

**DISEÑO COMPARATIVO DEL REVESTIMIENTO FINAL EN TÚNELES
MEDIANTE PHASE2 Y SAP2000**

NESTOR AUGUSTO BOHÓRQUEZ SOLANO

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA**

2016

**DISEÑO COMPARATIVO DEL REVESTIMIENTO FINAL EN TÚNELES
MEDIANTE PHASE2 Y SAP2000**

NESTOR AUGUSTO BOHÓRQUEZ SOLANO
Ing. Civil, Esp. en Vías Terrestres

**Trabajo de aplicación presentado como requisito para optar al título de
Magíster en Geotecnia**

Director:
DI. Dr.techn. Juan Manuel Dávila

UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FÍSICO-MECÁNICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL
BUCARAMANGA
2016

DEDICATORIA

A la ciencia geotécnica.

AGRADECIMIENTOS

A Dios todopoderoso por su luz en mi camino, a mis padres y hermana por su paciencia, a mi esposa Mónica por su apoyo, paciencia y comprensión, a mi director de proyecto Juan Manuel Dávila por la generosidad de sus enseñanzas, y a todos los excelentes profesores de la Maestría en Geotecnia Cohorte III, quienes con sus diversas enseñanzas y experiencias develaron mi pasión por la Geotecnia.

CONTENIDO

	pág.
INTRODUCCIÓN	14
1. PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA.....	16
2. OBJETIVOS.....	17
2.1 Objetivo General	17
2.2 Objetivos Específicos	17
3. METODOLOGÍA	18
4. MARCO TEÓRICO	20
5. GENERALIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL	21
6. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO FINAL.....	24
6.1 Generalidades	24
6.2 Estado de esfuerzos.....	26
6.3 Métodos analíticos para el diseño del túnel.....	35
6.4 Metodologías de diseño en phase2 y sap2000	43
6.4.1 Diagramas de flujo	46
6.4.2 Hipótesis de carga	48
6.4.3 Diseño en Phase2	49
6.4.4 Diseño en SAP2000.....	75
7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS	103
8. CONCLUSIONES	111
BIBLIOGRAFÍA.....	116

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Sección típica de un túnel circular	21
Figura 2. Configuraciones para el revestimiento definitivo.....	25
Figura 3. Estado de esfuerzos en un cuerpo	27
Figura 4. Postulado de Heim.....	28
Figura 5. Estado tensional inicial del terreno	30
Figura 6. Estados tensionales provisional y final	31
Figura 7. Variación de la relación σ_H/σ_V	32
Figura 8. Método resorte viga-estrato (parcial superficial)	36
Figura 9. Método continuo	37
Figura 10. Método de resistencia de soporte del túnel	38
Figura 11. Arco de suelo	41
Figura 12. Carga sobre un túnel en arena	42
Figura 13. Secciones transversales de diseño.....	43
Figura 14. Diagrama de flujo – Diseño en Phase2.....	46
Figura 15. Diagrama de flujo – Diseño en SAP2000.....	47
Figura 16. Ajustes del Proyecto, menú “Analysis/Project Settings”.....	50
Figura 17. Ajustes del Proyecto, cuadro de diálogo “Project Settings”	50
Figura 18. Creación de la excavación y frontera externa, menú “Boundaries/Add Excavation, Add External”	52
Figura 19. Discretización y enmallado, menú “Mesh/Mesh Setup...”	53
Figura 20. Discretización y enmallado, cuadro de diálogo “Mesh Setup”	53
Figura 21. Esfuerzos in-situ, menú “Loading/Field Stress...”	54
Figura 22. Esfuerzos in-situ, cuadro de diálogo “Field Stress Properties”	54
Figura 23. Propiedades del terreno, menú “Properties/Define Materials...”	55
Figura 24. Propiedades de los materiales, cuadro de diálogo “Define Material Properties”	56
Figura 25. Propiedades del material por escenario, cuadro de diálogo “Staged Material Properties”	57
Figura 26. Cuadro de diálogo “Parameter Calculator”, para el terreno en el escenario final y largo plazo	57
Figura 27. Propiedades de los elementos de soporte, menú “Properties/Define Liners...”	58
Figura 28. Propiedades de los elementos de soporte, cuadro de diálogo “Define Liner Properties”	59
Figura 29. Propiedades de los elementos de soporte, cuadro de diálogo “Define Factors...” de la opción “Stage Concrete Properties”	59

Figura 30. Propiedades del revestimiento final en concreto hidráulico, cuadro de diálogo “Define Liner Properties”	60
Figura 31. Propiedades del revestimiento compuesto, menú “Properties/Define Composite...”	61
Figura 32. Cuadro de diálogo “Define Composite Properties”	61
Figura 33. Configuración de las líneas piezométricas, menú “Define Hydraulic...”	63
Figura 34. Cuadro de diálogo “Define Hydraulic Properties”	64
Figura 35. Carga distribuida, menú “Loading/Distributed Loads”	64
Figura 36. Cuadro de diálogo “Add Distributed Loads” y “Stage Factors”	65
Figura 37. Cuadro de diálogo “Stage Factors”	65
Figura 38. Desplazamientos – Roca meteorizada, Herradura (m)	67
Figura 39. Fuerza axial – Roca meteorizada, Herradura (MN)	68
Figura 40. Momento flector – Roca meteorizada, Herradura (MNm)	68
Figura 41. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Herradura (MN)	69
Figura 42. Desplazamientos – Roca meteorizada, Circular (m)	69
Figura 43. Fuerza axial – Roca meteorizada, Circular (MN)	70
Figura 44. Momento flector – Roca meteorizada, Circular (MNm)	70
Figura 45. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Circular (MN)	71
Figura 46. Desplazamientos – Roca sana, Herradura (m)	71
Figura 47. Fuerza axial – Roca sana, Herradura (MN)	72
Figura 48. Momento flector – Roca sana, Herradura (MNm)	72
Figura 49. Fuerza cortante – Roca sana, Herradura (MN)	73
Figura 50. Desplazamientos – Roca sana, Circular (m)	73
Figura 51. Fuerza axial – Roca sana, Circular (MN)	74
Figura 52. Momento flector – Roca sana, Circular (MNm)	74
Figura 53. Fuerza cortante – Roca sana, Circular (MN)	75
Figura 54. Arco de suelo para roca meteorizada (sección en herradura)	77
Figura 55. Arco de suelo para roca meteorizada (sección circular)	81
Figura 56. Arco de suelo para roca sana (sección circular)	83
Figura 57. Arco de suelo para roca sana (sección circular)	86
Figura 58. Cuadro de diálogo “Load Combination Data”	88
Figura 59. Cuadro de diálogo “New Model”	89
Figura 60. Importación de archivos .dxf, menú “File/Import”	90
Figura 61. Creación de elementos “Shells”, menú “Edit/Extrude”	91
Figura 62. Definición de la sección transversal, menú “Define/Section Properties”	91
Figura 63. Cuadro de diálogo “Shell Section Data”	92
Figura 64. Cuadro de diálogo “Material Property Data”	93
Figura 65. Asignación de cargas, menú “Assign/Area Loads”	94

Figura 66. Desplazamientos – Roca meteorizada, Herradura (m).....	95
Figura 67. Fuerza axial – Roca meteorizada, Herradura (N)	95
Figura 68. Momento flector – Roca meteorizada, Herradura (Nm)	96
Figura 69. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Herradura (N).....	96
Figura 70. Desplazamientos – Roca meteorizada, Circular (m).....	97
Figura 71. Fuerza axial – Roca meteorizada, Circular (N)	97
Figura 72. Momento flector – Roca meteorizada, Circular (Nm).....	98
Figura 73. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Circular (N)	98
Figura 74. Desplazamientos – Roca sana, Herradura (m).....	99
Figura 75. Fuerza axial – Roca sana, Herradura (N)	99
Figura 76. Momento flector – Roca sana, Herradura (Nm).....	100
Figura 77. Fuerza cortante – Roca sana, Herradura (N).....	100
Figura 78. Desplazamientos – Roca sana, Circular (m).....	101
Figura 79. Fuerza axial – Roca sana, Circular (N)	101
Figura 80. Momento flector – Roca sana, Circular (Nm).....	102
Figura 81. Fuerza cortante – Roca sana, Circular (N)	102

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Valores típicos de K_0	34
Tabla 2. Clases de roca en la teoría de carga de rocas de Terzaghi.....	40
Tabla 3. Características de los materiales de los modelos en Phase2.....	58
Tabla 4. Características y propiedades de los tipos de soporte empleados en los terrenos.....	62
Tabla 5. Cargas para los modelos de SAP2000.....	88
Tabla 6. Desplazamientos obtenidos en Phase2 y SAP2000.....	103
Tabla 7. Fuerza axial obtenida en Phase2 y SAP2000.....	105
Tabla 8. Momento flector obtenido en Phase2 y SAP2000.....	106
Tabla 9. Fuerza cortante obtenida en Phase2 y SAP2000.....	108

RESUMEN

TÍTULO

DISEÑO COMPARATIVO DEL REVESTIMIENTO FINAL EN TÚNELES MEDIANTE PHASE2 Y SAP2000.*

AUTOR

NESTOR AUGUSTO BOHÓRQUEZ SOLANO**

PALABRAS CLAVE

Túneles, Revestimiento final en túneles, Phase2, Sap2000, Diseño.

DESCRIPCIÓN

La elaboración de este trabajo abarca lo concerniente al diseño del revestimiento final en concreto hidráulico (convencional) en túneles, desde el punto de vista de estabilidad a largo plazo y su interacción con los geomateriales que lo rodean (para el caso de la simulación directa en Phase2) y por otra parte bajo hipótesis de carga (para el caso de la simulación en SAP2000).

Así mismo, éste documento pretende realizar un análisis comparativo, para tipologías de terreno comunes, del diseño del revestimiento final de un túnel entre la metodología geotécnica mediante el uso del Método de Elementos Finitos a través del software Phase2 de Rocscience y la metodología tradicional de diseño estructural mediante el software Sap2000 de CSI, dadas unas condiciones preestablecidas de geometría transversal de un túnel.

Con este trabajo se busca observar el comportamiento de las diferentes secciones (herradura y circular), sometidas a la interacción suelo – estructura en Phase2 y sometidas a la hipótesis de carga asumida en SAP2000, para así concluir sobre cuáles son sus zonas críticas, cómo es su comportamiento ante los esfuerzos in-situ del terreno y cuáles son las ventajas y/o desventajas de una sección geométrica determinada como sección transversal de un túnel.

Finalmente en éste documento se concluye sobre los factores que afectan la estabilidad y que deterioran el diseño del revestimiento final de un túnel en el largo plazo.

* Trabajo de aplicación

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: D.I. Dr.techn. Juan Manuel Dávila

SUMMARY

TÍTULO

COMPARATIVE DESIGN OF FINAL TUNNEL LINING IN TUNNELS THROUGH PHASE2 AND SAP2000.*

AUTHOR

NESTOR AUGUSTO BOHÓRQUEZ SOLANO**

PALABRAS CLAVE

Tunnel, Tunnel final lining, Phase2, Sap2000, Design.

DESCRIPCIÓN

The present work deals with the design of cast in place concrete for tunnel final lining, concerning factors such as long term stability, and its interaction with the surrounded ground (by direct simulation with Phase2), and on the other hand, under load hypothesis using a structural software (by SAP2000 simulation).

Likewise, this document is intended to make a comparative analysis for common ground types, regarding the final tunnel lining design, between the results yielded using Finite Element Method in the Rocscience software Phase2, and the traditional methodology of structural design by using Sap2000 CSI software. Both methodologies are compared considering a predefined cross section geometry.

This work seeks to observe the behavior of the different sections (at horseshoe and circular geometry), subjected to the interaction soil - structure in Phase2 software and subjected to the load hypothesis assumed in SAP2000, in order to conclude about their critical areas, how is their behavior toward the in-situ ground stresses, and what are the advantages and/or disadvantages of a particular section like a geometric cross section of a tunnel.

Finally in this document it concludes on factors that affecting the stability and on factors that deteriorate the design of the final lining of a tunnel in the long term.

* Magister of Sciences Thesis

** Facultad de Ingenierías Físico-Mecánicas. Escuela de Ingeniería Civil. Director: D.I. Dr.techn. Juan Manuel Dávila

INTRODUCCIÓN

El desarrollo de un país se ve claramente reflejado en el avance de su infraestructura, en especial en la infraestructura del transporte, siendo este uno de los sectores que más requiere inversión.

Dentro de dicho sector, la construcción de vías en superficie contempla la mayor parte de los recursos que se invierten, sin embargo, hoy en día el aprovechamiento del espacio subterráneo, con la construcción de túneles, constituye una de las alternativas más idóneas para el desarrollo de vías rápidas de comunicación, presentando mayores ventajas tanto desde el punto de vista medio ambiental como funcional (acortamiento de distancias, seguridad, menor impacto ambiental, estabilidad geotécnica, etc.). (GONZÁLEZ DE VALLEJO *et. al.*, 2004).

La construcción de túneles parte de estudios previos en todos los niveles de la geotecnia y la geología, desde su pre-factibilidad hasta los diseños definitivos, así como también de estudios en otros campos de la ingeniería, tales como de la hidráulica, el diseño de vías y las estructuras entre otros. (BOHORQUEZ, 2013)

Así mismo, la construcción de túneles en comparación con la construcción de otro tipo de obras civiles, presenta un sinnúmero de incertidumbres. En las estructuras subterráneas es el terreno quien, además de cumplir función de soporte, representa la carga. El éxito en la construcción de túneles radica en entender el material del terreno en particular, su resistencia y sus características de estabilidad. (CHAPMAN *et. al.*, 2010).

La experiencia y el criterio profesional son algunos de los factores que más llevan a entender el comportamiento del material en el cual se pretende construir el túnel,

pues difícilmente se puede contar con un terreno completamente homogéneo en su composición geológica y en su respuesta mecánica.

Este documento pretende comparar los resultados obtenidos entre la metodología incluida en Phase2 y la metodología tradicionalmente desarrollada en Sap2000 mediante hipótesis de carga. La comparación se realiza con el objeto de evaluar condiciones de carga comunes para las dos metodologías, así como para la evaluación desde el punto de vista de la estabilidad de dicho diseño. La comparación está enmarcada por unas condiciones geométricas y del terreno, sin pretender asemejar la complejidad de los materiales que se encuentran en la naturaleza.

1. PLANTEAMIENTO Y JUSTIFICACIÓN DEL PROBLEMA

El propósito de éste trabajo es hacer un comparativo entre dos metodologías de diseño y verificar la viabilidad de diseñar el revestimiento final de un túnel mediante el programa Phase2, sin la necesidad de recurrir a una validación con un software de diseño estructural.

Así mismo, mediante éste trabajo se busca obtener diseños más integrales a través de Phase2, incluyendo con esto los procedimientos que actualmente se llevan a cabo de manera separada para diseñar el revestimiento de túneles.

Por otra parte, con el presente trabajo se busca también explotar las grandes potencialidades que el programa Phase2 ofrece para el modelamiento de túneles con diversas geometrías implantados en variadas condiciones típicas de terreno.

2. OBJETIVOS

2.1 OBJETIVO GENERAL

Establecer un comparativo entre dos metodologías de diseño para el revestimiento final de un túnel usando el software de elementos finitos Phase2 y el SAP2000.

2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Establecer una metodología en Phase2 y SAP2000 para el diseño del revestimiento final de un túnel.

Comparar diferentes situaciones variando la composición del terreno y la geometría de la sección transversal de un túnel.

Determinar la similitud o diferencia entre los resultados obtenidos en los diseños hechos mediante Phase2 y SAP2000.

3. METODOLOGÍA

Para establecer un comparativo entre la metodología de diseño del revestimiento final de un túnel por medio de Phase2 y SAP2000, es necesario definir previamente los pasos a seguir en la utilización de cada software, teniendo en cuenta que aunque los dos se basan en la modelación por elementos finitos, uno está concebido para resolver problemas relacionados con variables propias de la geomecánica y el otro para interactuar directamente con variables de diseño estructural.

El software Phase2 es un programa que hace uso del método elementos finitos para resolver problemas relacionados con el comportamiento del terreno ante una excavación enmarcada por unas condiciones geológicas/geotécnicas particulares, este permite la interacción con los diferentes elementos estructurales utilizados para su excavación, por otra parte. El software SAP2000 es recomendado para el análisis de estructuras especiales que por su geometría demandan cierto nivel de complejidad, así mismo, el dimensionamiento del revestimiento depende de los esfuerzos y cargas que se asumen como parámetros de entrada para los cálculos.

Por lo tanto, la metodología prevista para el desarrollo del presente trabajo inicia con la estructuración de un procedimiento de diseño tipo del revestimiento final de un túnel en Phase2 y otro en SAP2000, resumido dentro de un diagrama de flujo con los pasos a seguir dependiendo del software que se maneje.

Posteriormente, se conformarán diferentes escenarios modificando las variables de entrada en Phase2 y posteriormente las condiciones de carga derivadas de las condiciones del terreno en SAP2000, limitando el análisis a dos geometrías básicas, una circular y la otra en herradura.

Una vez definidos los escenarios se procede a realizar el diseño del revestimiento final de cada túnel tanto en Phase2 como en SAP2000, con el fin de establecer un comparativo entre las dos metodologías, en cuanto a sus resultados.

Finalmente y luego de la observación y análisis de los diferentes resultados obtenidos, se generan las respectivas conclusiones y recomendaciones del análisis.

4. MARCO TEÓRICO

Los túneles como parte de la infraestructura vial inciden directamente en el desarrollo económico de un país, ya que permiten y facilitan la movilización de sus habitantes y de las materias primas que se comercializan entre regiones, aumentando las especificaciones del corredor y disminuyendo el tiempo de viaje.

Por otra parte, diseñar y construir túneles presenta un alto grado de incertidumbre sin importar dónde o en qué clase de terreno se deseen llevar a cabo, así mismo, es una actividad que demanda un alto grado de complejidad no solo en su fase constructiva sino también en las herramientas de diseño que hoy en día se utilizan.

