



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERIA CIVIL – CONSTRUCCIÓN

ESTABILIDAD DE FRENTE EN TÚNELES CONSIDERANDO FLUJO DE AGUA EN
CONDICIONES TRANSITORIAS

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
MIGUEL ALAM ROSAS TLALOLINI

TUTORES PRINCIPALES

M.I. EDGAR MONTIEL GUTIERRÉZ, FACULTAD DE INGENIERÍA

DRA. ALEXANDRA OSSA LOPEZ, INSTITUTO DE INGENIERÍA

MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO, ABRIL DE 2019

JURADO ASIGNADO:

Presidente: M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA
Secretario: M.I. MARCO TULIO MENDOZA ROSAS
Vocal: M.I. EDGAR MONTIEL GUTIÉRREZ
1^{er}. Suplente: DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ
2^{do}. Suplente: M.I. JORGE ANTONIO LÓPEZ MOLINA

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

TUTOR DE TESIS:

M.I. EDGAR MONTIEL GUTIÉRREZ

FIRMA

CO-TUTOR:

DRA. ALEXANDRA OSSA LÓPEZ

FIRMA

DEDICATORIA

Por y para, *mi madre Lilia y mi abuela Esther.*

“Soy el resultado de lo que una gran mujer quiso hacer de mí.”

- Thomas Alva Edison

AGRADECIMIENTOS

Mi más sincero agradecimiento a mis tutores de tesis, el profesor Edgar Montiel Gutiérrez por su apoyo incondicional, entrega y humanidad en la labor del ingeniero y docente, y a la doctora Alexandra Ossa López, por su generoso apoyo, motivación y difusión de conocimiento. Gracias por confiar en mí, por introducirme a un mundo de conocimiento y por su gran compartir de experiencia.

A los sinodales integrantes del comité, M.I. Jorge Antonio López Molina, M.I. Agustín Deméneghi Colina y M.I. Marco Tulio Mendoza Rosas por sus observaciones y consejos para la correcta elaboración de esta tesis.

Al Dr. José Guadalupe Rangel Ramírez, quien me motivó a continuar con mi crecimiento académico y profesional.

A mi familia, por darme la mejor herencia: el estudio.

A Gabriela, por su valioso apoyo y motivación durante los meses más difíciles.

A mis compañeros y amigos de tantos lugares de la Facultad, del Instituto y de la ENALLT.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT), por el valioso apoyo económico para la obtención de este grado académico.

A la Universidad Nacional Autónoma de México.

A la Asociación Mexicana de Túneles y Obras Subterráneas (AMITOS).

A todos aquellos que contribuyeron de alguna forma u otra generando un impacto positivo en mi desarrollo profesional, gracias por tanto, perdón por tan poco.

“Voy a hacer por mi país, ser por mi país y crecer por mi país.”

- Bernardo Quintana Arrijoja

CONTENIDO

CAPITULO. 1 INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO. 2 OBJETIVOS Y ALCANCES	3
CAPITULO. 3 GENERALIDADES SOBRE LOS EFECTOS DEL FLUJO DE AGUA Y LA ESTABILIDAD DE FRENTE EN TÚNELES	4
3.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS SOBRE INESTABILIDAD EN TÚNELES	8
3.2 PRINCIPALES CAUSAS DE INESTABILIDAD EN EL FRENTE DE EXCAVACIÓN	12
3.3 LA PRESENCIA DE AGUA COMO DETONANTE DE FENÓMENOS DE INESTABILIDAD	13
3.3.1 TÚNELES EN SUELOS CON DIFERENTES VALORES DE PERMEABILIDAD	15
3.3.2 TÚNELES EN ZONA DE FALLA	18
3.3.3 TÚNELES EN ROCA BLANDA	19
3.3.4 CRITERIO DE LA A.F.T.E.S. PARA LA SELECCIÓN DE SOPORTE DE ACUERDO CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO	21
CAPITULO. 4 CONSIDERACIONES DE PROYECTO GEOLÓGICAS E HIDROGEOLÓGICAS	23
4.1 CONDICIONES GEOLOGICAS QUE PROPICIAN INESTABILIDAD EN EL TÚNEL	23
4.2 CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS	25
4.2.1 PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS	28
4.2.2 GENERALIDADES SOBRE EL FLUJO DE AGUA EN CONDICIONES TRANSITORIAS	30
CAPITULO. 5 MÉTODOS DE SOLUCIÓN Y ANÁLISIS PARA LA EVALUACIÓN DE LA FALLA DE FRENTE	33
5.1 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA LA ESTABILIDAD EN EL FRENTE	35
5.1.1 MECANISMO DE HORN	36
5.1.2 MÉTODO DE LA COTA SUPERIOR EN SUELOS COHESIVOS FRICCIONANTES	42
5.1.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE TAMEZ ET AL. (1997)	50
5.2 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA ESTABILIDAD DE FRENTE	53
CAPITULO. 6 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE FRENTE EN TÚNELES CONSIDERANDO FLUJO TRANSITORIO	57
6.1 SELECCIÓN DE LOS MODELOS DE RESISTENCIA PARA LOS ANÁLISIS	57
6.1.1 CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB	57
6.1.2 CRITERIO DE ROTURA GENERALIZADO DE HOEK & BROWN	59
6.2 PARÁMETROS MECÁNICOS UTILIZADOS EN LA MODELIZACIONES	61
6.3 MODELIZACIÓN DE FLUJO TRANSITORIO EN EL FRENTE DEL TÚNEL	63

6.3.1	CONDICIONES Y CARACTERÍSTIAS GEOMÉTRICAS DEL MODELO	63
6.4	ANÁLISIS DE FLUJO TRANSITORIO	66
6.5	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL FRENTE	69
6.5.1	ESTABILIDAD EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES	69
6.5.2	ESTABILIDAD EN SUELOS FRICCIONANTES	72
6.5.3	ESTABILIDAD EN ROCAS BLANDAS - NO INTACTAS	74
CAPITULO. 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		84
CAPITULO. 8 BIBLIOGRAFÍA		87
CAPITULO. 9 ANEXOS		90

ÍNDICE DE FIGURAS

- Figura 1. Representación del acoplamiento hidromecánico directo e indirecto. [Figura]. Recuperado de Sullivan (2007). 5
- Figura 2. Clay & Takacs (1997). Colapso en Green Park. [Figura]. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012. 9
- Figura 3. Lee & Cho (2008). Colapso en metro de Seoul. [Figura]. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012. 9
- Figura 4. Lee & Cho (2008). Colapso en metro de Seoul. [Figura]. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012. 10
- Figura 5. Construction Today (1994). Colapso en Metro de Múnich, Alemania. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012. 10
- Figura 6. Civil Engineering International (1995). Colapso en Metro de Los Ángeles, EEUU. 11
- Figura 7. Broms & Bennermark (1967). Mecanismos de Rotura en el Frente. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 13
- Figura 8. Irrupción de flujo de agua hacia el interior, Túnel Walgau. Fuente: AMITOS. 14
- Figura 9. Inundación parcial, Túnel Walgau. Fuente: AMITOS. 14
- Figura 10. Anagnostou et al. (2018). (a) Frente de excavación en suelo con baja permeabilidad, (b) falla de frente en túnel y (c) sistema de soporte implementado. Recuperadas de ETH Zürich. 16
- Figura 11. Anagnostou (2006). (a) Falla por frente expuesto, (b) subsidencia en superficie, (c) sobreesfuerzos en zona de falla inyectada, (d) presión de squeezing y (e) levantamiento del piso en túnel. Recuperadas de ETH Zürich. 17
- Figura 12. Kovári (1996). Mecanismo de colapso y modelo numérico del análisis de flujo. Recuperadas de ETH Zürich. 17
- Figura 13. Anagnostou; Kovári (1996). Resultados de un análisis de estabilidad de equilibrio límite. [Figura]. Recuperado de ETH Zürich Research Collection. 18
- Figura 14. Zingg, Sara; Anagnostou, G. (2012). Colapso de frente en zona de falla. [Figura]. Recuperado de ETH Zürich Research Collection. 18
- Figura 15. Zingg, Sara; Anagnostou, G. (2012). Entrada de agua y lodo durante la construcción de túnel de la central eléctrica Engadine. [Figura]. Recuperado de ETH Zürich Research Collection. 18
- Figura 16. Hoek, E. & Marinos, P. (2000). Problemas con squeezing en túnel de 10 m a través de una zona de falla, con 1 m de desplazamiento hacia el interior. [Figura] Recuperado de “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”. 20
- Figura 17. Marinos, P; Hoek, E. (2007). Gráfica general para GSI [Figura]. Recuperado de The Geological Strength Index. 24
- Figura 18. Sánchez, F. Acuífero libre. [Figura]. Recuperado de Conceptos Fundamentales de Hidrogeología. 26
- Figura 19. Sánchez, F. Acuífero confinado. [Figura]. Recuperado de Conceptos Fundamentales de Hidrogeología. 27
- Figura 20. Sánchez, F. Acuífero semiconfinado. [Figura]. Recuperado de Conceptos Fundamentales de Hidrogeología. 27
- Figura 21. Balance de agua en volumen elemental representativo. 30
- Figura 22. Esquema de la derivación de la ecuación de Poisson. 31
- Figura 23. Esquema de la derivación de la ecuación de flujo en régimen transitorio. 32
- Figura 24. Jiménez, A (2016). Colapso del metro Lausanne, Suiza en 2005. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles. 36

- Figura 25. Horn (1961). Mecanismo de cuñas de Horn. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 37
- Figura 26. Vermeer. Mecanismo de falla. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 37
- Figura 27. Oreste (2011). Mecanismo de falla. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 38
- Figura 28. Jiménez, A. (2016). Mecanismo simplificado de Horn. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 38
- Figura 29. Jiménez, A. (2016). Sección frontal y longitudinal del análisis. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 40
- Figura 30. Villafuerte, D. (2013). Mecanismo de falla propuesto por Davis et al, 1980. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 43
- Figura 31. Villafuerte, D. (2013). (a y b) Mecanismos de falla por colapso y (c) por extrusión según Leca, 1990. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 43
- Figura 32. Villafuerte, D. (2013). Mecanismo de falla tipo MI de Leca & Dormieux, 1990. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 45
- Figura 33. Leca (1990). Mecanismo de falla tipo MII. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 47
- Figura 34. Leca (1990). Mecanismo de falla tipo MIII. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 49
- Figura 35. Villafuerte (2013). a) Mecanismo de falla por Leca & Dormieux, 1990. b) y c) Mecanismo de falla multibloque por Mollon et al, 2009-2010. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles. 50
- Figura 36. a) Horn, 1961; b) Tamez et al., 1997. Modelos de equilibrio límite para analizar la estabilidad de frente en túneles. [Figura]. Recuperado de International Conference on Geomechanics, Geo-energy and Geo-resources. 51
- Figura 37. Tamez et al. (1997). Mecanismo de falla inicial. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 51
- Figura 38. Tamez et al. (1997). Mecanismo de falla simplificado. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 51
- Figura 39. Tamez et al. (1997). Fuerzas involucradas en el mecanismo simplificado. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles. 52
- Figura 40. Vermeer et al. (2002). Área de colapso. [Figura] Recuperado de Tunnel Heading Stability in Drained Ground. 54
- Figura 41. Vermeer et al. (2002). Superficies de desplazamientos en el rango de falla para suelos con diferentes ángulos de fricción: $\varphi' = 0$, $\varphi' = 20^\circ$ y $\varphi' = 35^\circ$. [Figura]. Recuperado de Tunnel Heading Stability in Drained Ground. 55
- Figura 42. Anagnostou et al. (2018). Contornos de la zona plástica para diferentes relaciones de avance. [Figura]. Recuperado de Tunnel Face Stability and Tunneling under Transient Conditions. 56
- Figura 43. Melentijevic (2005). Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb. [Figura]. Recuperado Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas. 58
- Figura 44. Hoek, E. (2001). Macizo rocoso de muy mala calidad. [Figura]. Recuperado de Rock mass properties for underground mines. 62
- Figura 45. Modelización de la geometría del túnel. 64
- Figura 46. Modelización del revestimiento del túnel. 64
- Figura 47. Malla del modelo. 65
- Figura 48. Condiciones de frontera de flujo establecidas en el modelo. 65

Figura 49. Distribución de presiones de poro para un túnel de 1 diámetro de cobertura y nivel freático de 1 metro de profundidad. (a) $k=1e-03$ m/s y $T=1$ día. (b) $k=1e-03$ m/s y $T=5$ días. (c) $k=1e-03$ m/s y $T=40$ días. 66

Figura 50. Distribución de presiones de poro para un túnel de 1 diámetro de cobertura y nivel freático de 1 metro de profundidad. (a) $k=1e-05$ m/s y $T=1$ día. (b) $k=1e-05$ m/s y $T=5$ días. (c) $k=1e-05$ m/s y $T=40$ días. 67

Figura 51. Distribución de presiones de poro para un túnel de 1 diámetro de cobertura y nivel freático de 1 metro de profundidad. (a) $k=1e-07$ m/s y $T=1$ día. (b) $k=1e-07$ m/s y $T=5$ días. (c) $k=1e-07$ m/s y $T=40$ días. 68

Figura 52. Desplazamientos en el frente del túnel sin la influencia del agua. 69

Figura 53. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=12$ hrs. $k=1e-04$ m/s. 70

Figura 54. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=24$ hrs. $k=1e-04$ m/s. 70

Figura 55. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=480$ hrs. $k=1e-04$ m/s. 71

Figura 56. Lunardi, P (2006). Extrusión del frente en suelo cohesivo-friccionante. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos. 71

Figura 57. Lunardi, P (2006). Efecto de arco. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos. 72

Figura 58. Superficies de desplazamientos. (a) $C=10$ m (b) $C=20$ m y (c) $C=30$ m. 73

Figura 59. Lunardi, P (2006). Colapso de la cavidad en suelo friccionante. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos. 74

Figura 60. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, $GSI=100$ y $UCS=67$ kPa. 75

Figura 61. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, $GSI=4$ y $UCS=150$ Mpa. 75

Figura 62. Lunardi, P (2006). Manifestaciones de inestabilidad. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos. 76

Figura 63. Lunardi, P (2006). Observaciones documentadas en los Túneles Stefano, Elia y Tasso. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos. 76

Figura 64. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, $GSI=100$ y $UCS=26$ kPa para condición no drenada. 77

Figura 65. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, $GSI=100$ y $UCS=26$ kPa para condición seca. 77

Figura 66. Variación de la resistencia de tensión máx. 79

Figura 67. Desplazamientos en el frente del túnel sin la influencia del agua en roca blanda-no intacta. 80

Figura 68. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=1$ hr. $k=1e-04$ m/s. 80

Figura 69. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=6$ hrs. $k=1e-04$ m/s. 81

Figura 70. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=12$ hrs. $k=1e-04$ m/s. 81

Figura 71. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=1$ hr. $k=1e-06$ m/s. 82

Figura 72. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=6$ hrs. $k=1e-06$ m/s. 82

Figura 73. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=12$ hrs. $k=1e-06$ m/s. 83

Figura 74. Evolución del factor de seguridad en el frente del túnel vs tiempo transitorio con diferentes permeabilidades. 83

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Budhu, M. (2015).	15
Tabla 2. Clasificación de condiciones en roca blanda por Singh & Goel (1999).	19
Tabla 3. Comparación de fenómenos de squeezing e hinchamiento por Jethwa & Dhar (1996).	21
Tabla 4. Sánchez, F. Clasificación de las formaciones de acuerdo a su comportamiento hidrogeológico.	26
Tabla 5. Custodio y Llamas (1983), Clasificación de las formaciones de acuerdo a su permeabilidad.	29
Tabla 6. Potts (2003), Requerimientos teóricos para cada método de análisis.	35
Tabla 7. Potts (2003), Requerimientos de diseño que satisfacen los diferentes métodos de análisis.	54
Tabla 8. Parámetros en efectivos propuestos por Mollon et al. (2011).	61
Tabla 9. Hoek, E. (2001).	62
Tabla 10. Valores de FS obtenidos.	69
Tabla 11. Valores de FS obtenidos (condición seca).	74
Tabla 12. Valores de FS obtenidos (condición no drenada con GSI máximo).	7
Tabla 13. Valores de FS obtenidos.	80
Tabla 14. Valores de FS obtenidos.	82

CAPITULO. 1 INTRODUCCIÓN

La falla de frente en túneles es un fenómeno de inestabilidad, que de acuerdo con Anagnostou (2006), “consiste en el colapso del frente de excavación”. En los últimos años se han registrado diversos casos alrededor del mundo, en donde, este mecanismo de falla se ha manifestado durante el proceso de tuneleo, provocando colapsos en la cavidad del túnel y en la superficie del terreno, infiltración de agua, irrupción de material hacia el interior del túnel, sobre costos y atrasos en la ejecución de las obras subterráneas. Tales fueron los casos presentados en; el Metro de Seoul – Línea 5, 1991 y 1993; el Metro de Múnich, 1994; el Túnel de Drenaje en UK, 1999; y el Túnel de Metro en Los Ángeles, 1996, denotando así, la importancia del análisis de estabilidad en el frente.

Por su parte Vallejo, L. (2002), indica que la mayoría de los fenómenos de inestabilidad en túneles son propiciados por condiciones naturales y procesos inducidos por la excavación. La falla queda acotada a condiciones específicas; poca cobertura en el túnel y un medio con materiales del tipo cohesivo-plástico de grano fino y a rocas de mala calidad, en ella la influencia del agua puede detonar condiciones desfavorables para la excavación; alteración de las propiedades resistentes y plásticas de los suelos, reducción de la capacidad resistente de las rocas, hinchazón, ruptura del medio, y en el peor de los escenarios, flujo de agua hacia el interior del túnel debido a frente de excavación expuesto.

A partir de los trabajos de Anagnostou et al. (2018) dirigidos al estudio del comportamiento de frente de túneles en suelos blandos y poco permeables, se hizo evidente la necesidad de contar con evaluaciones que conceptualmente muestren la influencia que tiene el flujo de agua en la estabilidad considerándolo de forma transitoria. Si bien en la literatura se encuentran métodos que evalúan este mecanismo de falla en forma analítica y numérica, es común que la respuesta del terreno se asuma como *no drenado para este tipo de análisis*, sin considerar el efecto que tiene el drenaje del frente de excavación, ni los tiempos en que este se mantiene abierto entre avances constructivos.

En los análisis bajo régimen de flujo establecido, de acuerdo a la investigación de Broere (2002), la infiltración y el flujo de agua alcanzan un equilibrio rápido posterior al inicio de la excavación de un túnel. Si bien estas aseveraciones proporcionarían una idea del comportamiento en caso de dejar un frente de excavación abierto por mucho tiempo, es evidente que, durante una excavación los tiempos del frente sin sostenimiento son conocidos; por lo que la condición de análisis transitoria resultaría por demás adecuada.

Una vez conceptualizada esta problemática, se deben reconocer las características geológicas, hidrogeológicas y geotécnicas que propician la falla de frente y la posible irrupción de flujo de agua en el interior del túnel, a fin de establecer el comportamiento más desfavorable que puede presentarse en la estabilidad del frente de excavación y la selección del sistema de soporte temporal más adecuado.

En esta investigación se hace énfasis en la influencia del agua como factor de inestabilidad de frente considerando flujo transitorio a través de un terreno susceptible a fallar de esta manera, la cual de acuerdo a Megaw & Bartlett (1988), dependiendo del tipo de material y el tiempo de drenaje puede presentar dos distintos comportamientos; permanecer estático o fluir a través del material.

Mediante un software de elementos finitos tridimensionales se llevó a cabo la modelización de un túnel de sección circular con un diámetro y una cobertura igual a 10m, con una longitud de 30m y

un revestimiento igual a 50cm de espesor. Además, se estableció; un nivel piezométrico de 1m por debajo de la superficie y una presión cero en el frente, a fin de permitir evaluar a través del tiempo la evolución de la presión de poro en la cercanía del frente del túnel. Bajo estas condiciones de análisis, simulando distintos niveles de permeabilidad y velocidades de descenso, en este documento se presentan los resultados de una serie evaluaciones 3D orientadas al análisis de estabilidad de frente en túneles construidos en suelos y rocas considerando en ellos flujo transitorio.

Además, se agregan algunas observaciones y conclusiones al respecto de la estabilidad y las superficies de falla mostradas en los análisis. Los resultados obtenidos en los análisis permitirán un criterio más acertado en la evaluación de la estabilidad de frente dentro de un amplio margen de situaciones ajustables a problemas reales.

CAPITULO. 2 OBJETIVOS Y ALCANCES

El objetivo principal de esta investigación es:

- Mostrar la influencia del flujo transitorio en la estabilidad del frente para terrenos con diferentes rangos de permeabilidad, que durante el proceso de tuneleo sean susceptibles a presentar falla de frente de acuerdo con el criterio de la A.F.T.E.S. (suelos cohesivos friccionantes, friccionantes y rocas blandas no intactas), considerando distintos niveles de permeabilidad y velocidades de descenso.

En este trabajo se evaluará esta condición a través del uso de un software comercial de elementos finitos tridimensionales. Simulando distintos niveles de permeabilidad y considerando un medio homogéneo e isótropo, se presentarán los resultados de estabilidad de frente para un túnel de 10m de diámetro y cobertura, de sección circular y con una longitud de 30m.

Los modelos de resistencia quedarán determinados por el criterio de Hoek-Brown para los análisis en rocas blandas, las cuales según Bieniawski (1979 y 1984) se distinguen por contar con una resistencia a compresión dentro del rango de 5-25 MPa y un tiempo de soporte promedio igual a 30min por cada metro de avance, están conformadas por materiales de origen arcilloso o limoso y cuyo comportamiento mecánico de sitúa en un punto intermedio entre los suelos y las rocas. El criterio de Mohr-Coulomb se utilizará para los análisis en suelos cohesivos friccionantes, que según el criterio de la A.F.T.E.S., son propensos a generar fenómenos de inestabilidad, y de igual forma, se utilizará para análisis en suelos puramente friccionantes los cuales de acuerdo con Lunardi (2008), tienen una respuesta deformacional en el rango de falla.

El objetivo particular de este trabajo de tesis es el de realizar una investigación sobre el estado del arte en la modelización de falla de frente con o sin agua. Se incluirán generalidades sobre:

- a) Importancia sobre la evaluación de la estabilidad del frente de excavación
- b) Criterios para la selección del sistema de soporte en función del comportamiento mecánico de los materiales y de los factores hidrogeológicos. Limitándose a no discutir detalles del diseño del sistema, basándose en formulaciones semi-empíricas para cada tipo.
- c) Consideraciones geológicas que propicien inestabilidad en el túnel.
- d) Consideraciones hidrogeológicas.
- e) Metodologías numéricas y análisis de resultados para la evaluación de la estabilidad.
- f) Mecanismos de falla identificados en los análisis.

CAPITULO. 3 GENERALIDADES SOBRE LOS EFECTOS DEL FLUJO DE AGUA Y LA ESTABILIDAD DE FRENTE EN TÚNELES

El agua es un factor que debe ser considerado durante la planeación, el diseño y la construcción de un túnel, debido principalmente a las repercusiones desfavorables que puede detonar tanto en las condiciones del terreno y/o el revestimiento como en los sobrecostos y tiempos en la ejecución de los proyectos. En terrenos conformados por suelos cohesivos-friccionantes y por rocas blandas no intactas, el efecto del agua durante el desarrollo de un túnel puede dar pie a fenómenos de inestabilidad incluyendo el frente de excavación.

El impacto del agua ha sido mostrado por Anagnostou et al. (2018), en sus investigaciones dirigidas al estudio del comportamiento y falla de frente, demostró la necesidad de contar con evaluaciones que conceptualmente muestren el efecto que tiene el flujo de agua en la estabilidad en condiciones transitorias. Comprobando así, como la saturación del terreno forma parte del desarrollo de acciones desfavorables en la excavación.

Para cuantificar el efecto del agua a nivel mecánico dentro de la masa de terreno excavada, se hará alusión al principio de esfuerzos efectivos. Según Terzaghi, K. (1923), el esfuerzo total-normal σ en cualquier punto de una sección a través de un suelo saturado consiste, se puede expresar de como la suma de dos componentes:

$$\sigma = \sigma' + u \quad \dots (1)$$

En dónde:

- La primera variable; u , es el esfuerzo que actúa en el agua, en todas las direcciones con la misma intensidad; se denomina *esfuerzo neutro o presión de poro*.
- La segunda variable; σ' , se ejerce exclusivamente en la fase sólida del material. Esta parte se conoce como *esfuerzo efectivo* y son los que controlan el comportamiento volumétrico, así como el de resistencia al cortante de los suelos.

Según Neuzil (2003), en un material poroso como el suelo, el esqueleto sólido y el agua contenida en estos espacios, están íntimamente vinculados a través de los efectos mecánicos de cada uno. Este proceso se denomina *acoplamiento hidromecánico*, el cual se puede definir como la interacción física entre los procesos mecánicos e hidráulicos. Sullivan, T. (2007), menciona que en muchos casos este fenómeno es omitido durante las etapas de diseño del frente de un túnel, lo cual con lleva a subestimar los efectos de las deformaciones, el impacto de las propiedades hidráulicas y los efectos del flujo en régimen transitorio, considerando efectos más desfavorables en lo que respecta a la presencia del agua.

El ejemplo teórico más simple sobre acoplamiento hidromecánico en suelos es el postulado de esfuerzos efectivos de Terzaghi (1923) indicado en la Ecuación 1. El cual como se mencionó anteriormente, representa el esfuerzo total σ en cualquier punto de una sección a través de un material saturado y en donde se presenta un acoplamiento directo entre el comportamiento del fluido (agua) y las partículas sólidas. Al generarse un exceso en la presión de poro u debido a una carga aplicada, este al establecerse un flujo transitorio, tiende a disiparse con el tiempo y los esfuerzos efectivos se incrementan σ' en la misma medida para cumplir el postulado de Terzaghi,

dando pie a una reducción en el volumen del suelo (fenómeno de consolidación) y mostrando así, la interacción física entre los procesos mecánicos e hidráulicos.

De acuerdo con Rutqvist & Stephansson (2003), se identifican dos tipos de acoplamiento hidromecánico; directo e indirecto (ver Fig. 1).

- El acoplamiento directo ocurre a través de la deformación y las interacciones del fluido de poro.

El acoplamiento directo implica:

- **Tipo 1:** Acoplamiento de sólido a fluido, cuando un cambio en los esfuerzos causa un cambio en la presión de poro.
- **Tipo 2:** Acoplamiento de fluido a sólido, cuando un cambio en la presión de poro causa un cambio en el volumen del material.

Los dos casos presentados están relacionados con cambios en el volumen de poro.

Como se mencionó en párrafos anteriores, el acoplamiento directo se demostró mediante el ejemplo teórico más simple presentado a través del postulado de esfuerzos efectivos de Terzaghi (1923).

- El acoplamiento indirecto es donde los cambios en los procesos mecánicos o hidráulicos se afectan entre sí a través de cambios en las propiedades mecánicas e hidráulicas.

El acoplamiento indirecto implica:

- **Tipo 1:** Acoplamiento de sólido a fluido, donde un cambio en los esfuerzos provoca cambios en las propiedades hidráulicas del material.
- **Tipo 2:** Acoplamiento de fluido a sólido, donde un cambio en la presión de poro provoca cambios en las propiedades mecánicas del material.

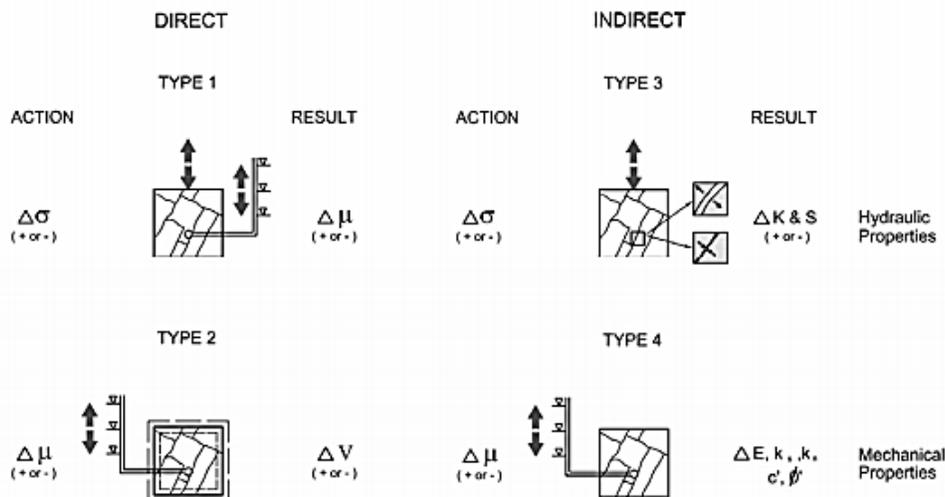


Figura 1. Representación del acoplamiento hidromecánico directo e indirecto. [Figura]. Recuperado de Sullivan (2007).

Por su parte Read (2009), menciona que la deformación en un material y la presión de fluido están relacionadas, un cambio en alguna afecta a la otra (así el término “acoplado”). La respuesta acoplada de la extracción de fluido y cambio en la presión de poro (disipación) es controlada por el término de *almacenamiento específico* S_s :

$$S_s = \rho g(\alpha + n\beta) \quad \dots (2)$$

En dónde:

S_s = almacenamiento específico
 ρ = densidad del agua
 g = aceleración debido a la gravedad
 α = compresibilidad del acuífero
 n = porosidad
 β = compresibilidad del agua

Diferencias entre el análisis de flujo acoplado y desacoplado

Según Ouria (2007), los enfoques de cálculo acoplado y desacoplado; encuentran sus diferencias tanto en la definición como en la formulación de cada una.

En la formulación para un sistema *desacoplado*, el flujo a través de un medio poroso se rige por ecuaciones hidrodinámicas que consideran la interacción del fluido en movimiento con los medios porosos que aseguran la *continuidad del fluido*, la cual se garantiza al establecer que el volumen neto de agua que fluye por unidad de tiempo dentro o fuera de un elemento de suelo sea igual al cambio por unidad de tiempo del volumen de agua en ese elemento. Es decir, la diferencia de la cantidad de agua que sale o ingresa a un elemento es igual al cambio del volumen del elemento. A continuación, se muestra la ecuación de la continuidad de flujo desacoplado:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} = -\frac{\partial}{\partial t}(ndv) = -\frac{\partial n}{\partial t} dv \quad \dots (3)$$

En dónde:

v_x = velocidad en dirección horizontal.
 v_y = velocidad en dirección vertical.
 n = porosidad

La Ecuación 3 se puede reescribir de la siguiente manera:

$$\left(k_x \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2}\right) + \left(k_y \frac{\partial^2 u_e}{\partial y^2}\right) = \gamma_w m_v \frac{\partial u_e}{\partial t} \quad \dots (4)$$

En dónde:

k_x = coeficiente de permeabilidad horizontal.

k_y = coeficiente de permeabilidad vertical.

u_e = presión de agua

m_v = coeficiente de compresibilidad del suelo.

En la aproximación desacoplada, la distribución de esfuerzos efectivos es determinada restando la distribución de presión de poro (atribuida solamente al flujo a través de la excavación) de los esfuerzos totales calculados. Así, las condiciones de esfuerzos y de presiones de poro no interactúan (son desacopladas). Las condiciones transitorias de cambios en la presión de poro debido a la deformación del material por la excavación no pueden ser evaluadas por un análisis desacoplado.

La formulación *acoplada* de flujo parte de la teoría de poro-elasticidad de Biot (1941) en la que se considera una interacción sólido-fluido en donde el esqueleto sólido del suelo se asume como un sólido elástico poroso y el flujo de los poros es acoplado a la parte sólida debido a las condiciones de compresibilidad y continuidad.

Para un equilibrio bidimensional en ausencia de fuerzas de cuerpo considerando fuerzas de flujo, el gradiente de esfuerzo efectivo debe ser aumentado por los gradientes de la presión del fluido y se expresa:

$$\frac{\partial \sigma'_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial u_e}{\partial x} = 0 \quad \dots (5)$$

$$\frac{\partial \sigma'_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial u_e}{\partial y} = 0 \quad \dots (6)$$

Las relaciones de esfuerzo deformación que se basan en la ley generalizada de Hook para la condición de deformación plana se expresa:

$$\sigma_{ij} = 2G\varepsilon_{ij} + \left(K - \frac{2G}{3}\right)\delta_{ij}(\varepsilon_{11} + \varepsilon_{22} + \varepsilon_{33}) \quad \dots (7)$$

En dónde:

K= módulo de volumen

G= módulo de corte

Utilizando las Ecuaciones 3-4 se obtiene la ecuación de continuidad de flujo en dónde el cambio volumétrico del elemento se escribe en términos de componentes de desplazamientos:

$$\left(\frac{k_x}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial x^2}\right) + \left(\frac{k_y}{\gamma_w} \frac{\partial^2 u_e}{\partial y^2}\right) = -\frac{d}{dt} \left(\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}\right) \quad \dots (8)$$

En dónde:

u= componente de desplazamiento horizontal

v= componente de desplazamiento vertical

u_e = presión de agua

De acuerdo con Ouria (2007), los esfuerzos y deformaciones son remplazados por componentes de desplazamientos, así las variables finales en la formulación acoplada son; la presión de poro y los desplazamientos verticales y horizontales.

Anagnostou (2006) indica que: “*el flujo transitorio de agua en un terreno con permeabilidad baja es una causa importante de efectos tiempo-dependientes en la excavación*”. En suelos permeables la existencia del flujo propiciará un efecto secundario llamado, fuerzas de infiltración, las cuales pueden perjudicar la estabilidad del frente y su origen está relacionado con los excesos en la presión de poro debido al comportamiento no drenado del medio.

Las denominadas fuerzas de filtración, según Xiangyue & Arroyo (2011), hacen cambiar el estado de esfuerzos y generan deformaciones de los materiales. Ocasionando que los esfuerzos cortantes generados rebasen las resistencias y, por consiguiente, provocando desplazamientos o incluso fallas totales en la masa de los materiales.

Aunque las fuerzas de filtración sean insuficientes para propiciar una falla masiva, pueden llegar a arrastrar partículas de suelo hacia la superficie del terreno. Esto, común en suelos granulares como son las gravas o arenas. Si está pérdida de material no es mitigada, el arrastre de éste dejará ductos o cavidades en el material.

De seguir este proceso, se presentarán ductos continuos a lo largo de líneas de corriente de flujo de agua, propiciando erosiones considerables. Este fenómeno se denomina *tubificación retrógrada*.

3.1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS SOBRE INESTABILIDAD EN TÚNELES

Dada la importancia de la evaluación de estabilidad en el frente de excavación en túneles, a continuación, se presentan de manera resumida información de casos reales documentados alrededor del mundo en donde se presentó el mismo mecanismo de falla, publicados por la Oficina de Ingeniería Geotécnica del Departamento de Ingeniería Civil y Desarrollo del Gobierno de Hong Kong (2012), indicando las posibles causas del fenómeno, condiciones geotécnicas del sitio y las lecciones aprendidas.

- Green Park, UK, 1964.

Túnel (de Green Park a Victoria) construido en suelo arcilloso mediante el método mecanizado. La falla propició la migración de arena y grava dentro del túnel (ver Fig. 2). La causa del fenómeno fue la penetración de la corona del escudo de un medio arcilloso hacia una transición de grava con arena.

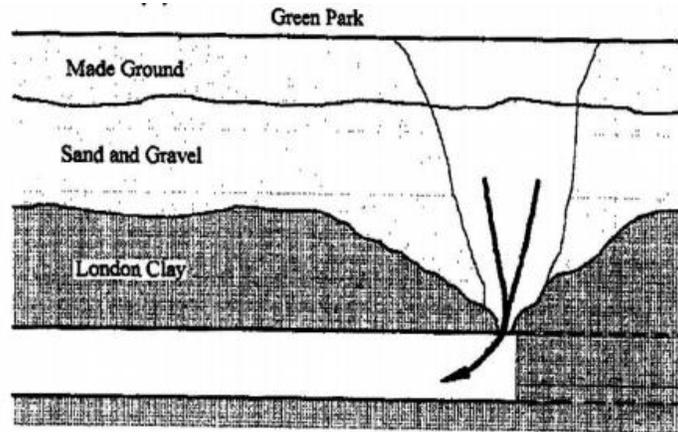


Figura 2. Clay & Takacs (1997). Colapso en Green Park. [Figura]. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012.

- Metro de Seoul Línea 5, 1991.

Construcción del túnel del metro de Seoul cerca de Majang a través de método convencional, después del proceso de voladura, se generó un colapso en la superficie del terreno (ver Fig. 3). Dentro de las posibles causas de la falla se sabe que la cobertura estaba conformada por roca alterada y se presentó la filtración de agua a través del frente.

Este incidente denotó la importancia de la exploración hidrogeológica durante el proceso de tuneleo.

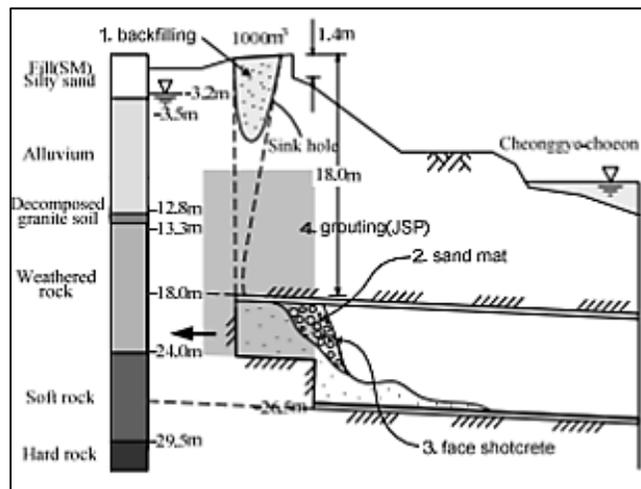


Figura 3. Lee & Cho (2008). Colapso en metro de Seoul. [Figura]. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012.

- Metro de Seoul Línea 5, 1993.

La falla involucró el colapso del túnel empezando por el lado izquierdo de la corona del túnel, además, de la infiltración de 300 lt/min (ver Fig. 4). Algunas posibles causas fueron la presencia de granito alterado en el frente de excavación y una alta presión de agua subterránea.

Este incidente demostró deficiencias en la exploración geológica e hidrogeológica y la importancia de los análisis de estabilidad de frente.

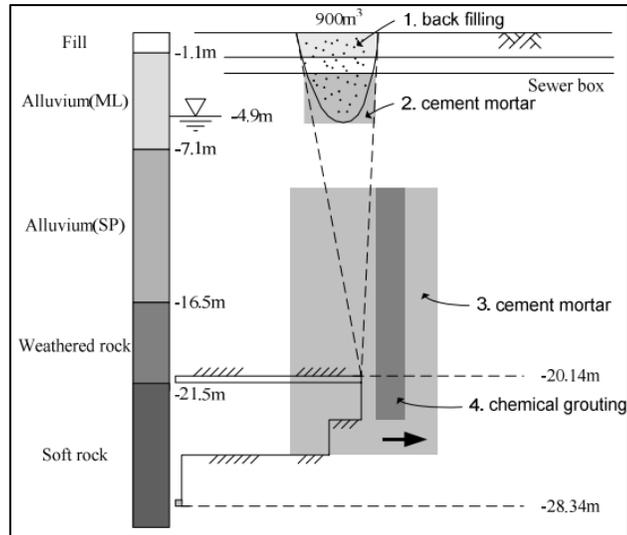


Figura 4. Lee & Cho (2008). Colapso en metro de Seúl. [Figura]. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012.

- Colapso del frente de excavación, metro de Múnich, Alemania, 1994.

Ocurrió en 1994, mientras se excavaba un túnel de 7 metros de diámetro, a una profundidad de 18 metros, mediante el método convencional - NATM (New Austrian Tunneling Method), utilizando rozadora y concreto lanzado como soporte. La estratigrafía del sitio estaba constituida por un estrato de grava, sobre un estrato de margas relativamente impermeable.

La falla involucró la formación de una caverna en el frente del túnel y el colapso ocurrió por no haber cerrado la continuidad del soporte (ver Fig. 5). Además, se presentó la infiltración rápida de agua y materiales hacia el interior del túnel.

