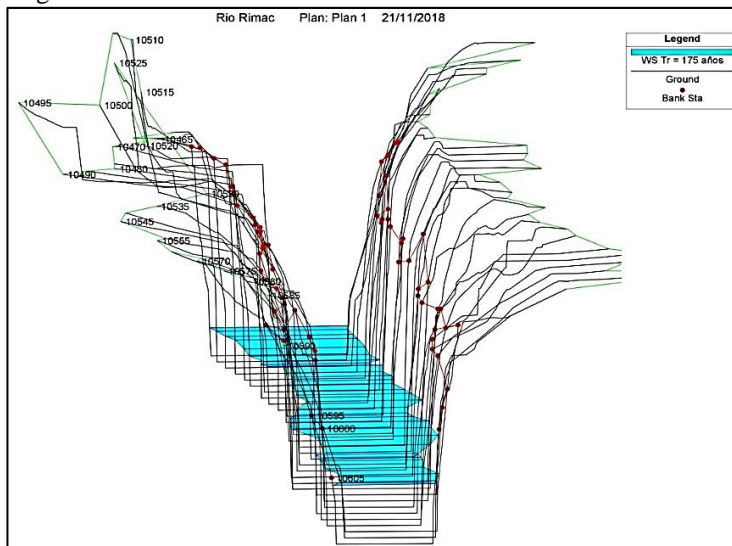
1.3.2 Estudios Hidráulicos

Los estudios hidráulicos se realizaron mediante el programa *HEC-RAS versión 4.1*. Este programa realiza cálculos hidráulicos de cursos naturales o artificiales en una dirección. Puede manejar una red completa de canales, una localización singular en un río y es capaz de modelar perfiles en régimen sub crítico, súper crítico o mixto. Los parámetros adoptados para el modelamiento hidráulico son:

- Coeficiente de rugosidad: Para el lecho del río Rímac en el tramo de estudio se adoptó un coeficiente de Manning de 0.035, este valor corresponde a un lecho de grava de tamaño medio.
- Condiciones de borde: Dado que no se conoce a priori el régimen del flujo en el río, se corrió el modelo hidráulico para la condición de flujo mixto (Sub crítico y súper crítico). Debido a que aguas arriba del Puente El Ejercito hay un desnivel demasiado pronunciado se optó como condición de borde “*Critical depth*”, en esta opción no se exige algún dato adicional ya que el programa asume sus pendientes.

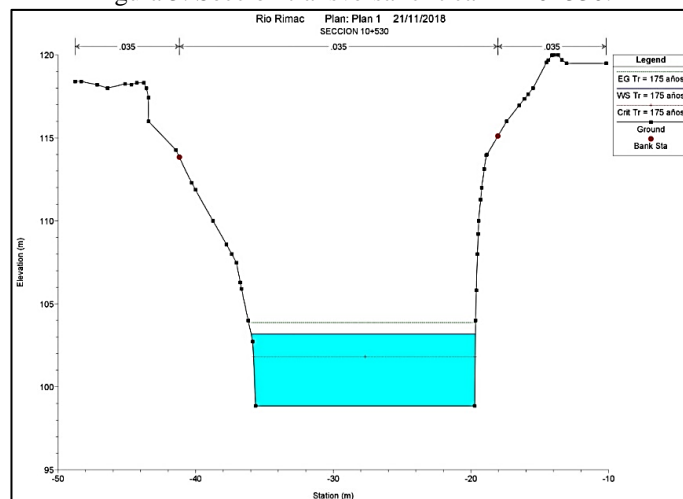
La salida del modelamiento hidráulico mediante el programa se muestra a continuación:

Figura 4: Gráfico Pseudo-3D del Río Rímac en el tramo en estudio.



Fuente: Programa HEC-RAS.

Figura 5: Sección transversal crítica km 10+530.



Fuente: Programa HEC-RAS.

Figura 6: Resultados para la Sección km 10+530 - Tr=175 años.

Plan: Plan01 Rimac Zarumilla RS: 10530 Profile: Tr = 175 años					
E.G. Elev (m)	103.88	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.68	Wt. n-Val.		0.035	
W.S. Elev (m)	103.20	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	101.81	Flow Area (m2)		69.87	
E.G. Slope (m/m)	0.004061	Area (m2)		69.87	
Q Total (m3/s)	254.89	Flow (m3/s)		254.89	
Top Width (m)	16.30	Top Width (m)		16.30	
Vel Total (m/s)	3.65	Avg. Vel. (m/s)		3.65	
Max Chl Dpth (m)	4.35	Hydr. Depth (m)		4.29	
Conv. Total (m3/s)	3999.8	Conv. (m3/s)		3999.8	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		24.63	
Min Ch El (m)	98.85	Shear (N/m2)		112.95	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	-487.63	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)		3.80	
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)		1.26	

Fuente: Programa HEC-RAS.

Tabla 7

Parámetros Hidráulicos para Tr = 175 años - Sección 10+530

Progresiva (km)	Caudal (m3/s)	Velocidad (m/s)	Tirante Máximo (m)	Ancho Efectivo (m)	Área Hidráulica (m2)
	Tr = 175 años				
10+530	254.89	3.65	4.29	16.30	69.87

El Autor.

Figura 7: Resultados para la Sección km 10+530 - Tr=500 años.

Plan: Plan01 Rimac Zarumilla RS: 10530 Profile: Tr = 500 años					
E.G. Elev (m)	104.28	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.73	Wt. n-Val.		0.035	
W.S. Elev (m)	103.55	Reach Len. (m)	5.00	5.00	5.00
Crit W.S. (m)	102.04	Flow Area (m2)		75.60	
E.G. Slope (m/m)	0.004083	Area (m2)		75.60	
Q Total (m3/s)	285.98	Flow (m3/s)		285.98	
Top Width (m)	16.39	Top Width (m)		16.39	
Vel Total (m/s)	3.78	Avg. Vel. (m/s)		3.78	
Max Chl Dpth (m)	4.70	Hydr. Depth (m)		4.61	
Conv. Total (m3/s)	4475.5	Conv. (m3/s)		4475.5	
Length Wtd. (m)	5.00	Wetted Per. (m)		25.35	
Min Ch El (m)	98.85	Shear (N/m2)		119.43	
Alpha	1.00	Stream Power (N/m s)	-487.63	0.00	0.00
Frctn Loss (m)	0.02	Cum Volume (1000 m3)		4.10	
C & E Loss (m)	0.02	Cum SA (1000 m2)		1.27	

Fuente: Programa HEC-RAS.