Proyectar túneles también involucra el conocimiento de otros campos, tales como la geología, la mecánica de rocas, las estructuras y las ciencias ambientales.

Tradicionalmente y en términos generales, el proceso de diseñar túneles comienza con un entendimiento del modelo del terreno, el cual contiene la totalidad de condiciones relevantes para el proyecto y un entendimiento del comportamiento de la excavación durante la construcción. En Phase2 se simulan las condiciones del terreno, las fases de excavación y el sistema de soporte primario que se requiere para la estabilización definitiva del túnel. Posteriormente se continúa diseñando el revestimiento final, actividad que normalmente se realiza de manera totalmente independiente mediante un programa de análisis estructural.

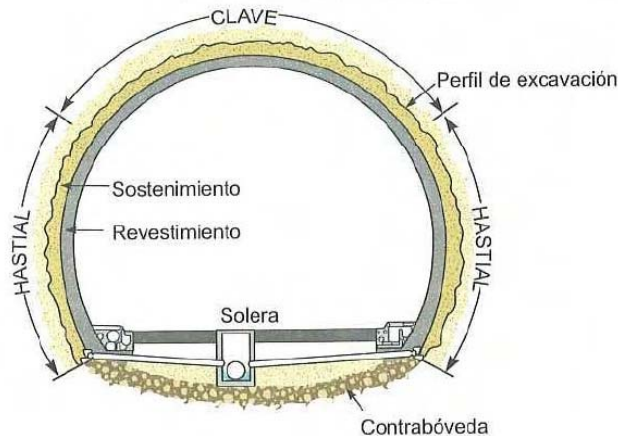
5. GENERALIDADES DE LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL

En términos generales, dentro de la construcción de un túnel, inicialmente se conforman los portales de entrada y salida, se estabilizan los taludes susceptibles a deslizamientos y posteriormente se comienza la excavación subterránea del túnel con el frente de excavación, donde se repite el ciclo de colocación del soporte primario y revestimiento final hasta concluir la totalidad de longitud diseñada.

Cabe mencionar que, desde el punto de vista de la ingeniería geológica, los elementos más significativos de un túnel son la sección transversal, el perfil longitudinal, su trazado, sus pendientes, las condiciones de las excavaciones adyacentes, los portales y los accesos intermedios. (GONZÁLEZ DE VALLEJO *et. al.*, 2004).

A continuación se muestra una sección transversal típica de un túnel:

Figura 1. Sección típica de un túnel circular



Tomado de: González de Vallejo *et. al.*, 2004.

En la anterior figura, el sostenimiento se refiere a los elementos estructurales de sujeción del terreno, colocados inmediatamente después de la excavación del túnel y el revestimiento se refiere a la capa de concreto reforzado que se coloca posterior a la estabilización del túnel, la cual le da un acabado regular al túnel, mejora su funcionalidad y le proporciona resistencia a largo plazo. (GONZÁLEZ DE VALLEJO *et. al.*, 2004).

En general, el revestimiento de un túnel no es una estructura independiente que actúa bajo unas cargas claramente definidas, y su deformación no está gobernada por su propia resistencia elástica, es decir, el diseño del revestimiento no es un problema únicamente estructural sino un problema de interacción suelo-estructura, por lo cual y en definitiva, el comportamiento de un túnel se encuentra gobernado por el comportamiento del terreno que lo rodea.

El comportamiento del revestimiento es un problema de cuatro dimensiones. Durante la construcción las condiciones del terreno, en la clave del túnel, varían longitudinal y transversalmente y hacia la cara no excavada. Todas las propiedades del terreno son dependientes del tiempo (en el corto plazo), por lo que el tiempo de instalación del revestimiento también entra a ser una variable importante. El problema estructural más serio se puede presentar por la ausencia de soporte debido a los vacíos detrás del revestimiento, lo cual afecta la intensidad y distribución de la carga (HEMPHILL, 2013).

El revestimiento en concreto hidráulico (reforzado con barras de acero), es un anillo confinado flexible fundido en sitio mediante formaleta, prefabricado en forma de segmentos cónicos unidos mecánicamente o en concreto lanzado. La resistencia a la flexión y la rigidez de los revestimientos son bajas en comparación con el terreno circundante, por otra parte, las propiedades del terreno controlan la deformación del revestimiento y su comportamiento se mide respecto a la

capacidad para asimilar la deformación, no en la resistencia para resistir esfuerzos de flexión.

6. DISEÑO DEL REVESTIMIENTO FINAL

6.1 GENERALIDADES

El revestimiento final siempre debe ser evaluado en los diseños de túneles aún si el terreno es estable y previamente no se tuvo la necesidad de colocar soporte primario, pues se debe garantizar la estabilidad del túnel en el largo plazo.

En Colombia se adoptan tres configuraciones para el revestimiento final o definitivo¹:

- Revestimiento de capa sencilla (RCS): no emplea un sistema de impermeabilización (capa impermeable). Está compuesto por una o varias capas de concreto neumático y su aplicación se limita a túneles con bajas infiltraciones y con longitudes inferiores a 700m.
- Revestimiento de capa compuesta (RCC): se compone de una capa de material impermeabilizante a la vista, instalada sobre la capa de concreto neumático.
- Revestimiento de capa doble (RCD): se compone de una capa de material impermeabilizante, intermedia entre el concreto neumático del soporte primario y la estructura del revestimiento final o definitivo en concreto hidráulico fundido in-situ.

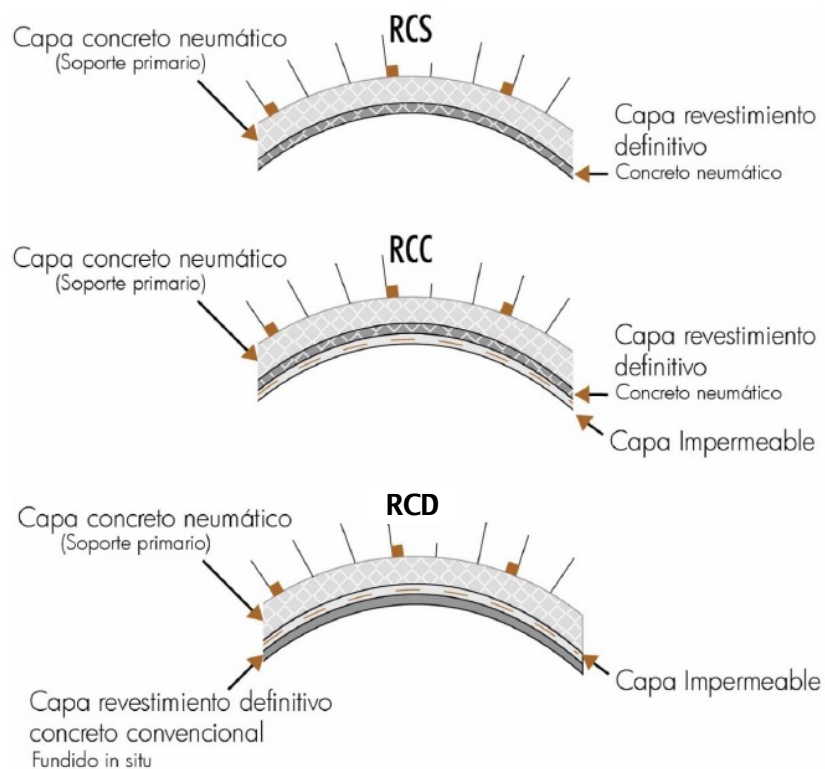
¹ INVIAS (Instituto Nacional de Vías), "Manual de Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento Para Túneles de Carretera en Colombia", 2015. p. 5-65, (Actualmente en revisión)

El INVIAS en su manual de diseño recomienda utilizar para los túneles en Colombia el revestimiento de capa doble (RCD) independientemente del tipo de túnel o condiciones del terreno.

También el manual menciona que de utilizar otro tipo de revestimiento final o definitivo, éste debe cumplir con las funciones y requerimientos exigidos por el Instituto siempre y cuando tenga un comportamiento adecuado durante la vida útil del túnel.

A continuación se muestra gráficamente los diferentes tipos de configuraciones para el revestimiento final:

Figura 2. Configuraciones para el revestimiento definitivo



Tomado y adaptado de: INVIAS (Instituto Nacional de Vías), "Manual de Diseño, Construcción, Operación y Mantenimiento Para Túneles de Carretera en Colombia", 2015.

El espesor del revestimiento final debe diseñarse teniendo en cuenta el comportamiento del terreno, la capacidad estructural del mismo, el método de construcción y la vida útil del proyecto, además su sección debe estar diseñada de manera tal que pueda transmitirse de manera confiable las cargas inducidas por el terreno.

Es muy importante resaltar que desde el punto de vista estructural, el soporte primario de un túnel debe ser suficiente para estabilizar la totalidad de la obra, pese a que sobre el revestimiento final no se generan esfuerzos adicionales en el corto plazo. Sin embargo, el revestimiento final deberá proporcionar la capacidad estructural necesaria para resistir cargas adicionales en el largo plazo, producidas por el deterioro del terreno y de los materiales del túnel y debido al aumento del nivel de agua subterránea o cambio de sus condiciones físico-químicas, etc.

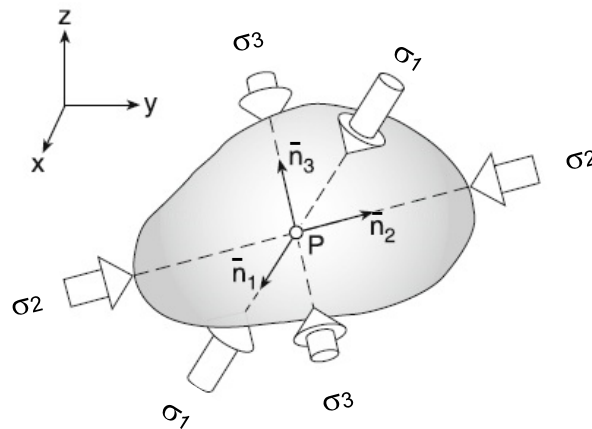
Para el deterioro del terreno en rocas, se acepta la estimación de un valor de GSI a largo plazo, con base en el deterioro causado por la fluencia y el aumento progresivo del área deteriorada causada por este fenómeno. Por otra parte, el deterioro de los materiales de construcción se refleja en la disminución de la resistencia y la elasticidad de los materiales (disminuyendo el módulo de elasticidad de los materiales implementados como soporte primario) (INVIAS, 2015).

6.2 ESTADO DE ESFUERZOS

El estado de esfuerzos o campo de esfuerzos “Stress field”, es la forma como el estado de esfuerzos varía en un cuerpo a través del espacio, y se define como la distribución de fuerzas internas en un cuerpo que balancea un grupo dado de fuerzas externas. Se visualiza por las magnitudes y orientaciones de esfuerzo.

En cualquier punto de un cuerpo deformable se tienen tres componentes de esfuerzos ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$) y tres direcciones asociadas a los esfuerzos llamadas ejes principales de esfuerzos ($\bar{n}_1, \bar{n}_2, \bar{n}_3$), los cuales describen el estado de esfuerzos en ése punto completa e inequívocamente con respecto al sistema de coordenadas global (X, Y, Z), por lo tanto, el campo de esfuerzos requiere de seis componentes para ser determinado (ZANG & STEPHANSSON, 2010).

Figura 3. Estado de esfuerzos en un cuerpo



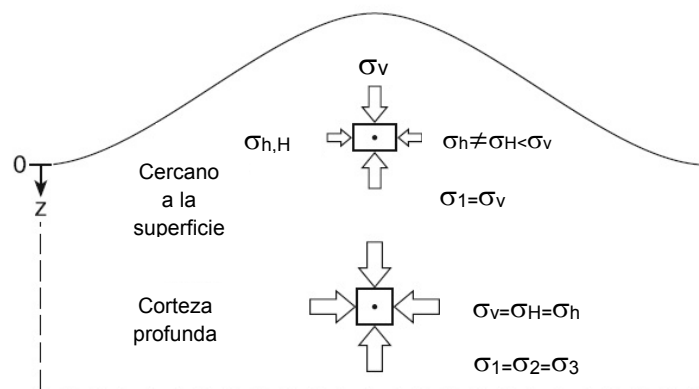
Tomado y adaptado de: Zang & Stephansson, 2010.

Los esfuerzos principales (in-situ) son causados por el movimiento relativo entre el flujo del manto de la tierra y el movimiento de la placa. Por lo tanto, es importante mencionar que el campo de esfuerzos de la corteza terrestre y su variación, está íntimamente relacionado con la tectónica de placas.

Los esfuerzos principales tienen particular significancia para la ingeniería de rocas. El proceso de creación de una nueva superficie en un macizo rocoso por excavación causa que los esfuerzos principales estén localmente orientados perpendiculares y paralelos a la superficie libre.

La premisa del estado de esfuerzos litostáticos a medida que penetramos dentro de la corteza terrestre se conoce como la regla de Heim, quien fue un geólogo suizo de principios del siglo pasado. Él postuló que la roca bajo condiciones constantes de carga persistente a una profundidad, será compensada por esfuerzos diferenciales internos (diferencias en los esfuerzos principales) por procesos de “creep” dado un tiempo geológico suficiente (ZANG & STEPHANSSON, 2010). A continuación se muestra una figura que ilustra su postulado:

Figura 4. Postulado de Heim



Tomado y adaptado de: Zang & Stephansson, 2010.

Uno de los esfuerzos principales resulta del campo de gravedad de la tierra (orientado verticalmente). La componente principal del esfuerzo en la corteza se llama esfuerzo vertical σ_v , las otras dos componentes principales requeridas para definir exactamente el campo de esfuerzos de la corteza son el esfuerzo horizontal mínimo σ_h y el esfuerzo horizontal máximo σ_H . En mecánica de rocas el estado de esfuerzos gobernado por la densidad de roca superpuesta igual en todas las direcciones ($\sigma_v = \sigma_H = \sigma_h$) se refiere al esfuerzo litostático (ZANG & STEPHANSSON, 2010).

Es decir,

Cerca de la superficie se tiene: $\sigma_V > \sigma_H \neq \sigma_h$.

Y, a gran profundidad: $(\sigma_V = \sigma_H = \sigma_h)$.

Los métodos de estimación de esfuerzos para mapas regionales y globales conocidos son el “Borehole” o de pozo para fracturas, “Core-related” o de núcleo relacionado para sobre-extracción de muestras y el de “Indicadores de Campo” que muestra orientaciones consistentes de esfuerzos en la corteza terrestre con respecto al movimiento de las placas tectónicas.

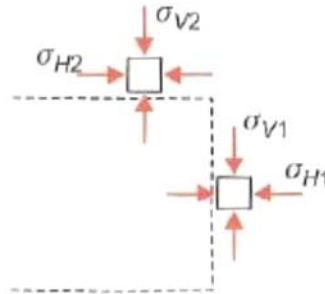
Un objetivo principal en diseño subterráneo es encontrar la forma más fácil y segura de excavar a través del esfuerzo bajo del macizo rocoso y alta resistencia en la roca, para minimizar los problemas de concentración de esfuerzos y falla relacionada.

En una excavación subterránea se presentan dos tipos de esfuerzos, los que corresponden al estado de esfuerzos naturales como consecuencia de los procesos tectónicos, gravitacionales, litostáticos, etc. y, por otra parte, la redistribución de esfuerzos que se produce como consecuencia de la excavación.

El esfuerzo *in-situ* en una región determinada sigue a grandes rasgos las direcciones de los esfuerzos tectónicos principales y de las estructuras tectónicas regionales, aunque los diques, cuerpos intrusivos, fallas locales u otras estructuras de menor alcance pueden modificar localmente la dirección de los esfuerzos regionales. (GONZÁLEZ DE VALLEJO *et al.*, 2004). Para el caso particular del diseño de la excavación de un túnel, se requiere calcular la magnitud y la dirección de dichas tensiones naturales.

A continuación se presenta el estado tensional inicial del terreno cuando no se ha excavado (esfuerzos iniciales en la clave del túnel y en el frente de la sección transversal del mismo):

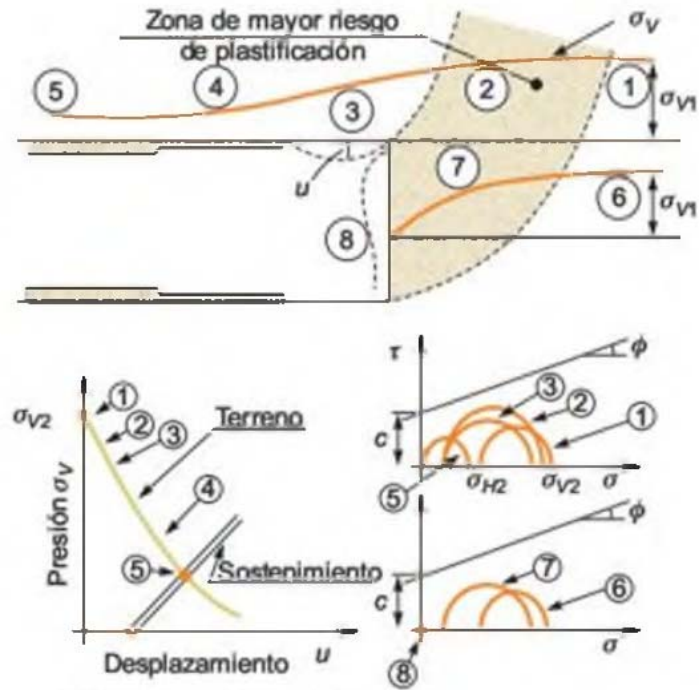
Figura 5. Estado tensional inicial del terreno



Tomado de: González de Vallejo *et al.*, 2004.

Por otra parte, cuando se realiza la excavación, el estado de esfuerzos en el terreno cambia en el frente, en toda la periferia de la sección inmediatamente excavada. En la siguiente figura se aprecia cómo en los puntos número 1 y 6 el estado tensional presenta una baja variación (con un círculo de Mohr en equilibrio y desplazamientos igual a cero), y en los puntos número 2, 3, 7 y 8 el estado tensional difiere de manera considerable; cuando se producen desplazamientos la presión vertical disminuye pues luego de hacer la excavación el macizo se relaja hasta llegar al punto número 5 donde el sostenimiento asume su papel de manera activa para minimizar el desplazamiento, así mismo, las tensiones horizontales cambian. Es decir, que en la parte superior de la excavación (clave del túnel), el terreno pasa de un estado tensional mayor a uno mucho menor pero sin llegar a cero (aquí el terreno y el tipo de sostenimiento llegan a un equilibrio), a diferencia del frente de la excavación donde el macizo pasa de un estado de esfuerzos inicial mayor a un estado de mayor deformación y posterior colapso.

