UNIVERSIDAD PERUANA DE CIENCIAS APLICADAS

FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL

**“ANÁLISIS PROBABILÍSTICO DE RIESGO GEOTÉCNICO EN
EXCAVACIONES PROFUNDAS UTILIZANDO ANCLAJES POST-
TENSADOS EN EDIFICACIONES DE LIMA METROPOLITANA”**

TESIS

Para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTOR(ES)

Agreda Principe, Santos Oliver (0000-0001-6944-9584)

Avila Ascencio, Erick Andrés (0000-0002-9685-876X)

ASESOR

Duran Ramírez, Gary Gary (0000-0002-2011-7463)

Lima, 30 de Julio de 2020

DEDICATORIA

Dedico este proyecto de tesis a mi esposa Adelisa e hijos Luana y Derick por el apoyo incondicional y comprensión en todo este tiempo, siendo la mejor motivación para cumplir mi meta de la titulación. A mis padres, José y Brígida, por su apoyo y confianza en culminar esta etapa de mi vida.

Erick Avila Ascencio

Dedico esta tesis a mi hija Arlette por ser mi gran motivación.

Santos Oliver Agreda Principe

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, a Dios por estar siempre a mi lado guiándome, cuidándome y sobre todo entregándome la fortaleza necesaria para seguir adelante, y culminar la presente investigación. Agradezco a mi asesor, Ing. Gary Durán Ramírez, por compartir sus conocimientos, por la orientación brindada, consejos y supervisión en el desarrollo de la tesis.

Finalmente, agradezco a mi alma mater, la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, por la formación de calidad que me brindó.

Erick Avila Ascencio

Agradezco en primer lugar a Dios, que en su infinita sabiduría nos guio y bendijo para que todo esto sea posible.

Agradezco también a mi familia, y en especial a mis padres e hija, por su apoyo incondicional en todo momento, siendo mi motivación para seguir adelante y ser mejor persona cada día.

Por otro lado, agradezco a mi asesor, el Ing. Gary Duran, por su apoyo y guía en gran medida durante todo el proceso de la elaboración de esta tesis.

Finalmente, agradezco a mi alma mater, la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, por la formación de calidad que me brindó.

Santos Oliver Agreda Principe

RESUMEN

La presente investigación tuvo como objetivo principal, determinar el riesgo geotécnico de excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados en edificaciones de Lima Metropolitana, aplicando métodos probabilísticos a partir de un abordaje estadístico simple, basado en la hipótesis fundamental de la distribución normal gaussiana de las variables envueltas.

En primer lugar, se utilizó el parámetro fundamental de los anclajes post-tensados, la capacidad última de adherencia en la interacción suelo-lechada de cemento τ_{ult} , (resistencia en la ruptura). Este parámetro se obtuvo de dieciséis (16) ensayos de arrancamiento a escala natural de anclajes post-tensados cimentados en el conglomerado de Lima Metropolitana, obtenidos de la tesis de maestría de Puelles (2011).

En segundo lugar, se realizó un diseño de anclajes post-tensados de edificaciones en Lima Metropolitana de 3, 4 y 5 anillos de 10.50, 13.50 y 16.50 m de profundidad respectivamente. Para ello, se utilizó la metodología FHWA con el objetivo de obtener la capacidad de carga de diseño (T_D) de anclajes post-tensados. Además, se ejecutó modelos y modelamientos en el software Slide v6.0 (método equilibrio límite), para realizar el análisis de estabilidad de los mismos. Para ello, se tuvo en cuenta las siguientes variables: los parámetros geotécnicos representativos de Lima Metropolitana, la profundidad de estudio (10.50 a 16.50 m.) y la sobrecarga de edificaciones colindantes.

Por último, con los parámetros obtenidos (τ_{ult} y T_D) se definió las curvas estadísticas de distribución de sollicitación y resistencia. Luego, se aplicó los métodos probabilísticos e interpretación respectiva, determinado así el riesgo geotécnico para cada caso de estudio.

Palabras clave: *anclajes post-tensados; capacidad de carga de diseño, métodos probabilísticos; riesgo geotécnico; factor de confiabilidad.*

Probabilistic analysis of geotechnical risk in deep excavations using post-tensioned anchors in buildings of Metropolitan Lima

ABSTRACT

The main objective of this research was to determine the geotechnical risk of deep excavations using post-tensioned anchors in buildings in Metropolitan Lima, applying probabilistic methods based on a simple statistical approach, based on the fundamental hypothesis of the Gaussian normal distribution of the variables wrapped.

Firstly, the fundamental parameter of the post-tensioned anchors was used, the ultimate capacity of adhesion in the soil-cement grout interaction τ_{ult} , (resistance to rupture). This parameter was obtained from sixteen (16) natural scale pull-out tests of post-tensioned anchorages cemented in the conglomerate of Metropolitan Lima, obtained from the master's thesis of Puelles (2011).

Secondly, a design of post-tensioned anchorages of buildings in Metropolitan Lima of 3, 4 and 5 rings of 10.50, 13.50 and 16.50 m depth, respectively, was carried out. For this, the FHWA methodology was used with the objective of obtaining the design load capacity (T_D) of post-tensioned anchors. In addition, models and modeling were executed in the Slide v6.0 software (limit equilibrium method), to perform their stability analysis. For this, the following variables were taken into account: the representative geotechnical parameters of Metropolitan Lima, the study depth (10.50 to 16.50 m.) And the overload of neighboring buildings.

Finally, with the obtained parameters (τ_{ult} and T_D) the statistical curves of the distribution of stress and resistance were defined. Then, the probabilistic methods and respective interpretation were applied, thus determining the geotechnical risk for each case study.

Keywords: *post-tensioned anchors; design load capacity, probabilistic methods; geotechnical risk; reliability factor.*

TABLA DE CONTENIDOS

1. INTRODUCCIÓN	12
1.1 REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	12
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	13
1.3 ESTADO DEL ARTE.....	13
1.3.1 Elementos de contención: Anclajes Post-tensados	13
1.3.2 Reseña histórica de los factores de seguridad	14
1.4 JUSTIFICACIÓN.....	17
1.5 HIPÓTESIS.....	18
1.6 OBJETIVO GENERAL	18
1.6.1 Objetivos Específicos	18
1.7 DESCRIPCIÓN DEL CONTENIDO.....	19
2. MARCO TEÓRICO.....	20
2.1 TIPOLOGÍAS DE PANTALLAS DE CONTENCIÓN	20
2.2 ANCLAJES POST-TENSADOS	21
2.2.1 Principales componentes de los anclajes post-tensados	22
2.2.2 Tipos de anclajes post-tensados.....	23
2.2.3 Principios básicos del diseño de anclajes post-tensados	24
2.2.4 Capacidad última de adherencia en anclajes post-tensados.....	31
2.2.5 Capacidad de carga admisible en anclajes post-tensados.....	33
2.2.6 Ensayos de arrancamiento de capacidad ultima de adherencia en anclajes post-tensados	33
2.3 ESTADÍSTICA Y PROBABILIDAD	35
2.3.1 Promedio.....	36
2.3.2 Varianza.....	36
2.3.3 Desviación Estándar	36
2.3.4 Distribución Normal	36
2.3.5 Índice de Confianza	36
2.4 MÉTODOS PROBABILÍSTICOS EN CIMENTACIONES	37
2.4.1 Probabilidad de ruina método β (Cornell, 1971)	37
2.4.2 Probabilidad de ruina $1(p_f)$ (Freudenthal, 1947, 1956 y 1974)	38

2.4.3	Interrelación entre el factor de seguridad y probabilidad de ruina	39
2.4.4	Interpretación del valor de la probabilidad de ruina	40
3.	METODOLOGÍA.....	43
3.1	NIVEL DE INVESTIGACIÓN	43
3.2	VARIABLES DE ESTUDIO Y OPERACIONALIZACIÓN	43
3.3	PROCEDIMIENTO	44
4.	DISEÑO DE ANCLAJES POST-TENSADO	46
4.1	CRITERIOS DE DISEÑO DE LAS PRINCIPALES VARIABLES DE ANCLAJES POST-TENSADOS.....	46
4.1.1	Cálculo de empuje o carga total	46
4.1.2	Cálculo de presión por sobrecarga (Ps)	49
4.1.3	Cálculo de las fuerzas de los anclajes en suelo granular a diferentes niveles (T _h)	49
4.1.4	Cálculo de cargas de diseño de anclajes	51
4.1.5	Cálculo de longitud libre de anclajes.....	51
4.1.6	Ángulo de inclinación de los anclajes	53
4.1.7	Espaciamiento de los anclajes en suelos.....	53
4.1.8	Cálculo de longitud de bulbo de anclaje.....	54
4.1.9	Área de los tirantes del anclaje y número de cables.....	55
4.1.10	Tipo de inyección del anclaje post-tensados.	56
4.2	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD DE ANCLAJES POST-TENSADOS	56
4.2.1	Método de Equilibrio limite.	56
4.2.2	Consideraciones para los modelos en el software Slide v.6.....	57
4.3	RESULTADOS OBTENIDOS	58
5.	APLICACIÓN DEL MÉTODO PROBABILÍSTICO	68
5.1	VARIABLES DE ENTRADA PARA LA APLICACIÓN DEL MÉTODO PROBABILÍSTICO....	68
5.1.1	Resistencia (R).....	68
5.1.2	Solicitud (S)	70
5.2	DETERMINACIÓN DEL RIESGO GEOTÉCNICO	71
5.2.1	Probabilidad de ruina (p _r)	73
5.2.2	Costo de reparación	78

5.2.3	Vulnerabilidad	81
5.3	RESULTADOS OBTENIDOS	83
5.4	ANÁLISIS DE RIESGO ECONÓMICO	88
6.	CONCLUSIONES	90
7.	RECOMENDACIONES	92
8.	REFERENCIAS.....	93
9.	ANEXOS.....	95

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. <i>Factores de seguridad</i>	15
Tabla 2. <i>Comparación de factores de seguridad 1862 y 1960</i>	16
Tabla 3. <i>Comparación de factores de Rankine, ABNT 1960, EB3/67 y ABNT 2010</i>	17
Tabla 4. <i>Propiedades de los hilos de acero de pretensado de 15 mm. de diámetro</i>	27
Tabla 5. <i>Relación de orientación entre el tamaño del tendón y el tamaño de apertura de la perforación.</i>	27
Tabla 6. <i>Presuntos valores finales de transferencia de carga para el diseño preliminar de diámetro pequeño eje recto, anclajes al suelo agrupados por gravedad en el suelo.</i>	29
Tabla 7. <i>Posible capacidad de adherencia última en la interface de suelo/lechada de cemento del bulbo (después de PTI, 1996)</i>	32
Tabla 8. <i>Pasos del ensayo de capacidad o calificación (después de PTI, 1996)</i>	34
Tabla 9. <i>Determinación directa (FOSM) de la probabilidad de ruina</i>	41
Tabla 10. <i>Probabilidad de ruina considerando cierto grado de (in)certeza subjetiva en el cálculo</i>	42
Tabla 11. <i>Variable dependiente y las variables independientes</i>	43
Tabla 12. <i>Operacionalización de variables.</i>	44
Tabla 13. <i>Parámetros geotécnicos para modelos Slide v.6.</i>	57
Tabla 14. <i>Cuadro de resumen del diseño de los anclajes post-tensados para 3 anillos</i>	59
Tabla 15. <i>Cuadro de resumen del Análisis de estabilidad para 3 anillos</i>	61
Tabla 16. <i>Cuadro de resumen del diseño de los anclajes post-tensados para 4 anillos</i>	62
Tabla 17. <i>Cuadro de resumen del Análisis de estabilidad para 4 anillos</i>	64
Tabla 18. <i>Cuadro de resumen del diseño de los anclajes post-tensados para 5 anillos</i>	65
Tabla 19. <i>Cuadro de resumen del Análisis de estabilidad para 5 anillos</i>	67
Tabla 20. <i>Resumen de resultados del ensayo de arrancamiento de anclajes post-tensados</i>	69
Tabla 21. <i>Capacidad de adherencia última (τ_{ult}) en kN/m²</i>	70
Tabla 22. <i>Cargas de diseño (T_D) de 3, 4 y 5 anillos calculadas con la metodología FHWA</i>	70
Tabla 23. <i>Cargas de diseño (T_D) de 3, 4 y 5 anillos calculadas con la metodología FHWA</i>	71

Tabla 24. Niveles de ocurrencia y frecuencia del factor de confiabilidad (β)	77
Tabla 25. Perímetro de excavación de una edificación de Lima Metropolitana	78
Tabla 26. Anclajes totales para cada caso de estudio.....	78
Tabla 27. Longitudes totales de anclajes post-tensados para cada caso de estudio.....	79
Tabla 28. Costo total de los anclajes post-tensados del caso de estudio 1 (CE1), 3 Anillos	80
Tabla 29. Costo total de los anclajes post-tensados del caso de estudio 2 (CE2), 4 Anillos	80
Tabla 30. Costo total de los anclajes post-tensados del caso de estudio 3 (CE3), 5 Anillos	81
Tabla 31. Parámetros de vulnerabilidad	82
Tabla 32. Variables del análisis probabilístico - caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos	84
Tabla 33. Variables del análisis probabilístico - caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos	85
Tabla 34. Variables del análisis probabilístico - caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos	86
Tabla 35. Riesgo de interpretación subjetiva (teorema de Bayes) - caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos	87
Tabla 36. Riesgo de interpretación subjetiva (teorema de Bayes) - caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos	87
Tabla 37. Riesgo de interpretación subjetiva (teorema de Bayes) - caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos	88
Tabla 38. Análisis de riesgo económico - caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos	88
Tabla 39. Análisis de riesgo económico - caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos	89
Tabla 40. Análisis de riesgo económico - caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos	89

ÍNDICE DE FIGURAS

<i>Figura 1.</i> Paradigma del factor de seguridad.	15
<i>Figura 2.</i> Método valores de diseño.	17
<i>Figura 3.</i> Componentes típicos de un anclaje.	22
<i>Figura 4.</i> Tipos de inyecciones.	24
<i>Figura 5.</i> Posibles fallas en estructuras de sostenimiento.	25
<i>Figura 6.</i> Representación esquemática propuesta de un bulbo de anclaje.	29
<i>Figura 7.</i> Procedimiento típico para instalación de anclajes al terreno.	30
<i>Figura 8.</i> Representación esquemática de las condiciones in situ de los anclajes post-tensado y disposición de instrumentos.	35
<i>Figura 9.</i> Determinación probabilidad de ruina método β de Cornell (1971).	37
<i>Figura 10.</i> Determinación de la probabilidad ruina Freudenthal (1947, 1956, 1974).	38
<i>Figura 11.</i> Interrelación factor de seguridad F_s y factor de confiabilidad β (EESC, 2002 (1947, 1956, 1974).	39
<i>Figura 12.</i> Interrelación entre variables F_s , β , VR y VS	39
<i>Figura 13.</i> Variación del factor seguridad en la ruptura (v), para $F_s = 3$ y $VR = VS$	40
<i>Figura 14.</i> Diagrama de presión aparente de la envolvente para suelos granulares.	47
<i>Figura 15.</i> Diagrama de presión aparente recomendada para varios niveles de anclajes al suelo.	48
<i>Figura 16.</i> Diagrama de presión por sobrecarga.	49
<i>Figura 17.</i> Método para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro.	50
<i>Figura 18.</i> Método de análisis de cuña deslizante.	52
<i>Figura 19.</i> Angulo de inclinación de los anclajes.	53
<i>Figura 20.</i> Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado a diferentes niveles del muro.	54
<i>Figura 21.</i> Mapa de peligro sísmico probabilístico de Lima.	58
<i>Figura 22.</i> Análisis de estabilidad global en condición estática para 3 anillos.	60
<i>Figura 23.</i> Análisis de estabilidad global en condición pseudo estática para 3 anillos.	60
<i>Figura 24.</i> Análisis de estabilidad global en condición estática para 4 anillos.	63
<i>Figura 25.</i> Análisis de estabilidad global en condición pseudo estática para 4 anillos.	63
<i>Figura 26.</i> Análisis de estabilidad global en condición estática para 5 anillos.	66

<i>Figura 27.</i> Análisis de estabilidad global en condición pseudo estática para 5 anillos.	66
<i>Figura 28.</i> Curvas de resistencia (R) y sollicitación (S).	72
<i>Figura 29.</i> Curva margen de seguridad media (M).	73
<i>Figura 30.</i> Factor de seguridad medio FS	74
<i>Figura 31.</i> Factor de seguridad de ruptura (v).	75
<i>Figura 32.</i> Factor de confiabilidad (β).	76
<i>Figura 33.</i> Gráfico coeficientes de seguridad y riesgo-caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos.	83
<i>Figura 34.</i> Gráfico coeficientes de seguridad y riesgo-caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos.	84
<i>Figura 35.</i> Gráfico coeficientes de seguridad y riesgo-caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos.	85

1. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

En la ingeniería civil existen diferentes áreas de especialización, la ingeniería geotécnica es una de ellas. Esta ingeniería es la que trabaja con mayores incertidumbres. Las cuales, obligan a utilizar factores de seguridad que buscan mantener un nivel de seguridad adecuado en una obra de ingeniería civil.

Por ejemplo: en las obras de contención se utiliza un conjunto de elementos resistentes que pueden estar conformados por sistemas de apoyos (anclajes), para contener un terreno en una excavación, que puede durar varios meses, dependiendo las dimensiones de la excavación. Para ello, los anclajes son diseñados principalmente para resistir los empujes del suelo. Sin embargo, con cierta frecuencia en la instalación, al realizar las pruebas de carga los anclajes no cumplen con la carga solicitada. Esto se debe a la variabilidad de la resistencia de suelo, ya que el suelo no es un material homogéneo. En consecuencia, puede generar pérdidas de horas hombre, rediseño y retrasos en obra. De manera que, involucra un aumento significativo en los costos de un proyecto.

En ese contexto, el presente estudio aborda la probabilidad y riesgo asociados a la ruina de la obra. Al respecto, Aoki (2018) indica que: “este riesgo de ruina es medido por el riesgo geotécnico expresado en términos económico-financiero que la sociedad está dispuesta a asumir y que puede ser evaluado por la fórmula” (p. 1).

$$\text{Riesgo geotécnico} = pf \times C \times V$$

Dónde:

pf = probabilidad de ruina de la cimentación

C = costo de reparación de daño causado por la ruina

V = vulnerabilidad

Esta tesis se limita a la determinación del riesgo geotécnico de excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados en edificaciones “(...) a partir de un abordaje estadístico simple, basado en la hipótesis fundamental de la distribución normal gaussiana de las variables envueltas” (Aoki, 2018, p. 1).

Para este estudio se utilizará el parámetro fundamental de los anclajes post-tensados, la capacidad última de adherencia en la interacción suelo-lechada de cemento τ_{ult} , (resistencia en la ruptura). Este parámetro será extraído de dieciséis (16) ensayos de arrancamiento a

escala natural de anclajes post-tensados cimentados en el conglomerado de Lima Metropolitana, obtenidos de la tesis de maestría de Puelles (2011) “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana”.