Tabla 8

Parámetros Hidráulicos para Tr = 500 años - Sección 10+530

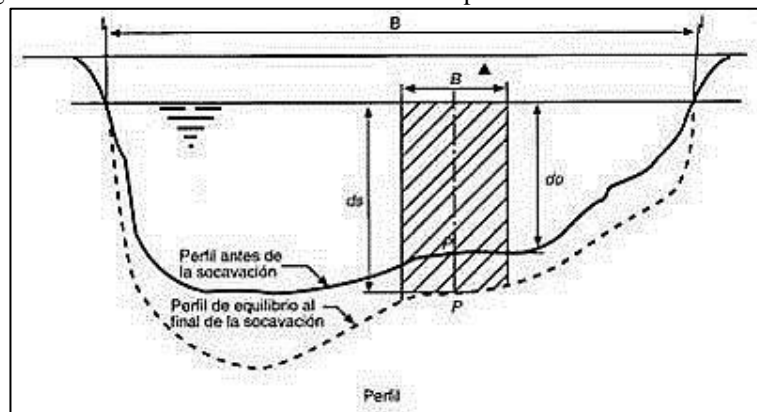
Progresiva (km)	Caudal (m3/s)	Velocidad (m/s)	Tirante Máximo (m)	Ancho Efectivo (m)	Área Hidráulica (m2)
	Tr = 500 años				
10+530	285.98	3.78	4.61	16.39	75.60

Nota: Elaboración propia.

1.3.3 Análisis de socavación en la sección crítica 10+530

Se estimó la socavación de manera general considerando que la socavación máxima se produce en el centro del cauce y es nula en donde el nivel de agua está en contacto con el terreno (orillas), tal como se ilustra en las siguientes figuras.

Figura 8: Ilustración de una sección del cauce para el cálculo de la socavación.

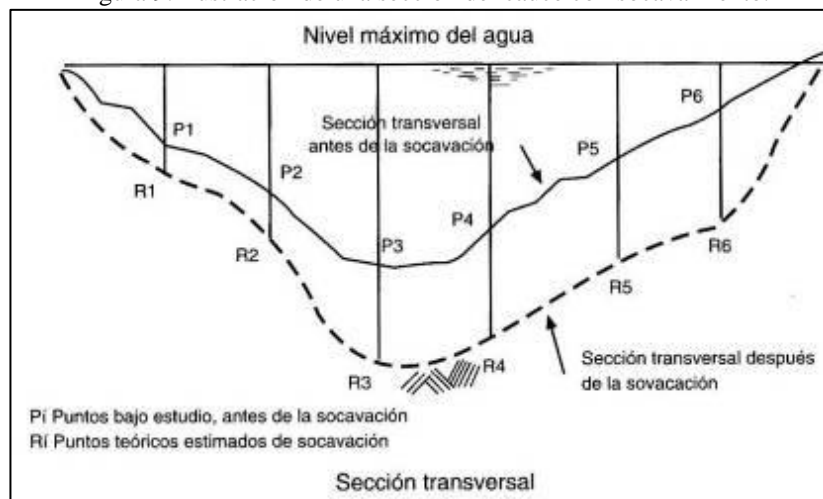


Fuente: Protección y control de cauces.-CNA-IMTA, México 2000.

$$\text{Socavamiento} = d_s - d_0 \quad (6)$$

Dónde d_0 y d_s se miden en cada sección vertical donde se requiere realizar el cálculo.

Figura 9: Ilustración de una sección del cauce con socavamiento.



Fuente: Protección y control de cauces.-CNA-IMTA, México 2000.

La socavación se estimó teniendo en cuenta lo siguiente:

- Caudal máximo: 285.98 m³/s (Periodo de Retorno de 500 años).
- Características del cauce.
- Análisis granulométrico del material del lecho: El material del lecho está compuesto por cantos rodados sub-redondeados. Del análisis granulométrico combinado de la fracción gruesa (80%) y la fracción fina (20%), se ha obtenido que el diámetro medio del material del lecho es de alrededor 50 mm. Los resultados del análisis granulométrico por tamizado se indican en la siguiente tabla.

Tabla 9
Análisis granulométrico del material del lecho del río Rímac.

Tamiz	(mm)	% Acumulado que pasa
19"	483,36	-
18"	457,92	-
14"	356,16	-
13"	330,72	100,0
12"	305,28	96,1
10"	254,40	92,2
9"	228,96	90,4
8"	203,52	89,1
7"	178,08	85,7
6"	152,64	80,3
5"	127,20	73,9
4"	101,76	66,7
3"	75,00	59,3
2"	50,00	51,0
1 1/2"	38,10	36,5
1"	25,00	28,9
3/4"	19,00	22,7
1/2"	12,50	17,5
3/8"	9,50	14,9
1/4"	6,30	12,0
N° 4	4,75	10,7
N° 10	2,00	8,8
N° 20	0,85	7,0
N° 40	0,425	4,1
N° 60	0,25	2,1
N° 100	0,15	1,0
N° 200	0,075	0,6

Fuente: Municipalidad Metropolitana de Lima.

Los cálculos de socavación general son fundamentales para poder definir el nivel de cimentación de las estructuras. La socavación general se estimó en base al método propuesto por Lischtvan-Lebediev, para suelos granulares. Este método consiste en determinar la condición de equilibrio entre la velocidad media de la corriente y la velocidad media del flujo que se necesita para erosionar el material del lecho para un diámetro y peso específico conocido.

El valor calculado es el descenso del fondo del cauce durante una avenida como consecuencia de la mayor capacidad de arrastre del sedimento. La condición de equilibrio es

$v_e = v_r$; en la cual la velocidad media de la corriente para erosionar al material de fondo (inicio del arrastre) será igual a la velocidad media real de la corriente.

$$v_r = \frac{\alpha d_0^{\frac{5}{3}}}{d_s} \quad (7)$$

Dónde: d_0 es la profundidad máxima de la sección antes de la erosión; d_s es la profundidad socavada; y α el coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas, mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{d_m^{\frac{5}{3}} B_e \mu} \quad (8)$$

Dónde Q_d es el caudal en m^3/s , B_e es el ancho efectivo de la sección, d_m es el tirante medio de la sección, obtenido al dividir el área hidráulica entre el ancho efectivo, y μ es el coeficiente de contracción (si no hay obstáculos en el tramo $\mu = 1$).