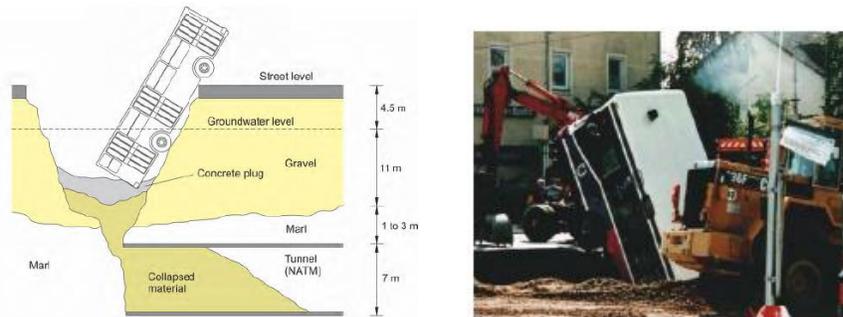


Figura 5. Construction Today (1994). Colapso en Metro de Múnich, Alemania. Recuperada de Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories, 2012.

- Túnel de drenaje, Hull, UK, 1999.

Construcción de túnel de 10.5 km de largo mediante método mecanizado con revestimiento de concreto. La falla propició el ingreso de agua acompañada de arena y la generación de una subsidencia en superficie de 1.2 metros.

La posible causa de la falla fue la fluctuación de los niveles de agua subterránea ocasionando la abertura de las juntas. Las consecuencias directas fueron daños en edificios, caminos y líneas de servicios. El equipo de excavación tuvo que ser abandonado en el sitio.

- Colapso del túnel de metro, Hollywood Boulevard, Los Ángeles, EEUU, 1996.

Ocurrió en 1996, mientras se remodelaba un túnel existente de 6.7 m de diámetros, excavado por método mecanizado (TBM), a 25 m por debajo de la superficie del suelo. Las condiciones del terreno incluían limolita dura cubierta por aluvión, con un nivel freático ubicado 11 metros debajo de la superficie del suelo.

El colapso produjo un socavón de 25 m de profundidad que comenzó a llenarse rápidamente con el fluido de las líneas de agua y alcantarillado rotas (ver Fig. 6).

La causa del colapso fue la reducción de la presión de soporte del túnel mediante la eliminación de las secciones de acero temporales instaladas durante la remodelación.



Figura 6. Civil Engineering International (1995). Colapso en Metro de Los Ángeles, EEUU.

- Colapso del túnel carretero de la Autopista Europea E 16, Noruega, 1999.

El túnel con una profundidad de 1100m y una longitud de 24.5km, construido por método convencional.

La falla involucró la formación de una caverna de 17 m sobre la longitud del túnel y 11-12m por encima de la clave del mismo, el volumen del material que falló se estimó entre 1200-1500 m^3 .

Las causas del colapso fueron; una expansión de la arcilla bajo el efecto de la presión de agua; la combinación de la hinchazón de la arcilla y los altos esfuerzos produjo un efecto de *squeezing* que propició un debilitamiento gradual de la masa de roca en el túnel.

El incidente provocó un retraso de 10 días en los trabajos de excavación y el costo incrementó considerablemente debido a los trabajos de remediación.

Después de analizar los casos documentados por el Departamento de Ingeniería Civil y Desarrollo de Hong Kong (2012), se identificó que el fenómeno de falla de frente es un mecanismo de inestabilidad recurrente, que bajo condiciones específicas (presencia de agua; mala calidad de los materiales geotécnicos; estados de esfuerzos críticos; ausencia de sistemas de soporte y sostenimiento), se puede presentar tanto en túneles construidos por métodos convencionales como por mecanizados (TBM). También se mostraron las consecuencias adversas de esta manifestación (colapsos, infiltración, sobrecostos, retrasos, etc.) y la importancia de tener una comprensión adecuada de las condiciones geológicas e hidrogeológicas, así como su influencia en la estabilidad.

3.2 PRINCIPALES CAUSAS DE INESTABILIDAD EN EL FRENTE DE EXCAVACIÓN

La falla de frente en túneles está definida como un fenómeno de inestabilidad, que, de acuerdo con lo comentado por Vallejo (2002), es propiciado por condiciones naturales en combinación con procesos inducidos durante la excavación y consiste en el colapso del frente de excavación. Según Broms & Bennermark (1967) puede manifestarse de dos formas: *falla general* y *local* (ver Fig. 7). Enfrentarse a este tipo de manifestación se ha vuelto frecuente en el proceso de construcción de un túnel cuando se excava en terreno de características como las descritas en secciones anteriores. Para determinar las implicaciones y remediaciones que se requieren cuando existe la falla de frente es necesario identificar las causas de inestabilidad. Se describirá brevemente cada una de ellas:

- *Condiciones de la roca*

De acuerdo al criterio de la Asociación Francesa de Túneles y de Espacios Subterráneos (A.F.T.E.S.), las rocas propensas a fenómenos de inestabilidad son aquellas en condiciones muy fracturadas y alteradas, así como rocas blandas y poco consolidadas (poca consistencia). Las propiedades resistentes de la roca serán aminoradas por los defectos mecánicos de la misma.

- *Condiciones del suelo*

La naturaleza de las partículas que componen al suelo, así como su grado de alteración condicionará la estabilidad del medio.

- Parámetros de resistencia del suelo: Estarán en función de sus características mineralógicas, grado de compactación, tamaño y forma de las partículas.
- Estructura mineralógica: Cuando abundan partículas arcillosas al entrar en contacto con el agua, pueden producirse cambios volumétricos (hinchamiento) del material y en consecuencia una dilatación lo que tendrá como resultado una expansión del terreno.

El criterio de la Asociación Francesa de Túneles y de Espacios Subterráneos (A.F.T.E.S.), indica que los suelos cohesivos friccionalantes y friccionalantes, son los más propensos a generar fenómenos de inestabilidad en el frente de excavación.

- *Estado de esfuerzos*

De acuerdo a lo comentado por Cornejo (1988), la alteración del nivel de confinamiento del terreno generará una redistribución de esfuerzos que induce una deformación del frente y en algunos casos la rotura del mismo.

- *Presencia de agua*

Puede afectar la estabilidad y producir deformaciones en el túnel al modificar la resistencia al corte de los materiales.

Cornejo (1988), indica que en rocas el agua puede generar fenómenos de fluencia y/o hinchamiento. Mientras que en algunos suelos puede provocar una degradación de la estructura del material, así como la activación de procesos químicos como la oxidación, disolución, etc. De acuerdo con lo comentado por Megaw & Bartlett (1997), en un suelo saturado, los esfuerzos cortantes son soportados por las partículas sólidas ya que el agua almacenada en los poros, no resiste esfuerzos cortantes provoca una disminución en los esfuerzos efectivos del terreno reduciendo la resistencia al esfuerzo cortante y provocando la inestabilidad.

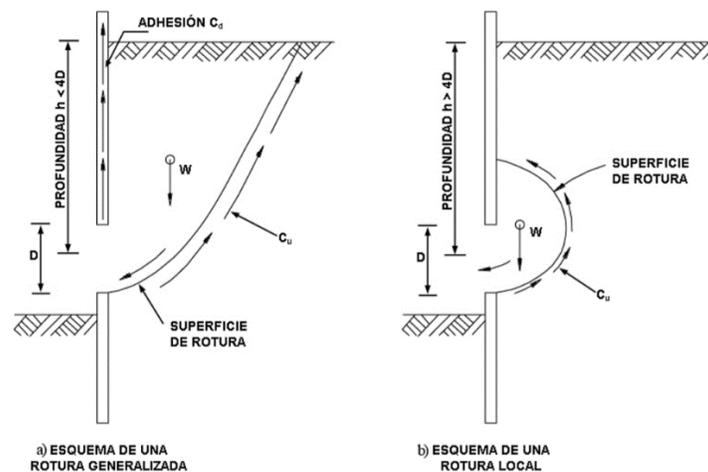


Figura 7. Broms & Bennermark (1967). Mecanismos de Rotura en el Frente. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

3.3 LA PRESENCIA DE AGUA COMO DETONANTE DE FENÓMENOS DE INESTABILIDAD

Dentro del ámbito geotécnico, las repercusiones que tiene el agua en la estabilidad de los materiales son determinantes. Desde ocupar espacios en los poros o grietas, el agua produce cambios estando estática o en movimiento, según Megaw & Bartlett (1988) su influencia se denota en las siguientes condiciones en el terreno:

- Alteración de las propiedades resistentes y plásticas de los suelos. De igual forma el agua puede reducir la capacidad resistente de las rocas a través de las discontinuidades mediante la lubricación de juntas.
- El contacto entre ciertos minerales arcillosos y el agua puede propiciar reacciones químicas que generarán hinchazón y ruptura del medio.

Las afectaciones que el agua tiene en túneles o revestimientos son las siguientes:

- Flujo hacia el interior del túnel, ingreso de agua debido a frente de excavación expuesto o por alteración de cuerpo de agua superficial (ríos, lagos, agua de mareas), Figura 8.
- Generación de presión hidráulica que actuará sobre el revestimiento impermeable.



Figura 8. Irrupción de flujo de agua hacia el interior, Túnel Walgau. Fuente: AMITOS.

Uno de los riesgos más importantes que se debe prevenir es la inundación del túnel, si el flujo de agua no es mitigado, se formará un canal que aumentará de ancho gradualmente, en consecuencia, también, aunque posteriormente podría obstruirse por el material arrastrado (Fig. 9).



Figura 9. Inundación parcial, Túnel Walgau. Fuente: AMITOS.

En el caso de que el flujo de agua provenga de manantiales infiltrándose a través de fisuras cercanas al frente de excavación, el gasto puede llegar a disminuir con el tiempo conforme se agote el acuífero alterado, dando pie a repercusiones medioambientales. Es necesaria la identificación de las formaciones hidrogeológicas, del nivel freático en el terreno, así como de la permeabilidad de los estratos que influirá decisivamente en el comportamiento del medio y del flujo.

En la sección de Anexos A, se exhiben las principales técnicas para el control de agua subterránea tanto en rocas como en suelos, a fin de permitir que el proceso de excavación se lleve a cabo bajo condiciones estables y secas.

3.3.1 TÚNELES EN SUELOS CON DIFERENTES VALORES DE PERMEABILIDAD

Dependiendo del tipo de material y el tiempo de drenaje, el agua puede presentar dos diferentes comportamientos en el terreno: permanecer estática o fluir a través del material. La propiedad principal que condicionará los efectos mecánicos que tendrá el agua en la estabilidad de una excavación, es la *permeabilidad*. De acuerdo con Anagnostou et al. (2018), los suelos saturados responden al efecto de la excavación (alivio de esfuerzos) con mayor o menor retraso dependiendo de su permeabilidad y de la velocidad de excavación.

En los suelos con *alta permeabilidad o muy permeables*, (e.g. arenas o gravas), la respuesta del material se considera prácticamente instantánea, desarrollando un flujo de agua al interior de la excavación tipo *establecido*. Mientras, que en suelos de *baja permeabilidad e incluso impermeables* (e.g. arcilla), el desarrollo del flujo de agua establecido dependerá del tiempo que le tome al suelo drenar, es decir, se tendrá un *flujo transitorio*. A corto plazo, la excavación en terrenos con permeabilidad baja, no alterará el contenido de agua alrededor de la cavidad, propiciando el desarrollo de excesos de presiones de poro, las cuales que con el transcurso del tiempo y debido al acoplamiento hidromecánico se disiparán induciendo deformaciones en el terreno. Por otro lado, en un suelo permeable, el contenido de agua se ajustará de acuerdo con los esfuerzos que prevalezcan posteriores a la excavación.

De acuerdo con Budhu (2015), en la Tabla 1 se exhiben algunas de las condiciones que pueden sufrir los suelos dependiendo de su situación de drenaje, complementando lo escrito en este apartado.

Tabla 1. Budhu, M. (2015).

Condición	Drenada	No Drenada
Exceso en la presión de poro	0	Positiva (incremento) o negativa (decremento)
Cambio volumétrico	Compresión Expansión	Presión positiva Presión negativa
Consolidación	Si	No
Compresión	Si	Si
Análisis	Esfuerzos efectivos	Esfuerzos totales

El punto de interés en este aspecto es que la evaluación del tiempo que transcurre entre el establecimiento del flujo al interior del túnel y el desarrollo de la excavación del mismo, puede condicionar fuertemente la elevación de agua al interior de dicha excavación, por lo tanto, la resistencia del terreno que puede detonar la falla de frente. De ser así, un abatimiento importante del nivel freático en el proceso de excavación permitiría contar con varias modificaciones que impactarían directamente en el tiempo y costo del desarrollo del túnel, permitiendo entre otros:

- Incrementar las longitudes de avance.

- Reducir o eliminar la colocación de soporte en el frente.

En la Figura 10, se muestran algunas imágenes relacionadas con el frente de excavación, la falla de frente y la colocación de soporte.

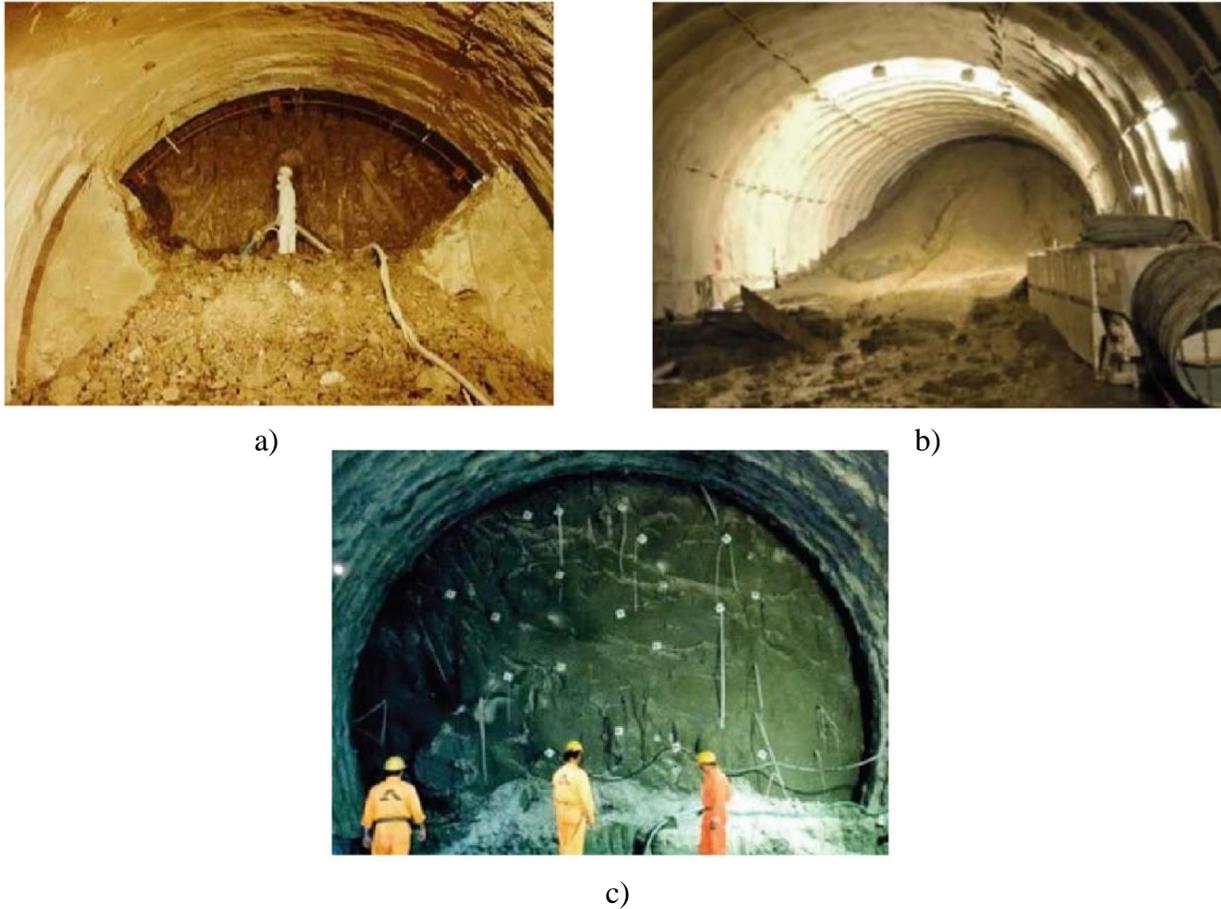
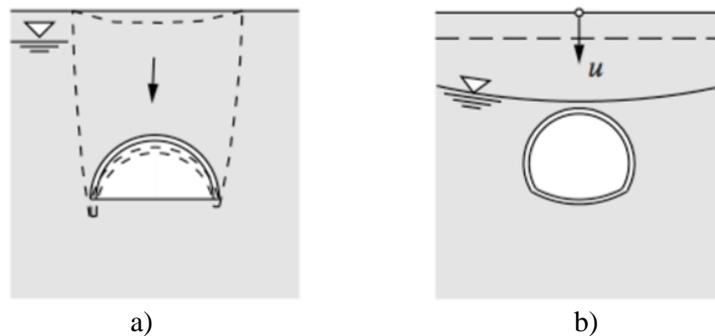


Figura 10. Anagnostou et al. (2018). (a) Frente de excavación en suelo con baja permeabilidad, (b) falla de frente en túnel y (c) sistema de soporte implementado. Recuperadas de ETH Zürich

De acuerdo con el método de construcción empleado, las secuencias de excavación y el soporte temporal de un túnel, existen otros mecanismos de falla por influencia del agua que deben considerarse durante el diseño de un túnel, según los trabajos de Anagnostou (2006), son; falla por frente expuesto; subsidencia en superficie; sobreesfuerzos en zona de falla; presión de squeezing o deformaciones y levantamiento de piso en el túnel. (Fig. 11).



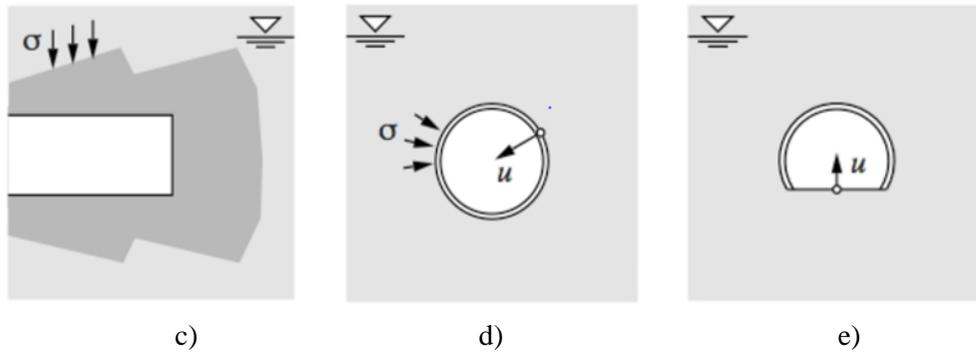


Figura 11. Anagnostou (2006). (a) Falla por frente expuesto, (b) subsidencia en superficie, (c) sobreesfuerzos en zona de falla inyectada, (d) presión de squeezing y (e) levantamiento del piso en túnel. Recuperadas de ETH Zürich

Desde el punto de vista de la estabilidad en el frente de excavación se distinguen dos escenarios posibles: el de corto plazo con condiciones de corte no drenadas y el de largo plazo con condiciones de corte drenadas.

Para ilustrar la influencia del efecto de drenaje en la estabilidad del frente, se presenta un análisis por el método de equilibrio límite realizado por Kovári (1996), empleando un mecanismo de colapso simple compuesto por una cuña y prismas (Horn, 1961). En donde, asumió ciertos parámetros de resistencia del suelo, así como que las fuerzas de flujo eran iguales al campo de altura hidráulica, para ello se requirió un análisis de flujo tridimensional. Para llevar a cabo el análisis de estabilidad considerando todas las condiciones de frontera; a través del método de elementos finitos se determinó el campo de altura hidráulica, se integraron las fuerzas de flujo actuando en los componentes del mecanismo de colapso, ver Figura 12; y finalmente, se resolvieron las ecuaciones de equilibrio límite.

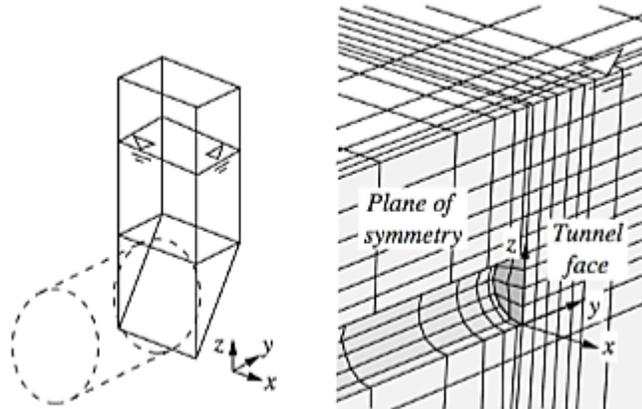


Figura 12. Kovári (1996). Mecanismo de colapso y modelo numérico del análisis de flujo. Recuperadas de ETH Zürich

En la Figura 13 se muestran los resultados, en donde se exhibe la presión de soporte requerida para estabilizar el frente en función del factor de seguridad. En dicha figura, la línea superior representa la solución para las condiciones a largo plazo, las cuales prevalecen cuando se excava bajo una altura piezométrica establecida y arrojando factores de seguridad más bajos.

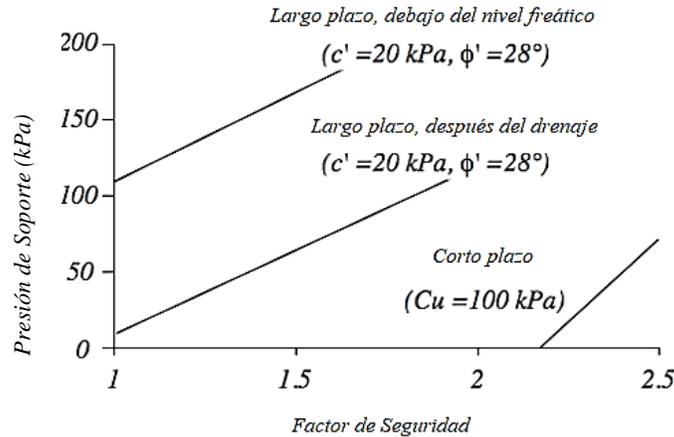


Figura 13. Anagnostou; Kovári (1996). Resultados de un análisis de estabilidad de equilibrio límite. [Figura]. Recuperado de ETH Zürich Research Collection

La presión de soporte en el frente decrece considerablemente si el drenaje de agua subterránea es llevado a cabo antes de la excavación (Fig. 13, línea en medio), por ende, incrementando el factor de seguridad. Únicamente a corto plazo, en terrenos con baja permeabilidad el frente de excavación se mantendrá estable incluso sin soporte (Fig. 13, línea más baja).

3.3.2 TÚNELES EN ZONA DE FALLA

La construcción de un túnel en una zona de falla (roca fracturada o discontinuidades en un suelo con permeabilidades mayores) o grietas con presencia de agua propician el ingreso repentino de agua o lodo al interior y desencadenan la falla en el frente de la excavación, (Fig. 14).

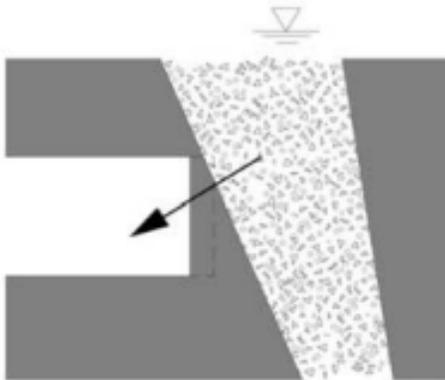


Figura 14. Zingg, Sara; Anagnostou, G. (2012). Colapso de frente en zona de falla. [Figura]. Recuperado de ETH Zürich Research Collection



Figura 15. Zingg, Sara; Anagnostou, G. (2012). Entrada de agua y lodo durante la construcción de túnel de la central eléctrica Engadine. [Figura]. Recuperado de ETH Zürich Research Collection

Es el caso del túnel de la sección Sampoior de la estación eléctrica Engadine (Fig. 15) el cual durante su construcción se presentó irrupción de agua y lodo en el frente del túnel debido al ingreso repentino en una zona de falla caracterizada por roca fracturada.

El espesor de las zonas de falla puede ser variable y por lo regular se presentan acompañadas por un macizo rocoso densamente fracturado y con juntas. Debido al impacto de dichas zonas en la

seguridad del túnel es primordial identificarlas anticipadamente durante la etapa de diseño a fin de tomar las medidas correspondientes de drenaje y estabilización.

Según Anagnostou (2012), en zonas de falla que involucran suelos bajo elevadas presiones de agua, el terreno próximo al frente de excavación es drenado y mejorado. El drenaje incrementa la estabilidad y disminuye el riesgo de irrupción de agua o lodo durante la excavación debido a que reduce la presión de poro y su gradiente en el frente del túnel. La presencia de drenes permite que la presión de poro se modifique del frente potencialmente inestable.

La estabilidad en el frente de excavación en una zona de falla depende esencialmente del espesor de la zona y de la permeabilidad del macizo rocoso. La heterogeneidad de la permeabilidad es decisiva para la distribución de la presión de poro.

Las zonas de falla estrechas resultan ser más favorables para la estabilidad del frente que las zonas anchas, a menos que presenten una permeabilidad baja lo cual las lleva a actuar como barreras haciendo propenso el desarrollo gradientes de altas presiones de poro. Cuando la sección presenta permeabilidad alta, el escenario se torna mucho más favorable para la estabilidad del frente, se desarrollan gradientes más grandes a una distancia mayor del frente de excavación, mediante la técnica de drenaje se puede mejorar la estabilidad, sin embargo, no resulta tan considerable como en fallas con permeabilidad baja.

3.3.3 TÚNELES EN ROCA BLANDA

De acuerdo con Singh, B. & Goel, R. (2006), durante el proceso tuneleo en roca se presentan dos tipos de comportamiento: *estable/competente* y *squeezing/falla*, dependiendo de la resistencia del macizo rocoso y de los esfuerzos in situ. Según Dube & Singh (1986) en rocas blandas con sobre esfuerzos es habitual que se presente la condición de squeezing. Hoek (2001), dividió este fenómeno en cuatro clases; menor, severa, muy severa y extrema (Tabla 2).

Tabla 2. Clasificación de condiciones en roca blanda por Singh & Goel (1999).

Clase de Condición	Sub-Clase	Comportamiento de la Roca
Squeezing	Menor - ($u_a/a = 1 - 2.5\%$)	La roca se comprime plásticamente dentro del túnel tanto desde la clave como desde las paredes. Es un fenómeno tiempo dependiente y está en función del grado de sobre esfuerzos en el medio.
	Severa - ($u_a/a = 2.5 - 5\%$)	
	Muy severa - ($u_a/a = 5 - 10\%$)	Se puede presentar en túneles poco profundos sobre rocas blandas, como: lutitas, arcilla, etc.
	Extrema - ($u_a/a > 10\%$)	
Hinchamiento		La roca absorbe agua, incrementando su volumen y expandiéndose lentamente hacia el interior del túnel, por ejemplo: cuando se tiene presencia de arcilla montmorillonita.

Nota: u_a = cierre radial del túnel; u = radio del túnel.

La experiencia mundial ha demostrado que la excavación a través de un medio propenso al fenómeno de squeezing es un proceso muy lento y arriesgado debido a que la roca circundante pierde su resistencia inherente bajo la influencia de los esfuerzos in situ. De acuerdo con la literatura, el primer paso es determinar si el túnel experimentará dicha condición, lo cual permitirá establecer un realineamiento del trazo, método de excavación y sistema de soporte.

La Comisión sobre Túneles en Rocas propensas al Fenómeno de Squeezing de la Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas (ISRM, 1995) publicó:

El fenómeno de squeezing en rocas es una deformación tiempo dependiente, que ocurre alrededor de un túnel y está asociada esencialmente con la reptación (creep o movimientos muy lentos por acción de la gravedad) causada por exceder la resistencia al corte. La deformación bien puede terminar durante la construcción o continuar durante un largo periodo de tiempo.

Según Singh, B. & Goel, R. (2006), el fenómeno puede ocurrir tanto en roca como en suelo, siempre que la combinación de esfuerzos inducidos con las propiedades del material provoque que en algunas zonas alrededor del túnel se sobrepase la resistencia límite de corte, lo cual detonaría la *reptación o creep*.

La magnitud de la convergencia asociada a squeezing, la velocidad de deformación y la extensión de la zona de fluencia alrededor del túnel dependerá de; las condiciones geológicas; los esfuerzos in situ relativos a la resistencia del macizo rocoso; *el flujo de agua*; las *presiones de poro* y las propiedades del macizo rocoso (Fig. 16).



Figura 16. Hoek, E. & Marinos, P. (2000). Problemas con squeezing en túnel de 10 m a través de una zona de falla, con 1 m de desplazamiento hacia el interior. [Figura] Recuperado de “Predicting tunnel squeezing problems in weak heterogeneous rock masses”.

En la Tabla 2, se presenta otro tipo de comportamiento en rocas llamado *hinchamiento* (swelling), producto de la absorción de agua por la estructura de minerales arcillosos y la gasificación de anhídrita (para el caso de rocas sulfáticas). Este fenómeno propicia un incremento de volumen.

Según los autores el hinchamiento se manifiesta como un levantamiento en el piso del túnel. Cuando el levantamiento está delimitado por un arco invertido, se desarrolla una presión, la cual puede dañar el revestimiento. En caso de tener una cobertura pequeña, se puede generar un levantamiento en toda la sección del túnel.

De acuerdo con Singh, B. & Goel, R. (2006), los desplazamientos tiempo dependientes alrededor de túneles de magnitudes similares a las condiciones con *squeezing*, también pueden presentarse en rocas susceptibles a *hinchamiento*. Mientras que el hinchamiento implica un incremento en el volumen debido a la penetración de la humedad y el aire en la roca, el squeezing no, a excepción de

rocas que exhiben un comportamiento dilatante. No obstante, se reconoce que en algunos casos el fenómeno de squeezing puede estar asociado al hinchamiento. En la Tabla 3 se exhibe una comparación entre los fenómenos abordados en esta sección realizada por Jethwa & Dhar (1996):

Tabla 3. Comparación entre los fenómenos de squeezing e hinchamiento por Jethwa & Dhar (1996).

Parámetro	Squeezing	Hinchamiento (Swelling)
1.Efectos	Pequeñas expansiones volumétricas en material blando altos niveles de esfuerzos inducidos de corte.	Expansiones volumétricas debido al ingreso de humedad en materiales con minerales expansivos.
2. Cierre	(i) Varios centímetros por días durante las semanas 1-2 de excavación.	(i) Altos rangos durante las semanas 1-2 la humedad penetra profundamente en el terreno.
Rango de cierre	(ii) Reduce con el tiempo.	(ii) Decrece con el tiempo conforme la humedad penetra en el terreno con dificultad.
Periodo	(iii) Continúa por muchos años en casos excepcionales.	(iii) Continúa por años si se extrae el suelo húmedo para exponer el suelo fresco.
3. Extensión	La zona afectada puede abarcar varios espesores del diámetro del túnel.	La zona afectada tendrá varios metros de espesor. La saturación posterior a la construcción puede incrementar la zona de hinchamiento.

Dadas las condiciones anteriores, en esta investigación se propone el criterio de la Association Française des Tunnells et de l'Espace Souterrain (A.F.T.E.S.) para la selección del sistema de soporte en función del comportamiento mecánico de los materiales y de los factores hidrogeológicos, el cual se limita a no discutir detalles de diseño del sistema.

3.3.4 CRITERIO DE LA A.F.T.E.S. PARA LA SELECCIÓN DE SOPORTE DE ACUERDO CON LAS CARACTERÍSTICAS DEL MEDIO

La selección del sistema de soporte más apropiado para un túnel es una decisión sumamente compleja debido a la cantidad de criterios y variables que se deben tomar en cuenta para concebir una decisión final.

Como ya fue demostrado en la Sección 3.1, la falla de frente de un fenómeno que se presenta sin importar el método de excavación utilizado, no obstante, en este documento únicamente se estudiará el fenómeno de inestabilidad considerando el método convencional (en la Sección Anexo B puede encontrarse una explicación detallada para la selección del sistema de excavación convencional) y para tal efecto, se expone el criterio de la Association Française des Tunnells et de l'Espace Souterrain (A.F.T.E.S.), el cual pretende revisar las principales consideraciones hidrogeológicas y el comportamiento mecánico de los materiales para ayudar al diseñador a seleccionar el sistema adecuado, el cual es encontrado mediante un diseño balanceado que favorece a cada factor.

Los detalles de diseño del sistema de soporte no son discutidos en este criterio. Raramente se basa en consideraciones puramente teóricas, generalmente se refiere a formulaciones semi-empíricas específicas para cada tipo.

- Clasificación general de los sistemas de soporte

El soporte se define como cualquier sistema diseñado e instalado para soportar y contener el perímetro de una excavación subterránea en el lapso entre el inicio de la excavación y la colocación del revestimiento definitivo. Se distinguen cuatro clases de soporte:

- Soporte que actúa aplicando presión de confinamiento al terreno circundante:
 - Concreto lanzado (shotcrete).
 - Concreto lanzado y marcos ligeros de acero (lightweight steel ribs).
- Soporte que actúa tanto aplicando presión de confinamiento como refuerzo del terreno circundante, es decir, anclajes con o sin Shotcrete.
 - Anclaje con lechada cemento o mortero (grouted rock bolts).
 - Anclaje activo (driven anchor bars)
- Sistemas que proveen “resistencia bruta” al soporte:
 - Marcos pesados de acero (heavy steel ribs).
 - Marcos ligeros de acero (lightweight steel ribs).
 - Revestimiento de acero (steel linings).
 - Paraguas de micropilotes (umbrella arch).
 - Dovelas de concreto (concrete voussoir segments).
 - Armaduras (shields).
- Sistemas de consolidación del terreno para mejorar sus propiedades geotécnicas e hidrológicas:
 - Consolidación por inyección (consolidation grouting).
 - Aire comprimido (compressed air).
 - Congelamiento (freezing).

Los sistemas que proveen soporte completo se diferencian que aquellos que solo aplican presión de confinamiento por la alta resistencia de sus componentes que se oponen a deformaciones del terreno y del sistema de soporte, la seguridad recae más en la resistencia del soporte que en las propiedades inherentes del terreno. La presión de confinamiento es utilizada para controlar los movimientos del terreno, por otro lado, la resistencia del soporte es de menor importancia, ya que, en el caso de un medio rocoso, la resistencia es provista por la roca. El sistema de soporte ejerce una presión de confinamiento radial que substancialmente incrementa la resistencia de la roca en la dirección tangencial, de tal forma que da origen a un arco sobre la clave del túnel.

La clasificación anterior debe ser considerada como una aproximación teórica que refleja la manera en la que cada tipo de soporte opera, sin embargo, pueden existir algunas variaciones dependiendo de las condiciones afectando al sistema. Es posible utilizar más de un tipo de soporte en combinación para realizar el mismo trabajo. Por ejemplo: el concreto lanzado a menudo se combina con anclajes y/o marcos ligeros de acero y las armaduras (shields) por lo regular se usan como soporte a corto plazo hasta que se ha instalado el revestimiento definitivo de concreto o acero.

- **Selección del sistema de soporte**

Las tablas que se mostrarán en la *sección de Anexo C* se establecen la viabilidad de cada tipo de soporte en referencia a un criterio individual (propiedades mecánicas e hidrogeológicas del terreno). Cada tipo está clasificado en función del valor del parámetro utilizado para evaluar cada criterio.

- **Selección de acuerdo a propiedades mecánicas del terreno**

En esta categoría se incluyen diez tipos de grupo para clasificar las propiedades mecánicas del terreno, se incluyen suelos y materiales en la transición suelo-roca (en la *sección Anexo C* se exhiben).

- **Selección de acuerdo a las características hidrogeológicas**

En este criterio se considerarán únicamente; la presión del agua y la permeabilidad (en la *sección de Anexo C* se exhiben).

Si el terreno es susceptible a responder por efectos de cambios en la presión de poro, se tiene que:

- *En rocas*, el riesgo de filtración de agua en la excavación se origina principalmente en las fallas donde las presiones de agua son altas. Se recomienda realizar barrenos de exploración delante del frente de excavación para localizar fallas y anticipar cualquier escenario.
- *En suelos*, si la permeabilidad es considerablemente baja, la relación de infiltración y velocidad será baja por lo cual los sistemas de soporte más factibles serán; marcos, concreto lanzado con drenes.

En cambio, si la permeabilidad es moderada y el suelo heterogéneo, existe el riesgo de que el gradiente hidráulico produzca filtraciones en los materiales más previos para lo cual es recomendable la inyección de lechada de bentonita en las zonas próximas al frente para consolidar.

Si la permeabilidad es uniformemente alta, se debe recurrir a la inyección del frente, a través de bentonita, aire comprimido o congelamiento. En todos los casos el frente debe mantenerse soportado.

- En la *Sección Anexo A*, se exhiben medidas y procedimientos para llevar a cabo el control de agua subterránea en suelos y rocas.

CAPITULO. 4 CONSIDERACIONES DE PROYECTO GEOLÓGICAS E HIDROGEOLÓGICAS

4.1 CONDICIONES GEOLOGICAS QUE PROPICIAN INESTABILIDAD EN EL TÚNEL

El conocimiento de la geología durante la construcción de un túnel es necesario para prevenir accidentes, retrasos y sobre costos. La exploración geológica permitirá cuantificar y conocer las condiciones del terreno que afecten el diseño y construcción de la obra. De acuerdo con los

apartados anteriores la falla de frente está regida por las condiciones del terreno y las dimensiones del túnel

El tipo de rocas más susceptible a generar inestabilidad de frente son: **pizarras, esquistos arcillosos, rocas con abundantes minerales (clorita, grafito, caolín), rocas muy fracturadas y alteradas, rocas blandas y poco consolidadas**. De acuerdo con el sistema GSI (Índice de Resistencia Geológica) desarrollado por Evert Hoek & Paul Marinos (1998) los valores típicos para las rocas más propensas a este comportamiento se muestran en la Figura 17.

Para el caso de suelos, los más propensos a originar inestabilidad son: **arcillas poco compactas, limos, arenas poco cementadas con presencia de agua**.

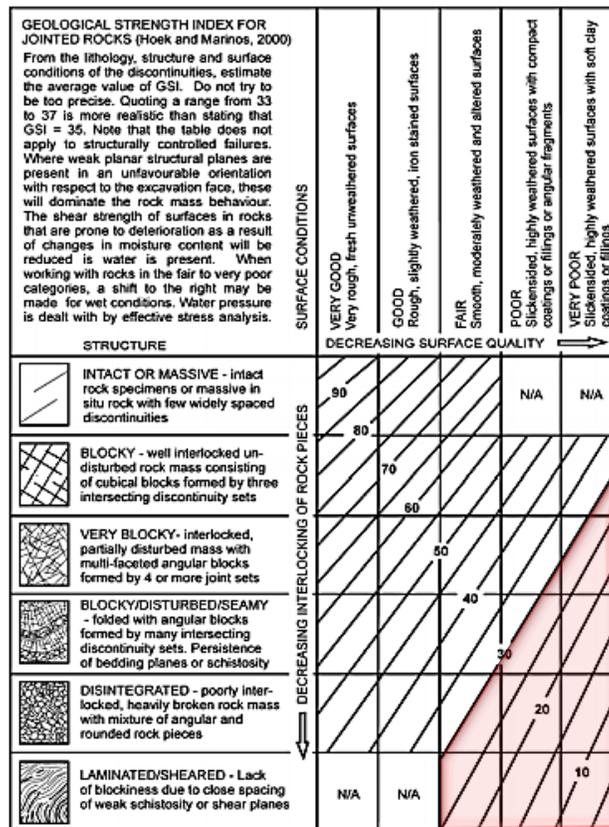


Figura 17. Marinos, P; Hoek, E. (2007). Gráfica general para GSI [Figura]. Recuperado de The Geological Strength Index.

Vallejo, L. (2002) menciona que las principales condiciones naturales que propician fenómenos de inestabilidad en túneles en roca son:

- Orientación desfavorable de discontinuidades.
- Orientación desfavorable de los esfuerzos con respecto al eje del túnel.
- Flujo de agua hacia el interior de la excavación a favor de discontinuidades, acuíferos o rocas carstificadas.

En lo que respecta a túneles construidos en suelos, las condiciones que detonan fenómenos inestables son:

- d) Poca capacidad portante o resistencia del suelo.
- e) Deformabilidad invariable
- f) Flujo de agua
- g) Comportamiento desfavorable: expansivo, dispersivo, colapsable y/o licuable.

