



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

**ESTUDIO DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE VARIANZA Y EL FACTOR
DE SEGURIDAD MÍNIMO EXIGIBLE PARA UNA PROBABILIDAD DE FALLA
DETERMINADA EN UN ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GEOTÉCNICA DE
EXCAVACIONES**

ING. ERIX MARTÍNEZ DURÁN

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
FACULTAD DE POSTGRADOS
MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL
BOGOTÁ D.C
2020**



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

**ESTUDIO DE LA RELACIÓN DEL COEFICIENTE DE VARIANZA Y EL FACTOR
DE SEGURIDAD MÍNIMO EXIGIBLE PARA UNA PROBABILIDAD DE FALLA
DETERMINADA EN UN ANÁLISIS DE ESTABILIDAD GEOTÉCNICA DE
EXCAVACIONES**

ING. ERIX MARTÍNEZ DURÁN

**Trabajo de grado presentado como requisito para optar al título de
MAGISTER EN INFRAESTRUCTURA VIAL**

Asesor Disciplinar

ING. ALVARO CORREA ARROYAVE

**UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
MAESTRÍA EN INFRAESTRUCTURA VIAL**

BOGOTÁ D.C

2020



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

Nota de aceptación:

Firma del presidente del jurado

Firma del jurado

Bogotá, octubre de 2020



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

DEDICATORIA

Inicialmente a Dios y a mis abuelos Antonio Duran (Q.E.P.D) y Carmen Vives (Q.E.P.D) por brindarme la oportunidad de realizar estos estudios Universitarios, sin ellos este proyecto no hubiera sido posible.

A mi Madre y Padre por sus sabias decisiones, apoyo continuo, y por los consejos que a diariamente me brindan.

A mis Hermanos quienes guían y protegen mi camino.

Este logro es para ustedes.



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

AGRADECIMIENTOS

Gracias a Dios por brindarme de brindarme esta oportunidad.

Gracias a mis abuelos por el beneficio que me brindaron.

Gracias a mi familia, por ser mí apoyo principal.

Gracias al ingeniero Jaime Echeverría por ser el guía y brindarme el apoyo necesario en cada uno de los pasos que hicieron este trabajo realidad.



RESUMEN

Este trabajo presenta una relación entre el factor de seguridad, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad en función de la modificación del coeficiente de varianza para una excavación contenida por un table estacado, estudiados a partir de los parámetros de suelos blandos y friccionales, esto con el fin de evaluar como la variación de los datos afecta en los resultados de las modelaciones.

Teniendo como base la bibliografía en donde se menciona los rangos del coeficiente de varianza que se han determinado, se realiza el análisis de la información para un perfil estratigráfico supuesto.

A través de un coeficiente de varianza conocido se puede determinar la desviación estándar, siendo un dato de entrada obligado para este tipo de evaluación.

Estos datos son introducidos al Software Slide de la casa Rocscience, desarrollando los modelos utilizando la metodología por equilibrio límite y las teorías de Spencer, GLE/Morgentein-Price, Bishop Simplified, Jambu Simplified, con el fin de precisar el comportamiento del suelo al momento de una intervención o como solución definitiva.

La NSR-10, se limita a la evaluación bajo los parámetros de factor de seguridad, de modo que, en la práctica no se desarrolla comúnmente aplicaciones con evaluación que relacionen la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad. Por esta razón se espera que esta investigación sea un insumo para la generación de documentos y proyectos de ingeniería que desarrollen mejores predicciones sobre el comportamiento del suelo.

Ahora bien, como principal aporte se pudo observar, que, a menor coeficiente de variación, probabilidades de falla de 0 e índice de confiabilidad de 5, es posible utilizar factor de seguridad menores a los exigidos en la norma, por otra parte, al aumentar el coeficiente de variación los factores de seguridad exigibles son superiores a la normatividad, además se realiza un análisis de los costos por metro lineal de la intervención, indicando que a menor incertidumbre los costos constructivos son menores.

Palabras claves: Probabilidad de falla, Factor de seguridad, Índice de confiabilidad, Excavaciones, Coeficiente de varianza, Desviación estándar.



ABSTRACT

This paper presents a relationship between the factor of safety, the failure probability and the reliability index, as a function of the modification of the coefficient of variation for an excavation contained by a sheet piling, studied from soft and frictional soils parameters, in order to evaluate how the variation of the data affects the modeling results.

Based on the bibliography where the ranges of coefficient of variation have been determined, the information analysis is performed for an assumed stratigraphic profile.

Through a known coefficient of variation, the standard deviation can be determined, being a mandatory input for this kind of evaluation.

These data are introduced to the Software Slide by Rocscience, developing the models using the limit equilibrium method and Spencer's theories, GLE/Morgentein-Price, Bishop Simplified, Jambu Simplified, with the aim of specifying the behaviour of the soil when making an intervention, or as a definitive solution.

The NSR-10 is limited to the evaluation under the safety factor parameters, as a result, generally speaking, assessments that relate the failure probability and the reliability index are not developed. Therefore, this research is expected to be an input for the creation of documents and engineering projects that develop better predictions about soil behavior.

Finally, as the main contribution it was possible to observe that, The lower the coefficient of variation, the probability of failure of 0 and the reliability index of 5, it is possible to use a safety factor lower than those required in the conventions, furthermore, by increasing the coefficient of variation, the required safety factors are higher than the regulations. In addition, an analysis of the costs per linear meter of the intervention is carried out, indicating that the less uncertainty, the lower construction costs.

Keywords: Failure Probability, Factor of Safety, Reliability Index, Excavations, Coefficient of Variation, Standard Deviation.



CONTENIDO

1.	INTRODUCCION.....	17
2.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	19
2.1.	LA VARIABILIDAD DE LOS PARAMETROS GEOTECNICOS.....	21
3.	JUSTIFICACION	22
4.	OBJETIVOS	24
4.1.	Objetivo general.....	24
4.2.	Objetivos específico	24
5.	ALCANCES Y LIMITACIONES DEL TRABAJO.....	25
5.1.	Alcance	25
5.2.	Limitaciones	25
6.	ANTECEDENTES	26
6.1.	Tesis (Universidad Nacional Autónoma de México)	26
6.2.	Artículo (Universidad de Medellín)	26
6.3.	Artículo (Universidad de Medellín)	27
6.4.	Artículo (Universidad Nacional de Colombia – Sede Medellín)	27
6.5.	Artículo (Universidad de Antioquia).....	28
6.6.	Documento de Tesis. (Universidad de la Salle).	28
6.7.	Artículo (Universidad Católica de la Santísima Concepción)	28
7.	REVISION BIBLIOGRAFICA	30
7.1.	SUELOS	30
7.1.1.	Depósitos lacustres.....	30
7.1.2.	Depósitos aluviales.....	30
7.1.3.	Depósitos coluviales	31
7.1.4.	Materia orgánicos.....	31
7.2.	RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE	31
7.2.1.	Criterio de Mohr-Coulomb	31
7.2.2.	Ángulo de fricción interna del suelo	33
7.2.3.	Cohesión.....	34
7.3.	NIVEL FREÁTICO.....	35
7.4.	CARGAS EXTERNAS.....	35



7.5.	TALUDES	36
7.5.1.	Falla rotacional.....	37
7.5.2.	Falla traslacional	37
7.5.3.	Reptamientos	38
7.5.4.	Propagación lateral.....	38
7.5.5.	Escurrecimiento	38
7.5.6.	Subsidencia	38
7.6.	EXCAVACIONES.....	38
7.6.1.	Excavaciones a cielo abierto con taludes en las paredes	39
7.6.2.	Excavaciones a cielo abierto con retención	39
7.7.	DISEÑO DE EXCAVACIONES.....	39
7.7.1.	Falla de fondo por supresión	40
7.7.2.	Estabilidad de excavaciones con sistemas de soporte.....	40
7.7.3.	Estabilidad de las cimentaciones de edificios contiguos	40
7.7.4.	Movimientos a corto y largo plazo asociados a la descarga.....	40
7.7.5.	Asentamientos del terreno adyacente a la excavación.....	41
7.8.	ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN	41
7.8.1.	Muros pantallas	42
7.8.2.	Consideraciones para las pantallas	43
7.8.3.	Empujes de suelo	43
7.9.	MÉTODOS DE CÁLCULO DE PANTALLAS	47
7.9.1.	Cálculo de pantalla en voladizo.....	48
7.10.	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EXCAVACIONES	52
7.10.1.	Métodos determinísticos.....	53
7.10.2.	Métodos probabilísticos	53
7.10.3.	Análisis de estabilidad de taludes por medio de software	54
7.11.	CONFIABILIDAD Y PROBABILIDAD DE FALLA	54
7.11.1.	Método Monte Carlo	55
7.12.	FACTOR DE SEGURIDAD.....	56
7.13.	CONFIABILIDAD EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14	57
7.14.	ECONOMÍA EN LAS OBRAS DE INGENIERÍA	57
8.	METODOLOGÍA.....	59



9.	DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN	62
9.1.	DETERMINACIÓN PARÁMETROS DEL SUELO DE ESTUDIO	63
9.2.	CARACTERIZACIONES GEOTÉCNICAS, ESTADÍSTICAS Y DEFINICIÓN DE VARIABLES.....	64
9.3.	CONSIDERACIONES.....	73
9.3.1.	Factor de seguridad.....	73
9.3.2.	Probabilidad de falla e índice de confiabilidad	74
9.4.	MODELACION 1: CONDICION RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO EN SUELOS BLANDOS.	75
9.4.1.	Resultados	100
9.5.	MODELACIÓN 2: CONDICIÓN MATERIAL FRICCIONAL.....	104
9.5.1.	Resultados	122
10.	ANÁLISIS DE COSTO	126
10.1.	MODELACIÓN 1: CONDICIÓN RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO, SUELOS BLANDOS	126
10.2.	MODELACIÓN 2: CONDICIÓN MATERIAL FRICCIONAL.....	130
11.	CONCLUSIONES.....	134
12.	RECOMEDACIONES	138
13.	BIBLIOGRAFÍA	139



LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Categoría de suelo granulares según Terzaghi y Peck. Fuente: (1950).	63
Tabla 2. Categoría de suelo cohesivos según Terzaghi y Peck (1950).	63
Tabla 3. Perfil estratigráfico de estudio.	64
Tabla 4. Coeficiente de variación para cada uno de los parámetros. Fuente: (Hidalgo & Pacheco, 2011). Herramientas para el análisis por confiabilidad en geotecnia. Artículo.	66
Tabla 5. Datos de entrada del peso Unitario húmedo con varianza del 5% ...	67
Tabla 6. Datos de entrada Resistencia al corte con varianza del 11% ,20%,29%,33%,38%,45%.	67
Tabla 7. Datos de entrada Angulo de fricción y cohesión para diferentes coeficientes de varianza para suelos granulares.	68
Tabla 8. Valores de resistencia al corte del elemento de contención.	70
Tabla 9. Factores de seguridad mínimos para la estabilidad general para cada escenario de análisis. Fuente Tabla H 6.9-1.	73
Tabla 10. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla. Fuente: (USACE 1999).	74
Tabla 11. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla (Dell Avanzi y Sayaa, 1998).	75
Tabla 12. Resultados para el coeficiente de varianza al 11%.	77
Tabla 13. Resultados para el coeficiente de varianza al 20%.	80
Tabla 14. Resultados para el coeficiente de varianza al 29%.	83
Tabla 15. Resultados para el coeficiente de varianza al 33%.	86
Tabla 16. Resultados para el coeficiente de varianza al 38%.	89
Tabla 17. Resultados para el coeficiente de varianza al 45 %	92
Tabla 18. Resultados de la iteración que relacionan el índice de confiabilidad, el factor de seguridad y la probabilidad de falla.	101
Tabla 19. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 2,0% cohesión 20%.	106
Tabla 20. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 3,8% cohesión 32%.	108
Tabla 21. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 5,7% cohesión 44%.	110
Tabla 22. Resultados para el coeficiente de varianza para el Ángulo de fricción 7,5% cohesión 56%.	112
Tabla 23. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 9,3% cohesión 68%.	114
Tabla 24. Resultados para el coeficiente de varianza para el Ángulo de fricción 11,2% cohesión 80%.	116



Tabla 25. Resultados de la iteración que relacionan el índice de confiabilidad el factor de seguridad y la probabilidad de falla.	123
Tabla 26. Valores comerciales iniciales para resistencia de tablestacados.	126
Tabla 27. Valores en millones de la resistencia del tablestacado para cada uno de los resultados evaluados por la resistencia al corte no drenado. ...	127
Tabla 28. Valores en millones de la resistencia del tablestacado para cada uno de los resultados evaluados para materiales friccionales.	130
Tabla 29. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla. Fuente:(USACE 1999)	135
Tabla 30. Resultados para la resistencia al corte no drenado para suelos arcillosos.	137
Tabla 31. Resultados para materiales no friccionales.	137



LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Ensayo de corte directo. (DAS, 2001)	34
Figura 2. Ensayo de corte directo con variable de cohesión. (Alarcón, 2011).	34
Figura 3. Representación de cálculo de presión de tierras con sobrecarga uniformemente distribuida. (Gonzales 2001)	36
Figura 4. Tipos de taludes. Suarez (1998).	36
Figura 5. (a) Pantalla simplemente apoyadas en su punta (b) Pantalla anclada con un tirante (c) Anclada con varios tirantes. Fuente: (León 2014).	43
Figura 6. Empuje de tierras. Fuente: (León 2014).	44
Figura 7. Pantalla en voladizo o autoestable. Fuente: (Blum 1951).	48
Figura 8. Longitud de empotramiento. Fuente: (Blum 1951).	49
Figura 9. Esquema de metodología.	61
Figura 10. Modelo de excavación.	62
Figura 11. Recorte de datos ingresados y definición de valores máximos y mínimos relativos.	69
Figura 12. Datos de entrada para el elemento de contención.	70
Figura 13. Resultados de la modelación.	71
Figura 14. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 11% para la ecuación de Spencer.	78
Figura 15. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 11% para la ecuación de Jambu Simplified.	79
Figura 16. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 20% para la ecuación de Spencer.	81
Figura 17. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 20% para la ecuación de Jambu Simplified.	82
Figura 18. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 29% para la ecuación de Spencer.	84
Figura 19. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 29% para la ecuación de Jambu Simplified.	85
Figura 20. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 33% para la ecuación de Spencer.	87



Figura 21. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 33% para la ecuación de Jambu Simplified	88
Figura 22. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 38% para la ecuación de Spencer	90
Figura 23. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 38% para la ecuación de Jambu Simplified	91
Figura 24. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 45% para la ecuación de Spencer	93
Figura 25. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 38% para la ecuación de Jambu Simplified	94
Figura 26. Relación del factor de seguridad Vs La probabilidad de falla.	97
Figura 27. Relación del factor de seguridad Vs índice de confiabilidad.	98
Figura 28. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad Varianza del 11%, 20%, 29%.	99
Figura 29. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad Varianza del 33%, 38%, 45%.	99
Figura 30. Relación del factor de seguridad mínimo exigible y el coeficiente de variación para una probabilidad de falla de 0%.	102
Figura 31. Relación de la resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención y el coeficiente de variación para una probabilidad de falla de 0%.	103
Figura 32. Relación de la resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención y el coeficiente de variación para una probabilidad de falla de 0%.	104
Figura 33. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 2,0% y cohesión de 20%.	107
Figura 34. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 3,8% y cohesión de 32%.	109
Figura 35. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 5,7% y cohesión de 44%.	111



Figura 36. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 7,5% y cohesión de 56%.....	113
Figura 37. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 9,3% y cohesión de 68%.....	115
Figura 38. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 11,2% y cohesión de 80%.....	117
Figura 39. Relación del factor de seguridad Vs La probabilidad de falla, para material friccional.....	119
Figura 40. Relación entre el índice de confiabilidad Vs La probabilidad de falla, para material friccional	120
Figura 41. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad para materiales ficcionales.....	121
Figura 42. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad para materiales ficcionales.....	124
Figura 43. Nivel de confiabilidad Vs Factor de seguridad para materiales ficcionales en 3D.	124
Figura 44. Nivel de confiabilidad Vs la resistencia del elemento de contención para materiales friccionales.	125
Figura 45. Factor de seguridad Vs Valor en millones para la resistencia al corte no drenado	128
Figura 46 .Indicé de confiabilidad Vs Valor en millones para la resistencia al corte no drenado.	129
Figura 47 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para la resistencia al corte no drenado	129
Figura 48 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para materiales friccionales.	131
Figura 49 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para materiales friccionales	132
Figura 50 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para materiales friccionales	132
Figura 51 .Factor de seguridad mínimo exigido Vs Índice de confiabilidad, para suelos arcillosos.....	136
Figura 52 . Factor de seguridad mínimo exigido Vs Índice de confiabilidad, para suelos granulares	136



LISTA DE ANEXOS

Anexo A. Modelaciones a la resistencia al corte, su. coeficiente de varianza al 11%

Anexo B. Modelaciones a la resistencia al corte, su. coeficiente de varianza al 20%

Anexo C. Modelaciones a la resistencia al corte, su. coeficiente de varianza al 29%

Anexo D. Modelaciones a la resistencia al corte, su. coeficiente de varianza al 33%.

Anexo E. Modelaciones a la resistencia al corte, su. coeficiente de varianza al 38%.

Anexo F. Modelaciones a la resistencia al corte, su. coeficiente de varianza al 45%.

Anexo G. Modelaciones parámetros de material friccional, ángulo de fricción efectivo con varianza al 2,0% y cohesión con varianza al 20%.

Anexo H. Modelaciones parámetros de material friccional, ángulo de fricción efectivo con varianza al 3,8 % y cohesión con varianza al 32%

Anexo I. Modelaciones parámetros de material friccional, ángulo de fricción efectivo con varianza al 5,7 % y cohesión con varianza al 44%

Anexo J. Modelaciones parámetros de material friccional, ángulo de fricción efectivo con varianza al 7,5 % y cohesión con varianza al 56%

Anexo J. Modelaciones parámetros de material friccional, ángulo de fricción efectivo con varianza al 9,3 % y cohesión con varianza al 68%

Anexo K. Modelaciones parámetros de material friccional, ángulo de fricción efectivo con varianza al 11,2 % y cohesión con varianza al 80%



1. INTRODUCCION

La infraestructura vial de un país tiene una incidencia considerable para el proceso de desarrollo de las comunidades. El avance de la economía mundial a partir del siglo XVI fue debido a la creación del transporte férreo, generando una vinculación entre la producción y el consumo.

Al terminar la segunda guerra mundial se dieron grandes inversiones fundadas en la construcción de la infraestructura vial, en países que fueron afectados por la acción de la guerra, convirtiéndose en el instrumento principal que impulsó la demanda y el desarrollo del PIB.

De igual manera, se puede observar que desde el punto de vista microeconómico la inversión en la infraestructura vial permite el desarrollo de la integración entre comunidades, induciendo al intercambio de productos, debido a la facilidad que origina la cercanía de los puertos y aeropuertos.

Cuando se realiza una inversión en la infraestructura vial, se espera que los precios en la mayoría de los productos disminuyan debido al bajo consumo de combustible. De la misma forma, se presume que la expansión de los sectores productivos permitiría la creación de nuevos empleos.

Por lo anterior, es de vital importancia las inversiones en la infraestructura vial, debido a que países que demuestran mejoras en sus sistemas de transporte son los que avanzan en su desarrollo. Así pues, en las vías se deben mantener las condiciones ideales, garantizando los niveles de servicio sin que se presenten fisuras, hundimientos o alguna patología que afecte la comodidad y seguridad del usuario, siendo necesario ejecutar los trabajos que garanticen las óptimas condiciones de la vía.

La red de vías, que mantenga las buenas condiciones permite satisfacer las necesidades básicas de salud, trabajo, y alimentación, es por ello, que para un país una de las estrategias es el desarrollo de un sistema vial, debido a que es el modo con que se logran satisfacer las carencias esenciales de una población.

El constante mejoramiento de la infraestructura implica ampliaciones de las vías, que es fundamentado por el aumento del tráfico permitiendo satisfacer la movilidad del volumen vehicular. A medida que, aumentan las necesidades de la infraestructura se hace necesario la construcción de obras que requieren mayor complejidad, siendo oportuno se detecte los inconvenientes que se puedan generar al momento de ejecutar los procedimientos constructivos.

En la zona donde se plantea la investigación hay presencia arcillas expansivas, plásticas, con alto contenido de humedad, y de alta compresibilidad, características



que las hacen inestables ante las intervenciones que desarrollen bajo el nivel del subsuelo.

Estos suelos comúnmente presentan planos de falla con bajos niveles de factor de seguridad, por lo cual se deben plantear procesos constructivos que mejoren la estabilización

Con el fin de poder desarrollar diseños con mayores desempeños y menores costos, se debe proponer factores de seguridad con mayor flexibilidad que estén en función de los datos estadísticos.

Razones por las cuales a partir de este trabajo se busca que, bajo una caracterización geotécnica del subsuelo, se plantea un estrato típico, con el fin de evaluar mediante un modelo de una excavación permanente, la relación entre los factores de seguridad, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, cuando se altera el coeficiente de varianza de las características principales del material.

La propuesta está basada en la necesidad de generar una información, en las que se puedan relacionar los métodos determinísticos y probabilísticos, forjando soluciones que tengan en cuenta la incertidumbre al momento de obtener los datos geomecánicas del suelo, para lo cual se plantea una excavación modelado por medio de software Slide de Rocscience empleando una geometría y nivel freático constante, variando la resistencia al corte del elemento de contención.

Este se realiza de la siguiente manera: inicialmente se determina un perfil estratigráfico típico que caracteriza a los suelos de Bogotá, en segunda medida con los parámetros definidos se realiza el estudio de estabilidad por medio de los análisis probabilísticos y determinísticos, variando la resistencia al cortante del elemento de contención permanente y el coeficiente de varianza, utilizando el software Slide, obteniendo los resultados para 4 autores evaluando los suelos arcillosos y de manera complementaria los parámetros para los suelos granulares, con esto se encuentra la relación que tiene el factor de seguridad, la probabilidad de falla, y el índice de confiabilidad, para un determinado coeficiente de varianza.

Por último, se analiza los efectos de costos por metro lineal que se obtiene para una resistencia del elemento determinado que cumpla con los parámetros de probabilidad de falla e índice de confiabilidad, para un coeficiente de varianza específico.



2. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para un ingeniero es fundamental analizar y predecir la confiabilidad que tengan las obras bajo la perspectiva del estudio de la seguridad, es por eso, que a través de los últimos años las investigaciones están aplicadas al desarrollo de métodos probabilísticos, a partir de las condiciones del sector de estudio y las características de la intervención.

Para los diseños basados en problemáticas geotécnicas, se han emprendido múltiples investigaciones, que inicialmente han generado el desarrollo de modelos que implementan métodos de estado límite. A partir de este conocimiento, se crearon las primeras teorías basadas en la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, respaldado en modelos estadísticos y probabilísticos.

El proceso sobre modelos estocásticos está ligada al empleo del método de Monte Carlo, el cual realiza una transformación de la distribución estadística de cada una de las variables consideradas de manera aleatoria, en un número puntual que representa la variabilidad de las consideraciones. No obstante, el análisis de esta información requiere de un procesamiento, mediante el cual se espera que la confiabilidad arrojada sea favorable.

Por ende, es importante la utilización de herramientas computacionales que permiten el desarrollo de manera eficiente de los modelos probabilísticos, por lo cual se pretende efectuar un procedimiento matemático – estadístico en donde se integre la modelación estocástica y aleatoria brindando la solución a problemas de ingeniería geotécnica.

Los análisis geotécnicos generan una incertidumbre considerable, debido a la composición heterogénea de los materiales que se analizan, la cual depende de numerosos factores aleatorios que actúan en la determinación de las particularidades de los suelos, por lo que, estimar la incertidumbre, ha sido una tarea que desde hace mucho tiempo ingenieros geotecnistas se han dedicado a realizar. Debido a esto, diferentes autores mencionan que además de evaluar los riesgos inherentes a las obras geotécnicas, también es importante tener en cuenta los relacionados a las fallas humanas, por lo anterior, se debe reducir la fluctuación del resultado de los análisis, a partir de, las técnicas probabilísticas y estadísticas que constituyen una alternativa racional para la resolución de los diversos problemas que se generan en el campo geotécnico.

La incertidumbre epistémica, se atribuye a la falta de datos, carencia de información del evento y del proceso, o la incorrecta interpretación de las leyes físicas que restringe la habilidad para modelar el evento de manera adecuada.



En la geotecnia esta incertidumbre se puede dividir en tres grandes subcategorías, definidas a continuación:

- La incertidumbre en la caracterización del sitio

Hace referencia a la adecuada interpretación de la geología subsuperficial del sitio. Esta se da, por la incertidumbre de los datos y de las exploraciones, en la cual se tiene en cuenta la inconsistencia y heterogeneidad de los datos, además incluye los errores de medición, manipulación de los datos y errores de transcripción, y una inadecuada cantidad representativa del muestreo debido al tiempo y espacio. También hace parte de esta categoría las limitaciones económicas al momento de hacer la exploración y el muestreo.

- La incertidumbre de los modelos.

Es el nivel precisión por el cual, el modelo matemático representa la realidad. Esto refleja las inhabilidades para la técnica de diseño que representa las condiciones reales de sistema físico y la inhabilidad del diseñador para definir el mejor modelo matemático.

- Incertidumbre de los parámetros.

Son basados por la precisión con que los valores de los parámetros pueden ser estimados. Está dada por la falta de exactitud al momento de determinar los valores por medio de ensayos o calibración de datos, además se le suma el número limitado de observaciones, produciendo imprecisión estadística.

De lo anterior se pueden destacar las siguientes fuentes de incertidumbres, (i) el error estadístico debido a la cantidad insuficiente de ensayos; (ii) datos tendenciosos, que son aspectos de la alteración de los ensayos y resultados de instrumentación; (iii) errores de ensayos (ruidos) que son las asociadas a la precisión, calibración, y exactitud de las lecturas; (iv) variabilidad espacial de los parámetros, siendo la diferencia real de características del comportamiento debidas a diferencias de composición.

Las dos primeras hacen parte del “error sistemático” siendo parámetros independientes de la posición o del tamaño del volumen de análisis o superficie de falla, y afecta principalmente la media, por lo cual es importante el aumento del número de ensayos con el fin de poder disminuir el error estadístico. Y los otros dos afectan principalmente la dispersión de los datos.

- La incertidumbre de los modelos de decisión.

Se describe como la falta de habilidad por parte del diseñador para realizar una buena lectura de los objetivos sociales, la planeación y las tendencias temporales deseables de consumo e inversión o la aversión social al riesgo.

2.1. LA VARIABILIDAD DE LOS PARAMETROS GEOTECNICOS

Los parámetros geotécnicos también son variables y esto afecta en los procesos de análisis de riesgo por deslizamientos, que se pueden manejar mediante técnicas estadísticas y probabilísticas.

Según USACE (1999), las cuantías de los parámetros probabilísticos se pueden estimar de varias formas; entre las cuales se pueden mencionar las siguientes:

- Ensayos que pueden ser correlacionados con el parámetro deseado.
- Criterio y experiencia cuando no hay datos disponibles.
- Análisis estadísticos de determinaciones en ensayos del parámetro deseado.

Las dos primeras opciones aumentan de forma gradual la incertidumbre, por lo tanto, se deben estudiar de manera adecuada. Es importante que cuando se realice una estructura nueva utilizando correlaciones o datos basados en la experiencia solo sea tomada en cuenta por el aumento en su nivel de seguridad o mediante ajustes en los parámetros de diseño. Para los análisis de confiabilidad se debe afrontar la utilización de correlaciones o datos definidos con la experiencia, ya que, esto aumenta el coeficiente de variación, siendo la mejor alternativa la obtención de los datos mediante ensayos. El aumento del coeficiente de varianza afecta los factores económicos, los cuales pueden variar la relación costo-beneficio del proyecto.



3. JUSTIFICACION

Las arcillas depositadas en la sabana de Bogotá son de origen lacustres, estas presentan un reto importante para las cimentaciones de las diferentes estructuras, ya que se tratan de suelos altamente plásticos, con una consistencia o resistencia al corte baja, y de grandes espesores. Sobre estas se han planteado excavaciones de gran envergadura.

Al desarrollar un proyecto civil se generan alteraciones del suelo, los cuales suscitan riesgos de colapsos en la seguridad de la obra, por consiguiente, es necesario conocer las características de los suelos que permitan evaluar y detectar las condiciones para desarrollar las soluciones ingenieriles. Es por esto que, los trabajos de excavación son propensos a producir hundimientos o deslizamientos generando accidentes graves o mortales.

Un diseño geotécnico se enfrenta a muchas causas que originan incertidumbre, debido a que la composición de los materiales es heterogénea y compleja, siendo un caso particular la estimación de los parámetros geotécnicos de diseño como lo son, el ángulo de fricción interna, peso específico, la cohesión, y la resistencia al corte no drenado, que se obtienen mediante ensayos de laboratorios y de campo realizados a las muestras de suelo.

La alta variabilidad de los parámetros de entrada hará que la predicción no sea confiable generando que el modelo geotécnico no se alcance a garantizar la seguridad de la estructura, determinado por una mayor probabilidad de falla y una disminución del índice de confiabilidad.

La naturaleza de la ingeniería geotécnica permite el uso de herramientas para delimitar las incertidumbres y variaciones propias de los materiales, por ende, el análisis geotécnico en función del coeficiente de varianza posibilita evaluar la dispersión de los datos y el grado de incertidumbre, permitiendo tomar decisiones en la etapa de diseño con el fin de disminuir la variabilidad de los datos.

Los diseños tradicionales, se estiman a partir de un valor puntual que generalmente se obtiene a partir del promedio o en dado caso, es asumido por el valor más desfavorable, dando como producto un análisis determinístico, omitiendo la variabilidad de estos y la influencia en el desempeño de la estructura. No obstante, un diseño basado en la estadística de los datos incorpora la variación a través de una probabilidad de falla y un índice de confiabilidad en relación con un dato determinístico, siendo una alternativa, que mejora eficazmente el factor costo-beneficio, de la construcción y la posible falla de la estructura.

El uso de herramientas computacionales es una opción que simplifica los estudios geotécnicos, que requieren de una correcta selección de los parámetros de diseño,



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

dado que, esto nos arrojará la confiabilidad de la simulación logrando la interacción de infinitas condiciones que permiten analizar desde distintos ambientes la mejor medida a implementar en un proyecto, a partir de la adopción de los parámetros para la evaluación probabilística.



4. OBJETIVOS

4.1. Objetivo general

Evaluar los efectos que produce la modificación del coeficiente de varianza en la obtención de los resultados del factor de seguridad, probabilidad de falla, e índice de confiabilidad, en una excavación típica realizadas en suelos blandos y material granular a través del método por equilibrio límite.

4.2. Objetivos específico

- Modelar mediante el software Slide V6.0 una excavación típica para los parámetros de suelos blandos y granulares.
- Determinar la relación entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad, el índice de confiabilidad teniendo en cuenta la modificación del coeficiente de varianza para las características de un suelo blando y granular.
- Analizar cómo el coeficiente de varianza y el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla se relaciona con el factor de seguridad mínimo exigido de la NSR-10.



5. ALCANCES Y LIMITACIONES DEL TRABAJO

5.1. Alcance

El alcance de esta investigación es determinar cómo el coeficiente de varianza de los parámetros de los suelos blandos, afecta la relación entre el factor de seguridad, probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, para un modelo geotécnico desarrollado a partir de una excavación sostenida por un elemento de contención, tomando como base datos de algunos proyectos ejecutados en la ciudad de Bogotá.

5.2. Limitaciones

- Técnicas: Debido a las necesidades de cada proyecto las soluciones geotécnicas, son particulares y únicos, por lo cual el ejercicio de investigación planteado hace referencia a una situación individual, no obstante, lo evidenciado en este documento se puede aplicar a cualquier caso de estudio.
- Geográficas: Los datos bases de esta investigación son de proyectos ejecutados en la ciudad de Bogotá para suelos de características blandas.
- Tecnológicas: los resultados obtenidos en este documento se realizaron mediante el software especializado SLIDE V6.0 de la casa matriz de Rocscience, el cual relaciona los datos probabilísticos y determinísticos, para el modelo planteado en la investigación.



6. ANTECEDENTES

Los parámetros geotécnicos se definen por medio de los ensayos de laboratorio, campo y estimaciones empíricas, no obstante, debido a los diferentes procesos que se realizan para la obtención de los datos, las medidas se alcanzan con cierto grado de incertidumbre, que, en efecto, posee una variabilidad.

Tradicionalmente, los diseños de estabilidades geotécnicas son realizados bajo el método determinístico, el cual es definido por un factor de seguridad en el que la NSR-10 delimita el parámetro mínimo de aceptación.

El factor de seguridad se obtiene a partir de “valores promedios” o “valores más desfavorables” de los parámetros del sistema, por lo tanto, la variabilidad en el diseño no es tomada en cuenta, evidenciando una deficiencia en la evaluación del desempeño.

Es por esto, que la teoría de la probabilidad permite analizar a mayor profundidad las condiciones de la problemática, evaluando por medio de la confiabilidad la incertidumbre de los parámetros geotécnicos, logrando resultados que permiten tomar decisiones con un mayor grado de confianza, asimismo el avance de las técnicas y los requerimientos aún más exigentes de los proyectos, hacen que la incertidumbre se pueda estudiar detalladamente.

6.1. Tesis (Universidad Nacional Autónoma de México)

Nombre: Confiabilidad en Estabilidad de taludes

Autor: Audini Montoya Orozco

Lugar y año: Mexico D.F, Mexico -2009

En el documento se analiza mediante un ejemplo aplicativo de la estabilidad de taludes el cálculo del índice de confiabilidad por diferentes métodos (Monte Carlo, Regla de 3σ , estimación puntual, primeros momentos y primer orden) comparando los resultados entre estos, para un talud.

6.2. Artículo (Universidad de Medellín)

Nombre: Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: Teoría

Autor: Cesar Augusto Hidalgo Montoya; Andre Pacheco de Assis.

Lugar y año: Medellín, Colombia – 2011.



En este documento, se plantean los orígenes de las incertidumbres, para los análisis geotécnicos, mostrando los rangos típicos del coeficiente de variación para cada parámetro mecánico del suelo, además de la definición de confiabilidad y probabilidad de falla, y se comparan tres técnicas para la evaluación de la incertidumbre.

De igual manera, afirma que el método probabilístico es una herramienta eficiente cuando se tiene datos con variabilidad, pero, además, se requiere datos de entrada que no son fáciles de conseguir debido a que el grado de incertidumbre en la geotecnia es significativo.

Así mismo, cuando no se tiene los suficientes datos se pueden plantear posibles condiciones con el fin de tomar las decisiones para realizar estudios a mayor detalle.

6.3. Artículo (Universidad de Medellín)

Nombre: Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: Aplicación.

Autor: Cesar Augusto Hidalgo Montoya; Andre Pacheco de Assis.

Lugar y año: Medellín, Colombia – 2011.

Se presenta la aplicación de los métodos FOSM y de las estimativas puntuales (MEP), evaluando la probabilidad de falla en un deslizamiento para de una estructura de contención, además se presenta el índice de confiabilidad objetivo y la probabilidad de falla admisibles.

En este documento se relacionan el factor de seguridad, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla, aplicando el coeficiente de variación con un solo porcentaje, a la densidad del muro de contención, a la densidad del suelo y ángulo de fricción entre el suelo y la base el muro.

6.4. Artículo (Universidad Nacional de Colombia – Sede Medellín)

Nombre: Análisis de estabilidad y probabilidad de falla de dos taludes de suelo tropical en la Autopista Medellín – Bogotá en el tramo de vía entre Marinilla y Santuario.

Autor: Luis Javier Escobar Toro; Yamile Valencia González.

Lugar y año: Medellín- Colombia – 2012.

En este artículo se determina la relación entre el factor de seguridad, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla, para dos taludes ubicados en el tramo de vía en Marinilla y Santuario, en la autopista Medellín- Bogotá para un coeficiente de varianza único, para el peso específico, la cohesión, el Angulo de fricción y la



cohesión no drenada, en función de la geometría de corte del talud en condiciones saturadas y no saturadas, analizando entre estos cual presenta los mejores resultados.

6.5. Artículo (Universidad de Antioquia)

Nombre: Análisis por confiabilidad del empuje activo para el diseño de muros de contención en voladizo en los flujos de lodos y suelos residuales del área metropolitana del valle de Aburra.

Autor: Juan David Castro; Juan Camilo Viviescas; Juan Pablo Osorio.

Lugar y año: Medellín, Colombia - 2017

Este documento revisa la probabilidad de falla en muros de contención en voladizo en función de las fallas por deslizamiento, giro y capacidad portante, variando la altura entre 1 y 10 metros, y la inclinación del suelo entre 0 y 25 grados, comparados por dos granulometrías de suelo similares como lo son el flujo de lodos y el suelo residual, partir de datos obtenidos por laboratorio y correlaciones.

Concluyendo que los diseños por confiabilidad son una base lógica para escoger un factor de seguridad apropiado según el grado de incertidumbre que se maneje en las propiedades de suelo estudiadas y el problema analizado

6.6. Documento de Tesis. (Universidad de la Salle).

Nombre: Análisis de probabilidad de falla en taludes en el tramo alto medio de la cuenca del Río Únete, Municipio de Aguazul, Vereda la Vegana.

Autor: Carlos David Torres Pachón; Fabian Camilo Marciales León.

Lugar y año: Bogotá, Colombia -2018

En estas tesis realizadas en la Universidad de la Salle se plantea la relación del factor de seguridad, la probabilidad y el índice de confiabilidad variando la presión de poros (R_u) simulando flujos de agua y el coeficiente de carga horizontal en condiciones naturales, ya que son factores externos que afectan la estabilidad de un talud, con el fin de evaluar los planos de fallas para un deslizamiento en masa, de 4 puntos de estudio de la vereda la Vegana en el municipio de Aguazul, Casanare.

6.7. Artículo (Universidad Católica de la Santísima Concepción)

Nombre: Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuestos.



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

Autor: W. Fernández; S. Villalobos; R. King

Lugar y año: Concepción, Chile – 2018.

El documento muestra un análisis probabilístico de taludes evaluando la geometría del talud en función de su altura e inclinación con el fin de poder caracterizar los parámetros de resistencia, relacionando el factor de seguridad, probabilidad de falla e índice de confiabilidad utilizando el método de Monte Carlo.

De igual manera concluye que los análisis probabilísticos son una buena herramienta para la toma de decisiones, pero se debe evaluar, cuál es el límite de aceptabilidad para cada uno de los parámetros probabilísticos y qué criterios se deben usar para definir estos datos.



7. REVISION BIBLIOGRAFICA

7.1. SUELOS

Los suelos de gran parte del manto superior de la tierra están conformados por intemperismo de varias rocas. Esto se da bajo dos procesos representados por la acción mecánica y química.

El intemperismo mecánico esta dado por acción de las fuerzas físicas que producen fracturas debido a las corrientes de agua, vientos, olas oceánicas, hielo glacial, acción de congelamiento, además del efecto de contracción y expansión producida por la ganancia y pérdida de calor.

El intemperismo químico es producido, por la descomposición química que genera la transformación del material original en otro totalmente diferente.

Debido a esto, existen los suelos transportados y residuales los cuales se forman a través, del intemperismo de la roca, los primeros suelen ser desplazados de un sitio a otro a partir de los procesos físicos, y el segundo son suelos que permanecen en el lugar donde se forman cubriendo la superficie rocosa.

Ahora bien, los suelos transportados se subdividen en tres categorías:

1. Eólicos: Son depósitos por la acción del viento
2. Aluviales o fluviales: son depósitos por corrientes de agua
3. Glaciales: Son depósitos transportados por el hielo y el agua.

7.1.1. Depósitos lacustres

Son sedimentos de granos finos, predominando los limos y las arcillas, el contenido de materia orgánica puede ser muy alto, sobre todo en zonas pantanosas, siendo generalmente muy blandos. Frecuentemente presentan estructuras laminadas en niveles muy finos.

Los depósitos lacustres provienen principalmente de los ríos, los sedimentos se depositan a lo largo de la rivera, particularmente en la desembocadura de los ríos, donde se forman abanicos aluviales o deltas, que se extienden al interior del lago.

7.1.2. Depósitos aluviales

Es una masa de sedimentos que fue transportada y sedimentada por un flujo, que se acumulan a partir de la actividad de ríos y los procesos de deslizamiento por gravedad asociadas. Su tamaño varía desde las arcillas hasta las gravas gruesas.



Son fragmentos de roca redonda a sub redonda y tienen una matriz principalmente compuesta por lodos.

7.1.3. Depósitos coluviales

Son materiales que se transportan por la gravedad, principalmente por el agua. Son de origen local, debido a la alteración de las rocas y un posterior transporte por derrubios de ladera. Estas pueden ser asociadas a masas inestables están formadas por fragmentos angulares y heterométricos, generalmente de tamaño grueso, rodeados por una matriz limo arcillosa.

7.1.4. Materia orgánicos

Son suelos que tiene como características principales poseer un alto contenido de agua, permitiendo el crecimiento de plantas que al descomponerse forman el suelo orgánico, siendo altamente compresibles.

7.2. RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE

El suelo cuando se somete a esfuerzos verticales y horizontales tiende, a formar un cambio tensional, debido a esto se generan deformaciones, es decir, que el suelo cuando está bajo efectos de una acción cortante, presenta una velocidad de corte y un esfuerzo normal constante, en consecuencia, es sometido a un esfuerzo cortante.

7.2.1. Criterio de Mohr-Coulomb

En la mecánica de suelo esta teoría es ampliamente utilizada debido a la simplicidad y facilidad de la obtención de cada uno de los parámetros, de igual manera se puede evidenciar las diversas bibliografías donde se expone este criterio de rotura.

La idea de Coulomb (1776), se refiere en señalar cómo la fricción entre partículas del suelo es la resistencia al corte, mencionando que los suelos fallan por esfuerzo cortante a lo largo de un plano de deslizamiento, y el mecanismo de fricción entre los suelos rige la resistencia al esfuerzo cortante en algunos tipos de materiales. En consecuencia, para suelos no cohesivos la resistencia al corte se define como:



$$\tau = \sigma * tg\theta$$

Ecuación 1. Criterio de Mohr Coulomb para suelos no cohesivos.