Tabla 9

Datos utilizados y resultado del valor α .

Qd (m ³ /s)	dm (m)	μ	Be (m)	α
285.98	4.61	1.00	16.39	1.37

El Autor.

$$d_s = \left(\frac{\alpha d_0^{\frac{5}{3}}}{0.68 D_m^{0.28} \beta} \right)^{1/(1+z)} \quad (9)$$

Dónde d_s es la profundidad socavada; d_0 es la profundidad máxima de la sección antes de la erosión; y β es el coeficiente por tiempo de retorno.

Figura 10: Valores para β , según Maza (1967).

Probabilidad (en % de que se presente el caudal de diseño)	Coficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

Fuente: Cálculo de la Socavación, Jaime Suárez, p.142.

Figura 11: Valores para z en función del diámetro medio del material del lecho, según Maza (1967).

Suelos granulares					
d (mm)	z	1 1+z	d (mm)	z	1 1+z
0.05	0.43	0.70	40.000	0.30	0.77
0.15	0.42	0.70	60.000	0.29	0.78
0.50	0.41	0.71	90.000	0.28	0.78
1.00	0.40	0.71	140.000	0.27	0.79
1.50	0.39	0.72	190.000	0.26	0.79
2.50	0.38	0.72	250.000	0.25	0.80
4.00	0.37	0.73	310.000	0.24	0.81
6.00	0.35	0.74	370.000	0.23	0.81
8.00	0.35	0.74	450.000	0.22	0.83
10.00	0.34	0.75	570.000	0.21	0.83
15.00	0.33	0.75	750.000	0.20	0.83
20.00	0.32	0.76	1.000.000	0.19	0.84
25.00	0.31	0.76			

Fuente: *Cálculo de la Socavación*, Jaime Suárez, p.142.

Tabla 11

Datos utilizados y resultado del valor d_s .

do (m)	Dm (mm)	β	α	z	ds (m)	Socavamiento (m)
4.61	50	1.05	1.37	0.295	5.06	0.45

El Autor.

El tramo en estudio presenta una sección curva, Suarez (2005) menciona que el cálculo de la socavación en tramos curvos es difícil de analizar, principalmente debido a que el nivel de agua y la profundidad del cauce no son constantes a lo largo de la curva. El nivel del agua tiende a aumentar a profundizarse en el extradós de la curva por la acción de flujos secundarios. No existe una teoría para analizar con precisión este fenómeno de socavación en una curva, sin embargo, Maza (1967), citado por Suárez (2005), propone lo siguiente:

$$d_s(\text{tramo curvo}) = k d_s(\text{tramo recto}) \quad (10)$$

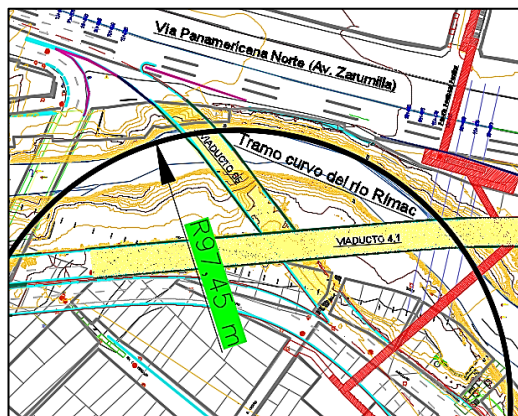
Donde k depende del radio de curvatura (r) y el ancho del cauce (w).

Figura 12: Valores para k para el cálculo de socavación en curvas, según García (1979).

W/r	Coficiente k
0.5	3.0
0.33	2.57
0.25	2.20
0.20	1.84
0.16	1.48
0	1.27

Fuente: *Cálculo de la Socavación*, Jaime Suárez, p.144.

Figura 13: Radio de curvatura del tramo en estudio del río Rímac.



Fuente: Elaborado por el Autor.