Por otro lado, el parámetro de la carga de diseño (T_D), se calculará mediante la aplicación de la norma internacional (Federal Highway Administration [FHWA], 1999). Con este parámetro (T_D) calculado, se ejecutará modelos y modelamientos en el software Slide v6.0 (método equilibrio límite), para realizar el análisis de estabilidad de los mismos. Para ello, se tendrá en cuenta las siguientes variables: los parámetros geotécnicos representativos de Lima Metropolitana, la profundidad de estudio (10.50 a 16.50 m.) y la sobrecarga de edificaciones colindantes. Con el fin de verificar la carga de diseño (T_D) de anclajes post-tensados (solicitud o efecto de las cargas). Además, con los parámetros obtenidos (τ_{ult} y T_D) se procesará las curvas estadísticas de distribución de solicitud y resistencia. Luego, se aplicará los métodos probabilísticos y análisis respectivo, las cuales serán descritas en el desarrollo de la investigación. Finalmente, se determinará el costo del riesgo geotécnico para los casos de estudio desarrollados en el capítulo 5, los cuales serán presentados en una tabla de análisis de riesgo económico.

1.2 Formulación del Problema

¿Cómo se determina el riesgo geotécnico en excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados en edificaciones de Lima Metropolitana?

1.3 Estado del Arte

1.3.1 Elementos de contención: Anclajes Post-tensados

Según T.H. Hanna (1982, como se citó en Puelles, 2011) presenta casos reportados históricamente el uso de anclajes post-tensados como elementos de contención en excavaciones profundas, cuyo caso más antiguo se registra en 1969, Suiza la construcción de excavaciones profundas en depósitos sedimentarios. Asimismo, Manzur & Alizadeh (1970, como se citó en Puelles, 2011) indica que el primer caso de muros anclados en Norteamérica se usó para el soporte de excavaciones de 9 a 13.5 m. de profundidad por pilotes y 3 filas de anclajes.

Kuhn (1970, como se citó en Puelles, 2011) menciona que ese mismo año en Brasil, se evidencia uso de anclajes en suelo en el sostenimiento de excavaciones profundas para sistema de trenes subterráneos de Sao Paulo.

Actualmente el “sistema de muros anclados está siendo muy utilizado para las construcciones de edificaciones que tienen más de tres sótanos, esto debido a la facilidad de construcción, velocidad y seguridad del sistema” (Sosa Gutierrez, E. y Vélchez Dávila, R.R. , 2017, p. 24).

Sin embargo, aún existen limitaciones para estos muros anclados. En ese sentido, se siguen desarrollando estudios para su mejora continua. Tal como el Soporte de una excavación de 25.0 m. de profundidad utilizando anclajes en tierra, Mothersille, Duzceer, Gokalp & Okumusoglu (2015), dan a conocer una alternativa para la construcción de estructuras en sótanos profundos, en condiciones ambientales difíciles, como suelos que comprenden combinaciones de arcillas, arenas y limo de baja resistencia, se recomienda el uso de anclajes múltiples de un solo orificio como el sistema SBMA.

Este sistema es más efectivo y apropiado donde se requieren anclajes de alta capacidad para proporcionar soporte a una pared de diafragma. También proporciona un aumento de la capacidad de carga efectiva y a su vez la presión de la lechada mejora la carga de desplazamiento Mothersille et al. (2015).

En otro artículo académico, los autores Chahbaz, R., Sadek, S., & Najjar, S. (2019) tienen como objetivo principal cuantificar la incertidumbre en la relación de tensión de unión-desplazamiento para ayudar al diseño del estado límite de servicio de los sistemas de muros anclados. Para lograr este objetivo, los autores analizan una base de datos de 70 pruebas de anclaje de apuntalamiento en unidades geológicas que involucran piedra caliza, margas y arcilla de proyectos reales que se ejecutaron en varios sitios alrededor de Beirut. Asimismo, utilizan modelos estadísticos para simular el enlace tensión-curvas de deslizamiento de anclaje de anclaje que representan la esperada variabilidad en la respuesta del ancla en la zona unida. Dichas curvas son clave para el diseño del estado límite de servicio de sistemas de retención anclados Chahbaz, R., Sadek, S., & Najjar, S. (2019).

1.3.2 Reseña histórica de los factores de seguridad

Tal como define Rankine (1862), el factor de seguridad F_s se relaciona con la carga de ruptura y la carga de trabajo. Asimismo, se enfoca en los materiales, mano de obra y cargas aplicadas en modo estático para darle a este factor un valor mínimo igual a 2. Adicionalmente, para otros materiales como: metales, madera y albañilería utiliza un intervalo de $3 < F_s < 5$. Ver tabla 1.

Tabla 1. *Factores de seguridad*

	Carga Muerta	Carga Viva
Para materiales y mano de obra perfectos	2	4
Para buenos materiales ordinarios		
Metal	3	6
Madera	4 a 5	8 a 10
Albañilería	4	8

Nota: Factores de seguridad. Adaptado de “A Manual of Civil Engineering, London, Charles Griffin and Company”, por Rankine, 1862.

De acuerdo a la tabla 1, el autor considera que para el caso de cargas aplicadas de modo dinámico (carga viva) los factores de seguridad es ser la mitad de los aplicados de modo estático (carga muerta).

Por otro lado, la carga de trabajo μ_S (solicitación) y la carga de ruptura μ_R (resistencia) son variables. La variabilidad de resistencia (R) y de la solicitación (S) es representada por curvas normales con puntos medios μ_S y μ_R y puntos de cambio de curvatura definida por los desvíos σ_R y σ_S . (Aoki, 2008).

En este caso se entiende que las formas de las curvas R y S son determinadas por los coeficientes de variación V_R y V_S números que pasan a representar las formas de las dos curvas. Asimismo, Aoki (2008) relaciona a cada par de puntos R_i y S_j con un factor de seguridad $F_{si,j}$, el cual debe cumplirse que la ruptura no ocurrirá si la resistencia (R) es mayor que la solicitación (S).

Figura 1. Paradigma del factor de seguridad.

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

En los años 1960 existía una gran preocupación con la normalización del dimensionamiento de estructuras de concreto, acero y madera. En el caso del concreto, mezcla de piedra, arena, agua y cemento fue sistematizada por el ingeniero Caldas Branco que, después de la realización de un sin número de ensayos a compresión de mezclas experimentales, patentó un calculador de uso muy difundido en la época (Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1960).

A partir de esto la norma brasileña (ABNT, 1960), adoptó un valor admisible del concreto σ_{adm} , este valor que divide al valor de ruptura σ_e se obtiene un factor de seguridad tradicional $F_{S, trad}$, con esta misma lógica fue aplicada para el dimensionamiento de estructuras de acero y madera.

Por otro lado, se incluye un factor parcial (γ_s) que se obtiene al relacionar el factor de seguridad F_S entre el factor de tradición $F_{S, trad}$ (ABNT, 1960).

Por último, este método presenta los factores de seguridad recomendados para los diferentes materiales, comparándolos con los propuestos por Rankine en 1862, ver tabla 2.

Tabla 2. Comparación de factores de seguridad 1862 y 1960

FACTORES DE SEGURIDAD		RANKINE	ABNT	Tensiones (kgf/cm ²)		
		(1862)	(1960)	Admisible	Ruptura	
Materiales y mano de obra		F_S	$F_{S, trad}$	σ_{adm}	σ_e	γ_s
BUENA CALIDAD	acero	3	2	1200	2400	1.5
	concreto	4	3	60	180	1.3
	madera	5	5	50	250	1.0

Nota: Factores de seguridad. Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

En el método ruptura se incluye un factor de seguridad en la ruptura (v) solicitadas básicamente a la flexión y a la compresión del concreto, Por otro lado, se considera un factor de ruptura $v = 2$ para el concreto en la compresión y para el acero un factor de ruptura $v = 1.65$ correspondiente a la flexión, ver tabla 3 (ABNT, 1967).

La metodología de los valores del proyecto (factores de seguridad parciales), presenta curvas de sollicitación, resistencia definidas y el factor de seguridad de ruptura (v) subdividido en dos factores parciales: un factor de mayoración de la carga (γ_f) y un factor de minoración de la carga (γ_m), estos valores se muestran en la tabla 3 (ABNT, 2010).

Tabla 3. Comparación de factores de Rankine, ABNT 1960, EB3/67 y ABNT 2010

FACTORES DE SEGURIDAD		RANKINE (1862)	ABNT (1960)			EB3 (1967)	ABNT (2010)			
Materiales y mano de obra		F_S	$F_{S, \text{trad}}$	γ_S	V_S	V	γ_f	γ_m	ξ	V_R
BUENA CALIDAD	concreto	4.0	3.0	1.33	0.20	2.00	1.40	1.40	1.50	0.20
	acero	3.0	2.0	1.50	0.30	1.65	1.40	1.15	1.21	0.11

Nota: Factores de seguridad. Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Al respecto, Aoki, (2018) indica que: “La determinación de las curvas estadísticas de distribución de sollicitación y resistencia que resultan de la variabilidad de cargas, geometría y propiedades de los materiales de la superestructura son efectuadas por el diseñador de la estructura considerando la interacción suelo-estructura (...)” (p. 2).

Figura 2. Método valores de diseño.

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

En la figura 2 Aoki, (2018) concluye que: “los factores de seguridad relacionan puntos de las curvas de S y R y no miden la probabilidad de ruina que exige la completa definición de las dos curvas”. (p. 13).

1.4 Justificación

La importancia de este estudio radica en determinar el riesgo geotécnico que es la probabilidad y riesgo asociado a la ruina de la obra. Este riesgo geotécnico puede estar expresado en términos económico-financiero que la sociedad está dispuesta a asumir.

Actualmente, para el diseño de una excavación profunda de una edificación, se requiere un margen de seguridad para reducir la incertidumbre. Para ello, se consideran factores de

seguridad mínimos según la normativa peruana NTP E050, si bien estos factores son necesarios, no son lo suficiente, ya que el coeficiente de seguridad no mide el riesgo de falla de la excavación profunda de una edificación.

Por ello, el valor del riesgo geotécnico debe ser adicionado al costo de material y mano de obra, y el valor total va a permitir la comparación entre dos soluciones de excavaciones igualmente satisfactorias desde el punto de vista de seguridad.

La determinación del riesgo geotécnico de excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados de una edificación de Lima Metropolitana, que servirá como guía para evaluar el riesgo de ruina en los futuros proyectos de edificaciones con características similares. Asimismo, será una herramienta fundamental para que el ingeniero geotécnico determine e informe al consumidor el riesgo que el producto o servicio de cimentación presenta.

1.5 Hipótesis

El análisis probabilístico permite determinar el riesgo geotécnico en excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados en edificaciones de Lima Metropolitana.

1.6 Objetivo General

Demostrar que el análisis probabilístico permite determinar el riesgo geotécnico en excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados en edificaciones de Lima Metropolitana.

1.6.1 Objetivos Específicos

- Describir excavaciones profundas y los tipos de contención
- Definir anclajes post – tensados y la metodología de diseño a utilizar.
- Procesar los parámetros de capacidad de adherencia última (τ_{ult}), obtenidos de la tesis de maestría de Puelles (2011).
- Calcular el parámetro de carga de diseño de anclajes post-tensados (T_D).
- Realizar un análisis de estabilidad de taludes utilizando el software Slide v6.0 (método equilibrio límite).
- Aplicar los métodos probabilísticos en anclados post-tensados.
- Elaborar un análisis de riesgo económico

1.7 Descripción del contenido

El presente trabajo presenta los siguientes capítulos:

Se da inicio a la investigación con la “Introducción” en la cual se presenta la realidad problemática, formulación del problema, estado del arte, justificación e hipótesis. Así mismo, se define los objetivos que se van a alcanzar y las delimitaciones y limitaciones de la investigación.

En el capítulo 2 se desarrolla el marco teórico. Aquí se presentará una breve descripción de las definiciones de las excavaciones profundas y tipos de contención, anclajes post-tensados, método de equilibrio limite, estadística, probabilidad y los métodos probabilísticos.

En el capítulo 3 se presenta la metodología que se utilizará en esta investigación. Además, se definirá el nivel de investigación, las variables y el procedimiento.

En el capítulo 4 se realiza el diseño de anclajes post-tensados según la metodología FHWA y se presenta los resultados obtenidos.

En el capítulo 5 se aplica los métodos probabilísticos en excavaciones utilizando anclajes post-tensados y se presenta los resultados obtenidos.

En el capítulo 6 se presenta todas las conclusiones obtenidas en la investigación.

En el capítulo 7 se redacta las recomendaciones en base a esta investigación para futuros estudios.

En el capítulo 9 se detalla todas las referencias bibliográficas utilizadas.

Finalmente se concluye con todos los anexos de los ensayos y cuadros que se obtuvieron a lo largo de todo el desarrollo de la tesis.

2. MARCO TEÓRICO

En el presente capítulo se hará una breve descripción de los términos, conceptos y gráficos que se utilizará a lo largo del desarrollo de la investigación, con el fin de que el lector pueda tener una mejor comprensión de la misma. En la mayoría de los puntos se desarrolla conceptos y teorías relacionados a la metodología FHWA para el diseño de anclajes post-tensados. También, para los métodos probabilísticos que aplicaremos con el fin de determinar el riesgo geotécnico. Por ello, es de vital importancia entender los puntos de este capítulo.

2.1 Tipologías de pantallas de contención

Se entiende como pantalla de contención “al conjunto de elementos resistentes que se utilizan para contener un terreno en una excavación. De esta manera se contrarresta el empuje de tierras que produce la descompresión del suelo” (García, 2015, p. 43). Asimismo, menciona que estos elementos resistentes están conformados por un sistema de apoyos (anclajes) que garantizan la estabilidad de la contención, colocados como puntales en el área de la pantalla.

Por otro lado, el Eurocódigo (EC 7-1, 2004) define que una “obra de contención” retiene las tierras (suelo, rocas o relleno) y/o agua. Además, existen tres tipos de obras de contención: los muros de gravedad, los muros pantalla y las obras de contención compuestas.

Según García (2015), se puede indicar una relación de los métodos más convencionales utilizados para esta finalidad:

Muros berlineses: elementos de estructura vertical, generalmente perfiles metálicos H, colocados previamente a la excavación, entre los que se dispone durante el avance de la excavación de unas vigas horizontales o unas placas de hormigón de refuerzo del terreno.

Los muros compuestos por pilotes o micropilotes: formados a menudo como elementos verticales y, por ejemplo, hormigón proyectado sobre una malla soldada como elementos horizontales.

Las cortinas de tablestaca: utilizadas principalmente en presencia de agua. Normalmente esta tipología se utiliza en terrenos blandos o muy blandos. Evidentemente, es el método más utilizado en los Países Bajos.

Los muros pantalla: se construyen perforando tramos reducidos de muro, en seco o utilizando previamente un confinamiento de las partículas superficiales del terreno (si éste se disgrega muy fácilmente) a partir de lodos tixotrópicos. Posteriormente, el tramo ya ejecutado se llena de hormigón (armado o no), resultando estos lodos reemplazados. Es el sistema más utilizado actualmente en España.

Los muros prefabricados: a partir del mismo principio que con los muros pantalla, pero con un Grout de cemento; en esta suspensión se disponen paneles prefabricados (o tablestacas).

Los muros constituidos por pilotes secantes o por pilotes tangentes: son una buena solución cuando los terrenos son apreciablemente duros. Como en el muro pantalla tradicional, se perforan antes de la excavación. Habitualmente, en edificación se deberá resolver a posteriori la discontinuidad del cerramiento, añadiendo un muro forro o un muro trasdosado.

Soil nailing: técnica que a veces reemplaza a los muros berlineses: conforme se va ejecutando la excavación, el terreno se cierra con la ayuda de hormigón proyectado, retenido a partir de una malla de conectores clavados o introducidos en las perforaciones (habitualmente barras pasivas de acero) y sellados en el terreno con cemento.

Jet -grouting: realizado por la inyección a alta presión de Grout de cemento de manera radial alrededor a un agujero de perforación que constituye también el eje de una columna de terreno mezclado con mortero de cemento.

Se puede indicar que existen diversos métodos para la ejecución una obra de contención. Cabe resaltar, que todos estos métodos se basan en los “factores profundidad - suelo – pantalla están fuertemente ligados y el comportamiento de la pantalla a menudo se expresa gráficamente en función de estos tres parámetros” (García, 2015, p. 46).

2.2 Anclajes post-tensados

Los anclajes son elementos estructurales instalados en el suelo o roca que se utiliza para transmitir una carga de tracción aplicada en el suelo, se instalan en agujeros de perforación rellenos de lechada (FHWA, 1999). Asimismo, Puelles (2011) en su tesis indica que:

El mecanismo básico de un anclaje consiste en transferir las fuerzas de tensión aplicadas al muro estructural por el cabezal y placa de apoyo, hacia el interior de la masa de terreno a través de la resistencia movilizada en el contacto suelo o roca-lechada de cemento, del tramo anclado o bulbo. (p.18).

Entonces, se puede concluir que los anclajes son elementos de contención que transmiten fuerzas al terreno mediante una carga de tracción aplicada.

2.2.1 Principales componentes de los anclajes post-tensados

Cabezal y placa de apoyo: Es la parte expuesta del anclaje, su función principal es reducir la presión que ejerce el anclaje sobre la pantalla del muro al aumentar el área de contacto, generalmente este componente es cuadrado.

Longitud libre de anclaje: Es la parte del anclaje que se encuentra aislada del terreno mediante vainas de PVC o metálicas de tal forma que se pueda deformar con total libertad al tensarse. Asimismo, que permita la transferencia de la carga del cabezal al tramo anclado.

Zona de longitud de bulbo: Es la parte adherida al suelo o a la roca sana, situada en profundidad y que se encarga de transferir los esfuerzos al terreno, es decir, recibe la carga del cabezal de anclaje a través del tramo libre.

Figura 3. Componentes típicos de un anclaje.

Adaptado de "Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana", por Puelles, 2011.

2.2.2 Tipos de anclajes post-tensados

La Dirección general de carreteras (2001) clasifica a los anclajes según su nivel de carga inicial que se les aplica en:

Anclajes activos: Son los anclajes compuestos de cables de alta resistencia que, una vez instalados, se pretensan hasta alcanzar su carga admisible. De este modo se comprime el terreno comprendido entre la zona de anclaje y la estructura o placa de apoyo de la cabeza.

Anclajes pasivos: Son anclajes rígidos compuestos de barras que no se pretensan después de su instalación y entran en tracción por sí solos cuando aparece una fuerza exterior (movimiento del terreno) produciendo la reacción mediante fricción entre el elemento y el terreno.

También, lo clasifica por el tiempo de servicio, vida útil:

Anclajes temporales: Cuando su tiempo de servicio es menor de 2 años; para estos anclajes basta una protección sencilla contra la corrosión.