Donde, θ corresponde al ángulo de fricción interna de las partículas y σ es la tensión perpendicular al plano de rotura, siendo las magnitudes propias para cada suelo.

Pero en las arcillas coulomb pudo observar que la cohesión era una importante fuente de resistencia al corte, la cual es independiente de cualquier presión normal exterior que actuara sobre esta, por lo cual se definió que, para estos materiales al existir la cohesión, la resistencia al corte alcanza un valor de:

$$\tau = c$$

Ecuación 2 . Resistencia al corte no drenado, Su.

Por lo anterior se establece que la teoría de Coulomb está dada por:

$$\tau = c + \sigma * tg\theta$$

Ecuación 3 . Definición de la teoría de Mohr Coulomb, Su.

Suarez (1998) define la resistencia al corte no drenado y al corte drenado bajo las siguientes expresiones:

- Resistencia al corte no drenado: “Es la resistencia del suelo cuando se carga hasta la falla en condiciones no drenadas o sea cuando las cargas que producen la falla se aplican sobre la masa del suelo a una velocidad superior a la del drenaje del suelo”.
- Resistencia al corte drenado: “Es la resistencia del suelo cuando se carga en forma lenta y no se producen presiones de poros en exceso, debidas a la aplicación de la carga. Igualmente, la resistencia drenada se presenta cuando la carga ha estado aplicada por un periodo suficiente de tiempo de tal forma, que el suelo ya ha sido drenado”.

De igual manera Suarez (1998) definido el esfuerzo total efectivo y total, descritas a continuación:



- Esfuerzo efectivo: Son los que controlan el comportamiento del suelo al cortante ejercidos exclusivamente por el esqueleto de la partícula y la presión de agua, conocida como la presión de poros.
- Esfuerzo total: es la sumatoria de todas las fuerzas transmitidas por el contacto entre partículas a través de la presión de poros incluyendo el área de sólidos y el área de vacíos.

7.2.2. Ángulo de fricción interna del suelo

Este valor se puede determinar a través de un ensayo de corte directo, realizando varias pruebas de carga horizontal con una carga normal constante. Mediante una gráfica se puede hallar el ángulo de fricción que relaciona el esfuerzo cortante y el esfuerzo normal (Figura 1), según la siguiente ecuación:

$$\theta = \tan^{-1} \frac{S}{\sigma}$$

Ecuación 4 . Ángulo de fricción interna.

Siendo,

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

Ecuación 5 . Esfuerzo Normal

$$S = \frac{R}{A}$$

Ecuación 6 . Esfuerzo cortante

A es dado por la sección transversal de la muestra.

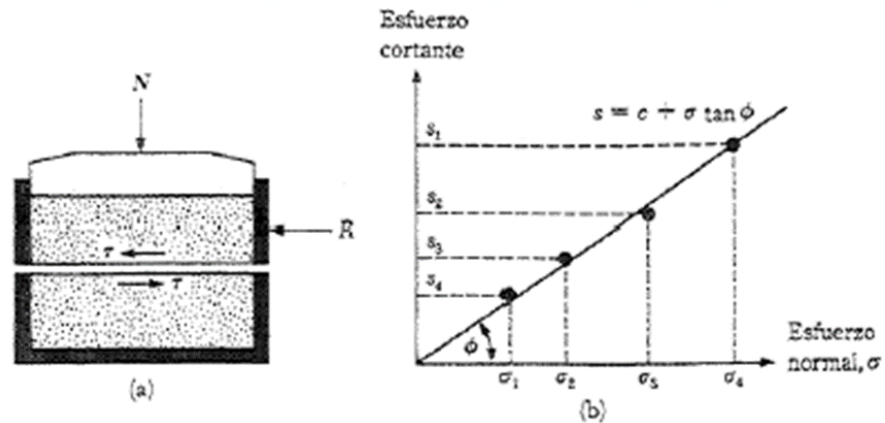


Figura 1. Ensayo de corte directo. (DAS, 2001)

7.2.3. Cohesión

Es un parámetro del suelo que se define por ser la resistencia al corte del suelo sometida a una presión normal igual a cero, graficando la zona de falla, por medio del ensayo de corte directo o el ensayo triaxial (Figura 2).

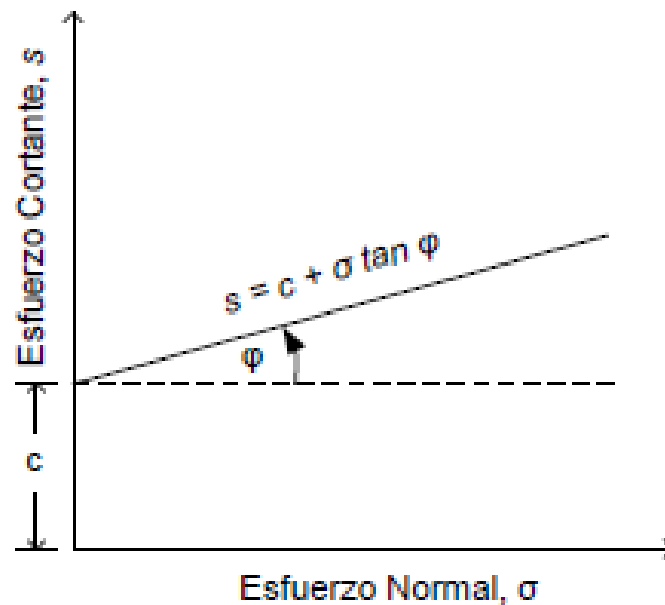


Figura 2. Ensayo de corte directo con variable de cohesión. (Alarcón, 2011).



7.3. NIVEL FREÁTICO

Cuando se evalúa un talud se debe considerar las consecuencias que genera alturas del nivel freático sobre esté, para tal fin es necesaria conocer la tasa de infiltración y los niveles máximos que se pueden producir durante las lluvias de diseño, por lo tanto, se debe hacer una predicción como consecuencia de las precipitaciones y otros factores.

A causa de esto, los taludes se deben diseñar para las condiciones con nivel freático que resulten de lluvias con un periodo de retorno a 10 años, y para las peores condiciones esperadas, es decir situaciones críticas como pueden ser la rotura de las tuberías del acueducto o alcantarillado, o el taponamiento de los filtros de drenaje.

En las excavaciones el nivel freático, al mantener una altura constante provoca un empuje hacia el muro aumentando los esfuerzos totales, por otra parte, el abatimiento del nivel aumenta los esfuerzos efectivos, presentando consolidaciones al suelo reflejado en el asentamiento de la masa.

En cualquier tipo de suelo, las fuerzas de filtración son producidas por el flujo de suelo, lo cual produce fallas por movimiento de los cortes y el levantamiento del fondo de la excavación.

7.4. CARGAS EXTERNAS

La presión lateral, que se refleja a una estructura de contención por aplicación de una sobre carga se manifiesta de diferente modo e intensidad. Debido a esto, es importante determinar cuáles son las cargas que van a actuar sobre la estabilidad del talud e identificarlas, estas cargas se pueden producir por el tráfico, fundaciones de edificaciones, muros de contención, explosiones y los sismos que pueden afectar al sitio donde se efectuara la implementación del talud o excavación. Las cuales se suelen distinguir los siguientes tipos:

- **Sobre carga puntual:** Pueden ser producidos por zapatas, circulares o cuadradas lo suficientemente pequeñas para determinarlas como concentración de cargas en un punto.
- **Sobre carga en línea:** Se puede considerar por una pared estrecha que corra paralela a la estructura de retención.



- **Sobre carga aplicada en un área limitada:** Se producen por autopistas, carreteras o, zapatas de cimentación corrida que vayan paralelas a la estructura de contención. (Figura 3).
- **Sobre carga uniformemente repartida en una superficie extensa:** Se sustituye la sobre carga por una altura determina de material. El espesor es una capa ficticia que deberá ser igual al valor de la sobre carga distribuida dividido por el peso específico del suelo.

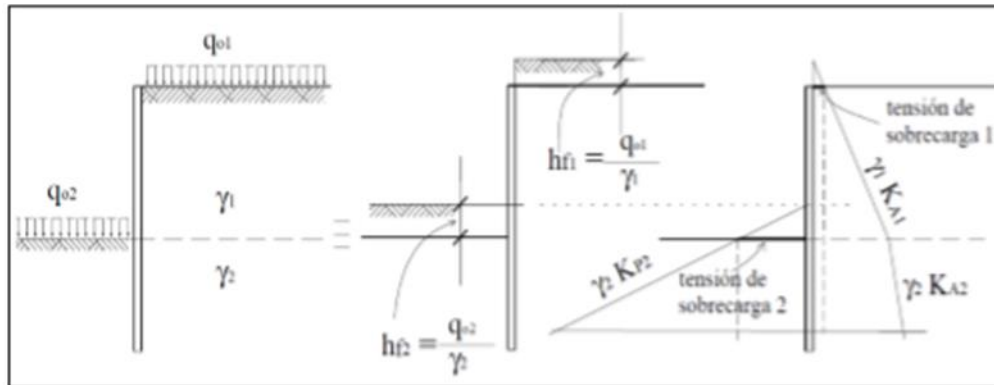


Figura 3. Representación de cálculo de presión de presión de tierras con sobrecarga uniformemente distribuida. (Gonzales 2001)

7.5. TALUDES

Un talud es una masa de tierra que presenta una pendiente, los cuales tienen diferentes tipos de origen, ya sea por acciones artificiales impuestas por el hombre o por la naturaleza. Los taludes pueden ser artificiales (corte o relleno) o naturales. (Figura 4).

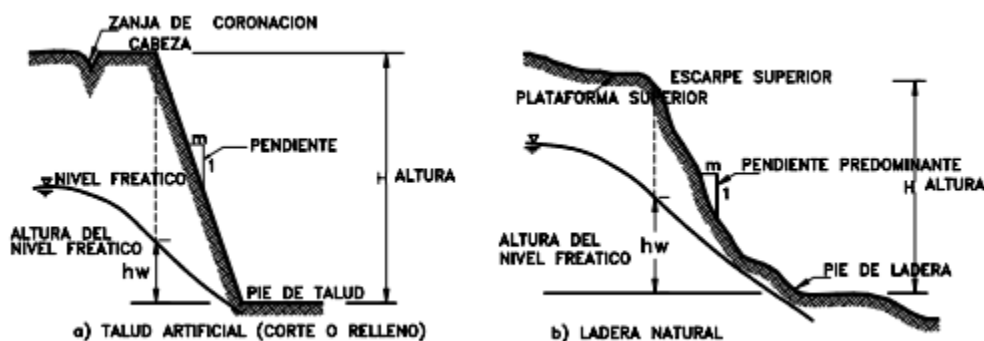


Figura 4. Tipos de taludes. Suarez (1998).



Cuando se analiza una excavación con la geometría de un talud se deben considerar factores como la profundidad de excavación, las condiciones de humedad y nivel freático, la inclinación de los taludes, la existencia de grietas o discontinuidades.

También es importante considerar la forma de extrusión de estratos de blando y el factor tiempo ya que la cohesión de los suelos tiende a disminuir un porcentaje considerable en un plazo de un mes. (Alberro,1987).

De igual manera los taludes que por un largo tiempo han sido estables pueden exhibir fallas por factores como meteorización, cambios de flujo de agua, sismos, disminución de la resistencia de los suelos, entre otros factores.

El análisis por el método de estado limite, considera que el talud tiende a deslizarse sobre superficies con un potencial de falla cinemáticamente admisible, este método permite conocer la estabilidad del talud por medio de la obtención de un factor de seguridad para cada una de las superficies evaluadas. Siendo relevantes entre dentro de ellos, los siguientes:

7.5.1. Falla rotacional

Se define como el movimiento que produce en una superficie de rotura curvilínea y cóncava, según un eje situado por encima del centro de gravedad de la masa deslizada, el material de la parte superior queda con inclinaciones hacia la ladera permitiendo la acumulación sobre las depresiones ocasionando reactivaciones del movimiento, en la parte inferior, se evidencia levantamiento del material con una superficie convexa.

Suele presentarse en suelo cohesivos homogéneos y en macizos intensamente diaclasados. En suelo arcillosos y con presencia de agua, la parte inferior puede evolucionar en un deslizamiento de tierra.

7.5.2. Falla traslacional

Las masas de suelo generan un desplazamiento sobre una superficie de rotura plana u ondulada, sobre la cual se desliza por la superficie del terreno original, siguiendo su recorrido si su inclinación es lo suficientemente fuerte. Inicialmente, su masa desplazada posee una velocidad constante y trayectorias paralelas, consecuentemente a esto si es posible el aumento de su velocidad la masa se puede disgregar o fragmentar, produciendo un flujo.

7.5.3. Reptamientos

Se pueden producir en depósitos de suelo residuales, con movimiento tipo viscosos sumamente lentos, que generan una deformación continua en terrenos no consolidados, sin falla a lo largo de la superficie de corte.

7.5.4. Propagación lateral

Es el desplazamiento horizontal de masas duras por licuación del material cercano más blando.

7.5.5. Escurrimiento

Es el derrumbé de una masa húmeda o seca con desplazamientos de manera viscosa expuestas por la acción de excavaciones en construcción de zonas viales o semejantes, que se generan poco tiempo después del corte.

7.5.6. Subsistencia

A pesar, de no ser un movimiento que se produzca en la cara del talud, este es una afectación que se produce muy comúnmente, debido a que se generan desplazamientos verticales del suelo, que son relaciones a fenómenos de consolidación o remoción del material cercano a la intervención.

7.6. EXCAVACIONES

En la ejecución de una obra, donde sea necesario, la excavación en suelos blandos es importante implementar un método constructivo que permite la estabilidad de las paredes y del fondo de esta.

Los factores por los cuales se elige el método más adecuado de construcción son:

- La profundidad de excavación y sus dimensiones.
- Las propiedades mecánicas del suelo.
- La proximidad de infraestructuras.

Dichos factores son los condicionantes al proceso constructivo, a razón de que existen múltiples técnicas desarrolladas que se usan en excavaciones profundas en suelos arcillosos.

Existen dos tipos de excavaciones a cielo abierto, con o sin sistema de retención.

7.6.1. Excavaciones a cielo abierto con taludes en las paredes

Es un método que presenta mejores comportamientos cuando se emplea en excavaciones pequeñas, teniendo como ventaja la rapidez de su ejecución y los bajos costos esta acarrea, puesto que se obvian los sistemas de retención que representan obstáculos.

En realidad, por las restricciones que el terreno se contempla son pocas las excavaciones que se realicen solo con taludes por lo cual hay que utilizar elementos de soporten las paredes.

7.6.2. Excavaciones a cielo abierto con retención

Los sistemas de entibación, son una estructura de contención provisional y flexible que puede ser parcial o total y que permite excavar con paredes verticales o con talud.

El uso de una entibación es requerido cuando:

- No se tiene altura crítica o su resultado es menor a la profundidad requerida.
- Existen empujes o presiones por construcciones vecinas.
- Existen factores que pueden afectar la estabilidad del terreno, por ejemplo, agua, vibración o sobrecargas.
- No hay espacio para generar el ángulo de talud para el tipo de suelo.
- Hay poca cohesión del suelo.

7.7. DISEÑO DE EXCAVACIONES

La experiencia ha generado que se hayan diversificado los métodos de excavación, obteniendo las bases para los diseños de excavaciones en donde evalúan los riegos de fallas.



Para los estados límites de falla las consideraciones principales, son por fallas en los taludes o en las paredes de excavación, fallas en los cimientos de construcciones adyacentes, y falla de fondo.

7.7.1. Falla de fondo por supresión

Teniendo en cuenta que una excavación se realiza en una capa de suelo blando impermeable, la presión del agua es capaz de producir abultamiento en el fondo de la excavación. Para que esto no suceda es indispensable el bombeo a través de pozos verticales que permiten el alivio de las presiones hidráulicas que se generan en el suelo.

7.7.2. Estabilidad de excavaciones con sistemas de soporte

El análisis de la estabilidad de excavaciones con sistema de soporte debe incluir el estudio, por medio del cual se revise la estabilidad al deslizamiento del suelo, la falla estructural de cualquier elemento del sistema, y la falla de fondo por cortante.

Esto se realiza mediante la evaluación del empotramiento y el momento de resistencia mínimo del elemento estructural. Para excavaciones analizadas bajo la presión hidrostática producida por el nivel freático los empujes resultantes de cada apoyo, por lo menos deberán ser igual a la presión hidráulica. Igualmente se deben considerar las cargas producidas por el funcionamiento de estructuras aledañas a la construcción.

7.7.3. Estabilidad de las cimentaciones de edificios contiguos

Debido a la existencia de edificios contiguos a la zona donde se realiza la excavación, en las que se detecte un alto riesgo de afectación a la seguridad, la estructura deberá reforzarse, dependiendo del tipo de suelo, la magnitud de las cargas y localización.

También se debe considerar todos los movimientos debido a las descargas y asentamientos que se producen en el área aferente a la excavación.

7.7.4. Movimientos a corto y largo plazo asociados a la descarga



Con el fin de reducir el movimiento de la superficie de excavación debido a la descarga de material es importante seguir una secuencia simétrica donde se eviten los movimientos verticales, esta descarga se podrá realizar por etapas teniendo en cuenta las recomendaciones que eviten estos movimientos diferenciales.

Si la excavación permanece mucho tiempo abierta los cambios volumétricos y las expansiones del suelo pueden llegar a ser considerables, aún más si el drenaje es inadecuado sin garantizar el alivio de las presiones de las paredes de la abertura.

7.7.5. Asentamientos del terreno adyacente a la excavación

Estos movimientos verticales y horizontales producidas por suelos blandos pueden ser predecibles llevando a cabo una modelación matemática ya sea analítica o numérica las cuales tomen en cuenta el proceso constructivo, seleccionando la mejor alternativa para su construcción, por ende, siempre es recomendable tener un control de los movimientos de forma continua.

7.8. ESTRUCTURAS DE CONTENCIÓN

Cuando se realiza un proceso de excavación en donde la geometría del corte y las características del suelo no permiten el sostenimiento por sí mismo, se hace indispensable el uso de estructuras de contención que generen seguridad en el desarrollo de las actividades. Con la función principal de sostener las fuerzas empuje y reducir las deformaciones del terreno. Las cuales se pueden dividir según su deformabilidad, como se describe a continuación:

- Estructuras flexibles: Son elementos que, de acuerdo con su morfología y dimensiones, cumplen su función percibiendo deformaciones de flexión. Por ejemplo, pantallas, table estacados.
- Estructuras rígidas: Son elementos que no cambian de forma bajo las fuerzas del empuje del suelo, y en su caso, perciben deformaciones de desplazamiento y giro, sin demostrar variaciones apreciables de flexión o acortamientos. Por ejemplo, muro de concreto reforzado.

Las estructuras de contención cumplen cuatro funciones principales:

- a. Soportar cargas verticales.
- b. Impermeabilizar la excavación.

- c. Contener los movimientos del terreno no excavado.
- d. Contener el suelo.

7.8.1. Muros pantallas

Son elementos verticales, de concreto reforzado con una sección rectangular, empleando como molde el terreno desde su superficie. Este sistema presenta grandes ventajas, las cuales podemos destacar su continuidad y resistencia, permitiendo las construcciones con diferente morfología y con terrenos de distintas características.

Estos elementos cumplen la función de contener el terreno y a su vez impermeabilizar la zona de excavación, de igual manera son elementos que sirven para soportar las cargas verticales que pueden transmitir otros elementos estructurales, por ende, son soluciones integrales que además de limitar los movimientos del suelo, reducen el riesgo a daños de las construcciones próximas.

Dentro de los elementos de contención flexible podemos encontrar estructuras que desempeñan de forma independiente las funciones principales para las que son concebidos, las cuales se define por las siguientes tipologías:

- Pantallas de impermeabilización.
- Pantallas de contención o carga.

De igual manera, se pueden clasificar de acuerdo con la calidad del terreno y del proyecto de construcción en pantallas apoyadas y sin apoyo. Las pantallas con apoyo, su estabilidad depende de las reacciones de suelo en sección empotrada, en cambio las pantallas apoyadas dependen de la instalación de una o varias líneas de tirantes, además, del empuje pasivo del empotramiento. (Figura 5)

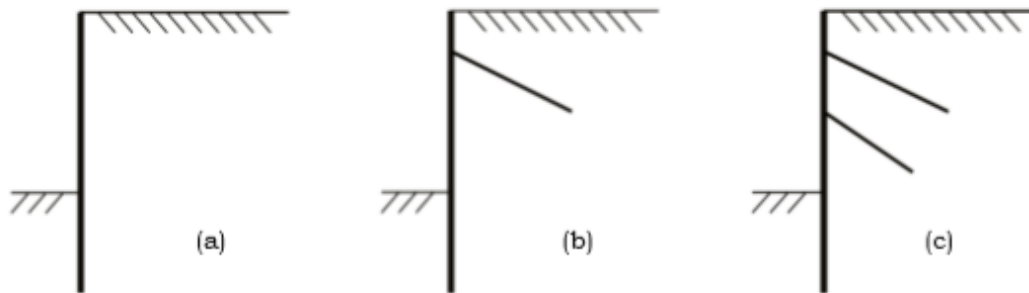


Figura 5.(a) Pantalla simplemente apoyadas en su punta (b) Pantalla anclada con un tirante (c) Anclada con varios tirantes. Fuente: (León 2014).

7.8.2. Consideraciones para las pantallas

Es importante tener en cuenta que, para el diseño de las pantallas, se debe evaluar el tipo de sobrecargas que se tiene sobre la excavación, es decir, la identificación y caracterización de la infraestructura próxima, acopios de material, vehículos y la influencia de sus cargas.

De igual manera se debe tener en cuenta lo siguiente

- Empujes horizontales debido a las sobre cargas, nivel freático en movimiento y/o en reposo.
- Empujes pasivos del suelo (Compresión horizontal).
- Empujes activos del suelo (Descompresión horizontal).
- Acciones alternas o instantáneas (Impactos, Sismos).

7.8.3. Empujes de suelo

La característica principal de los muros es el sostenimiento de los suelos y para la cual se debe tener en cuenta las presiones laterales de los materiales la cual está en función de diferentes factores, mencionados a continuación:

- El peso específico.



- La resistencia al cortante.
- Los escenarios de drenaje del terreno.
- El tipo y la magnitud del movimiento de los muros.

Para poder evaluar el empuje de tierra se debe tener en cuenta diferentes componentes como lo son las propiedades del terreno, las condiciones de fricción entre el suelo y el muro, el nivel freático, las propiedades del terreno, y las características geométricas y de deformabilidad del muro.

Del estado activo y pasivo depende la cuantía del empuje de tierras. Los coeficientes K_a y K_p , son estados límites de rotura que depende de las características del suelo, y también las presiones de tierra aumentan con la profundidad y de igual manera las presiones hidrostáticas. (Figura 6).

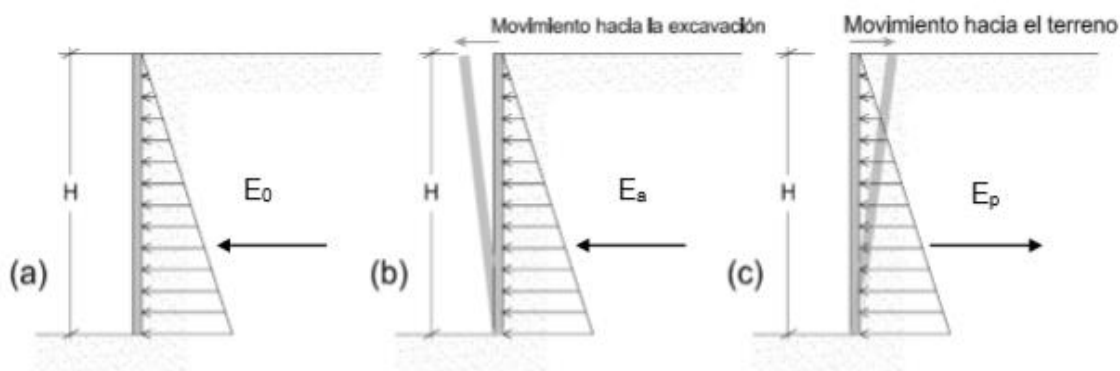


Figura 6. Empuje de tierras. Fuente: (León 2014).

Para poder determinar el coeficiente de empuje en suelos granulares se utiliza la expresión dada por Jaky en 1944. Definida a continuación

$$K_0 = 1 - \sin \varphi$$

Ecuación 7. Coeficiente de Empuje para suelo granulares

$$E_0 = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_0$$

Ecuación 8. Empuje para suelo granulares

A. Empuje Activo

El concepto de este empuje está basado en una pantalla que se deforma hacia el centro de la excavación, que no es infinitamente rígida, la cual puede ceder ante la presión del suelo E_a , la cual es aplicada en el tercio inferior a la altura del muro, y se define con la siguiente ecuación:

$$E_a = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_a$$

Ecuación 9 . Empuje activo.

B. Empuje Pasivo.

La estructura empuja en dirección al material contenido, generando una reacción, si la fuerza es muy alta ocurrirá una falla tras el impulso de la cuña de empuje hacia arriba.

La expresión que determina esta fuerza está dada por:

$$E_p = \frac{1}{2} * \gamma * H^2 * K_p$$

Ecuación 10 . Empuje pasivo.

C. Coeficiente de presión.

Los coeficientes de presión K_a y K_p , están basados en las teorías realizadas por Coulomb y Rankine, las cuales sintetizan el problema y comparten valores de márgenes de seguridad aceptables.

La teoría de Coulomb está establecida bajo las afirmaciones enunciadas a continuación:

- No se considera presiones intersticiales debido a la buena condición de drenaje, además de afirmar que el suelo es una masa homogénea e isotrópica.
- La superficie de rotura es plana.



- La fricción interna es uniforme a lo largo de la superficie de rotura, considerando que el suelo tiene fricción, siendo φ el ángulo de fricción interna.
- La cuña de falla posee comportamientos similares a un elemento rígido, como también un problema de deformación plana (bidimensional).
- Se razona bajo una longitud unitaria de un muro infinitamente largo.
- Se produce fricción entre el suelo y el muro a través del movimiento de la superficie de falla a lo largo de la pared interna del muro, siendo δ el ángulo de fricción interna entre el suelo y el muro.
- Se forma un ángulo δ entre la normal del muro y el empuje activo de la pared interna, siendo este el ángulo de rozamiento entre el muro y el suelo, este empuje actúa perpendicular al muro si la pared interna es muy lisa ($\delta = 0^\circ$).
- La reacción del suelo sobre el plano de fallo forma un ángulo $\emptyset$ con la normal a la cuña.

Por otra parte, **Rankine** con sus investigaciones se basó en una expresión más sencilla que la de Coulomb. Afirmando lo siguiente:

- La masa de suelo es homogénea e isotrópica.
- No hay fricción entre la masa de suelo y la pared interna de la estructura.
- La parte interna de la estructura es vertical.
- En el tercio inferior de la altura total se encuentra la resultante del empuje.
- Se forma un ángulo β con la horizontal debido a que el empuje de tierra es paralelo a la inclinación de la superficie del terreno.

Debido a la anterior y luego de las demostraciones matemáticas K_a y K_p , se expresan de la siguiente manera:

$$K_p = \frac{1 + \sin \emptyset}{1 - \sin \emptyset} = \tan^2\left(45 + \frac{\emptyset}{2}\right)$$

Ecuación 11 . Coeficiente del empuje pasivo.



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

Ecuación 12 .Coeficiente del empuje activo.

La condición de un muro liso casi nunca ocurre por lo cual la hipótesis de un muro sin fricción no se cumple, no obstante, los resultados obtenidos son aceptables debido a la seguridad que éstos muestran. Para el empuje activo el peso de la magnitud del ángulo δ es pequeño por lo cual en la práctica se suele ignorar.

7.9.METODOS DE CALCULO DE PANTALLAS

Los muros pantalla suelen ser flexibles, y su deformabilidad influye en los empujes que recibe, afectando a su estructura como al terreno adyacente. Esto es porque la deformación de las pantallas y el fondo de la excavación influyen directamente en los asentamientos de las zonas contiguas.

Los diseños de los muros pantallas están diseñados para poder definir la profundidad del empotramiento, calcular las reacciones en los apoyos, evidenciar los esfuerzos sobre la pantalla y valorar los desplazamientos sobre la estructura. De igual manera, se deben desarrollar las comprobaciones con las que se pueda garantizar la estabilidad del sistema. Las principales verificaciones son:

- **Estabilidad del fondo de la excavación:** Es el análisis que se realiza para verificar la seguridad frente al levantamiento de fondo y sifonamiento.
- **Estabilidad de los elementos del sistema de soporte:** Es el estudio particular que se ejecuta por los elementos de apoyo del sistema con un factor de seguridad sobre la máxima carga de trabajo.
- **Estabilidad del conjunto frente a una rotura general del terreno:** Para la evaluación de esta condición se emplea un esquema similar al que se maneja para el cálculo de taludes.
- **Estabilidad de la pantalla frente a los empujes del terreno:** Se debe evaluar el equilibrio entre las cargas que el sistema soportara y el empuje pasivo de la zona empotrada, respecto al empuje activo, teniendo en cuenta un adecuado factor de seguridad del trasdós de la pantalla.



De igual manera, existen una variedad de métodos de cálculos, con los cuales se puede comprobar la estabilidad de las estructuras, entre los cuales se encuentran los métodos empíricos, teóricos, y equilibrio limite que están basados en el comportamiento en servicio de la estructura y los métodos que evalúan el sistema en el momento de la falla, además, en los años 70', se comenzó a utilizar la teoría de elementos finitos.

7.9.1. Cálculo de pantalla en voladizo

Los muros en voladizo o auto estables, se diseñan con el fin de que puedan resistir los empujes del suelo por medio de la longitud del empotramiento en el fondo de la excavación. Por consiguiente, el equilibrio se analiza por medio de la verificación en la igualdad de los empujes activos y pasivos de la parte empotrada.

Esta teoría considera que el elemento pivota sobre un punto situado por encima del extremo inferior. La pantalla al generar al desplazarse provoca deformaciones, por encima del punto de giro en dos plásticas que estas determinadas por la zona del estado activo (trasdós), y pasivo (intradós), por otra parte, el punto inferior del punto de giro se genera una fuerza de contra empuje pasivo en los trasdós, por lo que hay un aumento de tensiones, y también, en el terreno de intradós se descomprime por lo cual las tensiones de ese costado de la pantalla tienden a cero.

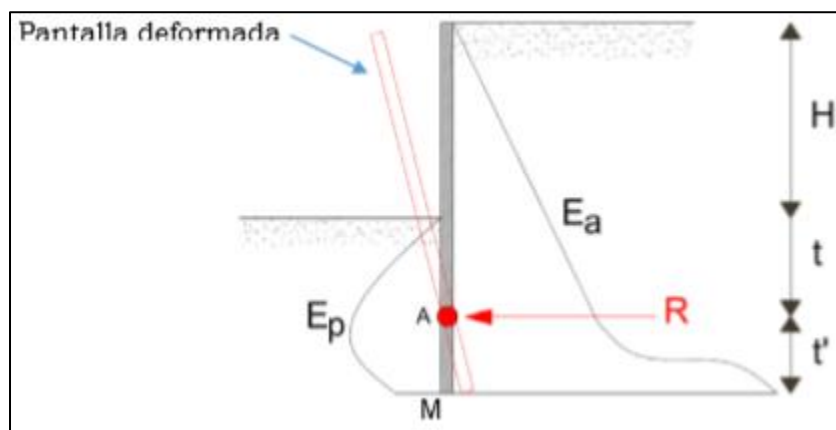


Figura 7. Pantalla en voladizo o autoestable. Fuente: (Bum 1951).

Con el fin de simplificar el método de cálculo, y en vista de que el punto A se encuentra muy cerca al extremo inferior de la pantalla, se realiza el reemplazo de la diferencia entre el empuje pasivo y activo plasmado bajo punto A, por una



fuerza R que actúa el centro de la distancia entre el punto A y M , adicionalmente la fuerza denominada R se transpone sobre A con el fin de poder ejecutar los cálculos. (Figura 7).

El cálculo que se implementa es basado en la hipótesis de Blum (

Figura 8), en donde se admite que el momento flector producido por las fuerzas que inciden sobre el elemento respecto al centro de rotación es nulo. Permitiéndose simplificar la metodología al eliminar la fuerza y R , quedando como la incógnita la profundidad del empotramiento.

Luego de conocerse esta incógnita, es posible establecer las magnitudes del empuje activo y pasivo, la cual la diferencia nos arroja el valor de la fuerza contra empuje R . A continuación, se procede a determinar el momento flector máximo, los esfuerzos de corte, y ubicaciones de estas, a partir de las ecuaciones de equilibrio ($\sum F_H=0$ y $\sum M_A=0$).

Para poder determinar la distancia entre A y M (t'), se parte de la Ecuación 13, donde σ_A es la diferencia entre las tensiones activas y pasivas a la profundidad (t').

$$R = \sigma_A * t'$$

Ecuación 13.

Para definir la profundidad en la que se fijará el sistema será la suma de t' y t . No obstante, la bibliografía afirma que frecuentemente el valor de t , se aumenta en un 20%.

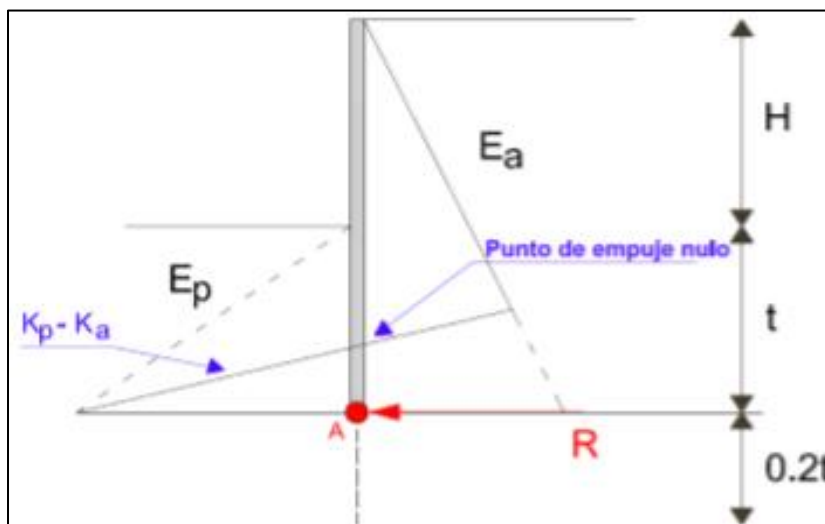


Figura 8. Longitud de empotramiento. Fuente: (Blum 1951).



Al momento de acceder a un empotramiento excesivo, el equilibrio en la parte empotrada ya no es solo de carácter plástico, sino que se convierte en un equilibrio elástico, dependiendo de la longitud elástica de la pantalla empotrada. Referenciado en la siguiente ecuación.

$$L' = \sqrt{\frac{1}{2}} * L = \sqrt[4]{\frac{2EI}{K}}$$

Ecuación 14. Longitud de empotramiento excesivo.

Donde:

E = Módulo de elasticidad del material de la pantalla.

I = Momento de inercia de franja de pantalla de ancho unitario.

K = Coeficiente de reacción del terreno.

De igual manera se presentan las ecuaciones con las que se realiza el análisis de pantallas en voladizo teniendo en cuenta la teoría de Blum (1931).

Empuje activo E_a :

$$E_a = \sigma_a * \frac{H}{2} = K_a * y * (H + t_o) * \left(\frac{H * t}{2}\right)$$

Ecuación 15. Empuje activo

Empuje pasivo E_p :

$$E_p = \sigma_p * \frac{t}{2} = K_p * y * t_o * \frac{t}{2}$$

Ecuación 16. Empuje pasivo

Condición:

$$\sum M_0 = 0 = E_a * \frac{H + t_o}{3} - E_p * \frac{t}{3} = 0$$

$$\sum M_{max} = E_a = E_p = Q = 0$$

Ecuación 17. Momento máximo

Longitud de empotramiento mínima, t :



$$t = \frac{H}{\sqrt[3]{\frac{K_p}{K_a} - 1}}$$

Ecuación 18. Longitud de empotramiento mínima.

$$\Delta t = 0.20t$$

Ecuación 19. Aumento de longitud mínima.

Valor del momento máximo, M_{max}

Condición: $Q = 0$

$$M_{max} = \frac{1}{6} * y * K_p * H^3 * \left(\frac{H^3}{\left[\sqrt{\frac{K_p}{K_a} - 1} \right]^2} \right)$$

Ecuación 20. Momento máximo.

Teniendo en cuenta la Ecuación 20, se podría reescribir en función de momento máximo, como se expresa a continuación:

$$M_{max} = \frac{1}{6} * y * K_a * (H + Z_{max})^3 - \frac{1}{6} * y * K_p * Z_{max}^3$$

Ecuación 21.

Profundidad del momento máximo, Z_{max} :

$$Z_{max} = H * \frac{1}{K_p - 1}$$

Ecuación 22. Profundidad del momento máximo

La Ecuación 21 se puede expresar en función del empuje activo, de la siguiente manera:



$$Z_{max} = H * \left(\frac{1}{\sqrt{\frac{K_p}{K_a} - 1}} \right)$$

Ecuación 23. Profundidad del momento máximo expresada en función empuje activo

Esfuerzo de corte máximo, Q_{max}

$$Q_{max} = \frac{1}{2} * y * K_p * \frac{H^2}{\frac{K_p}{K_a} - 1}$$

Ecuación 24. Esfuerzo de corte máximo.

Donde el valor de Q_{max} se encuentra ubicado en Z_1

Condición: $\sigma_{ha} = \sigma_{hp}$

$$K_a * y(H + K_0) = K_p * y * Z_0$$

Ecuación 25.

Posterior, se halla la profundidad en la que se ubica el esfuerzo de corte máximo, desde el fondo de la excavación con la siguiente expresión:

$$Z_1 = \frac{H}{\frac{K_p}{K_a} - 1}$$

Ecuación 26. Profundidad del esfuerzo de corte máximo.

De Igual manera en punto donde actúa la fuerza contra empuje R se encuentra ubicado Q_{max2} , situado a una profundidad “t” de empotramiento.

7.10. ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EXCAVACIONES

Los métodos analíticos de estabilidad están basados en las fallas más comunes que se pueden presentar por intervenciones proyectadas para la construcción de obras civiles.

Las cuales tienen como objetivo calcular el factor de seguridad, y dependiendo de estos se proponen las medidas de estabilización con mejor desempeño para el tipo de falla analizada.



Estos modelos se basan en poder determinar a partir de los datos obtenidos en terreno, ej. características de materiales, geometría, niveles freáticos, las condiciones reales de los movimientos que se está analizando en el punto de intervención.

Estos razonamientos están basadas en planteamientos físicos – matemáticos en el que intervienen fuerzas estabilizadoras y desestabilizadoras, que ejercen sobre el corte, por consiguiente, son los que caracterizan la estabilidad y comportamiento.

Para los análisis existen dos tipos de modelos:

7.10.1. Métodos determinísticos

Son evaluaciones realizadas por medio del método de equilibrio límite, y estudian la estabilidad de una masa potencialmente inestable, comparando las fuerzas que influyen al movimiento con las fuerzas resistentes a este, en un plano de rotura, definidos a partir de la teoría de Mohr Coulomb y el factor de seguridad.

Existen diferentes modelos, para la determinación de la estabilidad de taludes, siendo los más comunes son los mencionados a continuación:

- Método del círculo de rotura.
- Método de dovelas.
- Métodos aproximados: Método ordinario o de Fellenius, Método simplificado de Bishop, Método simplificado de Janbú.
- Métodos Precisos: Método de Morgenstern - Price Método de Spencer Método de Sarma.
- Soluciones basadas en ábacos.

7.10.2. Métodos probabilísticos

Estos métodos permiten determinar por medio de una distribución de probabilidad de una variable dependiente en función del conocimiento de las distribuciones estadísticas de las variables independientes las cuales generan la variable dependiente. A partir de esta distribución, se puede determinar la probabilidad de ruptura (P_r) definida como la parte del área bajo la curva de distribución de probabilidad del F.S. menos que 1,0.

Estas constituyen herramientas supremamente robustas para el análisis y evaluación para la solución de problemas geotécnicos los cuales están basados en datos con altas incertidumbres, no obstante, aun teniendo unos parámetros



estadísticos estudiados en los procesos geotécnicos se generan grandes variabilidades, por lo cual, durante los análisis, las incertidumbres no se pueden eliminar y se debe tener en cuenta en cada proceso.

De igual manera, en los casos donde se presenten déficit de información los análisis de sensibilidad y de confiabilidad, proporcionan posibles escenarios de solución o en su defecto se pueden proponer estudios más detallados.

7.10.3. Análisis de estabilidad de taludes por medio de software

Las herramientas computacionales han sido parte fundamental en el avance de las soluciones para la estabilidad de taludes realizando múltiples cálculos a través de los métodos de análisis.

El método de equilibrio a través de sus cálculos manuales fue un buen insumo para entregar soluciones, pero las nuevas tecnologías permitieron realizar análisis más complejos con mayor precisión en sus resultados. Esto produjo la aparición de nuevos modelos matemáticos más rigurosos desarrolladas por Spencer (1967) y Morgenstern Price (1965).

Para la realización de estos modelos se utiliza el programa Slide de la casa matriz Rocscience, el cual fue diseñado para la realización de soluciones de ingeniería a través de diferentes modelos matemáticos.

Este programa permite modelar suelos homogéneos y estratificados, teniendo en cuenta geometrías complejas y con presencia de nivel freático.

Después de realizado la modelación el programa exhibe las diferentes superficies de rotura analizadas, las superficies de falla con mayor condición de falla, la probabilidad de falla de la superficie, entre otros resultados.

Para el caso de esta investigación y con fines prácticos vamos a realizar estimando la modelación por medio del método Bishop Simplificado, Jambu, Spencer y Morgenstern Price.

7.11. CONFIABILIDAD Y PROBABILIDAD DE FALLA

La confiabilidad podría entenderse como la capacidad de un sistema para poder desempeñar las funciones para las cuales fue concebido, y, por otro lado, se puede considerar como todo un comportamiento anómalo.



Los análisis basados en la confiabilidad tratan de relacionar las cargas que un sistema puede sufrir y la capacidad que tiene para soportarlas. En el ámbito geotécnico tanto las cargas como la resistencia son inciertas, de igual manera es incierto el resultado de esta interacción.