Tabla 12

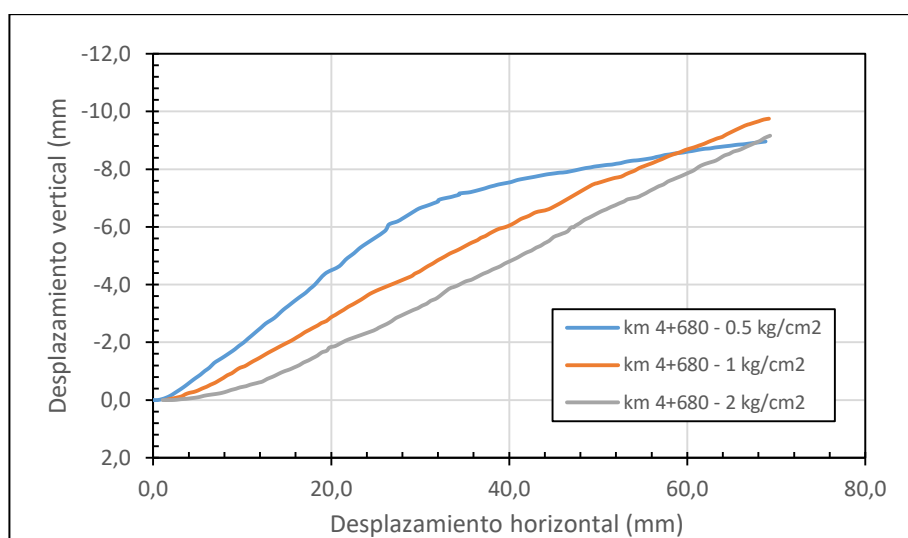
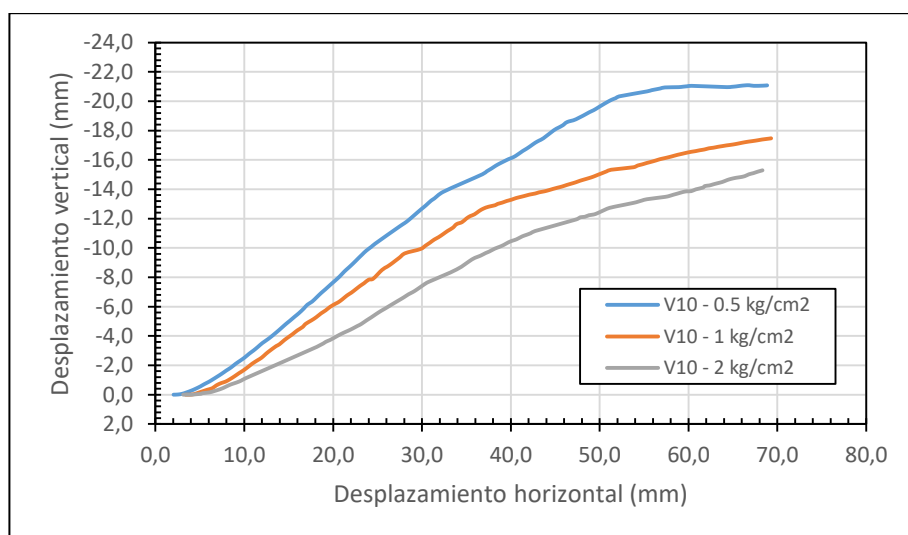
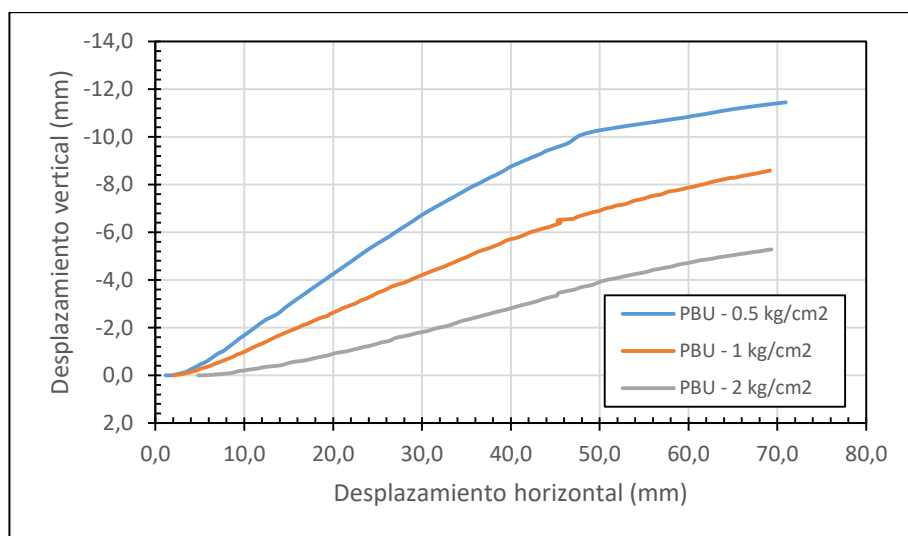
Datos utilizados y cálculo de socavamiento en curvas.

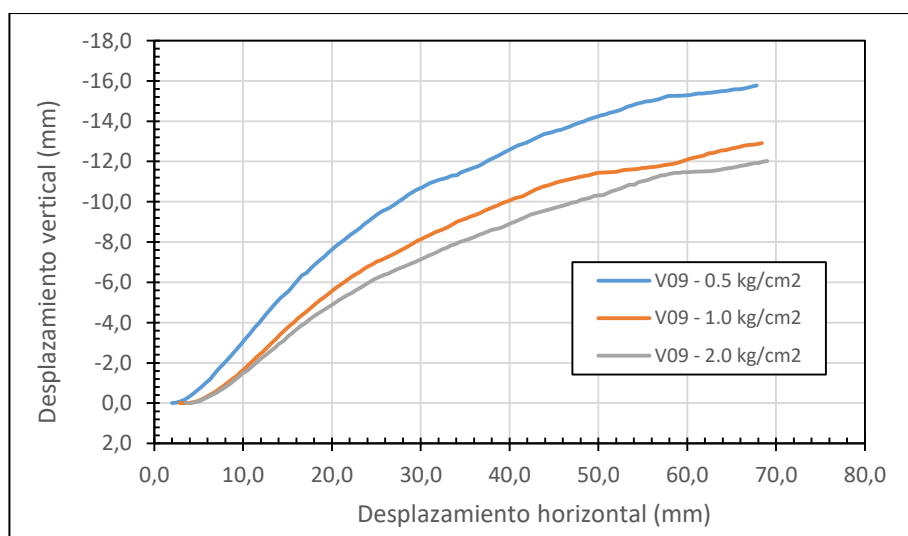
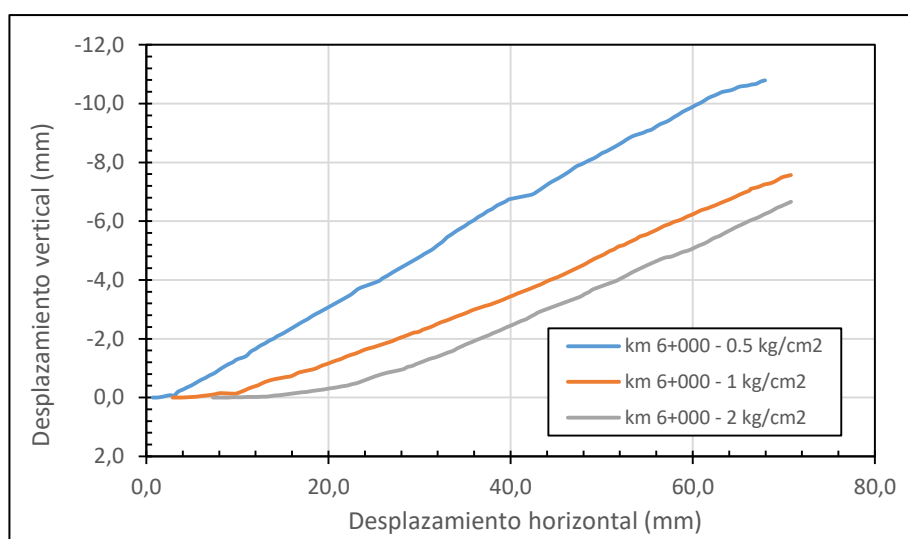
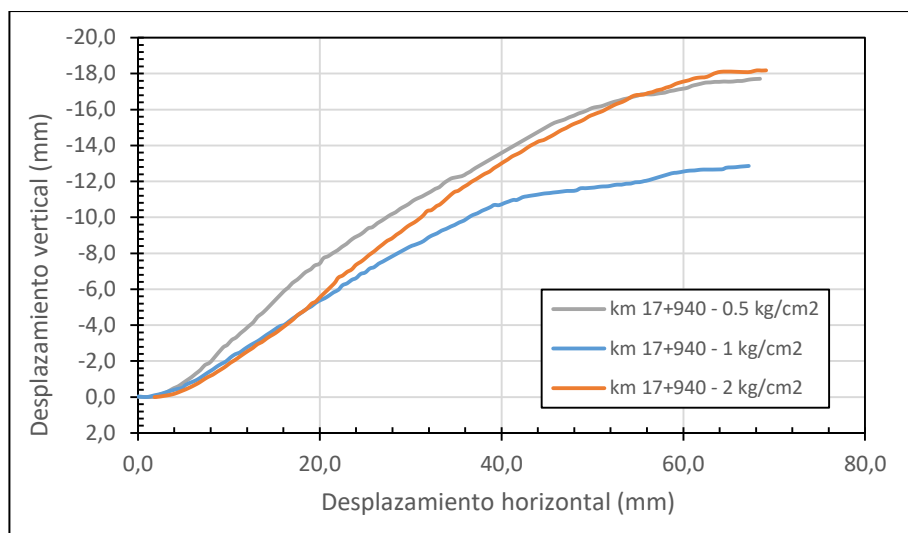
W (m)	r (m)	W/r	K	ds (m)	Socavación final (m)
16.39	97.45	0.17	1.57	7.95	3.34