De acuerdo con la literatura, a continuación, se explica brevemente los diferentes comportamientos desfavorables en suelos:

- *Comportamiento expansivo*, es típico en suelos arcillosos, la estructura mineralógica y fábrica permite absorber agua con un cambio de volumen importante. Estará en condición de variaciones climáticas, vegetación y cambios hidrológicos.
- *Comportamiento dispersivo*, en este tipo de suelos las fuerzas repulsivas entre las partículas exceden las fuerzas de atracción de esas partículas. La presencia de agua propicia que se separen las partículas de los agregados y queden las de menor tamaño que son más fáciles de arrastrar por el agua, produciendo una erosión interna.
- *Comportamiento colapsable*, se caracteriza porque los suelos tienen una estructura muy abierta y floja. El comportamiento varía según el contenido de humedad, al incrementar esta, la estructura inicial puede ser destruida, generando un colapso y en consecuencia un asiento.
- *Comportamiento licuable* se presenta en suelos con una consistencia arena-limosa. En un estado saturado, bajo el efecto de esfuerzos de corte permiten el incremento de las presiones de poro, hasta valores del orden de la presión total existente. La presión efectiva desaparece, con lo que las partículas dejan de estar en contacto, desapareciendo la resistencia al corte y el material tiende a comportarse de manera líquida, dando pie a movimientos verticales y horizontales.

La excavación del túnel da origen a procesos que se añaden a las condiciones anteriores:

- 1) Pérdida de resistencia del material que rodea la excavación en consecuencia a la descompresión creada.
- 2) Reorientación de los campos de esfuerzos.
- 3) Otros efectos: subsidencias en superficie, movimientos de ladera, cambio en el régimen de acuíferos, etc.

La estabilidad del frente está en función de la combinación de acciones naturales e inducidas. La situación más desfavorable a partir de estas condiciones se definirá el tipo de sistema de sostenimiento que requiera el terreno.

4.2 CONDICIONES HIDROGEOLOGICAS

Debido a la importancia que cobra el flujo del agua en la estabilidad del frente de un túnel a continuación se dará una breve reseña de las condiciones hidrogeológicas a las que puede estar expuesta la excavación de un túnel, enfatizando las características que se requieren para la adecuada visualización de cada condición.

Vallejo, L. (2002), indica que, en la naturaleza existen formaciones geológicas con la capacidad de almacenar y transmitir agua, en general se dividen en:

1) *Acuíferos:*

Tienen capacidades altas de almacenamiento, drenaje y transmisión. Se encuentran presentes en formaciones de gravas, arenas y calizas.

2) *Acuitardos:*

Formaciones geológicas con capacidad alta de almacenamiento, capacidad media de drenaje y capacidad baja de transmisión. Se presentan en limos, arenas limosas y arcillosas.

3) *Acuicludos:*

Tienen baja capacidad de drenaje y capacidad nula de transmisión, son capaces de almacenar grandes cantidades de agua y se localizan en formaciones de arcillas.

4) *Acuífugos:*

Este tipo de formación geológica tiene nula capacidad de almacenamiento, drenaje y transmisión. Se consideran impermeables mientras no existan fracturas que propicien el flujo. Están representadas por granitos, gneises y mármoles.

En la Tabla 4, de acuerdo a Sánchez, F., se muestra una clasificación de formaciones geológicas según su comportamiento hidrogeológico.

Tabla 4. Sánchez, F. Clasificación de las formaciones de acuerdo a su comportamiento hidrogeológico.

	Porosidad total	Permeabilidad
Acuíferos	Alta o moderada	Alta
Acuitardos	Alta o moderada	Baja
Acuicludos	Alta	Nula
Acuífugos	Nula o muy baja	Nula

Los acuíferos de acuerdo a sus características hidráulicas y estructurales se clasifican en:

- a) Acuíferos libres, liberan el agua almacenada (desaturación), el nivel del agua se encuentra por debajo del techo permeable (Fig. 18).

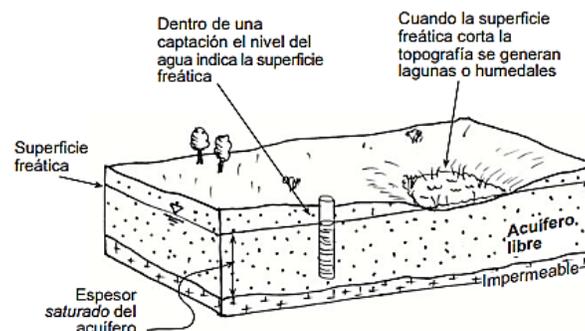


Figura 18. Sánchez, F. Acuífero libre. [Figura]. Recuperado de Conceptos Fundamentales de Hidrogeología

- b) Acuíferos confinados, el agua liberada procede de la descompresión del acuífero (liberación elástica de agua). Este tipo de formaciones se encuentran rodeadas de materiales impermeables (Fig. 19).

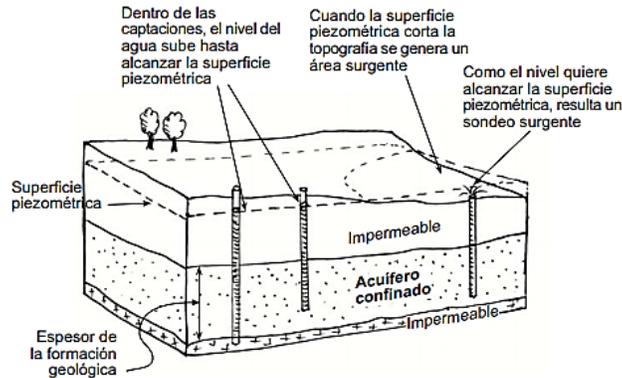


Figura 19. Sánchez, F. Acuífero confinado. [Figura]. Recuperado de Conceptos Fundamentales de Hidrogeología

- c) Acuíferos semiconfinados, formaciones que se encuentran rodeadas de materiales semipermeables, lo que permite el paso del agua entre acuíferos (superiores a inferiores). Su funcionamiento se resume en: recarga y goteo vertical (Fig. 20).

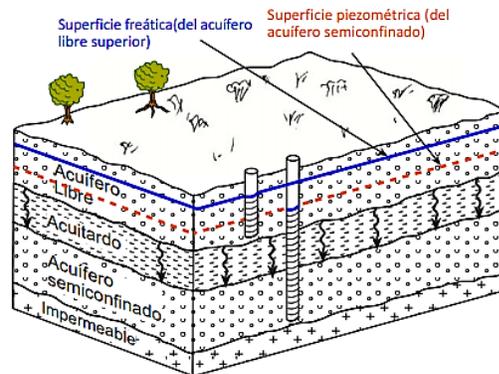


Figura 20. Sánchez, F. Acuífero semiconfinado. [Figura]. Recuperado de Conceptos Fundamentales de Hidrogeología

Conocer el tipo de formación hidrogeológica, permite estimar las presiones actuantes en el túnel, la permeabilidad de la formación, los posibles daños o riesgos en acuíferos y edificaciones cercanas e incluso el tipo de impermeabilización a implementar.

Una campaña de exploración hidrogeológica proporcionará la información necesaria para anticipar el comportamiento del agua durante la excavación y prevenir afectaciones ambientales.

El estudio hidrogeológico debe considerar; niveles piezométricos en el área del túnel, dimensiones de los acuíferos, identificación de discontinuidades, parámetros hidráulicos, modelos de flujo,

identificación de zonas susceptibles a irrupción de agua, etc. Es imprescindible conocer las presiones actuantes en el túnel, el tipo de impermeabilización a implementar, así como los posibles daños o riesgos en acuíferos y edificaciones cercanas.

4.2.1 PARÁMETROS HIDROGEOLÓGICOS

Existen cuatro parámetros dependientes que deben ser considerados para estimar el comportamiento de un acuífero desde el punto de vista hidrológico.

1) Porosidad

Parámetro adimensional que se define como la relación entre el volumen de los poros y el volumen total de la masa de suelo o roca. La porosidad puede depender de la textura del tipo de formación (suelo o roca) o de las características del flujo desplazado a través de los poros.

La relación que expresa la porosidad total de un medio se define como:

$$n = \frac{\text{Volumen de los poros}}{\text{Volumen total}} \quad \dots (9)$$

2) Coeficiente de almacenamiento

Es un parámetro adimensional que refleja el volumen liberado al disminuir la presión en el acuífero, en resumen, define la capacidad que tiene un acuífero para liberar agua.

$$S = \frac{\text{Volumen de agua liberado}}{\text{Volumen total que ha bajado la superficie piezométrica}} \quad \dots (10)$$

3) Permeabilidad

Parámetro que refleja la capacidad de un acuífero para transmitir agua según su textura. De acuerdo a la relación con la estructura del medio se consideran dos tipos de permeabilidad:

- Permeabilidad efectiva (k). Relacionada con las características del medio físico, así como con las del flujo que lo atraviesa.
- Permeabilidad intrínseca (K). Relacionada únicamente con las características internas del medio.

Tanto la permeabilidad efectiva como intrínseca se relacionan únicamente con los parámetros que definen al fluido.

$$k = K \frac{\gamma_w}{\mu} \quad \text{o} \quad k = K \frac{g}{\eta} \quad \dots (11)$$

En donde:

k = permeabilidad efectiva
 K = permeabilidad intrínseca

γ_w = peso volumétrico del agua
 μ = viscosidad dinámica del fluido
 η = viscosidad cinemática
 g = aceleración de la gravedad.

En hidrogeología, también conocida como *conductividad hidráulica* (**K**), se define como la constante de proporcionalidad lineal entre el caudal y el gradiente hidráulico:

$$\frac{\text{Caudal } \left(\frac{m^3}{día}\right)}{\text{Sección } (m^2)} = K \frac{\Delta h(m)}{\Delta l(m)} \dots (12)$$

La ecuación anterior (Ley de Darcy), expresa que, a mayor gradiente, circulará mayor caudal.

La permeabilidad de una formación hidrogeológica puede variar de acuerdo a la dirección que tome el agua. Existe la permeabilidad vertical, la cual se debe tomar en cuenta si el flujo es vertical (ascendente o descendente), este cambio en el valor de la permeabilidad según la dirección del agua se denomina anisotropía. Sin embargo, esta investigación considerará un medio con permeabilidad homogénea e isotropa.

De acuerdo con Custodio y Llamas (1983), en la Tabla 5 se clasifican las formaciones hidrogeológicas de acuerdo a su permeabilidad.

Tabla 5. Custodio y Llamas (1983), Clasificación de las formaciones de acuerdo a su permeabilidad.

Clasificación Geológica	Gravas Limpias	Gravas y arenas, o arenas gruesas	Arenas finas o con mezcla de limos	Limos o arcillas arenosas	Arcillas compactas
Clasificación Hidrogeológica	Buen acuífero		Acuífero pobre	Acuitardo	Prácticamente impermeable
	1x10-3 m/s, 1x10-4 m/s		1x10-6 m/s	1x10-8 m/s	1x10-10 m/s

4) Transmisividad

Parámetro que establece la capacidad de una formación para transmitir agua de acuerdo a la textura del medio, las características del fluido y a las características de la estructura (espesor).

La transmisividad se define de la siguiente forma:

$$T = kb \dots (13)$$

En donde:

k = conductividad hidráulica (permeabilidad)
 b = espesor de la formación

4.2.2 GENERALIDADES SOBRE EL FLUJO DE AGUA EN CONDICIONES TRANSITORIAS

De acuerdo con Custodio & Llamas (1996), el flujo en régimen *establecido* implica que el agua que ingresa a un medio es la misma que sale sin que varíe el agua almacenada, por lo tanto, no hay variación en el nivel piezométrico. Mientras que en el flujo en régimen *transitorio* si hay una variación en el agua almacenada y es dependiente del tiempo.

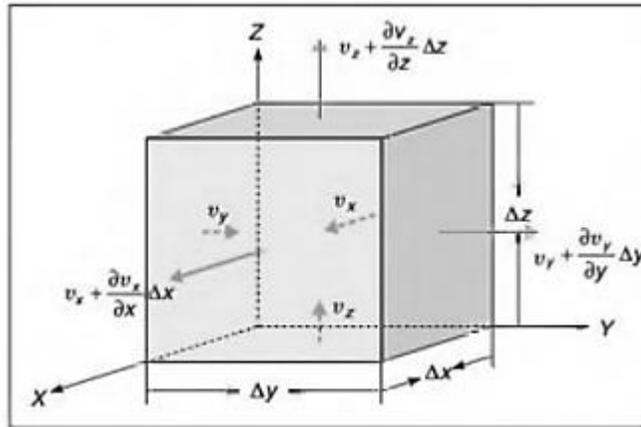


Figura 21. Balance de agua en volumen elemental representativo.

Mediante la serie de Taylor se lleva a cabo el balance de agua en un cubo elemental en donde se suman las componentes del flujo en cada dirección (Fig. 21). Teniendo el siguiente balance entre caras:

$$\text{cara } yz \left(v_x + \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x - v_x \right) \Delta y \Delta z \rightarrow \frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z$$

... (14)

$$\text{cara } xz \left(v_y + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y - v_y \right) \Delta x \Delta z \rightarrow \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta x \Delta y \Delta z$$

... (15)

$$\text{cara } xy \left(v_z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta z - v_z \right) \Delta x \Delta y \rightarrow \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta x \Delta y \Delta z$$

... (16)

Se deben cumplir las condiciones de masa entrante y saliente:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta x \Delta y \Delta z + \frac{\partial v_z}{\partial z} \Delta x \Delta y \Delta z = 0$$

... (17)

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = 0$$

... (18)

Dando lugar a la ecuación de la continuidad en flujo establecido. A continuación, se tienen las ecuaciones características para flujo en régimen establecido, a través de medios homogéneos, isótropos y permeables en general con y sin recargas o bombeos:

- **Ecuación de Laplace**

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0$$

... (19)

Para flujo en régimen permanente, medio con permeabilidad homogénea e isótropa. Debe considerar dos tipos de condiciones de contorno: nivel piezométrico conocido en frontera y flujo conocido en frontera.

Esta ecuación se emplea para sistemas físicos sencillos y por métodos analíticos, sin embargo, para casos reales con mayor complejidad se recurre a resolución numérica o a métodos gráficos de resolución.

- **Ecuación de Poisson**

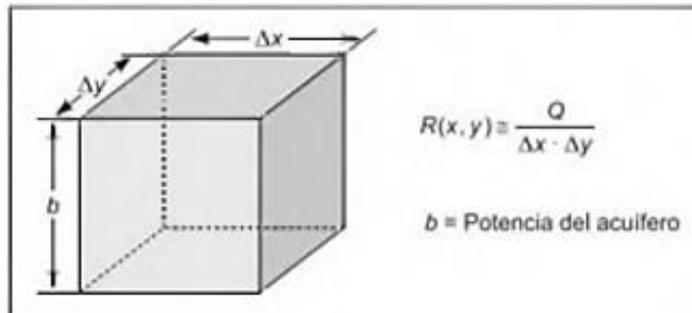


Figura 22. Esquema de la derivación de la ecuación de Poisson.

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} \Delta x (b \Delta y) = \frac{\partial v_y}{\partial y} \Delta y (b \Delta x) = R(x, y) \Delta x \Delta y$$

... (20)

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = -\frac{R(x, y)}{T}$$

... (21)

Para flujo en régimen permanente, medio con permeabilidad homogénea e isótropa y con presencia de fuentes y sumideros.

En donde:

Si $R(x, y) = 0$, es semejante a la ecuación de Laplace.

Si $R(x, y)$ es positiva = recarga.

Si $R(x, y)$ es negativa = bombeo.

Esta ecuación resulta ser más realista y completa, además se ajusta a problemas reales.

Se presentaron las ecuaciones anteriores para dar pie a un mejor entendimiento de la ecuación de flujo en régimen transitorio, se muestra:

- Ecuación del flujo en régimen transitorio

Existen condiciones de flujo transitorio cuando se presenta una variación en el nivel piezométrico en función del tiempo.

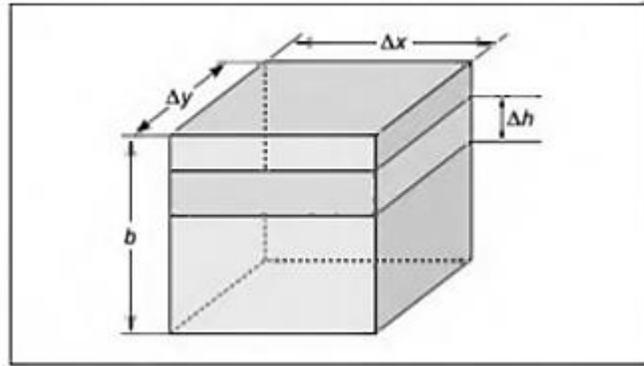


Figura 23. Esquema de la derivación de la ecuación de flujo en régimen transitorio.

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = \frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{R(x, y)}{T} \quad \dots (22)$$

Se tiene la ecuación general de flujo transitorio, en un medio con permeabilidad homogénea e isotrópica y en presencia de fuentes y sumideros.

En dónde:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} \rightarrow \text{Suma de caudales de entrada por caras laterales.}$$

$$\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} \rightarrow \text{Volúmenes desalmacenados en unidad de tiempo.}$$

$$\frac{R(x, y)}{T} \rightarrow \text{Bombeos o recargas en la unidad de tiempo.}$$

En conclusión:

Si $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$, se tiene la ecuación de Poisson de régimen permanente.

Si $\frac{S}{T} \frac{\partial h}{\partial t} = 0$ y $\frac{R(x,y)}{T} = 0$, se tiene la ecuación de Laplace.

CAPITULO. 5 MÉTODOS DE SOLUCIÓN Y ANÁLISIS PARA LA EVALUACIÓN DE LA FALLA DE FRENTE

La solución de los problemas geotécnicos al estar contenidos en la mecánica de sólidos deformables, puede tener una formulación adecuada con base en la descripción de los movimientos, fuerzas y respuestas que presentan los distintos tipos de materiales térreo gracias a la mecánica del medio continuo.

Según Huybrechts (2005), los métodos para la resolución de problemas de estabilidad geotécnica existentes se pueden agrupar en tres clases generales: métodos analíticos (de solución exacta), simples y numéricos.

Los *métodos analíticos* resultan ser factibles para problemas con soluciones cerradas y cuyas condiciones se ajusten a las variables que se asuman al formular cada solución, sin embargo, en la práctica debido al comportamiento no-lineal de los materiales geotécnicos y a la complejidad de los problemas reales, la obtención de soluciones analíticas adquiere un mayor grado de dificultad.

Los *métodos simples* se consideran cuando uno o más requerimientos teóricos de la solución completan se incumplen. Algunos ejemplos son; métodos de equilibrio límite (Mecanismo de Horn, 1961; Tamez et al., 1997) donde se desprecian deformaciones, el teorema de límite-superior (Método de Leca & Dormieux, 1990) ignora las ecuaciones de equilibrio y el de límite-inferior ignora la ecuación de compatibilidad. Además, para los análisis de estabilidad, los métodos simples requieren establecer condiciones respecto al mecanismo de falla.

Los *métodos numéricos*, son aproximaciones matemáticas que pretenden representar la realidad haciendo discretizaciones, simplificaciones e hipótesis que a través de procesos iterativos convergen en una solución y que, son capaces de cumplir con los cuatro requerimientos teóricos para satisfacer una solución completa. Lo más utilizados para evaluar la estabilidad en ingeniería geotécnica son: Método de Elementos Finitos (MEF), Método de Diferencias Finitas (MDF) y el Método de los Elementos Discretos (MED).

De acuerdo a Potts & Zdravkovic (1999), para la resolución de un problema geotécnico de estabilidad es necesario cumplir con cuatro requerimientos teóricos para considerar una solución completa: equilibrio, compatibilidad, ley constitutiva y condiciones de borde o de frontera.

- **Equilibrio**

Involucra dos tipos: *equilibrio global* y *equilibrio interno*. El primero busca resolver las ecuaciones de fuerzas y momentos; el interno está relacionado con encontrar un campo de esfuerzos que cumpla con la ecuación diferencial. En seguida, se muestran las ecuaciones de equilibrio:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + \rho b_x = \rho \ddot{u}_x$$

$$\frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + \rho b_y = \rho \ddot{u}_y$$

$$\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + \rho b_z = \rho \ddot{u}_z$$

... (23)

En donde:

$\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{xz}$ y σ_{yz} = Componentes de los esfuerzos

ρb = Fuerzas másicas

$\rho \ddot{u}$ = Fuerzas inerciales

- **Compatibilidad**

Este requerimiento está asociado con los desplazamientos y deformaciones. Expresa que no deben existir separaciones ni traslapes entre las partículas del material.

Si las deformaciones son pequeñas, la variación de los desplazamientos debe cumplir con la siguiente ecuación de deformación:

$$\varepsilon = LU$$

... (24)

En donde:

ε = vector que relaciona las componentes de deformación y las de desplazamiento en el vector (U).

L = representa la transpuesta del operador diferencial.

- **Ley constitutiva**

Expresa el comportamiento del material, es un requerimiento teórico que correlaciona las ecuaciones de equilibrio y las de compatibilidad. Se expresa mediante:

$$\Delta \sigma = D \Delta \varepsilon$$

... (25)

Dónde:

$\Delta \sigma$ = Incrementos de esfuerzos

$\Delta \varepsilon$ = Incrementos de deformaciones

D = Matriz que contiene los componentes de las propiedades del material geotécnico.

- **Condiciones de borde o frontera**

Requerimiento teórico que define el tipo de problema geotécnico que se estudiará. Algunas condiciones pueden ser: cargas estáticas y/o dinámicas aplicadas, procesos de excavación y construcción, desplazamientos impuestos, cambios en la presión de agua, etc.

Con base a los requerimientos teóricos anteriores Potts (2003), enlistó los diferentes métodos de análisis para problemas geotécnicos involucrando distintos materiales (suelos y rocas), para la evaluación de condiciones de estabilidad en túneles y taludes (Tabla 6).

Tabla 6. Potts (2003), Requerimientos teóricos para cada método de análisis.

Método de análisis	Requerimientos en la solución				
	Equilibrio	Compatibilidad	Ley constitutiva	Condiciones de borde	
				Fuerza	Desplazamientos
Solución analítica	S	S	Elástico-lineal	S	S
Equilibrio límite	S	NS	Rígido con criterio de falla	S	NS
Campo Tensorial	S	NS	Rígido con criterio de falla	S	NS
Análisis límite (límite-inferior)	S	NS	Plasticidad perfecta con ley de fluencia asociativa	S	NS
Análisis límite (límite-superior)	NS	S		NS	S
Métodos numéricos	S	S	Cualquiera	S	S

Leyenda: S: satisface, NS: no satisface

Desde el punto de vista teórico, aunque los métodos analíticos proporcionan una solución exacta, siguen siendo una aproximación muy distante del problema geotécnico real, debido a que deben realizarse varias suposiciones en todos los requerimientos (materiales elásticos, condiciones de borde y geométricas sencillas) para concebir un modelo matemático.

En la siguiente sección se muestran algunos ejemplos de resolución de los diferentes métodos de análisis anteriormente mencionados.

5.1 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA LA ESTABILIDAD EN EL FRENTE

De acuerdo con la investigación Jiménez, A. (2016). “*Los análisis de estabilidad son una comparación entre las fuerzas resistentes y las actuantes involucradas en un mecanismo de falla, de esta relación surge el término factor de seguridad (FS)*”.

$$FS = \frac{FR}{FA} \dots (26)$$

Otros métodos analíticos comparan los momentos resistentes contra los momentos actuantes en un determinado punto, como el MSET de Tamez et al. (1997).

$$FS = \frac{\Sigma MR}{\Sigma MA} \dots (27)$$

Dadas las hipótesis y simplificaciones para la caracterización del terreno, se da lugar a cierto grado de incertidumbre respecto hasta *qué punto el modelo analítico es representativo de la realidad*. Por lo cual, es común elegir parámetros conservadores y esperar que superen un factor de seguridad admisible. Cabe mencionar que en los métodos numéricos se utiliza otro enfoque, en donde, en lugar de imponer un factor de seguridad permisible, se aplica un factor de seguridad a los parámetros de resistencia del material (Método de Reducción de Resistencia).

Según Arnaiz (2003). *“El comportamiento del frente de excavación está en función de las características mecánicas del terreno y del procedimiento constructivo. El terreno al desplazarse hacia la excavación y al ser poco competente, generara una inestabilidad por delante del frente”*.



Figura 24. Jiménez, A (2016). Colapso del metro Lausanne, Suiza en 2005. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles.

Broms & Bennemark (1967), propusieron uno de los primeros métodos de análisis para falla de frente aplicable en arcillas blandas. Establecieron el número de estabilidad (N) como la diferencia entre la presión total vertical del eje del túnel sobre el terreno natural y la presión interior del túnel dividida entre la resistencia de corte no drenada del terreno (C_u).

$$N_E = \frac{P_0 - P_i}{C_u} \quad \dots (28)$$

Sin embargo, de acuerdo con otros autores, este método tiene muy poca utilidad. A continuación, se explican otros métodos para la evaluación de la estabilidad en el frente.

5.1.1 MECANISMO DE HORN

El modelo de equilibrio límite de Horn (1961), asume un mecanismo de desplazamiento a partir de una cuña prismática y una chimenea, ambas infinitamente rígidas. Además, la sección del frente se conceptualiza en forma rectangular (Fig. 25).

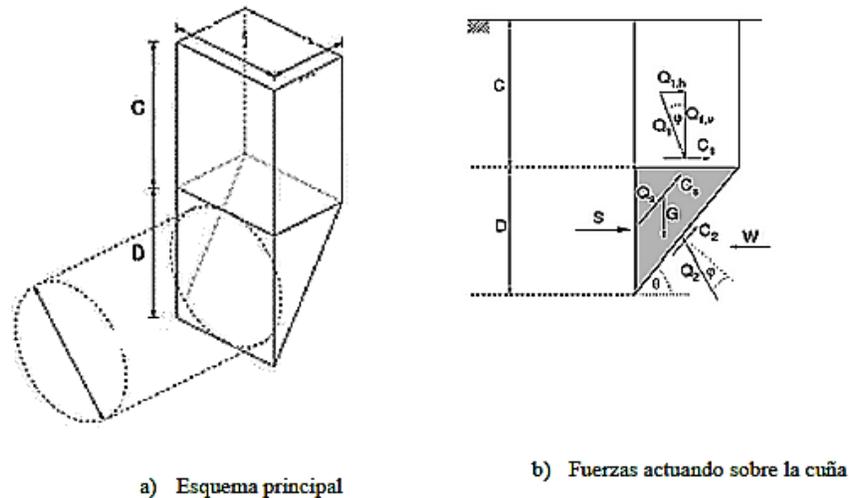


Figura 25. Horn (1961). Mecanismo de cuñas de Horn. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

En este modelo las fuerzas actuantes son esencialmente el peso propio de las cuñas y la sobrecarga en la chimenea, aunque algunos autores consideran la influencia del agua. Las fuerzas resistentes solo se desarrollarán en las caras de la cuña. De acuerdo a la literatura, el Modelo de Vermeer, considera un mecanismo tridimensional de cuñas que asume dos mecanismos de falla (Fig. 26):

- Mecanismo A o falla general: los bloques se mantienen en contacto durante la falla y el mecanismo se extiende hasta la superficie.
- Mecanismo B o falla local: únicamente el bloque inferior tiene a deslizarse hacia el interior del túnel.

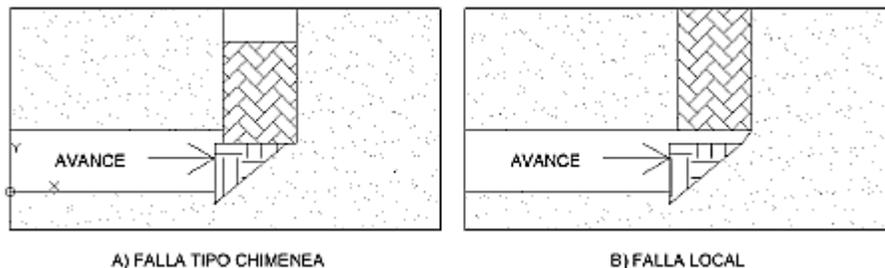


Figura 26. Vermeer. Mecanismo de falla. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

Existe otro modelo propuesto por Oreste (2011), en donde, además de considerar las cuñas y la sobrecarga se toma en cuenta la presencia de agua subterránea (Fig. 27).

El modelo propuesto por Oreste, permite además calcular el incremento en el factor de seguridad cuando se emplean anclajes de fibra de vidrio como sistema de estabilización.

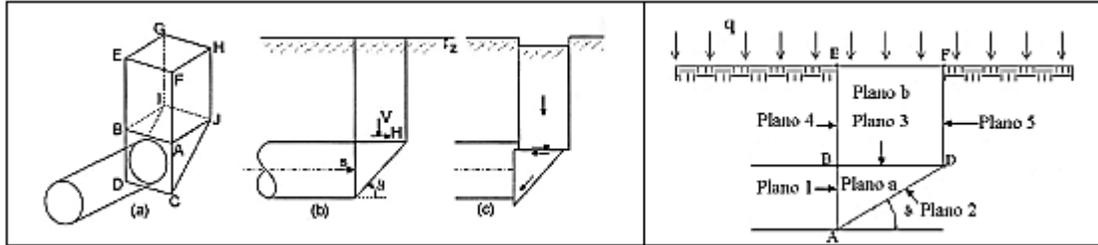


Figura 27. Oreste (2011). Mecanismo de falla. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

- *Cálculo de estabilidad a partir del Modelo de Horn.*

Para la estimación de la estabilidad en el frente considerando el mecanismo de Horn (Fig. 28), se asume un modelo teórico simple que considera que la cuña inferior descansa sobre un plano y la chimenea no alcanza la superficie, la altura de la chimenea corresponde a la máxima extensión de la zona plástica sobre la clave (h_p).

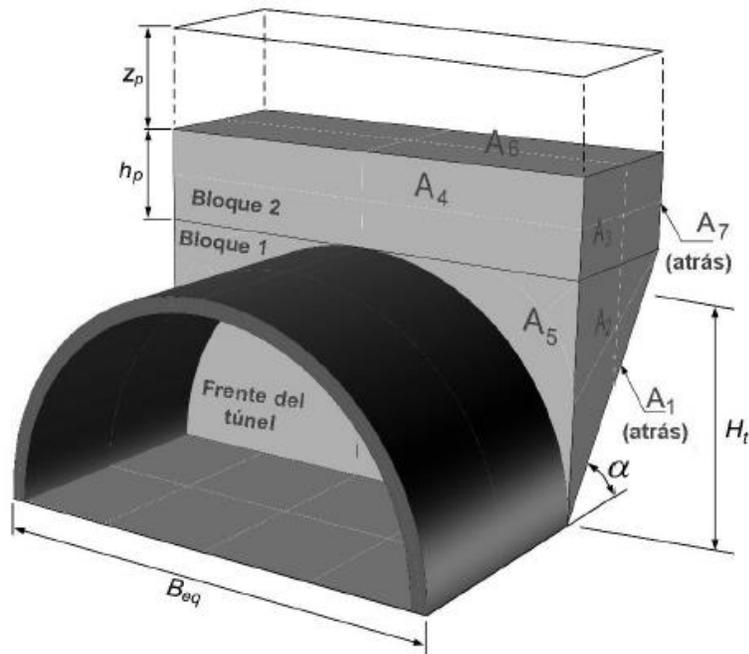


Figura 28. Jiménez, A. (2016). Mecanismo simplificado de Horn. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

Para llevar a cabo en análisis de estabilidad es necesario conocer:

- Diámetro del túnel.
- Cobertura del túnel.
- Parámetros de resistencia
- Relación de esfuerzos en reposo k_0 .

La altura de la zona plástica (h_p) se obtiene a partir del radio plástico en la clave (rp), el cual se calcula a partir de la condición de fluencia de Mohr-Coulomb:

$$F = \sigma_1 - \frac{2c \cos(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} - \sigma_3 \frac{1 + \sin(\varphi)}{1 - \sin(\varphi)} = 0$$

... (29)

En donde:

σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales obtenidos a partir de σ_r , σ_θ y $\tau_{r\theta}$ del método de Kirsch (en la sección Anexo D se encuentra una explicación más detallada) considerando $\theta=0^\circ$ (clave del túnel). Para calcular el radio plástico en la clave se requiere un proceso iterativo cuando $k_0 \neq 1.0$

- *Cálculo de fuerzas actuantes*

De acuerdo a la investigación de Jiménez, A. (2016), las fuerzas actuantes se definen como el peso de los bloques y una fuerza que el terreno descarga sobre el bloque 2 (Fig. 28), para calcular las fuerzas debidas al peso se calcularán los volúmenes de los Bloques 1 y 2:

El peso del terreno sobre el Bloque 2:

$$W_{terr} = \frac{\gamma z_p B_{eq} H_t}{\tan \alpha}$$

... (30)

En dónde:

$$\alpha = 45^\circ + \varphi/2$$

El peso del Bloque 2:

$$W_2 = \frac{\gamma h_p B_{eq} H_t}{\tan \alpha}$$

... (31)

En dónde:

h_p = altura de la zona plástica por encima de la clave del túnel.

El peso del Bloque 1:

$$W_1 = \gamma H_t^2 \frac{B_{eq}}{2 \tan \alpha}$$

... (32)

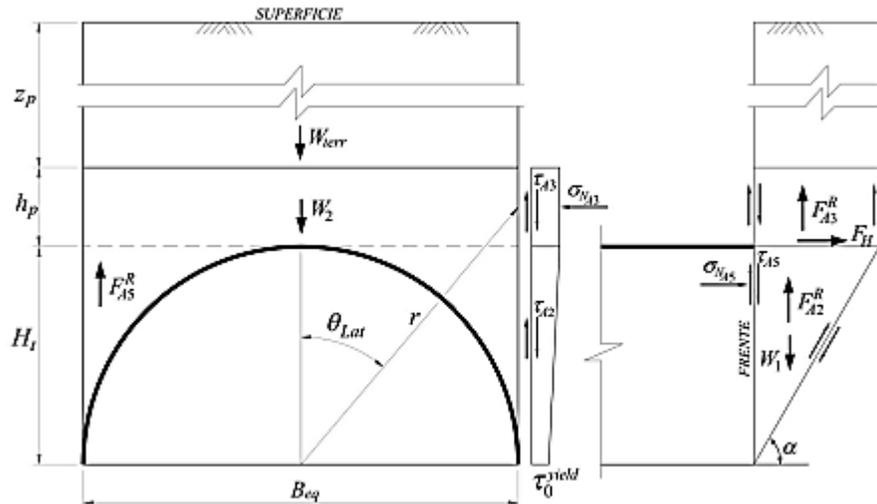


Figura 29. Jiménez, A. (2016). Sección frontal y longitudinal del análisis. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Difíciles.

- *Cálculo de fuerzas resistentes*

El siguiente paso será obtener el esfuerzo tangencial movilizado promedio en la cara A3 (τ_{A3} , Fig. 29):

$$\tau_{A3} = c + \sigma_{NA3} \tan(\varphi) \quad \dots (33)$$

En donde:

σ_{NA3} = es el esfuerzo normal en la cara A3 y se calculará a través de la Ecuaciones D10-12 del Método de Kirsch para un conjunto de esfuerzos correspondiente a r y θ_{Lat} a la mitad de dicha cara. En la *Sección Anexo D* puede encontrarse una explicación detallada del Método de Kirsch.

La fuerza resistente en las caras laterales (A3) del Bloque 2 es:

$$F_{A3}^R = 2\tau_{A3} \left(\frac{H_t}{\tan \alpha} \right) h_p \quad \dots (34)$$

El esfuerzo horizontal normal a las caras laterales A5, dado su complejidad para calcular, se supone como nulo:

$$\sigma_{NA5} = k_0 \gamma z_5 \quad \dots (35)$$

En dónde:

z_5 = casi igual a $h_p + z_5 + H_t/3$

El esfuerzo tangencial movilizado promedio en la cara A5:

$$\tau_{A5} = c + \sigma_{NA5} \tan(\varphi) \quad \dots (36)$$

La fuerza resistente en las caras frontales (A5) del Bloque 1:

$$F_{A5}^R = 2\tau_{A5}A_5 \quad \dots (37)$$

Hay una distribución de esfuerzos resistentes de corte en las caras laterales A2, que va de τ_{A3} a τ_0^{yield} , el cual es el esfuerzo movilizado mínimo debido a la condición de frontera ($\sigma_3 = 0$), en donde:

$$\tau_0^{yield} = c[1 + \sin(\varphi)] \quad \dots (38)$$

La fuerza resistente en las caras (A2):

$$F_{A2}^R = 2 \left(\frac{\tau_{A3} - \tau_0^{yield}}{2} \right) H_t^2 / (2 \tan \alpha) \quad \dots (39)$$

Las fuerzas resistentes en las caras (A4 y A7):

$$F_{A4}^R = F_{A7}^R = 2\tau_0^{yield} B_{eq} h_p \quad \dots (40)$$

La fuerza vertical total actuando encima de la clave del túnel es:

$$F_v = W_{terr} + W_2 - F_{A7}^R - F_{A4}^R - F_{A3}^R \quad \dots (41)$$

La fuerza horizontal resistente es:

$$F_h = F_v \tan \varphi + c B_{eq} H_t / \sin \alpha \quad \dots (42)$$

La fuerza resistente movilizada en la parte trasera del Bloque 1 es:

$$F_1^R = [(W_1 + F_v) \sin \alpha + F_h \cos \alpha] \tan \varphi + c B_{eq} H_t / \sin \alpha \quad \dots (43)$$

Por último, el factor de seguridad de frente para el mecanismo de Horn es:

$$FS = \frac{F_1^R + F_{A2}^R \sin \alpha + F_h \cos \alpha}{(W_1 + F_v - F_{A5}^R) \sin \alpha} \quad \dots (44)$$

- *Comentarios sobre el uso del Modelo de Horn (1961)*

Las soluciones de equilibrio límite consideran el equilibrio de una masa de suelo o roca que, como indica el nombre del método, se encuentra en un estado de equilibrio y, por lo tanto, tiende a producir un colapso en la estructura. Los modelos utilizados en las soluciones de equilibrio límite, permiten evaluar la estabilidad del frente. Sin embargo, se deben tomar ciertas consideraciones y en el caso del modelo de Horn (1961) se tiene que; el mecanismo de desplazamiento estará formado por una cuña prismática y una chimenea, ambas infinitamente rígidas; la sección del frente de excavación se conceptualizará de forma rectangular; las fuerzas actuantes son esencialmente el peso propio de las cuñas y la sobrecarga en la chimenea. Finalmente, en esta solución analítica contemplando el mecanismo de falla propuesto por Horn, no se considera el efecto del flujo de agua en la estabilidad del frente.

5.1.2 MÉTODO DE LA COTA SUPERIOR EN SUELOS COHESIVOS FRICCIÓNANTES

Es un método de análisis límite desarrollado por Leca & Dormieux (1990), inicialmente propuesto para resolver problemas de estabilidad de frente en terrenos caracterizados por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

De acuerdo a Chen (1975), en el teorema de cota superior; “*en cualquier campo de velocidad cinemáticamente admisible, la carga determinada mediante la ecuación de los trabajos virtuales debe ser mayor que la carga actual del colapso tal que el campo de velocidades debe satisfacer la compatibilidad de deformaciones*”:

$$\int_{\Sigma} T_i v_i d \Sigma + \int_{\Sigma} S_i v_i d \Sigma + \int_V W_i v_i dV \leq \int_V \sigma_{ij} \varepsilon_{ij} dV$$

... (45)

En dónde:

σ_{ij} = tensor de esfuerzos

ε_{ij} = velocidad de deformación (plástica)

T_i = carga asociada a la presión de soporte en la frontera Σ del campo de velocidad.

S_i = sobrecarga

W_i = fuerza de cuerpo

V = volumen del mecanismo

v_i = velocidad generada a lo largo de la superficie de velocidades

La cota superior compara la energía producida por las cargas externas, p_e (parte izquierda de la Ecuación 52) respecto a la energía de disipación causada por el movimiento del sistema, P_v (parte derecha de la Ecuación 52). Si la energía externa excede la energía de disipación se dice que existe un estado límite superior, por lo cual debe satisfacerse la siguiente relación:

$$p_e \leq P_v$$

... (46)

Como antecedente, este método fue aplicado por Davis et al. (1980), asumiendo un material puramente cohesivo, es decir, $\varphi=0^\circ$ y un mecanismo de rotura compuesto por dos cilindros truncados (Fig. 30).