En estadística se puede definir la confiabilidad como:

$$\alpha = 1 - P(r)$$

Ecuación 27. Confiabilidad.

Donde α es la confiabilidad y $P(r)$ es la probabilidad de falla.

Del mismo modo, es común ver la expresión de confiabilidad en la forma de un índice de confiabilidad, que se relaciona con la probabilidad de falla. Dentro del contexto se puede comprender no solo como una falla inminente, sino también como la diferencia inaceptable entre el comportamiento esperado y el observado.

El índice de confiabilidad β del coeficiente del factor de seguridad (FS), es definido por la siguiente expresión.

$$\beta = \frac{(E[FS] - 1)}{\sigma[FS]}$$

Ecuación 28. Índice de confiabilidad.

Donde $E[FS]$ es el valor esperado del factor de seguridad calculado con lo parámetro medios de las variables y $\sigma[FS]$ es la desviación estándar del factor de seguridad.

Este método relaciona el índice β con la probabilidad de falla, lo cual hace que la evaluación de la estabilidad sea más consistente. La Ecuación 28 es usada para cualquier distribución de probabilidad del factor de seguridad, no obstante, se usa de manera común la distribución normal, esto quiere decir, que las distribuciones de resistencia del suelo y de las cargas son normales.

7.11.1. Método Monte Carlo

El método Monte Carlo es la metodología, que permite determinar la función de distribución de frecuencia de la variable dependiente, analizada mediante la generación de números aleatorios uniformes que representan las variables independientes envueltas.

Esta técnica tiene como principal aplicación, la aproximación de la probabilidad a una o más variables aleatorias. Es importante mencionar que requiere una capacidad alta en los cálculos, para la generación de una amplia gama de números.



Este es un método exacto, debido a que se conocen las distribuciones estadísticas de las variables independientes, los valores de estas variables podrían ser obtenidos por medio de un generador de números aleatorios y obtener valores de las variables independientes calculados a partir de estos.

7.12. FACTOR DE SEGURIDAD

El factor de seguridad se refiere a un valor único predeterminado, para el sistema evaluado, representando el comportamiento mecánico, el cual, es el más utilizado para determinar el desempeño de un modelo. Donde se debe cumplir la siguiente relación.

$$R_{adm}(e) \geq S(e)$$

Ecuación 29. Definición del factor de seguridad.

Siendo:

$R_{adm}(e)$ = Es la resistencia admisible en un punto determinado e.

$S(e)$ = La resistencia solicitada en un punto determinado e.

Por lo anterior, se define el $R_{adm}(e)$ como:

$$R_{adm}(e) = \frac{R_u}{FS}$$

Ecuación 30. Definición de resistencia admisible.

Donde:

R_u = Es el valor límite de la resistencia.

Por lo cual un modelo seguro, es el que cumple con la siguiente expresión:

$$R_{adm} \geq S \rightarrow \frac{R_u}{FS} \geq S$$

Ecuación 31.

El factor de seguridad relaciona las fuerzas resistentes con las fuerzas actuantes en el sistema:



$$FS = \frac{F_{Resistentes}}{F_{Actuantes}}$$

Ecuación 32. Factor de seguridad.

7.13. CONFIABILIDAD EN LA NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO DE PUENTES CCP-14

La norma Colombiana del Diseño de Puentes define que, el índice de confiabilidad es la *“evaluación cuantitativa de la seguridad expresada como la relación de la diferencia entre la resistencia media y la fuerza media sobre la desviación estándar combinada de la resistencia y la fuerza”*. En la sección 10 título C10.5.5.2.1 define los índices de confiabilidad y probabilidad de falla para el tipo de estructuras mencionadas a continuación:

- Para los factores de resistencia de un diseño de puentes y estructuras se exigen índices de confiabilidad de 3.5 o una probabilidad de falla 1 en 5000.
- Para una cimentación en general de manera practica en el diseño geotécnico, se ha definido un índice de confiabilidad efectivo de 3.0 o una probabilidad de falla de 1 en 1000
- Para sistemas redundantes como pilotes, se sugiere un índice de confiabilidad de 2.3 o una probabilidad de falla de 1 en 100.

Este documento presento una actualización en el 2015, basada en la especificación americana “AASHTO LFRD Bridge Design Specifications” (sexta edición 2012 y séptima edición 2014”).

7.14. ECONOMÍA EN LA OBRAS DE INGENIERÍA

Las metodologías que actualmente se vienen planteando para el diseño de obras de ingeniería, están en función de mejorar la seguridad, estabilidad, capacidad de servicio y durabilidad del sistema, con un costo menor y una mejora en la confiabilidad, por lo tanto, el compromiso de la ingeniería es satisfacer una necesidad social brindando la mejor relación entre la seguridad, y la economía.

La economía de un proyecto se ajusta a la capacidad de poder obtener la información acertada, representando las condiciones de las necesidades a satisfacer, logrando determinar el grado de seguridad del sistema.



UNIVERSIDAD SANTO TOMÁS
PRIMER CLAUSTRO UNIVERSITARIO DE COLOMBIA

Por lo general las características principales de estudio tienen una alta variabilidad, por lo tanto, se le asignan parámetros y se fijan patrones de cuantificación, con los cuales se pretende garantizar la seguridad máxima de la obra.

La optimización del proyecto se basa en planear, diseñar y ejecutar la obra con la obtención de la mayor información legítima posible, con el mínimo de gastos simplificando los métodos que generen una máxima confiabilidad, de ahí el compromiso al que se debe llegar entre la seguridad y la economía con base en la información.



8. METODOLOGIA

Para el desarrollo de las estructuras civiles es importante la verificación de los métodos constructivos, a razón de establecer la estabilidad de cada una de las etapas de la obra por la cual se aseguren el desarrollo de las actividades.

El tema de las excavaciones en suelos blandos genera preocupaciones ya que poseen características que las hacen altamente inestable por ende es de suma importancia predecir su comportamiento al momento de desarrollar moldeos para la construcción de diferentes tipos de estructuras.

Ahora bien, es importante analizar la probabilidad de falla, y el índice de confiabilidad de estas actividades con respecto a los factores de seguridad mínimos exigidos en la Normatividad Colombiana bajos métodos por estado límite.

Para el desarrollo de este trabajo, se tomarán como referencia los datos de los resultados obtenidos a partir de los estudios realizados del subsuelo para el proyecto de la ampliación de la Autopista Norte desarrollada en la ciudad de Bogotá, haciendo modificaciones en el perfil estratigráfico con el fin de poder simplificar el desarrollo de las modelaciones.

Bajo estos datos se desarrollará un modelo de una excavación típica de 7 metros de profundidad por 7 metros de ancho con un talud de corte a 90° soportado mediante una estructura de contención permanente con el fin de analizarlos por medio de las teorías de Bishop Simplified, Jambu Simplified, Spencer, GLE / Morgenstern-Price, utilizando el método de Montecarlo, evaluando las fallas rotacionales por resistencia al corte.

Para esto, se desarrollará un perfil de suelo con tres diferentes estratos de suelo con magnitudes diferentes que permitan asemejar una estratigrafía variable y simplificada.

La modelación mediante los programas de estado límite relaciona las variables físicas y geométricas, de los materiales arcillosos del perfil estratigráfico. El desarrollo de estas modelaciones permitirá aplicar teorías sobre el comportamiento de los materiales teniendo en cuenta su caracterización, accediendo que se logren condiciones de frontera que limiten a cada uno de los modelos, garantizando una confiabilidad de los resultados y se obtenga comportamientos semejantes a la naturaleza de una ejecución de obras.

Los modelos se analizarán bajo los conceptos de condiciones no drenadas para suelos arcillosos y materiales granulares, con el fin de poder evaluar la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad. (Ver Figura 9)

Para la modelación se necesitan evaluar los pesos unitarios, y la resistencia al corte no drenado para suelos arcillosos y materiales granulares mediante el cambio del



coeficiente de varianza, y variando la resistencia al corte de la estructura de contención, mediante el uso del Programa Slide 6.0 utilizado la metodología por equilibrio límite, se asumirá que la curva estadística de los datos corresponde una distribución normal.

A partir de estos resultados se obtiene una gráfica en donde se evidencia la relación que existe entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad, el índice de confiabilidad comparándolo con las exigencias mínimas de la NSR-10.

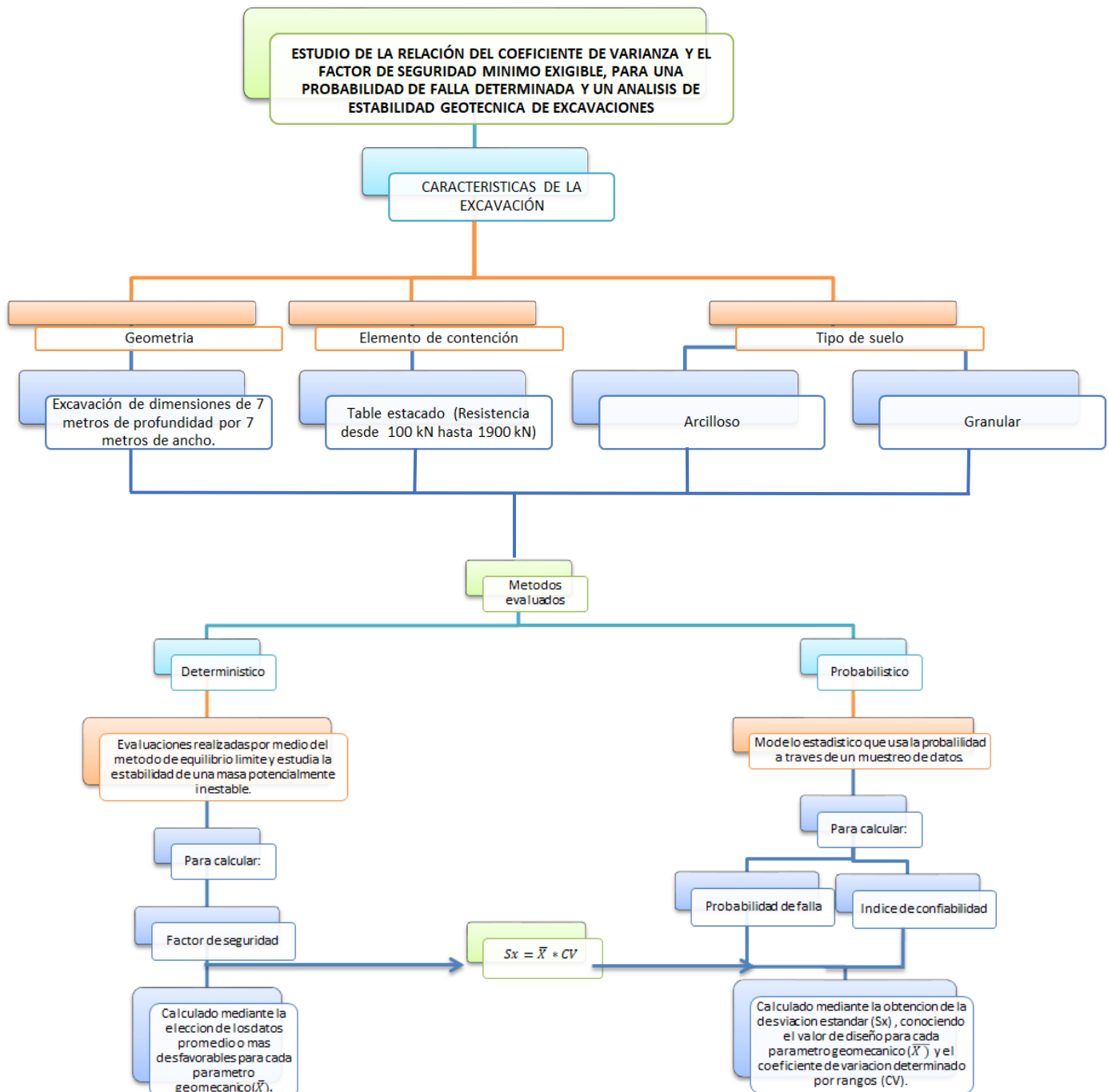


Figura 9. Esquema de metodología.



9. DESCRIPCIÓN DE LA INVESTIGACIÓN

La presente investigación hace énfasis en el análisis de los efectos acerca del cambio de la varianza estadística para la resistencia al corte no drenado, para un suelo arcilloso de alta compresibilidad, teniendo en cuenta que, el nivel freático se encuentra cercano a la superficie natural a unos 0,50 m, y sin incluir las fuerzas aplicadas por un sismo, y de manera complementaria se analiza el comportamiento para los parámetros de los suelos granulares.

En la Figura 10 se plantea una excavación con corte a 90 ° de 7 (Siete) metros de ancho y 7 (Siete) metros de altura, soportado mediante un elemento de contención, aumentando la resistencia a la fuerza del corte de este, el cual se analiza con el fin de poder revisar la tendencia para los parámetros que se relacionan (Factor de seguridad, probabilidad de falla, índice de confiabilidad) para un perfil estratigráfico que consta de materiales arcillosos.

Esto, con el fin de poder observar el comportamiento del factor de seguridad, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, mientras se aumenta la resistencia a la fuerza al cortante del elemento de contención para cada nivel de varianza, simulando distintas dispersiones.

La estructura de contención permanente tiene una longitud de 12,5 metros medidas desde la superficie hasta su empotramiento al estrato de hincado.

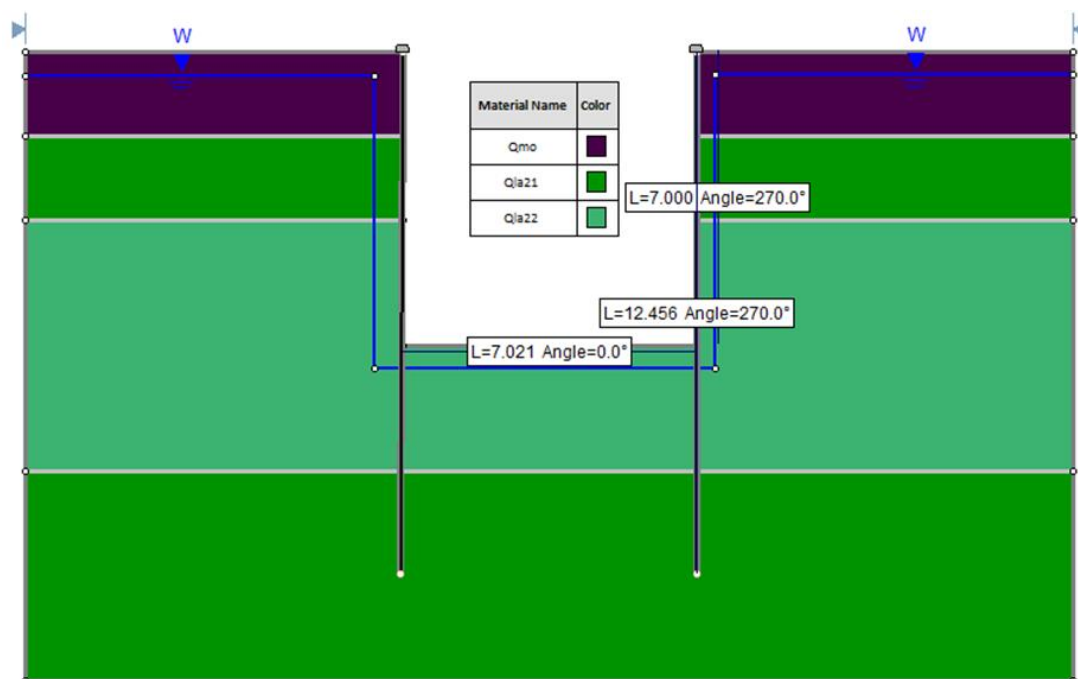


Figura 10. Modelo de excavación.

9.1. DETERMINACIÓN PARÁMETROS DEL SUELO DE ESTUDIO

Inicialmente, se debe realizar una identificación del origen geológico de las muestras extraídas del subsuelo, y con el resultado de los ensayos de campo y laboratorios; a cada material se le asigna una unidad geológica.

Posterior a la asignación de la unidad geológica, es importante mencionar que, cada una de las muestras se le asigna una categoría, basados en la teoría de Terzaghi y Peck, en sus investigaciones realizadas antes de 1950; en las que el suelo es clasificado por el tamaño predominante, el resultado de la Prueba SPT realizada en campo y el resultado del ensayo de compresión incofinada.

De conformidad con lo anterior, se realiza una división de suelo granulares y cohesivos, por lo cual, después de la parte literal que relaciona la geología, se define que el número contiguo de 1 pertenece a un suelo fricción o cuando se observa un 2 es debido a que se obtienen características para un suelo cohesivo. Contiguo a esto se define la calificación mecánica en base a lo mencionado en la Tabla 1 y Tabla 2.

Clasificación suelos granulares	Golpeo N60
Muy floja – floja	0 – 10
Medianamente densa	11 – 30
Densa	31 – 50
Muy densa	>50

Tabla 1. Categoría de suelo granulares según Terzaghi y Peck. Fuente: (1950).

Clasificación suelos cohesivos	Esfuerzo cortante, τ_u (kg/cm²)	Golpeo N60
Muy Blando – Blando	< 0,125 - 0,250	0 - 4
Moderadamente firme	0,250 – 0,500	5 – 8
Firme	0,500 – 1,000	9 – 15
Muy firme	1,000 – 2,000	16 – 30
Duro	>2,000	>30

Tabla 2. Categoría de suelo cohesivos según Terzaghi y Peck (1950).



Conforme a la metodología descrita con anterioridad, se definen las siguientes unidades, con los cuales se van a desarrollar los modelos. De igual manera, en la Tabla 3 se muestra la profundidad de cada uno de los estratos, tomando como referencia el estudio realizado para la ampliación de la Autopista Norte en la Ciudad de Bogotá.

Origen geológico	Unidad geotécnica	Descripción	Profundidad de estrato (m)
Material orgánico	Qmo	Materia orgánica con humedad alta	2
Deposito lacustre	Qla21	Arcilla con plasticidad muy alta y consistencia muy blanda, altamente plásticas y con humedad alta	2
	Qla22	Arcilla con plasticidad muy alta y consistencia modernamente firme altamente plásticas y con humedad muy alta	6
	Qla21	Arcilla con plasticidad muy alta y consistencia muy blanda, altamente plásticas y con humedad alta	5

Tabla 3. Perfil estratigráfico de estudio.

9.2. CARACTERIZACIONES GEOTÉCNICAS, ESTADÍSTICAS Y DEFINICIÓN DE VARIABLES

La caracterización es la asignación de cada uno de los parámetros físicos, mecánicos y de deformabilidad de cada una de las Unidades geotécnicas en estudio; para esto, se implementan resultados de laboratorios, correlaciones con ensayos de campo y los valores típicos de las referencias bibliográficas.

Acorde, a los parámetros de diseño suministrados y los rangos observados de los valores típicos para los materiales del modelo estratigráfico, fueron consultados los siguientes documentos:

- BOWLES. J. (1996). "Foundation Analysis and Design" 5th Edition.



- McGraw-Hill. □ BRAJA D. (2010). "Geotechnical Engineering Handbook".
- BRAJA D. (2012). "Fundamentos de ingeniería de Fundaciones". Séptima Edición. Cengage Learning
- HUNT. R.E. (1984). "Geotechnical Engineering Investigation Manual". McGraw-Hill Inc.
- INVIAS (1998). Manual de Estabilidad de Taludes. Editorial ECI. □
- SUAREZ. J (1998) Deslizamientos y Estabilidad de Taludes en Zonas Tropicales. Ediciones UIS. VALLEJO y OTROS (2002) "Ingeniería Geológica". Pearson Educación S.A.

De igual modo, el análisis probabilístico requiere valores estadísticos para los materiales, así mismo, se evidencia en bibliografía los coeficientes de variación típicos y a partir de este, se realiza el cálculo de los valores de la desviación estándar.

Añadido a ello, el coeficiente de variación es una medida estadística que relaciona la desviación estándar y el promedio de un conjunto de datos, la cual define la dispersión relativa de la muestra mediante la operación divisora, dando como resultado un valor absoluto.

El coeficiente de variación se define con la letra CV. Su fórmula es la siguiente:

$$CV = \frac{Sx}{[\bar{X}]}$$

Ecuación 33. Coeficiente de variación.

Sx = Desviación estándar

$[\bar{X}]$ = Media aritmética.

De la formula anterior se puede obtener el valor de la desviación estándar, con la posterior expresión:

$$Sx = [\bar{X}] * CV.$$

Ecuación 34. Desviación estándar.

En la Tabla 4 , para cada parámetro se obtiene el coeficiente de variación, teniendo en cuenta la bibliografía investigada.



Parámetro	Coeficiente de variación (%)	Fuente
Peso específico	3 - 7	Ribiero 2008
	4 - 8	USACE 1999
Peso sumergido	0 - 10	Duncan 2000
Cohesión	20 - 80	Hidalgo & Assis
Angulo de fricción efectivo	2 - 13	Ribiero 2008
	7.5 - 10.1 arcillas	USACE 1999
Resistencia no drenada de arcillas	13 - 40	Ribiero 2008
	11 - 45	Duncan 2000

Tabla 4. Coeficiente de variación para cada uno de los parámetros. Fuente: (Hidalgo & Pacheco, 2011). Herramientas para el análisis por confiabilidad en geotecnia. Artículo.

A continuación, se muestran cada uno de los parámetros geotécnicos y estadísticos en los que se puede observar el peso unitario húmedo, la resistencia al corte no drenado (S_u), la cohesión, el ángulo de fricción efectivo, y su respectiva desviación estándar y coeficiente de variación los cuales serán ingresado al programa Slide® Rocscience; con el fin de, valorar el factor de seguridad, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad para cada uno de los modelos evaluando la condición no drenada para suelos arcillosos, y de manera complementaria a partir de los límites del perfil estratigráfico ya definidos, también se realiza un análisis, teniendo en cuenta los parámetros para un suelo granular. Para este análisis el coeficiente de la varianza del peso unitario húmedo se deja constante, utilizando los datos recomendados por la USACE (1999), para la resistencia al corte se utiliza el rango recomendado por Duncan (2000), la cohesión se maneja lo recomendado por Hidalgo & Assis, y para el ángulo de fricción efectivo recomendado por Ribiero (2008). La desviación estándar para cada una de las características nombradas, se hallan utilizando la Ecuación 34.

En la Tabla 5, Tabla 6 y Tabla 7 se muestran los valores de diseño, el coeficiente de la variación y la desviación estándar, para cada unidad geotécnica.



PERFIL TÍPICO	Peso unitario húmedo (kN/m ³)		
UNIDAD GEOTECNICA	Diseño	Coeficiente de variación	Desviación Estándar
Qmo	5	5%	0,25
Qla21	6,8	5%	0,34
Qla22	9,8	5%	0,49

Tabla 5. Datos de entrada del peso Unitario húmedo con varianza del 5%

UNIDAD GEOTECNICA	Resistencia al corte, Su (kPA)			
	Diseño	Coeficiente de variación	Desviación Estándar	Rel.Min y Max
Qmo	3	11%	0,33	0,99
Qla21	9	11%	0,99	2,97
Qla22	12	11%	1,32	3,96
Qmo	3	20%	0,60	1,80
Qla21	9	20%	1,80	5,40
Qla22	12	20%	2,40	7,20
Qmo	3	29%	0,87	2,61
Qla21	9	29%	2,61	7,83
Qla22	12	29%	3,48	10,44
Qmo	3	33%	0,99	2,97
Qla21	9	33%	2,97	8,91
Qla22	12	33%	3,96	11,88
Qmo	3	38%	1,14	2,28
Qla21	9	38%	3,42	6,84
Qla22	12	38%	4,56	9,12
Qmo	3	45%	1,35	2,70
Qla21	9	45%	4,05	8,10
Qla22	12	45%	5,40	10,80

Tabla 6. Datos de entrada Resistencia al corte con varianza del 11%,20%,29%,33%,38%,45%.



UNIDAD GEOTECNICA	Angulo de fricción efectivo (°)			Cohesión (kPA)		
	Diseño	Coefficiente de Varianza	Desviación estándar	Diseño	Coefficiente de Varianza	Desviación estándar
Qmo	10,5	2,0%	0,21	8	20%	1,60
Qla21	9,5	2,0%	0,19	5,5	20%	1,10
Qla22	10	2,0%	0,20	7,5	20%	1,50
Qmo	10,5	3,8%	0,40	8	32%	2,56
Qla21	9,5	3,8%	0,36	5,5	32%	1,76
Qla22	10	3,8%	0,38	7,5	32%	2,40
Qmo	10,5	5,7%	0,60	8	44%	3,52
Qla21	9,5	5,7%	0,54	5,5	44%	2,42
Qla22	10	5,7%	0,57	7,5	44%	3,30
Qmo	10,5	7,5%	0,79	8	56%	4,48
Qla21	9,5	7,5%	0,71	5,5	56%	3,08
Qla22	10	7,5%	0,75	7,5	56%	4,20
Qmo	10,5	9,3%	0,98	8	68%	5,44
Qla21	9,5	9,3%	0,89	5,5	68%	3,74
Qla22	10	9,3%	0,93	7,5	68%	5,10
Qmo	10,5	11,0%	1,16	8	80%	6,40
Qla21	9,5	11,0%	1,05	5,5	80%	4,40
Qla22	10	11,0%	1,10	7,5	80%	6,00

Tabla 7. Datos de entrada Angulo de fricción y cohesión para diferentes coeficientes de varianza para suelos granulares.

El programa Slide ® Rocscience, dentro de sus condiciones de entrada solicita la curva de distribución, para el presente análisis estamos asumiendo que los datos generan una curva de distribución normal, al igual, se requieren los valores mínimos y máximo relativos, definidos en el programa, como 3 veces la desviación estándar, para un valor máximo de varianza del 33%, ya que, estos valores relativos no deben ser superiores al valor promedio o de diseño escogido; cuando la varianza supera este valor se multiplica por 2 hasta el 50% y de aquí en adelante por 1 hasta el 100%. Esto, se ve reflejado en el porcentaje de datos que se encuentra dentro de la curva estadística, es decir, en la confiabilidad del sistema, tal y como se muestra en la Figura 11.

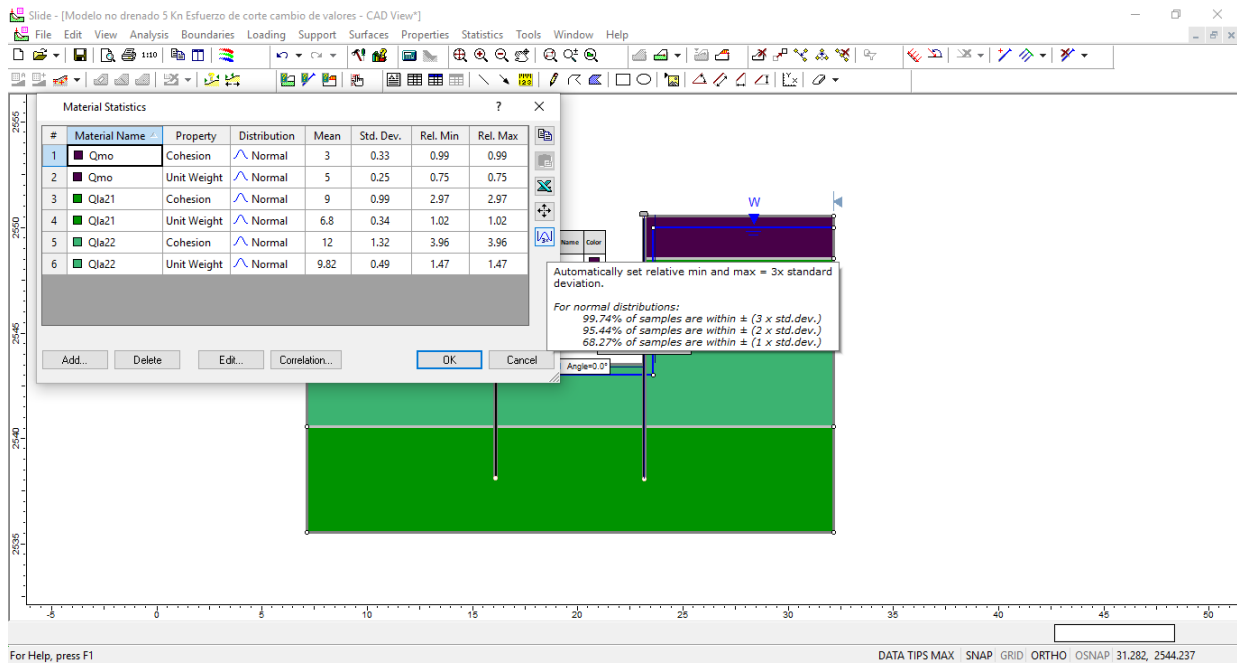


Figura 11. Recorte de datos ingresados y definición de valores máximos y mínimos relativos.

Luego, se definen los datos de entrada para el elemento de contención (Figura 12), precisando que, el elemento va a trabajar de manera pasiva, y con un espaciamiento entre soportes cada 10 metros. La fuerza de resistencia al cortante se precisó de 100 kN hasta 1900 kN, variando el valor cada 100 kN.

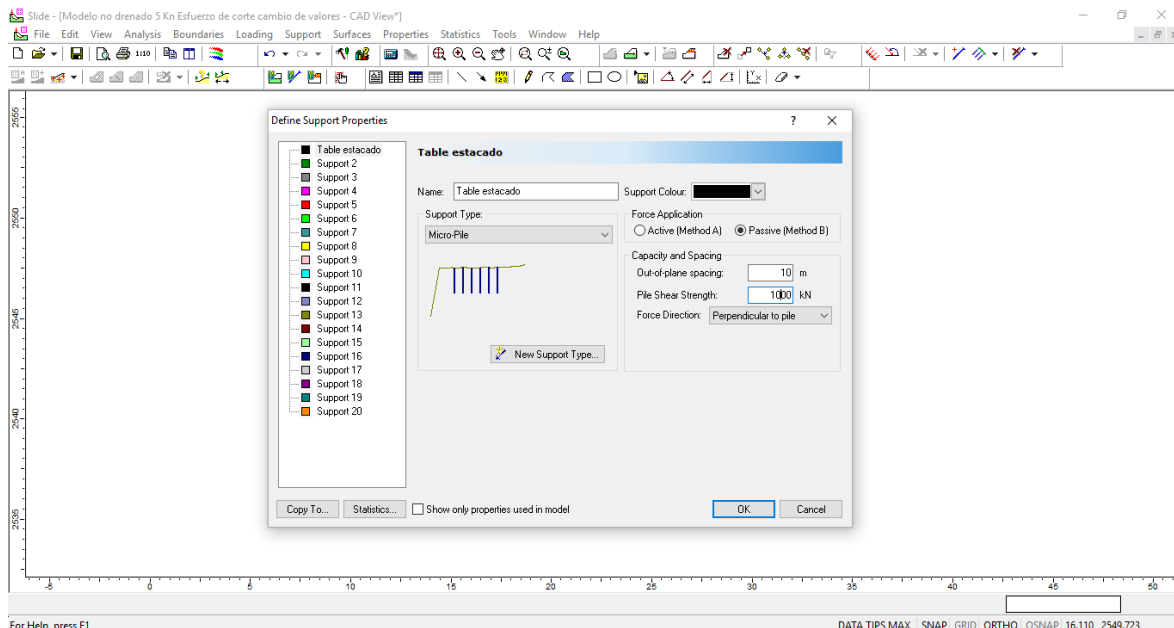


Figura 12. Datos de entrada para el elemento de contención.

El programa Slide V 6.0 define la siguiente ecuación, que corresponde a la resistencia al corte por unidad de distancia (F), la cual es el parámetro que define la resistencia que debe tener mi elemento de contención:

$$F = P/S$$

*Ecuación 35. Resistencia al corte por Unidad de Distancia. Tomado de manual de SLide V 6.0. Help Topic>
Slide Model > Support > Define Support Properties>Micro pile*

Donde

P es igual a la resistencia al corte de la pila en unidades de fuerza.

S se define como el espaciamiento entre elemento.

De acuerdo con lo anterior, Tabla 8 se muestra, la resistencia del elemento por unidad de distancia, para cada una de las iteraciones realizadas.

P (kN)	S (m)	F (kN/m)
100	10	10
200	10	20
300	10	30
400	10	40
500	10	50
600	10	60
700	10	70
800	10	80
900	10	90
1000	10	100
1100	10	110
1200	10	120
1300	10	130
1400	10	140
1500	10	150
1600	10	160
1700	10	170
1800	10	180
1900	10	190

Tabla 8. Valores de resistencia al corte del elemento de contención.

Los resultados de la modelación se obtuvieron con base a los conceptos dados por los siguientes autores:

- Bishop Simplificado: Se analiza una superficie circular, teniendo en cuenta que las fuerzas verticales son igual a cero y toma las fuerzas en las dovelas.
- Jambu Simplified: Las fuerzas de corte entre las dovelas son igual a cero y no satisface las condiciones de equilibrio de momento.
- Spencer: Satisface el equilibrio estático, admitiendo que la fuerza resultante entre dovelas tiene una inclinación constante.
- GLE / Morgenstern-Price: El método es similar al de Spencer, variando en que las resultantes de las fuerzas entre dovelas varían de acuerdo a una función arbitraria.

Cuando se realiza la modelación, el resultado arroja las magnitudes del factor de seguridad determinísticos, el factor de seguridad promedio, la probabilidad de falla, el índice de confiabilidad normal, y el índice de confiabilidad Log normal, para cada uno de los autores nombrados anteriormente, como se muestra en la Figura 13.

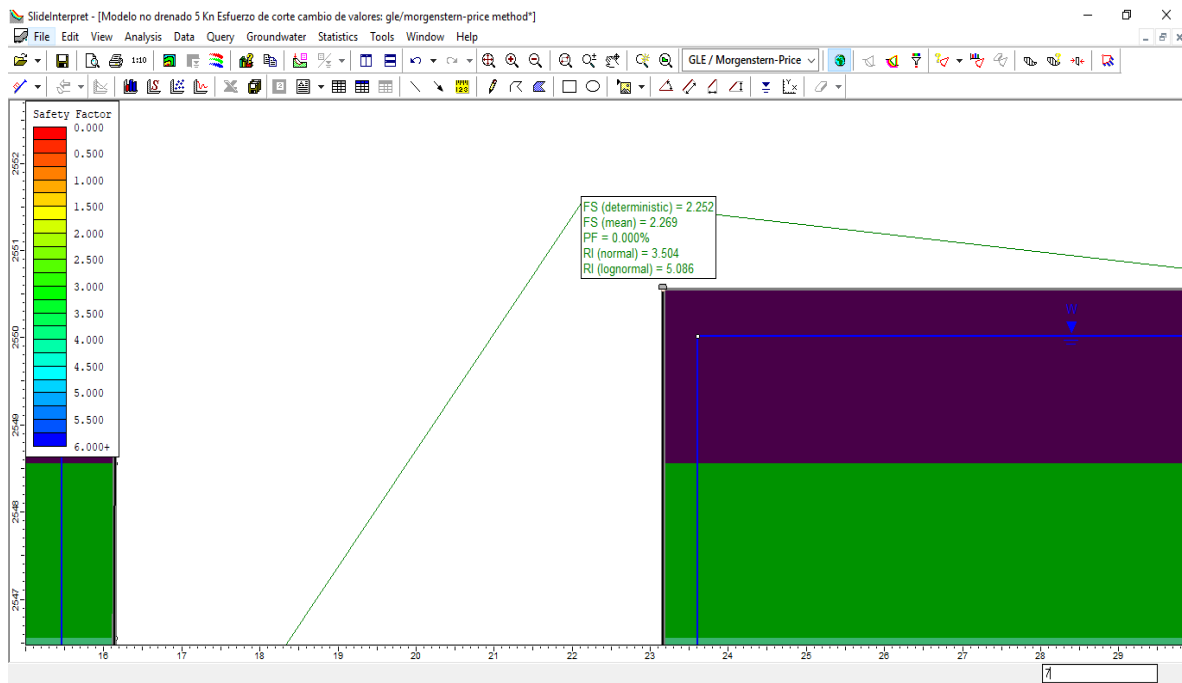


Figura 13. Resultados de la modelación.



A continuación, se desarrollará un ejemplo de cómo se realiza el ejercicio evaluado con la siguiente condición:

- Modelación para la resistencia al corte no drenado para suelos arcillosos.
- Coeficiente de Varianza del 11% al 45%.
- Resistencia del table estacado 100 kN al 1900 kN.

Con las condiciones anteriores se menciona el paso a paso de la actividad.

1. En Slide se dibuja la excavación con las condiciones de estudio que se plantearon en la Figura 10. Modelo de excavación. Con nivel freático constante, y se define el método de Monte Carlo para realizar la evaluación probabilística. Además, el parámetro de peso unitario se deja constante.
2. Para cada suelo se le asignan el valor de resistencia al corte (S_u) de diseños establecidas en la Tabla 6.
3. Teniendo en cuenta la Ecuación 34. Desviación estándar., donde; $[\bar{X}]$ = Es el valor de diseño establecido en el inciso anterior, y CV es el coeficiente de variación, siendo rango establecido entre 11% y 45% para el parámetro de resistencia al corte no drenado referenciado en la Tabla 4 definidos por Duncan 2000.
4. Una vez definido los datos anteriores se halla la desviación estándar para el parámetro de resistencia al corte no drenado para suelos arcillosos, en cada uno de los estratos de suelos objeto de estudio, los resultados se reflejan en la Tabla 6.
5. El valor mínimo y máximo relativo es definido por el programa Slide V6.0. Cuando el coeficiente de varianza esta entre el rango 0% y 33%, este valor se obtiene multiplicando la desviación estándar por 3. Por otra parte, cuando este se encuentra entre el rango superior al 33% e inferior al 50% ($33\% > X < 50\%$), la desviación estándar se multiplica por 2, y si, el coeficiente de varianza es superior al 50% la desviación estándar se multiplicará por 1.
6. Se define la resistencia al corte del elemento de contención, desde 100 kN hasta 1900 kN, realizando 19 modelaciones para cada uno de los coeficientes de varianza de estudio (11%, 20%, 29%, 33%, 38%, 45%) esto con el fin de poder revisar la tendencia de los resultados.
7. Una vez definido los parámetros de evaluación se obtiene los resultados para el factor de seguridad, probabilidad de falla e índice de confiabilidad normal y logarítmica.
8. Una vez desarrollado el inciso anterior, con la condición de probabilidad de falla de 0%, e índices de confiabilidad a partir del nivel de desempeño de 3, se revisan los valores de factor seguridad que se relacionan con estos parámetros.

Este procedimiento se repite de igual manera, para los parámetros geomecánicos de suelos granulares. Teniendo en cuenta que el rango del coeficiente de varianza



para la cohesión es entre el 20% y el 80%, y el ángulo de fricción efectiva esta entre 2% y 13% según lo estipulado en la Tabla 4, la cual se distribuye y queda definida en la Tabla 7.

9.3. CONSIDERACIONES

Con el fin de determinar la relación que existe entre el coeficiente de varianza, el factor de seguridad, la probabilidad de falla, y el índice de confiabilidad es importante realizar algunas consideraciones y poder delimitar los valores, teniendo en cuenta la bibliografía investigada.

9.3.1. Factor de seguridad

El ejercicio está concebido a partir del análisis del equilibrio límite, modelando superficies de falla circulares, con planos potenciales de deslizamientos en condición estática y pseudo-estáticas, y con el objetivo de garantizar la seguridad de la estabilidad.

La NSR-10 en su título H tabla H6.9-1 define a los factores mínimos de seguridad según las condiciones estáticas y pseudo-estáticas. (Tabla 9).

Escenario	Condición	Factor de Seguridad Mínimo
Permanente o Largo plazo > 6 meses	Estática	1,5
Permanente o Largo plazo > 6 meses	Estática	1,3
Permanente o Largo plazo > 6 meses	Seudo-Estática	1,05
Temporal o Corta duración > 6 meses	Seudo-Estática	1

Tabla 9. Factores de seguridad mínimos para la estabilidad general para cada escenario de análisis. Fuente Tabla H 6.9-1.



Como resultado de que nuestro modelo no considera las fuerzas aplicadas por un sismo, entonces se analizara a partir del factor de seguridad mínimo para la condición estática y para un escenario permanente o largo plazo.

9.3.2. Probabilidad de falla e índice de confiabilidad

El índice de confiabilidad es una medida que se utiliza para calcular la probabilidad de desempeño de la estructura siendo la medida de la cantidad de desviaciones estándar que separa el valor analizado con el valor crítico, y se determina a partir de las tablas estadísticas asociadas a la distribución de probabilidad seleccionada. (Brizuela, 2017)

Al momento de realizar un análisis por confiabilidad se presentan dificultades debido a que no hay consenso para definir los niveles de seguridad aceptables. Las referencias para la definición de estos límites son pocas, no obstante, la más conocida es la planteada por la USACE 1999 (Tabla 10), donde se puede observar el desempeño esperado para cada uno de los niveles de confiabilidad y probabilidad de falla asociada, de igual manera, la planteada por Dell'Avanzi y Sayão (1998) en donde se muestran el planteamiento de la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad para diferentes estructuras (Tabla 11).

Desempeño esperado	Índice de confiabilidad	Probabilidad de falla (%)
Alto	5	3×10^{-5}
Bueno	4	3×10^{-5}
Sobre el promedio	3	10^{-3}
Bajo el promedio	2,5	6×10^{-3}
Pobre	2	2.3
Insatisfactorio	1,5	7
Peligroso	1	16

Tabla 10. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla. Fuente: (USACE 1999)

Caso	Índice de confiabilidad	Probabilidad de falla (%)
Fundaciones	2.3 - 3.0	$1 - 10^{-1}$
Taludes mineros	1.0 - 2.3	$10 - 10^{-1}$
Presas	3.5 - 5.0	$10^{-1} - 10^{-3}$



Caso	Índice de confiabilidad	Probabilidad de falla (%)
Estructuras de contención	2.0 - 3.0	10^{-1} - 10^{-1}

Tabla 11. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla (Dell Avanzi y Sayaa, 1998).

9.4. MODELACION 1: CONDICION RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO EN SUELOS BLANDOS.

Por consiguiente, se presentan los resultados de las modelaciones para cada una de las variables del coeficiente de variación, expuestas en la Tabla 6, y las distintas resistencias a la fuerza del corte del elemento de contención.