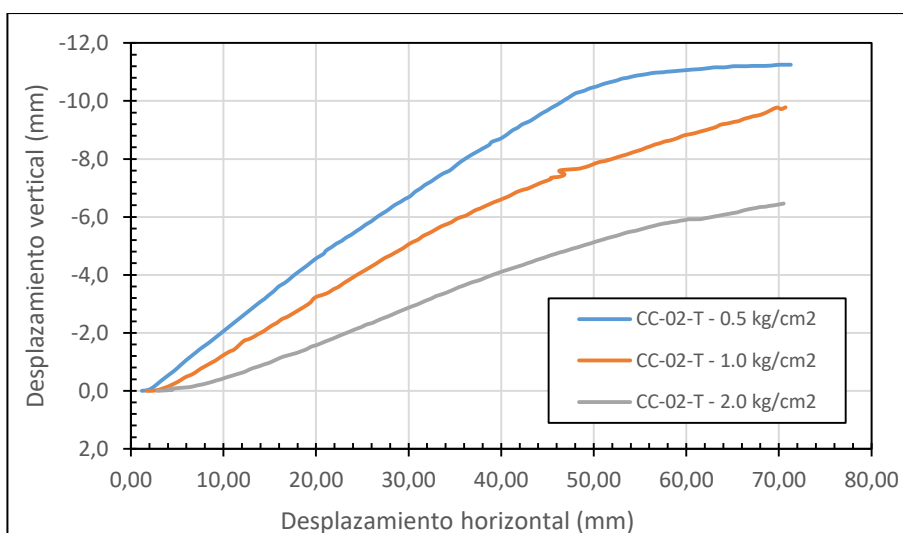
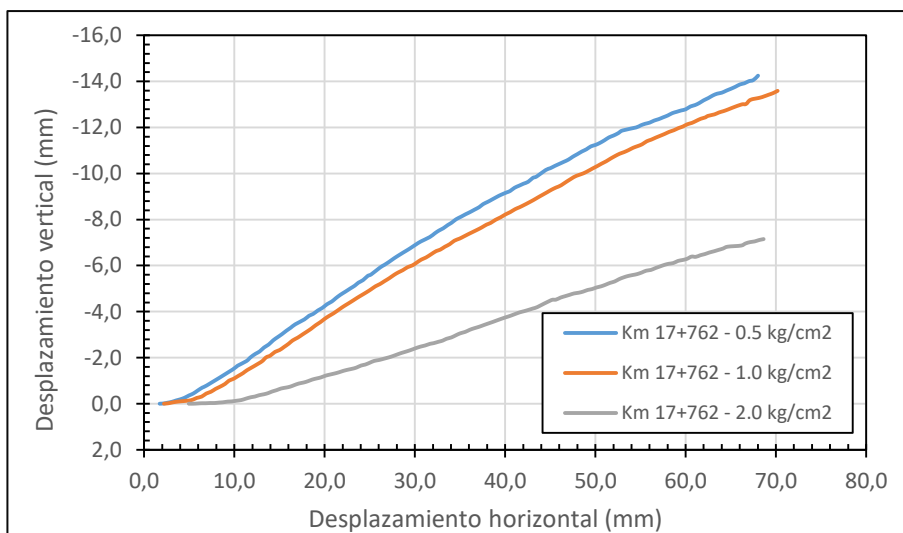
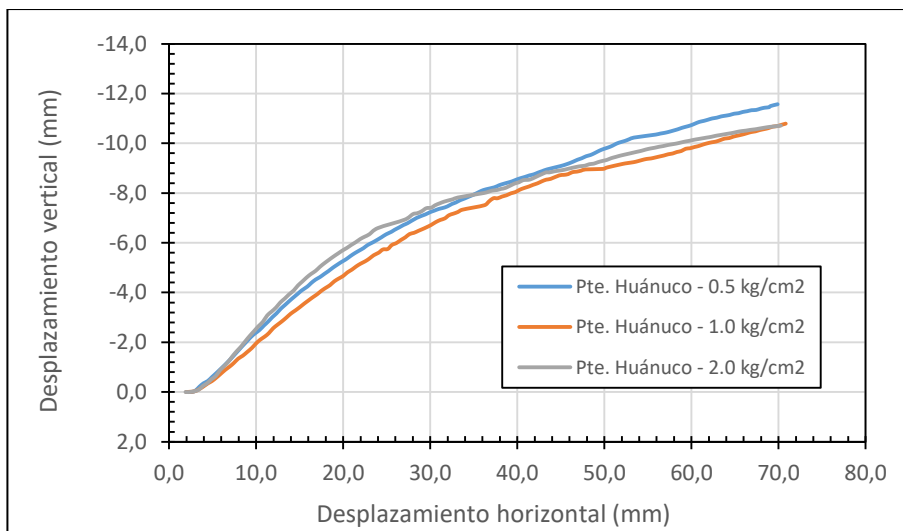
El Autor.