Figura 6. Estados tensionales provisional y final



Tomado de: González de Vallejo *et al.*, 2004.

La valoración del estado tensional también puede ser calculada a partir de datos empíricos, para la tensión máxima vertical en zonas de topografía poco accidentada y donde las direcciones de las tensiones principales sean la vertical y la horizontal ($\sigma_v = 0,027 \text{ Mpa} / \text{m}$) y para la tensión máxima horizontal puede considerarse aproximadamente igual a la vertical cuando la profundidad es mayor a los 1.000 metros ($\sigma_H = \sigma_v$), aunque a profundidades menores σ_H puede ser mayor que σ_v debido a las tensiones tectónicas y gravitacionales. Además, puede considerarse (en condición elástica) que $\sigma_H / \sigma_v = (\nu / 1 - \nu)$, siendo ν el coeficiente de Poisson en las siguientes condiciones (GONZÁLEZ DE VALLEJO *et al.*, 2004).

- Rocas sedimentarias poco deformadas, en ausencia de fallas y pliegues, o estructuras tectónicas importantes.
- Rocas de origen evaporítico, bioclástico y volcánico (exceptuando zonas con estructuras y procesos diapíricos, de fluencia, inyección, etc.).

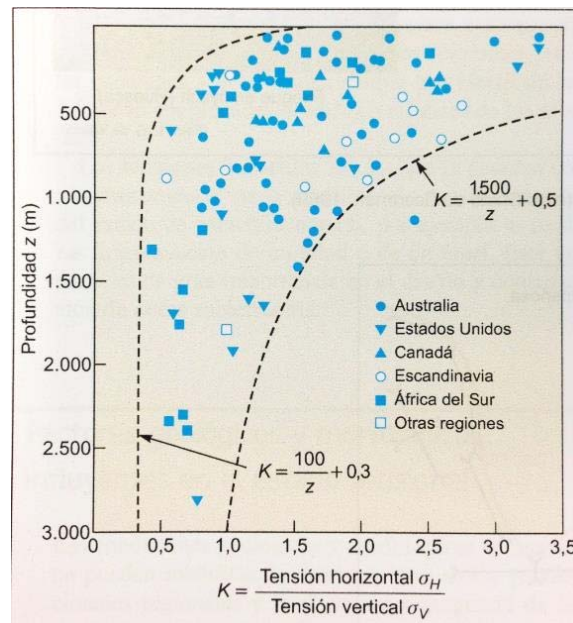
- Rocas blandas, margas, arcillas, etc. (exceptuando zonas con tensiones producidas por hinchamientos, fluencias, etc.).

Los valores de ν más comunes se encuentran entre 0,15 y 0,35, entonces de la expresión anterior, si se toma el valor medio del coeficiente de Poisson $\nu = 0,25$, la relación $K_0 = \sigma_H / \sigma_V$ (coeficiente lateral de presión de tierras) vale aproximadamente un tercio (GONZÁLEZ DE VALLEJO *et al.*, 2004).

$$\sigma_H = 0,33 * \sigma_V \quad \text{ó} \quad K_0 \approx 1/3$$

Y para grandes profundidades $K_0 = 1$.

Figura 7. Variación de la relación σ_H / σ_V



Tomado de: González de Vallejo *et al.*, 2004.

Sin embargo, a profundidades típicas de construcción de obras de ingeniería, dicha relación no se cumple y el valor de K_0 puede llegar a ser mayor que 1

(GONZÁLEZ DE VALLEJO *et al.*, 2004), en la figura anterior se muestra la variación de dicha relación de tensiones con la profundidad.

La estimación de los esfuerzos iniciales del terreno es de gran importancia, ya que éstos conforman la base de las cargas que actúan sobre el sistema de soporte que combina el terreno y soporte primario del túnel, éstos esfuerzos dependen del peso unitario γ y de la profundidad a la cual se determinan así como el coeficiente de presión lateral de tierras. Normalmente el esfuerzo principal se establece de manera vertical (σ_V) y el secundario como el horizontal (σ_H); estos esfuerzos se pueden determinar como se muestra a continuación (CHAPMAN *et al.*, 2010).

Para el esfuerzo vertical inicial:

$$\sigma_V = \gamma * Z$$

Para el esfuerzo inicial horizontal:

$$\sigma_H = K_0 * \gamma * Z$$

Donde γ es el peso unitario bulk, Z la profundidad desde la superficie y K_0 es el coeficiente lateral de presión de tierras.

De lo anteriormente mencionado, cabe explicar que el coeficiente lateral de presión de tierras (en reposo) puede tener valores entre 0,1 y 3,0, sin embargo, su valor depende en gran medida del tectonismo y de la geomorfología del terreno.

A nivel general, algunos valores típicos de éste coeficiente se presentan a continuación:

Tabla 1. Valores típicos de K_0

Material del terreno	K_0
Arena	0.4-0.5
Suelo arcilloso (entre capas de roca)	0.6-0.8
Slurry	1.0
Roca blanda	0.4-0.6
Suelo duro/roca	(0.2) 0.5-0.8 (1.2)
Arcilla de Londres	0.6-1.5

Tomado y adaptado de: Chapman *et al.*, 2010.

Si la excavación se encuentra cerca de la superficie, el valor de K_0 es bajo debido a la meteorización existente. Por otra parte, para suelos normalmente consolidados, donde en el pasado no han experimentado grandes esfuerzos actuantes sobre él que estén actuando hoy en día, el coeficiente de presión lateral de tierras puede calcularse como $K_0 = (1 - \text{Sen}(\phi'))$, y para arcillas normalmente consolidadas, donde en el pasado el suelo ha experimentado grandes esfuerzos que hoy también existen, el coeficiente puede ser ligeramente mayor que uno (CHAPMAN *et al.*, 2010).

La carga que actúa sobre el túnel sería el esfuerzo total inicial o una parte del mismo, sin embargo, si el túnel se construye dentro de un terreno en suelo con nivel freático, para determinar el estado tensional inicial debe considerarse el esfuerzo efectivo en el suelo σ' y la presión de poros del agua dentro del suelo U .

$$\sigma = \sigma' + U$$

Dónde:

$$U = \gamma_w * Z$$

$$\sigma'_V = \sigma_V - U; (\sigma_V = \gamma * Z)$$

$$\sigma'_H = K_0 * \sigma'_V$$

6.3 MÉTODOS ANALÍTICOS PARA EL DISEÑO DEL TÚNEL

A continuación se muestran algunos métodos analíticos para diseñar el soporte primario del túnel y calcular la carga sobre la corona del túnel.

Para efectos de diseño del revestimiento final en el presente trabajo, se utilizará como método de valoración de cargas el método de Terzaghi, siendo éste el que más se ajusta a las condiciones de estudio dadas y se tomará un porcentaje de la carga obtenida para la simulación estructural del revestimiento en SAP2000, este proceso no es necesario en la simulación con PHASE2 ya que este software evalúa internamente las condiciones del terreno.

De manera informativa se presentan algunos métodos que tienen en cuenta la profundidad del túnel como variable de entrada para la estimación de soporte y carga. Para túneles en suelos blandos se definen dos condiciones (CHAPMAN *et al.*, 2010):

- Superficial: Cuando la profundidad de la clave del túnel “C” es menor a dos veces el diámetro del túnel “D”, $C < 2D$ (por ejemplo, cuando el terreno sobre la corona del túnel no tiene capacidad portante), aquí el suelo actúa solo como carga sobre el revestimiento.
- Profundo: Cuando la profundidad de la corona “C” es mayor a tres veces el diámetro del túnel “D”, $C > 3D$ (por ejemplo, cuando el terreno por encima del túnel actúa como soporte), aquí el suelo es capaz de crear un anillo de

soporte; condición sobre la cual se generarán los modelos para las simulaciones del diseño del revestimiento final en Phase2 y SAP2000.

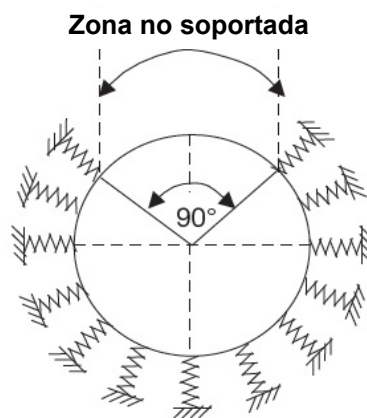
Cuando “C” está entre 2D y 3D, el terreno por encima de la corona del túnel puede actuar de cualquiera de las dos formas, dependiendo ya de las condiciones geológicas locales.

El primer método es llamado Método resorte Viga-estrato “*Bedded-beam spring method*” (CHAPMAN *et al.*, 2010), en el que el soporte del túnel es idealizado como un anillo circular elásticamente apoyado (con resortes radial y posiblemente tangenciales), donde la rigidez de los resortes simulan el comportamiento del terreno (módulo de rigidez E_S) y para la carga el coeficiente lateral de tierras K_0 .

Éste método no se usa en túneles profundos pues la naturaleza de apoyo del terreno no se tiene en cuenta, sin embargo es muy usado para túneles en suelos y rocas blandas de poca profundidad.

En la siguiente figura se aprecia el caso explicado anteriormente pero sin soporte en la corona:

Figura 8. Método resorte viga-estrato (parcial superficial)



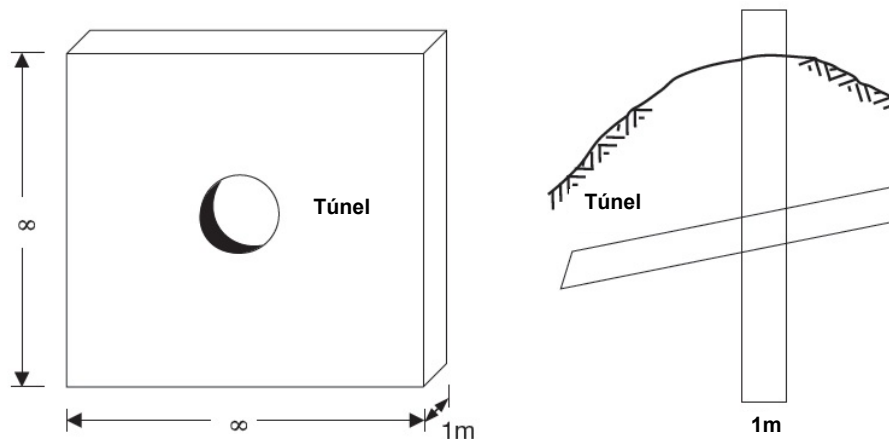
Tomado y adaptado de: Chapman *et al.*, 2010.

Un segundo método es el llamado Método continuo o “*Continuum method*” (CHAPMAN *et al.*, 2010), el cual idealiza como continuo el terreno en el cual es construido el túnel, no considera discontinuidades en el material y asume que es infinito en el ancho y la altura de la sección transversal (con el agujero del túnel en el centro).

Éste método permite interpretar los esfuerzos y deformaciones en el terreno, además de permitir simular las fases de construcción (considera el módulo de elasticidad del suelo E). Sin embargo, para túneles profundos éste método no es muy útil, pues al aumentar la profundidad la carga sobre el revestimiento del túnel crece linealmente junto con su espesor (lo cual debe ser limitado), por lo que debe hallarse una zona afectada por la construcción del túnel, cuya amplitud depende de las características del terreno y de la experiencia y juicio del ingeniero.

El método continuo puede usarse en túneles superficiales en roca débil (como un método continuo parcial) y en túneles profundos en roca débil como un método continuo con un área estratificada en la corona del túnel. A continuación se muestra gráficamente el método:

Figura 9. Método continuo



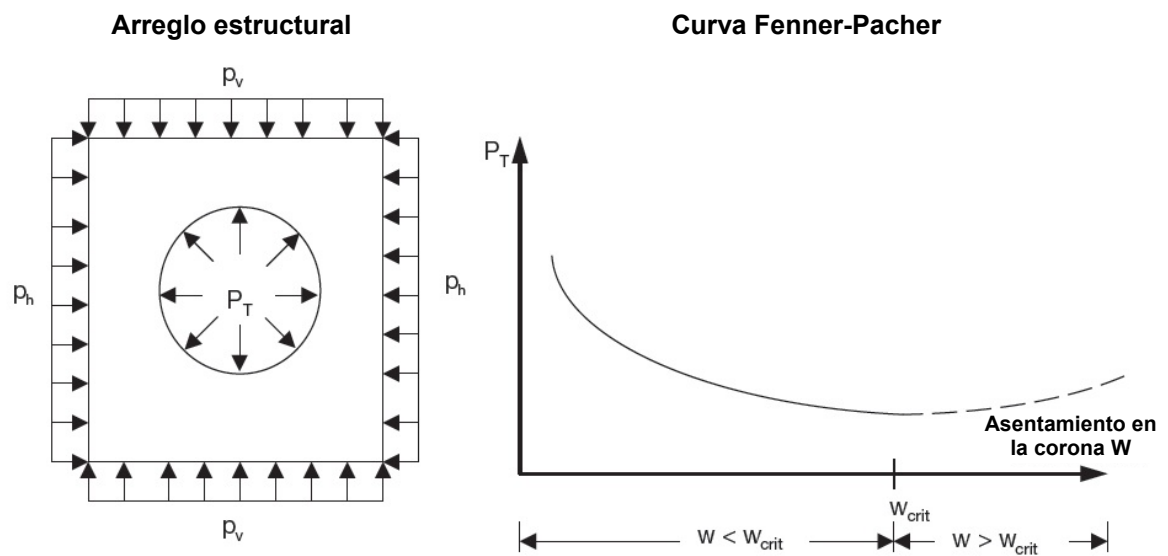
Tomado y adaptado de: Chapman *et al.*, 2010.

Otro método es el llamado Método de resistencia de soporte del túnel “*Tunnel support resistance method*” (CHAPMAN *et al.*, 2010), el cual supone que el soporte del túnel restringe las deformaciones del terreno, es decir, que provee una resistencia interna contra el terreno P_T , la cual depende de las deformaciones. Éste método puede aplicarse a túneles profundos en roca y requiere tener en cuenta el módulo de elasticidad, la cohesión y el ángulo de fricción del terreno.

El criterio de diseño del método se limita a la deformación del terreno, a continuación se muestra gráficamente el principio del mismo y la conexión existente entre la deformación de la roca y la resistencia de soporte del túnel mediante la curva de Fenner-Pacher (CHAPMAN *et al.*, 2010):

Donde P_T es la resistencia interna contra el terreno, P_V y P_h las presiones horizontal y vertical del terreno contra el túnel y W_{crit} el asentamiento crítico de la corona del túnel.

Figura 10. Método de resistencia de soporte del túnel



Tomado y adaptado de: Chapman *et al.*, 2010.

El método seleccionado para calcular la carga en un túnel dentro del presente estudio, es el desarrollado por Terzaghi (como porcentaje de las totales que soporta el revestimiento primario), el cual considera una porción de roca que carga los soportes basándose en las discontinuidades del terreno, no el total de roca hasta la superficie del terreno (HEMPHILL, 2013).

En éste método Terzaghi categorizó las rocas en nueve clasificaciones (basadas en las discontinuidades y los efectos en la resistencia de la roca) y definió unos factores de carga H_p teniendo en cuenta el ancho B y la altura H_t del túnel (Ver Tabla 2) (donde H_p es la altura de la roca suelta por encima del túnel, roca que trasfiere la carga a las paredes del túnel, la cual es llamada zona de “Arco de suelo”), bajo condiciones o no de nivel freático.