En la **Tabla 12** hasta la **Tabla 17**, se encuentra escrito cada uno de los resultados obtenido en las modelaciones para la condición de la resistencia al corte no drenado, además, desde la **Figura 14** hasta la **Figura 25**, se observa una tendencia en donde a medida que se aumenta la resistencia a la fuerza al corte del elemento de contención, se tiene un aumento del factor de seguridad y del índice de confiabilidad, y al contrario una disminución de la probabilidad de falla, para cada uno de los autores.

También es claro observar que, en las gráficas para cada coeficiente de variación, es posible asociar el factor de seguridad, la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad.

Los autores Bishop, Spencer, GLE Morgenstern, tienen resultados y tendencias semejantes sobre los distintos valores del coeficiente de variación.

Con Jambu, se evidencia que luego de la interacción número 14 (1400 kN) cae de manera abrupta el índice de confiabilidad. También, se analiza que, los modelos a partir del coeficiente de variación al 29% no alcanzan el nivel de confiabilidad de 5.

Con la metodología de Bishop Simplified, se evidencia que, en la iteración 6 (600 kN) y 7 (700 kN), se muestran valores que no están alineados con la tendencia. Dentro de la modelación se observa como la representación a una falla de fondo.

Se puede indicar que, entre Spencer y Morgenstern-Price, para el segundo, los valores tienden a ser más conservadores, pero con pequeñas diferencias; por lo cual se podría trabajar con cualquiera de los dos autores, pero para fines prácticos revisaremos los valores obtenidos por Spencer.

De igual manera, el factor de seguridad determinístico no presenta alguna variación en función del coeficiente de variación, así pues, es importante resaltar que este coeficiente afecta a la probabilidad de falla y al índice de confiabilidad.

A continuación, se presentan las gráficas en donde se relacionan las variables consideradas en función del coeficiente de variación, de la siguiente forma:



Varianza del 11% (99,74)

Condición no drenada

Resistencia al cortante (kN)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal
100	0,884	0,885	95,600	-1,683	-1,623	0,925	0,924	86,800	-1,129	-1,123	0,922	0,896	92,854	-1,129	-1,123	0,887	0,879	99,029	-2,182	-2,078
200	0,965	0,967	69,700	-0,482	-0,510	0,988	0,990	57,800	-0,150	-0,180	0,999	0,992	55,701	-0,104	-0,142	0,971	0,933	91,667	-1,176	-1,167
300	1,039	1,040	28,500	0,568	0,546	1,045	1,047	24,600	0,687	0,671	1,043	1,035	33,890	0,456	0,427	1,041	1,031	37,388	0,397	0,366
400	1,139	1,140	2,500	1,943	2,044	1,120	1,122	4,300	1,686	1,755	1,138	1,143	1,421	1,986	2,092	1,135	1,143	1,921	1,955	2,058
500	1,215	1,216	0,000	2,871	3,133	1,185	1,185	0,500	2,534	2,727	1,211	1,216	0,000	2,855	3,115	1,214	1,216	0,000	2,843	3,102
600	1,276	1,175	3,700	1,750	1,856	1,235	1,236	0,000	3,330	3,670	1,276	1,276	0,000	3,757	4,208	1,271	1,276	0,000	3,753	4,203
700	1,356	1,175	3,700	1,750	1,856	1,298	1,299	0,000	4,165	4,710	1,356	1,355	0,000	4,773	5,510	1,352	1,354	0,000	4,765	5,501
800	1,433	1,434	0,000	5,769	6,850	1,362	1,363	0,000	4,994	5,785	1,433	1,435	0,000	5,770	6,852	1,433	1,434	0,000	5,753	6,830
900	1,512	1,513	0,000	6,702	8,165	1,425	1,426	0,000	5,779	6,844	1,512	1,513	0,000	6,704	8,168	1,512	1,513	0,000	6,704	8,168
1000	1,591	1,592	0,000	7,609	9,495	1,488	1,489	0,000	6,547	7,917	1,590	1,592	0,000	7,613	9,500	1,591	1,592	0,000	7,600	9,484
1100	1,669	1,670	0,000	8,189	10,450	1,550	1,552	0,000	7,293	8,993	1,669	1,670	0,000	8,489	10,834	1,669	1,670	0,000	8,486	10,830
1200	1,744	1,745	0,000	8,978	11,693	1,614	1,615	0,000	8,018	10,075	1,746	1,747	0,000	9,011	11,740	1,744	1,746	0,000	8,984	11,700
1300	1,820	1,821	0,000	9,741	12,934	1,677	1,678	0,000	8,722	11,156	1,820	1,821	0,000	9,766	12,967	1,820	1,821	0,000	9,755	12,953
1400	1,895	1,896	0,000	10,492	14,187	1,748	1,750	0,000	9,491	12,376	1,895	1,896	0,000	10,526	14,234	1,894	1,896	0,000	10,515	14,218
1500	1,970	1,971	0,000	11,203	15,417	1,810	1,812	0,000	7,098	9,394	1,970	1,971	0,000	11,248	15,479	1,970	1,971	0,000	11,236	15,463
1600	2,044	2,045	0,000	11,869	16,603	1,849	1,852	0,000	7,409	9,904	2,043	2,045	0,000	11,928	16,684	2,043	2,045	0,000	11,916	16,669
1700	2,119	2,120	0,000	12,530	17,810	1,889	1,891	0,000	7,718	10,416	2,119	2,120	0,000	12,603	17,914	2,118	2,120	0,000	12,593	17,899
1800	2,020	2,204	0,000	13,224	19,117	1,912	1,915	0,000	7,891	10,710	2,202	2,204	0,000	13,310	19,242	2,201	2,204	0,000	13,304	19,204
1900	2,255	2,267	0,000	9,248	13,500	1,945	1,948	0,000	8,144	11,138	2,255	2,257	0,000	9,296	13,571	2,255	2,257	0,000	9,296	13,571

Tabla 12. Resultados para el coeficiente de varianza al 11%.

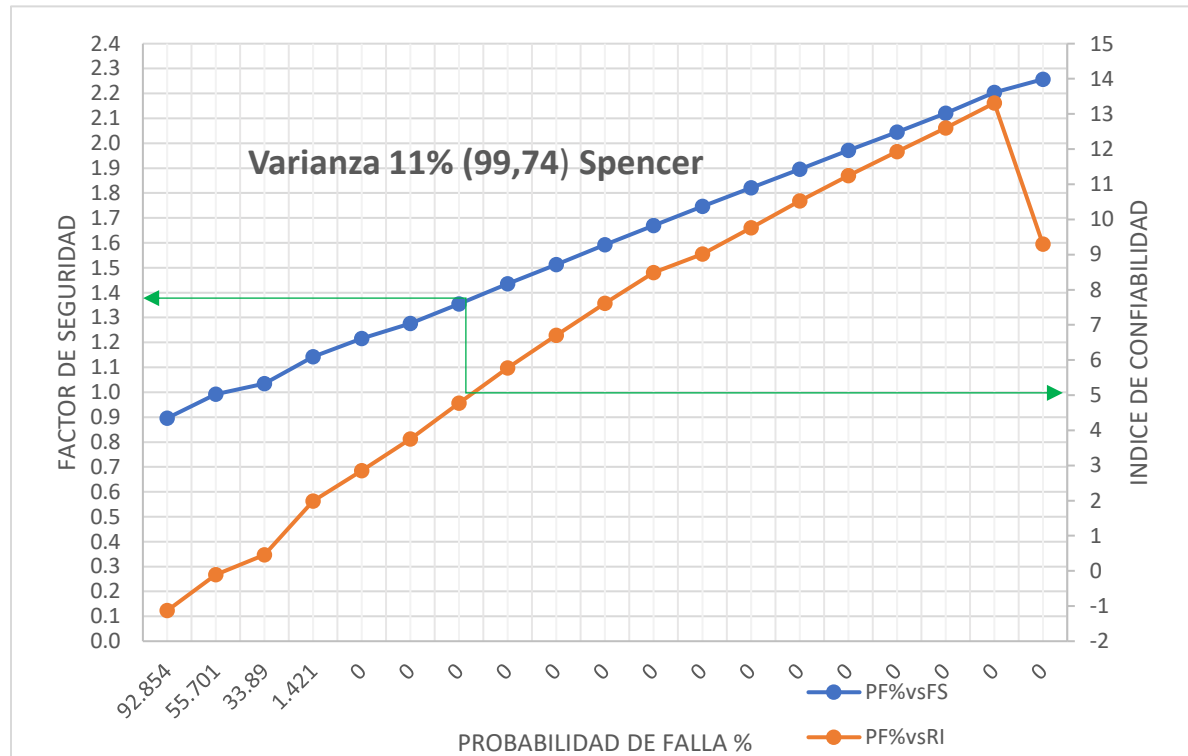


Figura 14. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 11% para la ecuación de Spencer.

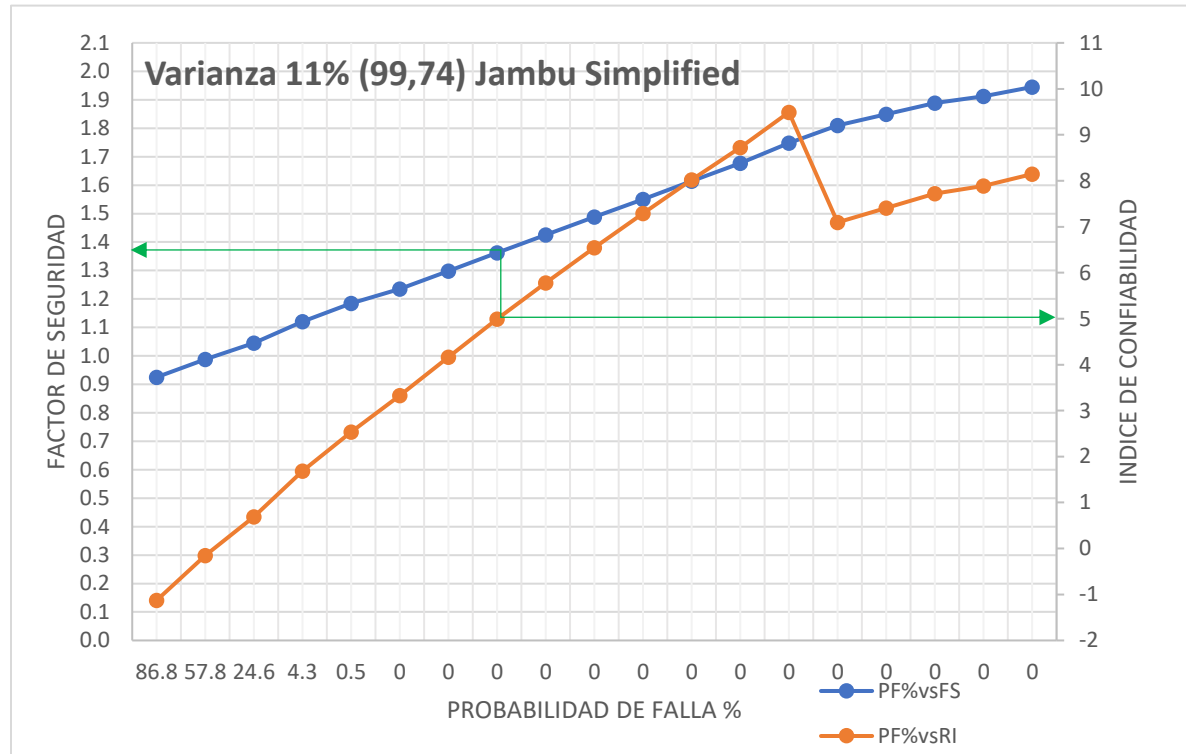


Figura 15. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 11% para la ecuación de Jambu Simplified.

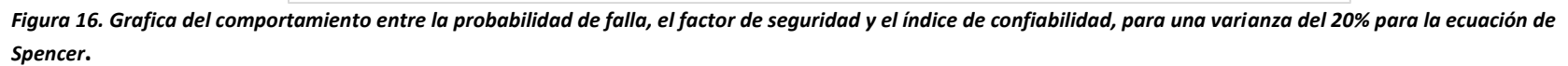


Varianza del 20% (99,74)

Condición no drenada

Resistencia al cortante (kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal
100	0,884	0,886	82,300	-0,958	-0,972	0,925	0,926	74,000	-0,639	-0,680	0,922	0,887	82,474	-0,873	-0,899	0,887	0,829	97,015	-1,616	-1,539
200	0,965	0,968	61,700	-0,269	-0,327	0,988	0,991	54,700	-0,074	-0,132	0,999	0,988	55,652	-0,084	-0,153	0,971	0,920	82,759	-0,741	-0,772
300	1,039	1,041	36,500	0,343	0,294	1,045	1,049	32,800	0,417	0,373	1,043	1,034	42,908	0,246	0,185	1,041	1,027	45,833	0,203	0,143
400	1,139	1,141	11,800	1,159	1,187	1,112	1,124	14,800	1,007	1,016	1,138	1,158	6,406	1,344	1,398	1,135	1,151	9,715	1,248	1,289
500	1,215	1,217	4,000	1,712	1,839	1,185	1,187	6,500	1,516	1,603	1,211	1,226	1,136	1,905	2,063	1,214	1,224	1,947	1,854	2,003
600	1,277	1,177	16,5	1,023	1,042	1,235	1,238	2,2	2,007	2,186	1,276	1,284	0,000	2,464	2,745	1,271	1,281	0,304	2,374	2,639
700	1,172	1,178	16,5	1,023	1,042	1,298	1,301	0,5	2,531	2,839	1,356	1,358	0,000	2,975	3,416	1,352	1,355	0,000	2,902	3,327
800	1,433	1,435	0,000	3,545	4,189	1,362	1,365	0,000	3,057	3,520	1,433	1,436	0,000	3,537	4,181	1,433	1,435	0,000	3,537	4,180
900	1,512	1,514	0,000	4,156	5,045	1,425	1,428	0,000	3,564	4,202	1,512	1,515	0,000	4,154	5,044	1,514	1,521	0,000	4,009	4,874
1000	1,591	1,593	0,000	4,763	5,928	1,488	1,491	0,000	4,070	4,904	1,590	1,593	0,000	4,768	5,934	1,591	1,591	0,000	4,761	5,925
1100	1,669	1,671	0,000	5,122	6,520	1,550	1,553	0,000	4,568	5,617	1,669	1,672	0,000	5,370	6,839	1,669	1,671	0,000	5,363	6,830
1200	1,744	1,747	0,000	5,665	7,364	1,614	1,616	0,000	5,062	6,342	1,746	1,748	0,000	5,693	7,404	1,744	1,747	0,000	5,673	7,375
1300	1,820	1,822	0,000	6,201	8,221	1,677	1,679	0,000	5,549	7,084	1,820	1,822	0,000	6,227	8,256	1,820	1,822	0,000	6,218	8,244
1400	1,895	1,897	0,000	6,742	9,106	1,748	1,751	0,000	6,091	7,931	1,895	1,897	0,000	6,774	9,150	1,894	1,897	0,000	6,767	9,140
1500	1,970	1,973	0,000	7,264	9,987	1,810	1,814	0,000	4,223	5,567	1,970	1,973	0,000	7,303	10,040	1,970	1,973	0,000	7,297	10,032
1600	2,044	2,046	0,000	7,763	10,849	1,849	1,854	0,000	4,420	5,888	2,043	2,046	0,000	7,808	10,913	2,043	2,046	0,000	7,803	10,906
1700	2,122	2,122	0,000	8,267	11,743	1,889	1,893	0,000	4,617	6,212	2,119	2,122	0,000	8,318	11,815	2,118	2,122	0,000	8,316	11,813
1800	2,203	2,205	0,000	8,807	12,725	1,912	1,917	0,000	4,729	6,399	2,202	2,205	0,000	8,865	12,809	2,201	2,205	0,000	8,862	12,805
1900	2,255	2,259	0,000	5,567	8,110	1,945	1,950	0,000	4,896	6,678	2,255	2,259	0,000	5,579	8,128	2,252	2,259	0,000	5,572	8,118

Tabla 13. Resultados para el coeficiente de varianza al 20%.



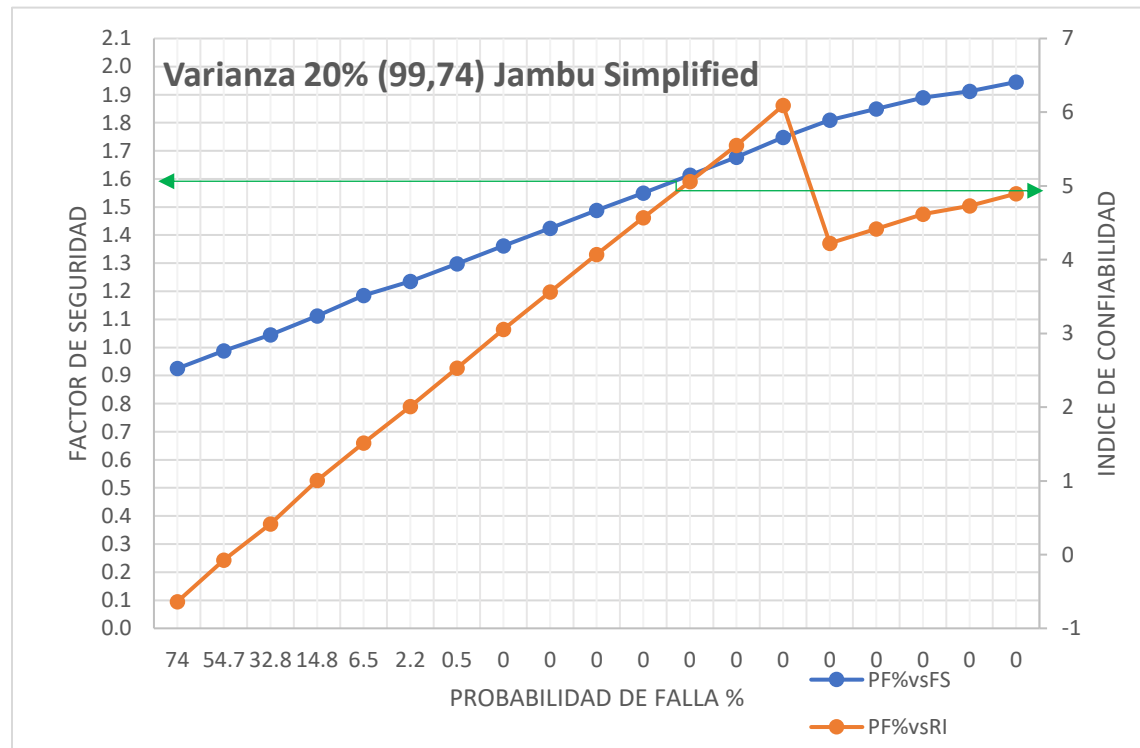


Figura 17. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 20% para la ecuación de Jambu Simplified.



Varianza del 29% (99,74)

Condición no drenada

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,884	0,887	75,000	-0,660	-0,722	0,925	0,927	68,600	-0,437	-0,514	0,922	0,876	77,240	-0,649	-0,722	0,887	0,791	92,098	-1,355	-1,310
200	0,965	0,969	59,000	-0,180	-0,266	0,988	0,993	53,200	-0,042	-0,126	0,999	0,988	53,812	-0,058	-0,016	0,917	0,913	75,273	-0,526	-0,596
300	1,039	1,042	40,500	0,248	0,173	1,045	1,050	37,900	0,301	0,232	1,043	1,035	44,809	0,174	0,082	1,041	1,026	47,974	0,137	0,050
400	1,139	1,142	19,500	0,821	0,806	1,120	1,125	22,800	0,715	0,685	1,138	1,174	12,540	1,019	1,036	1,135	1,162	16,892	0,952	0,927
500	1,215	1,219	11,600	1,210	1,267	1,185	1,188	13,500	1,074	1,103	1,211	1,241	5,292	1,447	1,549	1,214	1,237	7,333	1,407	1,501
600	1,276	1,18	24,00	0,724	0,689	1,235	1,239	7,5	1,422	1,52	1,276	1,301	1,948	1,903	2,111	1,271	1,292	1,883	1,808	1,995
700	1,355	1,172	24	0,724	0,689	1,298	1,302	3,5	1,793	1,985	1,356	1,371	0,312	2,313	2,648	1,352	1,365	1,022	2,205	2,515
800	1,433	1,437	0,6	2,521	2,956	1,362	1,366	1,8	2,171	2,475	1,433	1,433	0,000	2,641	3,107	1,433	1,438	0,401	2,541	2,981
900	1,512	1,515	0	2,962	3,575	1,425	1,429	0,6	2,535	2,966	1,512	1,516	0,000	2,975	3,592	1,514	1,522	0	2,85	3,443
1000	1,591	1,594	0	3,404	4,218	1,488	1,492	0,1	2,9	3,474	1,590	1,595	0,000	3,405	4,220	1,591	1,594	0	3,403	4,216
1100	1,669	1,673	0	3,659	4,64	1,55	1,555	0	3,262	3,993	1,669	1,673	0,000	3,848	4,884	2	1,673	0	3,843	4,878
1200	1,744	1,748	0	4,058	5,258	1,614	1,618	0	3,624	4,525	1,746	1,750	0,000	4,073	5,281	1,744	1,748	0	4,062	5,263
1300	1,82	1,824	0	4,454	5,889	1,677	1,681	0	3,983	5,068	1,820	1,824	0,000	4,470	5,911	1,82	1,824	0	4,463	5,902
1400	1,895	1,899	0	4,857	6,547	1,748	1,753	0	4,384	5,694	1,895	1,899	0,000	4,876	6,572	1,894	1,899	0	4,87	6,563
1500	1,97	1,974	0	5,249	7,203	1,81	1,816	0	2,975	3,898	1,970	1,974	0,000	5,272	7,236	1,97	1,974	0	5,269	7,231
1600	2,044	2,048	0	5,625	7,851	1,849	1,856	0	3,226	4,128	2,043	2,048	0,000	5,650	7,886	2,043	2,048	0	5,652	7,888
1700	2,119	2,123	0	6,01	8,526	1,889	1,895	0	3,257	4,36	2,119	2,123	0,000	6,038	8,567	2,118	2,123	0	6,039	8,567
1800	2,203	2,206	0	6,424	9,271	1,912	1,919	0	3,338	4,494	2,202	2,206	0,000	6,453	9,315	2,201	2,206	0	6,455	9,317
1900	2,255	2,26	0	3,931	5,708	1,945	1,952	0	3,458	4,696	2,255	2,260	0,000	3,933	5,711	2,252	2,261	0	3,933	5,712

Tabla 14. Resultados para el coeficiente de varianza al 29%.

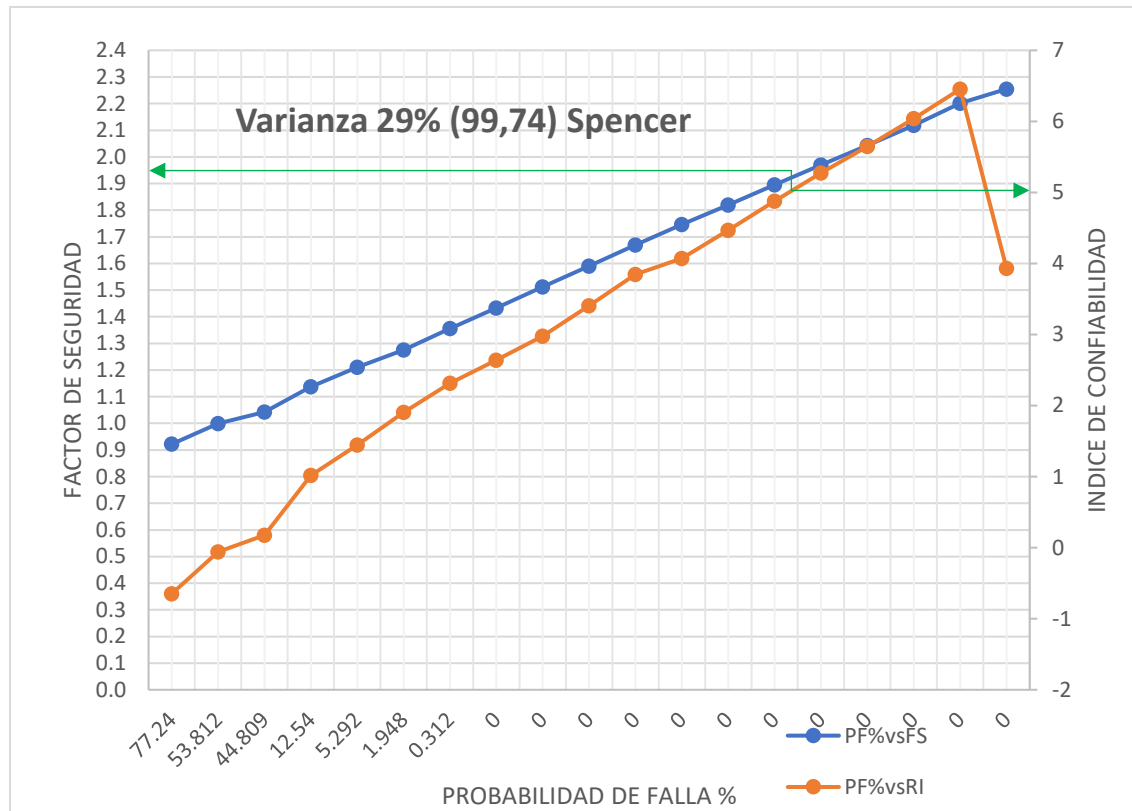


Figura 18. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 29% para la ecuación de Spencer.

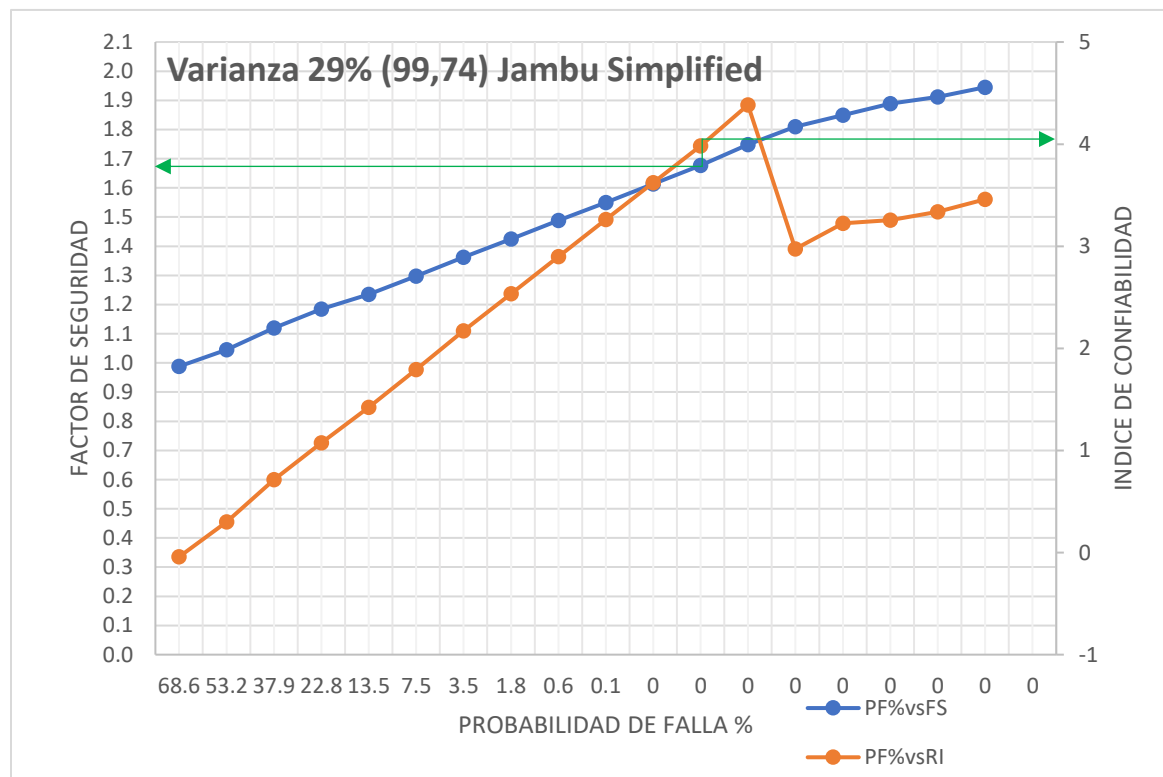


Figura 19. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 29% para la ecuación de Jambu Simplified



Varianza del 33% (99,74)

Condición no drenada

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,884	0,888	72,900	-0,579	-0,659	0,925	0,928	66,400	-0,382	-0,472	0,922	0,872	73,192	-0,546	-0,644	0,887	0,778	90,685	-1,350	-1,350
200	0,965	0,970	58,000	-0,156	-0,254	0,988	0,994	52,900	-0,034	-0,129	0,999	0,989	54,025	-0,048	-0,163	0,971	0,914	73,041	-0,450	-0,538
300	1,039	1,043	42,000	0,221	0,136	1,045	1,051	39,700	0,269	0,189	1,043	2,039	44,485	0,170	0,066	1,041	1,023	48,963	0,107	0,007
400	1,139	1,143	22,400	0,727	0,697	1,120	1,126	25,200	0,634	0,590	1,138	1,179	13,939	0,905	0,905	1,135	1,168	18,583	0,845	0,835
500	1,215	1,219	13,500	1,070	1,105	1,185	1,189	16,300	0,955	0,960	1,211	1,250	6,084	1,324	1,410	1,214	1,242	8,550	1,263	1,336
600	1,172	1,181	25,8	0,641	0,588	1,235	1,24	10,000	1,259	1,331	1,276	1,311	3,237	1,744	1,932	1,271	1,298	4,203	1,603	1,8
700	1,172	1,181	25,8	0,641	0,588	1,298	1,303	5,900	1,587	1,742	1,356	1,380	0,637	2,143	2,453	1,352	1,371	0,932	2,022	2,301
800	1,433	1,437	1,4	2,231	2,605	1,362	1,367	2,700	1,921	2,178	1,433	1,449	0,103	2,418	2,843	1,433	1,442	0,708	2,317	2,714
900	1,512	1,516	0,3	2,623	3,155	1,425	1,43	1,300	2,244	2,614	1,512	1,521	0,000	2,708	3,265	1,514	1,522	0,600	2,524	3,038
1000	1,519	1,595	0	3,016	3,727	1,488	1,493	0,400	2,568	3,066	1,590	1,596	0,000	3,030	3,747	1,591	1,595	0,000	3,016	3,727
1100	1,669	1,673	0	3,241	4,101	1,550	1,556	0,100	2,890	3,528	1,669	1,674	0,000	3,410	4,319	1,669	1,673	0,000	3,408	4,317
1200	1,744	1,749	0	3,596	4,652	1,614	1,619	0,000	3,211	4,001	1,746	1,751	0,000	3,609	4,671	1,744	1,749	0,000	3,598	4,655
1300	1,82	1,824	0	3,949	5,215	1,677	1,682	0,000	3,531	4,486	1,820	1,824	0,000	3,961	5,231	1,82	1,824	0,000	3,956	5,223
1400	1,895	1,899	0	4,31	5,802	1,748	1,754	0,000	3,89	5,044	1,895	1,899	0,000	4,325	5,823	1,894	1,899	0,000	4,321	5,817
1500	1,97	1,975	0	4,661	6,39	1,810	1,817	0,500	2,627	3,430	1,970	1,975	0,000	4,678	6,414	1,97	1,975	0,000	4,676	6,411
1600	2,044	2,048	0	4,998	6,97	1,849	1,857	0,000	2,753	3,634	2,043	2,048	0,000	5,018	6,997	2,043	2,048	0,000	5,017	6,996
1700	2,119	2,124	0	5,344	7,575	1,889	1,896	0,000	2,878	3,84	2,119	2,124	0,000	5,364	7,605	2,118	2,124	0,000	5,366	7,607
1800	2,203	2,207	0	5,716	8,245	1,912	1,92	0,000	2,949	3,959	2,202	2,207	0,000	5,738	8,278	2,201	2,200	0,000	5,740	8,280
1900	2,255	2,261	0	3,473	5,033	1,945	1,953	0,000	3,056	4,138	2,255	2,261	0,000	3,474	5,034	2,252	2,262	0,000	3,474	5,035

Tabla 15. Resultados para el coeficiente de varianza al 33%.

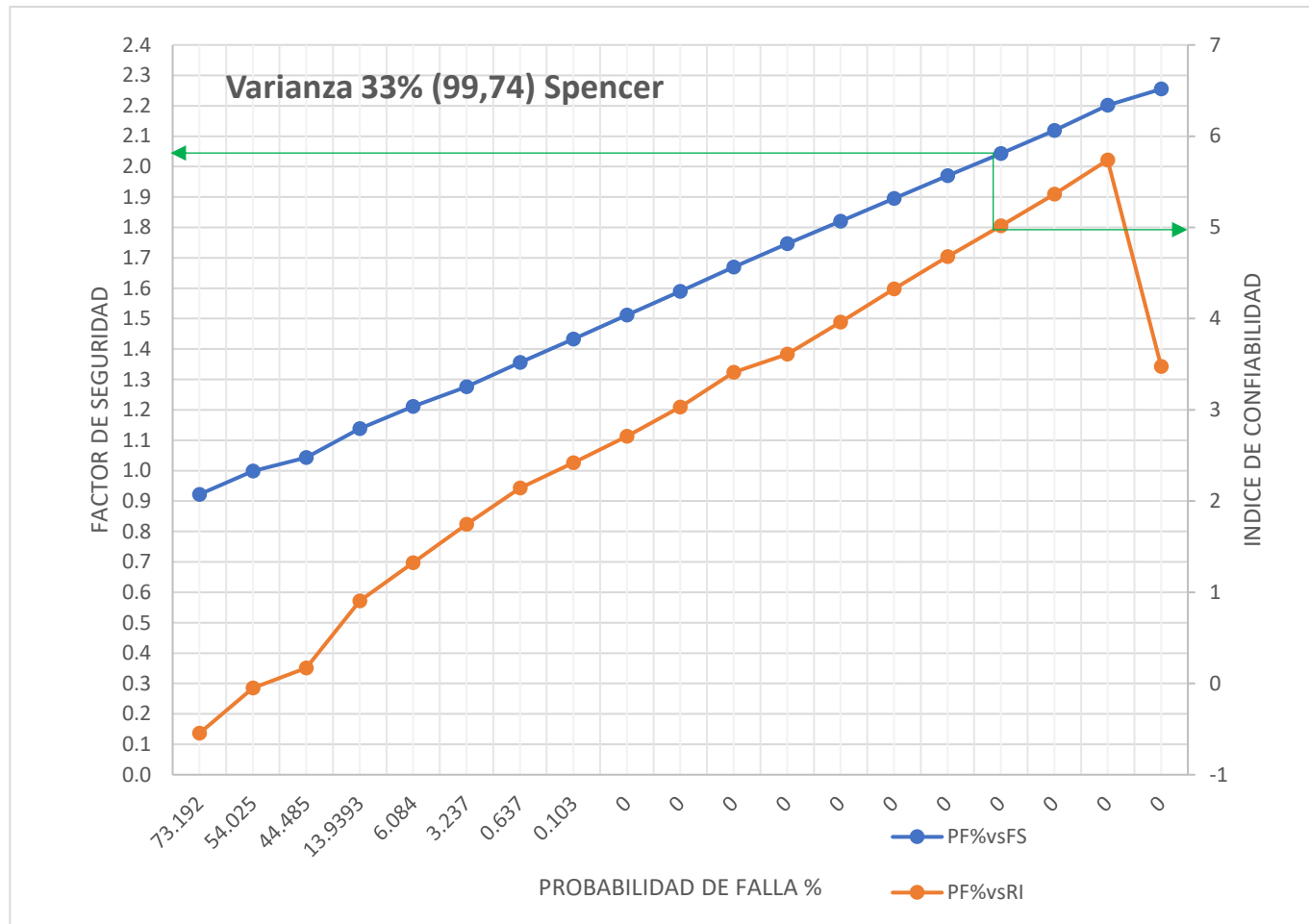


Figura 20. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 33% para la ecuación de Spencer

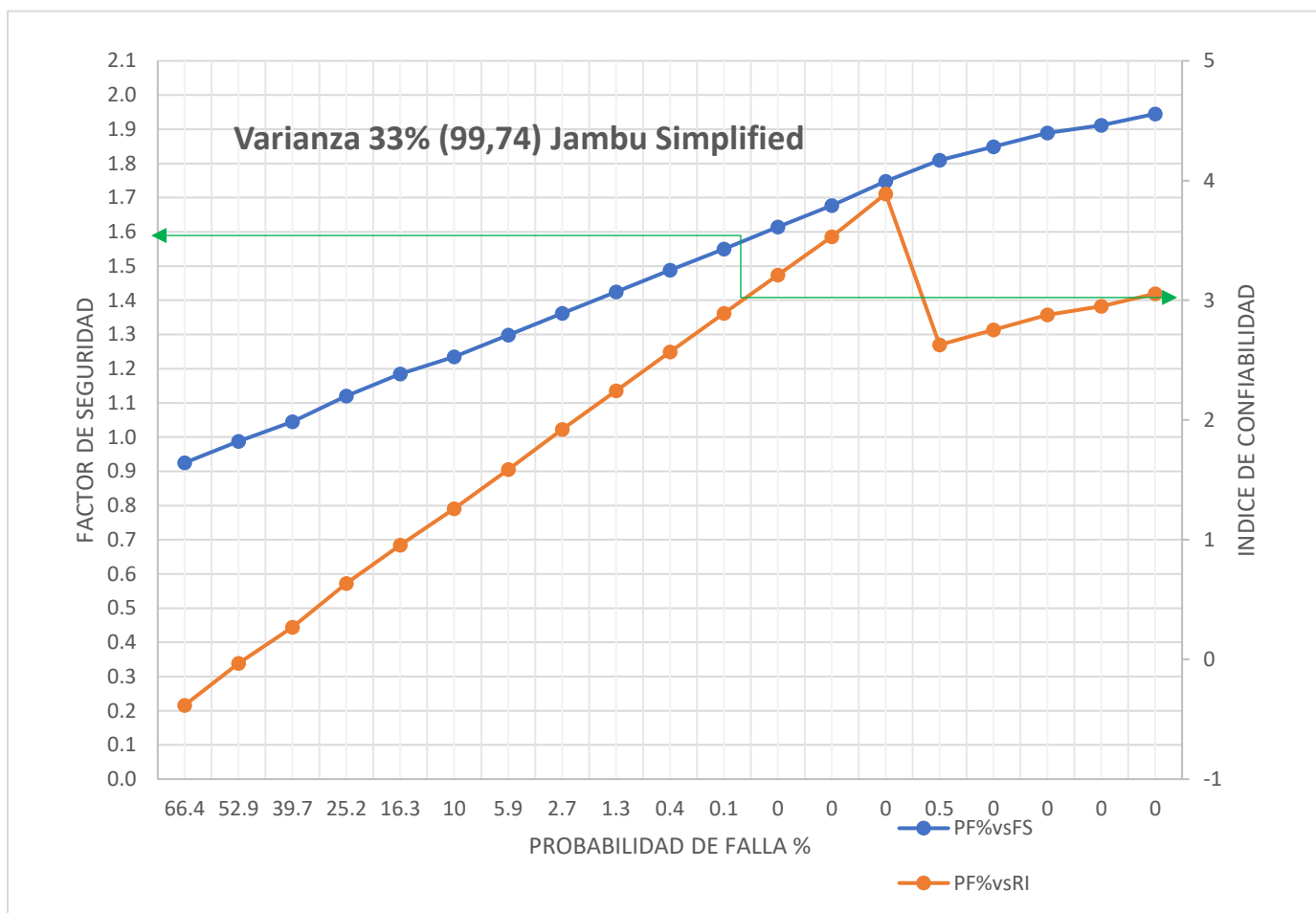


Figura 21. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 33% para la ecuación de Jambu Simplified



Varianza al 38% 95,4

Condición no drenada

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,884	0,891	70,800	-0,571	-0,650	0,925	0,930	64,400	-0,571	-0,650	0,922	0,881	70,790	-0,556	-0,649	0,887	0,789	86,683	-1,198	-1,185
200	0,965	0,973	54,400	-0,143	-0,240	0,988	0,996	51,600	-0,024	-0,117	0,999	0,990	51,954	-0,045	-0,157	0,971	0,918	68,778	-0,453	-0,536
300	1,039	1,046	42,100	0,239	0,155	1,045	1,053	39,400	0,285	0,207	1,043	1,042	43,098	0,188	0,089	1,041	1,026	50,000	0,129	0,034
400	1,139	1,146	23,800	0,751	0,724	1,120	1,128	26,800	0,657	0,617	1,138	1,182	16,846	0,932	0,937	1,135	1,177	18,931	0,919	0,921
500	1,215	1,222	13,900	1,098	1,138	1,185	1,191	16,900	0,979	0,993	1,211	1,256	6,257	1,404	1,506	1,214	1,250	8,013	1,345	1,434
600	1,172	1,179	26,6	0,637	0,583	1,235	1,242	9,6	1,295	1,373	1,276	1,317	1,697	1,849	2,06	1,271	1,304	3,152	1,701	1,878
700	1,172	1,179	26,6	0,637	0,583	1,298	1,305	5,000	1,63	1,795	1,356	1,378	0,210	2,111	2,413	1,352	1,369	1,129	1,995	2,269
800	1,433	1,44	0,7	2,277	2,663	1,362	1,369	2,000	1,971	2,239	1,433	1,446	0,202	2,37	2,781	1,433	1,441	0,502	2,308	2,701
900	1,512	1,518	0,2	2,676	3,223	1,425	1,432	0,900	2,302	2,686	1,512	1,521	0,000	2,72	3,281	1,514	1,5252	0,300	2,571	3,099
1000	1,591	1,597	0,00	3,076	3,806	1,488	1,495	0,300	2,634	3,148	1,590	1,599	0,000	3,118	3,861	1,591	1,597	0,000	3,075	3,804
1100	1,669	1,676	0,00	3,304	4,185	1,55	1,557	0,200	2,964	3,621	1,669	1,676	0,000	3,48	4,413	1,669	1,675	0,000	3,475	4,406
1200	1,744	1,759	0,00	3,525	4,57	1,614	1,63	0,000	3,137	3,919	1,746	1,761	0,000	3,538	4,589	1,744	1,76	0,000	3,527	4,573
1300	1,82	1,835	0,00	3,867	5,118	1,677	1,693	0,000	3,445	4,387	1,820	1,835	0,000	3,879	5,134	1,82	1,835	0,000	3,872	5,124
1400	1,895	1,91	0,00	4,217	5,69	1,748	1,765	0,000	3,789	4,926	1,895	1,91	0,000	4,232	5,709	1,894	1910	0,000	4,227	5,704
1500	1,97	1,986	0,00	4,558	6,262	1,81	1,831	0,000	2,588	3,389	1,970	1,986	0,000	4,574	6,285	1,97	1,986	0,000	4,571	6,286
1600	2,044	2,059	0,00	4,886	6,828	1,849	1,871	0,000	2,71	3,588	2,043	2,059	0,000	4,903	6,852	2,043	2,059	0,000	4,903	6,852
1700	2,119	2,129	0,00	5,451	7,732	1,889	1,901	0,000	2,923	3,907	2,119	2,126	0,000	5,476	7,768	2,118	2,126	0,000	5,477	7,769
1800	2,203	2,209	0,00	5,832	8,418	1,912	1,925	0,000	2,994	4,026	2,202	2,209	0,000	5,859	8,456	2,201	2,209	0,000	5,861	8,459
1900	2,255	2,268	0,00	3,502	5,082	1,945	1,958	0,000	3,102	4,208	2,255	2,268	0,000	3,502	5,082	2,252	2,269	0,000	3,504	5,086

Tabla 16. Resultados para el coeficiente de varianza al 38%.