Normalmente los anclajes realizados en edificación son de carácter provisional, debido a que la estructura final asume el rol de soporte de la excavación y los empujes del terreno.

Anclajes permanentes: Para tiempos de servicio superiores a 2 años; deben contar con doble protección contra la corrosión en la zona de la longitud libre de la barra.

Estos anclajes son utilizados en obras de carretera, obras hidráulicas y losas de sub- presión de carácter permanente.

Por último, la Dirección general de carreteras (2001) indica que también puede ser clasificado por el tipo de inyección:

Inyección por gravedad: Generalmente se instalan en roca y son muy rígidos a duros depósitos cohesivos del suelo mediante perforación rotatoria o sinfín de vástago hueco. Teóricamente el bulbo formado por la lechada de cemento es igual al diámetro de la perforación.

Inyección única global (IU): Suelen ser los más adecuados en rocas, terrenos cohesivos muy duros y suelos granulares.

Inyección repetitiva (IR): Se emplean generalmente en rocas fisuradas blandas y en aluviales granulares gruesos e incluso finos.

Inyección repetitiva y selectiva (IRS): Se recomiendan en suelos con predominio de finos y de consistencia media-baja.

Figura 4. Tipos de inyecciones.

Adaptado de “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems”, por FHWA, 1999.

2.2.3 Principios básicos del diseño de anclajes post-tensados

a. Criterios de estabilidad:

En las estructuras ancladas se deberán tener en cuenta dos aspectos: La estabilidad global de la estructura anclada y estabilidad local del comportamiento de cada uno de los elementos de los anclajes (Dirección general de carreteras, 2001).

Si bien se debe considerar estos dos aspectos. El análisis de la estabilidad global es el que predomina, ya sea una “estructura temporal o permanente, contempla un F_s mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo-estático; en ambos casos respecto al estado límite del suelo” (Norma Técnica E.050, 2018).

Por otro lado, una estructura de sostenimiento debe crear una masa de suelo internamente estable que resista y sea seguro contra una gama de posibles modos de falla externa a un nivel adecuado de capacidad de trabajo (FHWA, 1999). Ver figura 5.

Figura 5. Posibles fallas en estructuras de sostenimiento.

Adaptado de "Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems", por FHWA, 1999.

b. Acero de refuerzo:

Según la norma técnica E.050 de Suelos y Cimentaciones (2018) indica que “el dimensionamiento del acero de refuerzo (cables o barras) depende del carácter provisional o permanente del sistema de sostenimiento” (p.54) y se determina por la siguiente expresión:

$$P_w = \frac{0.90 f_y \cdot A_s}{n} \Rightarrow A_s = \frac{P_w \cdot n}{0.90 f_y}$$

Donde:

f_y : esfuerzo de fluencia del acero (kN/m²)

A_s : área del acero de refuerzo (m²)

P_w : carga de trabajo del anclaje (kN)

n : coeficiente de seguridad $n = 1.50$ para anclajes provisionales

$n = 1.75$ para el caso de anclajes permanentes.

Se puede indicar que el acero de refuerzo empleado en el diseño de anclajes, estará en función al tipo de sistema de sostenimiento provisional o permanente.

Por otro lado, la FHWA menciona que el acero de pretensado del tendón debe ser capaz de transmisión de carga en la zona de enlace de anclaje a la estructura sin rotura del tendón. Asimismo, que la carga de diseño (T_D) no debe exceder el 60% de la resistencia mínima a la tensión especificada de pre esfuerzo del acero (f_{pu}) y se determina por la siguiente expresión:

$$T_D \leq 0.6 f_{pu} A_s \times 100$$

Donde:

A_s : Área del acero de la sección transversal del tendón de anclaje (m²)

T_D : Carga de diseño del anclaje (kN)

f_{pu} : Resistencia mínima a la tensión especificada de pre esfuerzo del acero (MPa)

A continuación, en la tabla 4 se muestra las propiedades de 15 mm. de diámetro o grado 270 (métrica 1860).

Tabla 4. *Propiedades de los hilos de acero de pretensado de 15 mm. de diámetro (ASTM A416, Grado 270 (métrica 1860))*

Número de hilos de 15 mm de diámetro	Área de la sección transversal		Fuerza final		Fuerza de pretensado					
	(in.2)	(mm2)	(kips)	(kN)	0.8 fpuAps		0.7 fpuAps		0.6 fpuAps	
					(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877

Nota: Propiedades de los hilos de acero de pretensado de 15 mm de diámetro. Adaptado de “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems”, por FHWA, 1999.

Se puede concluir que para el cálculo de la cantidad de cables que se debe utilizar en los anclajes es la división de la carga de tensado entre el área de la sección a utilizar multiplicado por el 60% del acero. Asimismo, con la cantidad de cables calculados se podrá estimar el tamaño de apertura de la perforación, ver tabla 5.

Tabla 5. *Relación de orientación entre el tamaño del tendón y el tamaño de apertura de la perforación.*

Tipo de tendón	Tamaño mínimo sugerido de apertura de perforación (mm)	
	Protección contra la corrosión de clase II	Protección contra la corrosión de clase I
# de hilos de 15 mm de diámetro		
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
Ø de barra (mm)		
26	64	89
32	70	95
36	76	102

Nota: Posible capacidad de adherencia última. Adaptado de “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems”, por FHWA, 1999.

c. Longitud de bulbo:

Según la FHWA (1999) la longitud del bulbo es determinada por:

$$L_b = \frac{T_D \times FS}{Q_u} \Rightarrow T_D = \frac{L_b \times Q_u}{FS}$$

Donde:

L_b : Longitud del bulbo del anclaje (m)

T_D : Carga de diseño del anclaje (kN)

Q_u : Carga de transferencia última (kN/m)

FS : Factor de seguridad del anclaje post-tensado ($F_S \geq 2.00$)

Para los valores de la longitud de bulbo se debe considerar que “no debe ser inferior a 4.50 m en anclajes formados por cables de acero, y de 3.00 m si se emplean barras de acero” (Norma Técnica E.050, 2018). Además, la FHWA recomienda una longitud máxima bulbo de 12.0 m en suelos y 7.5 m en rocas con un ángulo de inclinación de 15^a grados. Asimismo, la FHWA (1999) indica que:

La carga de diseño de anclaje máxima permitida en el suelo puede determinarse multiplicando la longitud de la unión por la carga de transferencia final y dividiendo por un factor de seguridad de 2.0 (p. 71).

Se puede agregar que para una carga de diseño del anclaje (T_D) máximo se tendrá una longitud del bulbo (L_b) máxima.

Por otro lado, para un diseño preliminar se puede estimar la carga de transferencia última (Q_u), para un anclaje de diámetro pequeño y eje recto a partir del tipo de suelo y la densidad.

La FHWA (1999) recomienda utilizar la siguiente tabla:

Tabla 6. Presuntos valores finales de transferencia de carga para el diseño preliminar de diámetro pequeño eje recto, anclajes al suelo agrupados por gravedad en el suelo.

Tipo de suelo	Densidad relativa / Consistencia (rango SPT) ⁽¹⁾	Carga de transferencia máx. estimada (kN / m)
Arena y grava	Suelto (4-10)	145
	Medio denso (11-30)	220
	Denso (31-50)	290
Arena	Suelto (4-10)	100
	Medio denso (11-30)	145
	Denso (31-50)	190
Arena y Limo	Suelto (4-10)	70
	Medio denso (11-30)	100
	Denso (31-50)	130
Mezcla limo-arcilla con baja plasticidad, arena fina micácea o mezclas de limo	Rígido (10-20)	30
	Duro (21-40)	60

Nota: (1) Los valores de SPT se corrigen para la presión de sobrecarga. Adaptado de “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems”, por FHWA, 1999.

A continuación, en la figura 6 se muestra una representación esquemática de un bulbo de anclaje post-tensado.

Figura 6. Representación esquemática propuesta de un bulbo de anclaje.

Adaptado de “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana”, por Puelles, 2011.

Para obtener un diseño preliminar de la longitud de bulbo mostrado en la figura 6, se deberá ejecutar ensayos de competencia o también llamados ensayos de arrancamiento propuesto por el PTI (2004). El cual describiremos en el punto 2.2.6.

d. Aspectos constructivos:

El sistema constructivo de sostenimiento con anclajes post-tensados en excavaciones profundos, Puelles (2011) señala que:

Son ejecutados por etapas en forma descendente, es decir, conforme la excavación progresa. En cada nivel de excavación se ejecuta la perforación e instalación de los anclajes post tensados, construcción del muro estructural en franjas horizontales y paños intercalados, y finalmente el tensado de los anclajes que permite la sujeción del muro contra el terreno (p. 26).

Con este concepto podemos concluir que la ejecución de anclajes en excavaciones profundas, se realiza por niveles de forma descendente, posteriormente se repetirá el proceso en cada nivel formando un anillo estabilizado que permitirá finalmente la construcción de la cimentación y losas de sótanos de forma segura y confiable.

Figura 7. Procedimiento típico para instalación de anclajes al terreno.

Adaptado de “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana”, por Puelles, 2011.

e. Ensayos de anclajes:

El propósito de realizar ensayos a los anclajes es verificar el correcto funcionamiento con respecto al terreno. Para ello, es necesario seguir estándares y normas técnicas. Por ejemplo, la Norma Brasileña NBR-5629 (1996) y el PTI (2004) consideran que estos ensayos a los anclajes permiten determinar: si los anclajes tienen suficiente capacidad de carga, si la longitud libre es la adecuada, y va acorde con la magnitud de los desplazamientos residuales. También, recomiendan ejecutar tres tipos de ensayos: ensayo de arrancamiento, ensayo de calidad o recibimiento, y ensayos de capacidad o calificación. Asimismo, se debe considerar que la carga máxima para cualquier tipo de ensayo es:

$$P_e = P_{sLim.} = 0.90 f_y A_s$$

El PTI (2004), indica que es criterio debe considerar que las deformaciones elásticas deberán estar dentro los siguientes límites:

Deformación mínima: 0.80 de la deformación teórica de la longitud libre.

Deformación máxima: deformación teórica de la longitud libre, más la deformación elástica del 50% de la longitud del bulbo.

En base a los indicado, si durante los ensayos las deformaciones permanentes sufren un aumento brusco, significa que llegamos a la carga límite. De este modo, la carga de trabajo es:

$$P_w = \frac{P_{ult}}{FS_n}$$

Donde:

P_{ult} : Carga correspondiente al aumento brusco de las deformaciones permanentes

FS_n : Factor de seguridad del anclaje post-tensado

Tomando en cuenta estos valores límites de deformación elástica se puede considerar aceptables a los anclajes post-tensados.

2.2.4 Capacidad última de adherencia en anclajes post-tensados

El parámetro de capacidad última de adherencia en anclajes post-tensados “(...) se puede definir como la resistencia lateral ofrecida por la fricción o interacción suelo-lechada de cemento en el bulbo, que permite absorber las fuerzas de tensado aplicada al tendón” Puelles (2011). Esta resistencia entre la superficie de contacto del bulbo del anclaje post-tensados

con el suelo será determinada con capacidad última de adherencia. Siendo asociada directamente con la capacidad de carga de los anclajes post-tensados.

Cabe resaltar que la capacidad de adherencia última en el contacto suelo - material cementante es el parámetro más importante para el cálculo de la longitud del bulbo. Asimismo, el PTI (2004), recomienda valores promedios de la τ_{ult} en función del tipo de suelo o roca, con fines de diseño preliminar de la longitud de bulbo, ver tabla 7.

Tabla 7. *Posible capacidad de adherencia última en la interface de suelo/lechada de cemento del bulbo (después de PTI, 1996)*

Roca		Suelos Cohesivos		Suelos No Cohesivos	
Tipo de roca	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)	Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (MPa)
Granito y Basalto	1.70 - 3.10	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.03 - 0.07	Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje)	0.07 - 0.14
Caliza Dolomita	1.40 - 2.10	Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)		Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje)	
Caliza blanda	1.00 - 1.40	- Arcilla blanda limosa	0.03 - 0.07	- Arena fina a media, medianamente densa a densa	0.08 - 0.38
Pizarras y Lutitas duras	0.80 - 1.40	- Arcilla limosa	0.03 - 0.07	- Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa	0.11 - 0.66
Lutitas blandas	0.20 - 0.80	- Arcilla rígida, mediana a alta plasticidad	0.03 - 0.10	- Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa	0.25 - 0.97
Areniscas	0.80 - 1.70	- Arcilla muy rígida, mediana a alta plasticidad	0.07 - 0.17	- Arenas limosas	0.17 - 0.41
Areniscas intemperizadas	0.70 - 0.80	- Arcilla rígida, mediana plasticidad	0.10 - 0.25	- Morrena glacial densa	0.30 - 0.52
Tiza, Yeso	0.20 - 1.10	- Arcilla muy rígida, mediana plasticidad	0.14 - 0.35	- Grava arenosa, medianamente densa a densa	0.21 - 1.38
Marga intemperizada (arcilla calcárea)	0.15 - 0.25	- Limo arenoso muy rígido, mediana plasticidad	0.28 - 0.38	- Grava arenosa, densa a muy densa	0.28 - 1.38
Concreto	1.40 - 2.80				

Nota: Posible capacidad de adherencia última. Adaptado de “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems”, por FHWA, 1999.

2.2.5 Capacidad de carga admisible en anclajes post-tensados

Según la metodología FHWA (1999, como se citó en Vílchez, 2019, p. 43), establece que:

“la fuerza axial de tensado se hallará como parte de un equilibrio. Es decir, si ya se conoce la carga total de presión del suelo, la cual esta expresada como P y se suma P_s , esta se distribuye según su partición de la forma trapezoidal. Luego se halla una fuerza de empuje por sección, que, por equilibrio, sería igual en módulo a la cada fuerza horizontal (TH_n) para que el anclaje pueda soportar dicho empuje”

Con ello, se puede indicar que la fuerza axial de tesado o capacidad de carga admisible se determinará como parte de un equilibrio con la carga total de presión del suelo más la sobre carga de ser el caso.

2.2.6 Ensayos de arrancamiento de capacidad ultima de adherencia en anclajes post-tensados

El ensayo de arrancamiento es realizado para producir la falla en el contacto suelo-lechada de cemento con el fin de estimar la capacidad de adherencia última (τ_{ult}) en el contacto del bulbo del anclaje post-tensado con el suelo (Puelles, 2011).

Para ello, se deberá tener una mayor cuantía de acero y una reducción significativa de la longitud de bulbo, para así, garantizar la falla por bulbo y no fluencia del acero. Del mismo modo, se deberá indicar que la carga de ensayo establecida es igual a $1.33 P_w$, donde P_w es la carga de servicio o 80% de la carga de rotura P_r , efectuado bajo los ciclos de incremento de carga y descarga al anclaje (Puelles, 2011). Ver tabla 8.

Tabla 8. Pasos del ensayo de capacidad o calificación (después de PTI, 1996)

Carga aplicada al anclaje	Desplazamiento total en la máxima carga del ciclo	Desplazamiento residual en la P_a luego del ciclo	Desplazamiento elástico en la máxima carga del ciclo	Carga aplicada al anclaje	Desplazamiento total en la máxima carga del ciclo	Desplazamiento residual en la P_a luego del ciclo	Desplazamiento elástico en la máxima carga del ciclo
P_n	δ_t	δ_r	δ_e	P_n	δ_t	δ_r	δ_e
P_a $0.25P_w$	δ_{t1}		$\delta_{e1} = \delta_{t1} - \delta_{r1}$	P_a $0.25P_w$		δ_{r4}	
P_a $0.25P_w$ $0.50P_w$	δ_{t2}	δ_{r1}	$\delta_{e2} = \delta_{t2} - \delta_{r2}$	$0.50P_w$ $0.75P_w$ $1.00P_w$ $1.20P_w$			
P_a $0.25P_w$ $0.50P_w$ $0.75P_w$	δ_{t3}	δ_{r2}	$\delta_{e3} = \delta_{t3} - \delta_{r3}$	P_a $0.25P_w$ $0.50P_w$ $0.75P_w$	δ_{t5}	δ_{r3}	
P_a $0.25P_w$ $0.50P_w$ $0.75P_w$ $1.00P_w$	δ_{t4}	δ_{r3}	$\delta_{e4} = \delta_{t4} - \delta_{r4}$	$1.00P_w$ $1.20P_w$ $1.33P_w$	δ_{t6} -Carga máxima de ensayo (lectura cero para ensayo de creep) δ_{r6} -Carga final mantenida para lecturas		$\delta_{e5} = \delta_{t5} - \delta_{r5}$
P_a Ajustar a la carga de cierre							
P_a : Carga de alineamiento (Al), equivalente al 10% de la carga de diseño P_w del anclaje postensado. P_w : Carga de diseño (DL), carga de trabajo o carga de servicio del anclaje postensado.							

Nota: Pasos del ensayo de capacidad o calificación, PTI (2004).

Adaptado de “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana”, por Puelles, 2011.

También indica que toda descarga se realizara hasta la carga de alineamiento P_a , luego de llegar al máximo en cada ciclo. Se registrará con precisión el movimiento al legar a cada carga de alineamiento. Asimismo, a cada incremento de carga, el movimiento de cabeza del gato será registrado con respecto a un punto de referencia fijo e independiente. La carga será mantenida para realizar la lectura (Puelles, 2011).

Por otro lado, se tiene que tener en cuenta los requerimientos de la instrumentación para el ensayo como el equipo de tensado, pistón hidráulico anular; y micrómetros, que permite la medición del movimiento total del tentón. Consideraciones propuestas por el PTI (2004).

Figura 8. Representación esquemática de las condiciones in situ de los anclajes post-tensado y disposición de instrumentos.

Adaptado de “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana”, por Puellas, 2011.

2.3 Estadística y Probabilidad

La estadística se define como bien menciona Moya (2002, como se citó en Valverde, 2012, p. 10), “rama del saber que trata del desarrollo y aplicación de métodos eficientes de recolección, elaboración, presentación, análisis e interpretación de datos numéricos.” Con ello concluimos que la estadística busca ordenar, analizar y representar un conjunto de datos relativos a observaciones realizadas en la vida real.

La probabilidad es toda experiencia cuyo resultado dependa del azar, es decir, que no podamos predecir su resultado, diremos que es una experiencia aleatoria. Al respecto Valverde (2012) señala que:

La probabilidad básica indica algunas características que debe tener una muestra para que pueda ser considerada como un estimador de la población. Entre estas características se encuentra que la muestra debe ser sesgada, debe ser aleatoria y todo

individuo debe tener una probabilidad conocida, no nula, de ser parte de muestra (p. 10).