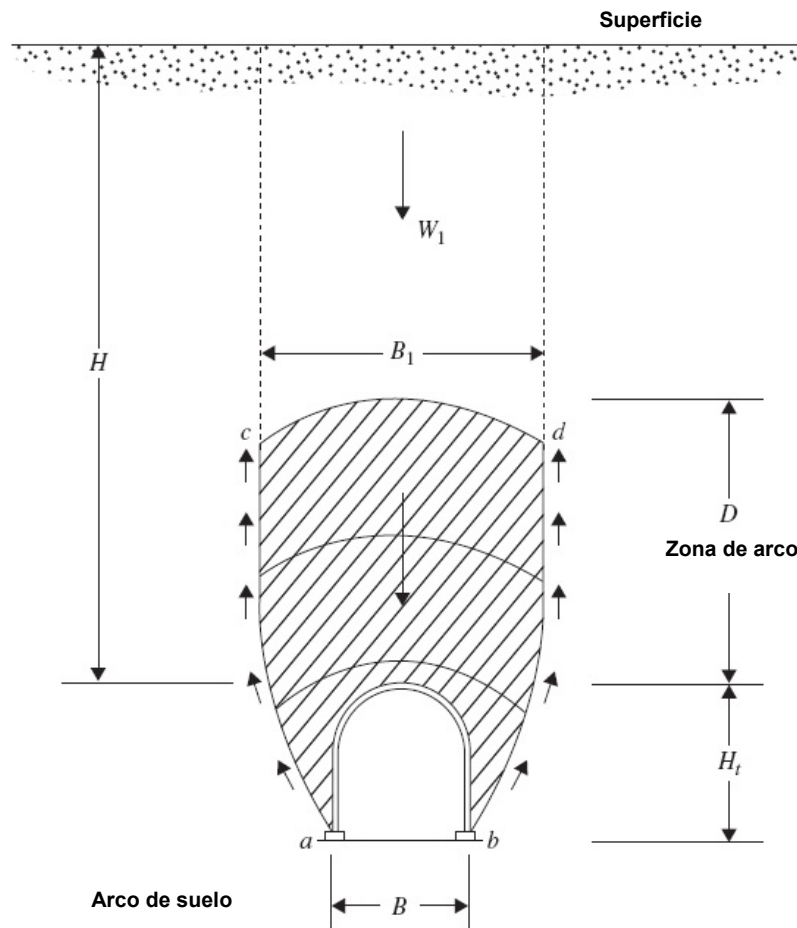
Tabla 2. Clases de roca en la teoría de carga de rocas de Terzaghi

Clase de roca		Factor de carga de la roca H_p	Definición
I	Dura e intacta	0	La roca es inalterada. No contiene juntas o diaclasas. Si está fracturada, se quiebra a lo largo de la roca intacta. Después de su excavación la roca puede tener algunas fallas explotadas o astilladas en el techo.
II	Dura estratificada y esquistosa	0 a 0,5B	La roca es dura y capeada. Las capas se encuentran usualmente muy separadas. La roca puede o no tener planos de debilidad. En estas rocas el astillamiento es bastante común. Las diaclasas se encuentran bastante espaciadas y pueden o no estar cementadas.
III	Masiva moderadamente diaclasada	0 a 0,25B	Puede contener pequeñas diaclasas pero los bloques grandes entre estas se encuentran íntimamente interrelacionados permitiendo que las paredes verticales no requieran soporte lateral.
IV	Moderadamente fracturada en bloques algo abiertos	0,25B a 0,35(B + H_t)	Las diaclasas se encuentran menos espaciadas, los bloques son de 1 m. La roca puede o no ser dura. Las juntas pueden o no estar cerradas pero muy intercaladas sin que se afecten por la presión.
V	Muy fracturada en bloques algo abiertos	0,35 a 1,10(B + H_t)	Las juntas se encuentran muy cercanas, los bloques son de menos de 1m. Se compone casi toda de fragmentos de roca químicamente intacta que se encuentran enteramente separados unos de otros e imperfectamente interrelacionados. Las paredes verticales pueden requerir soporte.
VI	Completamente triturada pero químicamente intacta	1,10(B + H_t)	Comprende químicamente roca intacta con carácter triturado. Se esperan considerables presiones en los soportes del túnel. Los bloques pueden ser de unos pocos centímetros hasta 30 cm.
VII	Roca comprimida a profundidad moderada	(1,10 a 2,10)(B + H_t)	Comprimida, debido a un proceso mecánico en el cual avanza hacia la excavación sin un incremento imperceptible de volumen. A profundidad moderada hasta los 150-1000 m.
VIII	Roca comprimida a gran profundidad	(2,10 a 4,50)(B + H_t)	La profundidad puede ser mayor a 150 m. La máxima profundidad recomendada 1000 m (2000 en rocas muy buenas).
IX	Roca expansiva	Hasta 80 m no se considera el valor de B + H_t	La expansividad se encuentra asociada con el cambio de volumen y se debe al cambio químico de la roca debido a la presencia de agua o humedad. Algunas lutitas absorben humedad del aire y se expanden debido al contenido de montmorillonita, illita y caolinita.

Tomado y adaptado de: Hemphill, 2013.

Cuando la excavación se produce, la zona de “Arco de suelo” se relaja y se produce la carga sobre la corona del túnel. A continuación se muestra gráficamente (HEMPHILL, 2013) la zona de “Arco de suelo” que transfiere la carga a las paredes del túnel, delimitada por el polígono $abcd$, de altura D por encima de la altura del túnel H_t y de ancho B_1 .

Figura 11. Arco de suelo



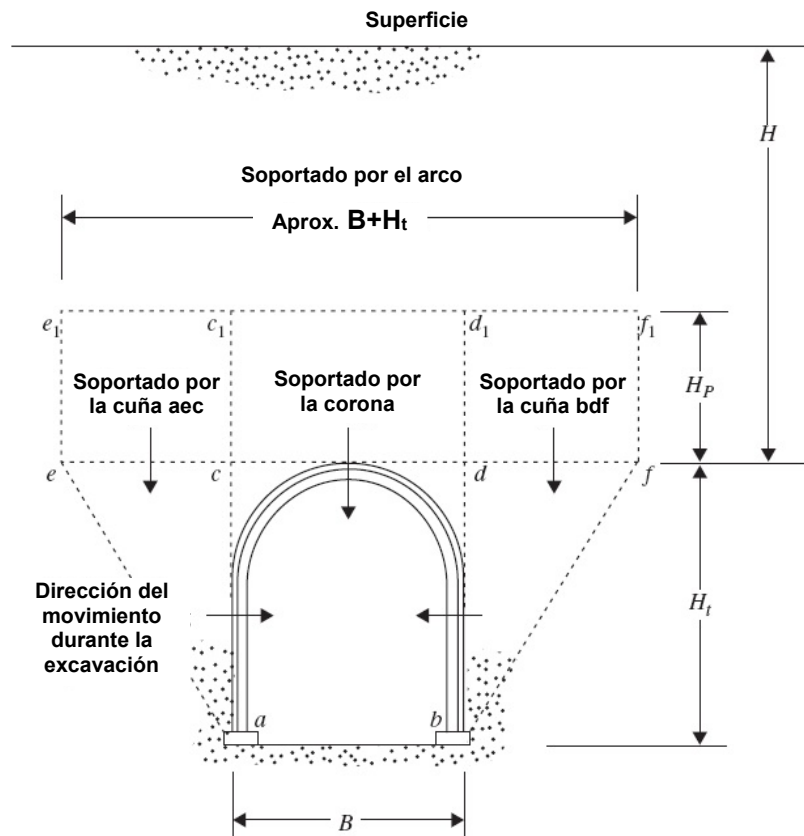
Tomado y adaptado de: Hemphill, 2013.

Si la clave del túnel se localiza permanentemente por encima del nivel freático, los valores de H_p para las clases de roca IV y V se pueden reducir un 50% (HEMPHILL, 2013).

Una vez obtenido el valor de H_p se determinan los esfuerzos geostáticos en las paredes del túnel, considerando según sea el caso la influencia del nivel freático, y se carga el modelo de SAP2000 con el porcentaje de carga más la influencia del agua en el largo plazo.

Cuando el terreno se encuentra a una gran profundidad de la superficie y se comporta como arena, la zona $abcd$ del túnel tiende a moverse hacia la excavación con una pendiente aproximada de 2:1; así mismo, la carga en la roca está dada por el rectángulo eff_1e_1 y las cuñas de terreno aec y bdf , tienden a deslizarse hacia dentro del túnel incrementando la presión horizontal ocasionada por la sobrecarga superior (tal y como se muestra en la figura siguiente (HEMPHILL, 2013):

Figura 12. Carga sobre un túnel en arena



Tomado y adaptado de: Hemphill, 2013.

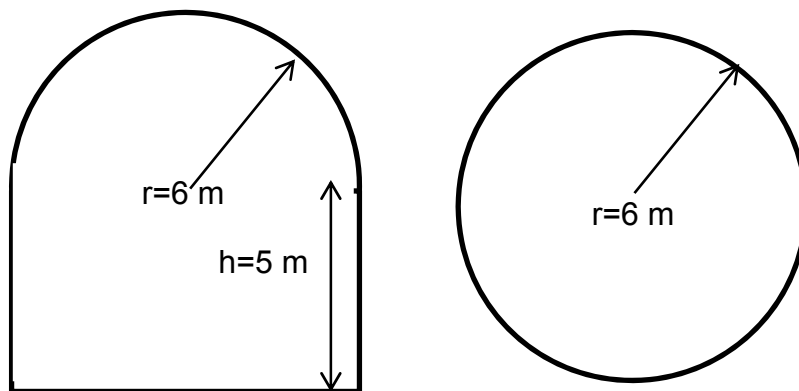
Para efectos prácticos dentro del presente estudio, los dos escenarios estudiados, se asume como común, el primer caso de arco de suelo planteado por Terzaghi, teniendo en cuenta el grado de meteorización de la roca de acuerdo a lo consignado en la Tabla 2.

6.4 METODOLOGÍAS DE DISEÑO EN PHASE2 Y SAP2000

A continuación se mencionan las características constantes y particulares de cada metodología, tanto para el diseño del revestimiento final en roca sana como en roca meteorizada:

- Sección transversal del túnel de aprox. 110 m^2 (área comúnmente utilizada para los túneles viales en Colombia), así: para una sección en herradura de $116,55 \text{ m}^2$ (altura $h=5 \text{ m}$ y sección semicircular de radio $r=6 \text{ m}$), y una sección circular de $113,10 \text{ m}^2$ (radio $r=6 \text{ m}$), tal y como se muestra a continuación:

Figura 13. Secciones transversales de diseño



- Se considera un terreno de excavación homogéneo en su sección transversal de influencia de la zona que carga la clave y los hastiales del túnel; Para todos los análisis (en roca sana y roca meteorizada) se considera que el túnel se encuentra ubicado dentro de un solo estrato de arenisca o macizo rocoso caracterizado por un solo material en la zona circundante al túnel, por lo tanto en Phase2 las propiedades elásticas y los parámetros de resistencia se asumen como “típicos” de cada material.

En la práctica se tendrían que evaluar las condiciones, geotécnicas, geológicas e hidrológicas del macizo (tales como resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta -UCS-, el índice de resistencia geológico -GSI-, etc.) y elaborar los ensayos de laboratorio respectivos, sin embargo para efectos prácticos de éste trabajo dichos valores se tomarán de los estudios y/o ensayos documentados por diversos autores.

- Conceptualmente se determinó que la profundidad del túnel se considera superior a los 300 metros, y que su relación de esfuerzos en estado de reposo se asumió como $K_0 = 0,8$ conforme la relación de los valores típicos para las magnitudes de las tensiones iniciales en el macizo.
- Las propiedades del acero y del concreto se asumen iguales para los diseños en Phase2 y SAP2000.
- En Phase2, para los dos casos de sección transversal (herradura y circular), se definen el mismo número de escenarios o “Stages” con el fin de uniformizar los procedimientos de diseño.
- Para efectos prácticos de éste trabajo en Phase2 se considera que los macizos no estarán sometidos a esfuerzos tectónicos actuantes o residuales, debido a que éstos son particulares del sitio o región en la cual

se proyecta construir el túnel. En SAP2000 se asume una hipótesis de carga basada en el método analítico de Terzaghi (ver numeral 6.3).

6.4.1 Diagramas de flujo

A continuación se presentan los diagramas de flujo para el diseño en Phase2 y SAP2000, los cuales son propios de cada metodología.

Figura 14. Diagrama de flujo – Diseño en Phase2

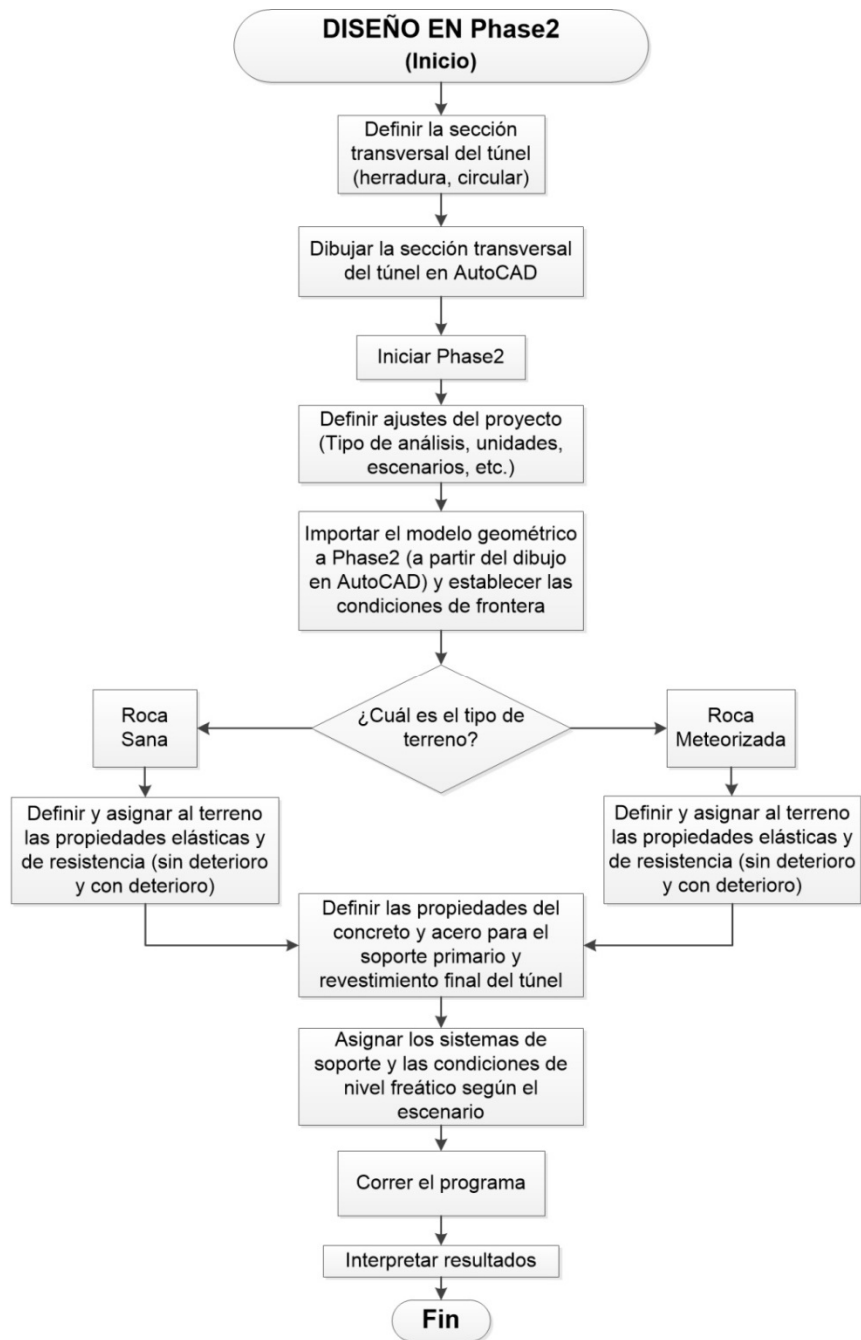
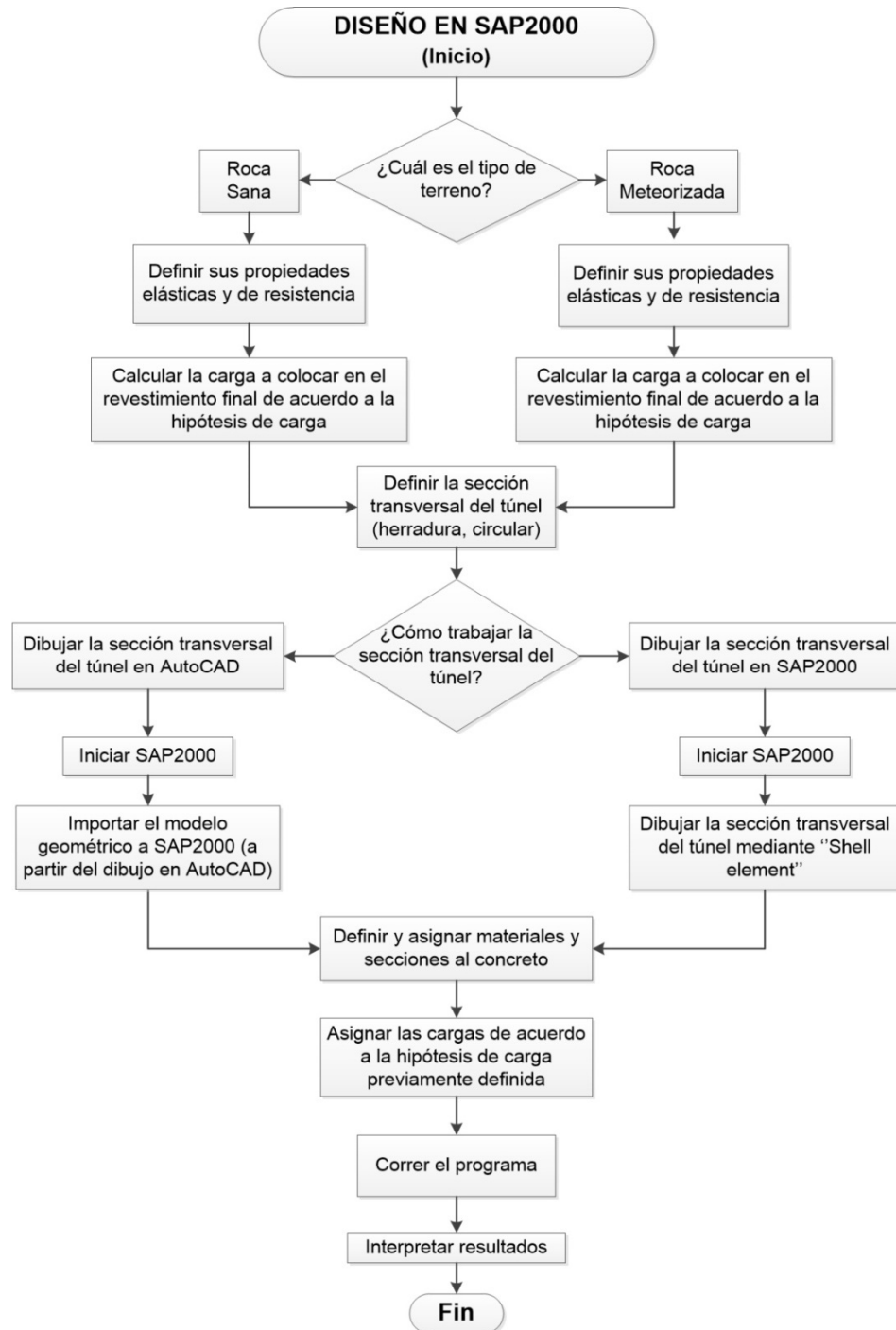


Figura 15. Diagrama de flujo – Diseño en SAP2000



6.4.2 Hipótesis de carga

El diseño del revestimiento de un túnel no es un problema netamente estructural, las cargas actuantes sobre el túnel no se encuentran bien definidas y su comportamiento depende de las propiedades del terreno y los esfuerzos que actúan sobre este. Definir dichas cargas depende de las condiciones locales encontradas en el terreno, por lo tanto y para efectos prácticos de éste trabajo, se asumirán las siguientes condiciones:

- Roca sana con cobertura de 300m
- Roca meteorizada con cobertura de 300m

Para el caso de Phase2 la hipótesis de carga la asume el programa al definir los esfuerzos principales y las propiedades elásticas y de resistencia de los materiales.