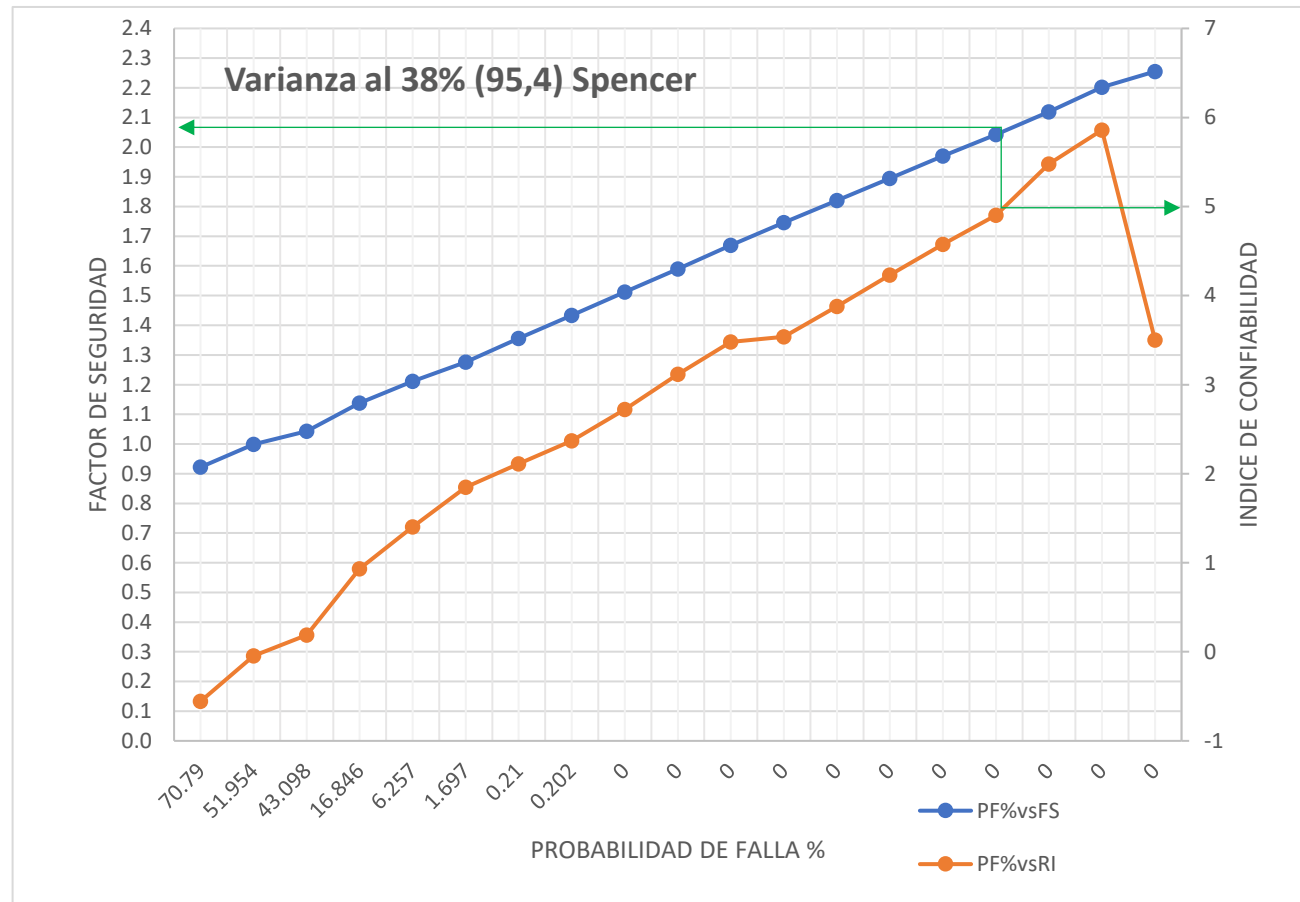


Figura 22. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 38% para la ecuación de Spencer

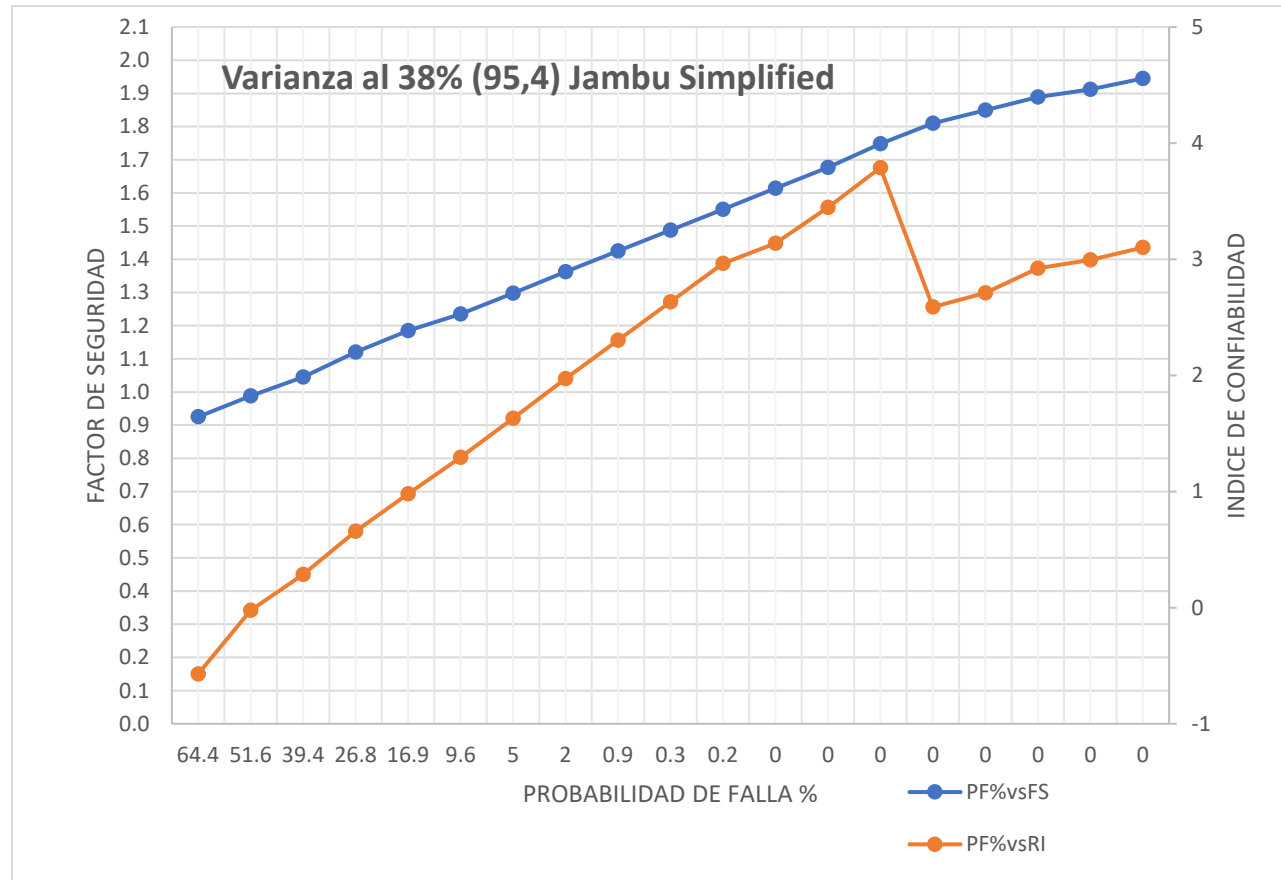


Figura 23. Gráfica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 38% para la ecuación de Jambu Simplified



Varianza al 45% 95,4

Condición no drenada

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,884	0,892	67,100	-0,476	-0,581	0,925	0,931	61,900	-0,313	-0,422	0,922	0,886	65,614	-0,441	-0,567	0,887	0,783	83,871	-1,045	-1,069
200	0,965	0,974	53,500	-0,974	-0,114	0,988	0,997	50,700	-0,013	-0,122	0,999	0,990	51,515	-0,039	-0,170	0,971	0,915	66,867	-0,386	-0,492
300	1,039	1,047	43,100	0,209	0,109	1,045	1,055	40,600	0,248	0,155	1,043	1,047	43,361	0,180	0,064	1,041	1,028	49,778	0,117	0,005
400	1,139	1,147	27,000	0,642	0,595	1,120	1,130	29,800	0,563	0,504	1,138	1,192	18,989	0,822	0,808	1,135	1,180	23,095	0,772	0,748
500	1,215	1,224	18,400	0,937	0,947	1,185	1,193	20,800	0,836	0,825	1,211	1,269	9,238	1,234	1,312	1,214	1,260	12,090	1,176	1,240
600	1,170	1,181	29,800	0,544	0,463	1,235	1,243	13,600	1,104	1,150	1,276	1,332	4,127	1,631	1,631	1,271	1,320	5,317	1,542	1,699
700	1,172	1,181	29,800	0,544	0,463	1,298	1,306	8,600	1,388	1,509	1,356	1,392	1,299	1,906	2,177	1,352	1,378	2,929	1,759	1,991
800	1,433	1,441	2,000	1,938	2,250	1,362	1,370	4,100	1,678	1,889	1,433	1,462	0,105	2,183	2,565	1,433	1,451	0,613	2,056	2,401
900	1,512	1,520	0,800	2,277	2,728	1,425	1,433	2,100	1,959	2,270	1,512	1,526	0,101	2,363	2,840	1,514	1,528	0,701	2,212	2,652
1000	1,591	1,599	0,300	2,619	3,226	1,488	1,496	1,000	2,242	2,665	1,590	1,602	0,000	2,673	3,299	1,591	1,599	0,200	2,630	3,241
1100	1,669	1,677	0,200	2,812	3,549	1,550	1,559	0,300	2,523	3,069	1,669	1,679	0,000	3,000	3,794	1,669	1,677	0,000	2,959	3,739
1200	1,744	1,753	0,000	3,121	4,029	1,614	1,622	0,300	2,804	3,409	1,746	1,755	0,000	3,132	4,046	1,744	1,753	0,000	3,123	4,031
1300	1,820	1,828	0,000	3,429	4,521	1,677	1,685	0,100	3,084	3,909	1,820	1,829	0,000	3,439	4,535	1,820	1,828	0,000	3,433	4,526
1400	1,895	1,903	0,000	3,745	5,036	1,748	1,757	0,000	3,399	4,401	1,895	1,903	0,000	3,757	5,052	1,894	1,894	0,000	3,754	5,049
1500	1,970	1,979	0,000	4,052	5,551	1,810	1,825	0,500	2,267	2,948	1,970	1,979	0,000	4,067	5,571	1,970	1,979	0,000	4,065	5,569
1600	2,044	2,052	0,000	4,349	6,060	1,849	1,864	0,400	2,375	3,124	2,043	2,052	0,000	4,362	6,082	2,043	2,052	0,000	4,366	6,084
1700	2,119	2,127	0,000	4,653	6,592	1,889	1,904	0,300	2,482	3,302	2,119	2,127	0,000	4,670	6,617	2,118	2,127	0,000	4,672	6,620
1800	2,203	2,211	0,000	4,982	7,183	1,912	1,927	0,300	2,543	3,405	2,202	2,211	0,000	4,999	7,209	2,201	2,211	0,000	5,002	7,213
1900	2,255	2,271	0,000	2,973	4,302	1,945	1,960	0,200	2,635	3,560	2,255	2,270	0,000	2,973	4,301	2,252	2,271	0,000	2,974	4,304

Tabla 17. Resultados para el coeficiente de varianza al 45 %

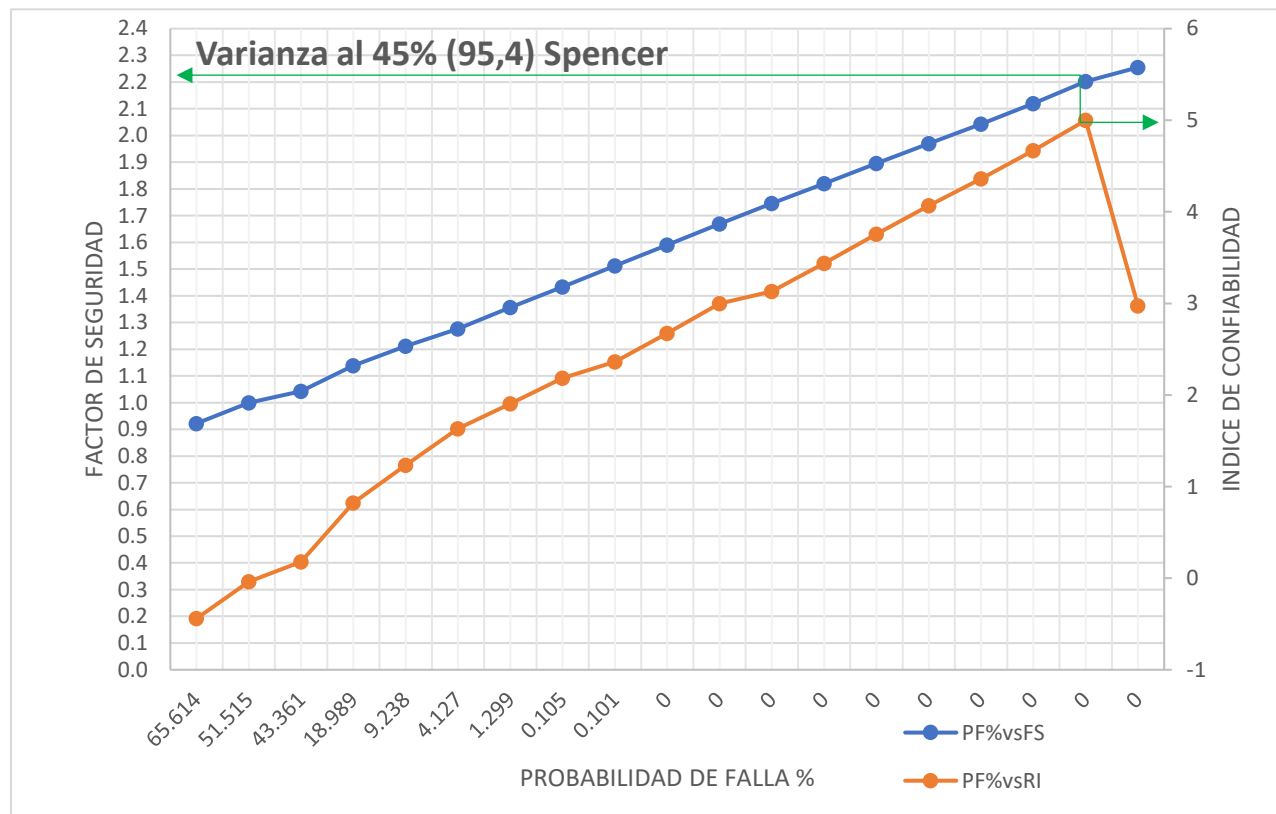


Figura 24. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 45% para la ecuación de Spencer

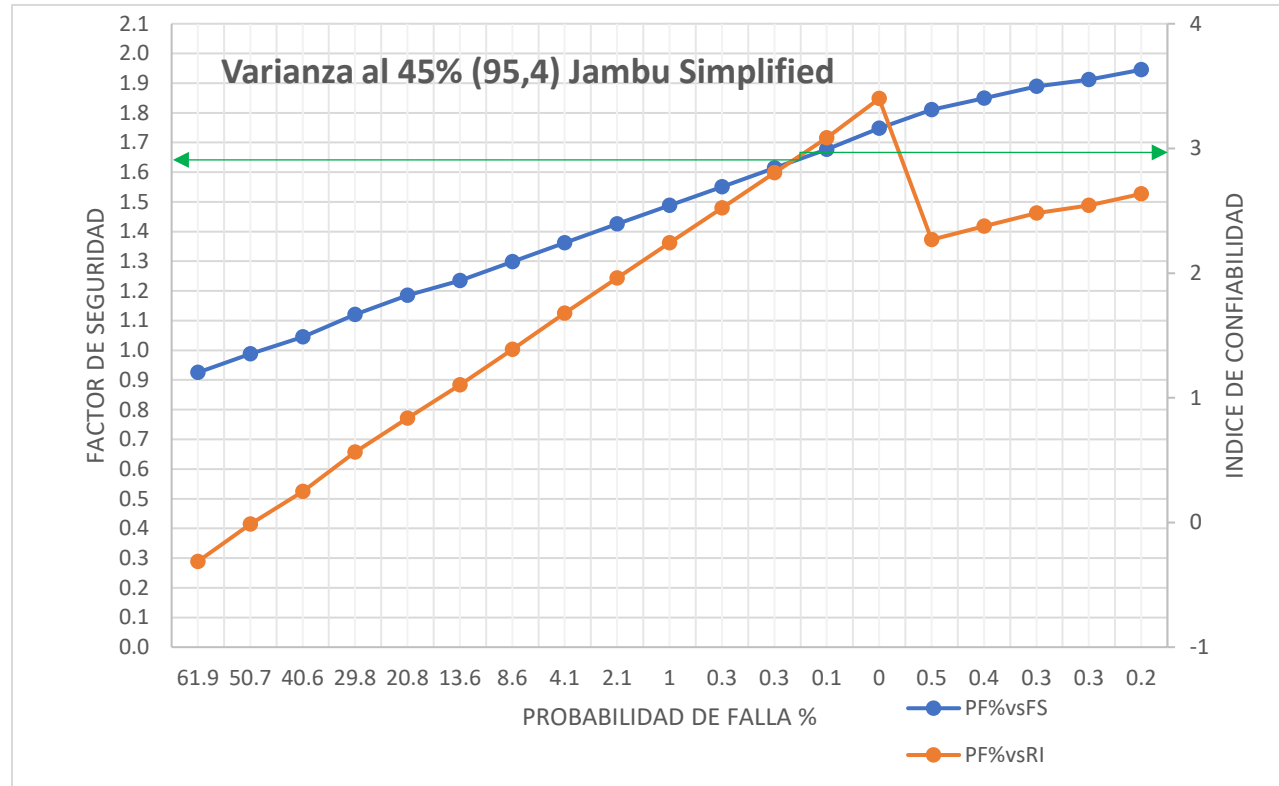


Figura 25. Grafica del comportamiento entre la probabilidad de falla, el factor de seguridad y el índice de confiabilidad, para una varianza del 38% para la ecuación de Jambu Simplified

- Factor de seguridad - Probabilidad de falla. (Ver Figura 26).

Se evidencia que, las gráficas manejan una misma tendencia donde la probabilidad de falla tiende a cero, y el factor de seguridad va aumentando descrito por una curva convexa, que muestra diferencias con el aumento del coeficiente de varianza; en la primera iteración tenemos un descenso de la probabilidad de falla, y además, una disminución de la pendiente de la curva, lo que denota que, se debe aumentar la resistencia a la fuerza cortante para cada nivel de varianza con el fin de llegar a una probabilidad de falla igual a cero. Un ejemplo claro de lo descrito se demuestra en el factor de seguridad 1,2 donde entre la gráfica del coeficiente de varianza al 11% y 45%, en la primera se encuentra una probabilidad de falla de cero (0), y en la segunda una probabilidad de falla del 9%. Esto, muestra como la dispersión de los datos afecta en el momento de proponer una solución geotécnica.

También se observa que, existe una relación de las gráficas entre la probabilidad y el factor de seguridad de falla, en la cual para un factor de seguridad de 1 se puede manejar un rango entre 60% a 50%, es decir, que a cada valor de factor de seguridad se le relaciona un rango de probabilidad de falla.

- Factor de seguridad – Índice de confiabilidad. (Ver Figura 27).

Se presenta una gráfica que, relaciona el aumento del factor de seguridad y el índice de confiabilidad, según cada nivel de coeficiente de varianza; examinando que a cada factor de seguridad se le puede relacionar un rango de índice de confiabilidad, pero de igual manera, se ve cómo se necesita de mayores iteraciones con el objetivo de alcanzar un nivel de desempeño alto.

Por lo tanto, es importante resaltar que, existe una relación entre estas dos características, en donde el factor de seguridad de uno (1) corresponde a un nivel de confiabilidad de cero (0).

Añadido a ello, después de varias iteraciones del aumento de la resistencia a la fuerza cortante del elemento de contención, se exhibe una disminución abrupta del índice de confiabilidad, a pesar de que se tiende al aumento del factor de seguridad; a partir de este punto seguirá el aumento del factor y del nivel de confiabilidad desde su punto de caída.

- Probabilidad de falla – Índice de confiabilidad. (Ver Figura 28 y Figura 29)

Debido a que las líneas se sobreescriben para cada nivel de varianza se muestran dos graficas observando el comportamiento entre esta relación. Las líneas poseen



pendientes parecidas, y un acortamiento entre estas, en consecuencia, al aumento del coeficiente de variación, lo que se define como, una disminución del índice de confiabilidad con respecto a la probabilidad de falla en cero por ciento (0%).

Asimismo, es posible determinar una relación entre estos dos parámetros donde para un índice de confiabilidad de cero (0) se puede encontrar una probabilidad de falla entre 50% al 60%; se supondría que, a partir de un índice de confiabilidad de 2.5, se podría obtener una probabilidad de falla igual a cero (0).

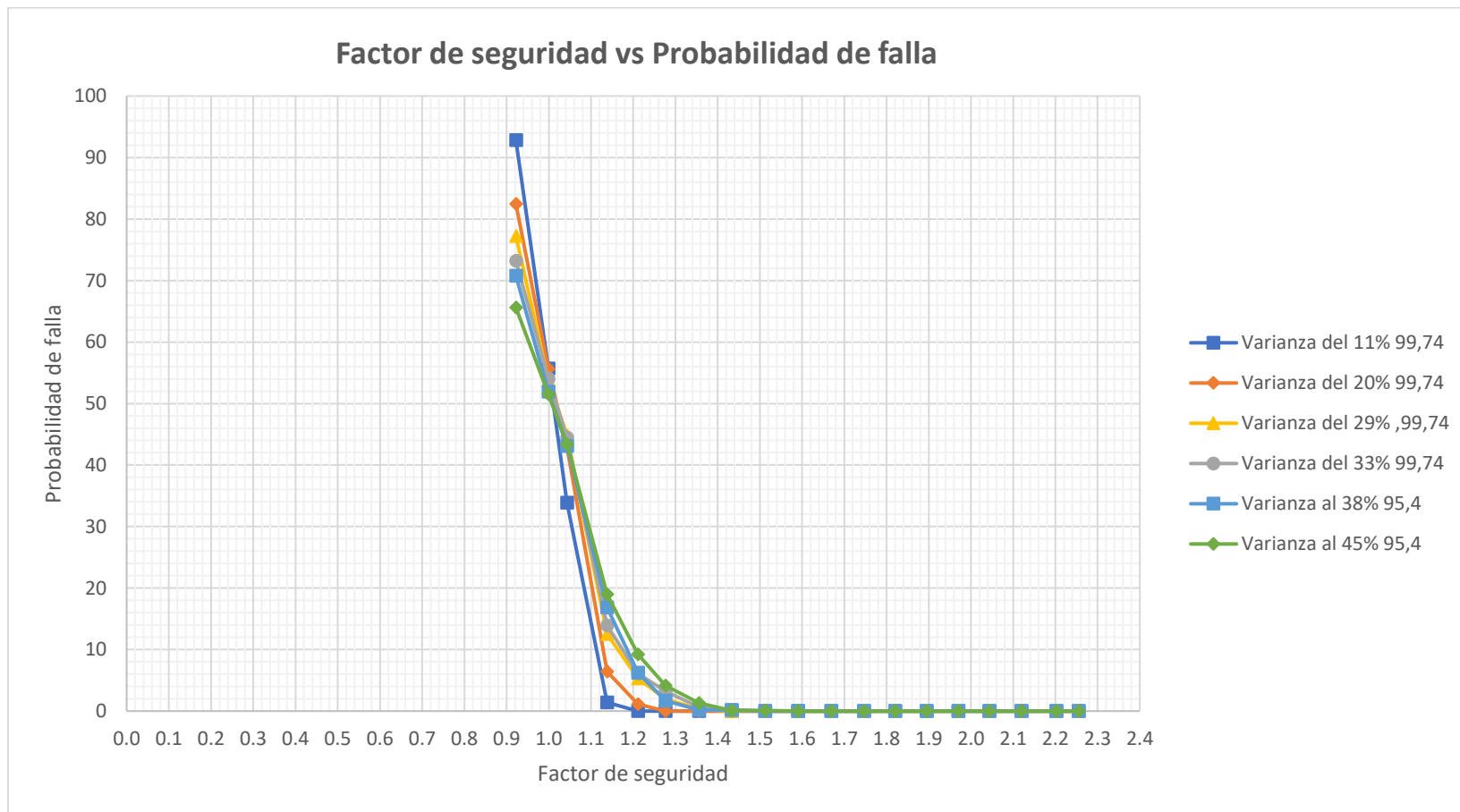


Figura 26. Relación del factor de seguridad Vs La probabilidad de falla.

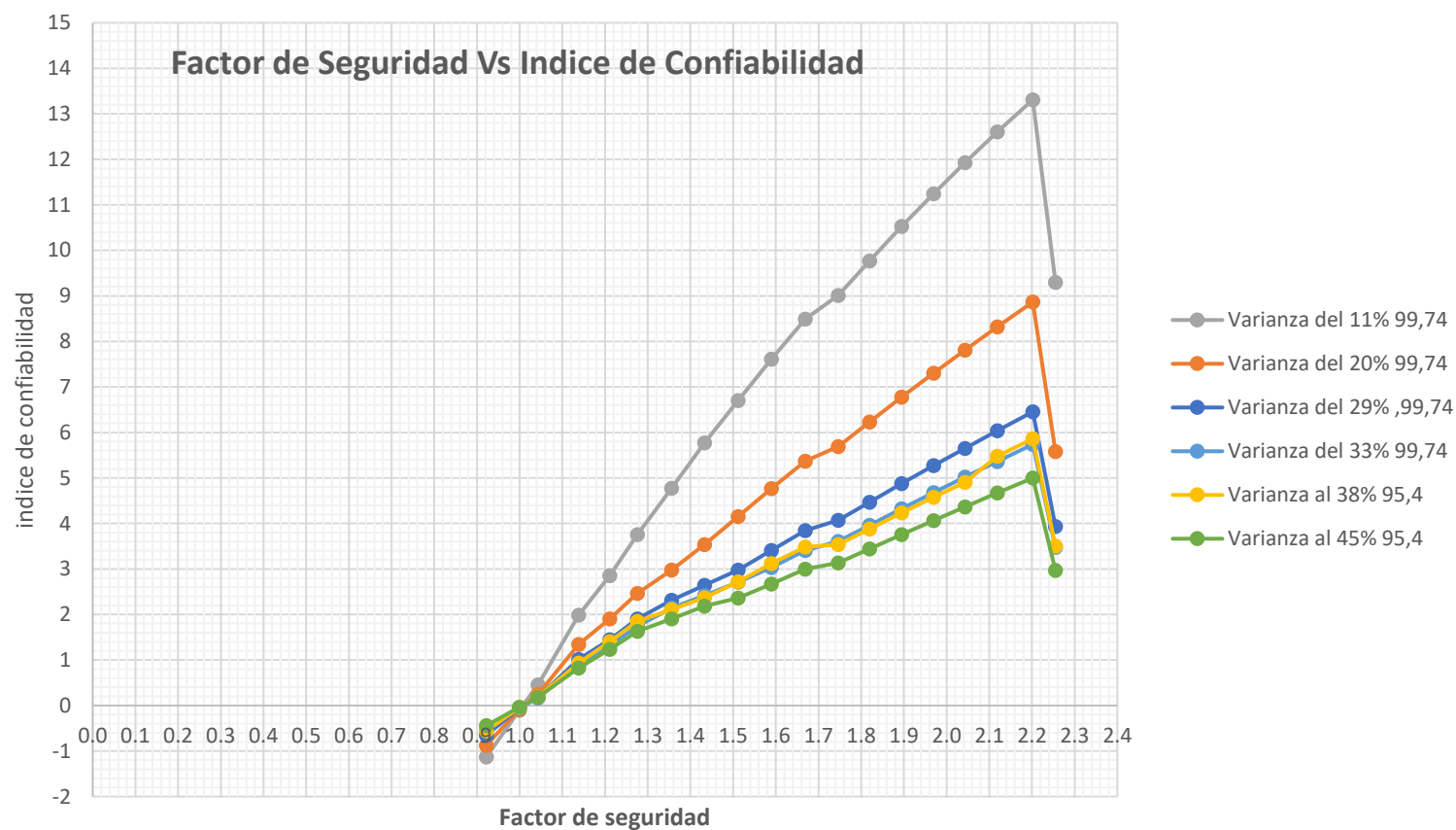


Figura 27. Relación del factor de seguridad Vs índice de confiabilidad.

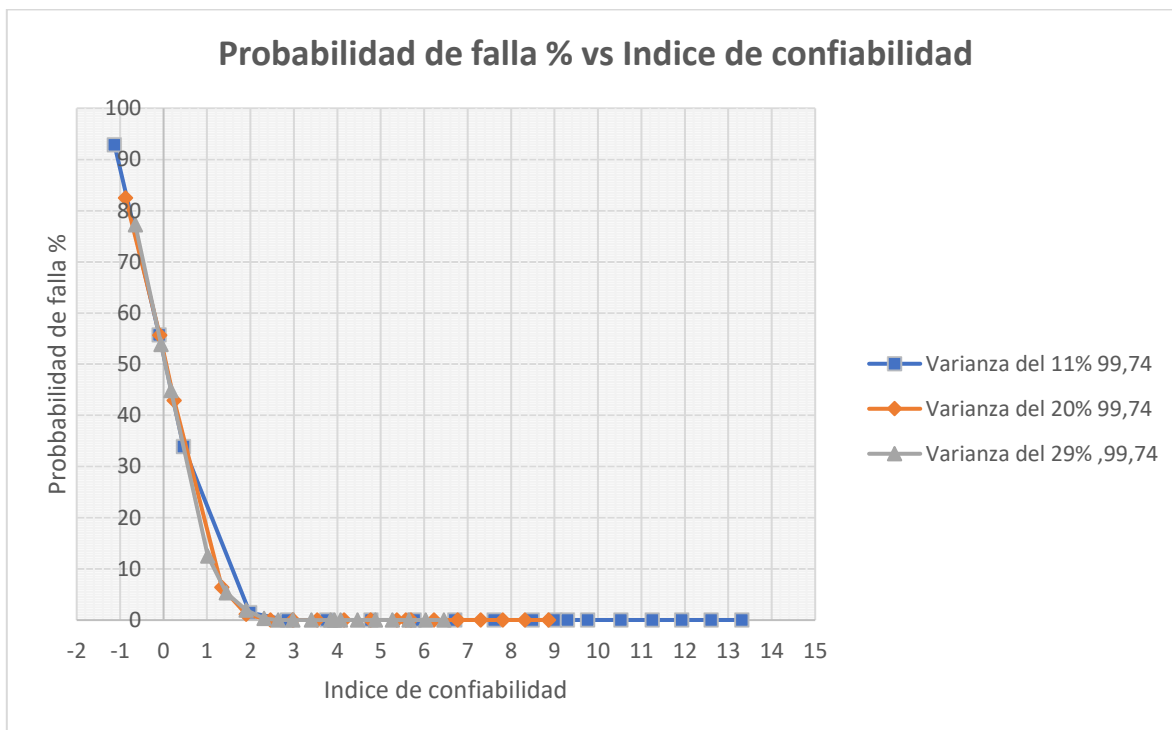


Figura 28. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad Varianza del 11%, 20%, 29%.

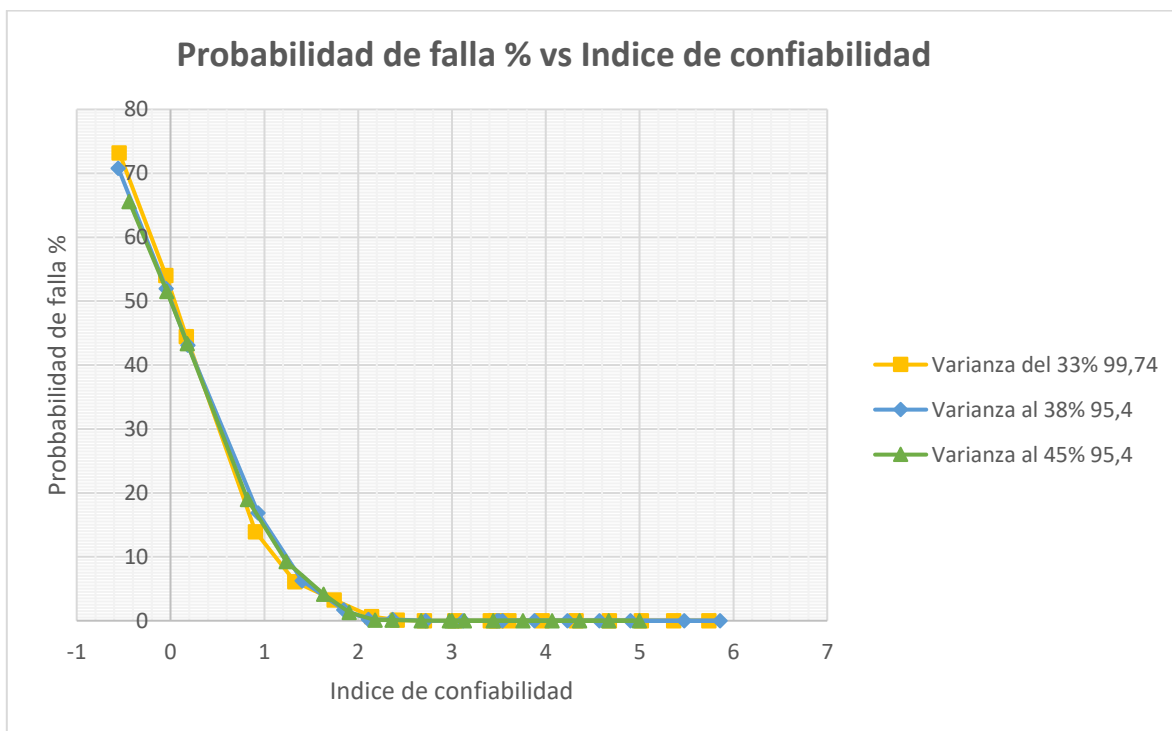


Figura 29. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad Varianza del 33%, 38%, 45%.

9.4.1. Resultados

Con lo anterior, podemos definir el factor de seguridad (FS), y la probabilidad de falla (PF%) para cada nivel de desempeño esperado, según el índice de confiabilidad (IC) y el coeficiente de variación (CV), este resultado se puede observar en la Tabla 18.

CV (%)	IC	FS	PF (%)	Resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención (kN)
11	1,00	1,07	22	327,24
20	1,00	1,11	18,25	367,89
29	1,00	1,14	12,54	403,11
33	1,00	1,16	13,93	422,43
38	1,00	1,15	16,84	406,73
45	1,00	1,19	14,87	436,27
11	2,01	1,15	1,38	408,44
20	2,00	1,23	1,14	514,88
29	2,00	1,31	1,95	625,46
33	2,00	1,34	1,00	671,00
38	2,00	1,33	1,00	665,59
45	2,00	1,40	0,60	738,64
11	3,00	1,22	0	511,25
20	3,00	1,35	0	695,01
29	3,00	1,50	0	893,53
33	3,00	1,57	0	986,67
38	3,00	1,58	0	978,68
45	3,00	1,68	0	1.128,53
11	4,00	1,30	0	623,19
20	4,00	1,49	0	880,53
29	4,00	1,71	0	1.167,45
33	4,00	1,82	0	1.306,77
38	4,00	1,84	0	1.327,40
45	4,00	1,95	0	1.485,29
11	5,00	1,38	0	729,44
20	5,00	1,62	0	1.043,62



CV (%)	IC	FS	PF (%)	Resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención (kN)
29	5,00	1,92	0	1.431,22
33	5,00	2,05	0	1.594,59
38	5,00	2,05	0	1.610,25
45	5,00	2,20	0	1.803,35

Tabla 18. Resultados de la iteración que relacionan el índice de confiabilidad, el factor de seguridad y la probabilidad de falla.

En la Tabla 18 se puede observar que, el factor de seguridad logra tener un margen de trabajo para cada nivel de confiabilidad, dada la dispersión de los datos de entrada.

Lo mencionado se puede ver en varias perspectivas, inicialmente es importante resaltar que, en la norma este tipo de análisis por confiabilidad no se tiene en cuenta para los requerimientos mínimos de estabilidad, sin embargo, si esta metodología se tuviera presente en la normatividad, se obtendría un rango de trabajo, resultando favorable, ya que, se podría disminuir el factor de seguridad requerido, o en caso contrario, podría resultar desfavorable debido a que aumenta el requerimiento mínimo de estabilidad, esto a partir del coeficiente de varianza para cada parámetro.

Ahora bien, debido a que esta metodología no es común utilizarla para la predicción de los comportamientos de los sistemas geotécnicos, es posible que muchos diseños ejecutados en la actualidad se estén sobredimensionando o, al contrario, debido a que el factor de seguridad este por debajo del requerimiento mínimo del sistema, podría resultar peligroso puesto que no se cumple con el requerimiento mínimo por confiabilidad.

Verificando la tendencia de los resultados, es posible asemejarlos a los datos sugeridos por la USACE (1999), en vista de que, la propuesta por caso mencionado por Dell Avanzi y Sayaa, 1998, no resulta favorable, ya que la condición en el que se analiza el índice de confiabilidad para la estructura de contención, para el límite inferior del rango propuesto, tiene probabilidades de falla entre 0,5 y 2; resultado con una probabilidad de falla alta para el sistema.

Añadiendo a lo anterior, se observa que a partir de los resultados es posible recomendar una solución, utilizando un índice de confiabilidad de 3, el cual la USACE describe con un desempeño por encima del promedio, debido a que se obtiene una probabilidad de falla del 0%, y un factor de seguridad de 1,22, para un coeficiente de varianza del 11%. Este resultado es satisfactorio porque se tiene un factor de seguridad de 1,22, que se encuentra por debajo del requerimiento mínimo



exigido por la NSR-10, y es soportado a partir de resultados por confiabilidad y probabilidad que obedecen a un buen comportamiento del sistema a fallas.

En efecto, la resistencia a la fuerza del corte también se ve afectada por la variación del coeficiente de varianza, permitiendo obtener resistencias menores para una dispersión baja, por consiguiente, se puede lograr una disminución de costos de la propuesta de diseño con un índice de confiabilidad y probabilidad de falla, que estén acorde al desempeño del sistema exigido.

A partir de los datos de los resultados de los diferentes modelos se propone la Figura 30, que muestra el margen del factor de seguridad que se genera a partir de la variación del coeficiente de varianza, para los niveles de confiabilidad 3, 4 y 5, para una probabilidad de falla del 0%.

Por lo cual la solución del sistema geotécnico se define según el coeficiente de varianza de los datos, que puede variar según la cantidad de ensayos que se determinen para caracterizar un material, es decir que, es importante tener una nube de puntos con la se puede determinar con mayor precisión el dato de diseño y, además, el coeficiente de varianza. Ya que como se muestra, el rango de la solución es alto, por lo cual se hace importante definirla.

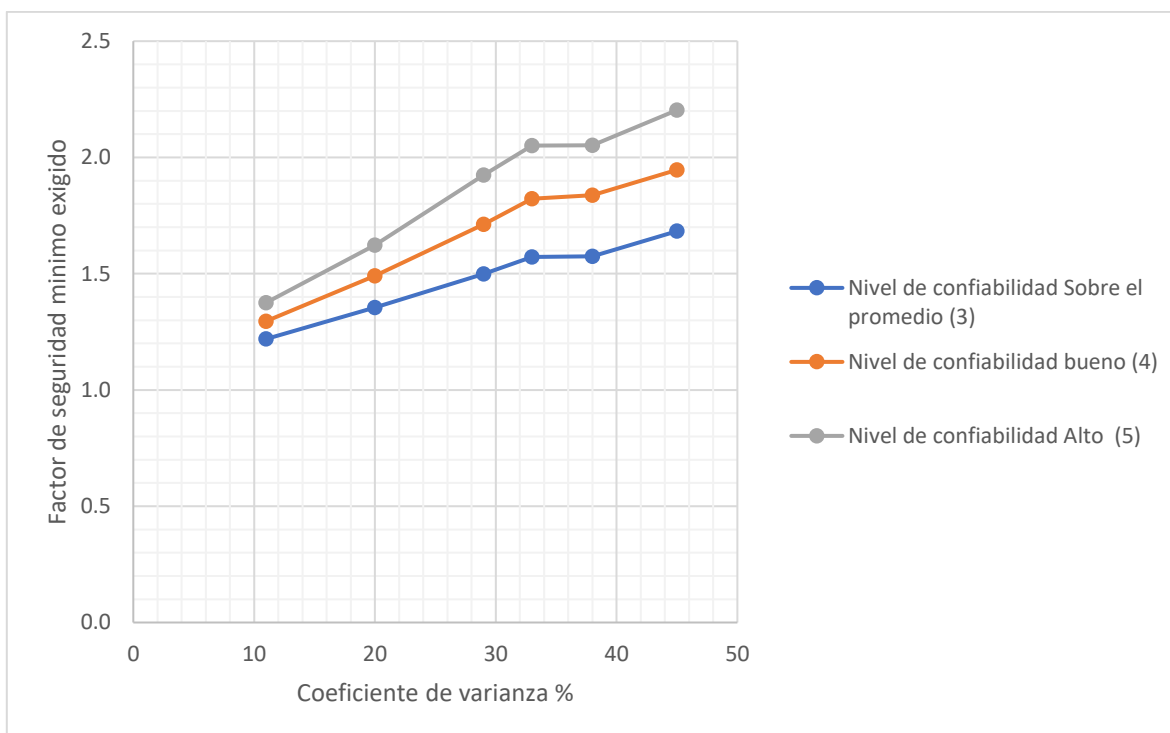


Figura 30. Relación del factor de seguridad mínimo exigible y el coeficiente de variación para una probabilidad de falla de 0%.