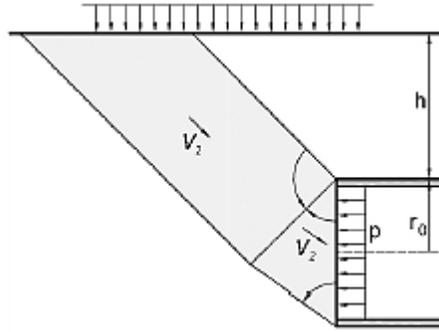


Figura 30. Villafuerte, D. (2013). Mecanismo de falla propuesto por Davis et al, 1980. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

En la Figura 31, se muestra el mecanismo de Leca y Dormieux, en el cual se proponen tres mecanismos de falla, constituidos por bloques sólidos de sección transversal circular y con una apertura igual a dos veces el ángulo de fricción interna.

En los mecanismos MI y MII (Fig. 31), se exhibe una falla por colapso, en donde se genera el movimiento del terreno hacia el túnel. El mecanismo MIII, se distingue por movimientos del terreno hacia fuera de la excavación. El último tipo se presenta en túneles superficiales y con presiones elevadas en el frente.

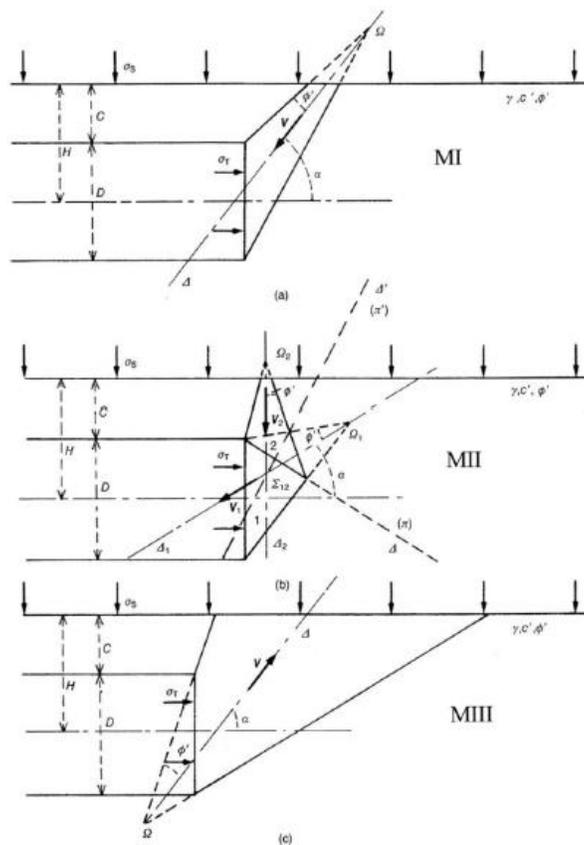


Figura 31. Villafuerte, D. (2013). (a y b) Mecanismos de falla por colapso y (c) por extrusión según Leca, 1990. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

- *Cálculo de estabilidad asociado al Mecanismo MI*

De acuerdo a la investigación de Villafuerte (2013), se utiliza un sistema coordenado (Ω, x, y, z), a partir del cual éste se obtienen las propiedades geométricas del bloque \mathcal{B} correspondiente a un cono elíptico generado por la intersección de un cono e con la cara del túnel menor un cono e' ambos con vértice en Ω y las propiedades se definen como (Fig. 32):

Cono e :

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\sqrt{\cos(\alpha - \varphi') \cos(\alpha + \varphi')}}{\cos \varphi'} \quad \dots (47)$$

En donde:

A= área del cono e con vértice en Ω

$$h = D \frac{\cos(\alpha - \varphi') \cos(\alpha + \varphi')}{\text{sen } 2\varphi'} \quad \dots (48)$$

El volumen del cono e es:

$$V = \frac{\pi D^3}{12} \frac{[\cos(\alpha - \varphi') \cos(\alpha + \varphi')]^{3/2}}{\cos \varphi' \text{sen } 2\varphi'} \quad \dots (49)$$

Cono e' :

$$A' = \frac{\pi D^2}{4} \frac{[\frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha - \frac{2H}{D} \text{sen } 2\varphi']^2}{\cos \varphi' [\text{sen}(\alpha - \varphi') \text{sen}(\alpha + \varphi')]^{3/2}} \quad \dots (50)$$

En donde:

A'= área del cono e con vértice en Ω

$$h' = \frac{D}{2} \frac{\text{sen } 2\alpha - \frac{2H}{D} \text{sen } 2\varphi'}{\text{sen } 2\varphi'} \quad \dots (51)$$

El volumen del cono e' es:

$$V' = \frac{\pi D^3}{12} \frac{[\frac{1}{2} \text{sen } 2\alpha - \frac{2H}{D} \text{sen } 2\varphi']^3}{\cos \varphi' \text{sen } 2\varphi' [\text{sen}(\alpha - \varphi') \text{sen}(\alpha + \varphi')]^{3/2}} \quad \dots (52)$$

El volumen de \mathcal{B} es:

$$V_B = V - V' \quad \dots (53)$$

El área lateral del bloque \mathcal{B} (cono truncado), en donde se disipa la energía plástica:

$$A_{LB} = A_L - A'_L \quad \dots (54)$$

En donde:

A_L = área lateral del cono e

A'_L = área lateral del cono e'

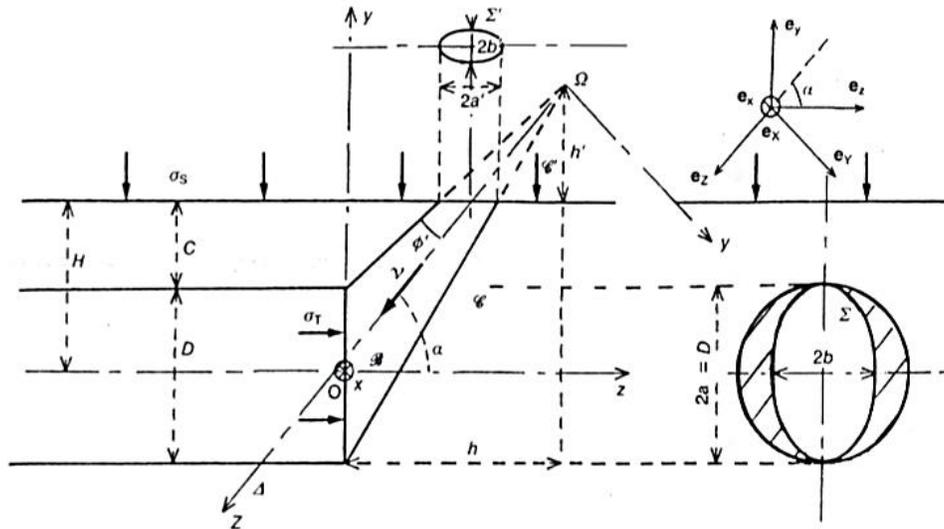


Figura 32. Villafuerte, D. (2013). Mecanismo de falla tipo MI de Leca & Dormieux, 1990. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

De acuerdo a la literatura, por simplificación para futuros análisis, se incluirán los siguientes parámetros geométricos:

$$R_A = \frac{\sqrt{\cos(\alpha - \varphi') \cos(\alpha + \varphi')}}{\cos \varphi'} \quad \dots (55)$$

$$R_B = \frac{\cos(\alpha - \varphi') \cos(\alpha + \varphi')}{\text{sen } 2\varphi'} \quad \dots (56)$$

$$R_C = \frac{\cos \alpha}{\tan \varphi'} \quad \dots (57)$$

$$R_D = \frac{2H}{D} \sin 2\alpha - \frac{2H}{D} \sin 2\varphi' \quad \dots (58)$$

$$R_E = \sqrt{\sin 2(\alpha - \varphi') \sin 2(\alpha + \varphi')} \quad \dots (59)$$

Sustituyendo los parámetros geométricos anteriores, la energía de disipación es:

$$P_V = \frac{\pi D^2}{4} R_C R_A \left[1 - 2 \cos^2 \alpha \tan \alpha \frac{R_D^2 R_A^2}{R_E^2} \right] c v \quad \dots (60)$$

$$v = \delta w e \quad \dots (61)$$

En donde:

v = vector de incremento total de desplazamiento (velocidad de discontinuidad)

e = vector de transformación para el sistema de referencia Ω .

δw = velocidad de discontinuidad.

El desarrollo de las ecuaciones anteriores ha sido omitido y puede consultarse en el documento “*Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnel in frictional material*” de Leca, E.; Dormieux, L. (1990).

La energía total producida por fuerzas externas que forman parte de la Ecuación 45, se expresa como:

$$P_e = P_T + P_S + P_W \quad \dots (62)$$

$$P_T = -\frac{\pi D^2}{4} \cos \alpha R_A \sigma_T v \quad \dots (63)$$

$$P_S = \frac{\pi D^2}{4} 2 \sin \alpha \sin 2\varphi' \frac{R_D^2 R_A R_B}{R_E^3} \sigma_S v \quad \dots (64)$$

$$P_W = \frac{\pi D^2}{4} \frac{\text{sen } \alpha}{3} R_A R_B \left[1 - \left(\frac{R_D}{R_E} \right)^3 \right] \gamma D v \quad \dots (65)$$

En donde:

P_T = energía producida por la presión de soporte σ_T .

P_S = energía producida por la sobrecarga σ_S .

P_W = energía producida por el peso del terreno γ .

Igualando términos con la Ecuación 46 y anexando la resistencia a compresión uniaxial del terreno (σ_c) y el coeficiente de empuje de tierra de Rankine (K_p), se tiene que:

$$N_s \left[(K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right] + N_\gamma (N_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \leq (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad \dots (66)$$

$$N_s = \frac{1}{\cos 2\varphi' - \cos 2\alpha} \frac{R_D^2}{R_E} \tan \alpha \quad \dots (67)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{3} R_B \left[1 - \frac{R_D^3}{R_E^3} \right] \tan \alpha \quad \dots (68)$$

En donde:

N_s y N_γ = son parámetros de simplificación adicionales.

- *Cálculo de estabilidad asociado al Mecanismo MII*

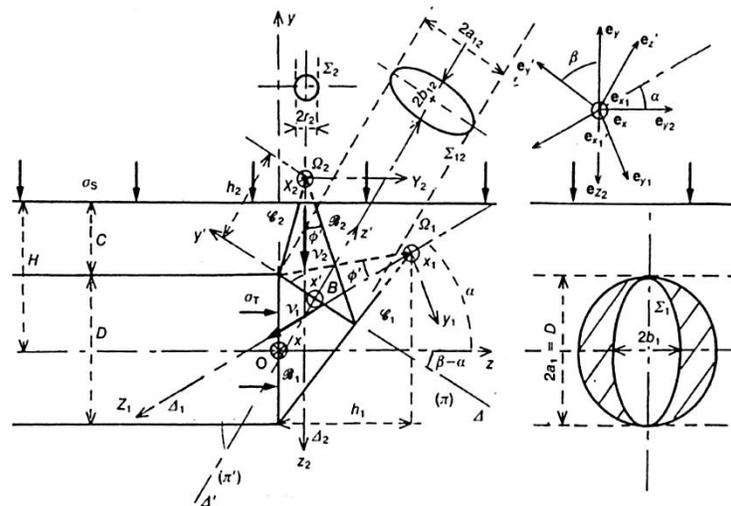


Figura 33. Leca (1990). Mecanismo de falla tipo MII. [Figura]. Recuperado de Estudio Análítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

El mecanismo MII cuenta con cuatro sistemas de ejes coordenados (Fig. 33);

- a) (O, x, y, z) – asociado al frente del túnel y su origen se localiza en la mitad del diámetro.
- b) $(\Omega_1, x_1, y_1, z_1)$ – asociado con el cono e_1 .
- c) $(\Omega_2, x_2, y_2, z_2)$ – asociado con el cono e_2 .
- d) (B, x', y', z') – asociado con los planos ortogonales π y π' .

La energía de disipación P_v asociada al mecanismo MII se obtiene con la integración de la energía plástica por unidad de área y tomando las interfaces de los bloques:

$$P_v = P_{1v} + P_{2v} + P_{12v} \quad \dots (69)$$

En donde:

P_{1v} = contribución de la superficie entre el bloque \mathfrak{B}_1 .

P_{2v} = contribución de la superficie entre el bloque \mathfrak{B}_2 y el suelo alrededor.

P_{12v} = contribución de la interface entre \mathfrak{B}_1 y \mathfrak{B}_2 .

Nuevamente se tomarán en cuenta los parámetros de simplificación asociados con las propiedades geométricas de los bloques del mecanismo de falla, (R_A y R_B son iguales que en las Ecuaciones 55 y 56) para R_C, R_D y R_E , se tiene que:

$$R_C = \frac{\cos(\alpha + \varphi')}{\cos \varphi'} \left[\frac{\text{sen}(\beta - \varphi)}{\text{sen}(\beta + \varphi')} \right]^{1/2} \quad \dots (70)$$

$$R_D = \frac{\text{sen} \beta}{\text{sen} \varphi' \text{sen}(\beta + \varphi')} \quad \dots (71)$$

$$R_E = \frac{\cos^2 \varphi'}{\cos(\alpha + \varphi')} R_C - \frac{2C}{D} \text{sen} \varphi' \quad \dots (72)$$

Anexando los componentes de la energía producida por fuerzas externas y de la energía de disipación respecto a su frontera, introduciendo los parámetros de simplificación, la resistencia a compresión uniaxial y el coeficiente de empuje de tierra de Rankine, se obtiene una expresión igual a la Ecuación 66, sin embargo, los parámetros de ponderación N_s y N_γ se obtienen con las siguientes ecuaciones:

$$N_s = \frac{1}{\cos \alpha} \frac{\text{sen}(\beta - \varphi')}{\cos^2 \varphi' \text{sen}(\beta + \varphi')} \frac{R_E^2}{R_A} \quad \dots (73)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{3} \left[\tan \alpha R_B + \frac{\cos \varphi' \cos(\beta + \varphi')}{2 \text{sen} \varphi' \text{sen}(\beta + \varphi')} \frac{R_C^3}{R_A} - \frac{1}{2 \text{sen} \varphi' \cos \alpha \cos^2 \varphi'} \frac{\text{sen}(\beta + \varphi')}{\text{sen}(\beta + \varphi')} \frac{R_E^3}{R_A} \right] \quad \dots (74)$$

- *Cálculo de estabilidad asociado al Mecanismo MIII*

Los primeros mecanismos (MI y MII) explicados contemplan una falla activa originada por la sobrecarga y el mismo peso del terreno cuando exceden la resistencia del terreno propiciando que los bloques se desplazasen hacia dentro del túnel. El mecanismo MIII conformado por dos conos, se genera por falla pasiva, es decir, debido a una presión excesiva en el frente donde el desplazamiento de los bloques es hacia fuera de la superficie, en este mecanismo la resistencia es provista por la resistencia, la sobrecarga y el peso del mismo terreno (Fig. 34).

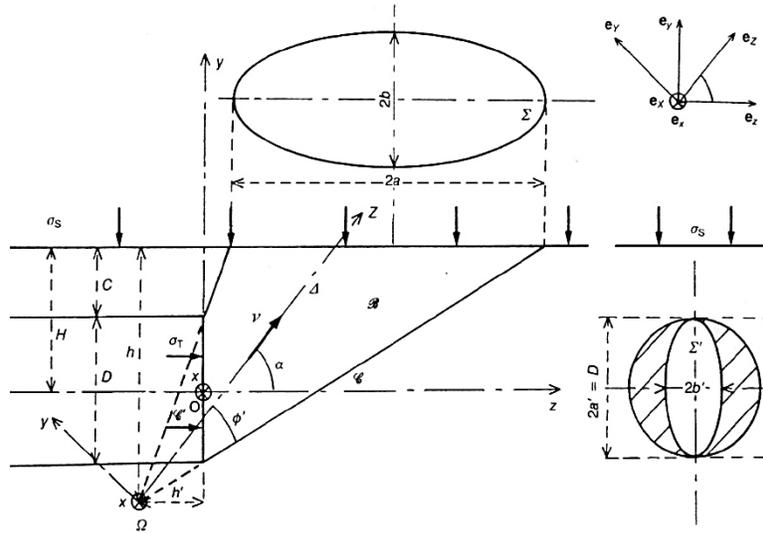


Figura 34. Leca (1990). Mecanismo de falla tipo MIII. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

En resumen, la expresión que se utilizará es la misma que en la Ecuación 66, no obstante, para este mecanismo se calculará la presión máxima de soporte por lo que cambiará el signo de la desigualdad:

$$N_s = \left[(K_p - 1) \frac{\sigma_s}{\sigma_c} + 1 \right] + N_\gamma (N_p - 1) \frac{\gamma D}{\sigma_c} \geq (K_p - 1) \frac{\sigma_T}{\sigma_c} + 1 \quad \dots (75)$$

$$N_s = \frac{R_B R_C^2}{R_A} \quad \dots (76)$$

$$N_\gamma = \frac{\text{sen } \alpha}{3R_A \text{ sen } 2\phi'} \left[\left(\frac{R_B R_C}{\text{sen } \alpha} \right)^3 - \left(\frac{R_A}{\cos \alpha} \right)^3 \right] \quad \dots (77)$$

En donde:

N_s y N_γ = son parámetros de simplificación adicionales.

- *Comentarios sobre el uso del Método de Cota Superior (Leca & Dormieux, 1990)*

El método de cota superior es una solución de análisis límite, la cual se basa en la teoría de la plasticidad. Establece una solución cinemáticamente admisible, para lo cual el movimiento discreto

del material ya está ocurriendo, conduciendo a una estimación insegura de las condiciones de estabilidad para el problema. De acuerdo con la literatura, al analizar la presión interna requerida para mantener el equilibrio de una cavidad circular, la solución cinemáticamente admisible predice una presión de soporte menor a la verdadera requerida para el equilibrio, llevando así a un diseño poco conservador e inseguro. La solución de Leca & Dormieux, 1990, aunque se basa en desarrollos teóricos muy completos, sus aplicaciones son limitadas. A pesar de que toma en cuenta factores como; influencia del área de excavación, profundidad del túnel y parámetros de resistencia de un suelo cohesivo-friccionante, desde el enfoque práctico, se limita a métodos de excavación con tuneladora, por lo tanto, no es posible analizar una sección sin soporte ya que supone una presión de soporte uniforme y constante en el frente del túnel.

De acuerdo con Villafuerte (2013), el método de cota superior (1990) ha sido mejorado implementando a la formulación la influencia de las fuerzas de filtración y el incremento de la resistencia (cohesión efectiva) con la profundidad. Incluso, se ha adoptado un mecanismo rotacional de un bloque rígido que considera la sección completa del túnel según Mollon et al. (2009), se aprecia la comparativa de mecanismos en la Figura 35.

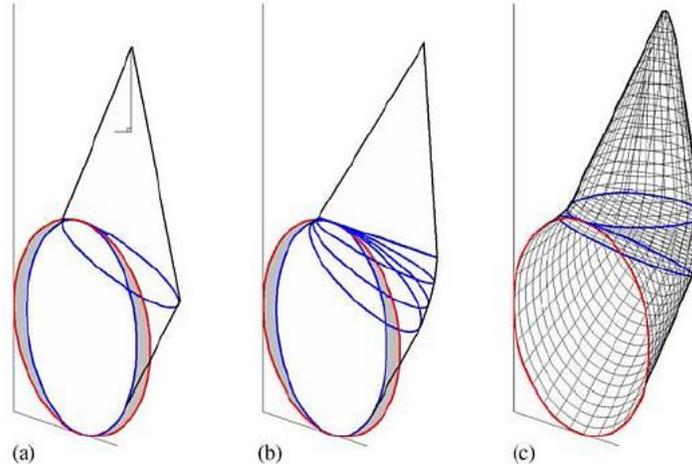


Figura 35. Villafuerte (2013). a) Mecanismo de falla por Leca & Dormieux, 1990. b) y c) Mecanismo de falla multibloque por Mollon et al, 2009-2010. [Figura]. Recuperado de Estudio Analítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frente en Túneles.

5.1.3 MÉTODO SIMPLIFICADO DE TAMEZ ET AL. (1997)

El método simplificado de estabilidad de túneles propuesto por Tamez et al. (1997) es una solución de equilibrio límite y considera un modelo para representar el mecanismo de falla para el frente no soportado como se muestra en la Figura 36b.

De acuerdo a Moreno & Schimmitt (1981), este método simplifica el mecanismo de falla observado en casos reales ocurridos durante la construcción de túneles y pruebas en modelos a escala realizados por Kimura & Mair (1981).

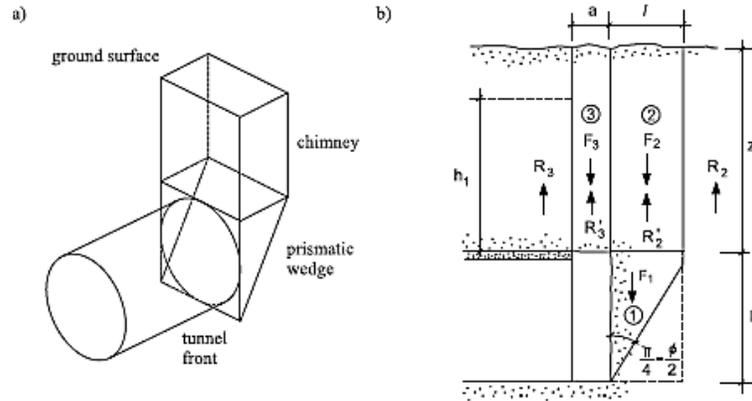


Figura 36. a) Horn, 1961; b) Tamez et al., 1997. Modelos de equilibrio límite para analizar la estabilidad de frente en túneles. [Figura]. Recuperado de International Conference on Geomechanics, Geo-energy and Geo-resources.

De acuerdo a la literatura, el mecanismo está conformado por un prisma alrededor del cual se generan esfuerzos cortantes verticales, debajo de la base del prisma se forma una zona detrás del frente que sufre desplazamientos verticales y horizontales por esfuerzos cortantes (Fig. 37).

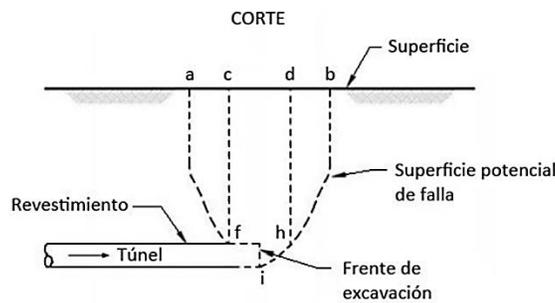


Figura 37. Tamez et al. (1997). Mecanismo de falla inicial. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

De acuerdo a los autores es posible simplificar el mecanismo de falla a través de cuerpos prismáticos en equilibrio, como se muestra a continuación:

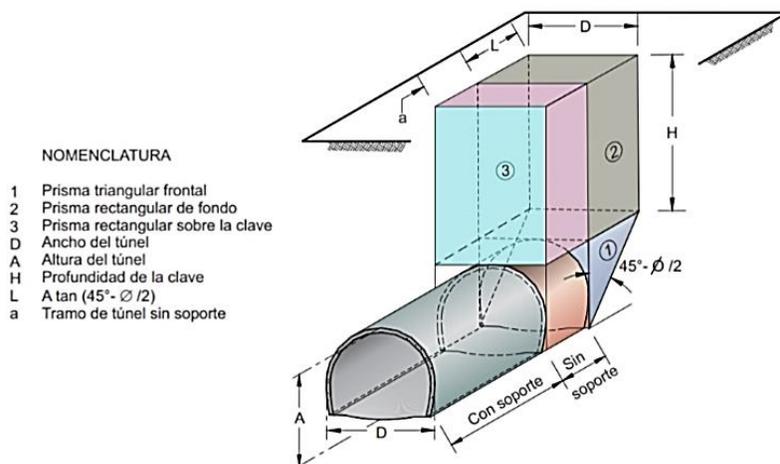


Figura 38. Tamez et al. (1997). Mecanismo de falla simplificado. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

- Prisma 1: Se origina adelante del frente y tiene una configuración geométrica triangular (cuña de Coulomb).
- Prisma 2: De forma rectangular y se apoya sobre el Prisma 1.
- Prisma 3: Se ubica sobre la clave de la zona excavada sin soporte y tiene forma rectangular.

- Factor de seguridad del frente

Jiménez, A. (2016), indica que “el factor de seguridad está definido como la relación entre las sumas de momentos de las fuerzas resistentes y la suma de momentos en las fuerzas actuantes con respecto a un eje horizontal que pasa por el punto O perpendicular al eje del túnel” (Fig. 39).

Por lo tanto, se tiene que:

$$FS = \frac{\sum M_r}{\sum M_a} \dots (78)$$

En donde:

FS = factor de seguridad

$\sum M_r$ = sumatoria de los momentos de las fuerzas resistentes

$\sum M_a$ = sumatoria de los momentos de las fuerzas actuantes

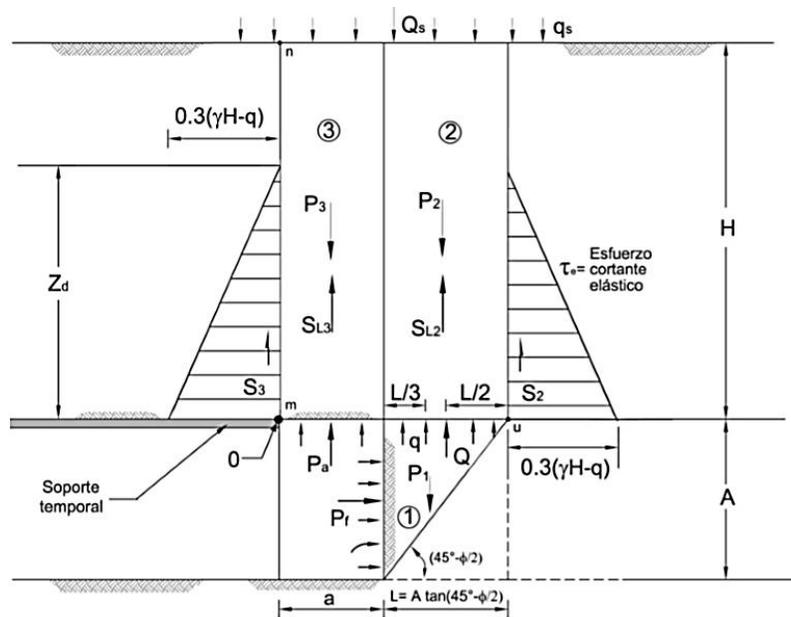


Figura 39. Tamez et al. (1997). Fuerzas involucradas en el mecanismo simplificado. [Figura]. Recuperado de Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terreno Dificiles.

De acuerdo a la Figura 39, se distinguen las fuerzas actuantes (P_1, P_2, P_3, Q_s, P_a y P_f) debidas al peso propio de los tres prismas, a la presión interior aplicada en el frente y a la presión radial interior. Por otro lado, se tienen las fuerzas resistentes del suelo ($S_2, 2S_{12}, S_3, 2S_{13}$ y Q) que se desarrollan en la superficie lateral de los Prismas 2 y 3 (asumiendo que no hay interacción entre ellos), finalmente, la fuerza Q se define como la capacidad de carga del prisma triangular del frente (estimada con la Ecuación de Meyerhof para zapata rectangular).

Además, para calcular el factor de seguridad contra un posible colapso del frente, la ecuación general de estabilidad formulada por Tamez et al. (1997), debe considerar:

- Cobertura del túnel (H)
- Ancho y altura de la sección excavada (D, A)
- Longitud de avance sin apoyo temporal (a)
- Peso volumétrico y parámetros de resistencia al corte del suelo (γ , c y φ)
- La sobrecarga superficial y la presión interior en el túnel (q_s , q_f y p_a)

La ecuación general de estabilidad, simplificando y agrupando términos, queda:

$$FS_g = \frac{2s_{m2} \left[\frac{D}{L} \left(1 + \frac{a}{L} \right) + 1 + \frac{2a}{L} \right] \frac{Z_d}{D} + 2s_{m3} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \frac{Z_d}{D} + 2.7c\sqrt{K_p} \left(1 + \frac{2a}{L} \right) + p_f K_p \left(1 + \frac{2a}{L} \right)}{\gamma H \left[\frac{A}{H} \left(\frac{1}{3} + \frac{a}{L} \right) + \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 \right] + q_s \left(1 + \frac{a}{L} \right)^2 - p_a \left(\frac{a}{L} \right)^2 - p_f K_p} \dots (79)$$

- *Comentarios sobre el uso del Método Simplificado de Tamez et al. (1997)*

De acuerdo con los trabajos realizados por; Jiménez, A. (2016); Villafuerte, D. (2013); Zdravkovic & Potts (1999), el método simplificado de Tamez et al. (1997) es una solución de equilibrio límite y considera un mecanismo de falla simplificado, mediante el cual es posible evaluar la estabilidad del frente. No obstante, se deben tomar en cuentas ciertas hipótesis simplificadoras; las fuerzas actuantes en el mecanismo serán el peso de los prismas y fuerzas externas, que pueden o no estar consideradas como la sobrecarga o la presión en el interior del túnel; las fuerzas resistentes en el mecanismo son procedentes de la resistencia al esfuerzo cortante del terreno que se origina en las caras de los prismas (tras ocurrir un desplazamiento); el método no especifica si las propiedades del terreno tienen que ser las mismas en el frente y en la cobertura, por lo tanto, se asumirán como distintas para todos los análisis de estabilidad. Por último, la solución no considera la influencia o el efecto del flujo de agua en la estabilidad del frente de excavación.

5.2 MÉTODOS NUMÉRICOS PARA LA ESTABILIDAD DE FRENTE

De acuerdo a la literatura, este tipo de soluciones establece suposiciones no tan restrictivas como los métodos anteriores, las más importantes son:

- Discretización del contorno
- Solución de no linealidades (comportamiento del material y/o geométricas)

La capacidad para proporcionar condiciones reales en las soluciones numéricas depende en gran medida del modelo constitutivo seleccionado para representar el comportamiento de los materiales geotécnicos.

Según Potts (2003), los métodos numéricos son los únicos que proporcionan de manera simultánea información sobre estabilidad, desplazamientos y el comportamiento de estructuras adyacentes (ver Tabla 7).

Tabla 7. Potts (2003), Requerimientos de diseño que satisfacen los diferentes métodos de análisis.

Métodos de análisis	Requerimientos del diseño		
	Estabilidad	Desplazamientos	Estructuras Adyacentes
Solución Analítica	No	Si	Si
Equilibrio Limite	Si	No	No
Campo Tensorial	Si	No	No
Análisis Límite-Inferior	Si	No	No
Análisis Límite-Superior	Si	Aproximación	No
Métodos numéricos	Si	Si	Si

- *Evaluación de la estabilidad en el frente de excavación*

De acuerdo a la Tabla 13, los métodos numéricos proporcionan información sobre estabilidad y desplazamientos permitiendo evaluar, bajo las simplificaciones consideradas, la estabilidad en el frente del túnel.

Semprich (1980), fue uno de los primeros en ejecutar cálculos mediante elementos finitos tridimensionales para analizar deformaciones cercanas al frente del túnel. Posteriormente, Baumann et al. (1997), estudio la estabilidad de frente en suelos y rocas blandas utilizando el método de elementos finitos en combinación con el modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

Algunos autores (Zienkiewicz, 1975 & Vermeer et al., 1989) han demostrado que el método de elementos finitos es acertado para predecir *el colapso de cargas de estructuras geotécnicas* cuando se adopta un modelo de comportamiento elastoplástico el cual permite caracterizar los materiales mediante el módulo de elasticidad y la relación de Poisson (parámetros que gobiernan las deformaciones elásticas), así como la cohesión efectiva (c'), el ángulo de fricción efectivo (ϕ') y el ángulo de dilatación (ψ). En general, la variación de cualquiera de estos últimos tres parámetros influye directamente en las condiciones de estabilidad en la cara del túnel.

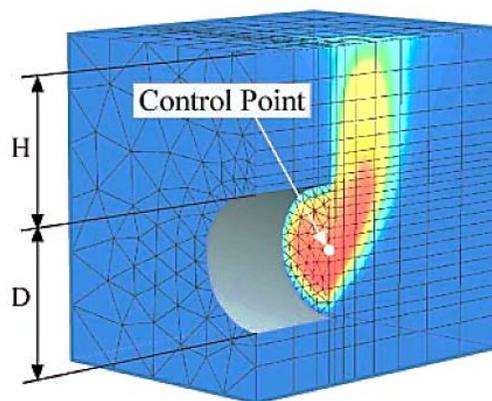


Figura 40. Vermeer et al. (2002). Área de colapso. [Figura] Recuperado de Tunnel Heading Stability in Drained Ground.

En la Figura 40, se muestra una malla de elementos finitos típica utilizada para el análisis de estabilidad de Vermeer (2002), donde se exhibe la falla de frente, el terreno es representado por elementos de volumen prismático de 15 nodos y el revestimiento del túnel es modelado con elementos de 8 nodos.

Una de las ventajas que ofrecen los métodos numéricos sobre los analíticos durante la evaluación de la estabilidad, es la capacidad para simular los mecanismos de falla en el frente de excavación. En la Figura 31, se pueden observar los mecanismos de falla cónicos para suelos cohesivos friccionantes utilizados en el Método de Cota Superior propuesto por Leca & Dormieux (1990) para representar la falla por colapso.

Por otro lado, de los trabajos realizados por Vermeer, A. et al. (2002), a través del análisis de elemento finito, se tomaron las siguientes superficies de desplazamientos en el rango de falla para tres casos con diferentes parámetros de resistencia en suelos cohesivos friccionantes (Fig. 41). Las formas de rotura en los métodos numéricos resultan aproximarse más al comportamiento real del material al momento del colapso, además de permitir identificar el tipo de mecanismo de falla que puede generarse en la cara del túnel.

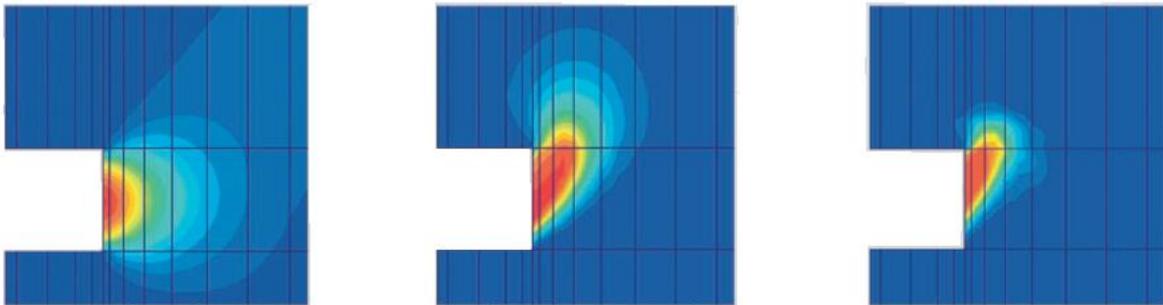


Figura 41. Vermeer et al. (2002). Superficies de desplazamientos en el rango de falla para suelos con diferentes ángulos de fricción: $\varphi' = 0$, $\varphi' = 20^\circ$ y $\varphi' = 35^\circ$. [Figura]. Recuperado de Tunnel Heading Stability in Drained Ground.

- *Evaluación de la Estabilidad en el Frente de Excavación considerando la Influencia del Flujo de Agua*

Otra de las ventajas que ofrecen las soluciones numéricas a diferencia de los métodos analíticos explicados en la Sección 5.1, es la capacidad de evaluar el efecto del flujo de agua en la estabilidad, para lo cual se deben establecer condiciones de frontera de flujo en el modelo numérico. Según Potts & Zdravkovic (1999), en cualquiera de los análisis de flujo (acoplado, estado establecido, etc.) existen grados de libertad en la presión de poro de los nodos, y para cada nodo en la frontera de la malla es necesario especificar una presión de poro de fluido o flujo nodal. Las condiciones de frontera se pueden especificar en forma de fuentes, sumideros, infiltración y precipitación. Estas condiciones afectarán la estructura del sistema de ecuaciones.

Zdravkovic (1999), menciona que “cuando es necesario establecer un flujo a través de la frontera de la malla de elementos finitos, se deben definir condiciones de infiltración, en donde, el flujo es tratado de manera similar a los contornos de esfuerzos”. En general, el caudal puede variar a lo largo de la frontera sobre el que está activo. Para aplicar tal condición de frontera en el análisis de elementos finitos, el flujo sobre la frontera debe convertirse en flujos nodales equivalentes. Los programas de elementos finitos harán esto automáticamente para flujos de frontera generalmente distribuidos y para fronteras de formas arbitrarias.

De acuerdo con el trabajo de Anagnostou et al. (2018), dirigido al estudio de la respuesta de la permeabilidad de los suelos durante el proceso de tuneleo, a través de flujo transitorio y su influencia en la estabilidad, demostró la necesidad de contar con evaluaciones que muestren el efecto que tiene el flujo de agua en la estabilidad en condiciones transitorias. Según los resultados

obtenidos se comprobó que, en el caso de suelos con permeabilidad media a baja, se exhibirá una dependencia de la estabilidad del frente con tiempo debido al proceso de flujo transitorio.

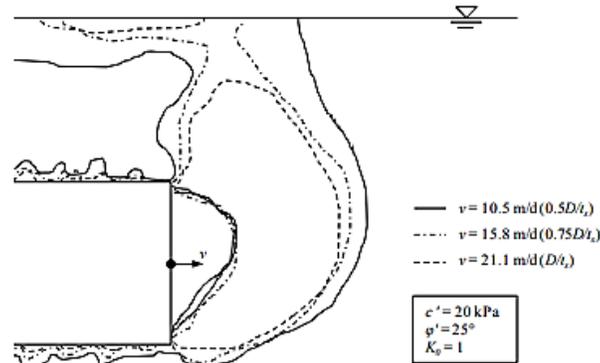


Figura 42. Anagnostou et al. (2018). Contornos de la zona plástica para diferentes relaciones de avance. [Figura]. Recuperado de Tunnel Face Stability and Tunneling under Transient Conditions.

En este trabajo se indica además que los análisis de estabilidad incorporando flujo permiten estimar un promedio mínimo en la relación de avance del frente con una aproximación igual a la relación entre el diámetro del túnel y el tiempo de estabilidad en la cara del túnel (Fig. 42), reflejando la longitud de excavación sin soporte en el frente. Abstenerse de sistemas de sostenimiento o soporte en el frente implicaría un ahorro en términos de tiempo y costo. *Se comprueba así, la importancia de cuantificar la estabilidad y los efectos de la infiltración mediante la modelización numérica.*

- Comentarios sobre los Métodos Numéricos

De acuerdo a la literatura, dentro de las limitaciones de los métodos numéricos se tiene: la complejidad para caracterizar un terreno estratificado, un proceso inadecuado durante la caracterización del subsuelo, así como la definición de un modelo de comportamiento no adecuado puede propiciar que los esfuerzos y las deformaciones que se calculen no sean representativos del resultado real y, por ende, tampoco en los elementos estructurales en el modelo.

Sumado a lo anterior, la representatividad de un modelo numérico también se ve influenciada por las condiciones de borde, la distancia entre el piso del túnel y el fondo del modelo y las simplificaciones que se establezcan para que el modelo asemeje a la realidad (leyes constitutivas, etc.).

Un problema geotécnico real se representa mediante un modelo matemático, el cual dependiendo del comportamiento de los materiales geotécnicos puede ser simple o complejo. Si el modelo se puede resolver cumpliendo los cuatro requerimientos teóricos (equilibrio, compatibilidad, ley constitutiva y condiciones de borde) la solución puede caer en el análisis numérico. Si la solución numérica se idealiza considerando un medio continuo se recurrirá al método de elementos finitos o en su defecto al método de diferencias finitas, en cambio si se cuenta con un medio discontinuo se optará por el método de elementos discretos.

CAPITULO. 6 EVALUACIÓN DE LA ESTABILIDAD DE FRENTE EN TÚNELES CONSIDERANDO FLUJO TRANSITORIO

De acuerdo con los Capítulos 3, 4 y 5 se identificaron las necesidades de contar con resultados de evaluaciones que conceptualmente muestren la influencia del flujo transitorio en la estabilidad del frente durante el proceso de excavación.

Según Broere, W. (2002), dentro de las suposiciones implícitas consideradas en el análisis de estabilidad del frente de excavación de un túnel, generalmente se recurre a un modelo de flujo en régimen establecido en el que se considera que la infiltración y el flujo de agua subterránea alcanzan un equilibrio rápido posterior al inicio de la excavación. Esta suposición no siempre es válida, ya que durante la excavación de un frente podrá generarse una condición de flujo establecido o transitorio dependiendo de la permeabilidad y la capacidad de almacenamiento del depósito de suelo (acuífero). En el caso de que esta condición corresponda a la de flujo establecido inicial se requerirá de un intervalo de tiempo dado para alcanzar la condición de flujo establecido durante el cual puede mejorar la estabilidad del frente, provocando incluso que se pueda llevar a cabo su construcción sin riesgo de falla.