El criterio de falla utilizado para la simulación está en función de la resistencia a la compresión inconfiada de la roca intacta -UCS-, el índice de resistencia a la compresión geológica -GSI-, el parámetro de la roca intacta (m_i), y el factor de disturbancia para el túnel estudiado, todo esto para los dos casos de sección transversal y terreno bajo un análisis como esfuerzo plano.

Para el caso de SAP2000, la hipótesis de carga adoptada parte de la teoría de Terzaghi (1946) en la cual considera una cantidad de roca que carga el soporte del túnel, cantidad que hay que determinar de acuerdo a la explicación de la metodología dada en el numeral "6.2. Métodos Analíticos Para el Diseño del Túnel"; dado que dicha teoría de carga se basa en las discontinuidades, para efectos prácticos de éste trabajo, las características y disposición de tales

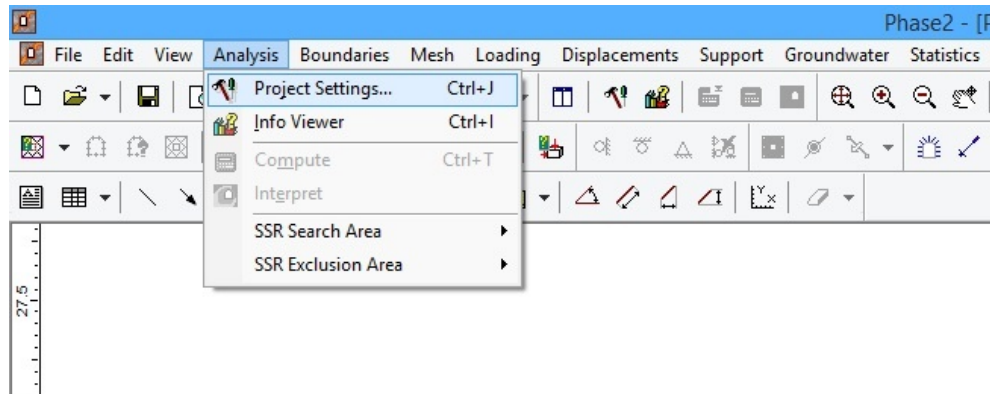
discontinuidades será asumida con el fin de obtener la magnitud de arco de suelo o roca que se relaja y trasfiere la carga a las paredes del túnel.

Cabe mencionar que el NATM (Nuevo Método Austríaco de Construcción de Túneles) sugiere que el soporte primario asume el 100% de la carga, por lo cual para el modelo se tomará un porcentaje de la carga del terreno y una carga hidrostática producida por el aumento del nivel del agua (a 4,0 m por encima de la clave), simulando un posible taponamiento del sistema de drenaje del túnel en el largo plazo. En el caso en que el terreno circundante al túnel esté compuesto por roca sana, se tomará la teoría de Terzaghi asumiendo una clase de roca según lo consignado en la Tabla 2, y cuando el terreno circundante al túnel esté compuesto por roca meteorizada, se asumirá otro tipo de clase de roca para representar el terreno.

6.4.3 Diseño en Phase2

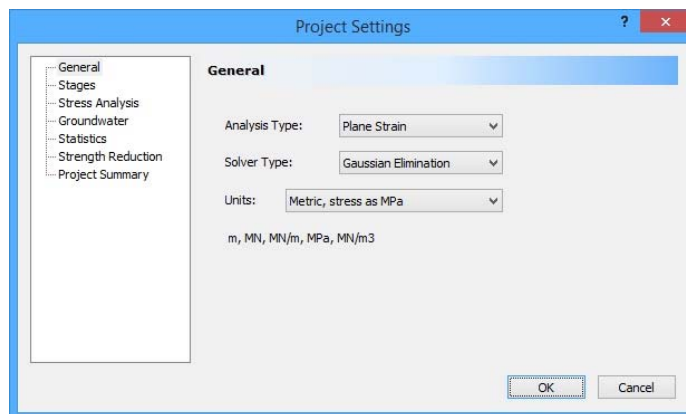
Como primera medida se definen las características del proyecto, dichos ajustes se definen mediante la opción “Project Settings...” del menú “Analysis”. Aquí se define el tipo de análisis, para el presente estudio se define como deformación plana “Plane Strain”, ya que se asume que la excavación es de longitud infinita en el sentido perpendicular a la sección de análisis. Mediante éste análisis Phase2 calcula el mayor y el menor esfuerzo principal en el plano, el esfuerzo principal que sale del plano y los desplazamientos y deformaciones en el plano. Posteriormente se define el tipo de solución como Eliminación Gaussiana, la cual determina la manera en que se resuelve la matriz que representa el sistema de ecuaciones del modelo y finalmente las unidades, para nuestro caso Unidades Métricas.

Figura 16. Ajustes del Proyecto, menú “Analysis/Project Settings”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Figura 17. Ajustes del Proyecto, cuadro de diálogo “Project Settings”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

En la siguiente opción de los ajustes del proyecto se encuentran los escenarios (Stages), los cuales permiten crear situaciones diferenciadas con respecto a las condiciones del terreno, materiales, cargas y el proceso constructivo a simular.

En el presente trabajo se definieron seis escenarios para cada uno de los cuatro modelos hechos en Phase2 (Roca sana con sección del túnel en herradura, roca sana con sección del túnel circular, roca meteorizada con sección del túnel en herradura y roca meteorizada con sección del túnel circular):

1. Escenario Inicial

2. Excavación
 - Presión interna para simular el efecto 3D en la roca

3. Instalación de Elementos de Soporte
 - Concreto lanzado con el 50% de la resistencia de diseño

4. Instalación de Elementos de Soporte
 - Concreto lanzado con el 100% de la resistencia de diseño

5. Escenario Final y

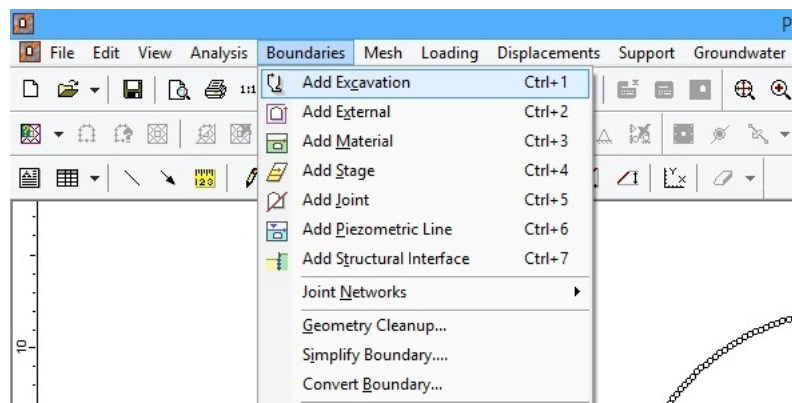
6. Escenario a largo Plazo.

Posteriormente se definen las condiciones del análisis de esfuerzos, niveles de precisión y tolerancias en “Stress Analysis” y finalmente las condiciones de agua subterránea en líneas piezométricas para todos los análisis.

Una vez definida la sección transversal del túnel a analizar (en herradura o circular), se procede a dibujarla en AutoCAD (archivo .DXF) teniendo presente las convenciones de importación del programa Phase2, las cuales exigen que la excavación del túnel se encuentre contenida en la capa “EXCAVATION” y que la frontera externa o “External Boundary” se encuentre ubicada en la capa “EXTERNAL”, dichas entidades se deben realizar como tipo polilínea cerrada, de lo contrario Phase2 no las reconocería al hacer la importación. Como consejo práctico, si se tienen las coordenadas de los vértices en AutoCAD, fácilmente se puede dibujar en Phase2 ubicando las mismas coordenadas.

Cabe mencionar que éste procedimiento no es la única vía posible para materializar la excavación del túnel y el terreno, pues el programa Phase2 posee su propia interfaz de creación de éstos objetos a través del menú “Boundaries”, (para los análisis se crearon fronteras con factor de expansión con respecto a la excavación de tres).

Figura 18. Creación de la excavación y frontera externa, menú “Boundaries/Add Excavation, Add External”

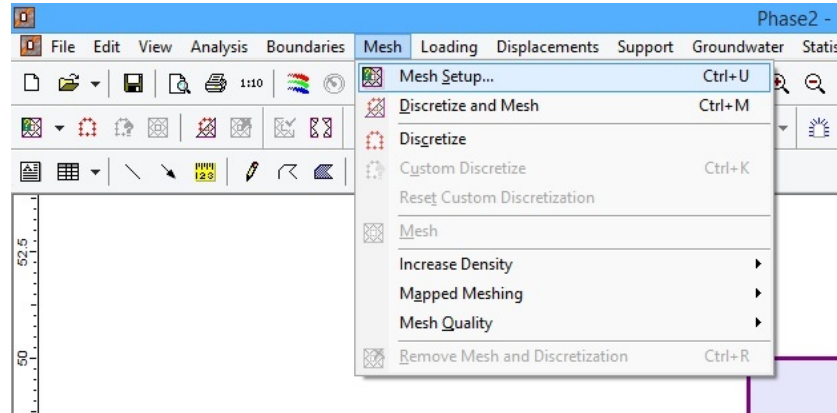


Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Después se configura la discretización y el enmallado del terreno con la opción “Mesh Setup...” del menú “Mesh”, el tipo de malla, tipo de elementos y nodos en la frontera externa se definen según la precisión deseada y rendimiento del computador para realizar los cálculos.

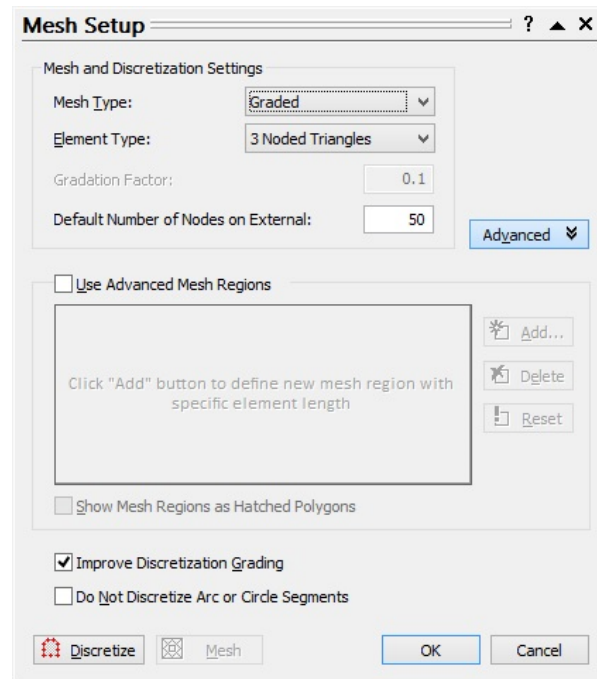
Teniendo en cuenta que el estado de esfuerzos es definido como “constant”, que las condiciones de frontera en la totalidad del perímetro de la frontera externa, deben quedar como apoyos fijos con el fin de que los desplazamientos en tales puntos sean cero.

Figura 19. Discretización y enmallado, menú “Mesh/Mesh Setup...”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

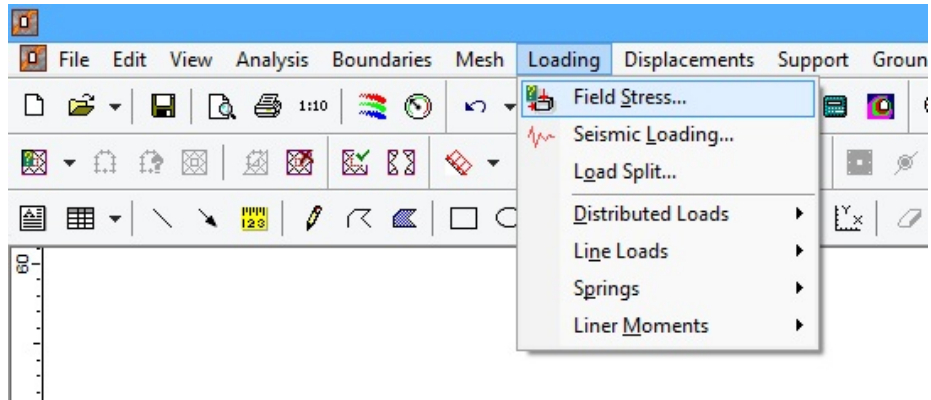
Figura 20. Discretización y enmallado, cuadro de diálogo “Mesh Setup”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Seguidamente se definen los esfuerzos in-situ a los cuales va a verse sometido el terreno antes de la excavación, a continuación se muestra la ruta del cuadro de diálogo para definir éstas condiciones.

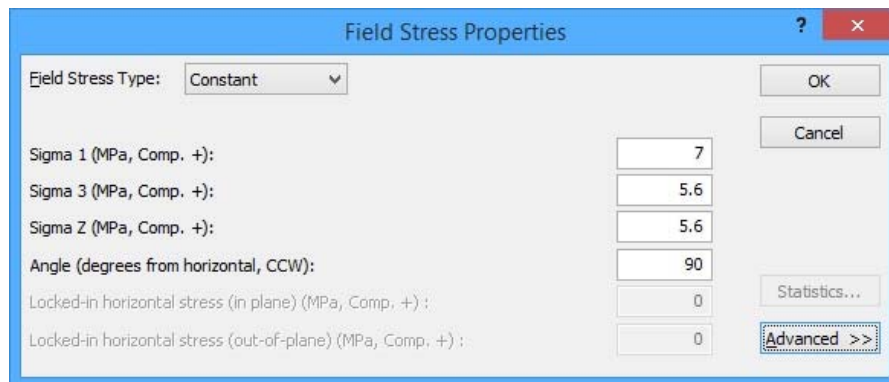
Figura 21. Esfuerzos in-situ, menú “Loading/Field Stress...”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Debido a que las excavaciones son relativamente profundas, se estableció para el análisis como “constant” el tipo de esfuerzos de campo, y se definieron los campos de esfuerzos principales mayor y menor en el plano (Sigma 1 y Sigma 2) a 90 grados (el esfuerzo sigma 3 es perpendicular) y el campo de esfuerzos fuera del plano Sigma Z como un valor aproximado de las condiciones que podrían encontrarse en ese punto del terreno y valor de relación de esfuerzos $K_0 = 0,8$, como se estableció previamente.

Figura 22. Esfuerzos in-situ, cuadro de diálogo “Field Stress Properties”

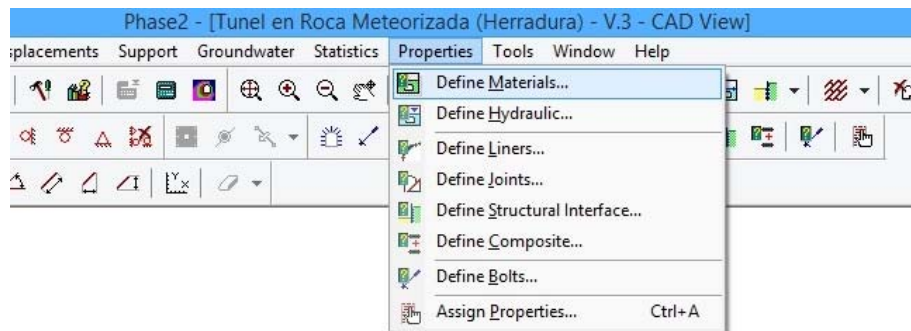


Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

En Phase2 se asume que el campo de esfuerzos está alineado con la sección a analizar, es decir, que uno de los tres esfuerzos principales in-situ debe estar alineado con el eje longitudinal de la excavación.

Después se definen las propiedades del terreno para cada modelo (Como roca Sana y como roca meteorizada en cada una de las secciones transversales del túnel).

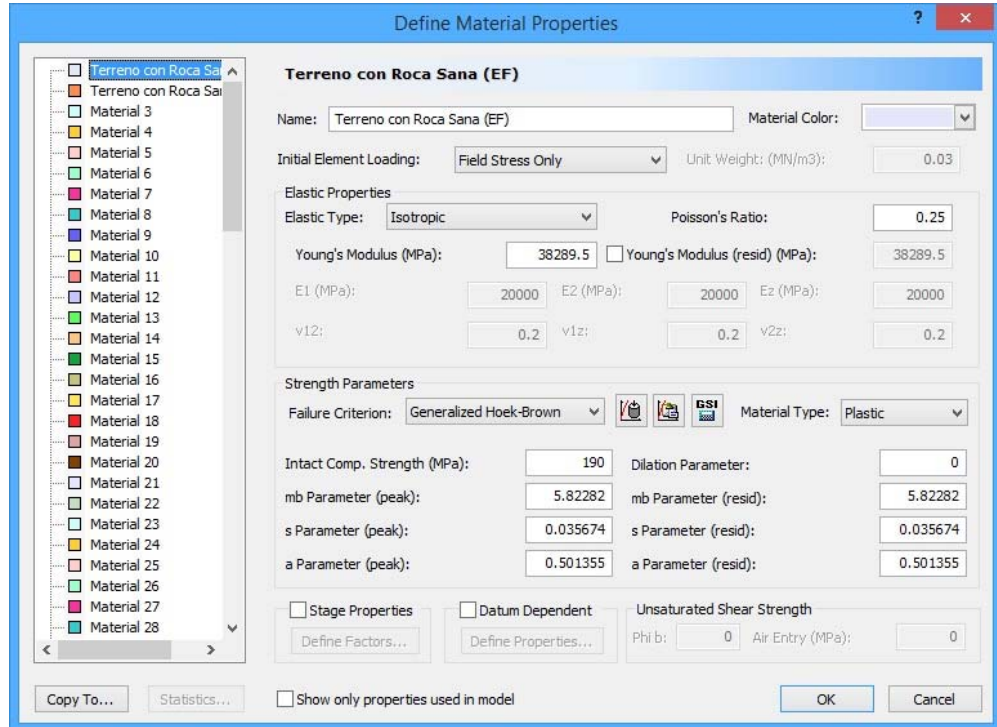
Figura 23. Propiedades del terreno, menú “Properties/Define Materials...”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

En el cuadro de diálogo “Define Material Properties” se crean los dos materiales con los cuales se realizará la simulación de la excavación del túnel (Terreno con roca para escenario final EF y terreno con roca para el largo plazo). El primer material representa el material inicial de la roca sana o de la roca meteorizada, el cual no presenta un deterioro y sobre el cual se realiza la excavación del túnel y se colocan los elementos de soporte primario y revestimiento final; Dada la profundidad del túnel aquí se establece como elemento inicial de carga “Field Stress Only” para los dos terrenos, con el fin de que las cargas internas del material estén sometidas al campo de esfuerzos definido previamente y no por el propio peso del material.