En la Figura 31 se muestra, como se aumenta considerablemente el requerimiento de la resistencia a la fuerza del corte del elemento mientras se eleva el coeficiente de varianza, para cada uno de los niveles de confiabilidad estudiados, mostrando como afecta la incertidumbre de los datos a la exigencia del sistema.

La tendencia bajo los niveles de confiabilidad es clara en el sentido que la línea de la gráfica presenta las mismas desviaciones, pero se ve un aumento de la pendiente de la línea mientras se aumenta el nivel de confiabilidad, por lo cual, es concluyente observar que, a mayor coeficiente de variación, superior será la resistencia del elemento.

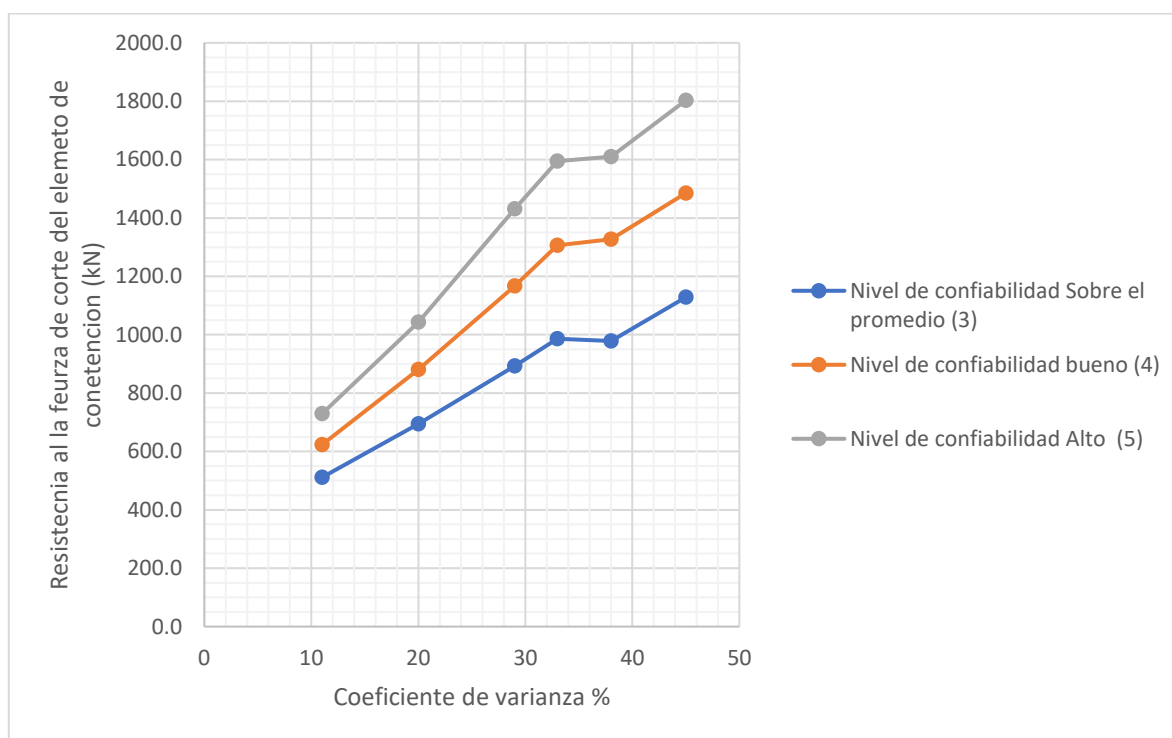


Figura 31. Relación de la resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención y el coeficiente de variación para una probabilidad de falla de 0%.

Así mismo, en la Figura 32, se indica los límites para cada uno de los coeficientes de varianza, distinguiendo, que para un nivel de varianza de 11% podemos obtener valores de factores de seguridad por debajo del 1,5, no obstante, para coeficiente de varianza desde el 20% se ve como el factor de seguridad mínimo supera al 1,5 exigido por la NSR-10.

Debido a que el coeficiente de varianza aumenta, la incertidumbre genera su efecto al aumentar el factor de seguridad mínimo exigido para cada nivel del índice de



confiabilidad, reflejado en el aumento de la pendiente de cada una de las rectas plasmadas.

Entre el coeficiente de varianza del 33% y al 38% no se evidencia una gran diferencia de los límites, asemejando una tendencia similar. Advirtiendo como se afecta el coeficiente de variación el factor de seguridad en relación con el índice de confiabilidad.

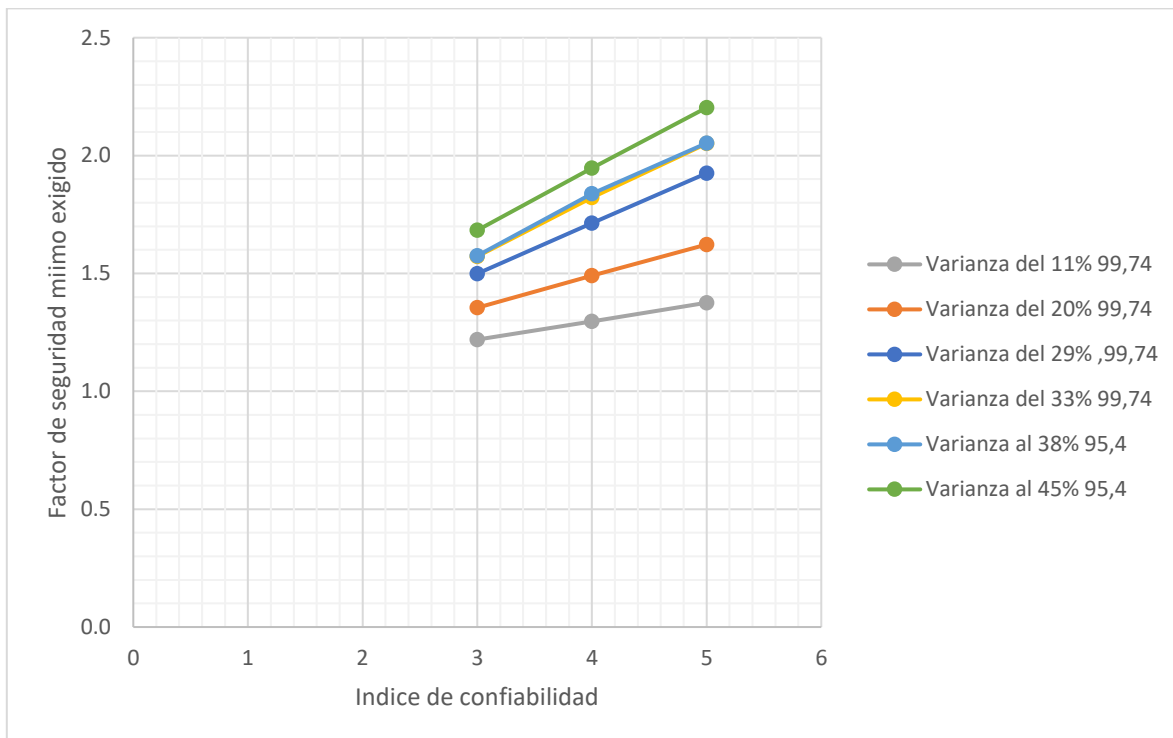


Figura 32. Relación de la resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención y el coeficiente de variación para una probabilidad de falla de 0%.

9.5. MODELACIÓN 2: CONDICIÓN MATERIAL FRICCIONAL

A partir de los valores de la Tabla 7, utilizando la ecuación de Mohr Coulomb que relaciona el ángulo de fricción efectiva y la cohesión se realiza la modelación del sistema. Obteniendo los resultados relacionados desde la Tabla 19 hasta la Tabla 24.

Desde la **Figura 33** hasta la **Figura 38** cada una de las condiciones se observa una tendencia clara entre las definiciones de los autores Bishop Simplified, Spencer y Morgentern-Price, resultando con aproximaciones similares, a diferencia de Jambu



Simplified el cual presenta diferentes quiebres, disminuyendo el índice de confiabilidad mientras se aumenta la fuerza a la resistencia al corte en varias iteraciones.

De la misma forma, se puede ver como en al aumentar el coeficiente de varianza se comienza a disminuir el índice de confiabilidad. Es importante resaltar que debido a que el rango de varianza de la cohesión es mayor, este, afecta la ecuación de estudio por ende el coeficiente de varianza del ángulo de fricción efectivo.

Las gráficas muestran diferentes quiebres los cuales se asocian a la disminución del factor de seguridad y el índice de confiabilidad, mientras se aumenta la resistencia a la fuerza del elemento de contención, comprobando que el aumento de la resistencia no significa un aumento constante de los parámetros de seguridad evaluados.

Como se evidencio en el ejercicio anterior, se observa que el factor determinístico no presenta variación alguna, así mismo, se resalta que la variación en el coeficiente de varianza afecta a la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad.

Utilizando Jambu Simplified se denota que no hay una tendencia clara de las variaciones y a partir de la varianza del ángulo de fricción al 9,3 % cohesión al 68% no se alcanza el índice de confiabilidad del 5%.

A partir de los resultados obtenidos, y con el fin de poder generar una relación, para los casos evaluados se decide realizar el análisis a partir de los productos obtenidos por simulaciones a partir de Spencer.



Varianza del ángulo de fricción 2,0% cohesión 20% 99,74

Condición material Friccional

Resistencia al cortante (kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal
100	0,766	0,768	99,700	-2,876	-2,573	0,874	0,877	88,900	-1,246	-1,226	0,876	0,856	100,000	-2,793	2,613	0,829	0,734	97,980	-2,927	-2,569
200	0,919	0,921	84,400	-1,015	-1,017	0,979	0,982	56,000	-0,184	-0,232	0,941	0,887	96,154	-1,811	-1,742	0,973	0,882	95,455	-1,782	-1,713
300	1,000	1,003	47,800	0,042	0,005	1,010	1,013	42,300	0,171	0,135	1,004	1,002	46,463	0,022	-0,014	1,002	1,005	45,855	0,068	0,031
400	1,077	1,080	14,800	1,070	1,078	1,081	1,085	13,100	1,109	1,121	1,081	1,060	17,670	0,921	0,918	1,077	1,074	15,541	1,055	1,062
500	1,152	1,155	2,400	2,054	2,176	1,154	1,157	2,400	2,033	2,154	1,156	1,145	2,868	1,946	2,050	1,157	1,145	3,171	2,056	2,169
600	1,226	1,229	0,000	3,011	3,304	1,224	1,227	0,000	2,931	3,214	1,224	1,228	0,000	2,979	3,268	1,224	1,227	0,000	2,997	3,286
700	1,445	1,448	0,000	5,592	6,668	1,468	1,472	0,000	5,139	6,172	1,448	1,446	0,000	5,484	6,534	1,469	1,456	0,000	5,503	6,578
800	1,554	1,557	0,000	6,604	8,153	1,515	1,518	0,000	5,685	6,932	1,551	1,554	0,000	6,570	8,104	1,552	1,554	0,000	6,539	8,065
900	1,637	1,640	0,000	7,503	9,942	1,583	1,586	0,000	6,378	7,940	1,634	1,636	0,000	7,442	9,402	1,634	1,637	0,000	7,419	9,377
1000	1,729	1,732	0,000	8,719	11,314	1,668	1,671	0,000	7,263	9,266	1,726	1,731	0,000	8,570	11,117	1,732	1,731	0,000	8,563	11,107
1100	1,584	1,586	0,000	7,341	9,146	1,566	1,569	0,000	7,020	8,701	1,581	1,584	0,000	7,232	9,004	1,579	1,585	0,000	7,226	8,997
1200	1,654	1,657	0,000	8,129	10,334	1,634	1,637	0,000	7,756	9,803	1,651	1,656	0,000	8,038	10,215	1,648	1,655	0,000	8,019	10,189
1300	1,936	1,939	0,000	10,726	14,699	1,792	1,796	0,000	5,636	7,419	1,930	1,931	0,000	10,657	14,530	1,931	1,932	0,000	10,660	14,536
1400	2,019	2,022	0,000	11,533	16,050	1,831	1,835	0,000	5,898	7,842	2,012	2,012	0,000	11,429	15,873	2,013	2,013	0,000	11,428	15,875
1500	2,098	2,101	0,000	12,247	17,337	1,870	1,874	0,000	6,159	8,270	2,091	2,091	0,000	12,145	17,156	2,092	2,092	0,000	12,155	17,173
1600	2,230	2,233	0,000	13,267	19,288	1,863	1,788	0,000	9,552	12,579	2,221	2,225	0,000	12,651	18,363	2,222	2,226	0,000	12,656	18,374
1700	2,265	2,268	0,000	13,673	20,014	1,948	1,952	0,000	6,672	9,126	2,257	2,256	0,000	13,558	19,801	2,259	2,257	0,000	13,578	19,835
1800	2,362	2,367	0,000	9,285	13,834	2,099	2,104	0,000	8,112	11,480	2,346	2,351	0,000	9,221	13,700	2,348	2,356	0,000	9,238	13,738
1900	2,141	2,144	0,000	12,913	18,445	1,971	1,974	0,000	8,211	11,298	2,135	2,142	0,000	12,829	18,316	2,135	2,141	0,000	12,808	18,283

Tabla 19. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 2,0% cohesión 20%.

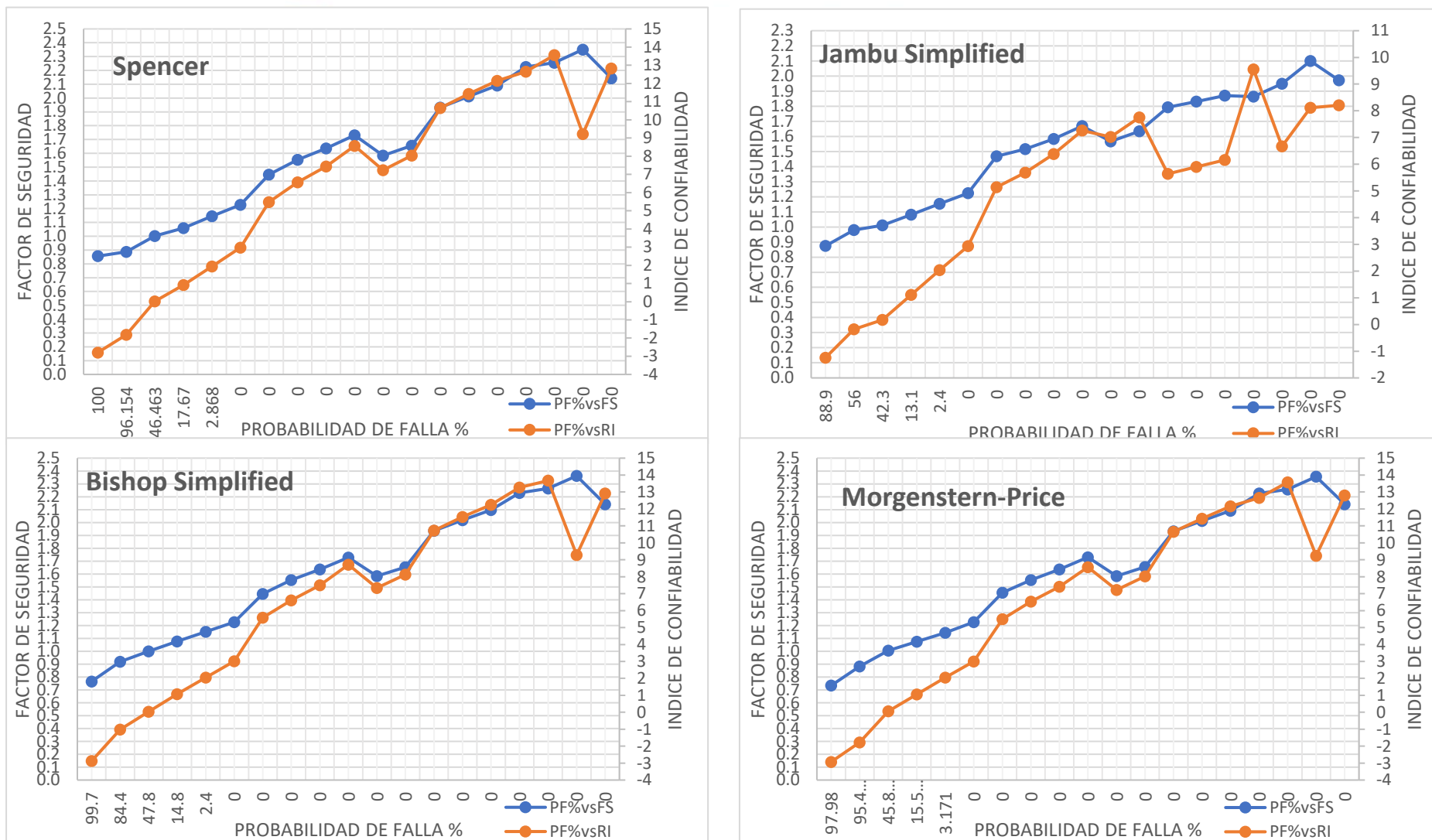


Figura 33. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 2,0% y cohesión de 20%.

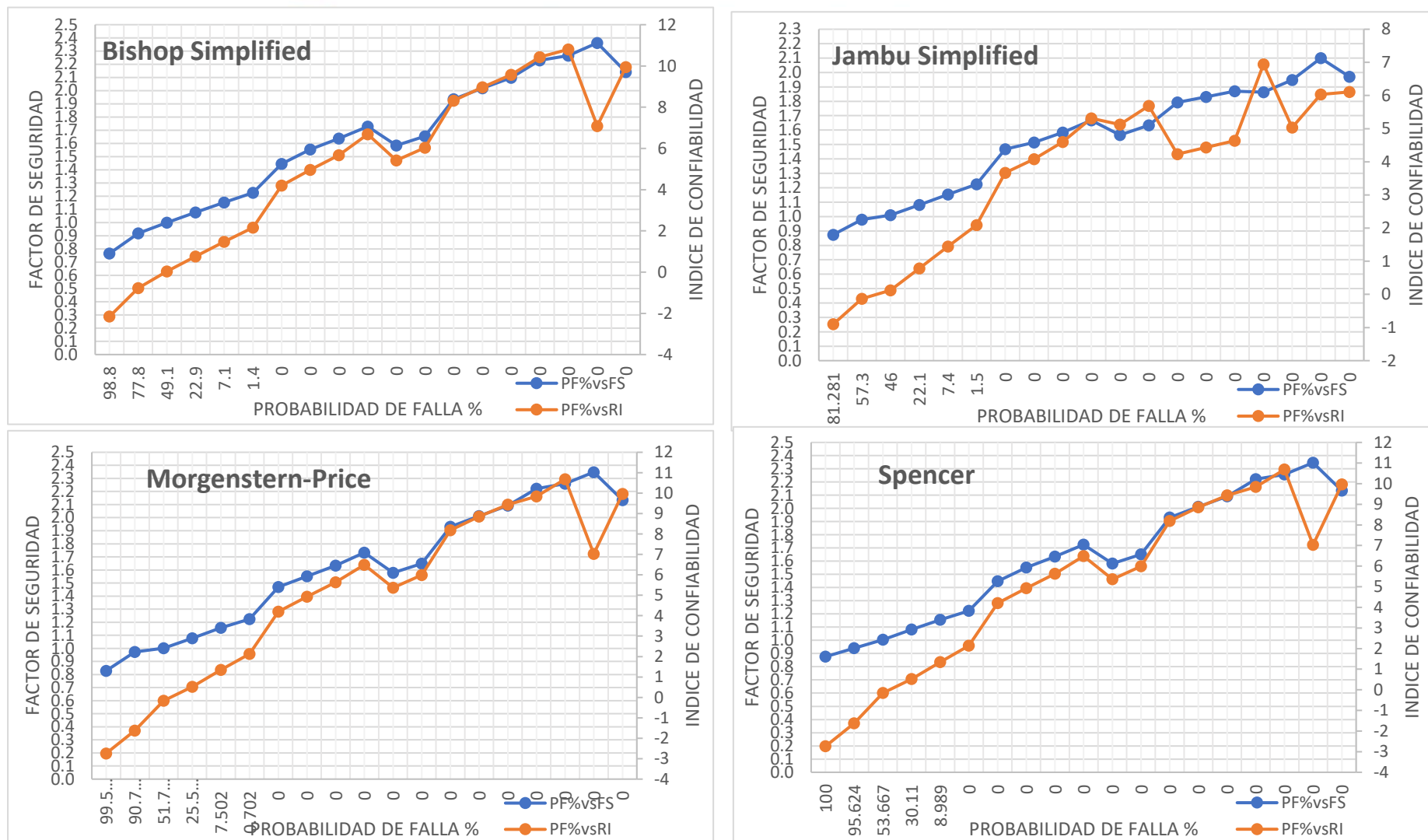


Varianza del ángulo de fricción 3,8% cohesión 32% 99,74

Condición material Friccional

Resistencia al cortante (kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal	Determinístico	Mean		Normal	log normal
100	0,766	0,768	98,800	-2,156	-1,963	0,874	0,877	81,281	-0,902	-0,926	0,876	0,851	100,000	-2,740	-2,559	0,829	0,711	99,592	-3,251	-2,802
200	0,919	0,921	77,800	-0,769	0,755	0,979	0,983	57,300	-0,130	-0,197	0,941	0,871	95,624	-1,629	-1,568	0,973	0,877	90,747	-1,447	-1,406
300	1,000	1,003	49,100	0,033	-0,019	1,010	1,014	46,000	0,125	0,072	1,004	0,986	53,667	-0,158	-0,202	1,002	0,995	51,766	-0,049	-0,096
400	1,077	1,081	22,900	0,763	0,746	1,081	1,086	22,100	0,786	0,771	1,081	1,043	30,110	0,518	0,490	1,077	1,060	25,532	0,683	0,662
500	1,152	1,155	7,100	1,471	1,537	1,154	1,157	7,400	1,443	1,507	1,156	1,130	8,989	1,344	1,388	1,157	1,132	7,502	1,485	1,542
600	1,226	1,229	1,400	2,164	2,357	1,224	1,228	1,5	2,087	2,268	1,224	1,170	0,000	2,134	2,319	1,224	1,218	0,702	2,215	2,404
700	1,445	1,447	0,000	4,203	4,998	1,468	1,473	0	3,668	4,388	1,448	1,435	0,000	4,199	4,973	1,469	1,440	0,000	4,278	5,077
800	1,554	1,556	0,000	4,961	6,111	1,515	1,519	0,000	4,082	4,961	1,551	1,554	0,000	4,929	6,066	1,552	1,552	0,000	4,919	6,051
900	1,637	1,640	0,000	5,667	7,158	1,583	1,587	0,000	4,597	5,708	1,634	1,636	0,000	5,634	7,108	1,634	1,636	0,000	5,596	7,060
1000	1,729	1,731	0,000	6,684	8,663	1,668	1,671	0,000	5,309	6,761	1,726	1,730	0,000	6,491	8,407	1,732	1,723	0,000	6,564	8,487
1100	1,584	1,587	0,000	5,418	6,739	1,566	1,569	0,000	5,127	6,342	1,581	1,585	0,000	5,364	6,667	1,579	1,585	0,000	5,345	6,643
1200	1,654	1,657	0,000	6,033	7,659	1,634	1,637	0,000	5,690	7,181	1,651	1,656	0,000	5,990	7,603	1,648	1,655	0,000	5,946	7,544
1300	1,936	1,939	0,000	8,315	11,350	1,792	1,795	0,000	4,231	5,551	1,930	1,931	0,000	8,190	11,158	1,931	1,931	0,000	8,188	11,157
1400	2,019	2,021	0,000	8,963	12,465	1,831	1,834	0,000	4,433	5,877	2,012	2,013	0,000	8,853	12,289	2,013	2,013	0,000	8,839	12,269
1500	2,098	2,100	0,000	9,572	13,541	1,870	1,873	0,000	4,635	6,206	2,091	2,091	0,000	9,434	13,320	2,092	2,091	0,000	9,449	13,343
1600	2,230	2,232	0,000	10,431	15,157	1,863	1,761	0,000	6,942	9,069	2,221	2,224	0,000	9,840	14,275	2,222	2,225	0,000	9,833	14,267
1700	2,265	2,267	0,000	10,804	15,807	1,948	1,950	0,000	5,034	6,869	2,257	2,255	0,000	10,684	15,596	2,259	2,256	0,000	10,676	15,587
1800	2,362	2,365	0,000	7,090	10,550	2,099	2,104	0,000	6,032	8,523	2,346	2,349	0,000	7,026	10,425	2,348	2,354	0,000	7,048	10,467
1900	2,141	2,144	0,000	9,949	14,203	1,971	1,973	0,000	6,109	8,391	2,135	2,143	0,000	9,964	14,222	2,135	2,141	0,000	9,875	14,089

Tabla 20. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 3,8% cohesión 32%.





Varianza del ángulo de fricción 5,7% 99,74 cohesión 44% 95,4

Condición material Friccional

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,766	0,758	92,100	-1,530	-1,445	0,874	0,866	74,374	-0,700	-0,768	0,876	0,843	100,000	-2,544	-2,373	0,829	0,680	97,097	-2,286	-1,995
200	0,919	0,911	71,300	-0,593	-0,652	0,979	0,972	55,455	-0,152	-0,247	0,941	0,843	89,401	-1,210	-1,193	0,973	0,859	81,443	-0,921	-0,948
300	1,000	0,996	49,400	-0,029	-0,099	1,010	1,007	47,600	0,045	-0,027	1,004	0,967	57,836	-0,270	-0,329	1,002	0,979	54,801	-0,167	-0,231
400	1,077	1,073	30,600	0,515	0,470	1,081	1,079	29,700	0,540	0,496	1,081	1,024	40,751	0,212	0,160	1,077	1,044	34,297	0,378	0,331
500	1,152	1,148	16,600	1,042	1,058	1,154	1,150	16,900	1,031	1,046	1,156	1,118	20,735	0,910	0,908	1,157	1,118	17,995	0,991	0,997
600	1,226	1,222	6,800	1,560	1,669	1,224	1,220	7,400	1,516	1,619	1,224	1,213	6,991	1,531	1,632	1,224	1,214	4,793	1,647	1,763
700	1,445	1,438	0,000	2,950	3,476	1,468	1,464	0,400	2,685	3,182	1,448	1,435	0,000	2,947	3,469	1,469	1,431	0,000	2,852	3,351
800	1,554	1,546	0,000	3,487	4,263	1,515	1,510	0,100	2,987	3,600	1,551	1,545	0,000	3,458	4,225	1,552	1,544	0,000	3,430	4,188
900	1,637	1,630	0,000	4,006	5,027	1,583	1,578	0,000	3,379	4,166	1,634	1,626	0,000	3,977	4,984	1,634	1,627	0,000	3,960	4,965
1000	1,729	1,722	0,000	4,787	6,172	1,668	1,661	0,000	3,856	4,879	1,726	1,722	0,000	4,639	5,981	1,732	1,708	0,000	4,588	5,891
1100	1,584	1,579	0,000	4,025	4,978	1,566	1,562	0,000	3,833	4,714	1,581	1,577	0,000	4,000	4,945	1,579	1,577	0,000	3,976	4,916
1200	1,654	1,649	0,000	4,497	5,682	1,634	1,629	0,000	4,269	5,361	1,651	1,648	0,000	4,485	5,666	1,654	1,649	0,000	4,497	5,682
1300	1,936	1,929	0,000	6,034	8,205	1,792	1,776	0,000	2,818	3,649	1,930	1,921	0,000	5,948	8,072	1,931	1,921	0,000	5,948	8,074
1400	2,019	2,011	0,000	6,535	9,056	1,831	1,815	0,000	2,958	3,874	2,012	2,002	0,000	6,456	8,930	2,013	2,003	0,000	6,441	8,909
1500	2,098	2,090	0,000	7,007	9,880	1,870	1,854	0,000	3,097	4,100	2,091	2,080	0,000	6,924	9,743	2,092	2,081	0,000	6,906	9,719
1600	2,230	2,222	0,000	7,688	11,139	1,863	1,698	0,000	4,496	5,757	2,221	2,213	0,000	7,135	10,318	2,222	2,214	0,000	7,121	10,298
1700	2,265	2,257	0,000	7,985	11,650	1,948	1,931	0,000	3,374	4,557	2,257	2,245	0,000	7,895	11,493	2,259	2,246	0,000	7,871	11,459
1800	2,362	2,344	0,000	4,797	7,093	2,099	2,086	0,000	4,171	5,852	2,346	2,329	0,000	4,753	7,006	2,348	2,333	0,000	4,768	7,035
1900	2,141	2,135	0,000	7,576	10,788	1,971	1,958	0,000	4,209	5,741	2,135	2,135	0,000	7,613	10,840	2,135	2,132	0,000	7,513	10,691

Tabla 21. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 5,7% cohesión 44%.

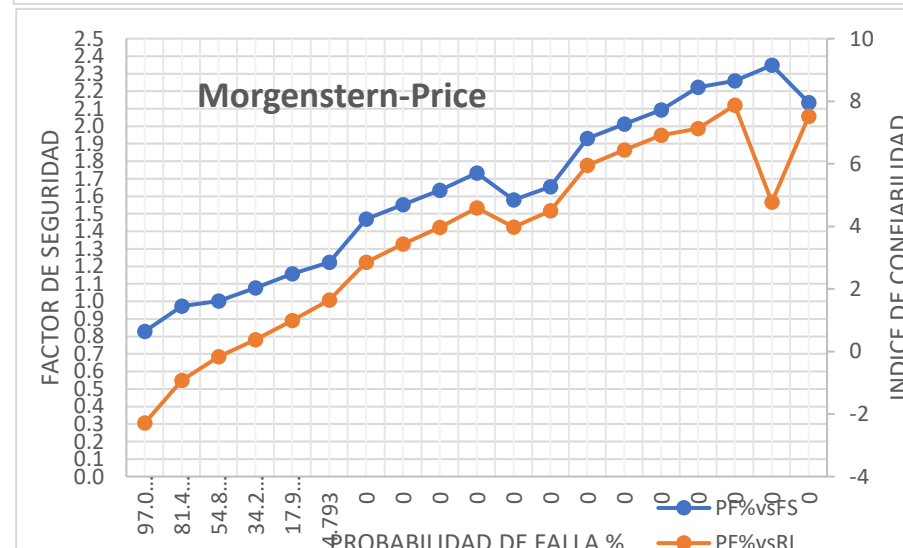
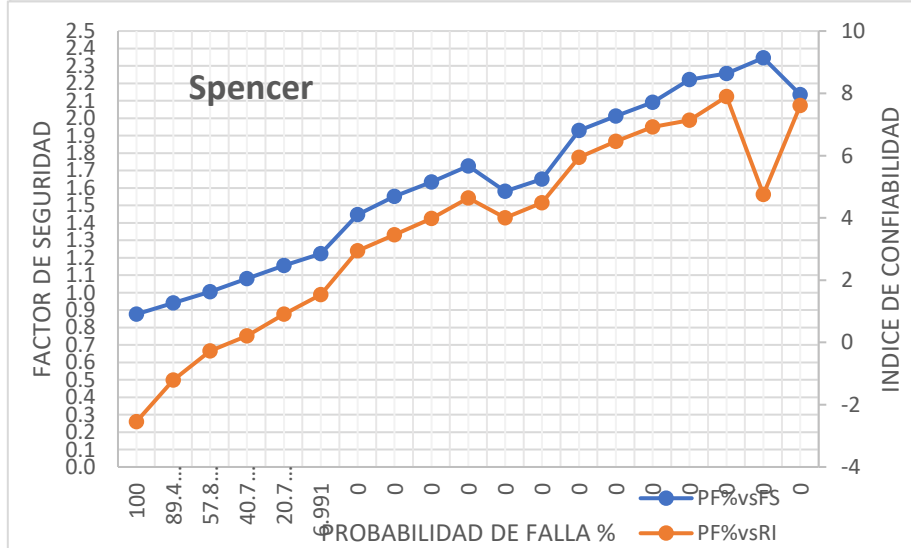
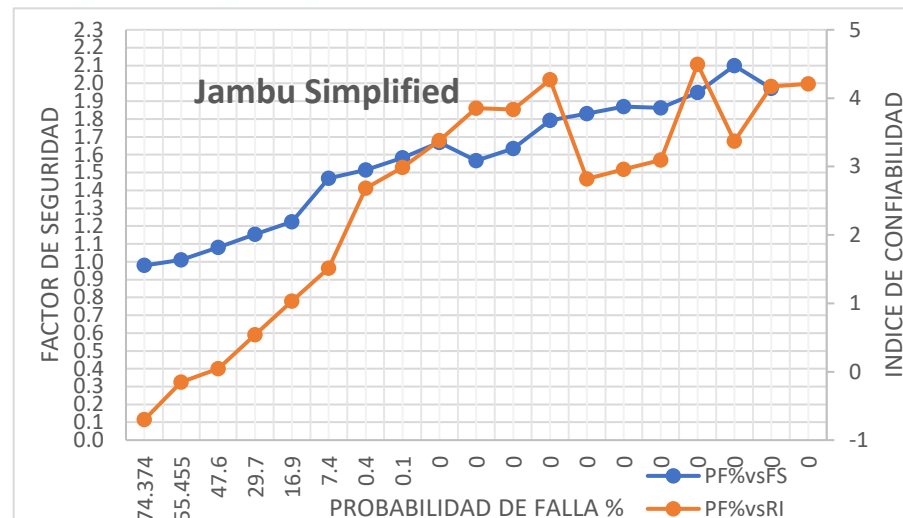
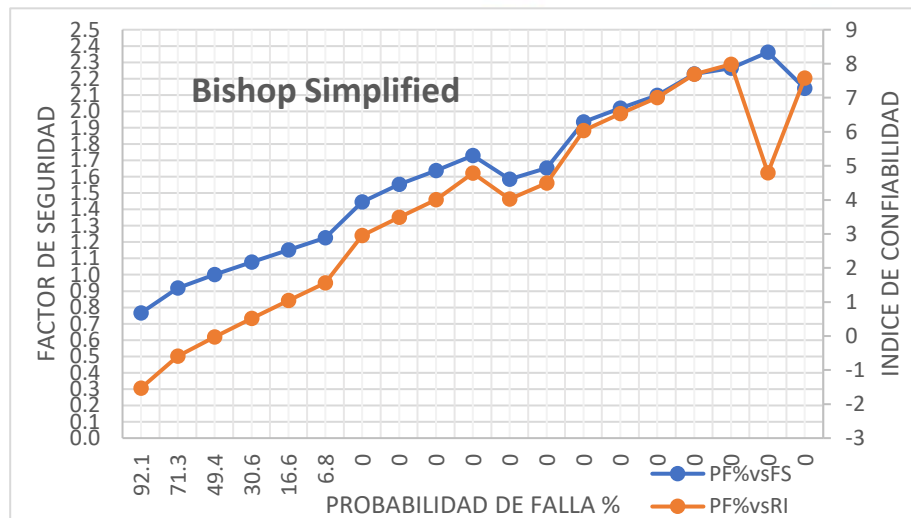


Figura 35. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 5,7% y cohesión de 44%.



Varianza del ángulo de fricción 7,5% 99,74 cohesión 56% 68,27

Condición material friccional

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,766	0,766	97,900	-1,817	-1,680	0,874	0,875	76,500	-0,795	-0,838	0,876	0,841	100,000	-2,553	-2,379	0,829	0,705	96,271	-2,605	-2,269
200	0,919	0,919	70,600	0,661	0,703	0,979	0,981	55,700	-0,126	-0,204	0,941	0,853	92,009	-1,566	-1,504	0,973	0,865	85,892	-1,310	-1,281
300	1,000	1,000	49,900	-0,001	-0,057	1,010	1,010	46,800	0,085	0,029	1,004	0,979	56,066	-0,212	-0,260	1,002	0,992	52,309	-0,074	-0,128
400	1,077	1,077	26,700	0,680	0,656	1,081	1,082	26,000	0,709	0,686	1,081	1,040	35,831	0,410	0,372	1,077	1,052	31,347	0,531	0,500
500	1,152	1,152	9,000	1,340	1,391	1,154	1,153	9,400	1,329	1,379	1,156	1,130	12,000	1,173	1,200	1,157	1,129	10,076	1,265	1,301
600	1,226	1,225	1,600	1,987	2,154	1,224	1,224	1,700	1,938	2,098	1,224	1,223	1,804	1,920	2,076	1,224	1,219	1,275	1,941	2,098
700	1,445	1,444	0,000	3,669	4,350	1,468	1,468	0,000	3,41	4,068	1,448	1,443	0,000	3,597	4,262	1,469	1,445	0,000	3,721	4,415
800	1,554	1,552	0	4,333	5,323	1,515	1,514	0,000	3,783	4,586	1,551	1,550	0,000	4,311	5,292	1,552	1,55	0,000	4,287	5,264
900	1,637	1,636	0	4,961	6,252	1,583	1,582	0,000	4,269	5,289	1,634	1,631	0,000	4,932	6,207	1,634	1,632	0,000	4,916	6,188
1000	1,729	1,727	0	5,88	7,606	1,668	1,666	0,000	4,843	6,154	1,726	1,728	0,000	5,769	7,463	1,732	1,723	0,000	5,72	7,389
1100	1,584	1,582	0	5,032	6,245	1,566	1,565	0,000	4,813	5,942	1,581	1,580	0,000	4,972	6,168	1,579	1,580	0,000	4,965	6,160
1200	1,654	1,652	0	5,607	7,105	1,634	1,632	0,000	5,348	6,737	1,651	1,651	0,000	5,559	7,042	1,648	1,650	0,000	5,529	7,003
1300	1,936	1,934	0	7,389	10,07	1,792	1,791	0,000	3,502	4,577	1,930	1,926	0,000	7,310	9,943	1,931	1,927	0,000	7,301	9,933
1400	2,019	2,016	0	7,981	11,084	1,831	1,83	0,000	3,672	4,85	2,012	2,007	0,000	7,892	10,938	2,013	2,008	0,000	7,892	10,94
1500	2,098	2,095	0	8,536	12,059	1,870	1,869	0,000	3,841	5,125	2,091	2,085	0,000	8,435	11,891	2,092	2,086	0,000	8,448	11,912
1600	2,23	2,227	0	9,338	13,552	1,863	1,755	0,000	5,419	7,056	2,221	2,219	0,000	8,704	12,609	2,222	2,22	0,000	8,71	12,621
1700	2,265	2,262	0	9,678	14,143	1,948	1,946	0,000	4,176	5,681	2,257	2,250	0,000	9,560	13,937	2,259	2,251	0,000	9,571	13,956
1800	2,362	2,359	0	5,918	8,788	2,099	2,097	0,000	5,231	7,372	2,346	2,343	0,000	5,687	8,687	2,348	2,348	0,000	5,883	8,719
1900	2,141	2,139	0	9,291	13,248	1,971	1,970	0,000	5,156	7,069	2,135	2,137	0,000	9,261	13,201	2,135	2,135	0,000	9,2	13,109

Tabla 22. Resultados para el coeficiente de varianza para el Ángulo de fricción 7,5% cohesión 56%.

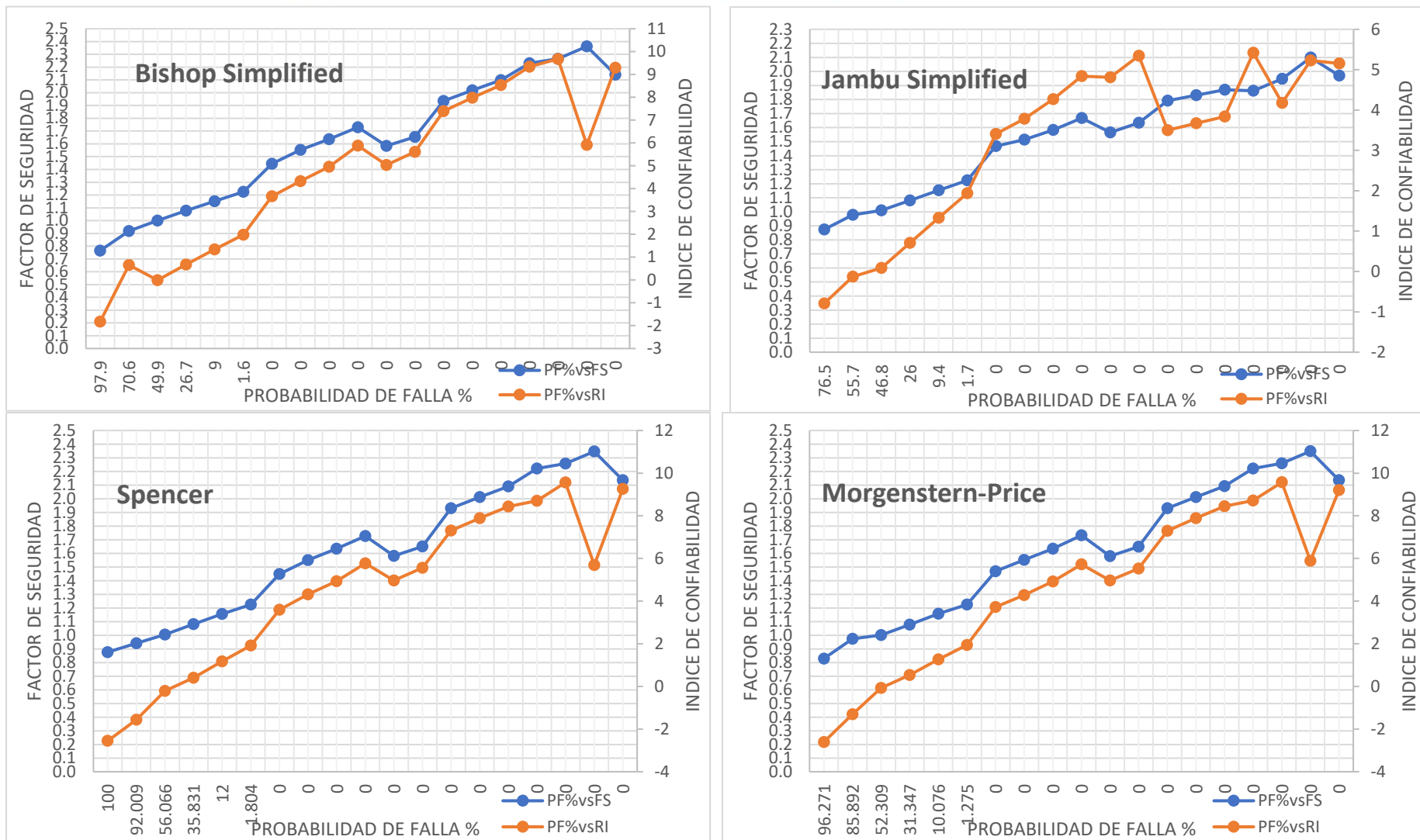


Figura 36. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 7,5% y cohesión de 56%.