2.3.1 Promedio

Es un valor central calculado entre un conjunto de números. También se expresa que “Para una variable aleatoria el promedio, μ_x , o valor esperado, se define de la siguiente forma” (Valverde, 2012, p. 11).

$$\mu_x = \frac{1}{n} \sum x_i$$

2.3.2 Varianza

Es una medida dispersión que “describe la extensión del rango de la variable respecto al promedio y se calcula con la siguiente expresión” (Valverde, 2012, p. 11).

$$Var[X] = \frac{1}{n-1} \sum (x_i - \mu_x)^2$$

2.3.3 Desviación Estándar

Es la medida de dispersión más común, también “la desviación estándar se define como la raíz cuadrada de la varianza” (Valverde, 2012, p. 11).

$$\sigma_x = \sqrt{Var[X]}$$

2.3.4 Distribución Normal

En probabilidad “la distribución normal, con promedio μ y desviación estándar σ , se define de la siguiente forma” (Valverde, 2012, p. 12).

$$f(x; \mu; \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2 \right]$$

2.3.5 Índice de Confianza

Según Abramson (2002, como se citó en Valverde, 2012, p. 14), “el índice de confiabilidad, β , describe la seguridad en un número de desviaciones estándar, separando el mejor valor estimado de FS y su valor crítico, F_c ”. Expresado de la siguiente manera:

$$\beta = \frac{[F_c - \mu_F]}{\sigma_F}$$

Donde:

$$\sigma_F = E[F]$$

2.4 Métodos probabilísticos en cimentaciones

2.4.1 Probabilidad de ruina método β (Cornell, 1971)

Tal como indica Aoki (2018), El factor de seguridad y la confiabilidad se relacionan independientemente con las curvas de sollicitación S y resistencia R. Para el caso del factor de seguridad será representada por la expresión:

$$F_S = \frac{R}{S}, \text{ y el promedio } F_S = \frac{\mu_R}{\mu_S}$$

Por otro lado, en el caso del análisis de confiabilidad es definido por el margen de seguridad media M, por el desvío patrón de la curva $M = R - S$ y por la correlación ρ , representada por la expresión:

$$\mu_M = (\mu_R - \mu_S)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \cdot \rho \cdot \sigma_R \cdot \sigma_S}$$

En la siguiente figura 9, se representa el cálculo de la probabilidad de ruina por método β de Cornell (1971).

Figura 9. Determinación probabilidad de ruina método β de Cornell (1971).

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

2.4.2 Probabilidad de ruina $1(p_f)$ (Freudenthal, 1947, 1956 y 1974)

Para determinar el valor de la probabilidad de ruina, como base se necesita desarrollar las curvas de resistencia y sollicitación, el cual se obtienen mediante cálculos de ensayos, sondeos o normativas. Al respecto, Aoki (2018) señala que:

Inicialmente se determina la probabilidad de ruptura para un valor (x) cualquiera de sollicitación. La cantidad total de ruinas ocurrida de menos infinito hasta el valor (x) es igual al área achurada bajo la curva de resistencia $F_R(x)$. La probabilidad de ocurrencia de una sollicitación de valor (x) es igual a la ordenada $f_S(x)$ de la curva de sollicitación S . Por lo tanto, la probabilidad de ocurrir ruptura para un valor (x) vale $F_R(x) \cdot f_S(x)$ que es el punto (A) sobre la curva de probabilidad de ruina p_f (p.15)

La probabilidad de ocurrir ruina para todos los valores de (x) en el intervalo $-\infty < (x) < +\infty$, se expresa, ver figura 10.

$$\rho_f = \int_{-\infty}^{+\infty} F_R(X) \cdot f_S(X) \cdot dx$$

Figura 10. Determinación de la probabilidad ruina Freudenthal (1947, 1956,1974). Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

De la figura 10 se concluye que la probabilidad de ruina para un valor X estará en función de R y S , en el intervalo de $-\infty < (x) < +\infty$.

2.4.3 Interrelación entre el factor de seguridad y probabilidad de ruina

La figura 11, muestra que inicialmente se determinan las curvas de resistencia y de sollicitación, luego estas curvas interrelacionan el factor de seguridad con el factor de confiabilidad β , por siguiente la expresión (Aoki, 2018).

$$F_S^2 \cdot (\beta^2 \cdot V_R^2 - 1) + 2 \cdot F_S + \beta^2 \cdot V_S^2 - 1 = 0$$

Figura 11. Interrelación factor de seguridad F_S y factor de confiabilidad β (EESC, 2002 (1947, 1956, 1974). Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Las variables F_S , β , V_R y V_S de esta ecuación se encuentran relacionadas, ver figura 12.

$$V_S = \frac{1}{\beta} \sqrt{(F_S - 1)^2 - \beta^2 F_S^2 V_R^2}$$

$$F_S = \frac{\sqrt{1 + \beta \sqrt{V_S^2 + V_R^2 - \beta^2 V_S^2 V_R^2}}}{1 - \beta^2 V_R^2}$$

$$\beta = \frac{(1 - \frac{1}{F_S})}{\sqrt{V_R^2 + (1/F_S)^2 V_S^2}} \quad F_S \rightarrow \infty \rightarrow \beta = \frac{1}{V_R}$$

$$V_R = \frac{1}{\beta F_S} \sqrt{(F_S - 1)^2 - \beta^2 V_S^2}$$

$$V_S = \frac{1}{\beta} \sqrt{(F_S - 1)^2 - \beta^2 F_S^2 V_R^2}$$

$p_1 = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADEIRO}) \approx 1/10^\beta$

Figura 12. Interrelación entre variables F_S , β , V_R y V_S . Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

De la tabla concluimos que para un factor de seguridad infinitamente grande conduce a una probabilidad de ruina igual a cero, no es real.

En figura 13 presenta la interrelación entre el factor de seguridad F_S y el factor de confiabilidad β en el caso de distribución normal de las funciones R y S.

Figura 13. Variação do fator de segurança na ruptura (v), para $F_S = 3$ e $V_R = V_S$. Adaptado de “Aplicações de métodos probabilísticos em cimentações”, por Aoki, 2018.

Se concluye que el factor parcial de minoración γ_m se torna menor que 1,0 para el caso particular de adoptarse $F_S = 3,0$, $\gamma_f = 1,40$ y valores $V_S = V_R > 30\%$.

2.4.4 Interpretación del valor de la probabilidad de ruina

Según Vick (2002, como se citó en Aoki, 2018, p. 19),” existen tres tipos de interpretaciones del valor de la probabilidad de ruina: la frecuentista, la subjetiva (o bayesiana) y la motivacional”.

La interpretación frecuentista es determinística y considera que si la probabilidad de ruina es p_f entonces $1/p_f$ de un elemento de la población analizada están sujetas a entrar en ruina.

La interpretación subjetiva toma en cuenta experiencia anterior del evaluador con el evento que está siendo analizado. En este caso se aplica el teorema de Bayes que permite determinar la probabilidad a posteriori $P(A/B)$ de ocurrencia de un evento, a partir de la probabilidad a priori $P(A)$ de ocurrencia del evento, condicionado a la probabilidad $P(B/A)$ de esta ser verdadera

La interpretación motivacional lleva en cuenta las conveniencias personales del evaluador al juzgar la probabilidad de ruina calculada convencionalmente (Aoki, 2018, p. 19).

De la interpretación subjetiva se concluye, que inicialmente se debe determinar el valor a priori de la probabilidad, para posteriormente aplicar el teorema de Bayes.

Para mayor entendimiento en el siguiente ejemplo se supondrá un análisis de riesgo con los siguientes datos:

- Solicitación media $\mu_S = 1000$;
- Factor de seguridad medio $\mu_F = 2,00$;
- Coeficiente variación de la solicitud $V_S = 0,10$;
- Coeficiente de variación de la resistencia $V_R = 0,10$;
- Grado de certeza deseada en el valor de probabilidad de ruina $\rightarrow P(B/A) = 95\%$.

En la siguiente tabla se presenta los resultados obtenidos aplicando el método FOSM

Tabla 9. *Determinación directa (FOSM) de la probabilidad de ruina*

CURVAS	S	F	R	M	DETERMINISTA	
μ	1000	2	2000	1000	η	1.72
σ	100	0.28	200	224	β	4.47
V	10	0.14	0.10	0.22	ρf	0.00000387
CARACTERÍSTICO k	1165	0.153	1671	1368	$1/\rho f$	258.257

Nota: Determinación directa método (FOSM). Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Se verifica que en el ejemplo propuesto del análisis de riesgo por FOSM se tiene:

- Factor de seguridad medio $F_S = 2,00$
- Factor de confiabilidad $\beta = 4,47$
- Inverso de la probabilidad de ruina $1/\rho f = 258.257$
- Factor de seguridad tradicional $n = 1,72$

En la tabla 10, se muestra la aplicación del teorema de Bayes

Tabla 10. Probabilidad de ruina considerando cierto grado de (in)certeza subjetiva en el cálculo

TEOREMA DE BAYES NO CÁLCULO DA PROBABILIDADE DE RUÍNA (considerando el grado de confianza en el cálculo)									
VALORES ESTATÍSTICOS CORRESPONDENTES À ANÁLISE DETERMINISTA P(B/A) = 50%									
FATOR DE SEGURIDAD OBJETIVO PARA P(B/A) = 50%	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00	2.00
β FATOR CONFIABILIDADE FREQUENCISTA	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47	4.47
PROBABILIDADE RUINA OBJETIVA (1/...)	258.257	258.26	258.26	258.26	258.26	258.26	258.26	258.26	258.26
P(A) = Probabilidade de ruina calculada	0.000004	0.000004	0.000004	0.000004	0.000004	0.000004	0.000004	0.000004	0.000004
P(A ^c) = Probabilidade de sucesso calculado	0.999996	0.999996	0.999996	0.999996	0.999996	0.999996	0.999996	0.999996	0.999996
P(B/A) = Probabilidade de certeza (% o mas)	5%	20%	30%	40%	50%	60%	70%	80%	95%
P(B/A ^c) = Probabilidade de incerteza	95%	80%	70%	60%	50%	40%	30%	20%	5%
P(B/A) = Probabilidade de certeza	0.0000002	0.0000010	0.00000170	0.0000026	0.0000039	0.0000058	0.0000090	0.0000155	0.0000736
VALORES ESTATÍSTICOS CORRESPONDENTES À PROBABILIDADE P(B/A) DE CERTEZA DESEJADA									
FATOR DE SEGURIDAD SUBJETIVO PARA P(B/A)	2.24	2.11	2.07	2.03	2.00	1.97	1.93	1.89	177.00
β FATOR CONFIABILIDADE BAYESIANO	5.07	4.76	4.65	4.56	4.47	4.38	4.29	4.17	3.80
PROBABILIDADE RUINA SUBJETIVA (1/....)	4,906.87	1,033.03	602.60	387.39	258.26	172.17	110.68	64.57	13.59

Nota: Probabilidad de ruina, Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018

3. METODOLOGÍA

En el presente capítulo se describe el nivel de investigación utilizado para el desarrollo del tema. Asimismo, el diseño de la investigación y el procedimiento. Finalmente, se presentan las variables del estudio, tanto las dependientes como las independientes.

La metodología se aplicará a excavaciones de 10.50 a 16.50 m de profundidad, utilizando anclajes post-tensados en edificaciones de Lima Metropolitana. Con el objetivo de determinar el riesgo geotécnico aplicando el método probabilístico de Aoki (2018)

3.1 Nivel de Investigación

El nivel de la presente investigación es de tipo descriptivo y exploratorio. Es de nivel descriptivo ya que, se aplicó la metodología FHWA (1999) para determinar la carga de diseño de los anclajes post-tensados, posteriormente se hizo un análisis de estabilidad del diseño de anclajes utilizando el software Slide v.6. El cual se generó modelos de estabilidad para 3, 4 y 5 anillos de 10.50, 13.50 y 16.50 m de profundidad respectivamente

Por otro lado, también es una investigación de nivel exploratorio ya que, se realizó un análisis estadístico con el fin de determinar la probabilidad del riesgo geotécnico que presentaría una obra en caso de ocurrencia de un fenómeno natural.

3.2 Variables de estudio y operacionalización

En esta tesis se identificó la variable dependiente y las variables independientes, siendo estas del tipo cuantitativo, ver tabla 11.

Tabla 11. *Variable dependiente y las variables independientes*

DEPENDIENTE (Y)	INDEPENDIENTE (X)
Probabilidad de Riesgo de Obra	Sostenimiento Temporal Anclajes post-tensados

Nota: Elaboración propia.

A continuación, se explicará cómo se midieron las variables e indicadores, ver tabla 12.

Tabla 12. *Operacionalización de variables.*

	VARIABLE	DIMENSIÓN	INDICADOR	UNIDAD DE MEDIDA	INSTRUMENTO DE INVESTIGACIÓN
INDEPENDIENTE (X)	Anclajes post-tensados 3 anillos (10.5 m)	Parámetro solicitante	Carga de diseño	kN	Metodología FWHA
		Parámetro de resistencia	Capacidad de adherencia	kN/m2	Ensayos de arrancamiento Puelles (2011)
	Anclajes post-tensados 4 anillos (13.5 m)	Parámetro solicitante	Carga de diseño	kN	Metodología FWHA
		Parámetro de resistencia	Capacidad de adherencia	kN/m2	Ensayos de arrancamiento Puelles (2011)
	Anclajes post-tensados 5 anillos (16.5 m)	Parámetro solicitante	Carga de diseño	kN	Metodología FWHA
		Parámetro de resistencia	Capacidad de adherencia	kN/m2	Ensayos de arrancamiento Puelles (2011)
DEPENDIENTE (Y)	Riesgo geotécnico	Parámetro probabilístico	Probabilidad de Ruina	Número adimensional	Método Probabilístico
		Costo	Costo de reparación	Soles	Presupuesto
		Parámetro probabilístico	Vulnerabilidad	Número adimensional	Método Probabilístico

Nota: Elaboración propia.

3.3 Procedimiento

Los pasos seguidos para el desarrollo de la investigación son los siguientes:

- Paso 1, se planteó los objetivos, la problemática y la justificación de la presente tesis.
- Paso 2, se desarrollar el estado de arte y el marco teórico, explicando brevemente los conceptos que se van a utilizar en nuestra investigación.
- Paso 3, Es mostrar todo el desarrollo del método propuesto por la Federal Highway Administration, denominado método FHWA; para realizar un diseño completo de anclajes post-tensados aplicados a un muro anclado y

- Paso 4, Se realizará el análisis de estabilidad global para anclajes post-tensados, en condición estática y pseudo estática, utilizando el software Slide v.6.
- Paso 5, Aplicar los métodos probabilísticos para determinar el riesgo geotécnico.
- Paso 6, Presentar todas las conclusiones obtenidas en la investigación.
- Paso 7, Redacta las recomendaciones para cada conclusión
- Paso 8, Detallar todas las referencias bibliográficas utilizadas.
- Finalmente, se concluir con todos los anexos de los cálculos que se obtuvieron a lo largo de todo el desarrollo de la tesis.

4. DISEÑO DE ANCLAJES POST-TENSADO

El propósito de este capítulo es calcular la carga de diseño de anclajes (T_D) post-tensados de edificaciones en Lima Metropolitana de 3, 4 y 5 anillos de 10.50, 13.50 y 16.50 m de profundidad respectivamente. Estas cargas de diseño de anclajes, nos servirá como uno de los datos de entrada para la aplicación del método probabilístico del capítulo 5. Para ello, se desarrollará el procedimiento del diseño de anclajes post-tensados utilizando la metodología FHWA. Finalmente se realizarán modelos y modelamiento con el diseño de anclajes post-tensados calculado. Para ello, se utilizará el software Slide v.6. Considerando los factores de seguridad mínimos para la estabilidad global de estructura según la Norma E.050 Suelos y Cimentaciones 2018.

4.1 Criterios de diseño de las principales variables de anclajes post-tensados

4.1.1 Cálculo de empuje o carga total

El empuje o carga total de la tierra es la presión horizontal que ejerce el suelo en profundidades de diferentes alturas, es decir, que a mayor profundidad aumentará la presión del suelo. Estas presiones pueden estar en reposo, activas o pasivas dependiendo del caso a evaluar (Vílchez, 2017).

La FHWA (1999) define que la presión en estado en reposo se asume implícitamente que el sistema de muro no sufre deformación lateral. Es decir, movimiento del muro cero. Las presiones activas y pasivas de la tierra pueden considerarse en términos de limitación horizontal a las tensiones dentro de la masa del suelo.

Asimismo, la FHWA (1999) indica que para el cálculo de empuje de carga total se debe tener en cuenta los criterios de presión del suelo: la presión activa (K_A) y la presión pasiva (K_P) de la tierra. Para un suelo sin cohesión ($C=0$) se calcularán con las siguientes expresiones:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

$$K_P = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right)$$

Para el desarrollo de esta investigación se tomará el factor de presión activa (K_A). La FHWA (1999) recomienda para los suelos granulares utilizar la siguiente expresión

Donde:

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$$

ϕ' : Es el ángulo efectivo de fricción bajo la tensión de la arena

K_A : Presión activa

Se tomará como base para la máxima presión del suelo con la siguiente expresión

$$T_L = P = 0.65 K_A \gamma H^2$$

Donde:

K_A : Presion activa

γ : Peso especifico del suelo

H : Altura total

$TL = P$: Empuje o carga total

La figura 14, muestra un diagrama rectangular de la carga de presión total aparente de tierra para suelos granulares.

Figura 14. Diagrama de presión aparente de la envolvente para suelos granulares.

Adaptado de "Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4", por la FHWA, 1999.

Asimismo, la FHWA (1999) indica que la envolvente de presión aparente recomendada para muros anclados de dos o más niveles de anclajes al suelo son trapezoidales y se muestran en la figura 15.

Muros con múltiples niveles de anclajes al suelo

Figura 15. Diagrama de presión aparente recomendada para varios niveles de anclajes al suelo. Adaptado de “Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4”, por la FHWA, 1999.

Según la figura 15 se puede indicar que las presiones de tierra aumentan desde la superficie del suelo hasta la ubicación del anclaje central, concentrándose la mayor presión en el T_h central del trapecio o en la altura media de la excavación. Como indica la FHWA (1999), la carga de presión del suelo se calculará por la siguiente expresión:

$$P = \frac{T_L}{H - \frac{1}{3}H_1 - \frac{1}{3}H_{n+1}}$$

Donde:

H_1 : Profundidad del primer anclaje (m)

H_{n+1} : Profundidad inferior al enésimo anclaje (m)

T_{h1} : Componente horizontal de la fuerza del anclaje (kN/m)

R : Carga de reacción en la base (kN/m)

P : Carga de presión que estabiliza el corte (kN/m²)

Carga Total : $0.65 K_A \gamma H^2$

4.1.2 Cálculo de presión por sobrecarga (P_s)

La FHWA (1999), define a las sobrecargas como cargas verticales aplicadas en la superficie del suelo, esta sobrecarga debe agregarse explícitamente al diagrama para evaluar la carga lateral total que actúa sobre el muro.