Mediante los análisis bajo la condición de flujo de agua en régimen transitorio, es posible predecir la acumulación de los excesos de presión de poro durante el proceso de excavación y de igual forma, se pueden cuantificar los efectos de la infiltración de agua en la estabilidad del frente del túnel.

Ante la falta de ecuaciones analíticas que incorporen el flujo de agua y su importancia en la estabilidad, como ya se demostró en el Capítulo 5, se realizará la evaluación de la estabilidad del frente de un túnel a través del método de elemento finito considerando variabilidad en los parámetros mecánicos de los materiales, en la permeabilidad y revisando su influencia en la misma.

6.1 SELECCIÓN DE LOS MODELOS DE RESISTENCIA PARA LOS ANÁLISIS

De acuerdo con Potts y Zdravkovic (1999) los materiales geotécnicos no se comportan de manera ideal o simple. Para idealizar predicciones realistas en problemas geotécnicos, se requerirán modelos constitutivos complejos. Por lo tanto, la capacidad para proporcionar condiciones reales en las soluciones numéricas depende en gran medida del modelo constitutivo seleccionado para representar el comportamiento de los materiales geotécnicos.

En esta investigación se evaluará la condición de estabilidad considerando los modelos de resistencia determinados por los criterios de; Mohr-Coulomb (1973), utilizado ampliamente para la resolución de problemas de estabilidad en geotecnia, contemplando como variables: el ángulo de fricción y la cohesión, representará el comportamiento de los suelos cohesivo-friccionantes y friccionantes; el criterio generalizado de Hoek & Brown (2002) aceptado a nivel mundial y extendido para macizos rocosos débiles, se empleará para representar el comportamiento de la rocas blandas.

6.1.1 CRITERIO DE ROTURA DE MOHR-COULOMB

En esta investigación se decidió utilizar el modelo de resistencia de Mohr Coulomb para el análisis de estabilidad en suelos cohesivos-friccionantes. Inicialmente utilizado para el estudio de suelos e

introducido por Coulomb (1973), se define como un criterio de rotura lineal, esto quiere decir que *la ecuación que define la superficie de fluencia es una ecuación lineal*.

La mayoría de los softwares comerciales para la resolución de problemas geotécnicos incluyen el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, en donde se determinan los valores del ángulo de fricción y de cohesión de los materiales.

En términos matemáticos se puede definir como el criterio en función del esfuerzo tangencial y el esfuerzo normal en un plano. Se puede expresar como:

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad \dots (80)$$

En donde:

c = cohesión, representa el esfuerzo cortante que puede ser resistido sin que haya ningún esfuerzo normal aplicado.

φ = ángulo de fricción

τ = esfuerzo tangencial que actúa en el plano de rotura (resistencia al corte)

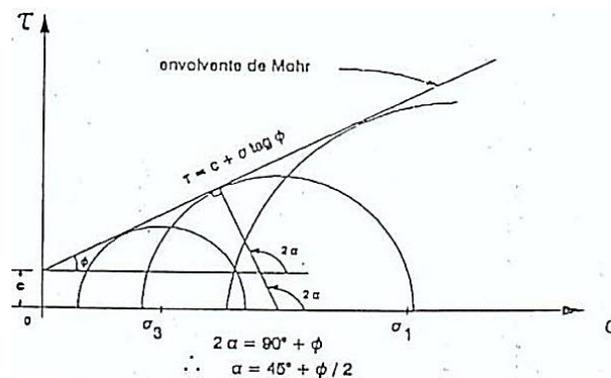


Figura 43. Melentijevic (2005). Representación de la envolvente de Mohr-Coulomb. [Figura]. Recuperado Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas.

En la Figura 43 se muestra la representación de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb en el espacio de esfuerzo normal y tangencial, además, se observa que la ecuación de la superficie de rotura es la ecuación de la recta tangente a todos los círculos de falla.

Los puntos ubicados por debajo de la envolvente se encuentran en un estado elástico mientras que lo que se sitúan encima se encuentran en rotura.

De acuerdo a la literatura el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se puede expresar en el espacio de esfuerzos principales:

$$\sigma_1 = N_\varphi \sigma_3 + 2c \sqrt{N_\varphi} \quad \dots (81)$$

$$N_{\varphi} = \tan^2\left[\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right] \quad \dots (82)$$

En donde:

c = cohesión.

φ = ángulo de fricción

6.1.2 CRITERIO DE ROTURA GENERALIZADO DE HOEK & BROWN

En un principio, Hoek & Brown (1980) introdujeron un criterio que proporcionaba únicamente datos para el diseño de excavaciones en roca competente. De acuerdo a la literatura, posteriormente el criterio de rotura fue deducido a partir de roturas frágiles de rocas intactas (Hoek, 1968) y de un modelo de estudio de comportamiento en macizos rocosos (Brown, 1970), tal criterio partía de las propiedades de la roca intacta e introduciendo factores reductores de estas propiedades sobre la base de las características de un macizo rocoso diaclasado. Según los autores, con la intención de relacionar el criterio empírico con las condiciones geológicas, eligieron el sistema de clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating) propuesto por Bieniawski (1976). Dada la falta de alternativas, el criterio fue adoptado y extendido, lo que propició que éste se mejorará al grado de poder estudiar macizos rocosos inalterados y alterados.

Más tarde, los autores reconocieron que el sistema RMR de Bieniawski no era adecuado para relacionar el criterio con las condiciones geológicas cuando se tenían macizos rocosos de muy mala calidad. Lo que llevó a la introducción del concepto de Índice de Resistencia Geológica (GSI) por Hoek & Marinos (2000), el cual estima la reducción de la resistencia del macizo rocoso para diferentes condiciones geológicas, además la determinación de los parámetros del GSI se basa en descripciones de la calidad del macizo rocoso en lugar de considerar datos de entrada cuantitativos como en los sistemas RMR (Bieniawski, 1976) y Q (Barton, 2000). Dicho criterio se extendió para macizos rocosos débiles, estableciendo así, el criterio de Hoek & Brown generalizado para macizos rocosos diaclasados, actualmente aceptado ampliamente y utilizado en diversos proyectos a nivel mundial.

En esta investigación se estableció utilizar el modelo de resistencia de Hoek & Brown generalizado (2002), para el análisis del diseño de la excavación en roca blanda.

Dentro de las características principales de este criterio están; considerar la dependencia del nivel de esfuerzos, la influencia del tipo de roca, el estado del macizo y la resistencia a compresión. Además, se define como un criterio de no rotura lineal, esto quiere decir que *la ecuación que define la superficie de fluencia o envolvente de falla es una ecuación no lineal y, por lo tanto, no se puede representar como una recta.*

Durante la rotura, la relación entre los esfuerzos principales del medio se define como:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci} \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^a \quad \dots (83)$$

En donde:

σ_1 = Esfuerzo principal mayor en rotura

σ_3 = Esfuerzo principal menor en rotura

σ_{ci} = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta

m_b = Constante adimensional dependiente de las propiedades del macizo

s = Constante dependiente de las propiedades de la roca intacta en el criterio de Hoek & Brown

Las constantes estarán en función de la calidad del macizo.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \quad \dots (84)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad \dots (85)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} (e^{-GSI/15} - e^{-20/3}) \quad \dots (86)$$

En donde:

D = Factor de alteración (En la *Sección Anexo E* se muestra el procedimiento para obtener el factor D)

m_i = Respuesta de la roca intacta, pendiente del ajuste de curva

GSI = Índice de resistencia geológica

De acuerdo a lo comentado por Hoek & Brown (2002), la resistencia a compresión uniaxial, σ_{ci} y a tensión, σ_t del macizo se puede obtener a partir de las siguientes expresiones:

$$\sigma_c = \sigma_{ci} \cdot s^a \quad \dots (87)$$

$$\sigma_t = -\frac{s\sigma_{ci}}{m_b} \quad \dots (88)$$

El módulo de deformación del macizo se puede expresar como:

$$E_m (GPa) = \left(1 - \frac{D}{2}\right) \sqrt{\frac{\sigma_{ci}}{100} \cdot 10^{((GSI-10)/40)}} \quad \dots (89)$$

En donde:

σ_{ci} = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta

D = Factor de alteración

GSI = Índice de resistencia geológica

De acuerdo a los autores, una de las limitaciones de este criterio desde su publicación, es la dificultad para encontrar un ángulo de fricción y resistencia cohesiva equivalentes para un macizo rocoso. Sin embargo, dado que muchos softwares geotécnicos consideran el criterio de rotura de Mohr-Coulomb, se deben determinar los parámetros de resistencia correspondientes para cada macizo rocoso e intervalo de esfuerzos.

En la *Sección de Anexo F*, se presentan los diferentes métodos de linealización del criterio de rotura de Hoek & Brown, que permiten obtener el ángulo de fricción y el valor de la cohesión para la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb.

6.2 PARÁMETROS MECÁNICOS UTILIZADOS EN LA MODELIZACIONES

Como se estableció en el Capítulo 2, en esta investigación se estudia la influencia del flujo de agua en forma transitoria en la estabilidad del frente para terrenos que durante el proceso de tuneo sean susceptibles a fallar de este modo. De acuerdo con los Capítulos 3 y 4, los materiales más propensos a detonar este fenómeno y que serán objeto de estudio en los análisis son; suelos cohesivos-friccionantes, friccionantes y rocas blandas en condiciones no intactas.

Una vez establecidos los modelos de resistencia en la Sección 6.1, para representar el comportamiento de los materiales geotécnicos durante los análisis numéricos, se definieron los parámetros mecánicos utilizados para las modelizaciones, los cuales se presentan a continuación:

- SUELOS COHESIVO-FRICCIONANTES Y FRICCIONANTES

Los parámetros en términos de esfuerzos efectivos empleados en la modelización en suelos se determinaron tomando como base la investigación de Mollon et al. (2011, Tabla 8) en la cual se consideraron cuatro tipos de suelo propensos a fenómenos de inestabilidad; arenas sueltas, arenas densas, arcillas blandas y arcillas rígidas. Se utilizaron para el análisis de estabilidad de frente en un túnel circular de poca profundidad, tomando en cuenta una relación C/D (cobertura-diámetro) igual a 1.

Dado que estos parámetros conducen a la falla del frente de excavación, en este documento se presentará un par de parámetros límite tanto de fricción como de cohesión para lograr valores cuyo comportamiento representado no se encuentre dentro del rango de falla y pudieran ser “sensibles a la variación transitoria de la presión de poro” (los parámetros límite utilizados se muestran en las secciones 6.5.1 - 6.5.2).

Tabla 8. Parámetros en efectivos propuestos por Mollon et al. (2011).

C/D	γ (kN/m ³)	Ko	ν	c (kPa)	ϕ (°)	Tipo
1	18	0.658	0.397	0	20	Arena suelta
1	18	0.357	0.263	0	40	Arena densa
1	18	0.708	0.414	7	17	Arcilla blanda
1	18	0.577	0.366	10	25	Arcilla rígida

Leyenda.- γ : peso volumétrico, Ko: coeficiente de empuje en reposo, ν : coeficiente de Poisson, c : cohesión, ϕ : ángulo de fricción.

- ROCAS BLANDAS

En esta investigación los parámetros mecánicos empleados para la modelización en roca de mala calidad se determinarán con base a las recomendaciones de Hoek, E. (2001), expuestas en su

investigación “Propiedades del macizo rocoso para minas subterráneas”. Los datos fueron obtenidos a partir de análisis numéricos aplicados en problemas prácticos.

De acuerdo con Hoek, E. (2001), el análisis de la falla progresiva en macizos rocosos de muy mala calidad alrededor del túnel sugiere que las características post-pico de la roca se representan asumiendo un comportamiento perfectamente plástico. Esto indica que el material se continúa deformando a un nivel de esfuerzos constantes y sin asociarse a ningún cambio de volumen durante la falla continua (Fig. 44).

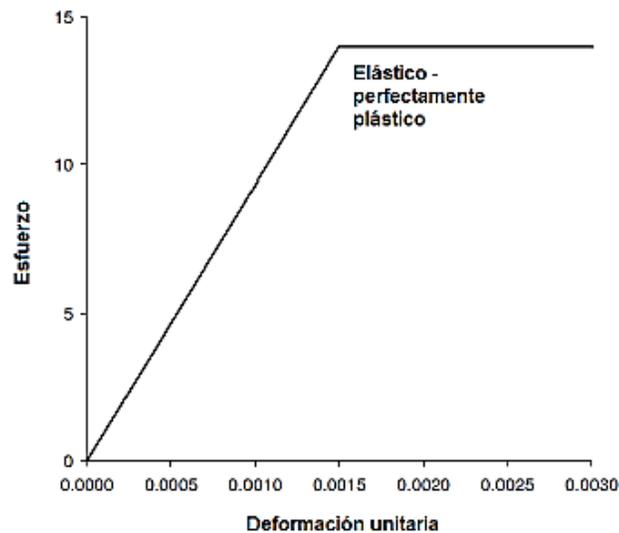


Figura 44. Hoek, E. (2001). Macizo rocoso de muy mala calidad. [Figura]. Recuperado de Rock mass properties for underground mines.

Las propiedades típicas de un macizo rocoso de mala calidad de acuerdo a Hoek, E. (2001), se muestran en la Tabla 9.

Tabla 9. Hoek, E. (2001).

Propiedad de la roca	Símbolo	Valor
Resistencia de la roca intacta	MPa	20
Constante de Hoek-Brown	m_i	8
Índice de resistencia geológica	GSI	30
Ángulo de fricción	φ'	24°
Cohesión	c'	0.55 MPa
Resistencia a la compresión del macizo rocoso	σ_{cm}	1.7 MPa
Resistencia a la tensión del macizo rocoso	σ_{tm}	-0.01 MPa
Módulo de deformación	E_m	1400 MPa
Relación de Poisson	ν	0.3

Ángulo de dilatación	α	0
Características post-pico		
Resistencia del macizo rocoso fracturado	σ_{fcm}	1.7 MPa
Módulo de deformación	E_{fm}	1400 MPa

6.3 MODELIZACIÓN DE FLUJO TRANSITORIO EN EL FRENTE DEL TÚNEL

Para la modelización del flujo transitorio, se asumirán solamente las modificaciones en las condiciones de frontera del flujo en el frente de excavación, es decir, al excavar el túnel se colocarán presiones de poro iguales a cero en el frente manteniendo las condiciones exteriores a esta sin modificación.

Esto permitirá evaluar a través del tiempo, la evolución de la presión de poro en la cercanía del frente del túnel, reduciendo el nivel de presión conforme el tiempo avance hasta lograr una condición de flujo establecido.

Si bien la excavación representa una descarga en el frente de excavación, las deformaciones asociadas a ésta, no tendrán efecto alguno en las presiones de poro; limitándose a evaluar su variación en función de la permeabilidad. Esta condición de análisis es de uso común en los análisis geotécnicos y es conocida como *análisis desacoplado*.

Profundizando en este tema y de acuerdo con Ouria et al. (2007), el análisis desacoplado es gobernado por la solución de ecuaciones hidrodinámicas que consideran la interacción del fluido con el medio continuo considerando únicamente la conductividad hidráulica; asegurando así, la continuidad y, que el fluido que entra y sale del medio es directamente proporcional con el cambio volumétrico que esté presente.

Si bien esta condición resulta *sencilla* de simular, los trabajos de Pinyol (2008), han mostrado que esta evaluación proporciona las presiones de poro máximas que se pueden generar en un análisis transitorio, es decir; muestran resultados inherentemente *desfavorables*. Para llegar a una condición menos extrema, se podría recurrir a evaluaciones que permitan evaluar el efecto de la *descarga* en las presiones de poro; es decir considerar la interacción entre las deformaciones del terreno y las presiones de poro que se puedan generar; analizando el modelo de forma *acoplada*. Sin embargo, como se estableció en el Capítulo 1, los análisis de esta investigación se llevarán a cabo bajo condiciones de flujo desacoplado y considerando diferentes niveles de permeabilidad.

Dentro de las hipótesis consideradas en la evaluación de estabilidad se tiene que: las modelizaciones numéricas realizadas partieron de análisis paramétricos y reduciendo condiciones externas contemplando el inicio exacto de la modificación del nivel freático y la redistribución de esfuerzos debido a la excavación, en la sección de análisis.

6.3.1 CONDICIONES Y CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL MODELO

La modelización del túnel se llevó a cabo mediante un software de elementos finitos tridimensionales. El primer paso para la concepción del modelo fue definir las condiciones de análisis:

- Análisis: Desacoplado con flujo transitorio.

- Etapas: 6 (1, Sin flujo; 2, flujo establecido; 3, flujo establecido y revestimiento; 4, flujo transitorio – 1 día; 5, flujo transitorio – 10 días y 6, flujo transitorio – 40 días).

En lo que concierne a la geometría del túnel, se consideraron las mismas características utilizadas en los trabajos de Anagnostou et al. (2018), en la Figura 45 se muestra; diámetro de 10m; sección circular; longitud de 30m; cobertura de 10m.

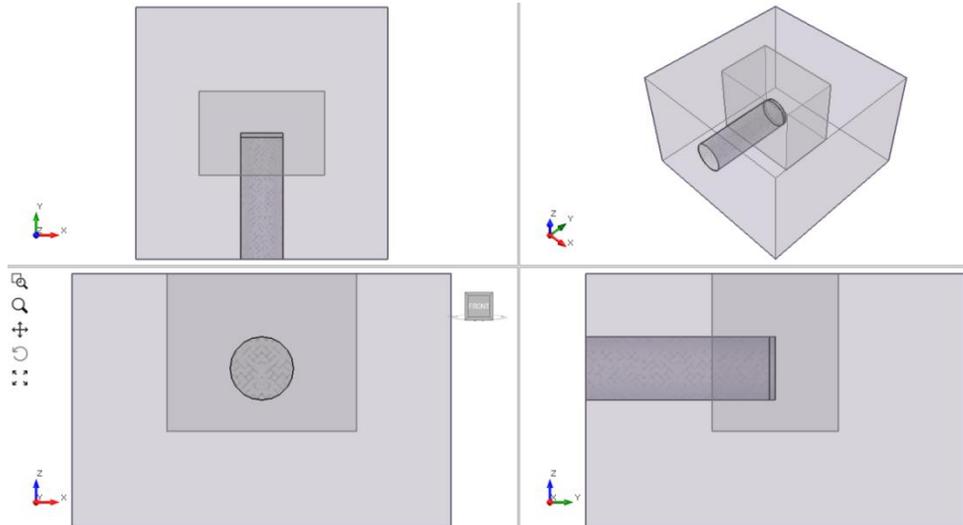


Figura 45. Modelización de la geometría del túnel

En los análisis se contempló la incorporación de un revestimiento en el modelo, con el objetivo de evitar que el medio se relaje y propiciar que la concentración de todos los efectos de carga se concentre en el frente de excavación. En lo que respecta a las características del revestimiento se tiene que (Fig. 46); longitud de 29m; espesor de 0.50m; módulo de Young: $2e^9 kPa$.

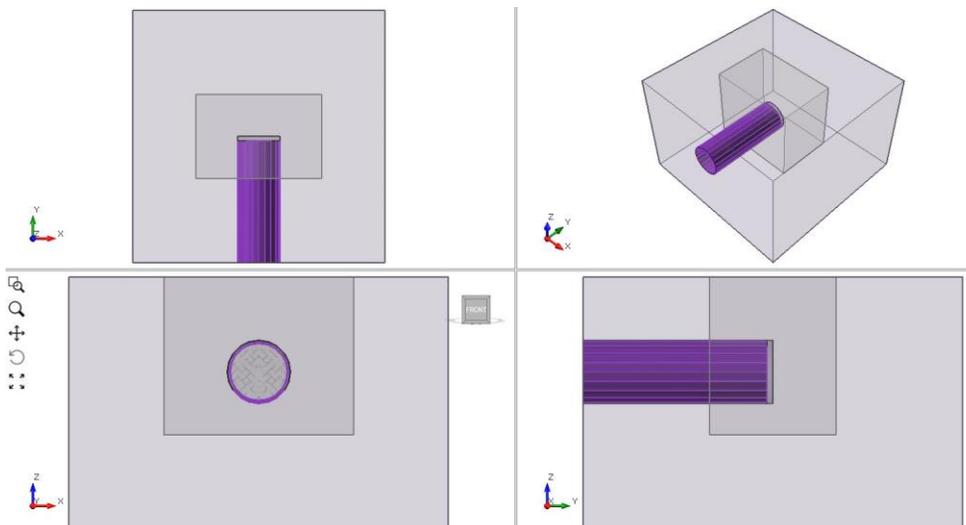


Figura 46. Modelización del revestimiento del túnel.

Para la malla del modelo se seleccionaron tetraedros de 10 nodos como tipo de elemento, la graduación de la malla fue uniforme con una densidad alta, como se muestra a continuación en la

Figura 47. Además, en la zona cercana al frente del túnel se redefinió la malla con una distribución uniforme y tamaño de elementos de 25m.

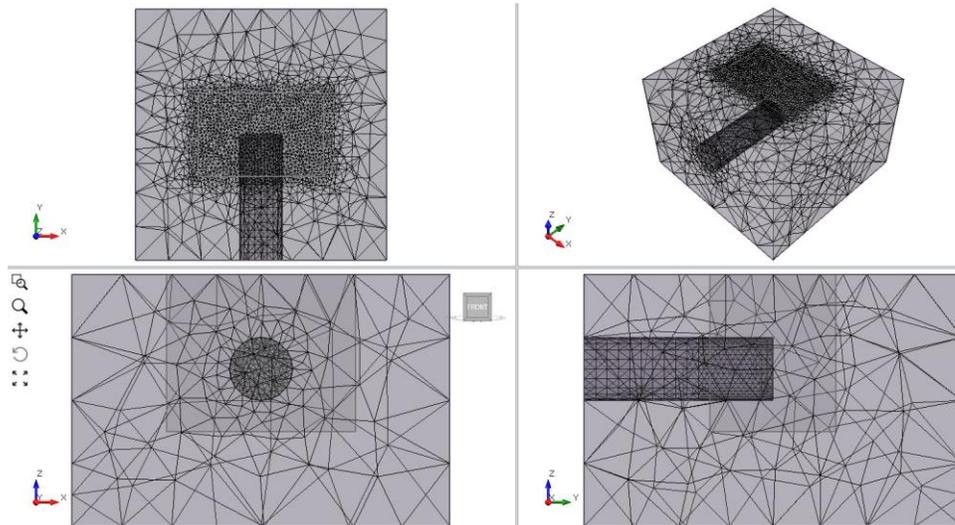


Figura 47. Malla del modelo

Para llevar a cabo los análisis de flujo transitorio fue necesario establecer las condiciones de frontera del agua subterránea. Para todos los casos analizados bajo esta condición, se establecieron dos propiedades (Fig. 48):

- *Altura total* (Total Head) de 39m., se estableció un nivel piezométrico igual a 1m por debajo de la superficie.
- *Presión cero* (Zero Pressure), como se comentó al inicio de esta sección se colocaron presiones de poro iguales a cero en el frente manteniendo las condiciones exteriores a esta sin modificación, lo que permitirá evaluar a través del tiempo, la evolución de la presión de poro en la cercanía del frente del túnel, reduciendo el nivel de presión conforme el tiempo avance hasta lograr una condición de flujo establecido.

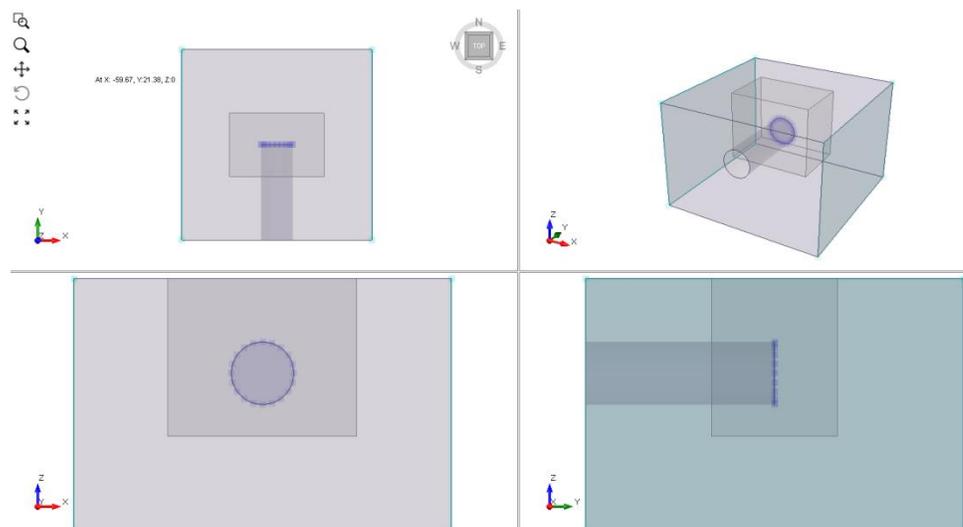


Figura 48. Condiciones de frontera de flujo establecidas en el modelo.

Como se mencionó al inicio esta sección, en este documento se evaluarán diferentes niveles de permeabilidad bajo condiciones transitorias de flujo, las cuales se muestran a continuación:

- a) $k=1e-03$ m/s
- b) $k=1e-05$ m/s
- c) $k=1e-07$ m/s

6.4 ANÁLISIS DE FLUJO TRANSITORIO

Una vez establecidas las principales condiciones del modelo se realizaron los análisis de flujo partiendo del estado establecido.

En seguida se muestran los resultados obtenidos de una simulación considerando distintos niveles de permeabilidad.

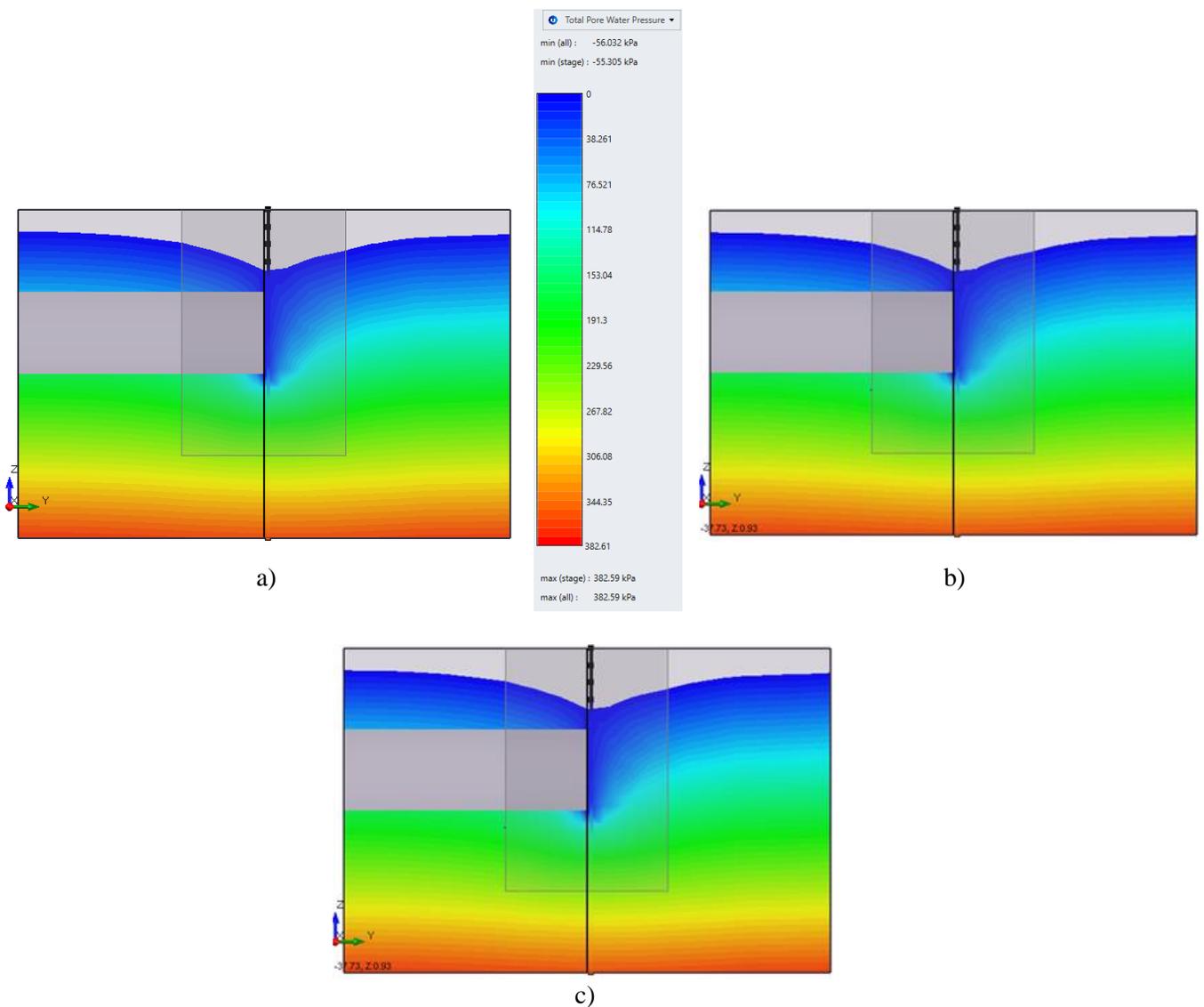


Figura 49. Distribución de presiones de poro para un túnel de 1 diámetro de cobertura y nivel freático de 1 metro de profundidad. (a) $k=1e-03$ m/s y $T=1$ día. (b) $k=1e-03$ m/s y $T=5$ días. (c) $k=1e-03$ m/s y $T=40$ días.

En la Figura 49, se estima la distribución de las presiones totales de poro en el túnel para un material con permeabilidad de $1e-03$ m/s, la cual representa un drenaje bueno de suelos y típico en *arenas y gravas*, en el caso de rocas representa el comportamiento de *areniscas, basaltos y rocas metamórficas*. Se aprecia que el abatimiento del nivel freático es inmediato. Además, se identificó que, al quinto día de drenaje, se estableció el flujo.

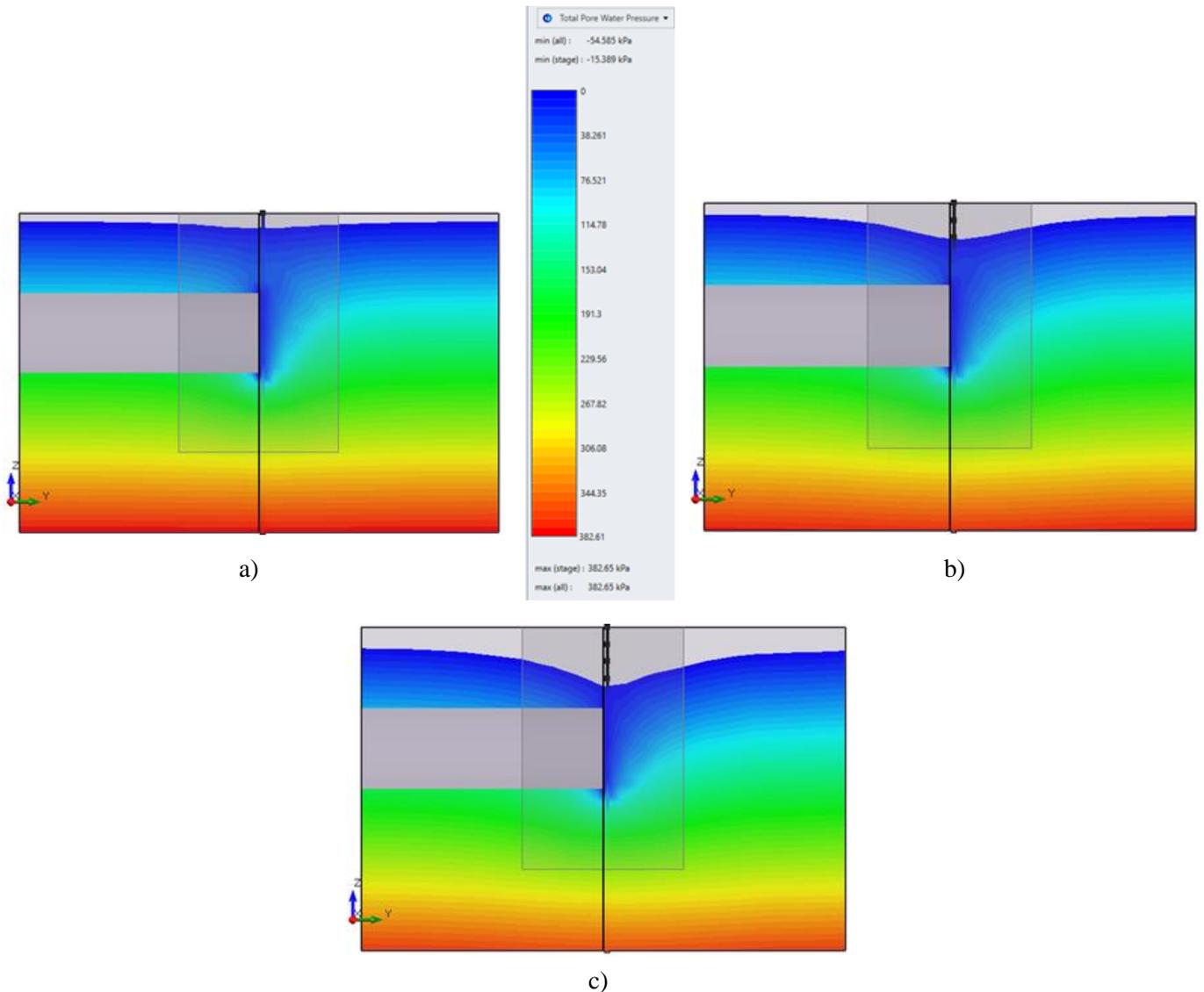


Figura 50. Distribución de presiones de poro para un túnel de 1 diámetro de cobertura y nivel freático de 1 metro de profundidad. (a) $k=1e-05$ m/s y $T=1$ día. (b) $k=1e-05$ m/s y $T=5$ días. (c) $k=1e-05$ m/s y $T=40$ días.

En la Figura 50, se distingue la respuesta de un material con permeabilidad de $1e-05$ m/s. En contraste con el caso anterior los resultados reflejan un menor abatimiento del nivel freático, por lo tanto, se requirió mayor tiempo de drenaje para que el flujo alcanzará condiciones establecidas.

El valor de permeabilidad utilizado es característico en el caso de suelos; *arenas muy finas, limos, mezcla de ambos y arcillas*, mientras que, para un macizo rocoso, según Isherwood (1979), correspondería a una *arenisca, granito alterado y basalto fracturado*.

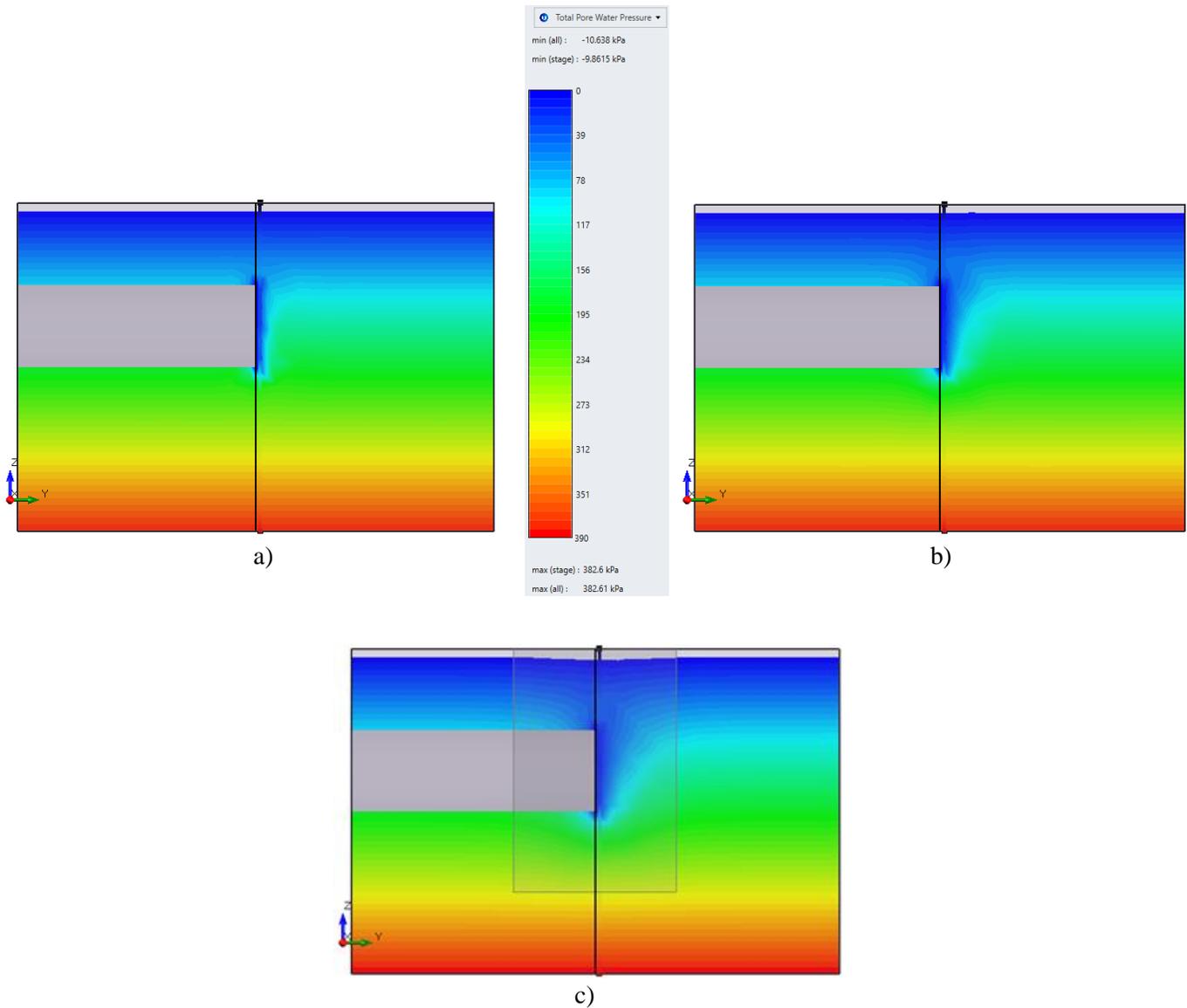


Figura 51. Distribución de presiones de poro para un túnel de 1 diámetro de cobertura y nivel freático de 1 metro de profundidad. (a) $k=1e-07$ m/s y $T=1$ día. (b) $k=1e-07$ m/s y $T=5$ días. (c) $k=1e-07$ m/s y $T=40$ días.

En la Figura 51, se puede apreciar la distribución de las presiones totales de poro en el túnel para un material con permeabilidad de $1e-07$ m/s, lo cual indica que el medio es prácticamente impermeable como puede observarse en la evaluación del abatimiento del nivel freático a través del tiempo.

Cabe mencionar que el valor de permeabilidad utilizado corresponde en el caso de suelos a; *limos arcillosos*. De acuerdo con lo comentado por Vallejo, L. (2002), en un macizo rocoso corresponde a *granito alterado, lutitas, sal estratificadas rocas volcánicas y metamórficas*.

Los modelos anteriores revelan que la relación de permeabilidades a mismos periodos de tiempo condiciona fuertemente la reducción en la presión de poro que interactuaría con el material, por lo que al considerar que el frente de excavación mantiene un tiempo abierto durante la colocación del soporte de aproximadamente 12-24 horas entre cada avance, la condición de estabilidad resultaría benéfica al considerar la condición transitoria.

6.5 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD EN EL FRENTE

En esta sección se llevarán a cabo una serie de análisis de estabilidad; los primeros en suelo cohesivo-friccionante variando los parámetros de falla propuestos por Mollon et al. (2011, Tabla 8) hasta que se estableció la convergencia del modelo y alcanzo la estabilidad. Mientras que para los otros análisis se consideraron rocas blandas y se utilizaron los parámetros propuestos por Hoek, E. (2001, Tabla 9).

6.5.1 ESTABILIDAD EN SUELOS COHESIVOS-FRICCIONANTES

Para el análisis de la estabilidad en suelos cohesivos friccionantes se consideró el comportamiento de dichos materiales como no drenado. Su comportamiento fue modelado asumiendo un comportamiento elastoplástico perfecto (Mohr Coulomb) con valores de cohesión de 200 kPa y fricción de 45°.