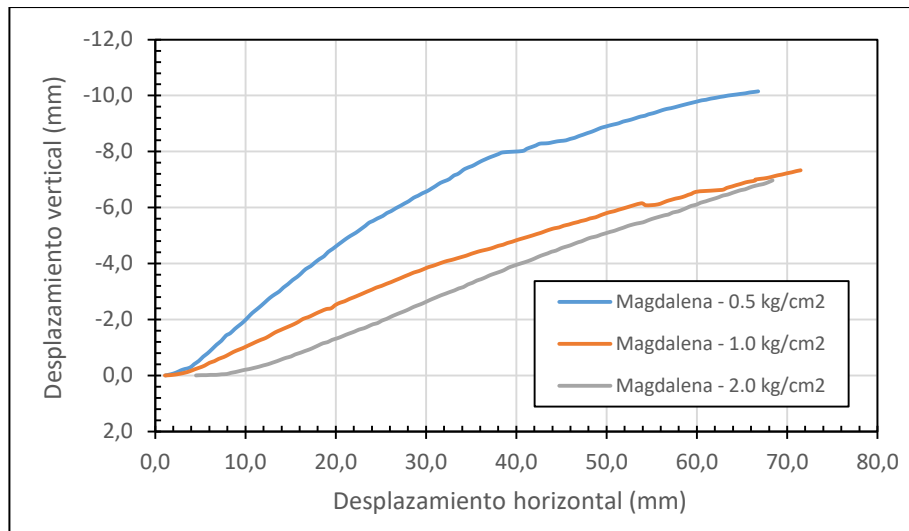
El socavamiento potencial total encontrado es de aproximadamente 3.40 m, este resultado es utilizado en los modelamientos geotécnicos, ya que representa el estado más crítico que se puede presentar en el talud.

Anexo F: Gráficas Desplazamiento horizontal vs Desplazamiento vertical de los ensayos de corte directo a escala grande recopilados.









Anexo G: Costos unitarios de los elementos de reforzamiento.

Figura 1: Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilotes (Por unidad).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Equipos			
mq03pii010h	Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para perforación de pilote de extracción con entubación recuperable, a una distancia de entre 50 y 100 km, limpieza y	1,005	26085,24	26215,67
			Subtotal equipos:		26215,67
2		Herramientas			
	%	Herramientas	2,000	26215,67	524,31
			Costos directos (1+2):		26739,98

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 2: Pilote de extracción con entubación recuperable (Unidad: metro lineal).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt07aco020m	Ud	Separador homologado para pilotes.	3,000	0,26	0,78
mt07aco060g	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200$ kg/cm ²), de varios diámetros, según NTP 339.186 y ASTM A 706.	157,080	2,99	469,67
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	1,047	3,17	3,32
mt10haf055cja	m ³	Concreto $f'c=280$ kg/cm ² (28 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, con baja permeabilidad en exposición al agua, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia fluida, premezclado en planta, según el Reglamento	0,900	270,80	243,72
			Subtotal materiales:		717,49
2		Equipos			
mq03pii104a	h	Equipo completo para perforación de pilote de extracción con entubación	0,492	805,06	396,09
mq08sol010	h	Equipo de oxicorte, con acetileno como combustible y oxígeno como	0,139	20,31	2,82
			Subtotal equipos:		398,91
3		Mano de obra			
mo043	h	Operario herrero.	1,308	22,21	29,05
mo090	h	Oficial herrero.	1,868	15,33	28,64
mo045	h	Operario especializado en vaciado de concreto.	4,263	22,21	94,68
mo092	h	Oficial especializado en vaciado de concreto.	4,263	15,33	65,35
mo019	h	Operario soldador.	0,172	21,58	3,71
			Subtotal mano de obra:		221,43
4		Herramientas			
	%	Herramientas	2,000	1337,83	26,76
Coste de mantenimiento decenal: Sl. 27,29 en los primeros 10 años.					
			Costos directos		1364,59

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 3: Descabezado de pilote de concreto armado (Por Unidad).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Equipos			
mq05pdm010c	h	Compresor portátil eléctrico 9 m ³ /min de caudal.	0,570	33,70	19,21
mq05mai030	h	Martillo neumático.	1,140	11,21	12,78
mq01exn010i	h	Miniretroexcavadora sobre neumáticos, de 37,5 kW.	0,006	125,65	0,75
			Subtotal equipos:		32,74
2		Mano de obra			
mo112	h	Peón especializado de construcción.	1,552	14,36	22,29
mo113	h	Peón de construcción.	0,529	14,11	7,46
			Subtotal mano de obra:		29,75
3		Herramientas			
	%	Herramientas	2,000	62,49	1,25
			Costos directos (1+2+3):		63,74

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 4: Cabezal de grupo de pilotes. (Unidad: m³).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt07aco020a	Ud	Separador homologado para cimentaciones.	8,000	0,39	3,12
mt07aco060g	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), de varios diámetros, según NTP 333.186 y ASTM A 706.	96,201	2,99	287,64
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,641	3,17	2,03
mt10haf055ajc	m ³	Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, sin requerimiento de permeabilidad, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.060.	1,050	257,90	270,80
Subtotal materiales:					563,59
2		Equipos			
mq06bhe010	h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de concreto.	0,053	468,70	24,84
Subtotal equipos:					24,84
3		Mano de obra			
mo043	h	Operario fierro.	1,373	22,21	30,49
mo090	h	Oficial fierro.	1,602	15,33	24,56
mo045	h	Operario especializado en vaciado de concreto.	0,067	22,21	1,49
mo092	h	Oficial especializado en vaciado de concreto.	0,270	15,33	4,14
Subtotal mano de obra:					60,68
4		Herramientas			
∅	∅	Herramientas	2,000	649,11	12,98
Coste de mantenimiento decenal: \$/ 6,62 en los primeros 10 años.					
Costos directos					662,09