Figura 24. Propiedades de los materiales, cuadro de diálogo “Define Material Properties”

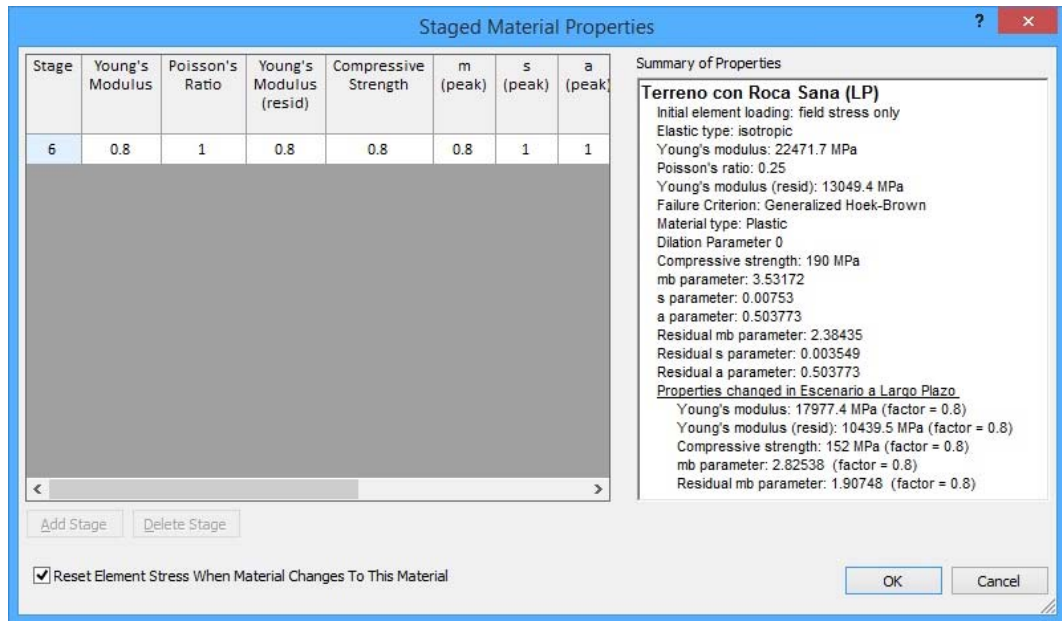


Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

El segundo material representa la roca sana o meteorizada afectada en sus propiedades con el objeto de simular un deterioro a largo plazo, la afectación de este material se limitó hasta los próximos dos metros de la línea de excavación (mediante la herramienta “Add material” del menú “Boundaries”) y se consideró con el 80% de sus propiedades para el último escenario.

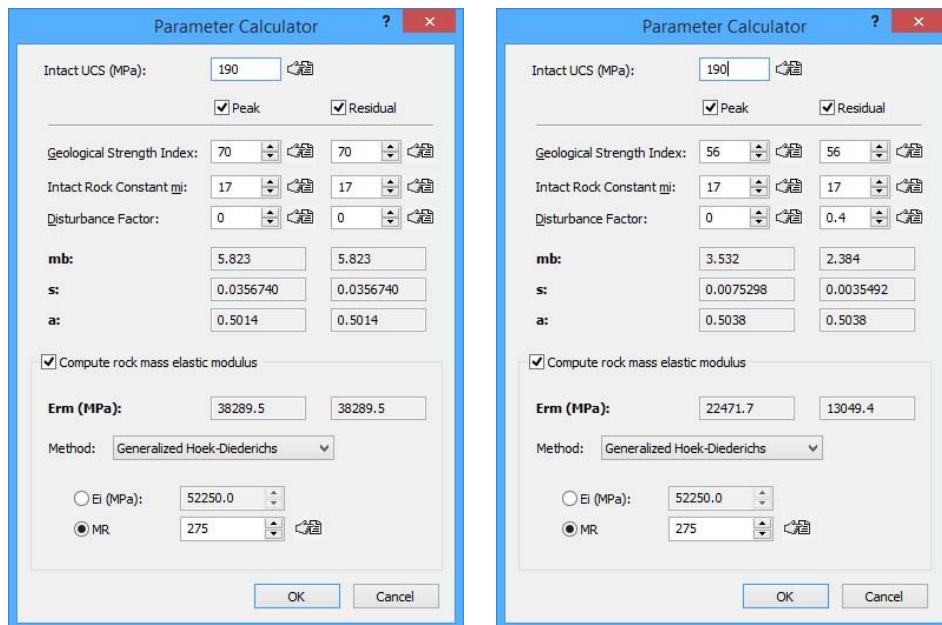
Por otra parte los materiales se tomaron como isotrópicos y se utilizó como criterio de falla el criterio generalizado de Hoek-Brown como material plástico, calculando sus coeficientes con la herramienta de cálculo de parámetros GSI, usando como guía las propiedades mecánicas de las rocas sedimentarias y los resultados de las pruebas de laboratorio hechas en arenisca, limolita, etc. (PENG & ZHANG, 2007).

Figura 25. Propiedades del material por escenario, cuadro de diálogo “Staged Material Properties”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Figura 26. Cuadro de diálogo “Parameter Calculator”, para el terreno en el escenario final y largo plazo



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

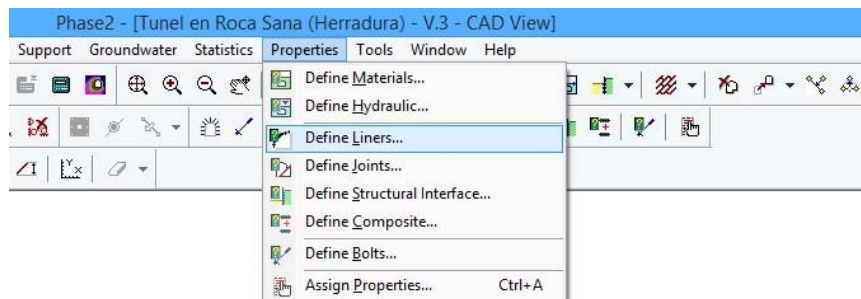
A continuación se presenta un resumen de las características de los materiales que se utilizaron en la simulación en Phase2:

Tabla 3. Características de los materiales de los modelos en Phase2

Características	<i>Roca Sana</i>		<i>Roca Meteorizada</i>	
	Escenario Final	Escenario a Largo Plazo	Escenario Final	Escenario a Largo Plazo
Tipo de roca	Sedimentaria - Arenisca	Sedimentaria - Arenisca	Sedimentaria - Arenisca	Sedimentaria - Arenisca
Resistencia a la Compresión Inconfinada de la Roca Intacta (UCS) MPa	190	190	170	170
Índice de Resistencia Geológica (GSI), Pico - Residual	70 - 70	56 - 56	60 - 60	48 - 48
Parámetro de la Roca Intacta (mi), Pico - Residual	17 - 17	17 - 17	17 - 17	17 - 17
Factor de Disturbancia, Pico - Residual	0 - 0	0 - 0,4	0 - 0	0 - 0,4

Una vez definidos los materiales, se asignó el área de excavación en su correspondiente escenario y se definieron los sistemas de soporte, los cuales desde el menú “Properties” se dividieron en dos tipos, el primero como soporte primario compuesto por concreto lanzado y cerchas “Soporte Primario (Shotcrete + Cercha)”.

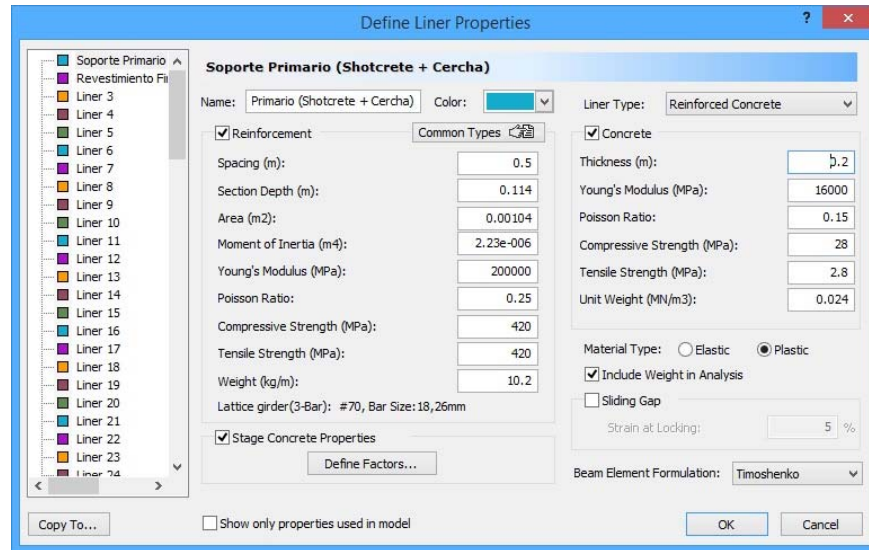
Figura 27. Propiedades de los elementos de soporte, menú “Properties/Define Liners...”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

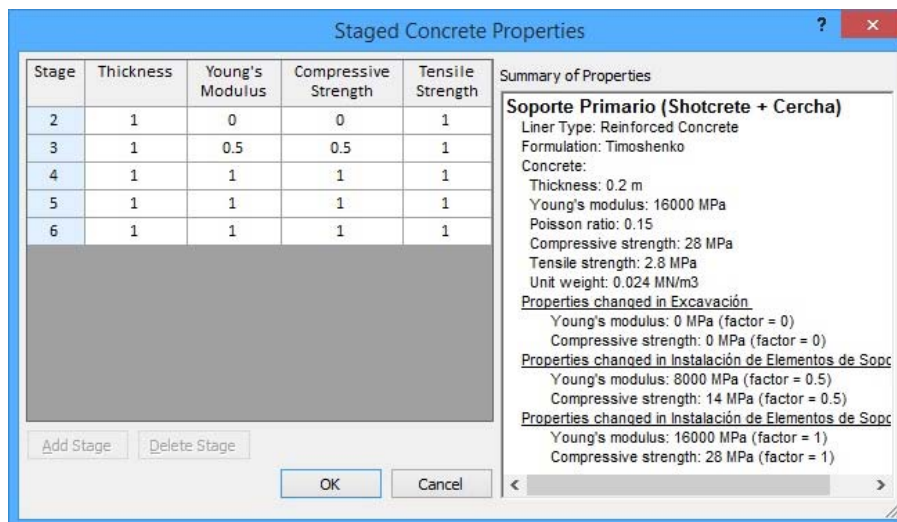
En éste primer soporte se asumió además, que para el concreto se tendría el 50% de sus propiedades durante su instalación y para los siguientes escenarios el 100%, para de esta manera simular el desarrollo de la resistencia del concreto lanzado (SCHUBERT, 1988).

Figura 28. Propiedades de los elementos de soporte, cuadro de diálogo “Define Liner Properties”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

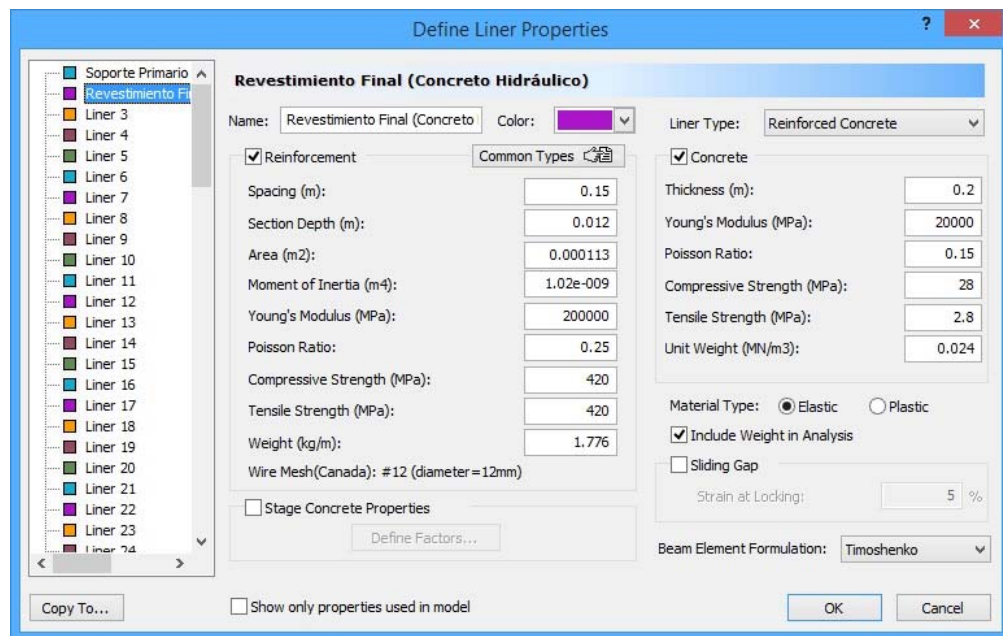
Figura 29. Propiedades de los elementos de soporte, cuadro de diálogo “Define Factors...” de la opción “Stage Concrete Properties”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

El segundo soporte es el revestimiento final compuesto de concreto hidráulico reforzado, asumido como material elástico ya que su trabajo se presenta en el largo plazo tomando una parte de la carga por el deterioro del terreno, además de las condiciones de carga que aportaría un aumento del nivel freático (simulando con esto un taponamiento en los drenes del túnel en el escenario de largo plazo).

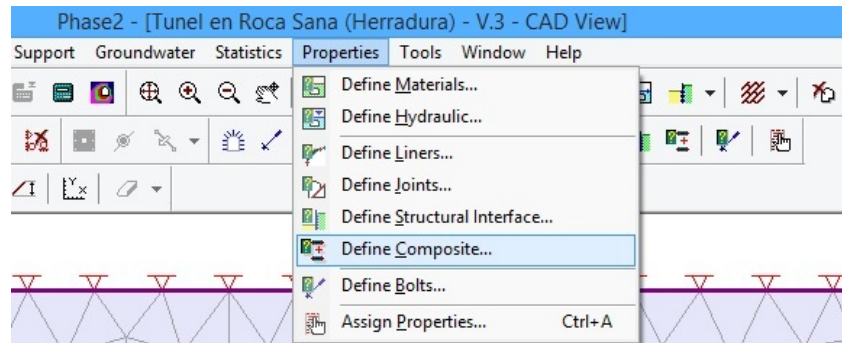
Figura 30. Propiedades del revestimiento final en concreto hidráulico, cuadro de diálogo “Define Liner Properties”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Una vez definidos los sistemas de soporte, se crea el “Composite Liner” o revestimiento compuesto, conformado en primera medida por el soporte primario con una junta de interface entre la roca y el revestimiento, y en segunda medida por el revestimiento final en concreto hidráulico.

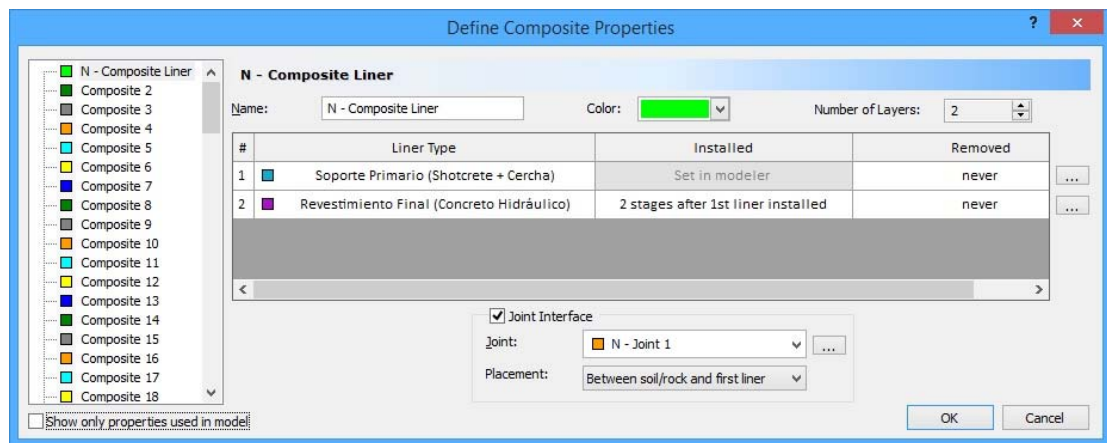
Figura 31. Propiedades del revestimiento compuesto, menú “Properties/Define Composite...”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

En su configuración de propiedades, el “Composite Liner” permite instalar el revestimiento final dos escenarios después de la instalación del soporte primario, lo cual permite analizar su comportamiento ante la carga que asumiría en el largo plazo (debido al deterioro del material circundante y al aumento del nivel de agua subterránea).