Por otro lado, Figueroa (2011) añade que como las presiones o cargas de empuje han sido calculados como esfuerzos horizontales, sera necesario convertir esta carga vertical a horizontal por medio de la siguiente expresion:

$$\Delta\sigma_h = Kq_s \qquad \Delta\sigma_h = P_s \quad \Rightarrow \quad P_s = Kq_s$$

Donde K, es el coeficiente de presión de tierras necesario para convertir la sobrecarga vertical a horizontal. Es decir, $K = K_A$

Figura 16. Diagrama de presión por sobrecarga.

Adaptado del “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador” por Figueroa, 2011.

4.1.3 Cálculo de las fuerzas de los anclajes en suelo granular a diferentes niveles (T_h)

La FHWA (1999) señala que las fuerzas de los anclajes hacia el suelo se pueden estimar a partir de la envolvente de presiones aparentes de tierra y que los métodos más utilizados para el cálculo de las fuerzas de anclajes (T_h) son el método de áreas tributarias y el método de la bisagra o rótula.

Para la presente investigación se aplicará el método de áreas tributarias, ya que este método representa mayor simplicidad en los cálculos, tal como se muestra en la siguiente figura 17.

Figura 17. Método para calcular la fuerza de anclaje a diferentes niveles del muro.
Adaptado de “Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4.” por la FHWA, 1999.

Por otro lado, tal como indica Figueroa (2011), para el cálculo de las fuerzas horizontales de los anclajes (T_h) de los diagramas de carga de presión aparente (P), incluyendo la presión por sobrecarga (P_s) y aplicando el método de áreas tributarias se utilizarán las siguientes formulas:

$$T_{H1} = \left[\left(\frac{2}{3} \right) H_1 + \left(\frac{1}{2} \right) H_2 \right] P + \left(H_1 + \frac{H_2}{2} \right) P_s$$

$$T_{H2} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_2 + \left(\frac{1}{2} \right) H_n \right] P + \left(\frac{H_2}{2} + \frac{H_n}{2} \right) P_s$$

$$T_{Hn} = \left[\left(\frac{1}{2} \right) H_n + \left(\frac{23}{48} \right) H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_n}{2} + \frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$$

$$R_B = \left[\left(\frac{3}{16} \right) H_{n+1} \right] P + \left(\frac{H_{n+1}}{2} \right) P_s$$

4.1.4 Cálculo de cargas de diseño de anclajes

La FHWA (1999), recomienda una carga de diseño (T_D) entre 260 y 1160 kN. Debido a que, los tendones de este rango de capacidad son trabajables y no requieren, por lo general, equipos pesado o especializados. Asimismo, considera diámetros de perforación menores a 150 mm.

Para calcular la carga de diseño se puede utilizar los métodos de área tributaria y la bisagra. Ambos métodos utilizan diagramas de presión aparente, proporcionando estimaciones razonables de las cargas de anclaje al suelo y los momentos de la pared para anclar sistemas de muros en suelos competentes.

Para nuestro diseño se ha utilizado el método del área tributaria. Para ello, se ha calculado las fuerzas horizontales (T_{Hn}) para cada nivel de anillo. Como se indicó anteriormente las fuerzas horizontales son las cargas totales de presión de suelo, determinada por la carga de presión que estabiliza el corte (P) y la presión por sobrecarga (P_s). Entonces, para el cálculo de cargas de diseño de anclaje la FHWA indica la siguiente expresión:

$$T_D = \frac{T_{Hn} S_H}{\cos \psi}$$

Donde:

T_{Hn} : Fuerza horizontal (kN /m)

T_D : Carga de diseño del anclaje (kN)

ψ : Ángulo de inclinación del anclaje respecto a la horizontal (°)

4.1.5 Cálculo de longitud libre de anclajes

En principio se debe considerar una longitud libre mínima para anclajes de suelo y roca, 4.5 m. para anclajes de cables y 3 m. para anclajes de barra. Con ello, se evitará reducciones significativas en la carga resultante de la estructura después de la prueba de carga (FHWA, 1999). Asimismo, se puede utilizar longitudes libres más largas para:

- Ubicar la longitud de la unión a una distancia mínima detrás la superficie de falla potencial crítica.
- Ubicar la zona de enlace de anclaje en un terreno apropiado para anclaje
- Asegurar la estabilidad general del sistema anclado y acomodar a largo plazo

Cabe resaltar que la longitud libre se debe extender una distancia mínima de $H/5$ o 1.5 m detrás de la superficie de falla potencial crítica.

Entonces, para calcular la longitud libre primero hallamos superficie de falla potencial crítica con el método de análisis de cuña deslizante, este método establece que la superficie de falla pasa por el fondo de la excavación y forma un ángulo de $45^\circ - \varphi'_{mob}/2$ con respecto a la horizontal. Cuya fuerza de corte se factoriza por el factor objetivo de seguridad, de modo que el valor de $\varphi'_{mob} = \tan^{-1}(\tan \varphi / FS)$.

Figura 18. Método de análisis de cuña deslizante.

Adaptado del “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador” por Figueroa, 2011.

Asimismo, la longitud libre se calcula en función a la geometría del muro, del anclaje y una relación geométrica básica aplicando la ley de senos (Vílchez, 2017). Se calcula con la siguiente expresión:

$$L_L = \frac{h(\sin(45^\circ - \frac{\varphi'_{mob}}{2}))}{\sin(180^\circ - (90^\circ - \psi) - (45^\circ - \frac{\varphi'_{mob}}{2}))}$$

Donde:

φ_{mob} : Ángulo de fricción interna del suelo pro un factor de seguridad ($^\circ$)

L_L : Longitud libre del anclaje con superficie de falla $45^\circ - \varphi'_{mob}/2$ (m)

h : Altura desde base del muro hasta el anclaje en cuestión (m)

ψ : Ángulo de inclinación del anclaje respecto a la horizontal ($^\circ$)

4.1.6 Ángulo de inclinación de los anclajes

La FHWA (1999), recomienda un ángulo inclinación entre 10° y 45° , estos grados están dentro de las capacidades de la mayoría de los contratistas. Ya que, los ángulos menores de 10° no son comunes a menos que se utilicen técnicas especiales de lechada. Y los ángulos mayores 45° generan una disminución de capacidad de carga en la componente horizontal de la fuerza de anclaje, podría ocasionar falla por funcionamiento.

También, menciona que se debe considerar una sobrecarga mínima de suelo de 4.5 a 5.0 m para cables de acero y de 3.0 a 4.0 m para barras de acero, sobre el centro del anclaje (ver figura 19). Y que las inclinaciones pronunciadas pueden ser necesarias para evitar servicios subterráneos, cimientos adyacentes, restricciones de derecho de paso o tierra débil o capas de roca. En el caso de un sitio sin restricciones en el derecho de paso, se debe suponer una inclinación del anclaje de 15° grados.

Figura 19. Ángulo de inclinación de los anclajes.

Adaptado del “Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el Salvador” por Figueroa, 2011.

Por ello, para este diseño se ha considerado el ángulo 20° para el primer anillo, ya que los anclajes son de cable y con este ángulo se cumple el mínimo de sobrecarga que de 4.5 m, para los anillos de mayor profundidad se ha considerado ángulos de 15° grados.

4.1.7 Espaciamiento de los anclajes en suelos

La FHWA (1999), indica que cada anclaje en un sistema anclado se diseña comúnmente asumiendo que el anclaje lleva un área tributaria de carga basada en el espacio horizontal (S_H) y vertical (S_V) entre anclajes adyacentes. La separación horizontal y vertical de los anclajes al suelo será variable para cada proyecto. Sin embargo, se debe tomar en cuenta principalmente lo siguiente:

- La necesidad de un sistema muy rígido (es decir, anclajes muy espaciados) para controlar los movimientos de la pared lateral.
- El espaciamiento horizontal (S_H) es típicamente igual al espaciamiento vertical (S_V), el rango de espaciamiento va desde 1.5 a 4.5 m, siendo el más recomendado 4 metros.
- La distancia horizontal mínima (S_H) debe ser mayor de 1.2 m, garantiza los efectos de grupo entre anclajes.
- Se considera que la primera altura del anillo de anclajes, menor a las demás alturas, con la intención de generar la estabilidad necesaria para poder ejecutar óptimamente la primera hilada de anclajes.

Figura 20. Espaciamiento mínimo entre anclajes en el muro anclado a diferentes niveles del muro. Adaptado de "Ground Anchors and Anchored Systems, Geotechnical Engineering Circular N°4." por la FHWA, 1999.

También se debe considerar una distancia vertical superior a cuatro veces el diámetro efectivo del bulbo (D_b), esta consideración es directa al ángulo de inclinación propuesto con el fin de que no interfieran entre ellos.

4.1.8 Cálculo de longitud de bulbo de anclaje

Para el cálculo de la longitud de bulbo se ha considerado la transferencia de carga propuesta por la FHWA (1999) que es determinada por la siguiente expresión:

$$L_b = \frac{T_D \times FS}{Q_u} \Rightarrow T_D = \frac{L_b \times Q_u}{FS}$$

Donde:

L_b : Longitud del bulbo del anclaje (m)

T_D : Carga de diseño del anclaje (kN)

Q_u : Carga de transferencia última (kN/m)

FS : Factor de seguridad del anclaje post-tensado ($FS \geq 2.00$)

Para los valores de la longitud de bulbo se debe considerar que “no debe ser inferior a 4.50 m en anclajes formados por cables de acero, y de 3.00 m si se emplean barras de acero” (Norma Técnica E.050, 2018). Además, la FHWA recomienda una longitud máxima bulbo de 12.0 m en suelos y 7.5 m en rocas con un ángulo de inclinación de 15^a grados. Asimismo, la FHWA (1999) indica que:

La carga de diseño de anclaje máxima permitida en el suelo puede determinarse multiplicando la longitud de la unión por la carga de transferencia final y dividiendo por un factor de seguridad de 2.0 (p. 71).

Se puede agregar que para una carga de diseño del anclaje (T_D) máximo se tendrá una longitud del bulbo (L_b) máxima.

Por otro lado, para un diseño preliminar se puede estimar la carga de transferencia última (Q_u), para un anclaje de diámetro pequeño y eje recto a partir del tipo de suelo y la densidad.

Para el diseño de anclajes se ha considerado un (Q_u) promedio de 255 kN/m obtenido de la tabla 6 de acuerdo al tipo de suelo que tiene Lima Metropolitana. Asimismo, un valor de 2.0 para el factor de seguridad del anclaje post-tensado.

4.1.9 Área de los tirantes del anclaje y número de cables.

La FHWA menciona que el acero de pretensado del tendón debe ser capaz de transmisión de carga en la zona de enlace de anclaje a la estructura sin rotura del tendón. Asimismo, que la carga de diseño (T_D) no debe exceder el 60% de la resistencia mínima a la tensión especificada de pre esfuerzo del acero (f_{pu}) y se determina por la siguiente expresión:

$$T_D \leq 0.6f_{pu}A_s \times 100$$

Donde:

A_s : Área del acero de la sección transversal del tendón de anclaje (m²)

T_D : Carga de diseño del anclaje (kN)

f_{pu} : Resistencia mínima a la tensión especificada de pre esfuerzo del acero (MPa)

Para el diseño de anclajes se ha considerado tendones de 15 mm de diámetro (ASTM A416, Grado 270 (métrica 1860) para un 60% $f_{pu}A_s$ se ha utilizado un área máxima de 980 mm² para 7 tendones según lo indicado en la tabla 4. Cumpliendo con la carga de diseño máxima T_D calculada de 1040 kN mostrado en el anexo 1.

También, se ha considerado para 7 tendones un diámetro de perforación de 115 mm de acuerdo a la tabla 5.

4.1.10 Tipo de inyección del anclaje post-tensados.

Como se ha descrito anteriormente existen tipos de inyección que dependen del tipo de suelo, tipo de anclaje, entre otros parámetros (Vílchez, 2017). Para esta tesis se ha considerado la inyección única global (IU) que recomienda la Dirección general de carreteras (2001) ya que suelen ser los más adecuados en rocas, terrenos cohesivos muy duros y suelos granulares.

Se han descrito las principales variables para el diseño de los anclajes post-tensados, los cálculos se detallan en el anexo 1. Sin embargo, no se ha considerado el procedimiento de cálculo de la pantalla de revestimiento ni de la placa de apoyo, ya que esto pertenece al tema estructural; el cual está fuera del alcance de esta tesis. Se recomienda revisar bibliografías donde se detalla el tema estructural.

4.2 Análisis de estabilidad de anclajes post-tensados

En el marco teórico ítem 2.2. 3.a. se definió los criterios de estabilidad que se van a utilizar es este estudio, basándose principalmente en el análisis de estabilidad global de la estructura. Asimismo, los posibles modos de falla externa a un nivel inadecuado de capacidad de trabajo. Por ello, en este ítem se verificará la falla global de la estructura. Considerando para una estructura temporal un Factor de seguridad mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo estática según la Norma Técnica E.050 (2018).

Actualmente existen varias metodologías para analizar la estabilidad de un sistema de anclajes post-tensados, tales como: el método de equilibrio límite, teoría de elementos finitos, entre otras.

4.2.1 Método de Equilibrio límite.

Es uno de los métodos más usados es el de equilibrio límite debido a su simplicidad y rapidez de análisis, además de existir softwares que son programados en base a este método, como por ejemplo Slide v.6.

El objetivo principal del método indicado es conocer el factor de seguridad (F_s) del talud presentado frente a la falla del terreno en análisis. Estos factores seguridad son generados debido a distintos factores como los empujes generados por el mismo suelo (excavación del terreno), aplicación de fuerzas externas, desplazamientos de estructuras de contención.

Entonces, para el análisis de estabilidad del diseño de anclajes calculado se utilizará el software Slide v.6. Se generará modelos para 3, 4 y 5 anillos de 10.50, 13.50 y 16.50 m de profundidad respectivamente.

4.2.2 Consideraciones para los modelos en el software Slide v.6.

a) Parámetros geotécnicos:

Se ha considerado los siguientes parámetros geotécnicos para los modelos del Slide.

Tabla 13. *Parámetros geotécnicos para modelos Slide v.6.*

PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	ESTRATO 1	ESTRATO 2	ESTRATO 3
Profundidad	0 - 3.40 m	3.40 - 11 m	11.00 - 16.00 m
Tipo de suelo	GP, Grava mal graduada	GP, Grava mal graduada	GP, Grava mal graduada
Angulo de fricción efectivo (ϕ')	37°	38°	40.5°
Cohesión (c)	16 kN/m ²	15 kN/m ²	15 kN/m ²
Peso específico del suelo γ_s	18 kN/m ³	18.5 kN/m ³	19 kN/m ³

Nota: Parámetros geotécnicos asumidos para la presente investigación, típicos de la ciudad de Lima Metropolitana. Elaboración propia.

b) Sobrecargas:

Se ha considerado una sobrecarga de 1 Tn/m² por piso colindante existente. Para la investigación se ha asumido una edificación colindante en la sección crítica analizada de 5 pisos, es decir, en los modelos a realizar se colocará una sobrecarga de 5 Tn/m² que por conversión será igual a 50 kN/ m².

c) Coeficiente sísmico K_h :

Para el coeficiente sísmico K_h se ha considerado el 50% de la aceleración horizontal máxima (PGA) de acuerdo a la recomendación de Hynes y Franklin, 1984. Además, una aceleración horizontal máxima de 0,4 g para Lima Metropolitana (ver figura 21), con un periodo de retorno de 500 años (Re-evaluación del peligro sísmico

probabilístico para el Perú, 2014). Entonces, para los modelos a realizar se colocará un coeficiente sísmico igual a 0.2 g (50% de 0.4 g).

Figura 21. Mapa de peligro sísmico probabilístico de Lima.

Adaptado de “Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú” por Tavera et al., 2014.

4.3 Resultados obtenidos

En este punto se muestra un cuadro resumen del diseño de anclajes post-tensados con las principales variables calculadas en el ítem 4.1 según la metodología de la FHWA, cabe resaltar que los cálculos de diseño efectuado se detallan en el anexo 1. Además, los

modelamientos del análisis de estabilidad global en condición estática y pseudo estática de los modelos realizados.

Tabla 14. *Cuadro de resumen del diseño de los anclajes post-tensados para 3 anillos*

Anclaje	Profundidad de anclaje (m)	Separación vertical (m)	Separación horizontal (m)	Longitud libre (m)	Longitudes del bulbo (m)	Longitud total (m)	Carga de diseño (kN)
1	1.5	1.50	4.00	7.00	5.00	12.00	565.00
2	4.5	3.00	4.00	5.50	5.00	10.50	630.00
3	7.5	3.00	4.00	4.00	5.00	9.00	620.00
Anclaje	Diámetro de perforación (m)	Tipo de inyección	Número de cables (und)	Área total de acero (mm ²)	Angulo de inclinación (°)	Sobre carga (kN/m ²)	Capacidad de adherencia límite (kN/m ²)
1	0.11	IU	4.00	560.00	20	50.00	280
2	0.11	IU	4.00	560.00	15	50.00	280
3	0.11	IU	4.00	560.00	15	50.00	280

Nota: Principales variables del diseño de anclajes post-tensados para 3 anillos. Elaboración propia.

La tabla 14 muestra el resumen de las principales variables del diseño de anclajes post-tensados para 3 anillos según la metodología FHWA. En ella, se observa que la carga de diseño (T_D) es variable, esto se debe a que las presiones de tierra aumentan desde la superficie del suelo hasta la ubicación del anclaje central. Además, se muestra que las longitudes totales de los anclajes disminuyen con la profundidad, debido a que se ha considerado una superficie de falla potencial crítica que pasa por el fondo de excavación y forma el ángulo $45^\circ - \phi'_{mob}/2$.

También se observa una sobrecarga constante para los anclajes, esto se debe a que se ha considerado una sección crítica analizada de 5 pisos de 1 Tn/m^2 por piso colindante existente, es decir, en los modelos a realizar se colocará una sobrecarga de 5 Tn/m^2 que por conversión será igual a 50 kN/m^2 , asimismo, se ha considerado la inyección única global (IU), ya que suelen ser los más adecuados para suelos granulares. Finalmente, observamos los ángulos de inclinación el ángulo 20° para el primer anillo, ya que los anclajes son de cable y con este ángulo se cumple el mínimo de sobrecarga que de 4.5 m, para los anillos de mayor profundidad se ha considerado ángulos de 15° grados.

Figura 22. Análisis de estabilidad global en condición estática para 3 anillos.
Elaboración propia.

Figura 23. Análisis de estabilidad global en condición pseudo estática para 3 anillos.
Elaboración propia.

La figura 22 y 23 muestra el análisis de estabilidad global en condición estática y en condición pseudo estática respectivamente para 3 anillos. Donde se observa los factores de seguridad en condición estática igual a 1.558 y en condición pseudo estática igual a 1.255 según el método de evaluación de Morgenstern y Price, también se muestra la separación vertical (S_v) de 1.50, 3.00 y 3.00 m para primer, segundo y tercer anclaje respectivamente, asimismo se muestra los ángulos de inclinación de 20°, 15° y 15° para primer, segundo y tercer anclaje respectivamente. Además, se observa los cuadros las variables de diseño consideradas para los anclajes, como: los parámetros geotécnicos de cada estrato, la carga de diseño, la longitud de bulbo, la separación horizontal (S_H), el diámetro de bulbo y la capacidad de adherencia.