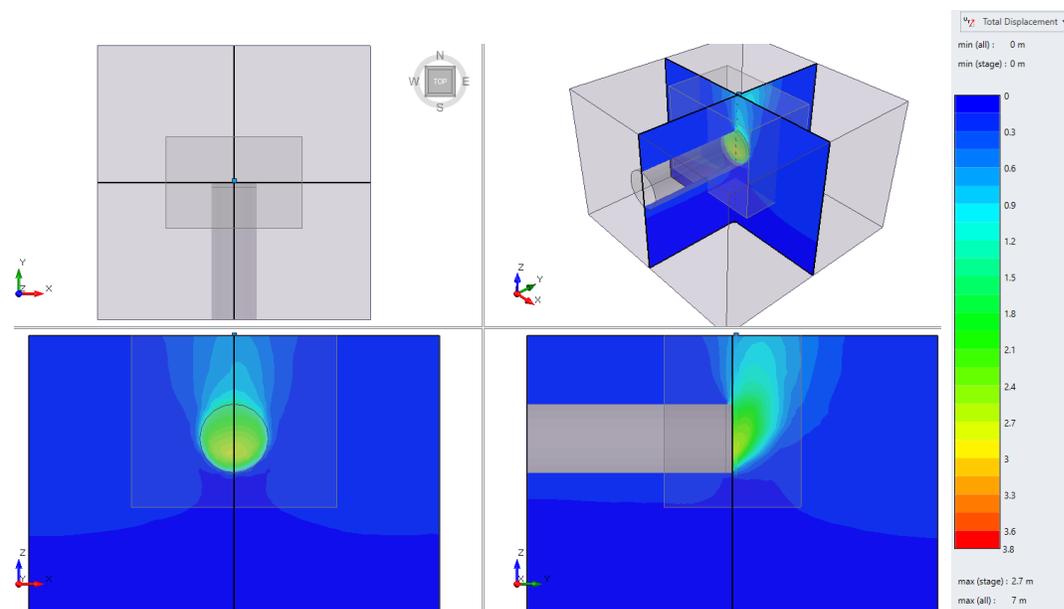


Figura 52. Desplazamientos en el frente del túnel sin la influencia del agua.

La Figura 52, muestra la forma de la superficie de falla en la *condición seca*, cuyo factor de seguridad es igual a 7.63.

En la Tabla 10 se muestran los resultados obtenidos en un análisis transitorio con una permeabilidad propuesta de $1e-4$ m/s y distintas variaciones en el tiempo (Figs. 53-55).

Tabla 10. Valores de FS obtenidos.

Tiempo transitorio	Factor de Seguridad
0	1.02
12 horas	1.15
24 horas	1.16
480 horas	1.17

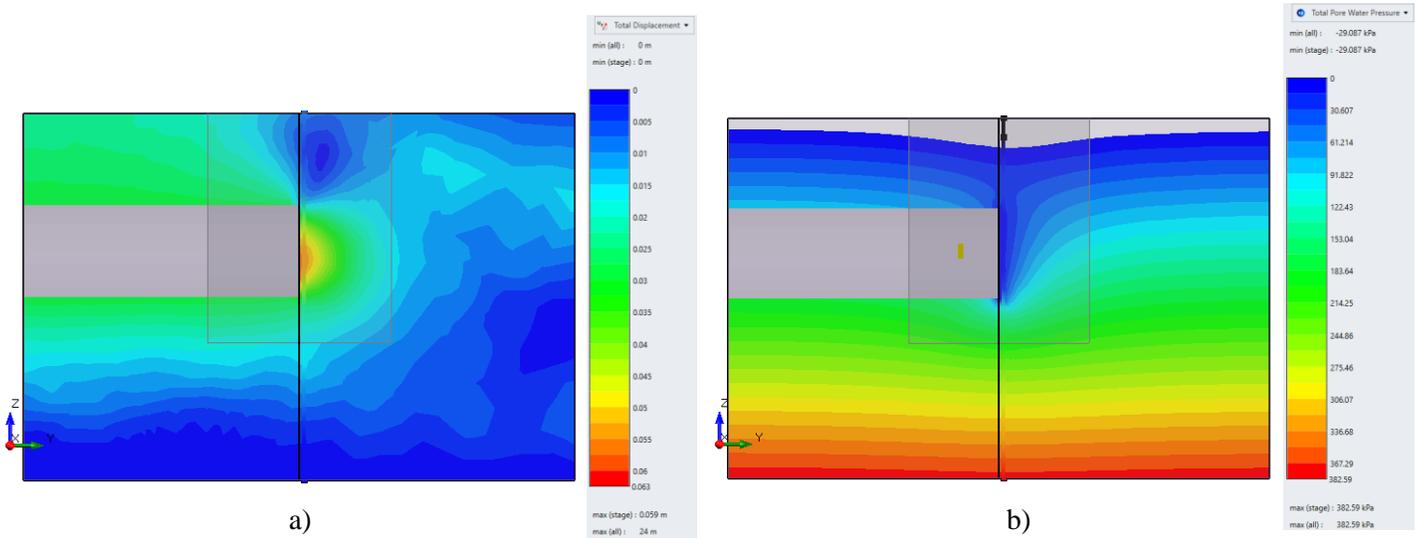


Figura 53. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=12\text{hrs. } k=1e-04 \text{ m/s}$

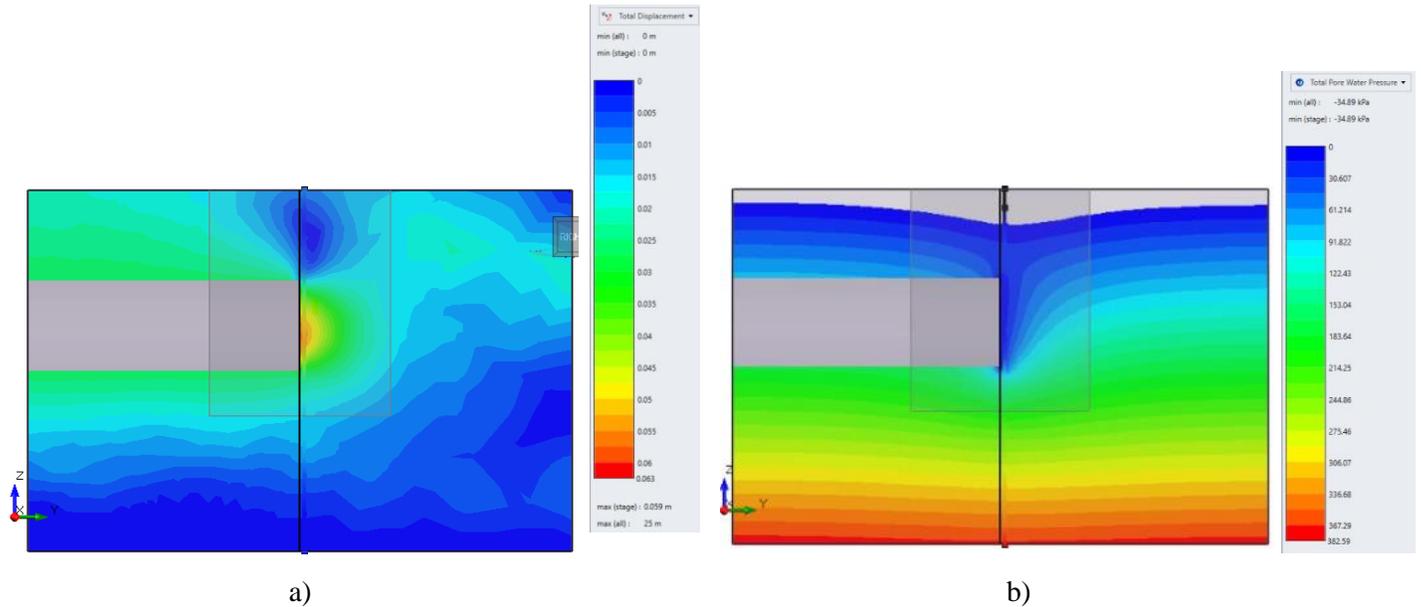


Figura 54. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=24\text{hrs. } k=1e-04 \text{ m/s}$

De acuerdo con los resultados de los análisis ejecutados presentados en la Tabla 10, existe concordancia entre las presiones de poro y el factor de seguridad, pues a menor presión mayor factor, aunque la variación es mínima respecto a la condición no drenada. Esto induce a determinar qué participación tiene la cohesión en el proceso, pues se sabe que en la resistencia al cortante en los suelos este término no depende de los esfuerzos de confinamiento, condición que se analizarán en investigaciones posteriores. A su vez, se verificó que la superficie de falla en cada cálculo de factor de seguridad (es decir la zona de mayores *deformaciones de corte*) es de tipo local en el frente de excavación y no varía en función de la presión de poro. Esto sugiere que el desarrollo de una falla de carácter global con subsidencia, es un fenómeno sucesivo al desarrollo de la rotura local; validando los criterios analíticos donde se calcula la resistencia de una cuña en el frente, como puede comprobarse con los Métodos presentados en la Sección 5.1.

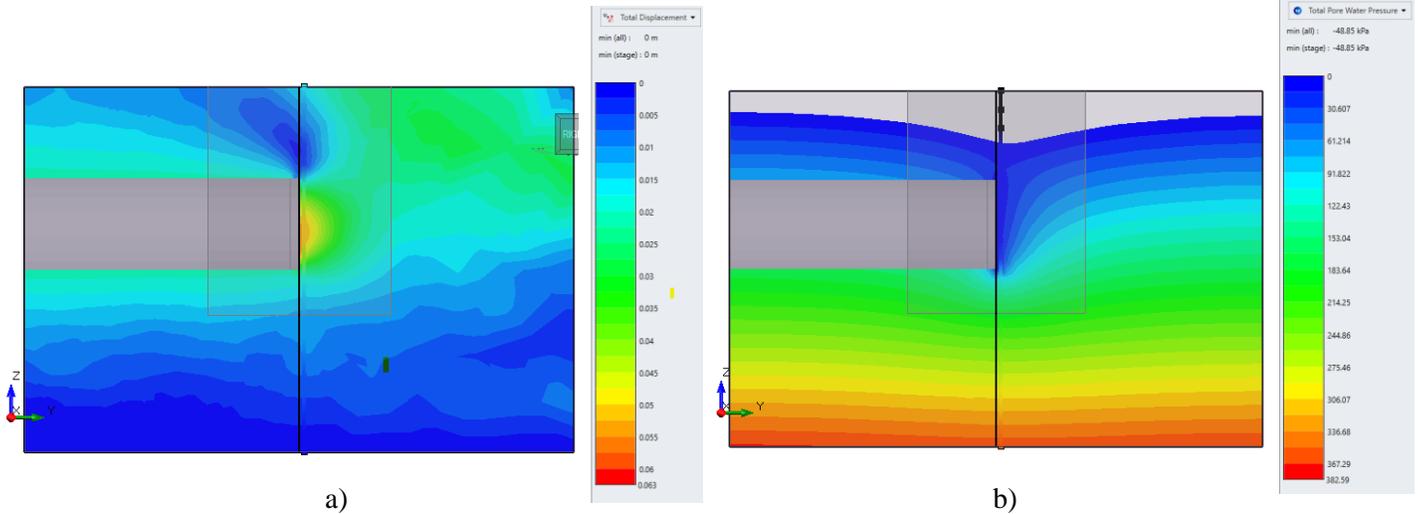


Figura 55. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=480\text{hrs}$. $k=1\text{e-}04\text{ m/s}$

Tomando en cuenta la respuesta deformacional en el frente de las Figs. 53-55, de acuerdo con lo indicado por Lunardi (2006), si la consistencia del material es de tipo arcillosa (comportamiento cohesivo), el frente y el perímetro del túnel se deformarán en el rango plástico irrumpiendo dentro del túnel y dando lugar a una estabilidad a corto plazo, como se muestra en la Figura 56, en donde se vislumbra una tendencia similar en la respuesta de deformación con los resultados anteriores.

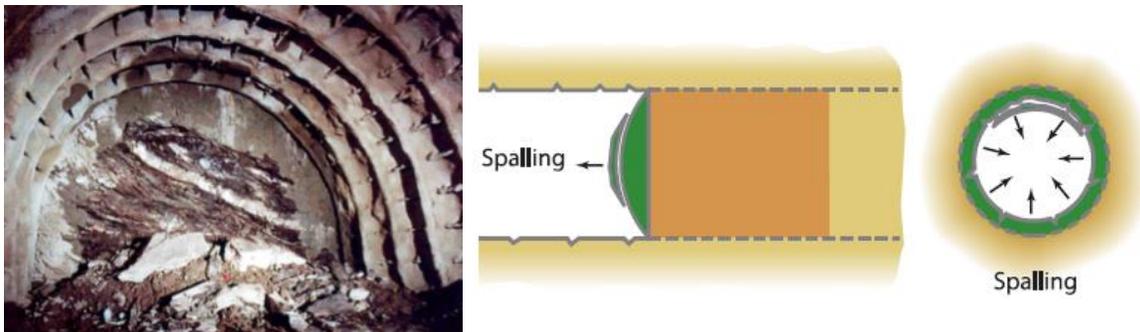


Figura 56. Lunardi, P (2006). Extrusión del frente en suelo cohesivo-friccionante. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos.

Cabe mencionar que la estabilidad a corto plazo en el frente del túnel, de acuerdo con el autor, se debe a que los esfuerzos preexistentes se desvían debido a la excavación de la cavidad y se canalizan alrededor de ella, dando pie *al efecto de arco*, creando zonas de altos esfuerzos en las paredes de la excavación.

Este proceso está en función de la canalización de los esfuerzos alrededor de la cavidad debido a que determina la integridad y la vida del túnel. La canalización de esfuerzos se produce dependiendo de los esfuerzos actuantes, de las propiedades resistentes y deformación del terreno.

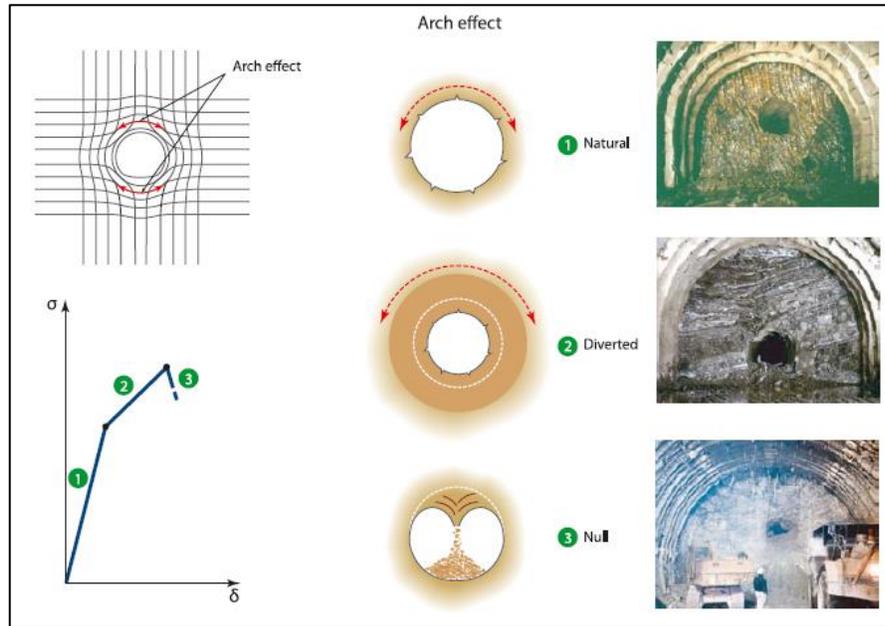


Figura 57. Lunardi, P (2006). Efecto de arco. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos.

En la Figura 57, se observa el comportamiento en la generación del efecto de arco para el caso de estudio (suelo cohesivo-friccionante), en donde el fenómeno se genera lejos de la sección de la excavación, debido a que el terreno alrededor de la cavidad no es capaz de soportar el flujo desviado de esfuerzos, respondiendo inelásticamente, plastificándose y deformándose proporcionalmente al volumen de terreno afectado por el fenómeno de plastificación.

Según Lunardi (2006), *el fenómeno anterior produce un incremento de volumen del terreno afectado y se propaga radialmente produciendo la desviación de la canalización de los esfuerzos lejos del túnel, hasta el punto en el que el estado triaxial de esfuerzos es compatible con las propiedades resistentes del terreno*, provocando así, que el efecto de arco se produzca lejos de las paredes de la excavación.

6.5.2 ESTABILIDAD EN SUELOS FRICCIONANTES

Como parte adicional de esta investigación, se evaluó la estabilidad en la cara del túnel asumiendo un suelo puramente friccionante en condiciones secas y considerando las mismas características del túnel: geométricas y del revestimiento, descritas en la Sección 6.3.1, además se variaron las coberturas del modelo original en los rangos de 10, 20 y 30 metros. Como único parámetro de resistencia se contempló un ángulo de fricción igual a 45° , (ver Fig. 58).

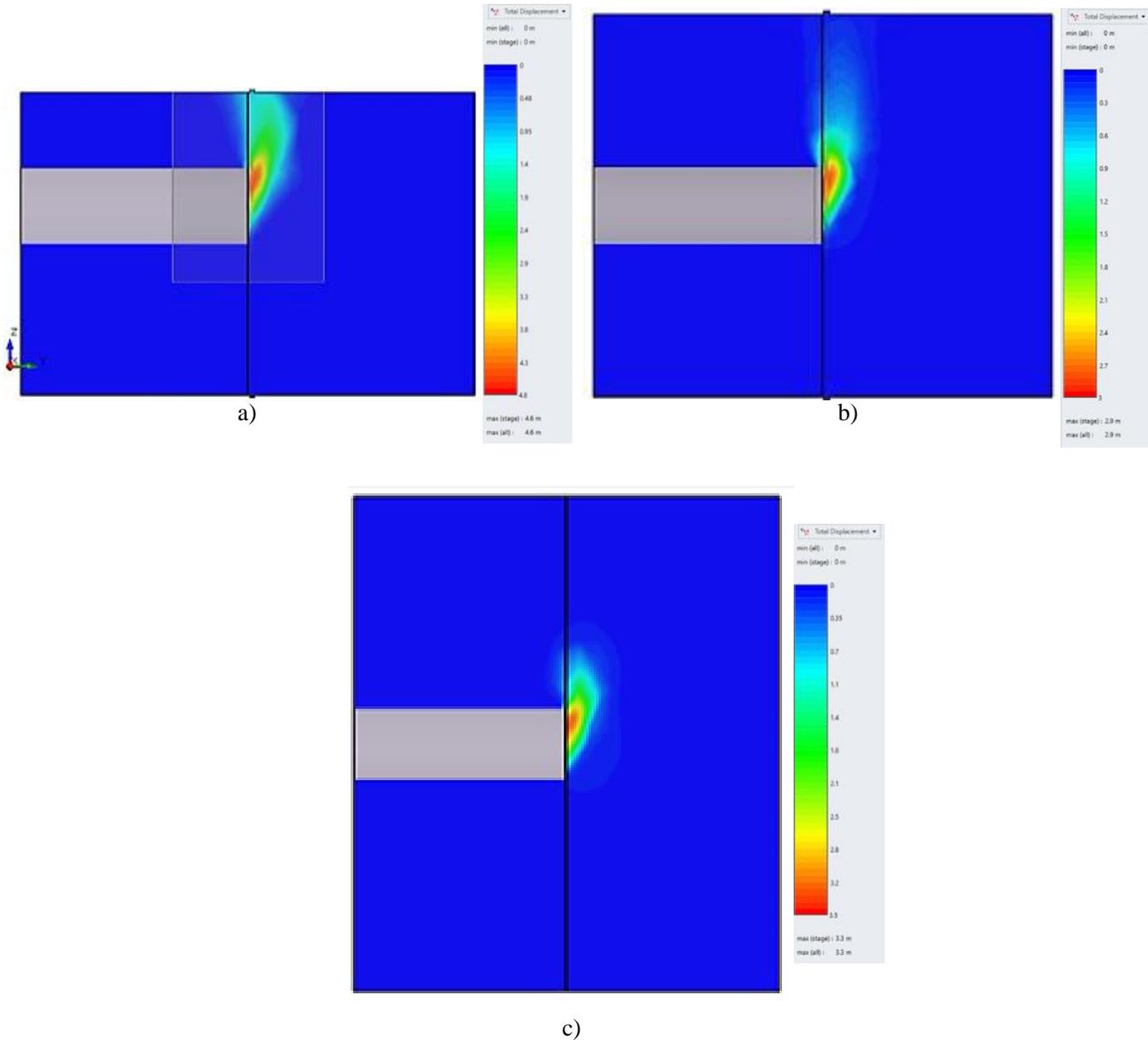


Figura 58. Superficies de desplazamientos. (a) $C=10\text{m}$ (b) $C=20\text{m}$ y (c) $C=30\text{m}$.

De acuerdo con los resultados obtenidos en las evaluaciones numéricas bajo estas condiciones de análisis, no fue posible calcular un factor de seguridad en ninguno de los casos analizados.

Lo anterior es explicado, de acuerdo con los trabajos de Lunardi (2006); *si la consistencia del material es de tipo arenoso (comportamiento suelto) se presentarán resultados inestables en la cara del túnel*. Lo cual, ha sido corroborado con los efectos obtenidos en los análisis, en donde, ningún modelo convergió aun cuando se varió la cobertura del túnel y se utilizó el máximo valor de fricción.

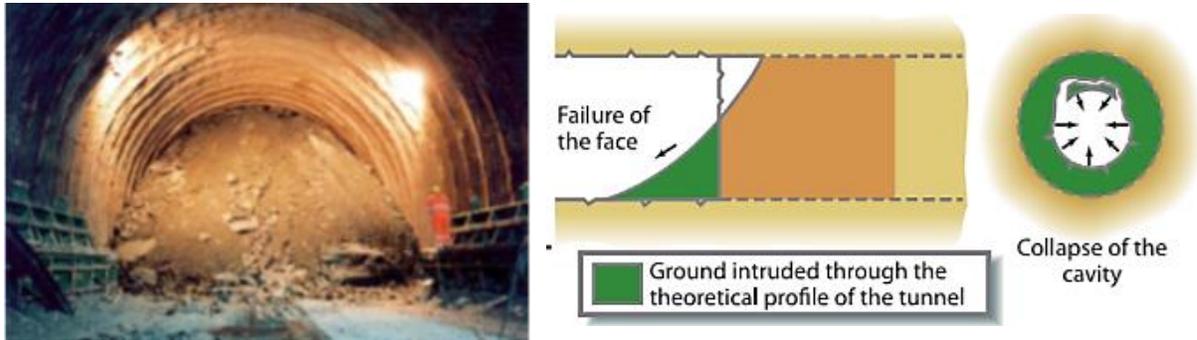


Figura 59. Lunardi, P (2006). Colapso de la cavidad en suelo friccionante. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos.

En el caso de un suelo puramente friccionante, según la literatura, el efecto de arco es nulo debido a que el terreno que rodea la excavación es completamente incapaz de soportar el flujo desviado de esfuerzos y responde en la zona de rotura produciendo el *colapso de la cavidad*, como se identifica en la Figura 59.

6.5.3 ESTABILIDAD EN ROCAS BLANDAS - NO INTACTAS

- Primera etapa de análisis

En esta sección los análisis de estabilidad se llevaron a cabo; variando los parámetros de resistencia para macizos rocosos de mala calidad propuestos por Hoek (2001, Tabla 9) durante las variaciones que mostraron las presiones de poro hasta que se estableció la convergencia y consiguió la estabilidad del modelo.

Debido a que el criterio generalizado de Hoek & Brown involucra dos variables gobernantes del comportamiento del modelo; GSI y UCS (Resistencia a Compresión Uniaxial), fue necesario llevar a cabo una calibración estableciendo el valor límite de cada parámetro.

En la Tabla 11, se muestran los resultados de los análisis utilizando los valores de GSI y UCS límite máximos y mínimos definidos para el equilibrio, en una *condición seca*.

Tabla 11. Valores de FS obtenidos (condición seca).

GSI	UCS	mi*	Factor de Seguridad
100	67 kPa	8	1.02
4	150 MPa	8	1.11

*el valor de mi se obtuvo de la Tabla 15.

Se pueden observar pequeñas variaciones en el factor de seguridad pese a que se tomaron los parámetros límite de GSI y UCS.

En las superficies de desplazamientos y deformaciones máximas obtenidas (Figs. 60-61), se vislumbra que el mecanismo de falla en el frente es de tipo general en *condición seca*, esto se debe a la poca cobertura del túnel en ambos casos estudiados.

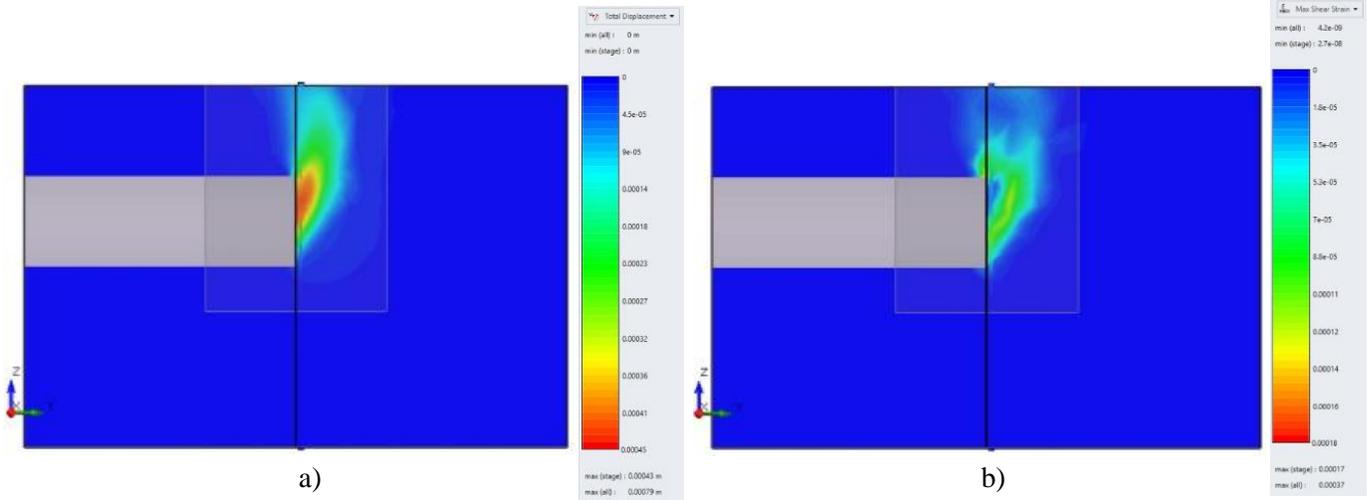


Figura 60. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, GSI=100 y UCS=67 kPa.

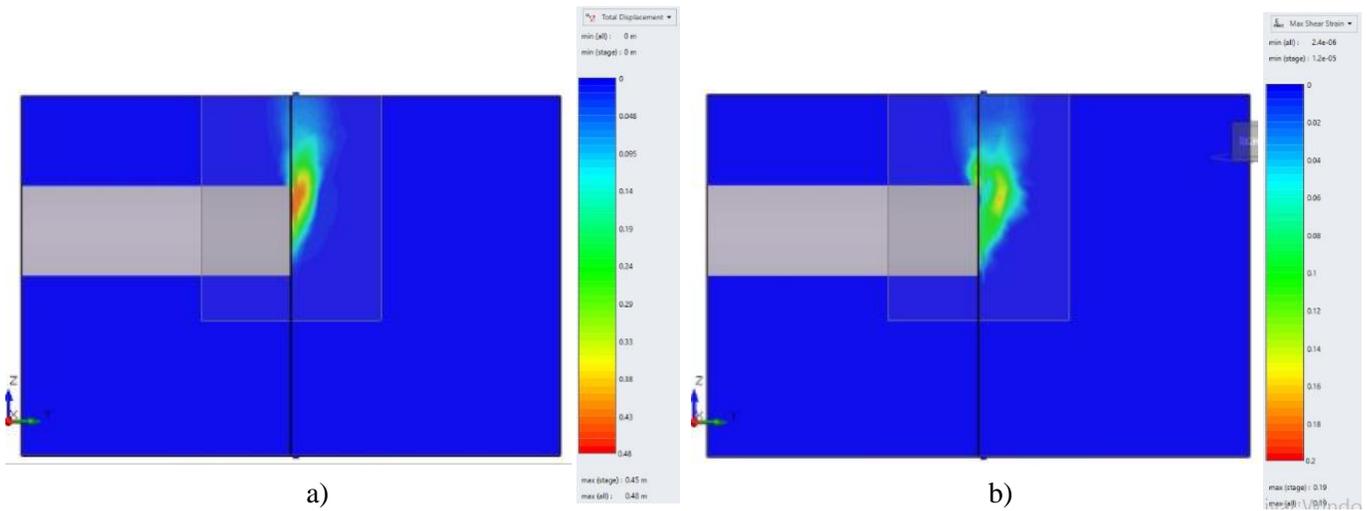


Figura 61. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, GSI=4 y UCS=150 MPa.

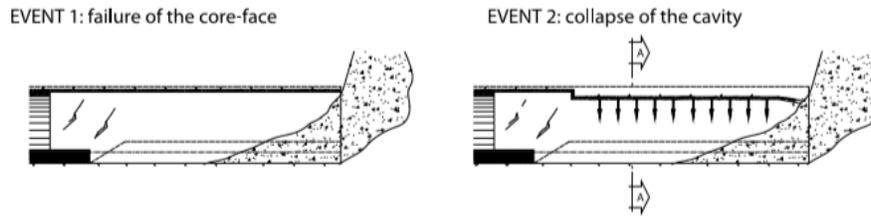
Las investigaciones realizadas por Lunardi (2006) corroboraron los mecanismos de falla obtenidos en esta etapa de análisis bajo condiciones *secas*.

Sus observaciones en los túneles; Elia (Messina-Palermo, 1985), Santo Stefano (Genoa, 1984) y Tasso (Roma-Florenca, 1988), permitieron asociar los tipos de deformación experimentada con las manifestaciones de inestabilidad en la cara del túnel, ver Figs. 62-63.

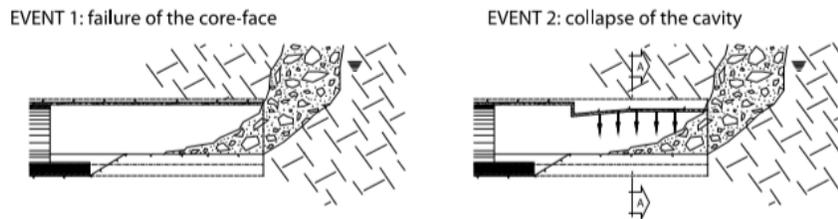
Ubicación	Manifestación de Inestabilidad		
En el Frente	<i>Rock fall</i> 	<i>Spalling</i> 	<i>Failure of the face</i> 
	<i>Rock fall</i> 	<i>Spalling</i> 	<i>Collapse of the cavity</i> 

Figura 62. Lunardi, P (2006). Manifestaciones de inestabilidad. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos.

S. STEFANO TUNNEL (1984)



S. ELIA TUNNEL (1985)



TASSO TUNNEL (1988)

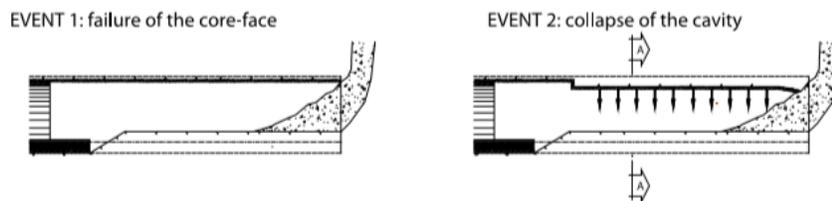


Figura 63. Lunardi, P (2006). Observaciones documentadas en los Túneles Stefano, Elia y Tasso. [Figura]. Recuperada de Diseño y Construcción de Túneles con el Sistema de Análisis de la Deformación Controlada en Rocas y Suelos.

Como puede compararse en los resultados de los modelos (Figs. 60-61) con las observaciones de Lunardi (Figs. 62-63), el colapso de la cavidad estará generalmente asociado a la falla de frente.

Lo anterior demuestra la importancia de la propagación del *fenómeno de arqueo*, el cual como ya se mencionó anteriormente, condiciona la estabilidad de la cavidad.

- Segunda etapa de análisis

Al inicio de esta sección, se comentó que el criterio generalizado de Hoek & Brown utiliza dos variables que gobiernan el comportamiento del modelo (GSI y UCS), en la primera etapa de los análisis en rocas blandas se consideró una *condición seca*. En la segunda etapa, se incorporó la presencia de agua en el modelo (características definidas en la sección 3.1) y se llevarán a cabo los análisis de estabilidad para condiciones: no drenadas y drenadas. En las Figuras 64-65, se observan las superficies de desplazamientos y deformaciones con el valor de GSI máximo y UCS mínima, definidos para el equilibrio en una *condición no drenada y seca*.

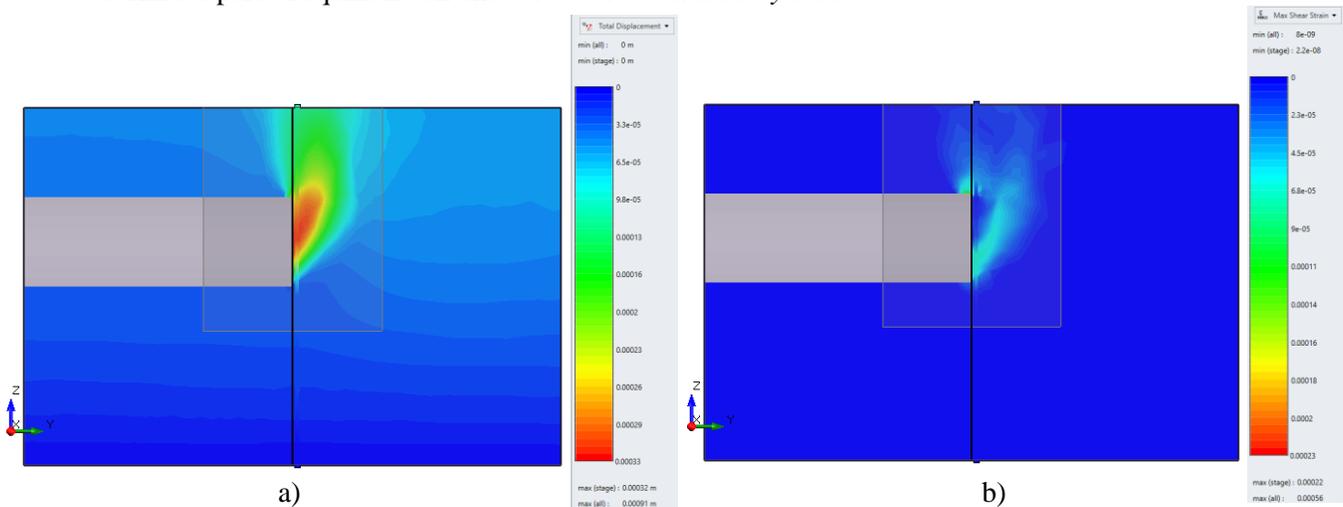


Figura 64. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, GSI=100 y UCS=26 kPa para condición no drenada.

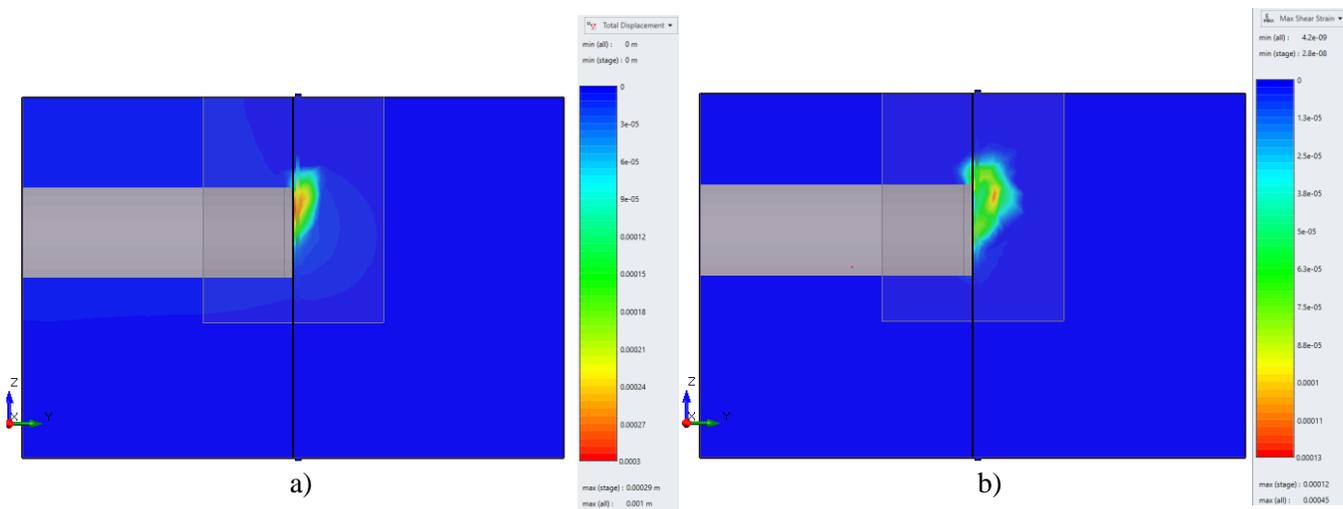


Figura 65. (a) Desplazamientos y (b) deformaciones de corte máximas, GSI=100 y UCS=26 kPa para condición seca.

En la Tabla 12, se muestran los resultados de los análisis utilizando el parámetro máximo de GSI y mínimo de UCS considerando un nivel piezométrico de 1m por debajo de la superficie.

Tabla 12. Valores de FS obtenidos (condición no drenada con GSI máximo).

GSI	UCS (kPa)	m_i^*	Factor de Seguridad	Condición
100	26	8	1.01	No Drenada
100	26	8	0.12	Seca

En los casos anteriores, se observa que el factor de seguridad incrementa al considerar la presencia de agua. De acuerdo con el Manual de Rocscience sobre Modelos Constitutivos, esto se le puede atribuir a una característica importante del Modelo Generalizado de Hoek & Brown:

Resistencia a tensión máxima

El modelo acepta corte por tensión, por lo tanto, la superficie de fluencia de tensión se define como:

$$F_T = \sigma_1 - T = 0 \quad \dots (90)$$

En dónde:

T = es la resistencia a tensión del material.

La regla de flujo para la falla de tensión será asociada. La resistencia máxima a tensión se puede obtener a partir de la superficie de fluencia de la Ecuación 83:

$$T_{max} = \frac{s\sigma_{ci}}{mb} \quad \dots (91)$$

En dónde:

σ_{ci} = Resistencia a la compresión simple de la roca intacta

m_b = Constante adimensional dependiente de las propiedades del macizo

s = Constante dependiente de las propiedades de la roca intacta en el criterio de Hoek & Brown

La Ecuación 91, también se puede expresar:

$$T_{max} = \frac{[\exp(\frac{GSI - 100}{9 - 3D})]\sigma_{ci}}{m_i \exp(\frac{GSI - 100}{28 - 14D})} \quad \dots (92)$$

Tomando en cuenta los parámetros utilizados en los análisis (ver Tabla 12), se llevó a cabo una valoración de la resistencia de tensión máxima variando el valor de GSI.

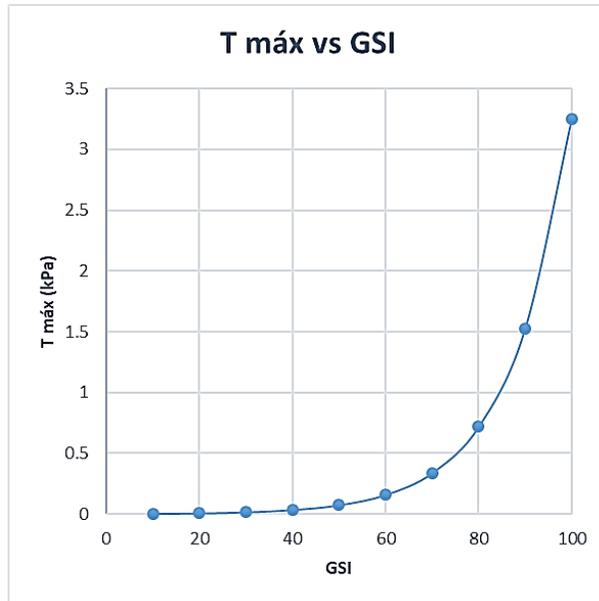


Figura 66. Variación de la resistencia de tensión máx.

En la Figura 66, se vislumbra cierta tendencia en la resistencia de tensión máxima a incrementar con niveles altos de GSI. Comprobando así, que valores de GSI dentro del rango de 80-100 característico para rocas intactas con pocas discontinuidades espaciadas no se deberán considerar en estas evaluaciones debido a que no representan el comportamiento del material estudiado, además en el sentido práctico, de dificultar el estudio del flujo transitorio a través de un medio que inhibiría su circulación.