Tabla 23. Resultados para el coeficiente de varianza para el Angulo de fricción 9,3% cohesión 68%.

Varianza del ángulo de fricción 9,3 % 99,74 cohesión 68% 68,27																				
Condición material Friccional																				
Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF		RI
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,766	0,765	93,098	-1,520	-1,438	0,874	0,874	71,800	-0,677	-0,745	0,876	0,838	100,000	-2,459	-2,290	0,829	0,686	97,742	-2,486	-2,156
200	0,919	0,917	67,500	-0,559	-0,619	0,979	0,979	55,700	-0,114	-0,207	0,941	0,840	89,953	-1,344	-1,307	0,973	0,859	83,849	-1,051	-1,057
300	1,000	0,999	50,300	-0,009	-0,077	1,010	1,009	47,900	0,063	-0,006	1,004	0,965	59,309	-0,306	-0,361	1,002	0,980	54,897	-0,164	-0,225
400	1,077	1,076	30,500	0,553	0,512	1,081	1,081	29,500	0,576	0,537	1,081	1,030	39,197	0,270	0,221	1,077	1,045	34,750	0,392	0,347
500	1,152	1,150	14,300	1,099	1,122	1,154	1,152	14,300	1,087	1,109	1,156	1,122	17,832	0,947	0,948	1,157	1,120	15,282	1,030	1,040
600	1,226	1,224	5,000	1,636	1,757	1,224	1,222	5,800	1,591	1,705	1,224	1,215	5,788	1,562	1,668	1,224	1,212	3,944	1,641	1,756
700	1,445	1,442	0,000	3,062	3,616	1,468	1,466	0,000	2,803	3,328	1,448	1,433	0,000	3,019	3,554	1,469	1,439	0,000	3,026	3,569
800	1,554	1,551	0,000	3,612	4,425	1,515	1,513	0,000	3,116	3,762	1,551	1,549	0,000	3,589	4,394	1,552	1,550	0,000	3,559	4,356
900	1,637	1,634	0,000	4,147	5,214	1,583	1,581	0,000	3,524	4,352	1,634	1,630	0,000	4,125	5,179	1,634	1,631	0,000	4,103	5,152
1000	1,729	1,726	0,000	4,957	6,402	1,668	1,665	0,000	4,013	5,086	1,726	1,729	0,000	4,824	6,232	1,732	1,715	0,000	4,831	6,220
1100	1,584	1,581	0,000	4,204	5,206	1,566	1,564	0,000	4,007	4,935	1,581	1,579	0,000	4,168	5,159	1,579	1,579	0,000	4,154	5,141
1200	1,654	1,510	0,000	4,697	5,940	1,634	1,631	0,000	4,464	5,611	1,651	1,650	0,000	4,671	5,906	1,648	1,649	0,000	4,637	5,862
1300	1,936	1,933	0,000	6,257	8,517	1,792	1,789	0,000	2,903	3,774	1,930	1,924	0,000	6,155	8,362	1,931	1,925	0,000	6,169	8,383
1400	2,019	2,015	0,000	6,778	9,403	1,831	1,827	0,000	3,045	4,003	2,012	2,006	0,000	6,687	9,257	2,013	2,007	0,000	6,688	9,261
1500	2,098	2,094	0,000	7,269	10,260	1,870	1,866	0,000	3,187	4,234	2,091	2,084	0,000	7,173	10,103	2,092	2,085	0,000	7,177	10,111
1600	2,230	2,226	0,000	7,982	11,575	1,863	1,730	0,000	4,211	5,433	2,221	2,218	0,000	7,379	10,682	2,222	2,218	0,000	7,377	10,680
1700	2,265	2,261	0,000	8,291	12,108	1,948	1,944	0,000	3,468	4,701	2,257	2,249	0,000	8,179	11,916	2,259	2,250	0,000	8,184	11,925
1800	2,362	2,356	0,000	4,929	7,305	2,099	2,094	0,000	4,324	6,079	2,346	2,340	0,000	4,883	7,216	2,348	2,345	0,000	4,900	7,240
1900	2,141	2,137	0,000	7,924	11,290	1,971	1,968	0,000	4,286	5,862	2,135	2,137	0,000	7,928	11,296	2,135	2,134	0,000	7,853	11,181

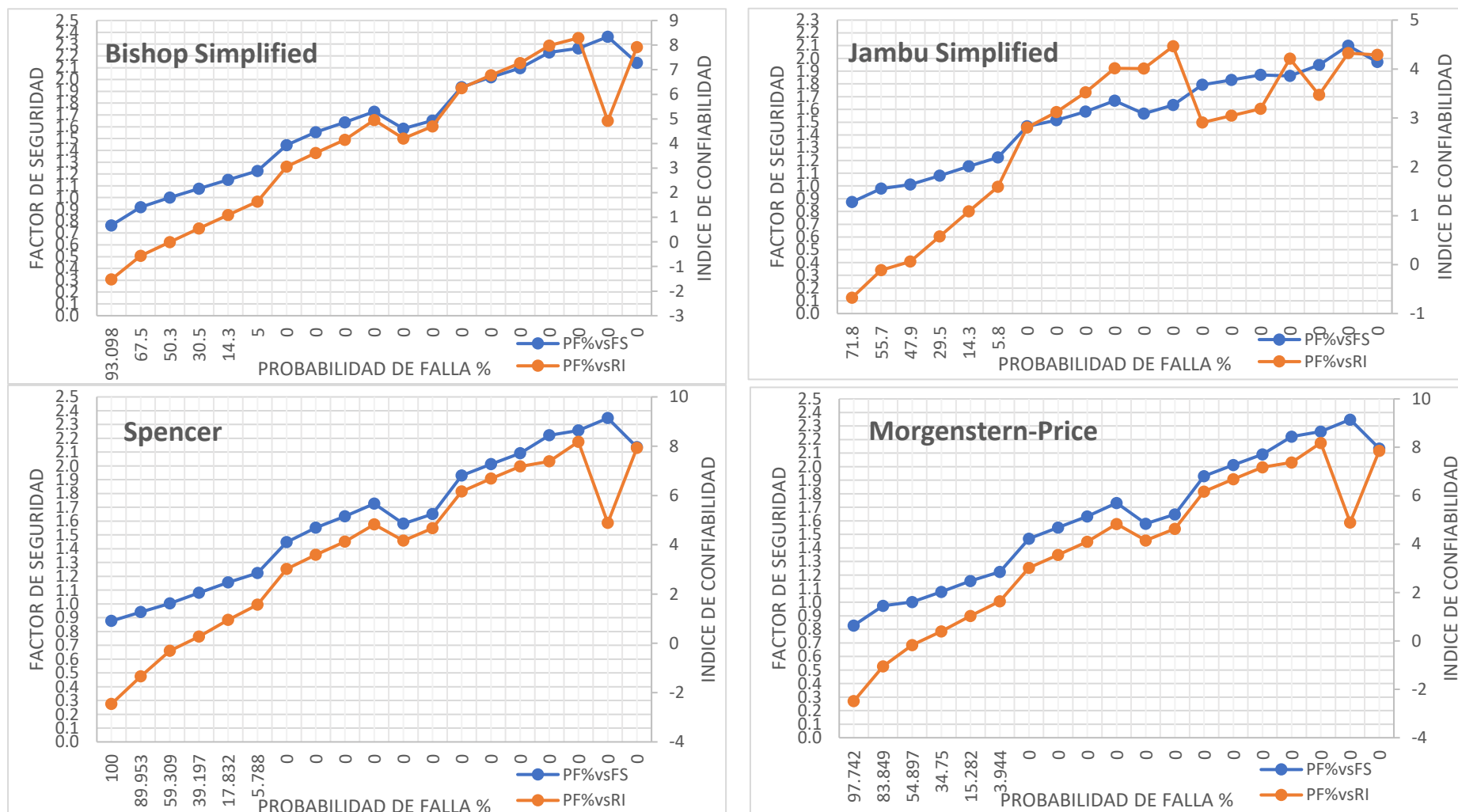


Figura 37. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 9,3% y cohesión de 68%.



Varianza del ángulo de fricción 11,2 % 99,74 cohesión 80% 68,27

Condición material Friccional

Resistencia al cortante (Kn)	Bishop simplified					Jambu simplified					Spencer					Morgenstern-Price				
	FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI		FS		PF	RI	
	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal	Determinístico	Mean	%	Normal	log normal
100	0,766	0,767	86,560	-1,278	-1,248	0,874	0,876	70,080	-0,564	0,659	0,876	0,826	100,000	-2,478	-2,298	0,829	0,675	97,924	-2,292	-1,996
200	0,919	0,919	66,066	-0,463	-0,542	0,979	0,982	55,010	-0,082	-0,192	0,941	0,830	89,211	-1,277	-1,249	0,973	0,866	75,000	-0,824	-0,866
300	1,000	1,001	50,400	0,005	-0,073	1,010	1,011	48,200	0,067	-0,013	1,004	0,961	59,580	-0,296	-0,360	1,002	0,972	56,341	-0,207	-0,274
400	1,077	1,078	33,800	0,489	0,437	1,081	1,083	33,400	0,510	0,459	1,081	1,031	44,363	0,235	0,175	1,077	1,037	40,608	0,284	0,229
500	1,152	1,153	18,600	0,959	0,965	1,154	1,154	18,600	0,950	0,955	1,156	1,117	23,407	0,808	0,793	1,157	1,121	20,056	0,885	0,880
600	1,226	1,226	7,900	1,423	1,515	1,224	1,224	8,700	1,385	1,471	1,224	1,219	7,426	1,392	1,477	1,224	1,211	5,357	1,481	1,575
700	1,445	1,444	0,000	2,629	3,095	1,468	1,469	0,100	2,430	2,874	1,448	1,443	0,000	2,643	3,109	1,469	1,436	0,000	2,596	3,047
800	1,554	1,553	0,000	3,101	3,789	1,515	1,515	0,000	2,699	3,249	1,551	1,554	0,000	3,084	3,768	1,552	1,553	0,000	3,052	3,728
900	1,637	1,636	0,000	3,559	4,466	1,583	1,583	0,000	3,051	3,758	1,634	1,632	0,000	3,534	4,429	1,634	1,634	0,000	3,514	4,406
1000	1,729	1,728	0,000	4,251	5,484	1,668	1,667	0,000	3,465	4,383	1,726	1,733	0,000	4,125	5,325	1,732	1,714	0,000	4,087	5,249
1100	1,584	1,583	0,000	3,636	4,495	1,566	1,566	0,000	3,470	4,265	1,581	1,582	0,000	3,613	4,466	1,579	1,582	0,000	3,695	4,455
1200	1,654	1,653	0,000	4,061	5,130	1,634	1,633	0,000	3,866	4,853	1,651	1,653	0,000	4,049	5,116	1,648	1,651	0,000	4,011	5,064
1300	1,936	1,935	0,000	5,373	7,310	1,792	1,792	0,000	2,475	3,204	1,930	1,927	0,000	5,310	7,211	1,931	1,927	0,000	5,301	7,199
1400	2,019	2,017	0,000	5,822	8,073	1,831	1,831	0,000	2,596	3,399	2,012	2,008	0,000	5,752	7,960	2,013	2,009	0,000	5,746	7,952
1500	2,098	2,096	0,000	6,245	8,812	1,870	1,870	0,000	2,716	3,596	2,091	2,086	0,000	6,171	8,689	2,092	2,087	0,000	6,165	8,681
1600	2,230	2,227	0,000	6,862	9,948	1,863	1,710	0,000	3,623	4,639	2,221	2,220	0,000	6,340	9,175	2,222	2,220	0,000	6,330	9,161
1700	2,265	2,263	0,000	7,130	10,409	1,948	1,947	0,000	2,954	3,993	2,257	2,251	0,000	7,043	10,259	2,259	2,252	0,000	7,033	10,246
1800	2,362	2,358	0,000	4,197	6,213	2,099	2,097	0,000	3,712	5,210	2,346	2,343	0,000	4,159	6,139	2,348	2,348	0,000	4,172	6,164
1900	2,141	2,139	0,000	6,858	9,769	1,971	1,971	0,000	3,660	4,997	2,135	2,140	0,000	6,877	9,796	2,135	2,136	0,000	6,793	9,670

Tabla 24. Resultados para el coeficiente de varianza para el Ángulo de fricción 11,2% cohesión 80%.



Figura 38. Relación entre el factor de seguridad el índice de confiabilidad, y la probabilidad de falla, evaluados para Spencer, Bishop Simplified, Jambu Simplified y Morgenstern Price para un ángulo de fricción efectiva con varianza de 11,2% y cohesión de 80%.

- Factor de seguridad - Probabilidad de falla. (Ver Figura 39).

Como se evidencia en el capítulo anterior, de igual manera, las gráficas entre el factor de seguridad y la probabilidad de falla manejan una misma tendencia la probabilidad de falla tiende a cero, y el factor de seguridad va aumentando, en función del aumento con el aumento del coeficiente de varianza.

La tendencia es constante mostrando un descenso de la probabilidad de falla, y, además, una disminución de la pendiente de la curva, lo que denota que, se debe aumentar la resistencia a la fuerza cortante para cada nivel de varianza con el fin de llegar a una probabilidad de cero, con la diferencia que al aumentar la varianza la gráfica aumenta la pendiente.

A partir de la que el resultado de las iteraciones llega al de seguridad de uno las curvas comienzan a generar una diferencia entre sí.

- Factor de seguridad – Índice de confiabilidad. (Ver Figura 40).

El índice de confiabilidad con respecto al factor genera son directamente proporcional, no obstante, en la gráfica se observan dos fluctuaciones de los datos debido al aumento de la resistencia del elemento de contención.

El comportamiento de esta grafica es similar a la evidenciada en la Figura 27, donde la intención observar el comportamiento del índice de confiabilidad y el factor de seguridad al cambio del coeficiente de varianza, la cual es clara debido a que al aumentar la variabilidad de los datos el desempeño del sistema se ve afectado.

De igual manera, se observa que existe una relación entre estas dos características, en donde el factor de seguridad de uno (1) corresponde a un nivel de confiabilidad de cero (0) y partir de este punto la diferencias entre pendientes se aprecia de manera clara.

- Probabilidad de falla – Índice de confiabilidad. (Ver Figura 41 y Figura 42)

Las líneas poseen pendientes parecidas, y un acortamiento entre estas, en consecuencia, al aumento del coeficiente de variación, lo que se define como, una disminución del índice de confiabilidad con respecto a la probabilidad de falla en 0%. Situación que es similar al comportamiento de la Figura 28 y Figura 29.

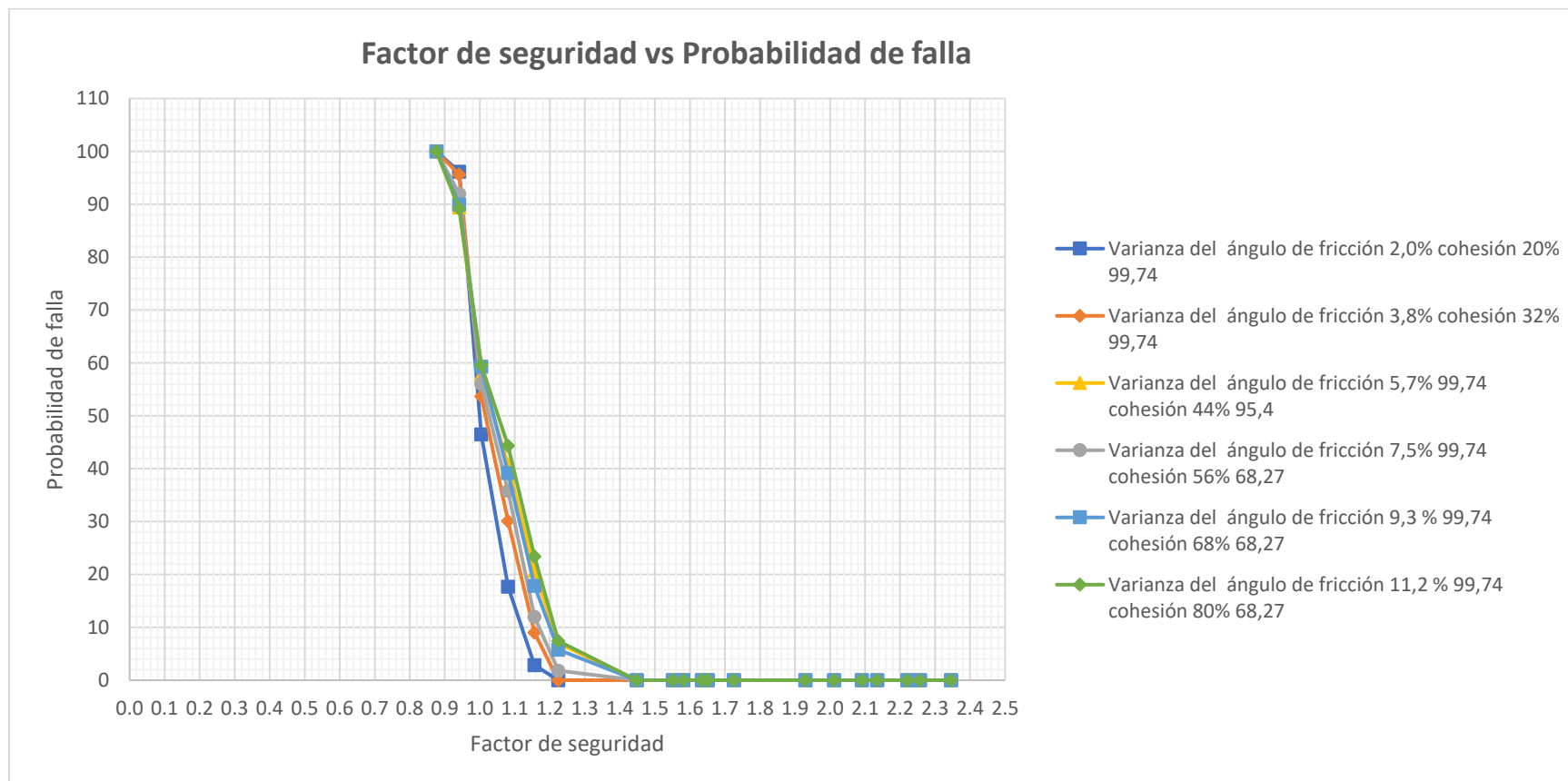


Figura 39. Relación del factor de seguridad Vs La probabilidad de falla, para material friccional.

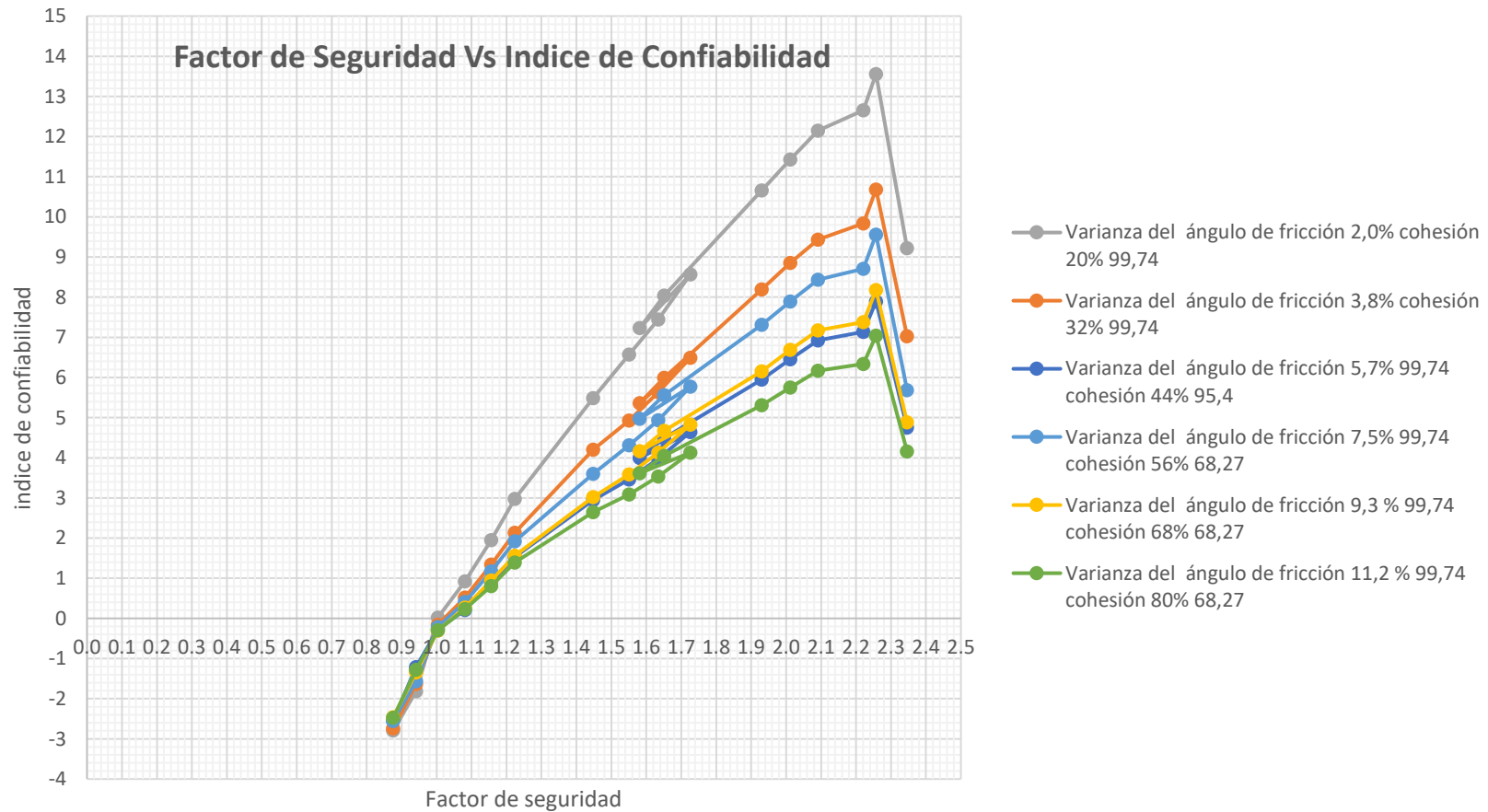


Figura 40. Relación entre el índice de confiabilidad Vs La probabilidad de falla, para material friccional

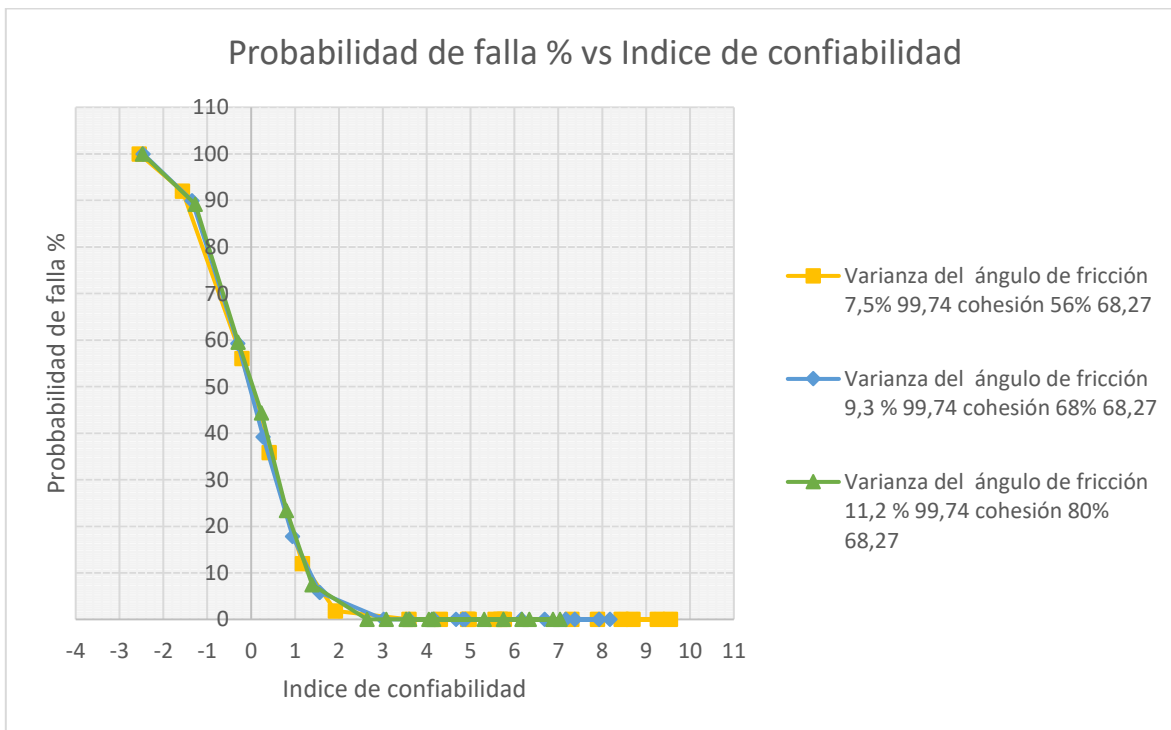
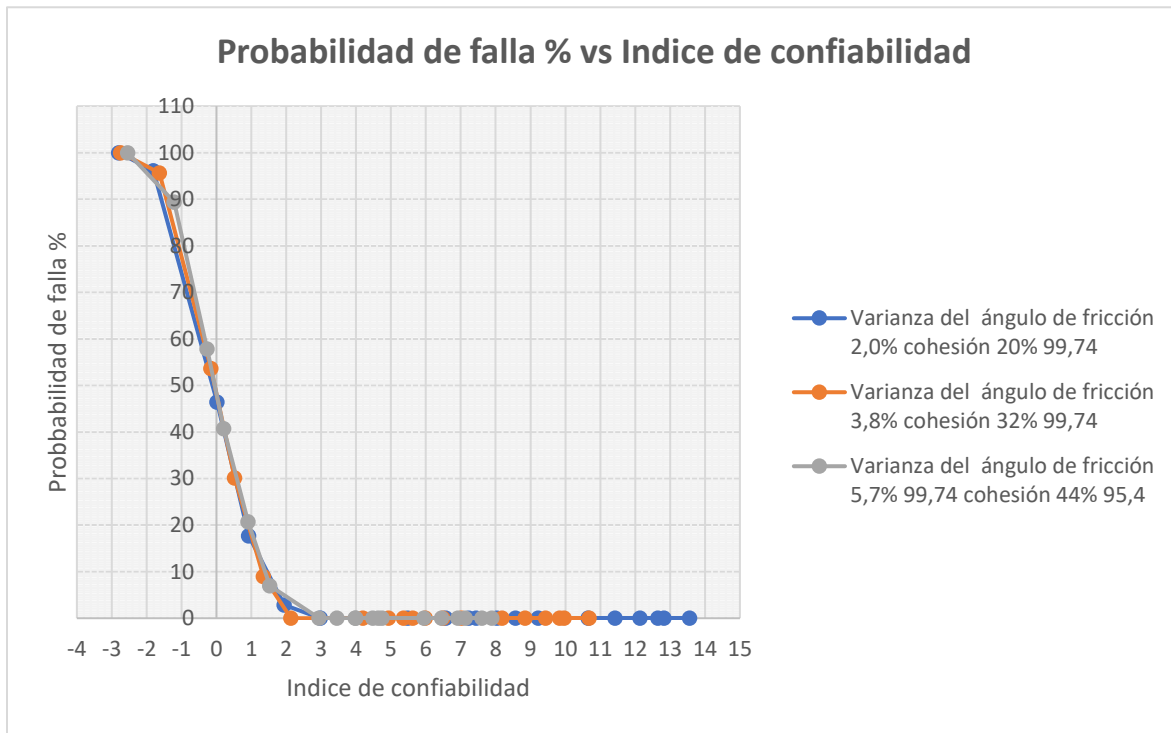


Figura 41. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad para materiales ficticiales

9.5.1. Resultados

De acuerdo con los resultados obtenidos en las diferentes modelaciones y con ayuda de las gráficas anteriormente planteadas, se presentan los resultados para la ecuación de Mohr Coulomb para materiales friccionales en función del coeficiente de varianza y los niveles de confiabilidad. (Tabla 25).

CV (%)		IC	FS	PF (%)	Resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención (Kn)
Angulo de fricción	Cohesión				
2	20	1,00	1,08	16,53	408,43
3,8	32	1,00	1,12	16,49	458,92
5,7	44	1,00	1,16	18,16	514,49
7,5	56	1,00	1,13	17,40	477,32
9,3	68	1,00	1,16	16,79	508,62
11	80	1,00	1,18	18,15	532,87
2	20	2,00	1,16	2,72	505,23
3,8	32	2,00	1,22	0,80	582,66
5,7	44	2,00	1,31	4,68	633,12
7,5	56	2,00	1,25	1,72	604,77
9,3	68	2,00	1,29	4,05	630,06
11	80	2,00	1,34	3,82	648,60
2	20	3,00	1,23	0,00	600,84
3,8	32	3,00	1,33	0,00	641,94
5,7	44	3,00	1,47	0,00	710,36
7,5	56	3,00	1,37	0,64	664,40
9,3	68	3,00	1,45	0,08	698,69
11	80	3,00	1,52	0,00	780,96
2	20	4,00	1,30	0,00	640,76
3,8	32	4,00	1,44	0,00	690,36
5,7	44	4,00	1,63	0,00	903,48
7,5	56	4,00	1,50	0,00	756,46
9,3	68	4,00	1,61	0,00	876,69
11	80	4,00	1,71	0,00	978,83
2	20	5,00	1,38	0,00	680,68



CV (%)		IC	FS	PF (%)	Resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención (Kn)
Angulo de fricción	Cohesión				
3,8	32	5,00	1,58	0,00	810,05
5,7	44	5,00	1,80	0,00	1235,21
7,5	56	5,00	1,63	0,00	908,10
9,3	68	5,00	1,77	0,00	1222,17
11	80	5,00	1,89	0,00	1275,42

Tabla 25. Resultados de la iteración que relacionan el índice de confiabilidad el factor de seguridad y la probabilidad de falla.

Para este caso evaluados dos parámetros los cuales son el ángulo de fricción y la cohesión, siendo este ultimo la característica con mayor variabilidad según la bibliografía consultada.

Como se puede observar la variabilidad de la cohesión afecta de manera clara la ecuación principal lo cual se refleja en la relación en el aumento del factor de seguridad para los niveles de desempeño relacionados.

Ahora bien, a partir de que el coeficiente de varianza supera el 50%, se trabaja con el 68,27% de los datos lo cual castiga la precisión de los resultados, por lo cual hay una disminución del factor de seguridad, considerando que a pesar de que se tiene un resultado la precisión puede ser muy cuestionable.

En la Figura 42, se grafican los límites para cada combinación de los coeficiente de varianza en función de la relación entre el nivel de confiabilidad y el factor de seguridad mínimo exigible, es decir, que las combinaciones se generen entre el coeficiente de varianza del Angulo de fricción 2,0% al 3,8% y la cohesión del 20% al 32% van a estar fluctuando dentro de la área situada por estos límites. En la Figura 43 se aprecia como cuando la cohesión es de 56% el límite disminuye lo cual puede suceder a consecuencia del grado de precisión con él se comienza a trabajar a partir del 50%, por lo cual, al momento de presentar un coeficiente de varianza superior al 50% se tomar las decisiones necesarias con el fin de disminuir la variabilidad.

También se observa como a menor incertidumbre en los datos, no es necesario el cumplimiento del valor mínimo de aceptación exigido en la Norma Sismo Resistente, garantizado un nivel de confiabilidad para un desempeño alto del sistema, situación contraria cuando tenemos niveles variación muy alta quedando claro el factor de seguridad debe ser flexible en función de los parámetros estadísticos, en este caso en función del coeficiente de varianza.

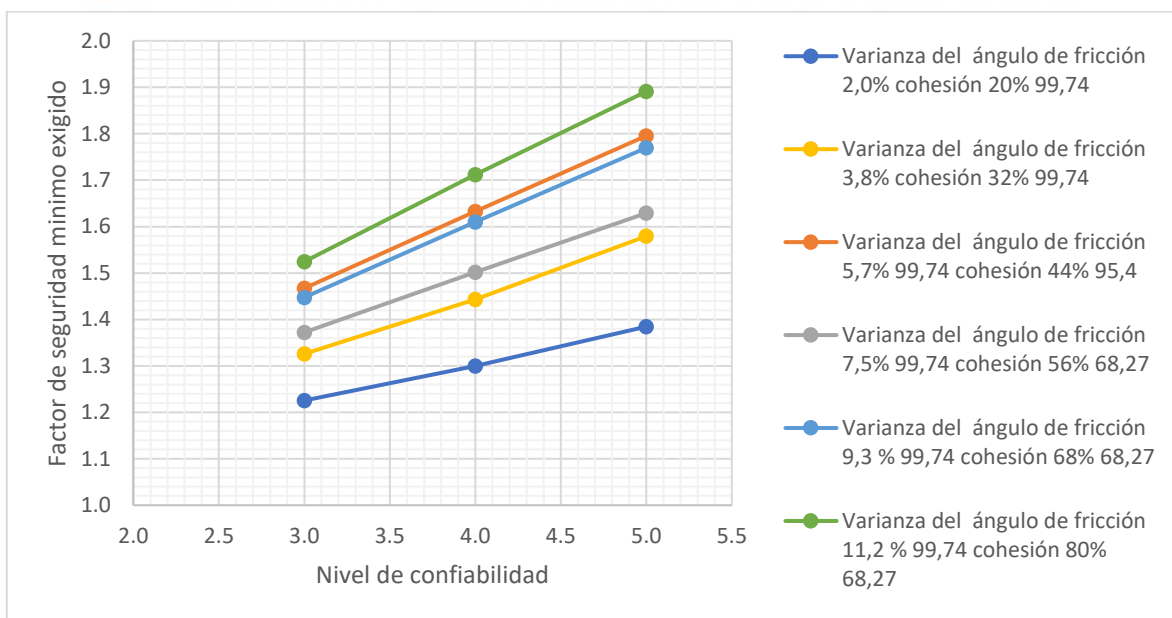


Figura 42. Probabilidad de falla Vs índice de confiabilidad para materiales ficticiales.

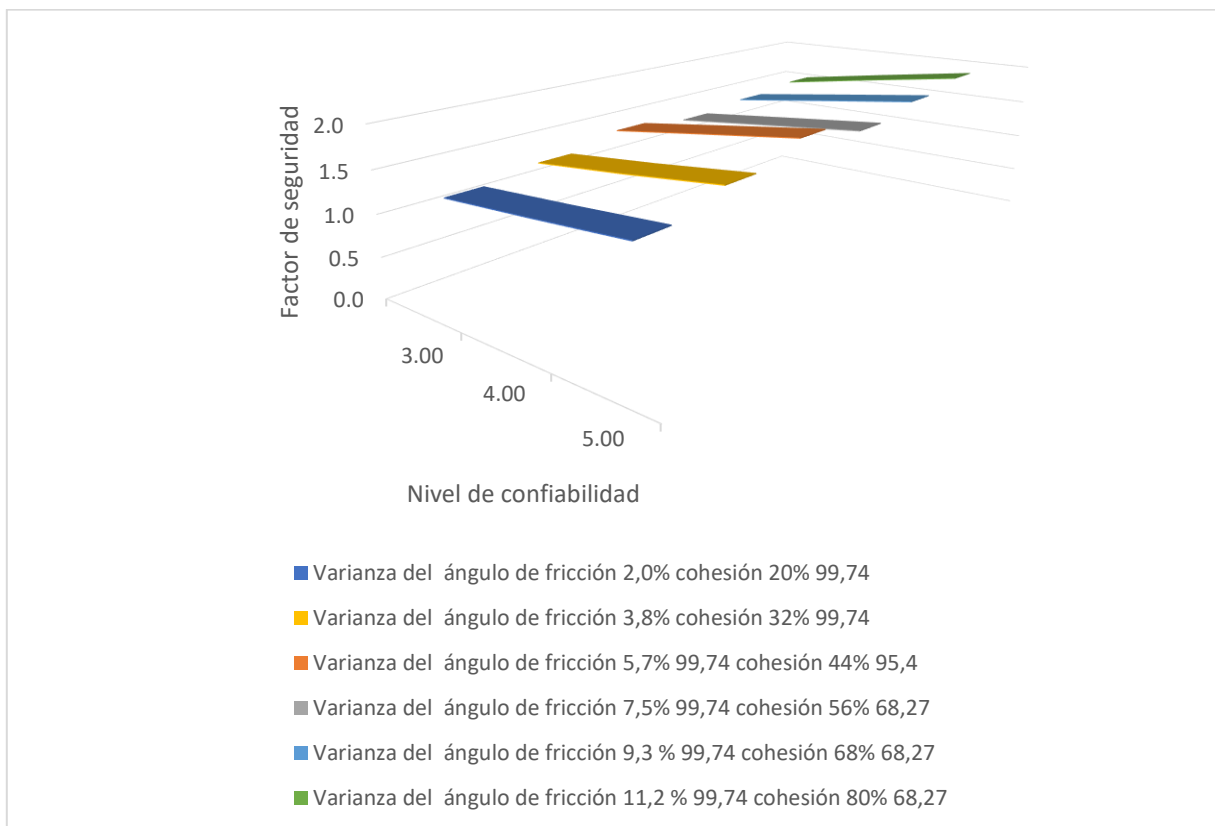


Figura 43. Nivel de confiabilidad Vs Factor de seguridad para materiales ficticiales en 3D.



Con el fin de, poder relacionar como se afecta la resistencia del elemento de contención por los cambios en la variación en función del nivel de confiabilidad se construyó la Figura 44, en la cual se puede observar que el requerimiento de la resistencia del elemento de contención se hace mayor debido al aumento de la incertidumbre, repercutiendo en los costos finales de la ejecución.

De igual manera, como se observó en la graficas anteriores, se muestra como cuando se trabajó con el coeficiente de varianza de 56% la tendencia se afecta, lo cual es un comportamiento ligado a la imprecisión debido a la alta variabilidad que se maneja.

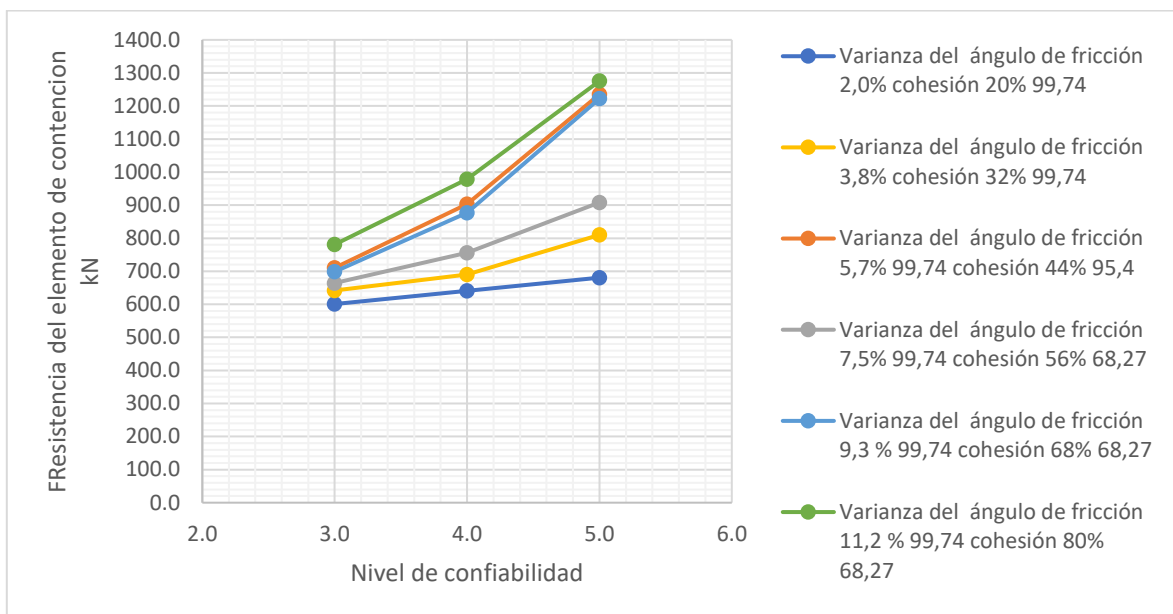


Figura 44. Nivel de confiabilidad Vs la resistencia del elemento de contención para materiales friccionales.



10. ANÁLISIS DE COSTO

Luego de realizar los análisis geotécnicos evidenciados en los capítulos anteriores, se procede a ejecutar un comparativo de costos para los resultados obtenidos para los índices de confiabilidad con probabilidad de falla de cero, para las diferentes resistencias del elemento de contención a partir de una cotización suministrado por una empresa nacional que elabora el elemento de contención tabla-estacado con perfiles en acero ASTM A-572 GR.50 y láminas de acero ASTM A_36, acabado en crudo sin protección.

Los valores del costo del tablestacado se obtuvieron a partir de la resistencia de 10 kN/m, 50 kN/m, 100 kN/m, 190 kN/m, para una tablestaca de 1 metro de longitud por 13 metros de profundidad como se muestra en la Tabla 26, y luego a partir de interpolación se hallaron los valores para cada una de las resistencias modeladas. (Tabla 26).