Tabla 15. *Cuadro de resumen del Análisis de estabilidad para 3 anillos*

ANÁLISIS ESTÁTICO			ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO		
Método de Evaluación	Factor de seguridad mínimo	Factor de seguridad obtenido	Método de Evaluación	Factor de seguridad mínimo	Factor de seguridad obtenido
Morgenstern y Price	1.50	1.558	Morgenstern y Price	1.25	1.255

Nota: Factor de seguridad mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo estática según la Norma Técnica E.050 (2018). Elaboración propia.

La tabla 15 presenta los factores de seguridad hallados del análisis de estabilidad de 3 anillos, de 1.558 en condición estática y 1.255 en condición pseudo estático, cumpliendo los factores de seguridad mínimos según la Norma Técnica E.050 (2018).

Tabla 16. Cuadro de resumen del diseño de los anclajes post-tensados para 4 anillos

Anclaje	Profundidad de anclaje (m)	Separación vertical (m)	Separación horizontal (m)	Longitud libre (m)	Longitudes del bulbo (m)	Longitud total (m)	Carga de diseño (kN)
1	1.5	1.50	4.00	8.00	6.00	14.00	900.00
2	4.5	3.00	4.00	6.50	7.00	13.50	1025.00
3	7.5	3.00	4.00	5.00	7.00	12.00	1025.00
4	10.5	3.00	4.00	4.00	7.00	11.00	1005.00
Anclaje	Diámetro de perforación (m)	Tipo de inyección -	Número de cables (und)	Área total de acero (mm ²)	Angulo de inclinación (°)	Sobre carga (kN/m ²)	Capacidad de adherencia límite (kN/m ²)
1	0.11	IU	7.00	980.00	20	50.00	280
2	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280
3	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280
4	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280

Nota: Principales variables del diseño de anclajes post-tensados para 4 anillos. Elaboración propia

La tabla 16 muestra el resumen de las principales variables del diseño de anclajes post-tensados para 4 anillos según la metodología FHWA. En ella, se observa que la carga de diseño (T_D) es variable, esto se debe a que las presiones de tierra aumentan desde la superficie del suelo hasta la ubicación del anclaje central. Además, se muestra que las longitudes totales de los anclajes disminuyen con la profundidad, debido a que se ha considerado una superficie de falla potencial crítica que pasa por el fondo de excavación y forma el ángulo $45^\circ - \phi'_{mob}/2$.

También se observa una sobrecarga constante para los anclajes, esto se debe a que se ha considerado una sección crítica analizada de 5 pisos de 1 Tn/m^2 por piso colindante existente, es decir, en los modelos a realizar se colocará una sobrecarga de 5 Tn/m^2 que por conversión será igual a 50 kN/m^2 , asimismo, se ha considerado la inyección única global (IU), ya que suelen ser los más adecuados para suelos granulares. Finalmente, observamos los ángulos de inclinación el ángulo 20° para el primer anillo, ya que los anclajes son de cable y con este ángulo se cumple el mínimo de sobrecarga que de 4.5 m, para los anillos de mayor profundidad se ha considerado ángulos de 15° grados.

La figura 24 y 25 muestra el análisis de estabilidad global en condición estática y en condición pseudo estática respectivamente para 4 anillos. Donde se observa los factores de seguridad en condición estática igual a 1.654 y en condición pseudo estática igual a 1.360 según el método de evaluación de Morgenstern y Price, también se muestra la separación vertical (S_v) de 1.50, 3.00, 3.00 y 3.00 m para primer, segundo y tercer anclaje respectivamente, asimismo se muestra los ángulos de inclinación de 20°, 15°, 15° y 15° para primer, segundo y tercer anclaje respectivamente. Además, se observa los cuadros las variables de diseño consideradas para los anclajes, como: los parámetros geotécnicos de cada estrato, la carga de diseño, la longitud de bulbo, la separación horizontal (S_H), el diámetro de bulbo y la capacidad de adherencia.

Tabla 17. *Cuadro de resumen del Análisis de estabilidad para 4 anillos*

ANÁLISIS ESTÁTICO			ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO		
Método de Evaluación	Factor de seguridad mínimo	Factor de seguridad obtenido	Método de Evaluación	Factor de seguridad mínimo	Factor de seguridad obtenido
Morgenstern y Price	1.50	1.654	Morgenstern y Price	1.25	1.360

Nota: Factor de seguridad mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo estática según la Norma Técnica E.050 (2018). Elaboración propia.

La tabla 17 presenta los factores de seguridad hallados del análisis de estabilidad de 4 anillos, de 1.654 en condición estática y 1.360 en condición pseudo estático, cumpliendo los factores de seguridad mínimos según la Norma Técnica E.050 (2018).

Tabla 18. Cuadro de resumen del diseño de los anclajes post-tensados para 5 anillos

Anclaje	Profundidad de anclaje (m)	Separación vertical (m)	Separación horizontal (m)	Longitud libre (m)	Longitudes del bulbo (m)	Longitud total (m)	Carga de diseño (kN)
1	1.5	1.50	4.00	9.00	7.00	16.00	915.00
2	4.5	3.00	4.00	8.00	7.00	15.00	1040.00
3	7.5	3.00	4.00	7.00	7.00	14.00	1040.00
4	10.5	3.00	4.00	5.50	7.00	12.50	1040.00
5	13.5	3.00	4.00	4.00	7.00	11.00	1020.00
Anclaje	Diámetro de perforación (m)	Tipo de inyección	Número de cables (und)	Área total de acero (mm ²)	Angulo de inclinación (°)	Sobre carga (kN/m ²)	Capacidad de adherencia límite (kN/m ²)
1	0.11	IU	7.00	980.00	20	50.00	280
2	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280
3	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280
4	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280
5	0.11	IU	7.00	980.00	15	50.00	280

Nota: Principales variables del diseño de anclajes post-tensados para 5 anillos. Elaboración propia.

La tabla 18 muestra el resumen de las principales variables del diseño de anclajes post-tensados para 5 anillos según la metodología FHWA. En ella, se observa que la carga de diseño (T_D) es variable, esto se debe a que las presiones de tierra aumentan desde la superficie del suelo hasta la ubicación del anclaje central. Además, se muestra que las longitudes totales de los anclajes disminuyen con la profundidad, debido a que se ha considerado una superficie de falla potencial crítica que pasa por el fondo de excavación y forma el ángulo $45^\circ - \phi'_{mob}/2$.

También se observa una sobrecarga constante para los anclajes, esto se debe a que se ha considerado una sección crítica analizada de 5 pisos de 1 Tn/m^2 por piso colindante existente, es decir, en los modelos a realizar se colocará una sobrecarga de 5 Tn/m^2 que por conversión será igual a 50 kN/m^2 , asimismo, se ha considerado la inyección única global (IU), ya que suelen ser los más adecuados para suelos granulares. Finalmente, observamos los ángulos de inclinación el ángulo 20° para el primer anillo, ya que los anclajes son de cable y con este ángulo se cumple el mínimo de sobrecarga que de 4.5 m, para los anillos de mayor profundidad se ha considerado ángulos de 15° grados.

Figura 26. Análisis de estabilidad global en condición estática para 5 anillos.
Elaboración propia.

Figura 27. Análisis de estabilidad global en condición pseudo estática para 5 anillos.
Elaboración propia.

La figura 26 y 27 muestra el análisis de estabilidad global en condición estática y en condición pseudo estática respectivamente para 5 anillos. Donde se observa los factores de seguridad en condición estática igual a 1.507 y en condición pseudo estática igual a 1.267 según el método de evaluación de Morgenstern y Price, también se muestra la separación vertical (S_v) de 1.50, 3.00, 3.00, 3.00 y 3.00 m para primer, segundo y tercer anclaje respectivamente, asimismo se muestra los ángulos de inclinación de 20°, 15°, 15°, 15° y 15° para primer, segundo y tercer anclaje respectivamente. Además, se observa los cuadros las variables de diseño consideradas para los anclajes, como: los parámetros geotécnicos de cada estrato, la carga de diseño, la longitud de bulbo, la separación horizontal (S_H), el diámetro de bulbo y la capacidad de adherencia.

Tabla 19. *Cuadro de resumen del Análisis de estabilidad para 5 anillos*

ANÁLISIS ESTÁTICO			ANÁLISIS PSEUDO ESTÁTICO		
Método de Evaluación	Factor de seguridad mínimo	Factor de seguridad obtenido	Método de Evaluación	Factor de seguridad mínimo	Factor de seguridad obtenido
Morgenstern y Price	1.50	1.507	Morgenstern y Price	1.25	1.267

Nota: Factor de seguridad mínimo de 1.50 en condición estática y 1.25 en condición pseudo estático según la Norma Técnica E.050 (2018). Elaboración propia.

La tabla 19 presenta los factores de seguridad hallados del análisis de estabilidad de 5 anillos, de 1.507 en condición estática y 1.267 en condición pseudo estático, cumpliendo los factores de seguridad mínimos según la Norma Técnica E.050 (2018).

5. APLICACIÓN DEL MÉTODO PROBABILÍSTICO

El propósito de este capítulo es determinar el riesgo geotécnico en excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados. Para ello, se aplicará el método probabilístico desarrollado por Aoki (2018).

En primer lugar, se ingresará los datos extraídos de los ensayos de arrancamientos de capacidad de adherencia última (τ_{ult}) de la tesis de maestría de Puelles (2011) “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana”. A estos valores se le denominará como las fuerzas de resistencia (R). En segundo lugar, se utilizará las cargas de diseño de anclajes post-tensados (T_D) calculados en el capítulo anterior. Asimismo, a estos valores se le denominará como las fuerzas de sollicitación (S). Cabe resaltar, que estas variables son fundamentales para la aplicación del método probabilístico. Por último, se hará una interpretación de los resultados obtenidos del riesgo geotécnico.

5.1 Variables de entrada para la aplicación del método probabilístico

5.1.1 Resistencia (R)

Según Aoki (2018) indica que la resistencia es una variable que no es constante y que debe tratarse como variable dependiente de la carga externa (cargas funcionales y ambientales), la geometría estructural, la resistencia de los materiales y el modelo de interacción suelo – estructura. Se puede indicar, que para el caso de anclajes post-tensados podemos tomar la resistencia a la capacidad de adherencia en la interacción suelo – lechada de cemento (τ_{ult}).

Por tal motivo, se utilizó la data de la capacidad adherencia última (τ_{ult}) de los ensayos de arrancamientos de capacidad de adherencia última (τ_{ult}) de la tesis de maestría de Puelles, 2011. Que a partir de ahora serán las fuerzas de resistencia (R) de los anclajes post-tensados mostrado en la siguiente Tabla.

Tabla 20. *Resumen de resultados del ensayo de arrancamiento de anclajes post-tensados*

Nombre de la Edificación	Nombre Ensayo	Área de Acero A_s	Longitud Bulbo L_b (m)	Carga Ensayo P_e (t)	Carga. Última Anclaje. P_{ult} (t)	Capac. Última Adheren. τ_{ult} (t/m ²)
U. de Lima	UL-04P	10@1/2"	4	150	140.00	111.41
Juan de Arona	JA-02P	10@1/2"	2	120	92.00	146.42
Andrés Reyes	AR-03P ¹	10@1/2"	3	150	120.00	127.32
	AR-03P ²	10@1/2"	3	150	120.00	127.32
	AR-03P ³	10@1/2"	3	150	125.00	132.63
	AR-03P ⁴	10@1/2"	3	150	120.00	127.32
ISIL-Miraflores	IS-01P	10@1/2"	1	60	56.00	178.25
	IS-02P	10@1/2"	2	120	88.00	140.06
	IS-03P	10@1/2"	3	150	120.00	127.32
	IS-04P	10@1/2"	4	150	140.00	111.41
	IS-06P	10@5/8"	6	210	175.00	92.84
	IS-08P	10@5/8"	8	210	203.00	80.77
Platino III	PL-04P	10@5/8"	4	210	147.00	116.98
	PL-05P	10@5/8"	5	210	161.00	102.50
	PL-06P	10@5/8"	6	210	182.00	96.55
	PL-07P	10@5/8"	7	210	196.00	89.13

Anclajes inclinados $\alpha = -15^\circ$ respecto a la horizontal y cimentados en grava arenosa medianamente densa a muy densa

Nota: Ensayos de arrancamiento. Adaptado de “Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo, aplicación excavaciones profundas en Lima Metropolitana”, por Puelles, 2011.

De la tabla 20 solo se tomarán los valores de la columna 7, Dado que, estos valores son la capacidad de adherencia última (τ_{ult}) del contacto de la interacción suelo – lechada cemento también llamados resistencia (R). Cabe resaltar, que estos ensayos de arrancamiento es una de las variables de entrada fundamentales para la aplicación del método probabilístico.

Por otro lado, se cambiarán las unidades de la capacidad de adherencia última (τ_{ult}) de t/m² a kN/m² con la finalidad de uniformizar las unidades y facilitar el cálculo. A continuación, se muestra la tabla 21 con el cambio de unidades de los ensayos de arrancamiento.

Tabla 21. *Capacidad de adherencia última (τ_{ult}) en kN/m²*

Anclaje	E1	E2	E3	E4	E5	E6	E7	E8
(KN/m ²)	1114	1464	1273	1273	1326	1273	1783	1401
Anclaje	E9	E10	E11	E12	E13	E14	E15	E16
(KN/m ²)	1273	1114	928	808	1170	1025	966	891

Nota: Cambio de unidades de los ensayos de arrancamiento. Elaboración Propia

5.1.2 Solicitación (S)

Tal como señala Aoki (2018), “La estructura de la obra sometida a la acción de las cargas ambientales y funcionales se deforma acumulando energía interna y presenta una reacción denominada sollicitación o efecto de las cargas” (p.1).

Con esto se concluye que la sollicitación son las cargas actuantes que debe soportar un elemento estructural. Por ello, que en nuestra tesis tomaremos como sollicitación las cargas de diseño (T_D) de los anclajes post-tensados de 3, 4 y 5 anillos calculadas con la metodología FHWA. Que a partir de ahora serán las fuerzas de solicitantes (S) de los anclajes post-tensados mostrado en la siguiente Tabla.

Tabla 22. *Cargas de diseño (T_D) de 3, 4 y 5 anillos calculadas con la metodología FHWA*

ANCLAJES	T_{D1} (kN)	T_{D2} (kN)	T_{D3} (kN)	T_{D4} (kN)	T_{D5} (kN)	T_{Dmax} (kN)
3 anillos	565	630	620			630
4 anillos	900	1025	1025	1005		1025
5 anillos	915	1040	1040	1040	1020	1040

Nota: Elaboración propia

De la tabla 22, se tomarán las cargas de diseño (T_D) máximas, ya que estas cargas se pueden considerar como T_D críticos, debido a que presentan mayores empujes totales del suelo.

Por otro lado, se hará la conversión de kN a kN/m² con la finalidad de uniformizar las unidades y facilitar el cálculo. Para ello, se dividirá las cargas de diseño (T_D) máximas entre el área de la superficie del bulbo, con el objetivo de obtener la carga admisible (P_{adm}), mediante la siguiente expresión:

$$Solicitud (S) = P_{adm} = \frac{T_D max}{[L_b \cdot P_b]}$$

Donde:

T_D max: Carga de diseño máxima

L_b : Longitud de bulbo

P_b : Perímetro de bulbo $= 2\pi \cdot r$

En la tabla 23, se muestra la conversión de las cargas de diseño (T_D) máximas de 3, 4 y 5 anillos que están en kN a kN/m².

Tabla 23. Cargas de diseño (T_D) de 3, 4 y 5 anillos calculadas con la metodología FHWA

ANCLAJES	$T_{D\text{MAX}}$ (kN)	P_{adm} (kN/m ²)
3 anillos	630	630
4 anillos	1025	1025
5 anillos	1040	430

Nota: Elaboración propia

Cabe resaltar, que estas cargas de diseño (T_D) máximas de 3, 4 y 5 anillos son una de las variables de entrada fundamentales para la aplicación el método probabilístico.

5.2 Determinación del Riesgo geotécnico

El riesgo geotécnico es igual al producto de la probabilidad de ruina (pf) multiplicado por el costo de reparación del daño causado por la ruina y la vulnerabilidad de la población analizada en caso de ruina. Para ello, se considerará las variables de entrada de resistencia (R) y sollicitación (S) descritas en los ítems anteriores para anclajes post-tensados de edificaciones en Lima Metropolitana de 3, 4 y 5 anillos de 10.50, 13.50 y 16.50 m de profundidad respectivamente.

Para todos los casos de estudio se utilizará la curva de distribución de resistencias (R) obtenida de los valores de capacidad última de adherencia (τ_{ult}) de anclajes post-tensados. Esta curva se basa en la distribución normal gaussiana, cuyos resultados estadísticos definen la forma de la curva de resistencia mostrada a continuación:

$$\mu_R = 847 \text{ kN} \quad \sigma_R = 228 \text{ kN} \quad \nu_R = 0.27$$

Donde:

μ_R : Resistencia media (kN)

σ_R : Desviación estándar (kN)

v_R : Coeficiente variación estándar

Por otro lado, para los valores de cargas de diseño de anclajes post-tensados (T_D) se ha considerado una carga de diseño máxima para cada caso de estudio. Siendo un enfoque semi-probabilístico, ya que se ha tomado un sólo valor de capacidad admisible (P_{adm}) para definir las curvas, y estas curvas de solicitudes (S) son:

Caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos (10.50 m):

$$\mu_S = 365 \text{ kN} \quad \sigma_S = 0.00 \quad v_S = 0.00$$

Caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos (13.50 m):

$$\mu_S = 424 \text{ kN} \quad \sigma_S = 0.00 \quad v_S = 0.00$$

Caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos (16.50 m):

$$\mu_S = 430 \text{ kN} \quad \sigma_S = 0.00 \quad v_S = 0.00$$

Entonces, para cada caso de estudio inicialmente se tendrá una curva de resistencia (R) y sollicitación (S), ver la siguiente figura:

Figura 28. Curvas de resistencia (R) y sollicitación (S).

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

La figura 28 será el punto de partida para mostrar las relaciones entre todas las variables que intervienen en el método probabilístico.

5.2.1 Probabilidad de ruina (p_r)

Como se sabe la probabilidad de ruina es la convolución de las curvas de resistencia (R) y sollicitación (S), es decir, a partir de estas curvas se define el margen de seguridad media (M), por la desviación estándar de la curva $M = R - S$, ver la siguiente figura:

Figura 29. Curva margen de seguridad media (M).

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Según la figura 29 se puede indicar que por correlación el margen de seguridad va ser igual a resistencia media (μ_R) menos la sollicitación media (μ_S).