En los siguientes estudios se incorporaron los análisis de estabilidad para una condición; drenada a 12 horas; drenada a 24 horas.

Una vez descartados los valores altos de GSI para los análisis numéricos debido a que no representan las características del material señalado en el criterio de la A.F.T.E.S., y tomando como punto de partida los valores propuestos por Hoek (2001) en la Tabla 9. Se definieron los parámetros mecánicos para el equilibrio en una condición completamente no drenada. Las propiedades seleccionadas son; índice de resistencia geológica (GSI) igual a 43 (macizo rocoso no intacto - parcialmente alterado, de acuerdo con Marinós 2007, corresponde a un medio formado por 4 o más familias de juntas), una resistencia a la compresión uniaxial (UCS) de 96 Mpa y una constante m_i de 8.

En la Figura 67, se muestra la forma de la superficie de falla en la *condición seca* con los parámetros establecidos, cuyo factor de seguridad es igual a 8.38.

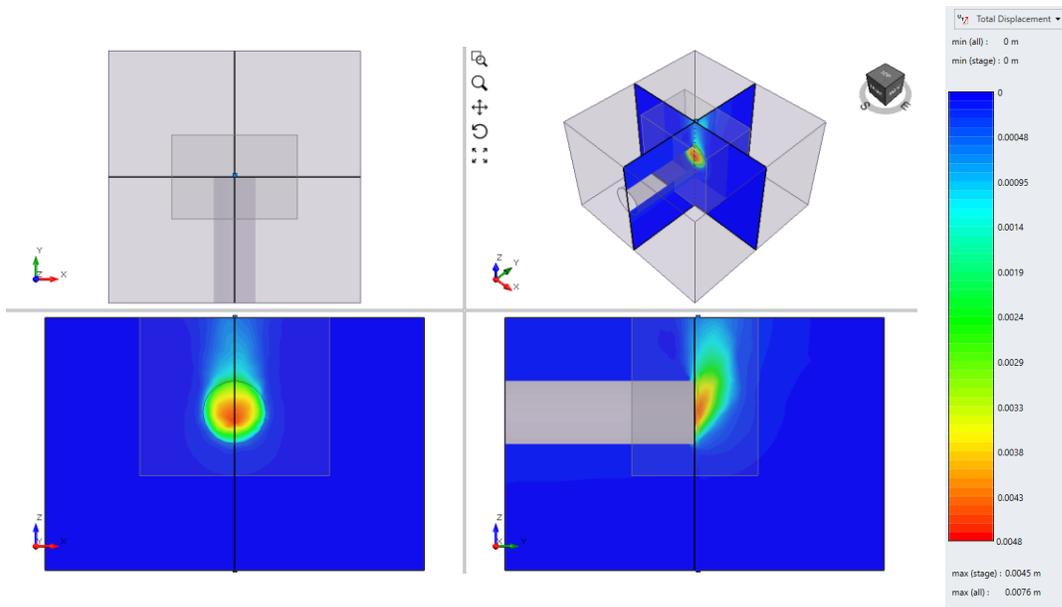


Figura 67. Desplazamientos en el frente del túnel sin la influencia del agua en roca blanda-no intacta.

En la Tabla 13 se muestran los resultados obtenidos en un análisis transitorio con una permeabilidad propuesta de $1e-4$ m/s y diferentes variaciones en el tiempo (Figs. 68-70).

Tabla 13. Valores de FS obtenidos.

Tiempo transitorio	Factor de Seguridad
0	1.19
1 horas	4.32
6 horas	4.9
12 horas	5.09

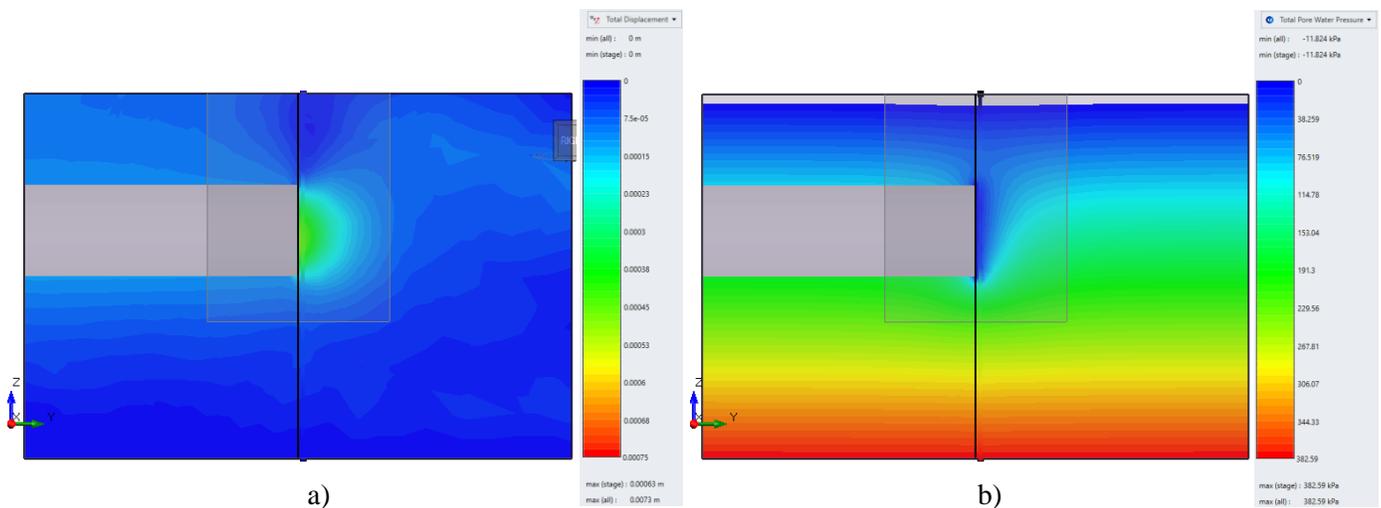


Figura 68. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, T=1 hr. $k=1e-04$ m/s

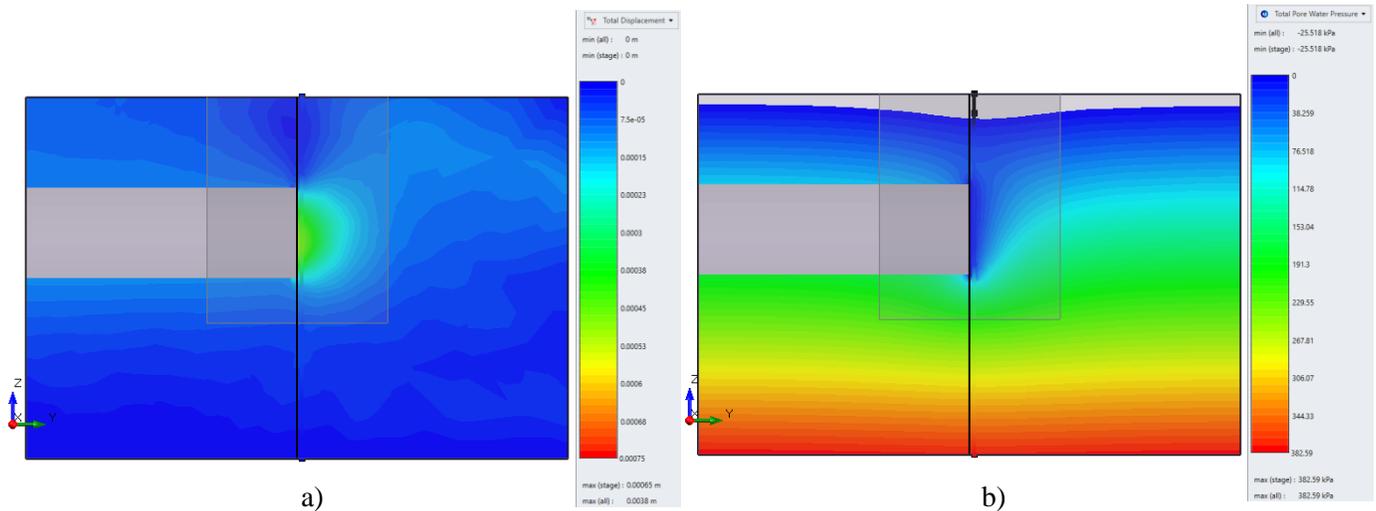


Figura 69. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=6$ hrs. $k=1e-04$ m/s

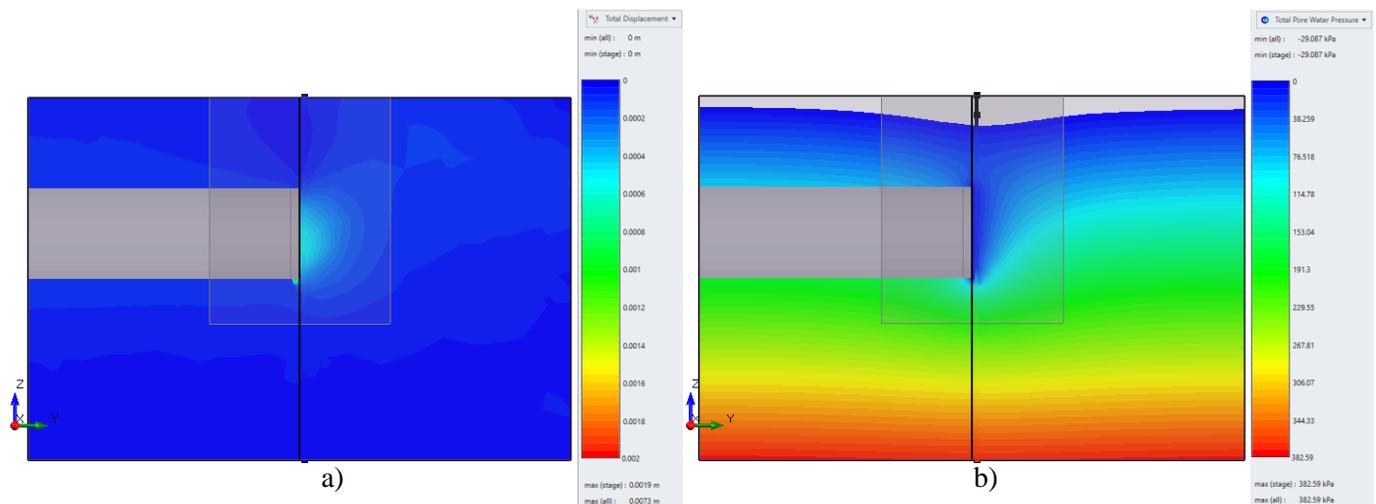


Figura 70. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, $T=12$ hrs. $k=1e-04$ m/s

A partir de los resultados de la Tabla 13, se puede observar que la incidencia del agua en esta condición, resulta mucho más relevante que en el caso de los suelos, esto debido a que el criterio de rotura en macizos rocosos depende considerablemente del esfuerzo de confinamiento, mientras que, en el caso de los suelos, las fuerzas cohesivas son parcialmente independientes.

Se muestra la distribución de las presiones totales de poro en el túnel para un material con permeabilidad de $1e-04$ m/s, lo cual indica que el medio tiene un drenaje óptimo como puede observarse en la evolución del abatimiento del nivel freático en 12 horas de drenaje.

El valor de permeabilidad utilizado corresponde, según Isherwood (1979), a macizos rocosos en *condiciones alteradas o fracturadas*.

Igualmente, que en los suelos, se observa que la *superficie de falla* es de tipo local en el frente de excavación, apuntando a que la generación de una falla generalizada es el resultado de una rotura local, como así, lo demuestran las observaciones reportadas por Lunardi (2006) en los túneles; Stefano (1984); Elia (1985) y Tasso (1988).

Se ejecutó otro análisis de estabilidad bajo los efectos del flujo transitorio, pero considerando una permeabilidad propuesta de $1e-6$ m/s y los mismos tiempos de drenaje. En la Tabla 14 se exhiben los resultados obtenidos:

Tabla 14. Valores de FS obtenidos.

Tiempo transitorio	Factor de Seguridad
0	1.19
1 horas	2.48
6 horas	3.15
12 horas	3.26

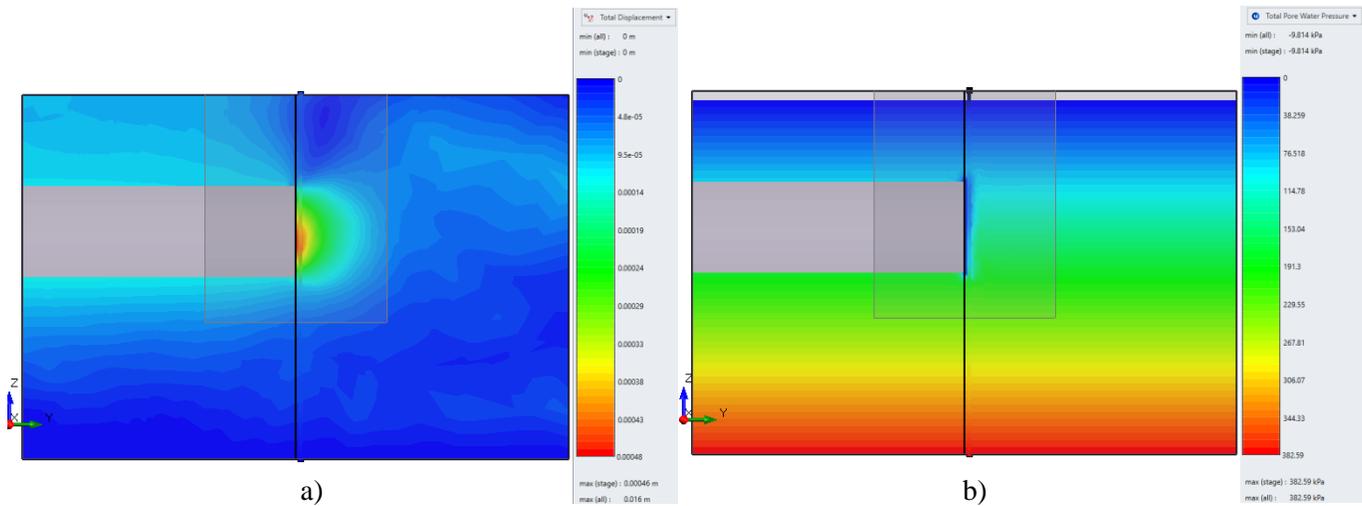


Figura 71. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, T=1 hr. $k=1e-06$ m/s

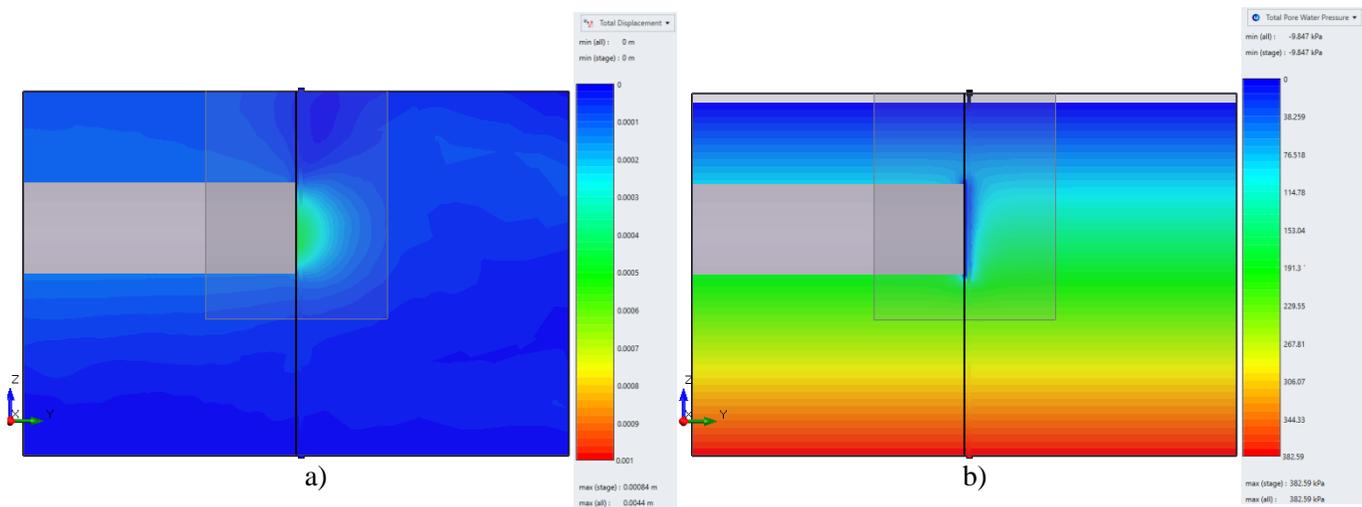


Figura 72. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, T=6 hrs. $k=1e-06$ m/s

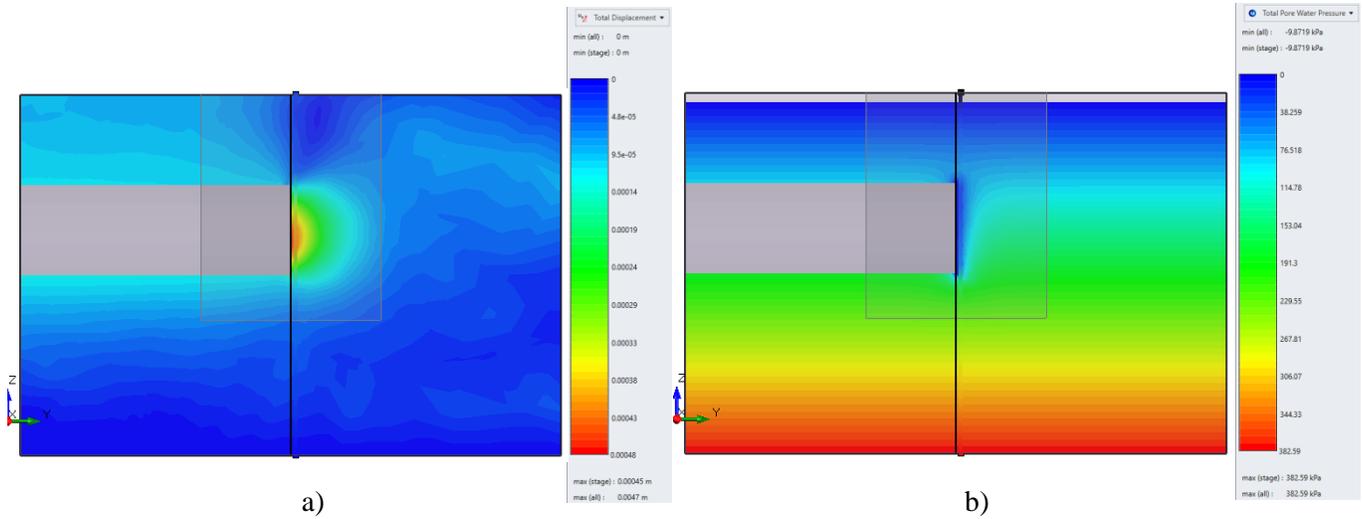


Figura 73. (a) Desplazamientos y (b) Presiones de poro, T=12 hrs. $k=1e-06$ m/s

En las Figura 71-73, se tiene la respuesta de un material con permeabilidad igual a $1e-06$ m/s, lo cual representa que el medio tiene un comportamiento cerca del rango impermeable como puede identificarse en la evolución del abatimiento del nivel freático. Por lo tanto, se requiere mayor tiempo de drenaje para que el flujo alcance condiciones establecidas. El valor de permeabilidad utilizado es característico, de acuerdo con Isherwood (1979), para macizos rocosos *de calizas, granito alterado, lutitas, sal estratificada, basalto no intacto, etc.*

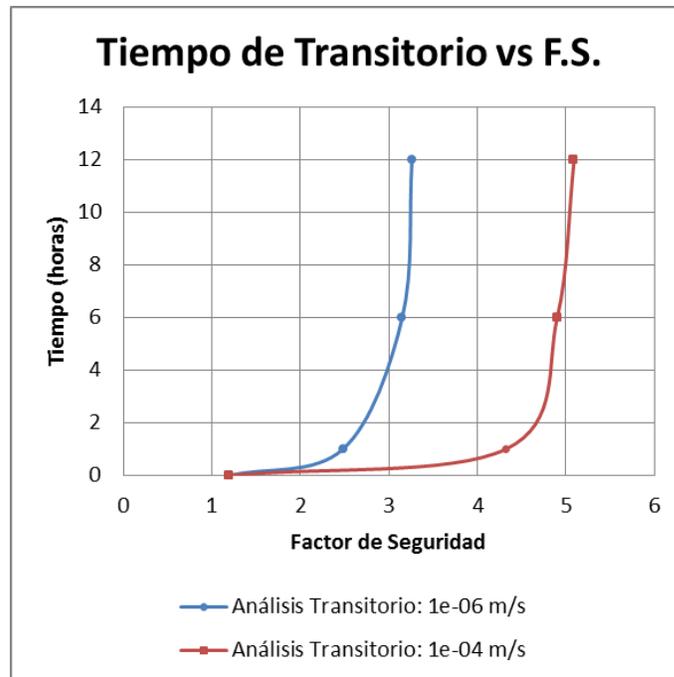


Figura 74. Evolución del factor de seguridad en el frente del túnel vs tiempo transitorio con diferentes permeabilidades.

Se puede concluir que, de los dos casos estudiados, en la Figura 74 se vislumbra una tendencia en los factores de seguridad a incrementar al reducir la presión de poro a través del drenaje, y además, denota el impacto de la variación de la permeabilidad en la estabilidad del frente de excavación.

De acuerdo con los resultados conseguidos, se comprueba que considerar un análisis de flujo transitorio proporcionará resultados no tan conservadores como los alcanzados bajo la asunción de un flujo establecido y finalmente, con las modelizaciones realizadas se corrobora lo expuesto por Megaw & Bartlett (1988), *una reducción de la presión de poro incrementará los esfuerzos efectivos y, por ende, favorecerá la resistencia de la roca.*

CAPITULO. 7 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta tesis se han presentado los resultados obtenidos del análisis de estabilidad en un túnel de sección circular con un diámetro y cobertura de 10m, considerando materiales geotécnicos propensos a generar fenómenos de inestabilidad bajo los efectos del flujo de agua en condiciones establecidas y transitorias. A continuación, se exhiben las conclusiones obtenidas:

Para enfatizar la importancia del fenómeno estudiado en esta tesis, después haber realizado una revisión en bibliografía específica sobre el tema de estabilidad en túneles, se sabe que la presencia de agua puede afectar la estabilidad y producir deformaciones al modificar la resistencia al corte de los materiales. Según Cornejo, L. (1988), en rocas puede generar fenómenos de fluencia y/o hinchamiento. Mientras que, en suelos, provocar la degradación de la estructura del material.

De acuerdo con Megaw & Bartlett (1988) en cualquier obra civil subterránea se deben tener en cuenta los siguientes efectos del agua en la excavación:

- a) Alteración de las propiedades resistentes y plásticas de los suelos.
- b) Reducción de la capacidad resistente de las rocas.
- c) Generación de hinchazón y ruptura del medio.
- d) Flujo hacia el interior del túnel.
- e) Generación de presión hidráulica sobre el revestimiento impermeable
- f) Bajos rendimientos en los avances de excavación.

Por su parte, el criterio de la A.F.T.E.S. considera que para la selección del sistema de soporte y/o sostenimiento cuando el terreno es susceptible a responder por efectos de cambios en la presión de poro se debe considerar lo siguiente:

- En suelos: si la permeabilidad es considerablemente baja, la relación de infiltración y velocidad será baja, en este caso, los soportes más factibles serán: *marcos y concreto lanzado con drenes.*
- En rocas: se recomienda realizar barrenos de exploración delante del frente de excavación para localizar fallas y anticipar cualquier escenario.
- Si la permeabilidad es uniformemente alta, se debe recurrir a la inyección del frente a través de *bentonita, aire comprimido o congelamiento.* En todos los casos el frente debe mantenerse soportado.

Para la adecuada concepción de un modelo de análisis de estabilidad de frente de túneles bajo estas características, es necesaria una campaña de exploración hidrogeológica precisa, la cual proporcione información necesaria para anticipar el comportamiento del agua durante la

excavación, ajustar avances, tomar las medidas de drenaje correspondientes y prevenir afectaciones ambientales.

El análisis de flujo transitorio permitió estudiar la evolución de las presiones de poro cercanas a la cara del túnel, reduciendo el nivel de presión a través del tiempo hasta alcanzar una condición de flujo establecido.

Se ejecutaron análisis de *flujo desacoplado*, los cuales al ser gobernados por ecuaciones hidrodinámicas aseguraron la continuidad del fluido. Este tipo de análisis proporcionó las presiones de poro máximas que pueden generarse en la evaluación transitoria, mostrando así; resultados *desfavorables*.

Unos de los puntos de valor en la modelización del flujo transitorio fue el colocar presiones de poro iguales a cero en el frente como condición de frontera, lo que permitió estudiar a través del tiempo, el abatimiento del nivel freático y la evolución del factor de seguridad en la cercanía de la cara del túnel reduciéndolo con el transcurso del tiempo hasta lograr una condición de *flujo establecido*.

Sobre los análisis realizados en suelos cohesivos-friccionantes:

- g) Se mostró el efecto de la permeabilidad como detonante en la reducción de la presión de poro en el frente de excavación.
- h) Se comprobó que la evaluación transitoria genera soluciones más óptimas que la consideración no drenada la cual resulta ser muy *conservadora*.
- i) Los análisis mostraron que la superficie de falla es de tipo *local* en el frente de la excavación y no varía en función de la presión de poro, lo cual sugiere que el desarrollo de una falla generalizada es un fenómeno sucesivo a la generación de la rotura local, validando los criterios analíticos en donde se calcula la resistencia de una cuña en el frente (e.g. Vermeer (2000)).

Según Lunardi, P. (2006), el mecanismo de falla *local* se manifiesta en materiales *arcillosos*, lo que implica que la respuesta deformacional en el frente y el perímetro del túnel se encuentre en el rango plástico, provocando el ingreso de material dentro del túnel y dando pie a una estabilidad a corto plazo. Esta última, de acuerdo con el autor, se debe a que los esfuerzos preexistentes se desvían y canalizan alrededor del túnel, propiciando el *efecto de arco*.

Acerca del *efecto de arco o arqueo* es importante tener presente lo siguiente:

- j) Es un fenómeno que determina la integridad y vida del túnel, contribuye significativamente a la estabilidad de la excavación.
- k) La canalización de esfuerzos alrededor de la cavidad depende de los esfuerzos actuantes, de las propiedades resistentes y deformación del terreno.
- l) Si la respuesta deformacional se encuentra en el rango elástico, la canalización de esfuerzos (fenómeno de arqueo) se generará próxima al perímetro de la cavidad.

Sobre las evaluaciones en suelos puramente friccionantes:

- m) Se demostró que considerar únicamente la fricción como parámetro de resistencia, favorece el colapso de la cavidad del túnel.
- n) Los resultados revelaron que la superficie de falla es *generalizada* debido a la respuesta deformacional desfavorable del material.

De acuerdo con Lunardi, P (2006), el mecanismo de falla *generalizado* ocurre en materiales con consistencia *arenosa*, lo cual indica que la respuesta deformacional en el frente de excavación yace en el rango de falla, provocando el colapso de la cavidad, es decir; hay nulo *efecto de arco*.

Los análisis realizados en rocas blandas no intactas, permitieron demostrar que:

- o) De acuerdo con el Manual de Rocscience sobre Modelos Constitutivos, una característica importante del Modelo Generalizado de Hoek & Brown, es que un valor alto en el Índice de Resistencia Geológica (GSI) influye significativamente en el incremento de la resistencia a tensión de la roca, lo cual no representa el comportamiento de los materiales analizados.
- p) La incidencia del agua resulta mucho más relevante que en el caso de los suelos, esto debido a que el criterio de rotura en macizos rocosos depende del esfuerzo de confinamiento.
- q) Similar que, en los suelos bajo condiciones drenadas, en rocas blandas la *superficie de falla* es de *carácter local* en el frente de excavación, la falla generalizada es un fenómeno sucesivo a la rotura local, lo cual ha sido corroborado con las observaciones documentadas por Lunardi (2006) en los túneles; Stefano (Genoa, 1984); Elia (Messina-Palermo, 1985) y Tasso (Roma-Florenca, 1988).
- r) De los modelos estudiados, se sabe que la relación de permeabilidad condiciona la estabilidad y el comportamiento de las presiones de poro, las condiciones de estabilidad resultarán favorables al considerar un *análisis de flujo transitorio*.

La simulación de rotura del medio a través de las modelizaciones, mostraron superficies de falla semejantes a las estudiadas por los autores en la literatura técnica. Lo que demuestra la capacidad de los métodos numéricos para proporcionar condiciones que se aproximan a las reales, bajo las hipótesis consideradas en esta tesis: se consideró un medio homogéneo e isótropo, no se contempló acoplamiento hidromecánico, se partieron de análisis paramétricos, se redujeron condiciones externas contemplando el inicio exacto de la modificación del nivel freático y la redistribución de esfuerzos debido a la excavación, en la sección de análisis.

Mediante la consideración de los efectos respecto a la presencia de agua en un túnel se puede abordar el estudio de estabilidad de frente dentro de un amplio margen de situaciones ajustables a problemas reales.

Debido a limitaciones de tiempo y recursos, hay temas relacionados con la estabilidad de frente en túneles y el análisis de flujo que no se abordaron a profundidad en este trabajo. Por lo que se espera que esta tesis sirva para definir futuras líneas de investigación por lo tanto a continuación, se presenta un listado de los principales temas omitidos total o parcialmente en este trabajo, que pueden desarrollarse en futuras investigaciones:

1. Estabilidad de frente en túneles considerando análisis de flujo transitorio con acoplamiento hidromecánico.
2. Simulación de las etapas de excavación para medir la respuesta elástica del terreno.
3. Análisis numérico de estabilidad en el frente considerando un medio estratificado.
4. Análisis numérico de estabilidad en el frente considerando una zona de falla.
5. Estudio y análisis de los mecanismos de falla.
6. Diseño geotécnico de los sistemas de soporte y/o sostenimiento en el frente de excavación.
7. Impacto de la impermeabilización en las modelizaciones.
8. Validación del impacto de la tensión en la estabilidad.

CAPITULO. 8 BIBLIOGRAFÍA

- Anagnostou, G. (2006). Tunnel stability and deformations in water-bearing ground. *ISRM Symposium on Multiphysics coupling and long term behaviour in rock mechanics*. (págs. 1-12). Liege, Belgium.: ETH Zürich Research Collection.
- Anagnostou, G., & Sara, Z. (2012). Tunnel face stability in narrow water-bearing fault zones. *ISRM International Symposium-Rock Engineering and Technology for Sustainable Underground Construction*. (págs. 1-12). Stockholm, Sweden: ETH Zürich Research Collection.
- Anagnostou, G., Vrakas, A., & Schuerch, R. (2018). Tunnel Face Stability and Tunnelling induces settlements under transient conditions. *ETH Zürich*.
- Barla, G., & Barla, M. (2000). Continuum and discontinuum modelling in tunnel engineering., (págs. 45-57). Zagreb.
- Barton N, V. C. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics 12*, 1-54.
- Bauman, T. (1997). Face stability of tunnels in soft rock . *Conf. Soil Mech. Found Engng.*, (págs. 1389-1392). Hamburg.
- Beniawski, Z. T. (1979). The Geomechanics Classification in Rock Engineering Application. *International Congress on Rock Mechanics*. Montreaux.
- Beniawski, Z. T. (1984). *Rock Mechanics Design in Mining and Tunnelling* . Rotterdam: Balkema.
- Biot, M. (1941). General theory of three dimensional consolidation. *Journal of applied physics*, 155-164.
- Bishop, A. W., & Bjerrum, L. (1960). The relevance of the triaxial test to the solution of stability problems. *Norwegian Geotechnical Institute*.
- Broere, W. (2002). Influence of excess pore pressures on the stability of the tunnel face. *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground* .
- Carranza-Torres, C. (2016). Analytical and numerical study of the stability of shallow underground openings for mining and compressed air energy storage applications. *International Conference on Geomechanics, Geoenergy and Georesources*, (pág. 77). Melbourne, Australia.
- Cornejo, L. (1988). El fenómeno de la inestabilidad del frente e excavación y su repersusión en la construcción de túneles. *Congreso Tunnels and water*. Madrid.
- Cuesta, A., & Watson, R. (2008). *Procedimiento para el control de filtraciones en excavaciones subterráneas*.
- Custodio, E., & Llamas, M. (1996). *Hidrología Subterránea*. Barcelona: Ediciones Omega.
- Dube, A., & Singh, B. (1986). *Study of queezing pressure phenomenon in a tunnel - Part I and II*. USA.
- Gesta, P. (s.f.). *Recommendations on Choice of Tunnel Support*. Association Francaise des Tunnells et de l' Espace Souterrain.
- Hoek, E. (2001). Big tunnels in hard rock. *The 36th Karl Terzaghi Lecture of Geotechnical and Geo-environmental Engineering*. ASCE.
- Hoek, E. (s.f.). *Practical Rock Engineering*. Canada.
- Hoek, E., & Brown, E. (1985). *Excavaciones Subterráneas en Roca*. México: McGraw-Hill de México.
- Hoek, E., Carranza-Torres, & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion. *Proc. NARMS-TAC* (págs. 267-273). Toronto, Canada: Rocscience.

- International Society for Rock Mechanics. (1981). Rock characterization, testing and monitoring-ISRM suggested methods. *Pergamon Press*, 211.
- Iñiguez, J. B. (2011). Métodos para el análisis de la estabilidad de pendientes. *DIUC*, 16.
- Isherwood. (1979). Representative hydraulic conductivity values for different rock masses.
- Jethwa, J. L., & Dhar, B. B. (1996). Tunnelling under squeezing ground condition. *Proc. Recent Advances in Tunnelling Technology*. New Delhi.
- Jiménez, A. (2016). *Sistemas de Presostenimiento para Túneles en Terrenos Difíciles*. Ciudad de México.
- Kirsch, E. (1989). Die Theorie der Elastizität in die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure*, 797-807.
- Leca, E., & Dormieux, L. (1990). Upper and lower bound solutions for the stability of shallow circular tunnels in frictional material. *Géotechnique*, 581-606.
- Lindstrom, M. &. (2005). *Tunnel investigation and groundwater control*. Oslo, Trondheim: Norwegian Public Roads Administration Technology Department.
- Luis I. González de Vallejo. (2002). *Ingeniería Geológica*. Madrid: Pearson Educación.
- Lunardi, P. (2008). *Design and Construction of Tunnels*. Berlin: Springer-Verlag Berlin Heidelberg.
- Marinos, P., & Marinos, V. (2007). *The Geological Strength Index*.
- Megaw, T. M.; J. V. Bartlett. (1997). *Túneles Planeación, Diseño y Construcción*. México, D.F.: Limusa S. A. de C. V.
- Mollon, G., & Dias, D. (2010). *Rotational failure mechanisms for the face stability analysis of tunnels driven by a pressurized shield*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.
- Neuzil, C. (2003). Hydromechanical coupling in geologic process. *Hydrogeology Journal*.
- Office, G. E. (2012). *Catalogue of Notable Tunnel Failure Case Histories*. Civil Engineering and Development Department.
- Oreste, P. (2011). The stability of the excavation face of shallow civil and mining tunnels. *Acta Geotechnica Slovenica*, (págs. 57-65).
- Ouria, A., & Toufigh, M. (2007). An investigation on the effect of the coupled and uncoupled formulation on the transient seepage by the finite element method. *Appl Sci*, 950-956.
- Pinyol, N., & Alonso, E. (2008). Rapid drawdown in slopes and embankments. *Water resources research*, 44.
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering*. Ghandi.
- Recio, A. C., & Quesada, R. W. (2008). *Procedimiento para el control de filtraciones en excavaciones subterráneas*. Moa: Minería y Geología.
- Sánchez, F. (s.f.). *Conceptos Fundamentales de Hidrogeología*. Salamanca, España.
- Singh, B., & Goel, R. (1999). *Rock Mass Classification - A Practical Approach in Civil Engineering*. Netherlands: Elsevier Science.
- Singh, B., & R, G. (2006). *Tunneling in Weak Rocks*. London: Elsevier Science.
- Sullivan, T. (2007). Hydromechanical Coupling and Pit Slope Movements.
- Tamez, E., & J., R. (1997). *Diseño Geotécnico de Túneles*. TGC Geotecnia.
- Terzaghi, K. (1923). *Die berechnung der durchlässigkeitsziffer des tones aus dem verlauf der hydrodynamischen spannungserscheinungen*. Viena.
- Vermeer, P. (2000). Face stability when tunneling in soil and homogeneous rock. *The John Booker Memorial Symposium*, (págs. 123-138). Sydney.

- Villafuerte, D. (2013). *Un Estudio Análítico y Numérico del Fenómeno de Inestabilidad de Frentes en Túneles*. Ciudad de México .
- Villanueva, M., & Iglesias, A. (1984). *Pozos y acuíferos. Técnicas de evaluación mediante ensayos de bombeo*. ITGE.
- Villarroel, R. (s.f.). *Metodología de Caracterización Geotécnicas a Partir de Testigos de Sondajes de Diamantina en Rocas Alteradas, y su Aplicación en Minería a Rajo Abierto y Subterránea*. Chile: Departamento de Ingeniería de Minas.
- Villarroya, F. (2009). *Jornadas Técnicas sobre Aprovechamiento de Aguas Subterráneas para Riego*. Madrid.

CAPITULO. 9 ANEXOS

ANEXO A. TÉCNICAS PARA EL CONTROL DE AGUA SUBTERRÁNEA EN ROCAS (CUESTA & WATSON, 2008) Y SUELOS (SCT, 2016)

A.1. TECNICAS PARA EL CONTROL DE AGUA SUBTERRÁNEA

El control de agua subterránea busca proteger la superficie de la obra de forma durable contra el agua de filtración. Es necesario que previo a la selección del método de control, se realicen estudios hidrogeológicos para detectar y monitorear el comportamiento de cuerpos de agua que pongan en riesgo la estabilidad del frente de excavación.

Las técnicas para el control de agua subterránea tienen como propósito permitir el proceso excavación bajo condiciones estables y secas.

- **Control de agua en rocas**

De acuerdo con Cuesta & Watson (2008), se propone un procedimiento para elegir la técnica de control de agua más adecuada a las condiciones particulares de cada obra, considerando:

- La relación entre la permeabilidad y la calidad del macizo rocoso.

Este procedimiento fue aplicado en el túnel Serones-Salida Guaró, el cual demostró una correspondencia entre la calidad del macizo, la magnitud de las filtraciones y las técnicas de control, que se adecuaron a las condiciones de cada sector del túnel.

El procedimiento se divide en tres etapas y su principal objetivo es elegir la técnica más adecuada para controlar la irrupción de agua.

Etapa 1

En esta etapa se identifican y caracterizan los factores proclives a filtraciones de agua (Tabla A.1.).

Tabla A.1. Aspectos que indican en las afectaciones que con mayor frecuencia ocurren en las excavaciones subterráneas y están en función de la presencia de agua.

	Afectaciones más frecuentes que guardan relación con el agua en las excavaciones subterráneas		
	Inundación parcial o total de obras subterráneas	Perdida de estabilidad	Aumento de la humedad
Aspectos que guardan relación con las afectaciones que se producen en las excavaciones subterráneas	Disminución de la cota del nivel de acuífero.	Lavado de las grietas.	Aplicación de revestimiento inadecuado.
	Infiltración de las aguas meteóricas y aluviales, depende:	Disminución de las propiedades de resistencia del macizo rocoso y la roca.	Empleo de técnicas no idóneas para el control del agua, o la ausencia de esta.
	<ul style="list-style-type: none"> • Régimen de lluvia. • Coeficiente de filtración • Profundidad de ubicación del túnel. • Presencia de ríos o arroyos cercanos. 	Disolución de determinados minerales formadores de las rocas por el agua.	
		Variación del estado tensional del macizo rocoso.	
		Variación de las propiedades másicas.	

Etapa 2

En esta etapa, se seleccionará la técnica o combinación de éstas, a través de un algoritmo lógico donde son tomados en cuenta diversos factores de incidencia y técnicas para el control de

filtraciones. A continuación, se explica paso a paso el algoritmo propuesto por Cuesta & Watson (2008).

- **Bloque 1**

Si la excavación en presencia de agua no requiere tratamiento, se procede al paso 2.