Figura 32. Cuadro de diálogo “Define Composite Properties”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

A continuación se muestran las características y propiedades de los soportes que se utilizaron en la simulación en Phase2:

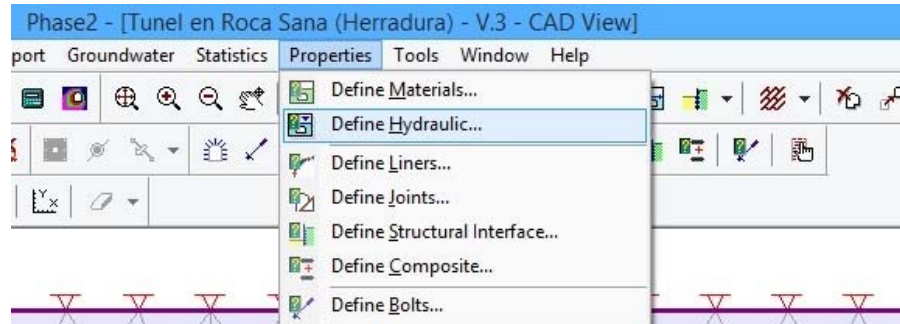
Tabla 4. Características y propiedades de los tipos de soporte empleados en los terrenos

Tipo de Soporte	Roca Sana/Roca Meteorizada (Escenario Final/a Largo Plazo)
Soporte Primario (Shotcrete + Cercha)	
Cercha (Viga de celosía de tres barras)	#70; 18,26mm
Espaciamiento (m)	0,50
Módulo de Young del acero (MPa)	200000
Resistencia a la tensión del acero (MPa)	420
Espesor de concreto (m)	0,20
Módulo de Young del concreto (MPa)*	16000
Resistencia a la compresión (MPa)*	28
Peso unitario (MN/m3)	0,024
Revestimiento Final (Concreto Hidráulico)	
Malla	#12 (diámetro 12mm)
Espaciamiento (m)	0,15
Módulo de Young del acero (MPa)	200000
Resistencia a la tensión del acero (MPa)	420
Espesor de concreto (m)	0,20
Módulo de Young del concreto (MPa)	20000
Resistencia a la compresión (MPa)	28
Peso unitario (MN/m3)	0,024

** En el escenario "3. Instalación de Elementos de Soporte", las propiedades del Soporte Primario (Módulo de Young y resistencia a la compresión del concreto) se redujeron al 50% de su valor, pues son factores que aumentan a medida que pasa el tiempo (PILGERSTORFER, 2008).*

Finalmente la carga del agua se crea con la herramienta "Add Piezometric Line", inicialmente la carga del agua estará por encima de la clave del túnel, luego bajará debido a la excavación y finalmente subirá más arriba del nivel inicial con el objeto de simular un taponamiento del drenaje del túnel.

Figura 33. Configuración de las líneas piezométricas, menú “Define Hydraulic...”

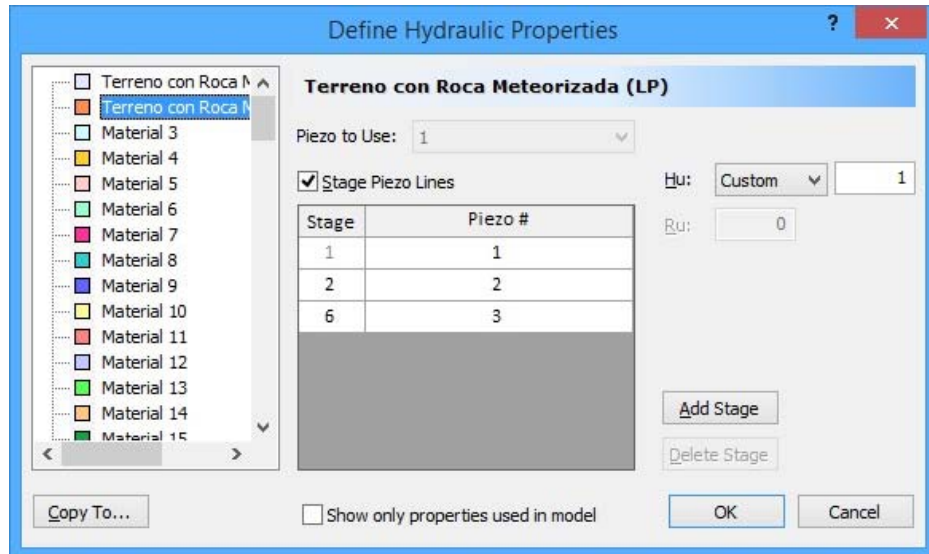


Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Para efectos prácticos de éste trabajo, se estableció como línea piezométrica inicial a un metro por encima de la clave del túnel, como segunda línea piezométrica una cercana al piso del túnel (a un metro en la coordenada Y) una vez se excava la sección y como posición final subiendo cuatro metros por encima de la clave del túnel para simular el taponamiento.

Phase2 permite configurar en cuál escenario y material aparece una línea piezométrica desde la opción “Define Hydraulic...” del menú “Properties”. Para la simulación realizada, la primera línea piezométrica aparece en el escenario uno, luego baja la línea muy cerca del piso del túnel en el escenario 2 de excavación y luego sube la línea piezométrica en el último escenario, ubicándose en su lugar la tercera línea piezométrica creada, tal y como se muestra en la siguiente figura:

Figura 34. Cuadro de diálogo “Define Hydraulic Properties”

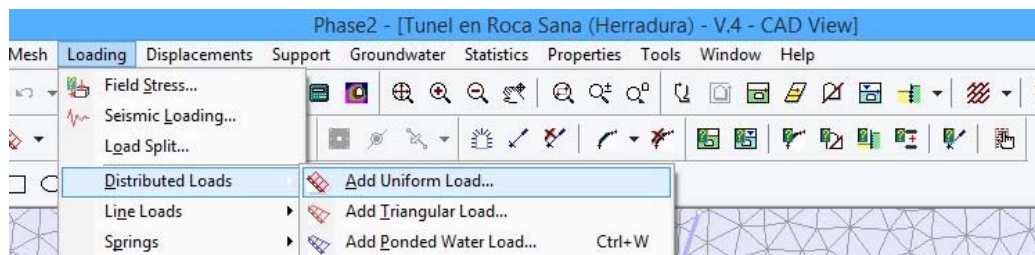


Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Para simular el efecto 3D en la roca, en la fase de excavación se agrega una presión interna mediante la herramienta “Add Uniform Load...” del menú “Loading/Distributed Loads”.

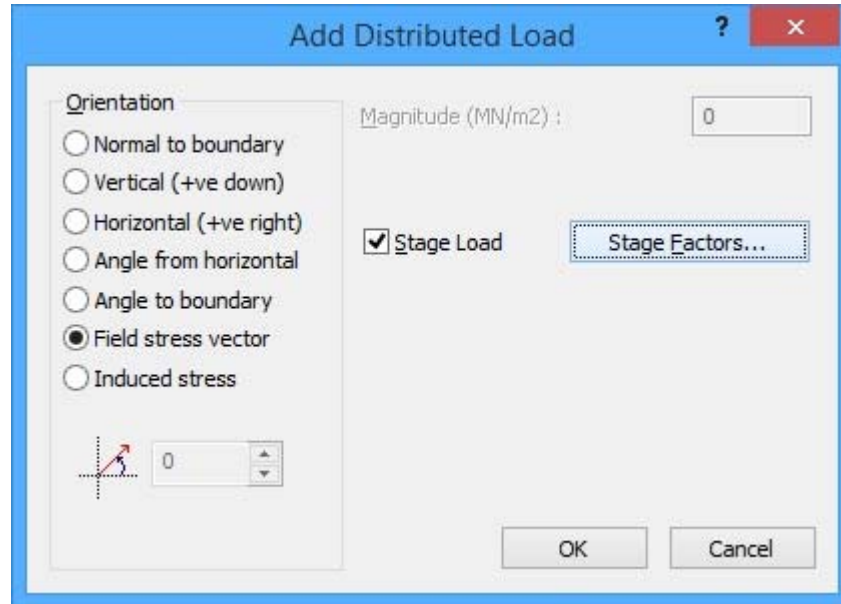
Con dicha herramienta se obtienen diferentes formas de agregar la carga conforme a su orientación, para el caso estudiado se determinó agregar la carga conforme a la orientación del vector campo de esfuerzos, para la roca meteorizada se limitó su valor a un 14% en el escenario número dos y cero en los demás escenarios, y para la roca sana un valor de 20% y cero en los demás escenarios. A continuación se muestran los menús y cuadros de diálogo:

Figura 35. Carga distribuida, menú “Loading/Distributed Loads”



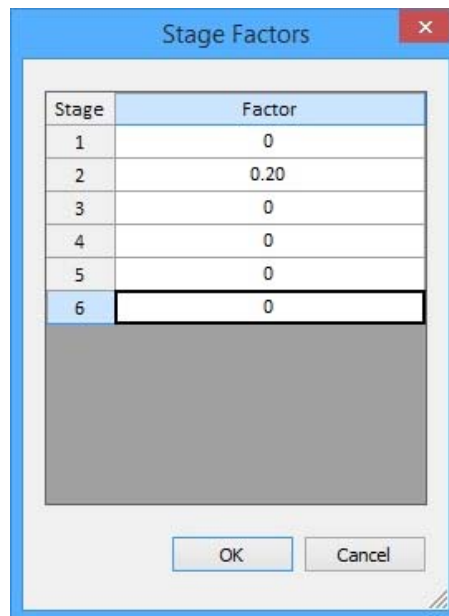
Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Figura 36. Cuadro de diálogo “Add Distributed Loads” y “Stage Factors”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

Figura 37. Cuadro de diálogo “Stage Factors”



Tomado de: Rocscience, “Phase2 V.8.0”, 2013.

En resumen, los diferentes escenarios construidos en Phase2 para la simulación del diseño del revestimiento final quedaron como se muestra a continuación:

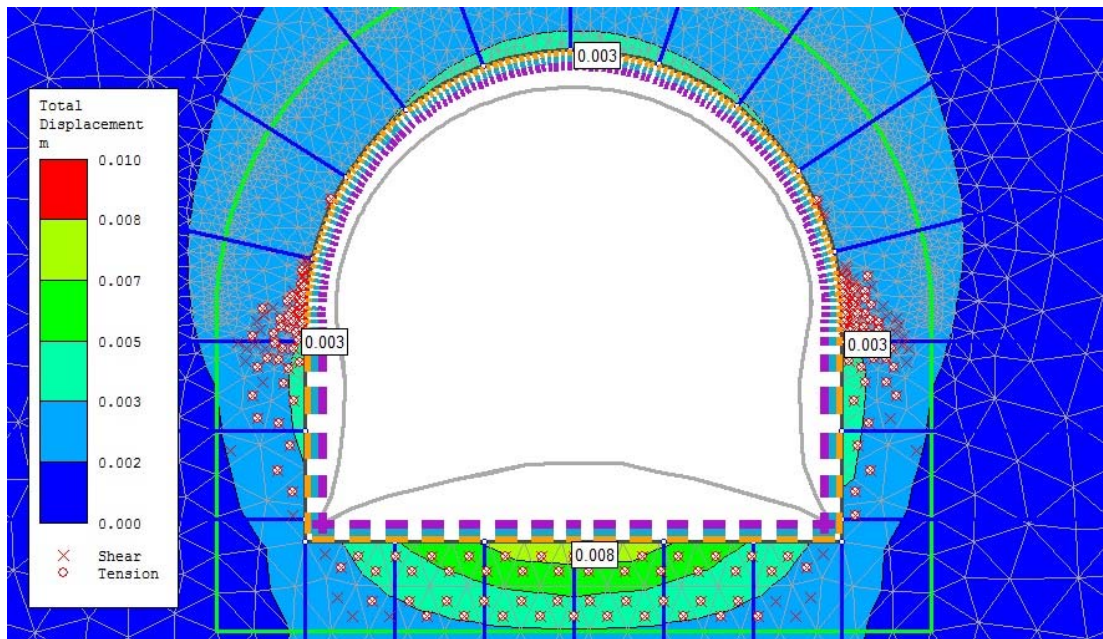
- El primer escenario, “Escenario Inicial”, contiene únicamente el terreno en estudio (Roca sana o meteorizada) y el nivel de agua subterránea o freática establecido a un metro por encima de la clave del túnel.
- Para el segundo escenario, “Excavación”, se consideran las mismas condiciones que el anterior, un descenso del nivel de agua subterránea, una carga distribuida perpendicular a la excavación con un factor para éste escenario (con el fin de simular un efecto 3D) y se adiciona la excavación de la sección transversal del túnel, la cual debe asignarse en la pestaña activa de éste escenario.
- En el tercer escenario “Instalación de Elementos de Soporte”, se mantiene el nivel de agua subterránea del escenario anterior y se incluyen los elementos de soporte (Pernos y soporte primario), como parte del revestimiento compuesto del “Composite Liner” con las propiedades del concreto (se reducen un 50%).
- En el cuarto escenario “Instalación de Elementos de Soporte” únicamente se aumentan las propiedades del concreto a 100%, el resto permanece igual que el anterior.
- El quinto escenario queda igual que el anterior agregándose el revestimiento final en concreto hidráulico conforme a la configuración dada al “Composite Liner” y

- El sexto escenario finaliza con el cambio en las propiedades del material circundante a la excavación (simulando un deterioro) y con el aumento en el nivel de la línea piezométrica.

Una vez creados los modelos se corren y se analizan los siguientes resultados (Únicamente para el comportamiento del revestimiento final en el largo plazo): desplazamientos, fuerza axial, momento flector y fuerza cortante:

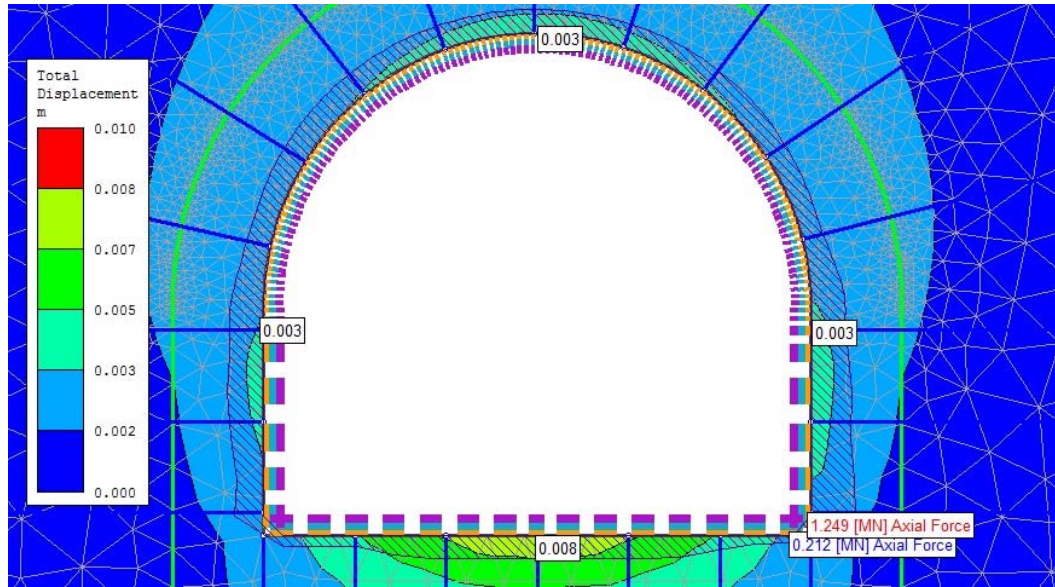
Para el caso de roca meteorizada y sección transversal en herradura se tiene:

Figura 38. Desplazamientos – Roca meteorizada, Herradura (m)



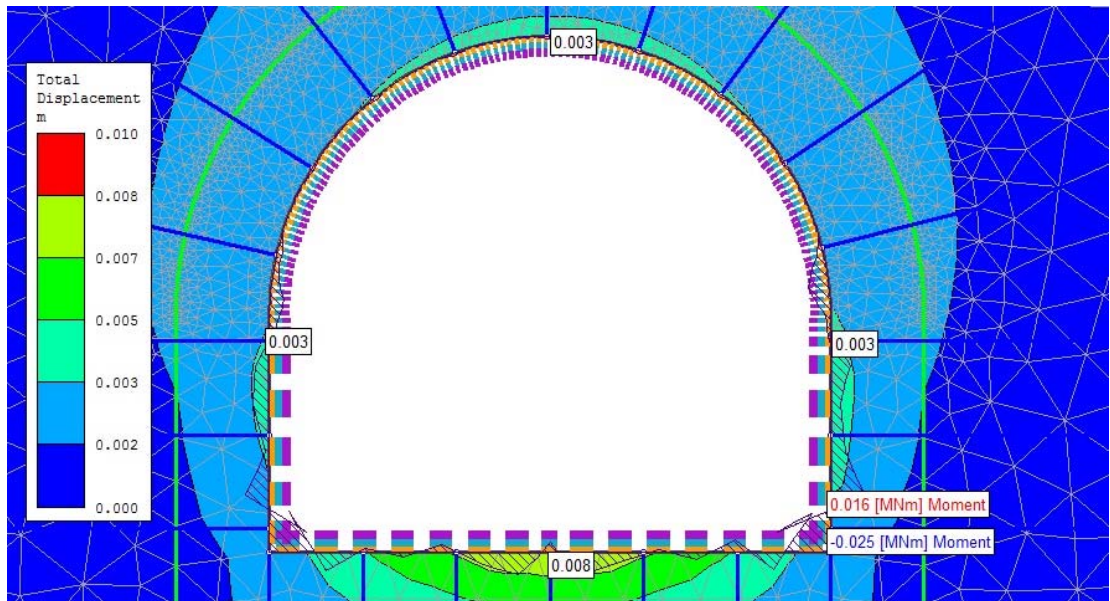
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 39. Fuerza axial – Roca meteorizada, Herradura (MN)