Por otro lado, para determinar la probabilidad de ruina, se debe calcular los coeficientes de seguridad y riesgo.

5.2.1.1 Factor de seguridad medio ($F_{S, medio}$)

Para hallar el factor de seguridad medio ($F_{S, medio}$) se analiza la separación entre los puntos notables de las curvas R y S, se puede calcular por la siguiente expresión:

$$F_{S, medio} = \gamma_S \cdot F_{S, trad}$$

Donde:

γ_S : Factor parcial de sollicitación
 $F_{S, trad}$: Factor de seguridad tradicional

Figura 30. Factor de seguridad medio F_S .

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Según la figura 30 el factor parcial de solicitación (γ_S) es el resultado de la división de la solicitación característica (S_k) entre la solicitación media (μ_S). Para el desarrollo de los casos de estudio se ha considerado que la carga admisible $P_{adm} = S_k$. Asimismo, se puede indicar que la solicitación media $\mu_S = S_k$ y coeficiente de variación estándar de la solicitación (v_S) es igual a cero, ya que solo tiene un valor de P_{adm} para cada caso de estudio. Por tanto, $\gamma_S = 1$. Asimismo, se puede concluir que el factor de seguridad medio $F_{S,medio} = F_{S,trad}$.

5.2.1.2 Factor de seguridad de ruptura (v)

Para hallar el factor de seguridad de ruptura (v) esta subdividido en dos factores parciales y se puede calcular por la siguiente expresión:

$$v = \gamma_f \cdot \gamma_m$$

Donde:

γ_f : Factor parcial de mayoración de la Carga

γ_m : Factor parcial de minoración de la Resistencia

Figura 31. Factor de seguridad de ruptura (v).

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Según la figura 31 el factor de seguridad de ruptura (v) es el resultado de la multiplicación del factor parcial de mayoración de la carga (γ_f) por el factor parcial de minoración de la resistencia (γ_m). Para el desarrollo de los casos de estudio se ha considerado que la resistencia característica $R_k = S_k \cdot v$.

5.2.1.3 Factor de confiabilidad (β)

El factor de confiabilidad (β) exige el análisis de la separación entre las curvas R y S definido por el margen de seguridad media (μ_M), cuyos resultados estadísticos definen la forma de la curva de resistencia mostrada a continuación:

$$\mu_M = (\mu_R - \mu_S)$$

$$\sigma_M = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2 \cdot \rho \cdot \sigma_R \cdot \sigma_S}$$

Donde:

μ_M : Margen de seguridad media

μ_R : Resistencia media

μ_S : Solicitación media

σ_M : Desviación estándar media

σ_R : Desviación estándar resistencia

σ_S : Desviación estándar solicitud

ρ : Coeficiente variación estándar media igual a 0

En base a él margen de seguridad media (μ_M) y desviación estándar media (σ_M). Se puede calcular factor de confiabilidad (β), ver la siguiente figura.

Figura 32. Factor de confiabilidad (β).

Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

Según la figura 32 se puede calcular el factor de confiabilidad (β) dividiendo el margen de seguridad media (μ_M) entre desviación estándar media (σ_M). Entonces, conocido el β se puede determinar la probabilidad de ruina (p_f) utilizando la función del Excel:

$$p_f = 1 - \text{DIST.NORM}(\beta; 0; 1; \text{VERDADERO}) \approx 1/10^\beta$$

Con los valores de probabilidad de ruina calculados se procederá a interpretarlos. Esta interpretación de p_f se desarrollará en el siguiente ítem.

5.2.1.4 Interpretación del valor de la probabilidad de ruina

Para este punto se realizará una interpretación subjetiva (teorema de Bayes) a las probabilidades de ruinas calculadas.

Esta interpretación permite determinar la p_f a posteriori $P(A/B)$ de ocurrencia de un evento, a partir de la probabilidad a priori $P(A)$ de ocurrencia del evento, condicionado a la probabilidad $P(B/A)$ de esta ser verdadera:

$$P(A/B) = \frac{P(B/A) \cdot P(A)}{[P(B/A) \cdot P(A)] + [P(B/A^c) \cdot P(A^c)]}$$

Donde:

$P(A)$: Probabilidad de ruina calculada a priori = p_f

$P(A^c)$: Probabilidad de suceso a priori

$P(B/A)$: Probabilidad subjetiva (grado pesimismo subjetivo)

$P(B/A^c)$: Probabilidad de ruina a ser verdadero

Esta interpretación subjetiva se basa en probabilidad de ruina con la certeza $P(B/A) = 50\%$ obtenida del cálculo del método directo (análisis de riesgo). Con el fin de establecer valores de factor de seguridad y probabilidad de ruina para cualquier grado de certeza $P(B/A)$. Para la presente investigación ha considerado un grado de certeza $P(B/A) = 95\%$.

5.2.1.5 Ocurrencia y frecuencia de ruina

Aoki (2018), presenta niveles de seguridad aceptables, es decir, cual es la probabilidad de falla máxima que se puede tolerar para una estructura. Para ello, se basa en la relación niveles de índice de confiabilidad (β) y la probabilidad de ruina (p_f) como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 24. Niveles de ocurrencia y frecuencia del factor de confiabilidad (β)

β	Ocurrencia	Frecuencia	$1/p_f$
-7.94	Certidumbre	día	1
0.00	50% probabilidad	días	2
1.07	Frecuente	semanas	7
1.83	Probable	meses	30
2.78	Casual	años	365
3.46	Remoto	decênios	3650
4.03	Muy remoto	siglos	36500
4.55	Improbable	milenarios	365000
7.27	Nunca	Bigbang	5.4755E+12

Nota: Niveles de ocurrencia y Frecuencia. Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018

Como se observa en la tabla 24 con este criterio el nivel de frecuencia la probabilidad de falla crítica es 30 días (1 mes), que equivale a un índice de confiabilidad de 1.83. Por lo cual, se espera que estructuras con índices de confiabilidad de 2.78 presenten un desempeño por encima del promedio de las estructuras, es decir, nivel de frecuencia mayor o igual a 1 año.

5.2.2 Costo de reparación

En términos generales el costo de reparación es igual al costo de obra, si y sólo si se tendría un p_f de 100% y una vulnerabilidad (v) igual a 1.

Para el trabajo de investigación se realizó un cálculo estimado de precios unitarios para el costo de obra, que básicamente contemplo el costo del suministro e instalación de anclajes post-tensados en el caso de estudio 1 (CE1), caso de estudio 2 (CE2) y caso de estudio 3 (CE3) de 3, 4 y 5 anillos respectivamente para una edificación típica de Lima Metropolitana. Con el fin de obtener el costo por metro lineal de anclaje post-tensados.

En principio se ha considerado un perímetro de 128 m de una edificación de Lima Metropolitana, ver tabla 25.

Tabla 25. *Perímetro de excavación de una edificación de Lima Metropolitana*

Caso de Estudio	Profundidad de anclaje (h)	Dimensiones de excavación asumida (m)				Perímetro de excavación (m)
		LADO IZQ.	LADO DER.	FRENTE	FONDO	
CE1	10.50	40.00	40.00	24.00	24.00	128.00
CE2	13.50	40.00	40.00	24.00	24.00	128.00
CE3	16.50	40.00	40.00	24.00	24.00	128.00

Nota: Anclajes post-tensados para los casos de estudio CE1, CE2 y CE3. Elaboración propia

Según la tabla 25 el perímetro de la edificación ha sido considerado para todos los casos de estudio (CE1, CE2 y CE3) de esta investigación. Además, con esta información se ha calculado el número de anclajes post-tensados totales para cada caso de estudio, mostradas en la siguiente tabla.

Tabla 26. *Anclajes totales para cada caso de estudio*

Caso de Estudio	Profundidad de anclaje (h)	Separación Horizontal (m)	Perímetro de excavación (m)	Nº de anclajes Totales x anillo (und)
CE1	10.50	4.00	128.00	84.00
CE2	13.50	4.00	128.00	112.00
CE3	16.50	4.00	128.00	140.00

Nota: Elaboración propia

Asimismo, se calculará la longitud total de anclaje para cada caso de estudio, las cuales se detallan en la siguiente tabla.

Tabla 27. Longitudes totales de anclajes post-tensados para cada caso de estudio

Caso de Estudio	N° de anclajes Totales x anillo (und)	Longitud Libre (m)	Longitud de bulbo (m)	Longitud Libre Total (m)	Longitud de bulbo Total (m)	Longitud Total de anclaje (m)
CE1	84.00	16.50	15.00	462.00	420.00	882.00
CE1-A1	28.00	7.00	5.00	196.00	140.00	336.00
CE1-A2	28.00	5.50	5.00	154.00	140.00	294.00
CE1-A3	28.00	4.00	5.00	112.00	140.00	252.00
CE2	112.00	23.50	27.00	658.00	756.00	1414.00
CE2-A1	28.00	8.00	6.00	224.00	168.00	392.00
CE2-A2	28.00	6.50	7.00	182.00	196.00	378.00
CE2-A3	28.00	5.00	7.00	140.00	196.00	336.00
CE2-A4	28.00	4.00	7.00	112.00	196.00	308.00
CE3	140.00	33.50	35.00	938.00	980.00	1918.00
CE3-A1	28.00	9.00	7.00	252.00	196.00	448.00
CE3-A2	28.00	8.00	7.00	224.00	196.00	420.00
CE3-A3	28.00	7.00	7.00	196.00	196.00	392.00
CE3-A4	28.00	5.50	7.00	154.00	196.00	350.00
CE3-A5	28.00	4.00	7.00	112.00	196.00	308.00

Nota: Longitud total de anclaje post-tensados detallado para cada caso de estudio. Elaboración propia

Finalmente, se ha calculado el costo por metro lineal del suministro e instalación de anclajes post-tensados en el caso de estudio 1 (CE1), caso de estudio 2 (CE2) y caso de estudio 3 (CE3) de 3, 4 y 5 anillos respectivamente, mostradas en las siguientes tablas.

Tabla 28. Costo total de los anclajes post-tensados del caso de estudio 1 (CE1), 3 Anillos

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Total (S/.)
1	CE1 CASO DE ESTUDIO 1 (ANCLAJES C / 3 ANILLOS)				263,162.34
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	882.00	298.37	263,162.34
2	CE1-A1 CASO DE ESTUDIO 1 (ANILLO 1)				100,252.32
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	336.00	298.37	100,252.32
3	CE1-A2 CASO DE ESTUDIO 1 (ANILLO 1 y 2)				187,973.10
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	336.00	298.37	100,252.32
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	294.00	298.37	87,720.78
4	CE1-A3 CASO DE ESTUDIO 1 (ANILLO 1 , 2 y 3)				263,162.34
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	336.00	298.37	100,252.32
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	294.00	298.37	87,720.78
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	252.00	298.37	75,189.24

Nota: Elaboración propia

Tabla 29. Costo total de los anclajes post-tensados del caso de estudio 2 (CE2), 4 Anillos

Ítem	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Total (S/.)
1	CE2 CASO DE ESTUDIO 2 (ANCLAJES C / 4 ANILLOS)				421,895.18
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	1,414.00	298.37	421,895.18
2	CE2-A1 CASO DE ESTUDIO 2 (ANILLO 1)				116,961.04
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
3	CE2-A2 CASO DE ESTUDIO 2 (ANILLO 1 y 2)				229,744.90
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	378.00	298.37	112,783.86
4	CE2-A3 CASO DE ESTUDIO 2 (ANILLO 1 , 2 y 3)				329,997.22
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	378.00	298.37	112,783.86
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	336.00	298.37	100,252.32
5	CE2-A4 CASO DE ESTUDIO 2 (ANILLO 1 , 2 , 3 y 4)				421,895.18
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	378.00	298.37	112,783.86
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	336.00	298.37	100,252.32
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	308.00	298.37	91,897.96

Nota: Elaboración propia

Tabla 30. Costo total de los anclajes post-tensados del caso de estudio 3 (CE3), 5 Anillos

Item	Descripción	Unidad	Cantidad	P.U.	Costo Total (S/.)
1	CE3 CASO DE ESTUDIO 3 (ANCLAJES C / 5 ANILLOS)				572,273.66
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	1,918.00	298.37	572,273.66
2	CE3-A1 CASO DE ESTUDIO 3 (ANILLO 1)				133,669.76
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	448.00	298.37	133,669.76
3	CE3-A2 CASO DE ESTUDIO 3 (ANILLO 1 y 2)				258,985.16
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	448.00	298.37	133,669.76
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	420.00	298.37	125,315.40
4	CE3-A3 CASO DE ESTUDIO 3 (ANILLO 1 , 2 y 3)				375,946.20
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	448.00	298.37	133,669.76
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	420.00	298.37	125,315.40
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
5	CE3-A4 CASO DE ESTUDIO 3 (ANILLO 1 , 2 , 3 y 4)				480,375.70
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	448.00	298.37	133,669.76
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	420.00	298.37	125,315.40
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	350.00	298.37	104,429.50
6	CE3-A5 CASO DE ESTUDIO 3 (ANILLO 1 , 2 , 3, 4 y 5)				572,273.66
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	448.00	298.37	133,669.76
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	420.00	298.37	125,315.40
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	392.00	298.37	116,961.04
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	350.00	298.37	104,429.50
	Sum. e Inst. de Anclajes Post-tensados Temporales	m	308.00	298.37	91,897.96

Nota: Elaboración propia

Las tablas 28,29 y 30, se muestran los costos por metro lineal de los anclajes post-tensados para los casos de estudio 1 (CE1), caso de estudio 2 (CE2) y caso de estudio 3 (CE3) de 3, 4 y 5 anillos respectivamente. Además, se observa los costos totales de cada anillo según el caso estudio. Para ello se ha considerado el costo total del anillo superior en todos los casos. Por ejemplo: el costo total del anillo3, está conformado por la suma del anillo 1, anillo2 y anillo 3.

5.2.3 Vulnerabilidad

Según Aoki (2018) indica que la vulnerabilidad depende de la importancia de la obra.

El valor de la vulnerabilidad será tomado de la siguiente tabla.

Tabla 31. *Parámetros de vulnerabilidad*

V_{ul}	Descripción de Situación de Exposición
1	Potencial de exposición extrema de los elementos (o conjunto de elementos) la pérdida repentina de integridad (colapso) sin tiempo de reacción por personas causales, incluido el alto potencial de daño ambiental.
0.9	Alto potencial para exponer elementos o conjuntos de elementos a situaciones de ruina inminentes, potencial de daño ambiental debido a la ruina o el bajo rendimiento del elemento o conjunto de elementos.
0.8	Potencial de daños estructurales a elementos o conjunto de elementos que pueden provocar la ruina (ELU) sino se mitiga en tiempo hábil.
0.7	Potencial de daños estructurales localizados en elementos o conjuntos de elementos con rendimiento disminuido con respecto a ELS sino se mitiga en tiempo hábil.
0.6	Potencial de daños localizados en elementos o conjuntos de elementos sin disminuir el rendimiento en términos de ELS.
0.5	Potencial limitado de daños inducidos a un elemento o conjunto de elementos con función estructural sin disminuir el rendimiento en términos de ELS.
0.4	Potencial limitado de daños a un elemento o conjunto de elementos sin función estructural, sin disminuir el rendimiento en términos de ELS.
0.3	Potencial limitado de daños a un elemento o conjunto de elementos sin función estructural, sin disminuir el rendimiento en términos de ELS, pero con una disminución en la vida útil del elemento.
0.2	Potencial mínimo de pérdida de rendimiento de un elemento aislado con impacto limitado en el medio ambiente.
0.1	Bajo potencial de impacto para el medio ambiente o al elemento vulnerable sin disminuir la integridad del elemento o conjunto de elementos localizados dentro de área vulnerable.
0	La integridad del elemento o conjunto de elementos se mantiene independientemente de la ocurrencia del evento.

Nota: Parámetros de vulnerabilidad. Adaptado de “Aplicaciones de métodos probabilísticos en cimentaciones”, por Aoki, 2018.

En la tabla 31 se muestra los parámetros de vulnerabilidad definidos por Aoki (2018). En esta de investigación se ha considerado un $v = 0.60$ para los anclajes post-tensados utilizados en la aplicación de los métodos probabilísticos. ya que se asemeja a la situación de exposición descritas en la tabla.

5.3 Resultados obtenidos

En este punto se muestran y se describen las figuras y tablas resumen de los coeficientes de seguridad y riesgo calculados en el ítem 5.2. Asimismo, los riesgos geotécnicos obtenidos mediante la aplicación de los métodos probabilísticos, cabe resaltar que los cálculos efectuados se detallan en el anexo 2.