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 5: Sistema de encofrado para cabezal de grupo de pilotes. (Unidad: m²).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt07aco020a	Ud	Separador homologado para cimentaciones.	8,000	0,39	3,12
mt07aco060g	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), de varios diámetros, según NTP 333.186 y ASTM A 706.	96,201	2,99	287,64
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,641	3,17	2,03
mt10haf055ajc	m ³	Concreto $f'c=280 \text{ kg/cm}^2$ (28 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, sin requerimiento de permeabilidad, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia blanda, premezclado en planta, según el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.060.	1,050	257,90	270,80
Subtotal materiales:					563,59
2		Equipos			
mq06bhe010	h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de concreto.	0,053	468,70	24,84
Subtotal equipos:					24,84
3		Mano de obra			
mo043	h	Operario fierro.	1,373	22,21	30,49
mo090	h	Oficial fierro.	1,602	15,33	24,56
mo045	h	Operario especializado en vaciado de concreto.	0,067	22,21	1,49
mo092	h	Oficial especializado en vaciado de concreto.	0,270	15,33	4,14
Subtotal mano de obra:					60,68
4		Herramientas			
∅	∅	Herramientas	2,000	649,11	12,98
Coste de mantenimiento decenal: \$/ 6,62 en los primeros 10 años.					
Costos directos					662,09

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 6: Estabilización de taludes. (Unidad: m²).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt07aco060g	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 ($f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$), de varios diámetros, según NTP 333.186 y ASTM A 706.	1,000	2,99	2,99
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,010	3,17	0,03
mt07ame090fdc	m ²	Malla electrosoldada Q-188 cocada 150x150 mm, con alambres longitudinales de 6 mm de diámetro y alambres transversales de 6,0 mm de diámetro, de acero trellado corrugado ASTM A 82-94, según ASTM A 185.	2,200	12,86	28,29
mt10hes200a	m ³	Concreto para proyectar, $f'c=210 \text{ kg/cm}^2$ (21 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, sin requerimiento de permeabilidad, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 19 mm, consistencia fluida, con una dosificación de cemento de 400 kg/m ³ , premezclado en planta.	0,195	297,01	57,92
Subtotal materiales:					89,23
2		Equipos			
mq06gun010	h	Shotcretera de concreto por vía húmeda 33 kW.	0,703	35,78	25,15
Subtotal equipos:					25,15
3		Mano de obra			
mo020	h	Operario de construcción.	0,726	21,28	15,45
mo113	h	Peón de construcción.	0,363	14,11	5,12
Subtotal mano de obra:					20,57
4		Herramientas			
∅	∅	Herramientas	2,000	134,95	2,70
Costos directos (1+2+3+4):					137,65

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 7: Muro de concreto. (Unidad: m³).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt08eme070b	m'	Paneles metálicos modulares, para encofrar muros de concreto de entre 3 y 6 m de altura.	0,027	576,92	15,58
mt08eme075l	Ud	Estructura soporte de sistema de encofrado vertical, para muros de concreto a dos caras, de entre 3 y 6 m de altura, formada por tornapuntas metálicos para estabilización y aplomado de la superficie encofrante.	0,027	744,09	20,09
mt08dba010b	l	Agente desmoldeante, a base de aceites especiales, emulsionable en agua para encofrados metálicos, fenólicos o de madera.	0,120	5,71	0,69
mt08var204	Ud	Pasamuros de PVC para paso de los tensores del encofrado, de varios diámetros y longitudes.	1,600	2,68	4,29
mt07aco020d	Ud	Separador homologado para muros.	8,000	0,16	1,28
mt07aco060g	kg	Acero en varillas corrugadas, Grado 60 (fy= 4200 kg/cm ²), de varios diámetros, según NTP 339.186 y ASTM A 706.	51,000	2,99	152,49
mt08var050	kg	Alambre galvanizado para atar, de 1,30 mm de diámetro.	0,500	3,17	1,59
mt10haf055cjb	m'	Concreto f'c=280 kg/cm ² (28 MPa), no expuesto a ciclos de congelamiento y deshielo, exposición a sulfatos insignificante, con baja permeabilidad en exposición al agua, no expuesto a cloruros, tamaño máximo del agregado 12,5 mm, consistencia fluida, premezclado en planta, con aditivo hidrófugo, según el Reglamento Nacional de Edificaciones NTE E.060.	1,050	289,75	304,24
Subtotal materiales:					500,25
2		Equipos			
mq06bhe010	h	Camión bomba estacionado en obra, para bombeo de concreto.	0,132	468,70	61,87
Subtotal equipos:					61,87
3		Mano de obra			
mo044	h	Operario encofrador.	1,713	22,21	38,05
mo091	h	Oficial encofrador.	1,713	15,33	26,26
mo043	h	Operario herrero.	0,551	22,21	12,24
mo090	h	Oficial herrero.	0,651	15,33	9,98
mo045	h	Operario especializado en vaciado de concreto.	0,063	22,21	1,40
mo092	h	Oficial especializado en vaciado de concreto.	0,263	15,33	4,03
Subtotal mano de obra:					91,96
4		Herramientas			
∅	∅	Herramientas	2,000	654,08	13,08
Coste de mantenimiento decenal: \$/ 26,69 en los primeros 10 años.					
Costos directos					667,16

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 8: Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para la realización de anclajes al terreno. (Unidad).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Equipos			
mq03pan010b	Ud	Transporte, puesta en obra y retirada de equipo completo para realización de anclajes al terreno, a una distancia de entre 50 y 100 km.	1,005	11418,16	11475,25
Subtotal equipos:					11475,25
2		Herramientas			
∅	∅	Herramientas	2,000	11475,25	229,51
Costos directos (1+2):					11704,76

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 9: Anclaje permanente de muro pantalla (6 cables). (Unidad: m).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt07aav110a	m	Cable formado por cordones de acero de 0,6" (15,2 mm) de diámetro nominal y 1860 MPa de carga unitaria máxima, para anclajes al terreno.	6,000	8,53	51,18
mt07aav120a	m	Tubo de polietileno de alta densidad (PEAD/HDPE), para envainar los cables en anclajes al terreno.	1,000	19,90	19,90
mt08aaa010a	m'	Agua.	0,011	4,32	0,05
mt08cem010c	kg	Cemento Portland CEM I 42,5 N, en sacos.	27,433	0,32	8,78
Subtotal materiales:					79,91
2		Equipos			
mq03pan020b	h	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del muro y del terreno, con o sin entubación para anclaje provisional de muro pantalla.	0,502	326,99	164,15
Subtotal equipos:					164,15
3		Mano de obra			
mo042	h	Operario en estructura de concreto.	0,625	22,21	13,88
mo089	h	Oficial en estructura de concreto.	0,625	15,33	9,58
Subtotal mano de obra:					23,46
4		Herramientas			
∅	∅	Herramientas	2,000	267,52	5,35
Coste de mantenimiento decenal: \$/ 5,46 en los primeros 10 años.					
Costos directos					272,87