Resistencia del tablestacado (kN/m)	Valor Unitario en millones
10	11,40
50	19,95
100	28,50
190	33,25

Tabla 26. Valores comerciales iniciales para resistencia de tablestacados.

10.1. MODELACIÓN 1: CONDICIÓN RESISTENCIA AL CORTE NO DRENADO, SUELOS BLANDOS

En la Tabla 27 se presenta como varia el valor unitario para la resistencia del elemento de contención que se relaciona para los resultados para cada nivel de desempeño y la influencia del coeficiente de varianza en el costo de la intervención, es decir, que la influencia de la variabilidad de los parámetros afecta de manera directa la economía del proyecto, donde se puede observar que para un coeficiente de variación entre el 11% y 45%, para la resistencia al corte no drenado, podemos tener diferencias para un índice de confiabilidad de 3 hasta de un 31%; índice de confiabilidad de 4 hasta un 28% e índice de confiabilidad de 5 de un 26%, para cada metro lineal de obra, lo cual significa que en los extremos del coeficiente de varianza analizado tenemos una diferencia de 9.08 millones de pesos (\$9'080.000), 8,88 millones de pesos (\$8'880.000), 8,71 millones de pesos (\$8'710.000), respectivamente para cada índice de confiabilidad.



Ahora bien, de igual manera se puede observar, como a partir de una comparación entre niveles de desempeño al requerir mayor confiabilidad se aumenta el valor. Por ejemplo, para un coeficiente de varianza del 11% la diferencia del costo entre el índice de confiabilidad 3 y 5 es 3.93 millones (\$3'930.000), lo cual significa que al requerir un mayor índice de confiabilidad se aumenta el costo, teniendo en cuenta lo alternativa de reducción de la inversión es desarrollar una solución a partir de un índice de confiabilidad menor, quedando a discreción del diseñador.

CV (%)	IC	FS	Resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención (kN/m)	Valor en millones de pesos
11	3,00	1,22	51,13	20,10
20	3,00	1,35	69,50	23,44
29	3,00	1,50	89,35	26,67
33	3,00	1,57	98,67	28,05
38	3,00	1,58	97,87	27,94
45	3,00	1,68	112,85	29,18
11	4,00	1,30	62,32	22,18
20	4,00	1,49	88,05	26,47
29	4,00	1,71	116,75	29,39
33	4,00	1,82	130,68	30,12
38	4,00	1,84	132,74	30,23
45	4,00	1,95	148,53	31,06
11	5,00	1,38	72,94	24,03
20	5,00	1,62	104,36	28,73
29	5,00	1,92	143,12	30,78
33	5,00	2,05	159,46	31,64
38	5,00	2,05	161,03	31,72
45	5,00	2,20	180,34	32,74

Tabla 27. Valores en millones de la resistencia del tablestacado para cada uno de los resultados evaluados por la resistencia al corte no drenado.

La Figura 45, muestra la curva de tendencia relacionando el factor de seguridad con el valor en millones para la resistencia al corte no drenado en función del coeficiente de variación, y los índices de confiabilidad con probabilidad de falla del 0%, viendo como para una variabilidad pequeña los costos de la intervención pueden disminuir cumpliendo con el factor de seguridad mínimo requerido que cumple con una probabilidad de falla de cero y el índice de confiabilidad con el cual se desea trabajar.



Igualmente, en la Figura 46 se grafica el comportamiento del índice de confiabilidad con el costo de inversión del elemento de contención, ratificando como para una variabilidad de datos pequeñas se pueden obtener niveles de desempeño desde 3 (sobre el promedio) hasta el 5 (alto) con un costo de inversión inferior garantizando la estabilidad de diseño debido a que los resultados están en función de la probabilidad de falla de cero. A partir de los coeficientes de varianza graficados, se genera límites, es decir, se puede interpolar encontrando el costo para un coeficiente de varianza distinto a los trabajados.

Con el fin de relacionar todas las variables en estudiados con el costo en la Figura 47, se grafica el comportamiento del el cambio del coeficiente de varianza para los niveles de confiabilidad 3, 4 , y 5, concluyendo que se debe disminuir la variabilidad de los datos de entrada para obtener un mejor relación beneficio-costos de la soluciones geotécnicas.

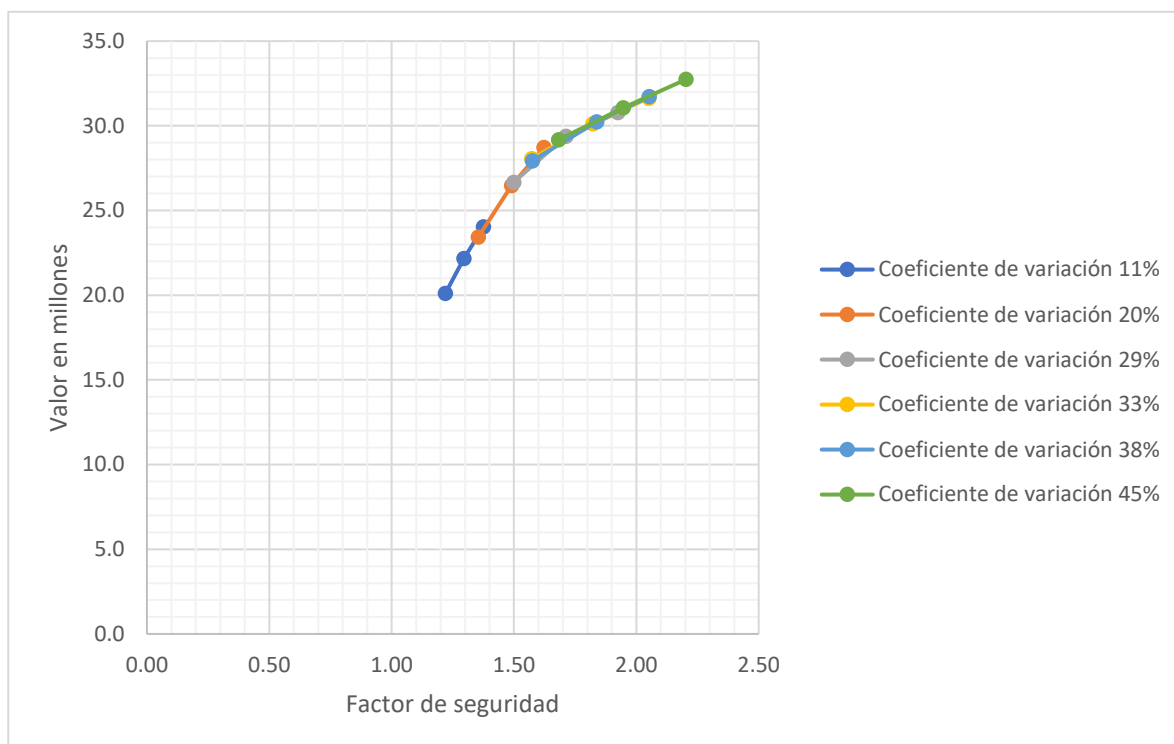


Figura 45. Factor de seguridad Vs Valor en millones para la resistencia al corte no drenado

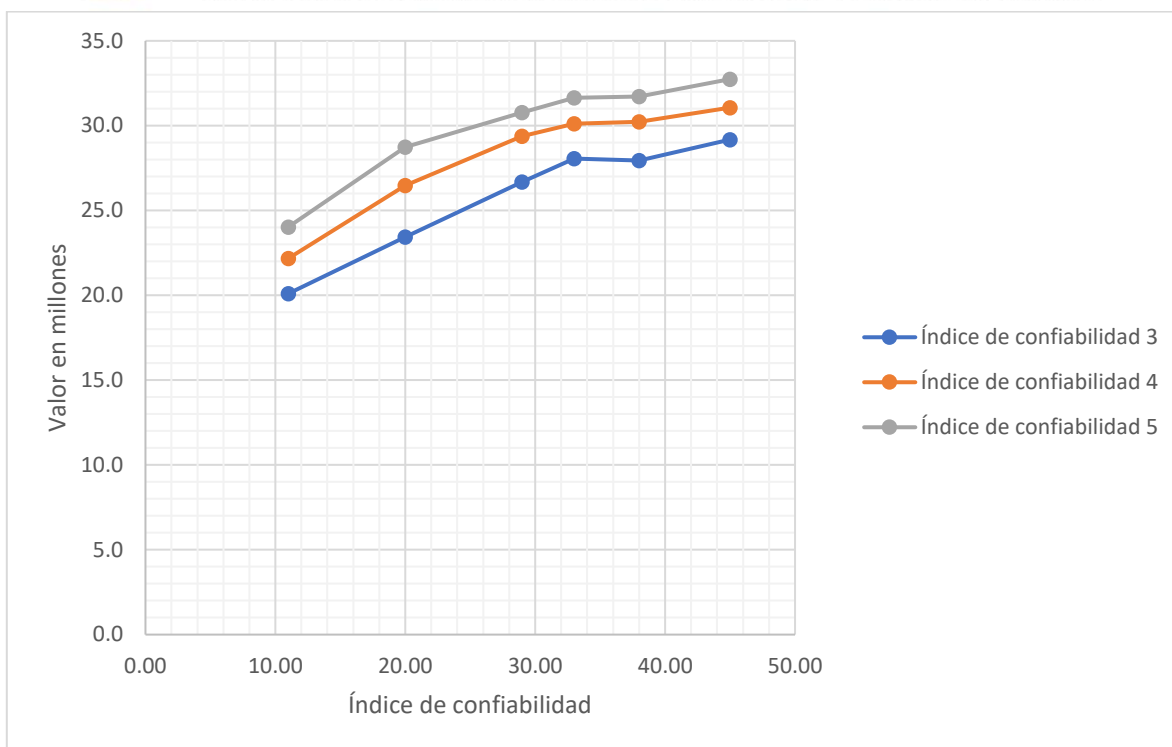


Figura 46 .Índice de confiabilidad Vs Valor en millones para la resistencia al corte no drenado.

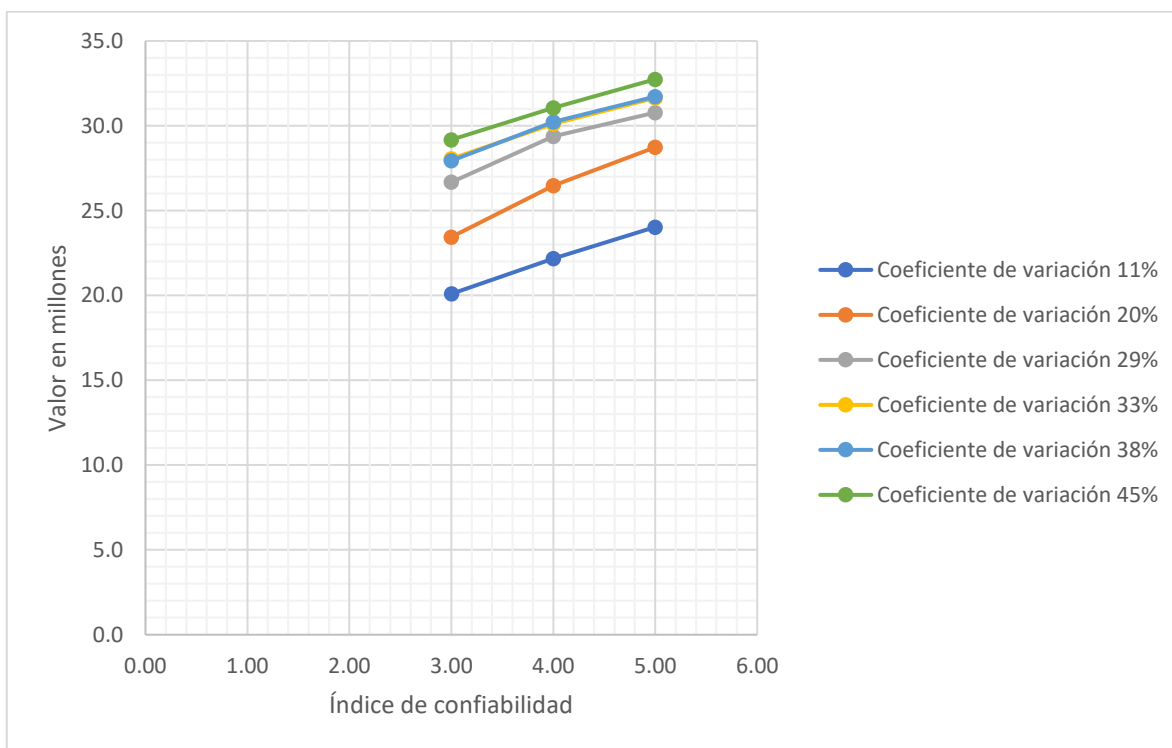


Figura 47 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para la resistencia al corte no drenado



10.2. MODELACIÓN 2: CONDICIÓN MATERIAL FRICCIONAL

En la Tabla 28, se observa como aumenta el valor en función del cambio de coeficiente de varianza para cada nivel de desempeño, donde a menor sea la incertidumbre el costo de intervención será menor.

Es pertinente hacer énfasis en la disminución que se obtiene cuando el coeficiente de varianza de la cohesión es de 56%; esto no es más que una consecuencia de la incertidumbre tan alta que se maneja en este punto lo cual evidencia una inexactitud en el resultado ocurriendo de manera similar para cada uno de los índices de confiabilidad 3, 4, y 5.

Entre los rangos analizados se observa cómo se puede obtener para un índice de confiabilidad de 5, una disminución de costo hasta del 22%; índice de confiabilidad de 4 una disminución hasta 19%; Índice de confiabilidad de 3, una disminución hasta del 12%.

CV (%)		IC	FS	Resistencia a la fuerza de corte del elemento de contención (kN/m)	Valor en millones de pesos
Angulo de fricción	Cohesión				
2	20	3,00	1,23	60,08	21,77
3,8	32	3,00	1,33	64,19	22,51
5,7	44	3,00	1,47	71,04	23,71
7,5	56	3,00	1,37	66,44	22,91
9,3	68	3,00	1,45	69,87	23,51
11	80	3,00	1,52	78,10	24,89
2	20	4,00	1,30	64,08	22,49
3,8	32	4,00	1,44	69,04	23,36
5,7	44	4,00	1,63	90,35	26,83
7,5	56	4,00	1,50	75,65	24,49
9,3	68	4,00	1,61	87,67	26,42
11	80	4,00	1,71	97,88	27,94
2	20	5,00	1,38	68,07	23,19
3,8	32	5,00	1,58	81,01	25,36
5,7	44	5,00	1,80	123,52	29,74
7,5	56	5,00	1,63	90,81	26,90
9,3	68	5,00	1,77	122,22	29,68
11	80	5,00	1,89	127,54	29,96

Tabla 28. Valores en millones de la resistencia del tablestacado para cada uno de los resultados evaluados para materiales friccionales.



A partir de la tabla anterior, se puede relacionar el factor de seguridad, el índice de confiabilidad, para cada una de las combinaciones del coeficiente de varianza, situación que se puede evidenciar en las Figura 48 y Figura 49.

Para este caso es posible evidenciar como se construye una gráfica en función de dos datos variables siendo estos, el ángulo de fricción y la cohesión, el cual proyecta una tendencia lineal, por lo tanto, al aumentar el nivel de varianza se obtiene un distanciamiento mayor entre los puntos, asociados a una mayor variabilidad de los datos, en consecuencia, las combinaciones que se realicen se graficaran sobre la tendencia lineal.

La Figura 50, se grafica a partir del coeficiente de varianza utilizados en el parámetro de la cohesión percibiendo su comportamiento versátil, pero asociable a cada nivel de confiabilidad por lo cual es importante definir por parte del diseñador el desempeño requerido.

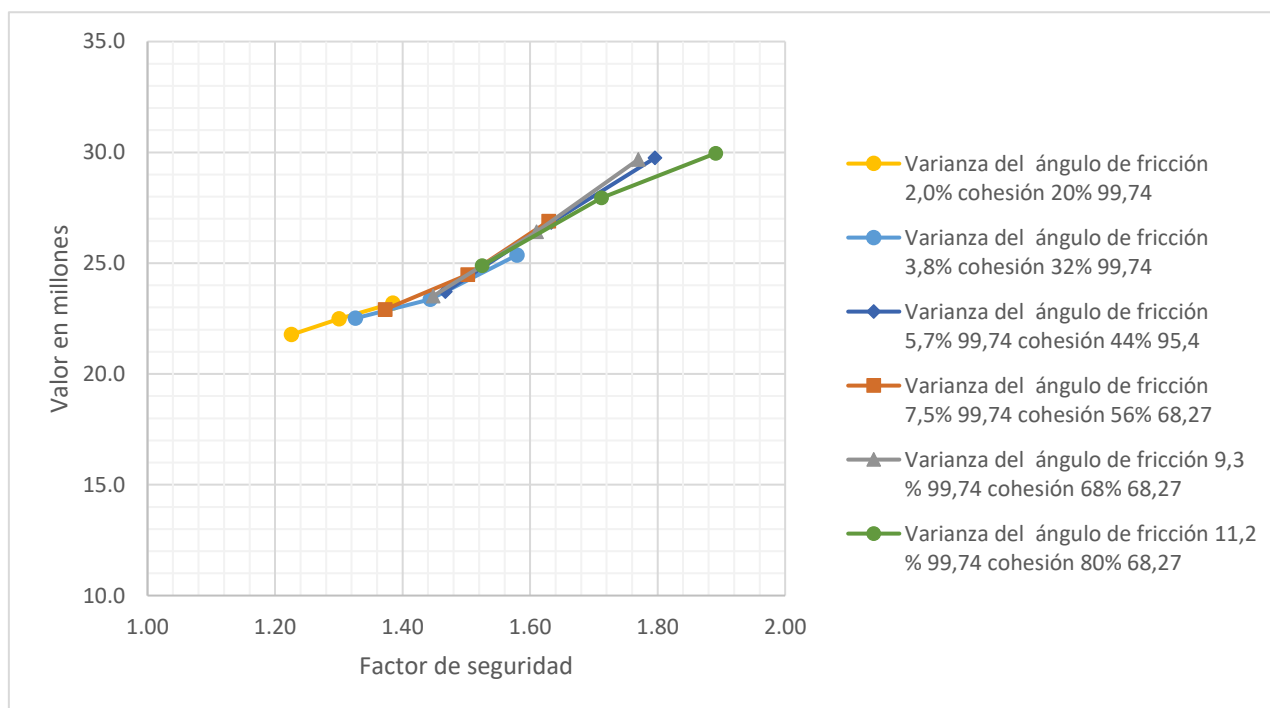


Figura 48 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para materiales friccionales.

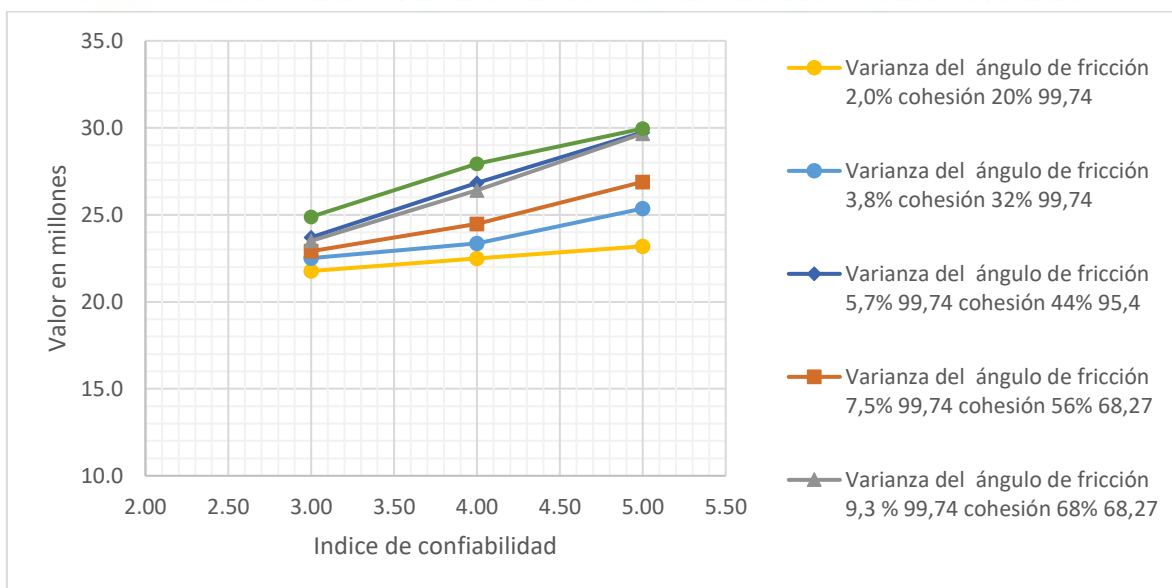


Figura 49 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para materiales friccionales

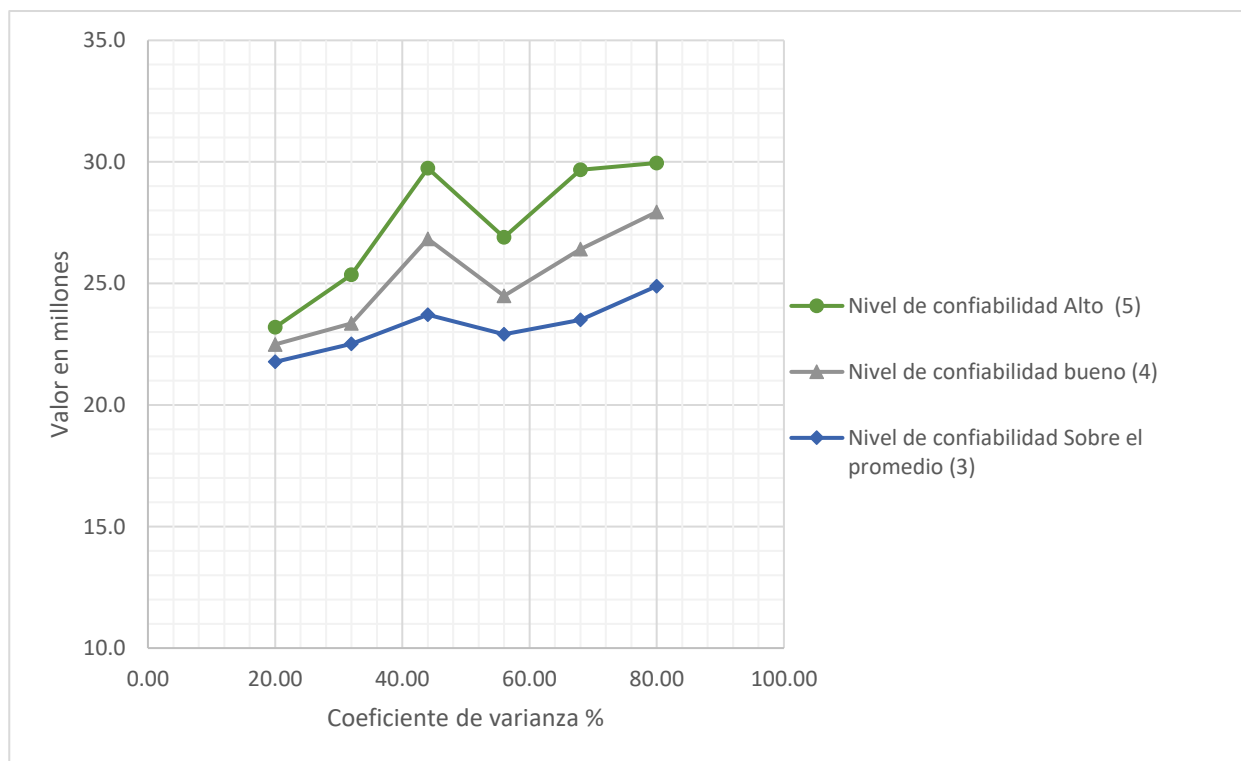


Figura 50 .Coeficiente de varianza Vs Valor en millones para materiales friccionales

Debido a lo anterior, es importante disminuir la incertidumbre de los parámetros con el fin de poder realizar una disminución en los costos de obra, con lo cual se ratifica la importancia de realizar de manera detallada los estudios de los proyectos de



ingeniería, en vista de que por cada metro lineal de obra se tiene un ahorro significativo, lo cual está en función de la cantidad de las investigaciones que se realizan.

Para cada ejercicio se puede asociar los diferentes parámetros, prediciendo el comportamiento de los modelos para cada nivel de incertidumbre, y asociándolo como variabilidad afecta el costo de la intervención.

En consecuencia, la variabilidad de los datos afecta el costo de la ejecución de las obras y esta, se puede disminuir en el momento de realizar las investigaciones. De manera inicial podemos tomar como base, que se desea un diseño con un índice de confiabilidad de 5, es decir, alto, obteniendo un coeficiente de varianza del 2% para el ángulo de fricción y del 20% para la cohesión valor de 23,19 millones (\$23'190.000) en el coste del elemento de contención, por otra parte, para la combinación 11% y 80%, para el ángulo de fricción y la cohesión se manejó un valor de 29.6 millones (\$29'600.000), dando una diferencia de 6.41 millones (\$6'410.000) por metro lineal.

Podemos suponer, que el costo de una perforación por metro lineal con sus ensayos es de \$ 300.000, lo que significa que con la diferencia podemos ejecutar 20 metros lineales más de perforación, situación que disminuiría la variabilidad de los datos obteniendo una mejor relación beneficio costo.



11. CONCLUSIONES

Existen rangos de coeficiente de varianza propuestos recomendado por la bibliografía para cada uno de los parámetros geotécnicos, pero se debe realizar estudios con el fin, de poder determinar los rangos característicos para cada región.

La metodología por confiabilidad es valiosa cuando al tener pocos datos se pueden evaluar las diferentes opciones y determinar las acciones necesarias para el cumplimiento del diseño, de igual modo, cuando se obtienen los suficientes datos se puede evaluar la variabilidad y con esto proponer posibles soluciones.

En la actualidad el factor de seguridad es el dato comúnmente manejado para determinar el cumplimiento de una solución geotécnica, pero éste no permite establecer el grado de incertidumbre que se maneja para cada uno de los parámetros de diseño, por medio del análisis por confiabilidad podemos observar cómo la variabilidad afecta las propuestas de solución.

Se simuló el comportamiento del factor de seguridad, para los dos casos de estudio, según el método por equilibrio límite empleando las teorías expuestas por Spencer, GLE/Morgentein-Price, Bishop Simplified, Jambu Simplified, por consiguiente, se puede observar que el factor de seguridad no debe ser exigido por un valor rígido, sino al contrario, es un valor flexible que está en función de los parámetros probabilísticos, como el coeficiente de variación, la probabilidad de falla, y el índice de confiabilidad, por lo cual se deben establecer los valores de probabilidad de falla e índices de confiabilidad mínimos exigibles, además, es importante determinar los rangos de coeficiente de varianza para cada región, ya que los parámetros probabilísticos tienden hacer demasiados sensibles a la fluctuación de la variabilidad de los datos geotécnicos, por ende, el índice de confiabilidad y la probabilidad de falla son factores complementarios al factor de seguridad determinístico.

Los diseños basados en métodos probabilísticos no dejan de estar exentos de errores, sobre todo si la variabilidad es muy alta en los modelos, a pesar de esto, no deja de ser una herramienta práctica para la toma de decisiones a partir de estudio de escenario alternativos.

De igual manera cada parámetro del suelo debe ser analizado, con el fin de determinar la distribución estadística que se adapta a los datos obtenidos, ya que, esto al momento de realizar un análisis estadístico será una de las características de entrada para el desarrollo de la modelación.

Adicionalmente, los resultados obtenidos se ajustan a los valores presentados por la USACE 1999, para las condiciones de parámetros en condición no drenada y friccionales. (Tabla 29)



Desempeño esperado	Índice de confiabilidad	Probabilidad de falla (%)
Alto	5	3×10^{-5}
Bueno	4	3×10^{-5}
Sobre el promedio	3	10^{-3}
Bajo el promedio	2,5	6×10^{-3}
Pobre	2	2.3
Insatisfactorio	1,5	7
Peligroso	1	16

Tabla 29. Índice de confiabilidad y probabilidad de falla. Fuente: (USACE 1999)

Lo anterior refleja, una relación inversa entre la probabilidad de falla y el índice de confiabilidad, a mayor índice de confiabilidad menor es la probabilidad de falla, ahora bien, a mayor factor de seguridad la probabilidad de falla disminuye y el índice de confiabilidad aumenta.

De igual manera, podemos evaluar que a menor coeficiente de varianza el índice de confiabilidad tiende a desarrollar una pendiente más alta, por lo cual, se logra llegar a un nivel de desempeño con un valor de factor de seguridad menor para una probabilidad de falla de cero, en sentido contrario, al aumentar el coeficiente de varianza, el índice de confiabilidad tiende a disminuir su pendiente siendo el factor de seguridad mayor.

En las **Figura 51** y **Figura 52** se muestra como el coeficiente de varianza de los parámetros analizados, afecta el factor de seguridad para cada índice de confiabilidad con probabilidad de falla de 0%, mostrando de manera clara como al modificar el coeficiente de variación los requerimientos al factor de seguridad se alteran.

Ahora bien, para un nivel de confiabilidad de 5 (cinco) con un desempeño alto, y probabilidad de falla de 0 (cero) podemos tener el siguiente resultado en las modelaciones realizadas. (Tabla 30 y Tabla 31).

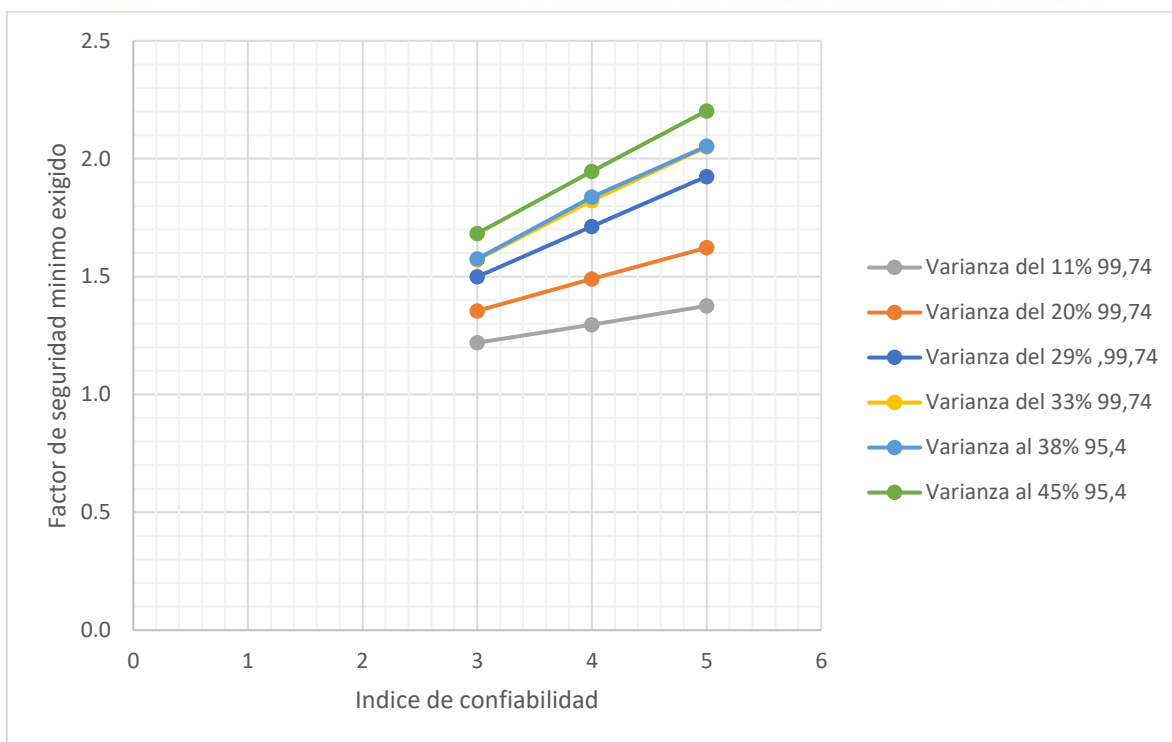


Figura 51 .Factor de seguridad mínimo exigido Vs Índice de confiabilidad, para suelos arcillosos.

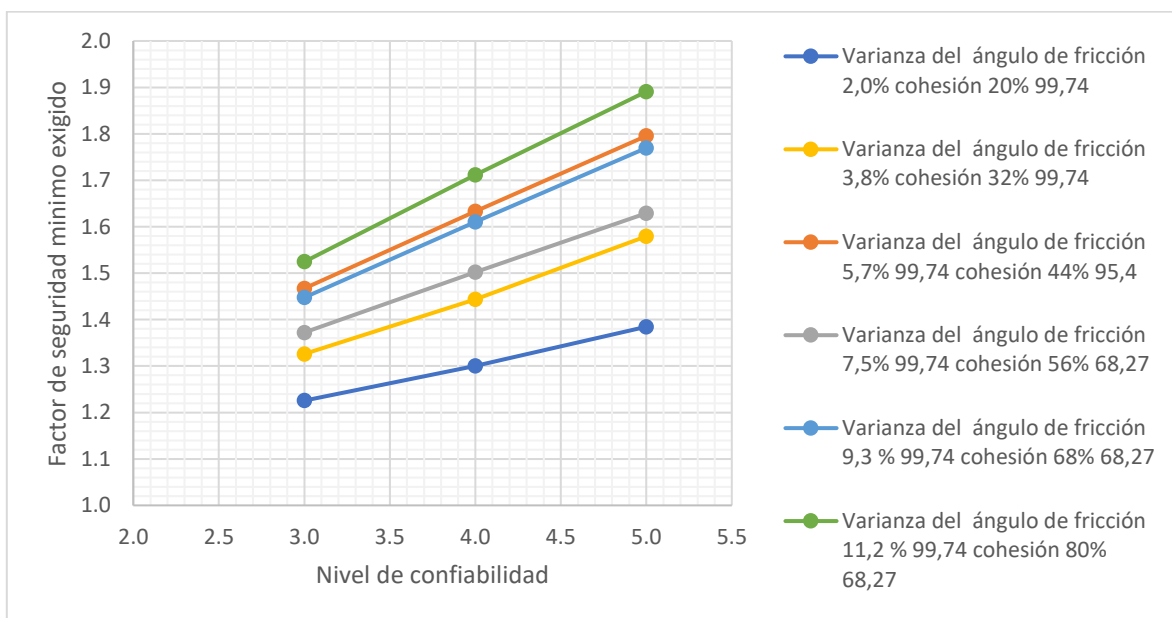


Figura 52 . Factor de seguridad mínimo exigido Vs Índice de confiabilidad, para suelos granulares



Modelación 1: Resistencia al corte no drenado, suelos arcillosos			
CV (%)	IC	FS	PF (%)
11	5.00	1.38	0
20	5.00	1.62	0
29	5.00	1.92	0
33	5.00	2.05	0
38	5.00	2.05	0
45	5.00	2.20	0

Tabla 30. Resultados para la resistencia al corte no drenado para suelos arcillosos.

Modelación 2: Material friccional suelos granulares				
CV (%)		IC	FS	PF (%)
Angulo de fricción	Cohesión			
2	20	5.00	1.38	0.00
3.8	32	5.00	1.58	0.00
5.7	44	5.00	1.80	0.00
7.5	56	5.00	1.63	0.00
9.3	68	5.00	1.77	0.00
11	80	5.00	1.89	0.00

Tabla 31. Resultados para materiales no friccionales.

Por lo anterior, se ve como el factor de seguridad varía en función del coeficiente de varianza para los parámetros evaluados.

Dado lo anterior se logra el objetivo general, al poder evidenciar el efecto que produce, la modificación del coeficiente de varianza, en los resultados del factor de seguridad, probabilidad de falla e índice de confiabilidad, al modelar un perfil estratigráfico soportado mediante un elemento de contención, utilizando la metodología del equilibrio limite.



12. RECOMEDACIONES

Cuando se realizan los estudios para el diseño de una estructura es recomendable verificar el coeficiente de varianza, con el fin de poder tomar las decisiones necesarias para lograr la mejor relación beneficio costo, ya que se observa a menor coeficiente de varianza el requerimiento de resistencia del elemento de contención es menor, evidenciando diferencias en los rangos utilizados hasta de un 30%, siendo aconsejable realizar una campaña geotécnica robusta con el fin de poder disminuir la variabilidad y poder desarrollar una obra con mayor confiabilidad y reducción en los costos.

A partir de este ejercicio es recomendable realizar los modelos geotécnicos a partir de datos estadísticos, ya que el factor de seguridad propuesto por la NSR-10 no se fundamenta en parámetros por probabilidad de falla e índice de confiabilidad; arriesgando que la solución geotécnica no cumpla con los parámetros mínimos para ejercer seguridad a la infraestructura.

De igual manera, se recomienda ampliar el conocimiento es este tipo de metodología, siendo aplicable a cualquier situación ingenieril, aplicándole factores como sobrecargas, y sismos, no obstante, a partir de este ejercicio es posible revisar como se relaciona la metodología de esfuerzo-deformación, con el factor de seguridad, probabilidad de falla e índice de confiabilidad.



13. BIBLIOGRAFÍA

Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S., & Boyce, G. M. (2001). Slope stability and stabilization methods. John Wiley & Sons.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica–AIS, Norma Colombiana de Diseño de Puentes. Comité AIS-200, 2014.

Bell, J. M. (1968). "General slope stability analysis." J. Soil Mech. and Found. Div., 94(SM6), 1253–1270.

Bishop, A. W. (1955). "The use of slip circle in the stability analysis of slopes." Geotechnique, 5(1),

Bishop, A. W., and Morgenstern, N. (1960). "Stability coefficients for earth slopes." Geotechnique, 10(4), 129–150

Brizuela-Agüero, S. (2017). Análisis probabilístico de estructuras geotécnicas.

Cornforth, D. H., & Cornforth, D. (2005). Landslides in practice: investigation, analysis, and remedial/preventative options in soils. J. Wiley.

Duncan, J. M. (1996). "State of the art: Limit equilibrium and finite element analysis of slopes." J. Geotech. Eng., 122(7), 577–596.

Duncan, J. M., Wright, S. G., & Brandon, T. L. (2014). Soil strength and slope stability. John Wiley & Sons.

□ Fellenius, W. (1936). "Calculation of the stability of earth dams." Proc. of the Second Congress of Large Dams, Washington, DC, 4, 445–463

Dell'Avanzi, E. y Sayão, ASFJ (1998). Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes. En Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (Vol. 11, No. 2, pp. 1289-1295).

Escobar Potes, C. E., & Duque Escobar, G. (2016). Geotecnia para el trópico andino. Departamento de Matemáticas y Estadística.

Fernández, W., Villalobos, S., & King, R. (2018). Evaluación probabilística de la estabilidad de taludes en suelos residuales de granito completamente descompuesto. Revista ingeniería de construcción, 33(1), 5-14.

G. Baecher, B, y J. T. Christian, Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering, Chichester: John Wiley & Sons, 2003, 605 p

Gerscovich, D. M. (2016). Estabilidade de Taludes (2ª edição). Oficina de textos.



- González, A. (2006). El uso de factores de carga y resistencia (LRF) en geotecnia.
- Harr, M. E. (1987). Reliability-based design in civil engineering (No. BOOK). McGraw-Hill.
- Hidalgo Montoya, C. A., & Pacheco de Assis, A. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: Aplicación. Revista Ingenierías Universidad de Medellín, 10(18), 79-86.
- Janbu, N. (1954). "Applications of composite slip surfaces for stability analysis." Proc. of European Conf. on the Stability of Earth Slopes, Stockholm, Sweden, 3, 43–49.
- Janbu, N. (1973). "Slope stability computations." Embankment dam engineering—Casagrande memorial volume, Wiley, New York, 47–86.
- J. T. Christian et al., "Reliability Applied to Slope Stability Analysis," J. of Geot. Eng, vol. 120, no. 12, 1994. pp. 2180–2207.
- Leon Quezada, M. (2014). Análisis comparativo de excavaciones con muros pantalla diseñados mediante el método de elementos finitos utilizando diferentes modelos constitutivos (Master's thesis, Universitat Politècnica de Catalunya).
- Ministerio de Ambiente Vivienda y Desarrollo Territorial de Colombia–MAVDT, Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10, 2010.
- Montoya, C. A. H., & de Assis, A. P. (2011). Herramientas para análisis por confiabilidad en geotecnia: La teoría. Revista de Ingenierías: Universidad de Medellín, 10(18), 69-78.
- Montoya Orozco, A. (2009). Confiabilidad en Estabilidad de Taludes. México, México: Universidad Nacional Autónoma de México.
- Morgenstern, N. R., and Price, V. E. (1965). "The analysis of the stability of general slip surfaces." Geotechnique, 15(1), 79–93.
- OLIVERA, M. A. A. (2011). EFECTO DE LA VARIACION DE LAS PROPIEDADES GEOTECNICAS DEL SUELO EN EL DISEÑO DE UN MURO BERLINES (Doctoral dissertation, Universidad Católica de la Santísima Concepción).
- Rojas.L.L & Rivera S,A, (2014) Caracterización de suelos arcillosos desecados al occidente de la sabana de Bogotá.
- Suárez, J. (1998). Deslizamientos y estabilidad de taludes en Zonas Tropicales, Instituto de Investigaciones sobre Erosión y Deslizamientos.
- Taylor, D. W. (1969). Fundamentos de la mecánica de suelos (No. 624.151 T39Y).



Spencer, E. (1967). "A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces." *Geotechnique*, 17(1), 11–26.

Spencer, E. (1973). "Thrust line criterion in embankment stability analysis." *Geotechnique*, 23(1), 85–100.

Taylor, D. W. (1937). "Stability of earth slopes." *J. Boston Soc. Civ. Eng.*, 24, 197–246

Terzaghi, K., Peck, R. B., & Mesri, G. (1996). *Soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.

Torres, A., Zambrano, G. (2012). Estudio numérico de la subsidencia causada por la excavación de túneles en un perfil de suelos blandos.

Toro, L. J. E., & González, Y. V. (2012). Análisis de estabilidad y probabilidad de falla de dos taludes de suelo tropical en la autopista Medellín Bogotá en el tramo de vía entre marinilla y santuario. *Boletín de Ciencias de la Tierra*, (31), 51-63.

Torres Pachón, C. D., & Marciales León, F. C. (2018). Análisis de probabilidad de falla en taludes en el tramo alto medio de la cuenca del Río Únete, municipio de Aguazul, vereda La Vegana

USACE, R. (1999). Risk-based analysis in geotechnical engineering for support of planning studies. *ETL*, (1110-2-556).

.