• **Pasó 2**

El macizo rocoso y la excavación serán evaluados mediante las clasificaciones geomecánicas, posteriormente se propondrá un tipo de soporte de acuerdo a los criterios de Barton (2000, 2002), Bieniawski (1974, 1995) o Romana Ruiz (2000, 2002).

- **Bloque II**

Este bloque está integrado por los pasos 3, 4, 5 y 6, en donde la obra es caracterizada de acuerdo a ciertos factores que inciden en la filtración de agua.

• **Paso 3**

Se evalúa el plazo de servicio de la obra y el tipo de excavación (Tabla A.2.).

Tabla A.2. Clasificación de la excavación de acuerdo al tipo y plazo de servicio

Categoría	I	II	III
Plazo de servicio	< 5 años	Entre 5 y 10 años	Más de 10 años
Tipo o destino de excavación.	Galerías preparatorias y galerías de minas.	Excavaciones temporales, para el acceso a cuerpo minero, o de otro tipo.	Viaductos. Túneles hidráulicos y salas para máquinas. Obras para la defensa y estratégicas. Algunas excavaciones mineras destinadas a depósitos y almacenes.

• **Paso 4**

Se evalúan las características de la excavación subterránea: área y forma de la sección, profundidad y longitud del tramo de estudio. En este paso se pueden excluir algunas técnicas y evaluar su efectividad, por ejemplo: en una sección rectangular no es factible utilizar concreto lanzado, debido a la dificultad para adherirse en las esquinas entre las paredes y la clave del túnel.

- **Paso 5**

En este paso se evalúan las características del agrietamiento, se agregan valores cualitativos para estimar la permeabilidad o el RQD (valores usados en el paso 7).

De acuerdo a Bear (1993), la permeabilidad se puede estimar con base al espaciamiento (e) y a la abertura media entre grietas (b). Palmström (2005), indica que el RQD se estima mediante el índice J_v , el cual depende del número de grietas en una familia (N_1) y a una constante (K_1) que considera una distribución lineal de grietas en un metro.

- **Paso 6**

Se introduce la permeabilidad (K_e) conocida por tramo, se asigna el valor del caudal (Q_w) que ingresa a la excavación y el nivel de acuífero (h_m). Es posible calcular el valor del caudal con el valor de la permeabilidad (asignada en el paso 5) y las características de la excavación (introducida en el paso 4).

- **Paso 7**

En este paso se selecciona la calidad del macizo alterado por agua (K_w) según las categorías (I, II, III, IV, V), se relacionan la permeabilidad y el RQD, se muestra en la Tabla A.3.

Tabla A.3. Relación entre el coeficiente de permeabilidad del macizo y el índice de calidad propuesto por Deere (RQD), mediante K_w .

Categorías (kw)	I	II	III	IV	V
Ke m/día	5	4	3	2	1
	0,001-0,1	0,1-1,0	1-10	11-100	100-1000 o más
Deere	E	D	C	B	A
	90<RQD<100	75<RQD<90	50<RQD<75	25<RQD<50	0<RQD<25

Las categorías I, II y III, se desarrollarán en el bloque III, en donde la permeabilidad es igual o inferior a 10 m/día, mientras en donde la permeabilidad es mayor a 10 m/día se desarrollarán en el bloque IV.

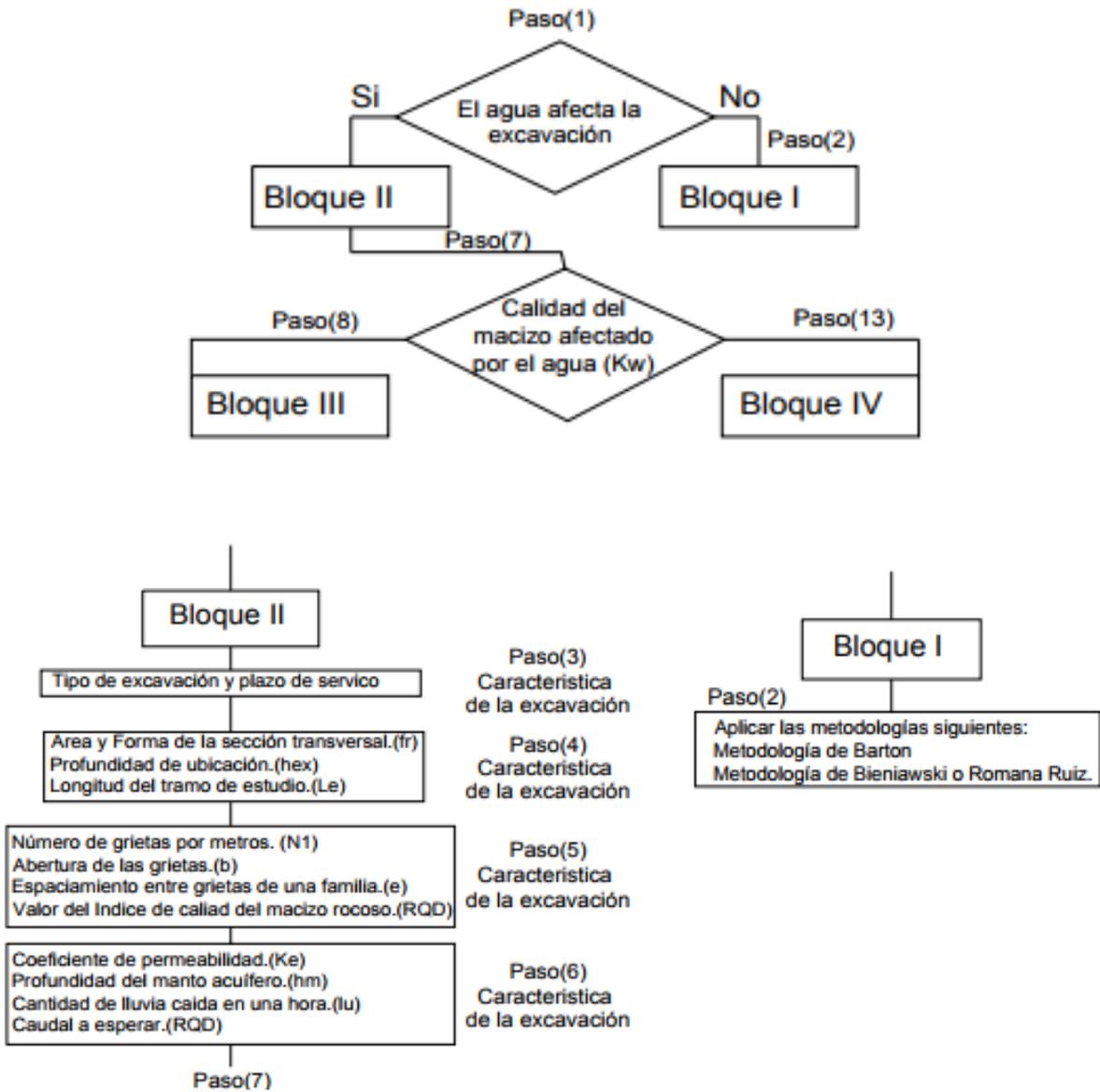
Finalmente, la nomenclatura empleada en el algoritmo para asignar las técnicas o tratamiento para el control de filtración se muestran en la Tabla A.4.

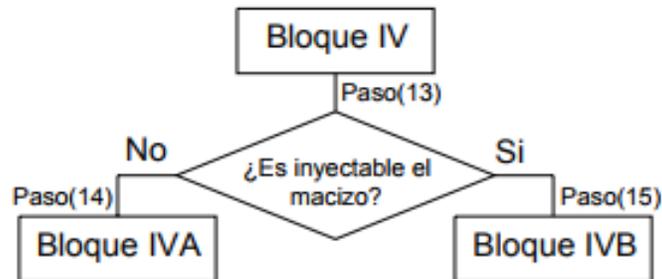
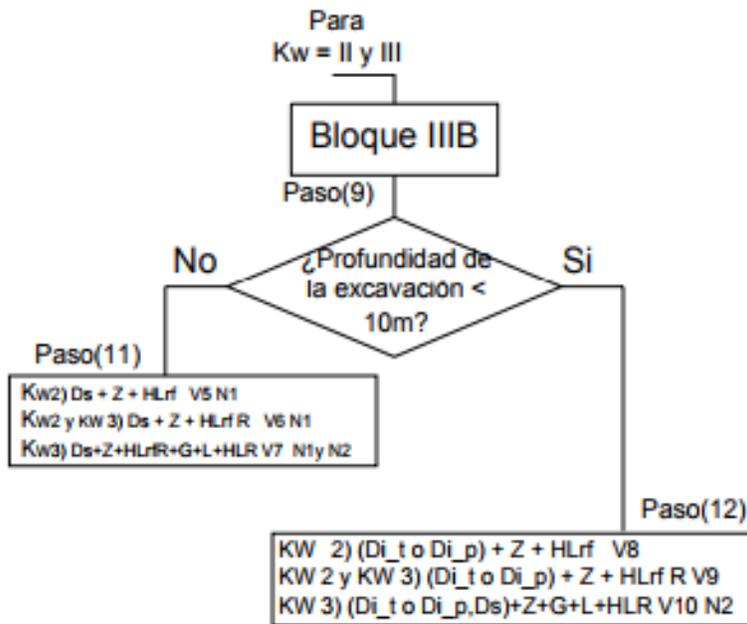
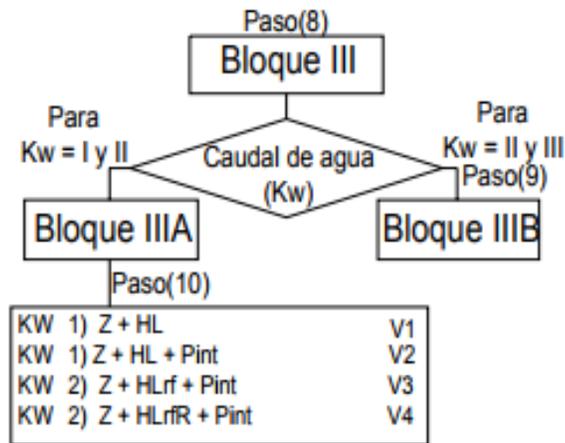
Tabla A.4. Denominación de las técnicas utilizadas.

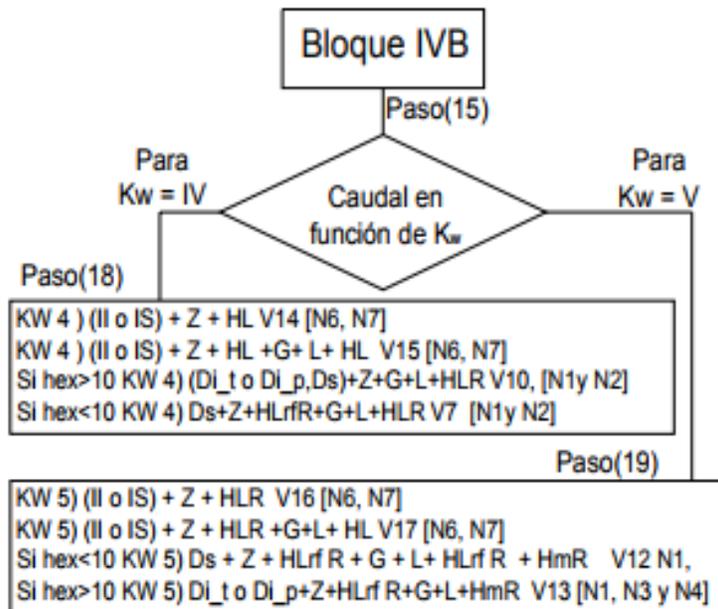
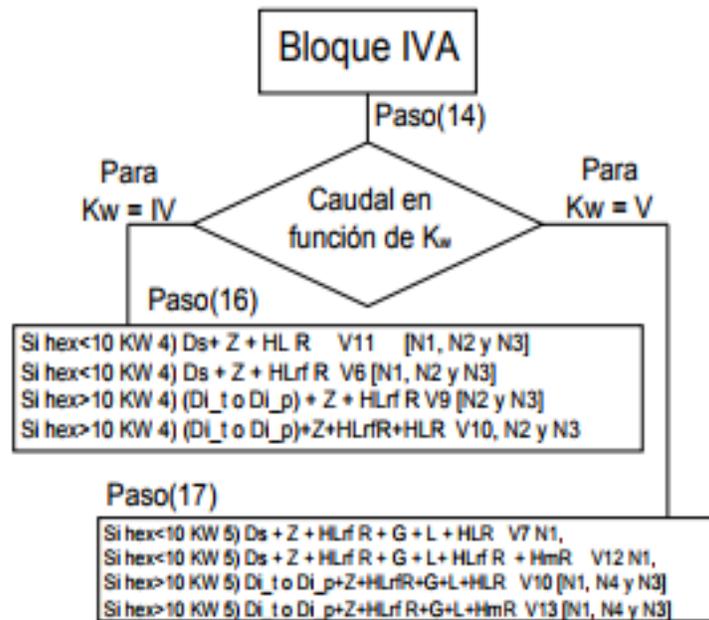
Nomenclatura	Denominación
Ds	Drenaje desde la superficie bajo la que yace la excavación
Di_t	Drenaje desde el interior para uso temporal
Di_p	Drenaje desde el interior para uso permanente
G	Geotextiles
hex	Profundidad de ubicación de la excavación respecto a la superficie
HL	Concreto lanzado ordinario
HLrf	Concreto lanzado con aditivo de fraguado rápido
HLrf R	Concreto lanzado con aditivo de fraguado rápido y forzado
HmR	Concreto monolítico reforzado
II	Inyección desde el interior
Is	Inyección desde la superficie
Pint	Pintura impermeabilizadora
V1	Variante
N1	Notas o consideraciones de la variante a aplicar
Kw	Categoría según la permeabilidad y la calidad del macizo determinado a partir de la correlación entre ambos aspectos
Notas (Ni)	
N1	Cuando se presenta una situación similar en excavaciones horizontales con salida directa a la superficie (socavones), resulta más racional drenar el manto desde el interior de la excavación, posibilidad que siempre se debe analizar.
N2	Si se cuenta con la técnica para aplicar concreto in situ con paneles deslizantes se puede sustituir el concreto lanzado reforzado, con lo que se disminuye la productividad pero se aumenta la densidad del concreto, se humaniza el trabajo, y aumenta la calidad de la terminación.
N3	La utilización del drenaje desde la superficie debe ser temporal, no se excluye la posibilidad del empleo del drenaje desde el interior de la excavación siempre que no afecta la calidad del trabajo. Con la utilización del drenaje desde el interior, la afectación al medio ambiente es menor.
N4	Analizar la posibilidad de implementar el método Oberhasli o similar.
N5	
N6	Las inyecciones que se realizan con el doble propósito deben ser comprobadas.
N7	Después de realizar las inyecciones, se debe aplicar una capa de concreto lanzado para proteger la superficie denudada, evitar su deterioro y disminuir la resistencia del interior de la excavación.

En los bloques III y IV, se analiza si los caudales son altos o bajos, si la profundidad de la excavación es superior a 10 m y la inyectabilidad de la roca en donde se tratan macizos de mala calidad.

Seguimiento del algoritmo propuesto por Cuesta & Watson (2008).







Etapa 3

En esta última etapa, a partir de cuatro criterios (técnicos, tecnológicos, socio-económicos y ambientales), se elige entre las técnicas marcadas en la segunda etapa, la más adecuada de acuerdo a las condiciones de la excavación.

- **Control de agua en suelos**

De acuerdo a Torres, N. (2010), para el control del agua contra la erosión de suelos: es viable la colocación de filtros, compuesto por un material poroso o un dispositivo por el cual se permite el paso del agua u otro fluido sin permitir que se arrastre el material del suelo a proteger:

Filtros naturales

Si los vacíos del material utilizado como filtro son mayores que las partículas más finas del suelo adyacente al mismo, dichas partículas son poco a poco arrastradas a los intersticios del filtro, obstruyendo el paso del agua. Por otro lado, si los vacíos del filtro son del mismo tamaño que los del suelo, el filtro puede ser poco a poco lavado por arrastre. Para evitar ambas condiciones el filtro debe estar formado por un material cuya granulometría se ajuste a ciertos requerimientos.

Los requerimientos que deben cumplir los materiales destinados para filtro se determinarán experimentalmente y basándose en la distribución granulométrica.

Filtros con geosintéticos

Este tipo de filtro es fabricado a partir de polímeros (plásticos) para utilizarse obras con materiales geotécnicos como son: suelos y rocas. Sus principales funciones son las de: filtración, drenaje, separación y refuerzo.

Según Torres, N. (2010), la función del sistema en su totalidad es proteger contra la erosión de los materiales del suelo, además de favorecer la filtración, permitiendo que el agua en el suelo atraviese el tejido reteniendo las partículas del suelo. También es posible asociar el funcionamiento del filtro geosintético con el de un sistema de drenaje, en donde, el agua entra al sistema a través del geosintético y se transporta por canales hacia un punto de captación.

Existen diferentes tipos de geosintéticos y se dividen principalmente en: *geotextiles*, *geomallas* y *geomembranas*, e incluso pueden utilizarse en forma combinada (Fig. A.1.).



Figura A.1. SCT. (2016). Túnel sin impermeabilización y túnel con geotextil y geomembrana. [Figura]. Manual de Túneles Carreteros, Cap. 12.

- Geotextil

Protege la impermeabilización en su fase de instalación, durante el servicio y canaliza agua de filtración hacia el exterior de la impermeabilización. Además, debe ser químicamente estable al contacto con morteros y concretos, al agua, humedad continua y sustancia con PH entre el 2 y 13, de acuerdo al Manual de Túneles Carreteros de la SCT (2016).

Algunas características importantes son:

- Alta transmisividad
- Alta retención de finos
- Alta resistencia al punzonamiento

Su instalación se lleva a cabo clavándolo en la pared del túnel. Se ajustará a la geometría del soporte.

- Geomembrana

Permite contrarrestar problemas como; filtraciones de agua, bajas temperaturas y adaptarse a irregularidades del medio, revestimiento empleado, etc. (Fig. A.2).

Dentro de sus propiedades más relevantes se tiene que:

- Impermeabilidad: cuenta con láminas impermeables.
- Aislamiento térmico: tiene un coeficiente de conductividad térmica de 0.031 W/m. K
- Barrera de vapor: bajo grado de difusión de vapor de agua.
- Resistencia a los agentes químicos: resiste ataques de agua con cargas minerales disueltas.
- Fácil de instalar y reparar.
- Inalterabilidad y durabilidad: resistente al envejecimiento.



Figura A.2. SCT. (2016). Instalación de Geomembrana. [Figura]. Manual de Túneles Carreteros, Cap. 12.

**ANEXO B. SELECCIÓN DEL PROCEDIMIENTO DE EXCAVACIÓN
CONVENCONAL DE ACUERDO CON LAS CONDICIONES DEL
TERRENO**

B.1. MÉTODO DE EXCAVACIÓN CONVENCIONAL

De acuerdo con lo comentado por Lunardi, P. (2008), la construcción de un túnel se basa en la remoción de tierra, lo cual genera una cavidad conforme avanza la excavación. Este procedimiento altera el equilibrio preexistente en el terreno, ocasionando cambios en los estados de esfuerzos y en el comportamiento geomecánico e hidrogeológico.

La selección del sistema de excavación, en consecuencia, determinará la estabilidad a largo y corto plazo del túnel. Será evaluada con base al tipo de terreno y morfología, a las condiciones geológicas, hidrológicas e hidrogeológicas, estados de esfuerzos, geometría de la excavación, etc.

Los factores que intervienen en la excavación por método convencional y en la estabilidad del frente son:

a) *Etapas de excavación*

Influye tanto en la estabilidad del túnel (durante la construcción y a largo plazo) como en las relaciones de avance.

b) *Geometría del frente*

Para su selección se deben considerar: el tipo de terreno y los estados de esfuerzos, factores que permitirán asegurar que la excavación se lleve a cabo bajo condiciones seguras. De igual forma es necesario conseguir una forma cóncava en el frente para propiciar el efecto de arco que evite la extrusión y garantice la seguridad.

c) *Longitud de excavación*

Parámetro que puede variar considerablemente dependiendo del tipo de terreno y su homogeneidad, de la intensidad de los estados de esfuerzos y del tipo de sistema de estabilización empleado.

d) *Relación de avance*

Se define como la velocidad y regularidad con la que se lleva a cabo el avance de excavación. Mantener una relación de avance óptima bajo condiciones difíciles de estados de esfuerzos puede causar menor perturbación a la maza de roca circundante, lo que propicia la reducción de la extensión de plastificación alrededor de la cavidad, por consiguiente, también de la magnitud de deformación. Este tipo de comportamiento es común en suelos que presentan hinchamiento, fluencia, etc., lo que propicia un túnel con mayor estabilidad.

En términos de estabilidad existe menor riesgo al emplear el sistema excavación convencional, el cual resulta ser más versátil en terrenos donde las características mecánicas de los materiales no son homogéneas o en casos donde se requiera excavar a través de numerosas condiciones geológicas. Sin embargo, para el caso donde se cuente con secciones homogéneas de material con nulas zonas de falla, resulta más conveniente el sistema de excavación mecanizado.

Considerando la importancia de la estabilidad del frente del túnel y teniendo los instrumentos para identificar todo tipo de condición geotécnica, geológica e hidrogeológica; es posible anticipar fenómenos de deformación y falla de frente, interviniendo en su etapa inicial.

Se debe evitar el avance de la excavación en un medio potencialmente inestable o colapsado y para conseguirlo es fundamental recurrir al preconfinamiento de la cavidad, y posteriormente:

- a) Incrementar la relación de avance y mantenerla constante.
- b) Perfilar el frente de excavación para darle una forma cóncava.
- c) Se puede elegir el tipo de confinamiento en la cavidad de acuerdo a la relación de avance.

Para los casos donde se presenten altas presiones de agua en el frente, ambos sistemas de excavación resultarán afectados. En el método convencional, la presencia de agua y lodo dificultará las actividades del personal y maquinaria, sin tomar en cuenta la necesidad de emplear bombas y tuberías para la expulsión del flujo.

Lunardi, P. (2008), propone las indicaciones para la selección del sistema de excavación convencional más adecuado en función de la resistencia de la roca matriz (Tabla B.1):

Tabla B.1. Lunardi, P. (2008). Selección de sistema de excavación convencional. [Tabla]. Recuperado de Design and Construction of Tunnels

Parámetro	Resistencia de roca matriz [MPa]		
	< 3	3-20	>20
Sistema de excavación	Cuchillas	Martillo, Rozadora	Voladura

De acuerdo a Sandrone, P. se muestra el método convencional ideal de acuerdo al tipo de material:

Sistema de excavación	Tipo de material		
	Roca	Suelo firme	Suelo blando
Voladuras	X	-	-
Excavadora hidráulica	X (roca débil)	X	X
Martillo neumático	X	-	-
Rozadora	X	X	X

**ANEXO C. CRITERIO DE LA ASOCIACIÓN FRANCESA DE
TÚNELES Y ESPACIOS SUBTERRÁNEOS (A.F.T.E.S.) PARA LA
SELECCIÓN DE SOPORTE**

Tabla C.1. Categoría del terreno de acuerdo al comportamiento mecánico.

Category	Description	Examples	σ_c (MPa)
R1	Very strong rock	Competent quartzites and basalts	> 200
R2a	Strong rock	Competent granites, porphyries, sandstones and limestones	200 to 120
R2b		Granites, strong or slightly dolitized limestones and sandstones, marbles, dolomites and compact conglomerates	120 to 60
R3a	Moderately strong rock	Ordinary sandstones, silica shales or shale sandstone, gneiss	60 to 40
R3b		Moderately strong clay shales, sandstones and limestones, compact marls, low-consistency conglomerates	40 to 20
R4	Weak rock	Soft or well-fractured shales or limestones, gypsum, well-fractured or marlacous sandstone, puddingstone, chalk	20 to 6
R5a	Very weak rock and consolidated cohesive soils	Sandy or clayey marls, marly sands, weathered gypsum and chalk	6 to 0,5
R5b		Normally consolidated clayey sands, gravel alluvium	< 0,5
R6a	Plastic or poorly consolidated soils	Weathered marls; clays, clayey sands, fine silt	
R6b		Poorly consolidated peat, silt and mud, cohesionless fine sand	

$I_p = \text{Plastic index} = W_L - W_p$
 $I_c = \text{Consistency index} = \frac{W_L - W}{I_p}$

W_L et W_p are Atterberg limits
 $W = \text{Natural moisture content}$

Table 0

Tabla C.2. Clasificación del tipo de soporte de acuerdo al comportamiento mecánico del terreno.

Mechanical behaviour	Unsupported	Shotcrete	Rock bolts			Steel ribs		Segments		Perforated tubes	Shield or jacked pipe	Special		
			Ungouted	Gouted	Jacked bars	Heavy	Light, yielding	Steel	Concrete			Grouting	Comp. air	Freezing
R1	●		●		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2a	●		●		✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R2b		●	●	●	✗			✗	✗	✗	✗		✗	✗
R3a		●	●	●	✗		●	✗	✗	✗	✗		✗	
R3b		●		●	✗		●		✗	✗	✗			
R4	✗		●	✗		●	●							
R5a	✗		●	✗		●	●	●						
R5b	✗		●	✗	✗	●	●	●	●	●	●	●		
R6a	✗		✗	✗	✗	●	●	●	●		●	●		
R6b	✗		✗	✗	✗	Enf	Enf	Enf	Bcl	●	●	●		●

Legend Gr = with continuous mesh

Bp = with shotcrete

Bl = with timber or steel lagging

En dónde:

- Recomendado (Good).
- Factible (Fair).
- Inadecuado sin embargo puede ser factible (Poor).
- Inadecuado totalmente (Very poor).

La clasificación para cada criterio tiene como objetivo seleccionar el tipo de soporte más apropiado.

Tabla C.3. Selección del tipo de soporte de acuerdo a las características hidrológicas.

Hydrology				Unsupported	Shotcrete	Rock bolts				Steel ribs		Segments		Perforated tubes	Shield or jacked pipe	Special		
						Ungouted	Gouted	Jacked bars	Heavy	Light, yielding	Steel	Concrete	Grouting			Comp. air	Freezing	
Dry							(1)									(2)		
Rocks R1 to R4	Charge	Permeability	K1 K2 or K3		Dr	•	•	⊗	•	•						×		
			K4		⊗	•	⊗	•	•							•		
			H2 or H3		Dr	•	•	⊗	•	•							×	
			K3 or K4		⊗	•	•	⊗	•	•							•	
Soils R5 and R6	Charge	Permeability	H1 H2 or H3	×	⊗	⊗	⊗	⊗	•	•	•	•				×		
			K3	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	Enf	Enf	Enf	Bol		•	•	•	•
			K4	×	⊗	⊗	⊗	⊗	⊗	Enf	Bol	Enf	Bol	Bol	•	•		•

En dónde:

- Carga de agua

H1: < 10 m, Baja.

H2: 10 m – 100 m, Moderada.

H3: > 100 m, Alta.

- Permeabilidad

K1: < 10⁻⁸ m/s, Muy baja a Baja.

K2: 10⁻⁸ a 10⁻⁶, Baja a Moderada.

K3: 10⁻⁶ a 10⁻⁴, Moderada a Alta.

K4: > 10⁻⁴ m/s, Alta a Muy alta.

- Recomendado (Good).
- Factible (Fair).
- Inadecuado sin embargo puede ser factible (Poor).
- Inadecuado totalmente (Very poor).

La clasificación para cada criterio tiene como objetivo seleccionar el tipo de soporte más apropiado.

**ANEXO D. DETERMINACIÓN ANALÍTICAS DE ESFUERZOS
EN TORNO A UN TÚNEL CIRCULAR POR EL MÉTODO DE
KIRSCH**

D.1. MODELO EXTENDIDO DE KIRSCH

Kirsch propuso unas ecuaciones (1898), para el cálculo de la distribución bidimensional de esfuerzos alrededor de una cavidad circular en el centro. Posteriormente, Jaeger & Cook (1971), establecieron las ecuaciones que actualmente se utilizan para el análisis de los estados de esfuerzos en el entorno del túnel.

La teoría de Kirsch se emplea para conocer el estado de esfuerzos al hacer una cavidad circular en un material con características continuas y homogéneas, con esfuerzos iniciales fijos. De acuerdo con la literatura, es un problema de deformación plana que se utiliza como punto de partida para otras soluciones analíticas.

De acuerdo con la investigación de Jiménez, A. (2016), el Método de Convergencia-Confinamiento se combinan conceptos de relajación del terreno con la rigidez del sostenimiento, utilizado para estudiar el comportamiento de los túneles y lumbreras.

Sánchez (2014), estableció un método para controlar la redistribución de esfuerzos, controlando la presión interna en el contorno de la excavación y transmitiendo el efecto hacia el medio (Fig. D.1).

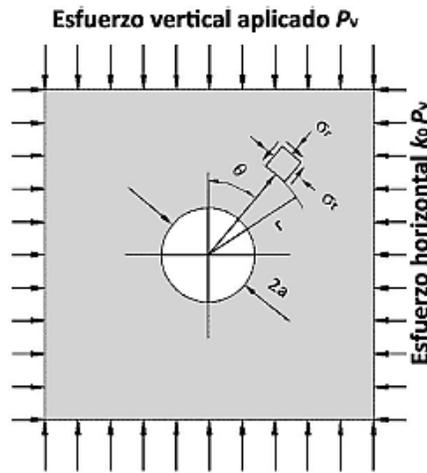


Figura D.1. Sánchez (2014). Esfuerzos alrededor de una cavidad circular. [Figura].

Los componentes de esfuerzo radial y tangencial en el punto (r, θ) del continuo se presentan como:

$$\sigma_r^{r,\theta} = \frac{1}{2}\gamma z \left[(1 + k_0) \left(1 - \frac{R^2}{r^2} \right) + (1 - k_0) \left(1 - 4 \frac{R^2}{r^2} + 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] + f_a A(P_i) [N_r]$$

... (D1)

$$\sigma_\theta^{r,\theta} = \frac{1}{2}\gamma z \left[(1 + k_0) \left(1 + \frac{R^2}{r^2} \right) - (1 - k_0) \left(1 + 3 \frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] + f_a A(P_i) [N_\theta]$$

... (D2)

$$\tau_{r\theta}^{r,\theta} = \frac{1}{2}\gamma z \left[-(1 - k_0) \left(1 + 2\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4} \right) \sin(2\theta) \right] + f_a A(P_i) [N_r]$$

... (D3)

En donde:

γz = esfuerzo vertical geostático

k_0 = coeficiente de esfuerzo horizontal inicial.

P_i = presión interna

R = radio del túnel

θ = ángulo de punto en cuestión

$f_a = 1.0$ (0% de relajación) y $f_a = 0.0$ (100% de relajación).

$$N_r = (1 + k_0) \frac{R^2}{r^2} + (1 - k_0) \left(4\frac{R^2}{r^2} + 3\frac{R^4}{r^4} \right) \cos(2\theta)$$

... (D4)

$$N_\theta = -(1 + k_0) \frac{R^2}{r^2} + 3(1 - k_0) \frac{R^4}{r^4} \cos(2\theta)$$

... (D5)

$$N_r = (1 - k_0) \left(2 + 2\frac{R^2}{r^2} - 3\frac{R^4}{r^4} \right) \sin(2\theta)$$

... (D6)

$$A(P_i) = \frac{\sigma_{v_0}^{R,\theta} - \gamma(r - R)\cos\theta}{2}$$

... (D7)

Las ecuaciones anteriores permitirán calcular los esfuerzos principales, en un punto arbitrario (r, θ) del continuo:

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) + \left[\frac{1}{4}(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

... (D8)

$$\sigma_1 = \frac{1}{2}(\sigma_r + \sigma_\theta) - \left[\frac{1}{4}(\sigma_r - \sigma_\theta)^2 + \tau_{r\theta}^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

... (D9)

En el espacio cartesiano (x, y) , se expresan como:

$$\sigma_x = \frac{1}{2}[(\sigma_r + \sigma_\theta) + (\sigma_\theta - \sigma_r)\cos(2\theta) + 2\tau_{r\theta}\sin(2\theta)]$$

... (D10)

$$\sigma_y = \frac{1}{2}[(\sigma_r + \sigma_\theta) - (\sigma_\theta - \sigma_r)\cos(2\theta) - 2\tau_{r\theta}\sin(2\theta)]$$

... (D11)

$$\tau_{xy} = \frac{(\sigma_\theta - \sigma_r)}{2}\sin(2\theta) - \tau_{r\theta}\cos(2\theta)$$

... (D12)

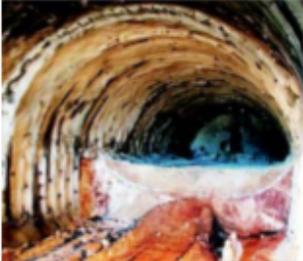
Los esfuerzos geostáticos iniciales vertical y horizontal en cualquier punto (i) del continuo, se expresan como:

$$\sigma_z^i = \gamma z_i = p_z; \sigma_h^i = (k_0)(\gamma z_i) = p_h$$

... (D13)

**ANEXO E. GUÍA PARA LA ESTIMACIÓN DEL FACTOR DE
ALTERACIÓN DEL CRITERIO DE ROTURA DE HOEK & BROWN
(2002).**

Tabla E.1. Hoek & Brown (2002). Estimación del factor de alteración.

Apariencia del macizo rocoso	Descripción del macizo rocoso	Valor D sugerido
	Excelente calidad de voladura controlada o excavación con tuneladora, TBM, con resultados de alteración mínima del macizo rocoso confinado circundante al túnel.	D=0
	Excavación mecánica o manual en macizos rocosos de mala calidad (sin voladuras) con una alteración mínima en el macizo circundante. Cuando aparezcan problemas de deformación en el piso durante el avance, la alteración puede ser severa a menos que se coloquen una contrabóveda temporal, tal como se muestra en la figura.	D=0 D=0.5 No invert
	Voladura de muy mala calidad en un túnel en roca competente con daños locales severos, extendiéndose 2 o 3m en el macizo rocoso circundante.	D=0.8
	Pequeñas voladuras en taludes de ingeniería civil dan lugar a pequeños daños al macizo rocoso, particularmente si se usan voladuras de contorno como se muestra en el lado izquierdo de la fotografía. Sin embargo la liberación de tensión resulta en alguna alteración.	D=0.7 Good blasting D=1.0 Poor blasting
	Los taludes en las grandes minas a cielo abierto sufren alteraciones significativas debido a las grandes voladuras de producción y también debido a la relajación de tensiones al retirar el estéril de recubrimiento. En algunas rocas blandas la excavación puede llevarse a cabo mediante el ripado y empuje con tractores de orugas y el grado de afección a los taludes será menor.	D=1.0 Production blasting D=0.7 Mechanical excavation

**ANEXO F. EQUIVALENCIA ENTRE LOS MODELOS DE HOEK &
BROWN Y MOHR COULOMB**

A continuación, se presentan diferentes métodos de linealización del criterio de rotura de Hoek & Brown, que permiten obtener el ángulo de fricción y el valor de la cohesión para la aplicación del criterio de Mohr-Coulomb.

- *Método de la equivalencia de áreas*

Según Hoek & Brown (2002), lo anterior se llevó a cabo ajustando una relación lineal media a la curva generada a partir de la ecuación que define la superficie de fluencia del criterio de Mohr-Coulomb para un rango de esfuerzo principal menor definido por $\sigma_t < \sigma_3 < \sigma'_{3max}$, (Fig. F.1).

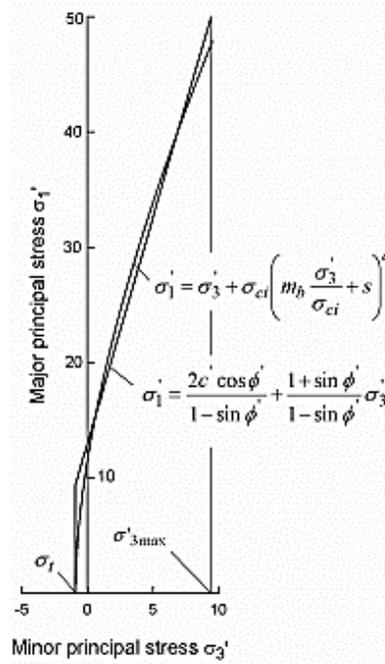


Figura F.1. Hoek, E.; Brown. (2002). Relación entre esfuerzo principal mayor y menor equivalencia Hoek-Brown y Mohr Coulomb. [Figura]. Recuperado de Hoek-Brown failure criterion.

El proceso de ajuste busca equilibrar las áreas por encima y por debajo de la envolvente de Mohr-Coulomb, dando pie a las siguientes expresiones:

$$\varphi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \dots (F1)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} \left| (1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n} \right| (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \dots (F2)$$

- *Método de regresión lineal*

Consiste en linealizar la envolvente de rotura de Hoek & Brown mediante una regresión lineal. A partir de la envolvente de Hoek & Brown se obtiene un esfuerzo principal menor (σ_3), y a partir de este el mayor (σ_1). La regresión lineal se lleva a cabo con este par de valores (Fig. F.2).

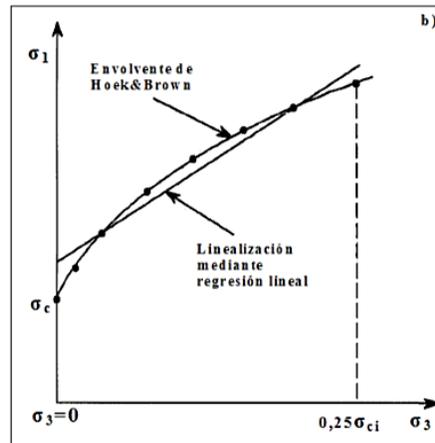


Figura F.2. Puell et al. (2004). Representación gráfica de linealización del criterio de Hoek & Brown mediante el método de regresión lineal [Figura]. Recuperado Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas.

Cabe mencionar que el método es muy sensible a los valores del esfuerzo principal menor que se eligen para la regresión. De acuerdo a los autores el rango que ofrece los mejores resultados es $0 < \sigma_3 < 0.25 \sigma_{ci}$, en donde σ_{ci} es la resistencia a compresión simple de la roca matriz.

- *Método de la bilinealización*

Este método consiste en sustituir la envolvente de rotura de Hoek & Brown por una envolvente bilineal que se ajusta a la envolvente curva (Fig. F.3.). Cada segmento lineal corresponderá a la envolvente de Mohr-Coulomb.

El punto intermedio de la envolvente bilineal, corresponde a la menor área entre la envolvente curva y la bilineal. Se deberá definir un valor de esfuerzo de referencia, el criterio para su obtención se valora en cada caso.

Además, se mantendrá el valor de la resistencia a compresión simple del macizo, continuando así, siendo un método conservador.

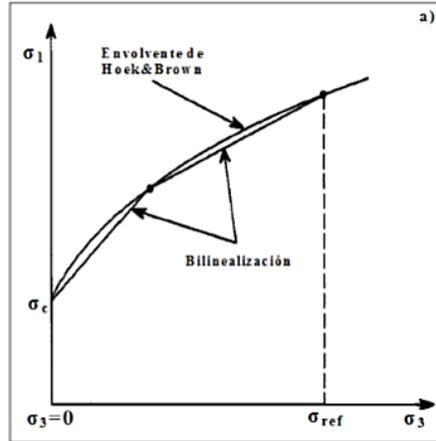


Figura F.3. Puell et al. (2004). Representación gráfica de linealización del criterio de Hoek & Brown mediante el método de bilinealización. [Figura]. Recuperado Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas.

- *Método de la secante*

En este método se linealiza la envolvente de rotura de Hoek & Brown mediante una recta secante a esta (Fig. F.4.). La recta secante corta a la envolvente de Hoek & Brown en los puntos que corresponden a $\sigma_3=0$ y σ_{ref} , este último es la presión de confinamiento del macizo para cada caso de estudio.

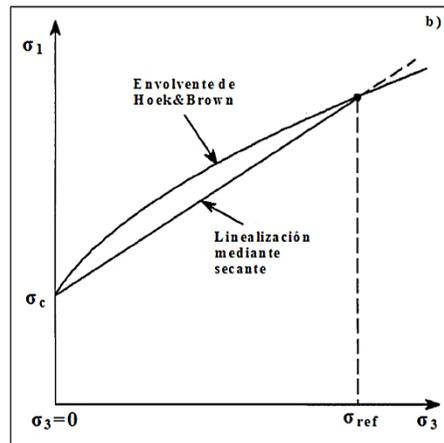


Figura F.4. Puell et al. (2004). Representación gráfica de linealización del criterio de Hoek & Brown mediante el método de la secante. [Figura]. Recuperado Criterios de rotura y clasificaciones geomecánicas.