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 10: Anclaje permanente de muro pantalla (7 cables). (Unidad: m).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1					
Materiales					
mt07aav110a	m	Cable formado por cordones de acero de 0,6" (15,2 mm) de diámetro nominal y 1860 MPa de carga unitaria máxima, para anclajes al terreno.	7,000	8,53	59,71
mt07aav120a	m	Tubo de polietileno de alta densidad (PEAD/HDPE), para envainar los cables en anclajes al terreno.	1,000	19,90	19,90
mt08aaa010a	m ³	Agua.	0,011	4,32	0,05
mt08cem010c	kg	Cemento Portland CEM I 42,5 N, en sacos.	27,433	0,32	8,78
Subtotal materiales:					88,44
2					
Equipos					
mq03pan020b	h	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del muro y del terreno, con o sin entubación para anclaje provisional de muro pantalla.	0,502	326,99	164,15
Subtotal equipos:					164,15
3					
Mano de obra					
mo042	h	Operario en estructura de concreto.	0,625	22,21	13,88
mo089	h	Oficial en estructura de concreto.	0,625	15,33	9,58
Subtotal mano de obra:					23,46
4					
Herramientas					
∅	∅	Herramientas	2,000	276,05	5,52
Coste de mantenimiento decenal: Sí, 5,63 en los primeros 10 años.			Costos directos		281,57

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 11: Anclaje permanente de muro pantalla (8 cables). (Unidad: m).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1					
Materiales					
mt07aav110a	m	Cable formado por cordones de acero de 0,6" (15,2 mm) de diámetro nominal y 1860 MPa de carga unitaria máxima, para anclajes al terreno.	8,000	8,53	68,24
mt07aav120a	m	Tubo de polietileno de alta densidad (PEAD/HDPE), para envainar los cables en anclajes al terreno.	1,000	19,90	19,90
mt08aaa010a	m ³	Agua.	0,011	4,32	0,05
mt08cem010c	kg	Cemento Portland CEM I 42,5 N, en sacos.	27,433	0,32	8,78
Subtotal materiales:					96,97
2					
Equipos					
mq03pan020b	h	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del muro y del terreno, con o sin entubación para anclaje provisional de muro pantalla.	0,502	326,99	164,15
Subtotal equipos:					164,15
3					
Mano de obra					
mo042	h	Operario en estructura de concreto.	0,625	22,21	13,88
mo089	h	Oficial en estructura de concreto.	0,625	15,33	9,58
Subtotal mano de obra:					23,46
4					
Herramientas					
∅	∅	Herramientas	2,000	284,58	5,69
Coste de mantenimiento decenal: Sí, 5,63 en los primeros 10 años.			Costos directos		290,27

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 12: Anclaje permanente de muro pantalla (9 cables). (Unidad: m).

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1					
Materiales					
mt07aav110a	m	Cable formado por cordones de acero de 0,6" (15,2 mm) de diámetro nominal y 1860 MPa de carga unitaria máxima, para anclajes al terreno.	9,000	8,53	76,77
mt07aav120a	m	Tubo de polietileno de alta densidad (PEAD/HDPE), para envainar los cables en anclajes al terreno.	1,000	19,90	19,90
mt08aaa010a	m ³	Agua.	0,011	4,32	0,05
mt08cem010c	kg	Cemento Portland CEM I 42,5 N, en sacos.	27,433	0,32	8,78
Subtotal materiales:					105,50
2					
Equipos					
mq03pan020b	h	Equipo mecánico para realización de los trabajos de perforación del muro y del terreno, con o sin entubación para anclaje provisional de muro pantalla.	0,502	326,99	164,15
Subtotal equipos:					164,15
3					
Mano de obra					
mo042	h	Operario en estructura de concreto.	0,625	22,21	13,88
mo089	h	Oficial en estructura de concreto.	0,625	15,33	9,58
Subtotal mano de obra:					23,46
4					
Herramientas					
∅	∅	Herramientas	2,000	293,11	5,86
Coste de mantenimiento decenal: Sí, 5,28 en los primeros 10 años.			Costos directos		298,97

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 13: Cabeza de anclaje permanente para muro pantalla.

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Materiales			
mt07aav100e	Ud	Cabeza de anclaje permanente, para 7 cables trenzados de acero, de 0,6" (15,2 mm) de diámetro nominal, formada por placa de reparto de 250x250x25 mm, cuña triangular de fricción de acero, protección externa con caperuza de plástico de 160 mm de diámetro, juntas de neopreno y tornillería.	1,000	425,71	425,71
			Subtotal materiales:		425,71
2		Mano de obra			
mo042	h	Operario en estructura de concreto.	0,625	22,21	13,88
mo089	h	Oficial en estructura de concreto.	0,625	15,33	9,58
			Subtotal mano de obra:		23,46
3		Herramientas			
	%	Herramientas	2,000	449,17	8,98
Coste de mantenimiento decenal: S/. 18,33 en los primeros 10 años.			Costos directos (1+2+3):		458,15

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.

Figura 14: Tesado de anclajes permanentes.

Código	Unidad	Descripción	Cantidad	Precio unitario	Precio parcial
1		Equipos			
mq03pan040	h	Equipo de tesado compuesto por gato de tesado multifilar y central hidráulica, para anclajes permanentes en muros pantalla.	8,039	308,18	2477,46
			Subtotal equipos:		2477,46
2		Mano de obra			
mo042	h	Operario en estructura de concreto.	9,997	22,21	222,03
mo089	h	Oficial en estructura de concreto.	9,997	15,33	153,25
			Subtotal mano de obra:		375,28
3		Herramientas			
	%	Herramientas	2,000	2852,74	57,05
Coste de mantenimiento decenal: S/. 203,69 en los primeros 10 años.			Costos directos (1+2+3):		2909,79

Fuente: CYPE Ingenieros, S.A.