GRÁFICO COEFICIENTES SEGURIDAD Y RIESGO - CASO DE ESTUDIO 1 (CE1), 3 ANILLOS

Figura 33. Gráfico coeficientes de seguridad y riesgo-caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos.
Elaboración propia

Tabla 32. Variables del análisis probabilístico - caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos

Caso de estudio	v_s	v_R	$F_{s,trad}$	γ_m	γ_s	ξ	F_s	v	γ_f	β	p_f	$1/p_f$	RIESGO GEOTÉCNICO 50%
CE1	0.00	0.21	3.27	1.54	1.00	1.51	3.27	2.16	1.40	3.36	0.0004	2580	61.20
CE1-A1	0.00	0.21	3.65	1.72	1.00	1.51	3.65	2.41	1.40	3.51	0.0002	4534	13.27
CE1-A2	0.00	0.21	3.27	1.54	1.00	1.51	3.27	2.16	1.40	3.36	0.0004	2580	43.72
CE1-A3	0.00	0.21	3.32	1.57	1.00	1.51	3.32	2.19	1.40	3.38	0.0004	2810	56.20

Nota: Cálculo del riesgo geotécnico. Elaboración propia

GRÁFICO COEFICIENTES SEGURIDAD Y RIESGO - CASO DE ESTUDIO 2 (CE2), 4 ANILLOS

Caso de Estudio	OBRA (\$/.)	VULNERABILIDAD	Coef. Correlación
CE2	421,895.18	0.60	0.00
CE2-A1	116,961.04	0.60	0.00
CE2-A2	229,744.90	0.60	0.00
CE2-A3	329,997.22	0.60	0.00
CE2-A4	421,895.18	0.60	0.00

Figura 34. Gráfico coeficientes de seguridad y riesgo-caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos. Elaboración propia

Tabla 33. Variables del análisis probabilístico - caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos

Caso de estudio	v_s	v_R	$F_{s,trad}$	γ_m	γ_s	ξ	F_s	v	γ_f	β	p_f	$1/p_f$	RIESGO GEOTÉCNICO 50%
CE2	0.00	0.21	2.81	1.33	1.00	1.51	2.81	1.86	1.40	3.12	0.0009	1112	227.73
CE2-A1	0.00	0.21	3.21	1.51	1.00	1.51	3.21	2.12	1.40	3.33	0.0004	2314	30.33
CE2-A2	0.00	0.21	2.81	1.33	1.00	1.51	2.81	1.86	1.40	3.12	0.0009	1112	124.01
CE2-A3	0.00	0.21	2.81	1.33	1.00	1.51	2.81	1.86	1.40	3.12	0.0009	1112	178.12
CE2-A4	0.00	0.21	2.87	1.35	1.00	1.51	2.87	1.90	1.40	3.16	0.0008	1246	203.09

Nota: Cálculo del riesgo geotécnico. Elaboración propia

GRÁFICO COEFICIENTES SEGURIDAD Y RIESGO - CASO DE ESTUDIO 3 (CE3), 5 ANILLOS

Caso de Estudio	COSTO OBRA (S/.)	VULNERABILIDAD	Coef. Correlación
CE3	572,273.66	0.60	0.00
CE3-A1	133,669.76	0.60	0.00
CE3-A2	258,985.16	0.60	0.00
CE3-A3	375,946.20	0.60	0.00
CE3-A4	480,375.70	0.60	0.00
CE3-A5	572,273.66	0.60	0.00

Figura 35. Gráfico coeficientes de seguridad y riesgo-caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos. Elaboración propia

Tabla 34. Variables del análisis probabilístico - caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos

Caso de estudio	v_s	v_R	$F_{s,trad}$	γ_m	γ_s	ξ	F_s	v	γ_f	β	p_f	$1/p_f$	RIESGO GEOTÉCNICO 50%
CE3	0.00	0.21	2.77	1.31	1.00	1.51	2.77	1.83	1.40	3.10	0.0010	1021	336.37
CE3-A1	0.00	0.21	3.15	1.49	1.00	1.51	3.15	2.08	1.40	3.31	0.0005	2114	37.94
CE3-A2	0.00	0.21	2.77	1.31	1.00	1.51	2.77	1.83	1.40	3.10	0.0010	1021	152.22
CE3-A3	0.00	0.21	2.77	1.31	1.00	1.51	2.77	1.83	1.40	3.10	0.0010	1021	220.97
CE3-A4	0.00	0.21	2.77	1.31	1.00	1.51	2.77	1.83	1.40	3.10	0.0010	1021	282.35
CE3-A5	0.00	0.21	2.83	1.33	1.00	1.51	2.83	1.87	1.40	3.13	0.0009	1144	300.21

Nota: Cálculo del riesgo geotécnico. Elaboración propia

Las figuras 33, 34 y 35 muestran gráficamente los resultados de los coeficientes de seguridad y los riesgos obtenidos para los casos de estudio 1 (CE1), caso de estudio 2 (CE2) y caso de estudio 3 (CE3) respectivamente. Asimismo, se observa que para cada caso de estudio se ha desarrollado un análisis independiente del coeficiente de seguridad y riesgo de cada anillo (CE1-A1 al CE1-A3, CE2-A1 al CE2-A4 y CE3-A1 al CE3-A5) según corresponda el caso de estudio analizado. Por ejemplo: para el caso de estudio CE1 se ha evaluado 3 casos independientes CE1-A1, CE1-A2 y CE1-A3, debido a que, este caso está conformado por 3 anillos. Además, se muestra el cálculo de los costos de obra para los casos de estudio (CE1), (CE2) y (CE3) con una vulnerabilidad igual a 0.60 para todos los casos.

Por otro lado, las tablas 32, 33 y 34 muestran un resumen de las variables del análisis probabilístico y el costo del riesgo geotécnico de un 50% de probabilidad de que no falle. Cabe resaltar, que los resultados de las variables y el riesgo geotécnico han sido obtenidos de cada caso de estudio CE1), (CE2) y (CE3).

A continuación, en las siguientes tablas se presentan las probabilidades de ruina con certeza de un 95% para los casos de estudio 1 (CE1), caso de estudio 2 (CE2) y caso de estudio 3 (CE3).

Tabla 35. *Riesgo de interpretación subjetiva (teorema de Bayes) - caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos*

INTERPRETACIÓN SUBJETIVA DE LA PROBABILIDAD DE RUINA (TEOREMA DE BAYES)				
P(B/A) = Prob. Subjetiva (valor de Prob.) 95%	CE1	CE1-A1	CE1-A2	CE1-A3
P(A) = Probabil. ruina calculada a priori = p_i	0.0004	0.0002	0.0004	0.0004
P(A ^c) = Probabilidad de suceso a priori	0.9996	0.9998	0.9996	0.9996
P(B/A) = Prob.subj.(grado de pesimismo subjetivo)	95%	95%	95%	95%
P(B/A ^c) = Probabilidad de no ser verdad	5%	5%	5%	5%
P(A/B) = Prob. Post. grado de ruina certeza P(B/A)	0.00731	0.00417	0.00731	0.00672
INVERSO PROBABILIDADE RUINA SUBJETIVA	136.73	239.60	136.73	148.83
β FATOR CONFIABILIDADE SUBJETIVO	2.44	2.64	2.44	2.47
FRECUENCIA	Probable	Probable	Probable	Probable
RIESCO GEOTÉCNICO	1,154.79	251.04	824.85	1,060.94
% Obra	0.44%	0.25%	0.44%	0.40%
PARÁMETRO DE COMPARACIÓN = 1% C. DE OBRA	2,631.62	1,002.52	1,879.73	2,631.62

Nota: Probabilidades de ruina con certeza de un 95%. Elaboración propia

Tabla 36. *Riesgo de interpretación subjetiva (teorema de Bayes) - caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos*

INTERPRETACIÓN SUBJETIVA DE LA PROBABILIDAD DE RUINA (TEOREMA DE BAYES)					
P(B/A) = Prob. Subjetiva (valor de Prob.) 95%	CE2	CE2-A1	CE2-A2	CE2-A3	CE2-A4
P(A) = Probabil. ruina calculada a priori = p_i	0.0009	0.0004	0.0009	0.0009	0.0008
P(A ^c) = Probabilidad de suceso a priori	0.9991	0.9996	0.9991	0.9991	0.9992
P(B/A) = Prob.subj.(grado de pesimismo subjetivo)	95%	95%	95%	95%	95%
P(B/A ^c) = Probabilidad de no ser verdad	5%	5%	5%	5%	5%
P(A/B) = Prob. Post. grado de ruina certeza P(B/A)	0.01682	0.00815	0.01682	0.01682	0.01503
INVERSO PROBABILIDADE RUINA SUBJETIVA	59.45	122.72	59.45	59.45	66.55
β FATOR CONFIABILIDADE SUBJETIVO	2.12	2.40	2.12	2.12	2.17
FRECUENCIA	Probable	Probable	Probable	Probable	Probable
RIESCO GEOTÉCNICO	4,257.85	571.86	2,318.63	3,330.40	3,803.70
% Obra	1.01%	0.49%	1.01%	1.01%	0.90%
PARÁMETRO DE COMPARACIÓN = 1% C. DE OBRA	4,218.95	1,169.61	2,297.45	3,299.97	4,218.95

Nota: Probabilidades de ruina con certeza de un 95%. Elaboración propia

Tabla 37. Riesgo de interpretación subjetiva (teorema de Bayes) - caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos

INTERPRETACIÓN SUBJETIVA DE LA PROBABILIDAD DE RUINA (TEOREMA DE BAYES)						
P(B/A) = Prob. Subjetiva (valor de Prob.) 95%	CE3	CE3-A1	CE3-A2	CE3-A3	CE3-A4	CE3-A5
P(A) = Probabil. ruina calculada a priori = p_i	0.0010	0.0005	0.0010	0.0010	0.0010	0.0009
P(A ^c) = Probabil. de suceso a priori	0.9990	0.9995	0.9990	0.9990	0.9990	0.9991
P(B/A) = Prob. subj. (grado de pesimismo subjetivo)	95%	95%	95%	95%	95%	95%
P(B/A ^c) = Probabilidad de no ser verdad	5%	5%	5%	5%	5%	5%
P(A/B) = Prob. Post. grado de ruina certeza P(B/A)	0.01829	0.00891	0.01829	0.01829	0.01829	0.01635
INVERSO PROBABILIDADE RUINA SUBJETIVA	54.67	112.22	54.67	54.67	54.67	61.15
β FATOR CONFIABILIDADE SUBJETIVO	2.09	2.37	2.09	2.09	2.09	2.14
FRECUENCIA	Probable	Probable	Probable	Probable	Probable	Probable
RIESGO GEOTÉCNICO	6,280.2	714.68	2,842.15	4,125.70	5,271.73	5,615.6
% Obra	1.10%	0.53%	1.10%	1.10%	1.10%	0.98%
PARÁMETRO DE COMPARACIÓN = 1% C. DE OBRA	5,722.7	1,336.70	2,589.85	3,759.46	4,803.76	5,722.7

Nota: Probabilidades de ruina con certeza de un 95%. Elaboración propia

De las tablas 35, 36 y 37 se observa que en todos los casos de estudio la frecuencia es “probable” con un rango de factor de confiabilidad (β) de 1.83 a 2.77.

5.4 Análisis de riesgo económico

En este punto se muestran y se describen las tablas resumen del análisis de riesgo económico para los casos de estudio 1 (CE1), caso de estudio 2 (CE2) y caso de estudio 3 (CE3), cabe resaltar que los cálculos efectuados se detallan en el anexo 2.

Tabla 38. Análisis de riesgo económico - caso de estudio 1 (CE1), 3 anillos

ANÁLISIS DE RIESGO ECONÓMICO - CASO DE ESTUDIO 1 (CE1), 3 ANILLOS				
RIESGO GEOTECNICO	CE1	CE1-A1	CE1-A2	CE1-A3
COSTO DE OBRA S/.	263,162	100,252	187,973	263,162
PROBABILIDAD DE RUINA ρ_f	0.00731	0.00417	0.00731	0.00672
VULNERABILIDAD v	0.60	0.60	0.60	0.60
COSTO RIESGO GEOTÉCNICO S/.	1155	251	825	1061
COSTO TOTAL S/.	264,317	100,503	188,798	264,223
OCCURRENCIA DE RUINA	Probable	Probable	Probable	Probable
TIEMPO DE FRECUENCIA	5 Meses	8 Meses	5 Meses	5 Meses

Nota: Análisis de riesgo económico. Elaboración propia

Tabla 39. *Análisis de riesgo económico - caso de estudio 2 (CE2), 4 anillos*

ANÁLISIS DE RIESGO ECONÓMICO - CASO DE ESTUDIO 2 (CE2), 4 ANILLOS						
RIESGO GEOTECNICO		CE2	CE2-A1	CE2-A2	CE2-A3	CE2-A4
COSTO DE OBRA	S/.	421,895	116,961	229,745	329,997	421,895
PROBABILIDAD DE RUINA	ρ_f	0.0168	0.0081	0.0168	0.0168	0.0150
VULNERABILIDAD	v	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
COSTO RIESGO GEOTECNICO	S/.	4,258	572	2,319	3,330	3,804
COSTO TOTAL	S/.	426,153	117,533	232,064	333,328	425,699
OCURRENCIA DE RUINA		Probable	Probable	Probable	Probable	Probable
TIEMPO DE FRECUENCIA		2 Meses	4.5 Meses	2 Meses	2 Meses	2.5 Meses

Nota: Análisis de riesgo económico. Elaboración propia

Tabla 40. *Análisis de riesgo económico - caso de estudio 3 (CE3), 5 anillos*

ANÁLISIS DE RIESGO ECONÓMICO - CASO DE ESTUDIO 3 (CE3), 5 ANILLOS							
RIESGO GEOTECNICO		CE3	CE3-A1	CE3-A2	CE3-A3	CE3-A4	CE3-A5
COSTO DE OBRA	S/.	572,274	133,670	258,985	375,946	480,376	572,274
PROBABILIDAD DE RUINA	ρ_f	0.0183	0.0089	0.0183	0.0183	0.0183	0.0164
VULNERABILIDAD	v	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60	0.60
COSTO RIESGO GEOTECNICO	S/.	6,280	715	2,842	4,126	5,272	5,616
COSTO TOTAL	S/.	578,554	134,384	261,827	380,072	485,647	577,889
OCURRENCIA DE RUINA		Probable	Probable	Probable	Probable	Probable	Probable
TIEMPO DE FRECUENCIA		2 mes	4 Meses	2 Meses	2 Meses	2 Meses	2.5 mes

Nota: Análisis de riesgo económico. Elaboración propia

Las tablas 38, 39 y 40 muestran básicamente el cálculo del riesgo geotécnico para los casos de estudio (CE1), (CE2) y (CE3). En este cálculo se ha considerado un costo de riesgo geotécnico para cada anillo de forma independiente, es decir, que para cada caso de estudio se calculará el riesgo geotécnico de todos los anillos que lo conformen. Por ejemplo: el caso de estudio CE3 está conformado por 5 anillos, de los cuales se ha calculado el riesgo geotécnico para los anillos 1, 2, 3, 4 y 5. Además, el análisis de riesgo económico muestra la ocurrencia de ruina “probable” en todos los casos de estudio, que tendrá la obra durante su construcción. Asimismo, muestra el tiempo de frecuencia en meses.

6. CONCLUSIONES

- Parte de los resultados presentados en los cuadros de análisis de riesgo económico, muestran que para los casos de estudio globales CE1, CE2 y CE3 de la presente investigación, los riesgos geotécnicos son: CE1 = S/. 1,155.00; CE2 = S/. 4,258.00 y CE3 = S/. 6,280.00. Esto último indica que existe una relación directamente proporcional entre la profundidad de excavación y el riesgo geotécnico para una obra de contención con anclajes post-tensados.
- Parte de los resultados presentados en los cuadros de análisis de riesgo económico, muestran que para los casos de estudio parciales CE1-A3, CE2-A4 y CE3A-5 de la presente investigación, los riesgos geotécnicos son: CE1-A3 = S/. 1,061.00; CE2-A4 = S/. 3,804.00 y CE3-A5 = S/. 5,2616.00. Estos valores parciales del riesgo geotécnico son menores a los valores obtenidos en los globales, debido a que en el análisis del riesgo geotécnico parcial se ha tomado la carga admisible (P_{adm}) correspondiente a cada anillo, mientras que en el análisis del riesgo geotécnico global se ha toma la carga admisible (P_{adm}) máxima.
- El análisis de riesgo económico señala que los costos totales de obra para los casos de estudio globales CE1 = S/. 264,317.00; CE2 = S/. 426,153.00 y CE3 = S/. 578,554.00 son significativamente mayores a los costos de los casos de estudio parciales CE1-A3 = S/. 264,223.00; CE2-A4 = S/. 425,699.00 y CE3-A5 = S/. 577,889.00, debido a que los valores del riesgo geotécnico en los casos de estudio globales son mayores a los valores obtenidos en los casos parciales.
- El diseño propuesto ha sido desarrollado con la norma FHWA y norma peruana cumpliendo los factores de seguridad estático y pseudo estático. Sumado a ello, la aplicación de métodos probabilísticos cuyos resultados nos muestran una ocurrencia de ruina “probable” y un tiempo de frecuencia en meses para todos los casos de estudio. Se puede concluir que para una obra de contención utilizando anclajes post-tensados es una partida de alto riesgo, ya que la probabilidad de ruina coincide con el tiempo de ejecución de esta actividad temporal.
- El análisis de riesgo presentado en esta investigación es una información adicional. De tal manera, que permite al ingeniero realizar otro diseño, considerando el factor de confiabilidad (β) ≥ 2.78 con el fin de obtener el nivel de frecuencia de ruina en

años, reduciendo significativamente la probabilidad de ruina para esta actividad temporal.

- Se concluye que la probabilidad de ruina de una obra permite informar al consumidor el riesgo financiero de su inversión. Si bien, el análisis del riesgo geotécnico implicará un mayor costo de la obra, este será compensado con una probabilidad de ruina despreciable. Finalmente, la decisión será tomada por el consumidor.

7. RECOMENDACIONES

- Se recomienda aplicar los métodos probabilísticos por niveles (anillos) en excavaciones profundas utilizando anclajes post-tensados para obtener los riesgos geotécnicos parciales, ya que los costos de riesgo geotécnico serán menores y por ende los costos totales.
- Se recomienda realizar un costo de obra a detalle, es decir, considerando todas las actividades que involucran una obra de contención. Por ejemplo: movimientos de tierra, concreto armado, gastos generales, entre otros. Con la finalidad de obtener un costo de ruina apropiado a este tipo de obra.
- Se recomienda ampliar la propuesta de esta investigación, considerando como variable principal el factor de confiabilidad $\beta \geq 2.78$ con nivel de frecuencia en “años” para excavaciones de mayores profundidades en Lima Metropolitana.
- Se recomienda para futuras líneas de investigación aplicar la propuesta de esta tesis a otros diseños de la ingeniería civil. De modo que, se amplié estos conceptos probabilísticos en diversos campos de la ingeniería. Además, adaptar esta metodología a las normas de diseño de ingeniería en el Perú.

8. REFERENCIAS

- Aoki, N. (2008). Dogma do fator de Segurança. VI Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, 1, 9-42.
- Aoki, N., & Civil, E. (2018). Aplicação de métodos probabilísticos em fundações.
- Chahbaz, R., Sadek, S., & Najjar, S. (2019). Uncertainty quantification of the bond stress – displacement relationship of shoring anchors in different geologic units. *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, 1–8.
- Dirección general de carreteras. (2001) Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera. España: Universidad Politécnica de Madrid.
- García Carrera, D. (2015). La excavación urbana y los edificios vecinos.
- “Geotechnical Engineering Circular N° 4, Ground Anchor and Anchored Systems” (1999). Publication N° FHWA-IF-99-015, U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington, D.C. 1999.
- Figuerola, G., Rodríguez, A., & Zelada, E. (2011) Análisis y diseño de estructuras de retención de aplicación reciente en el salvador. El Salvador: Universidad de El Salvador.
- Hynes M., & Franklin, A. (1984). “Rationalizing the seismic coefficient method.” U.S. Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, 1984, Miscellaneous Paper GL-84-13, 21 pp.
- Morgenstern, N.R., and Price, V.E., 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. *Geotechnique*, Vol. 15, pp. 79-93.
- Mothersille, D., Duzceer, R., Gokalp, A., & Okumusoglu, B. (2015). Support of 25 m deep excavation using ground anchors in Russia. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering*, 168(4), 281–295.
- Norma CE.020. Reglamento Nacional de Edificaciones: Estabilización de Suelos y Taludes, 2012.
- Peruana, N. T. (2018). Norma E. 050 suelos y cimentaciones. Ministerio de vivienda.

Puelles Barturén, J. A. (2011). Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo: aplicación a excavaciones profundas en Lima Metropolitana (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de Ingeniería).

Tavera, H., Bernal Esquia, Y. I., Condori Quispe, C., Ordaz, M., Zevallos, A., & Ishizawa, O. (2014). Re-evaluación del peligro sísmico probabilístico para el Perú.

Sosa Gutierrez, E.; Vílchez Dávila, R.R. (2017). “Optimización del diseño de anclajes post-tensados aplicados a la ejecución de muros anclados en el proyecto

9. ANEXOS