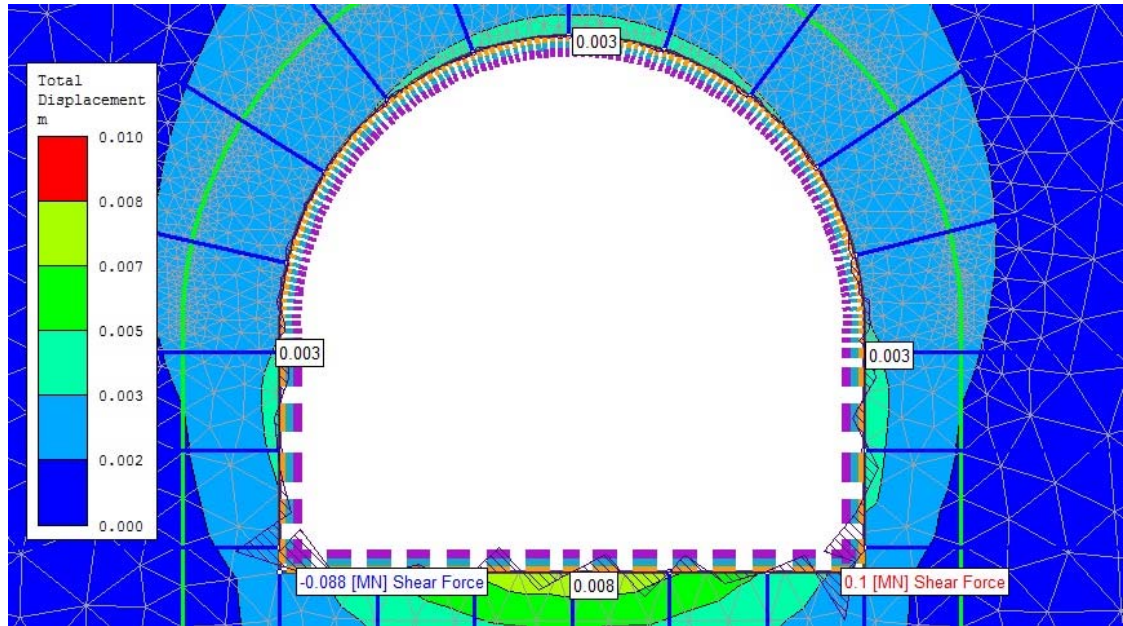
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 40. Momento flector – Roca meteorizada, Herradura (MNm)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

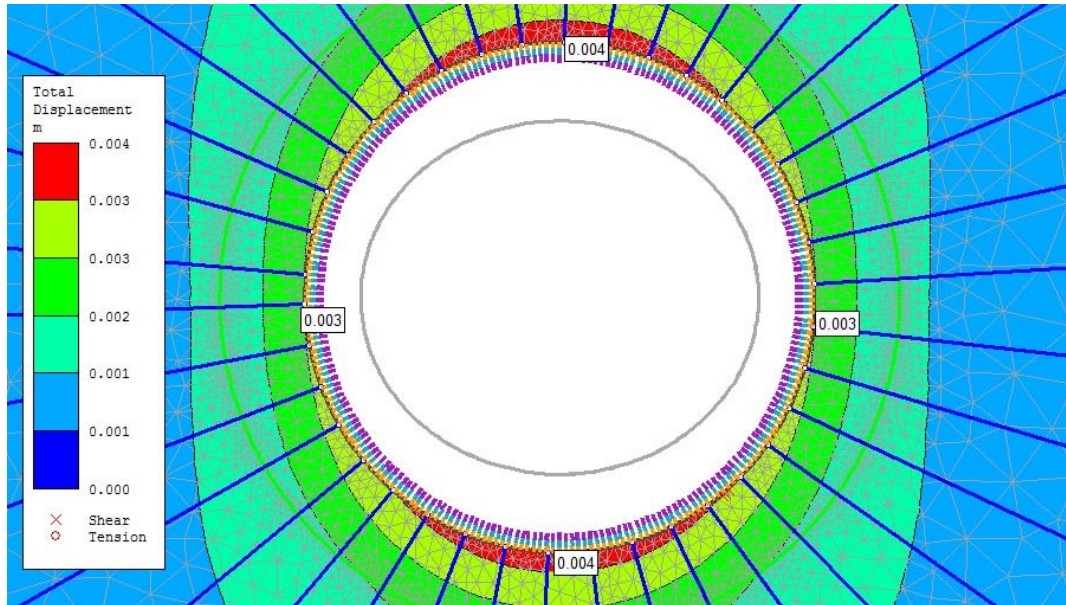
Figura 41. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Herradura (MN)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

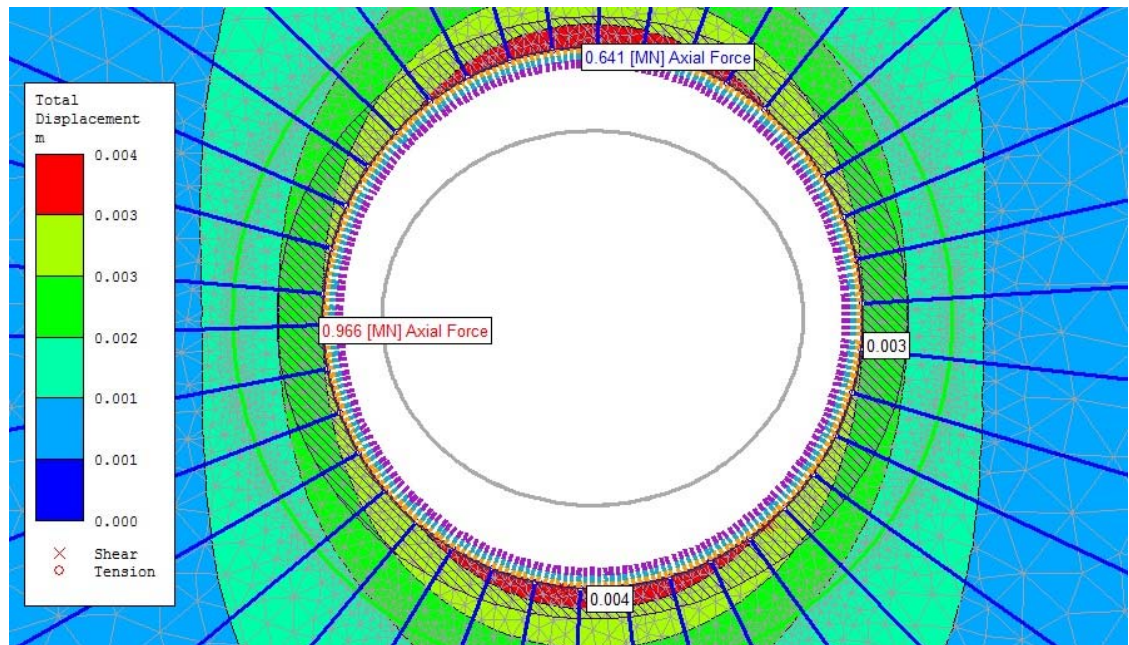
Para el caso de roca meteorizada y sección transversal circular se tiene:

Figura 42. Desplazamientos – Roca meteorizada, Circular (m)



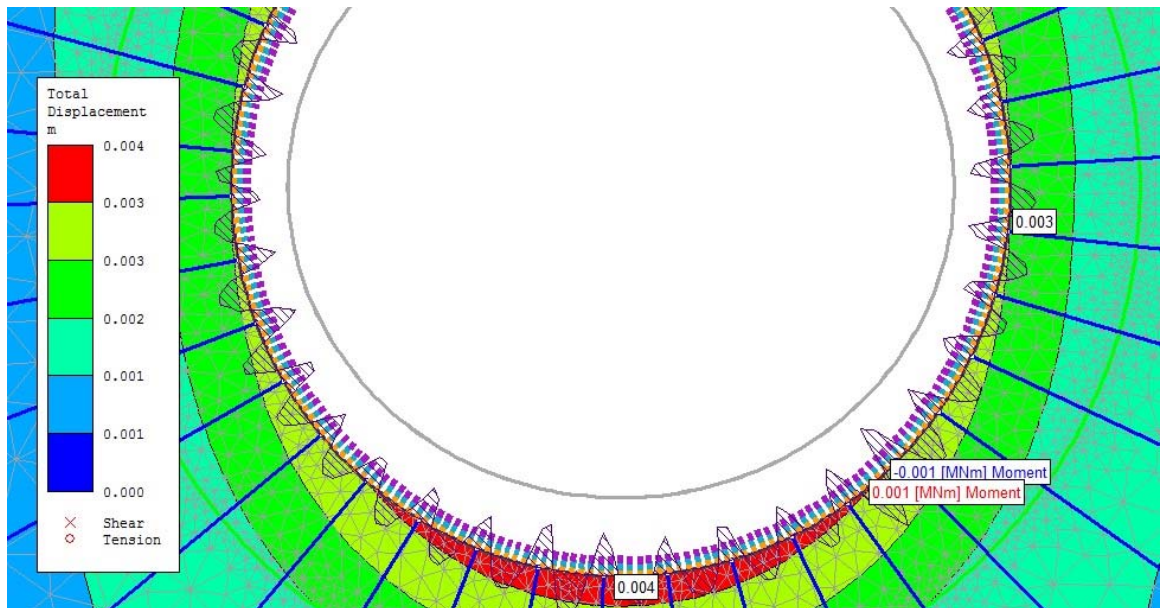
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 43. Fuerza axial – Roca meteorizada, Circular (MN)



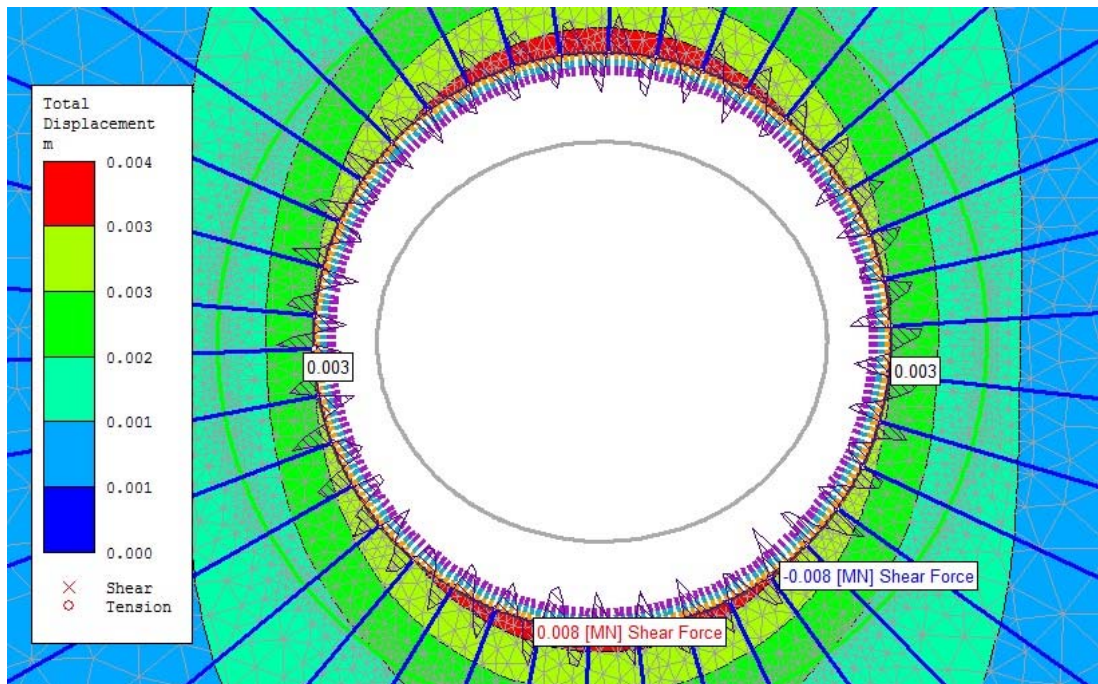
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 44. Momento flector – Roca meteorizada, Circular (MNm)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

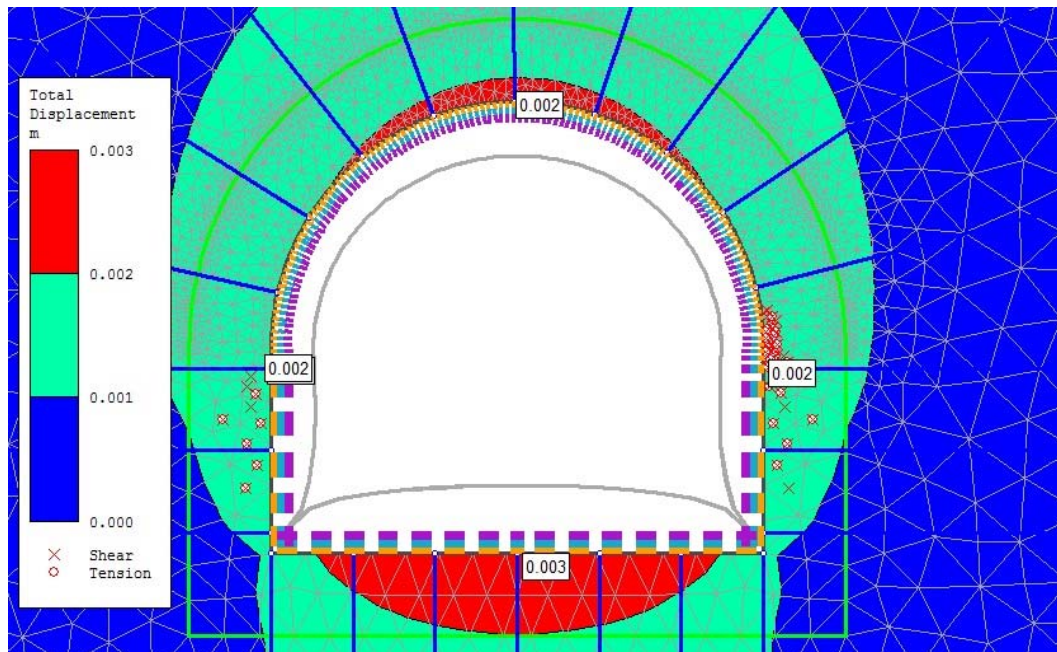
Figura 45. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Circular (MN)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

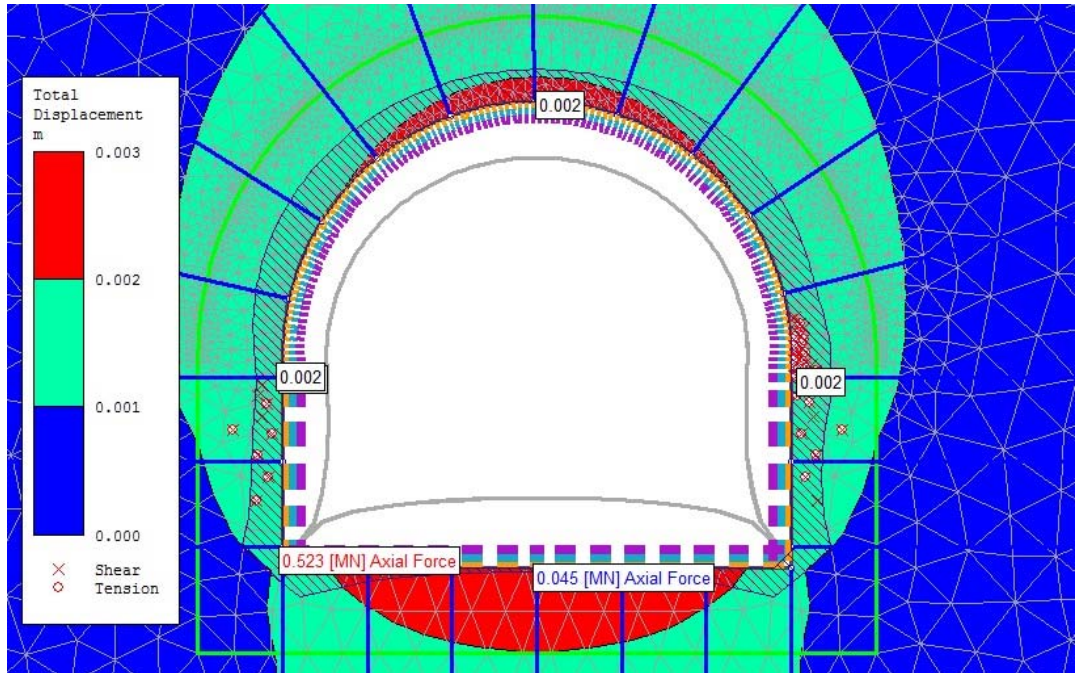
Para el caso de roca sana y sección transversal en herradura se tiene:

Figura 46. Desplazamientos – Roca sana, Herradura (m)



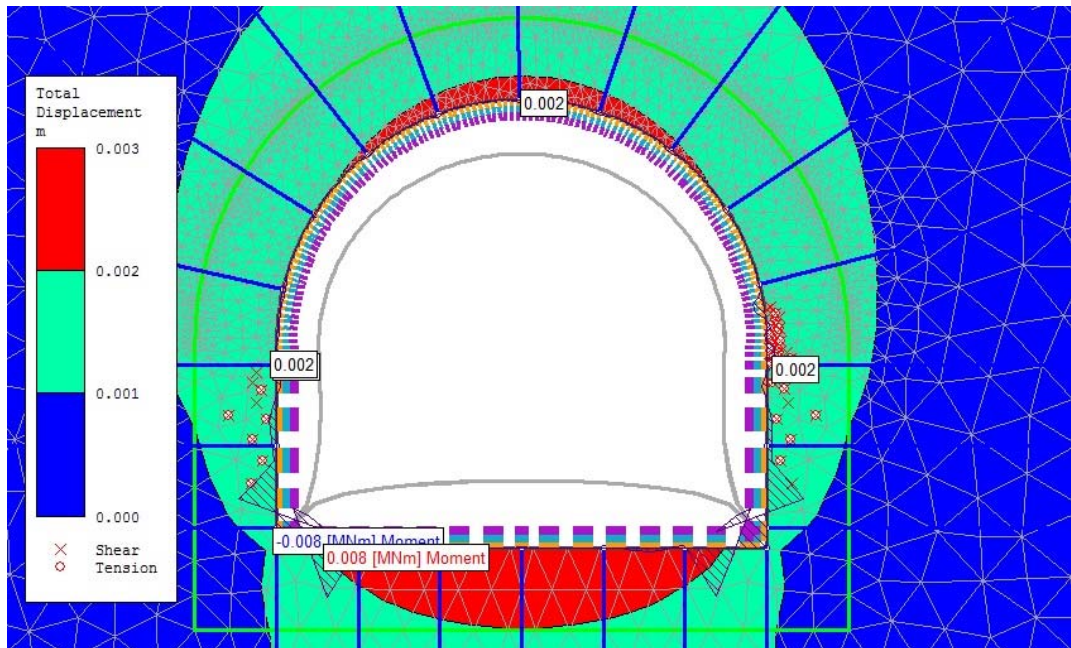
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 47. Fuerza axial – Roca sana, Herradura (MN)



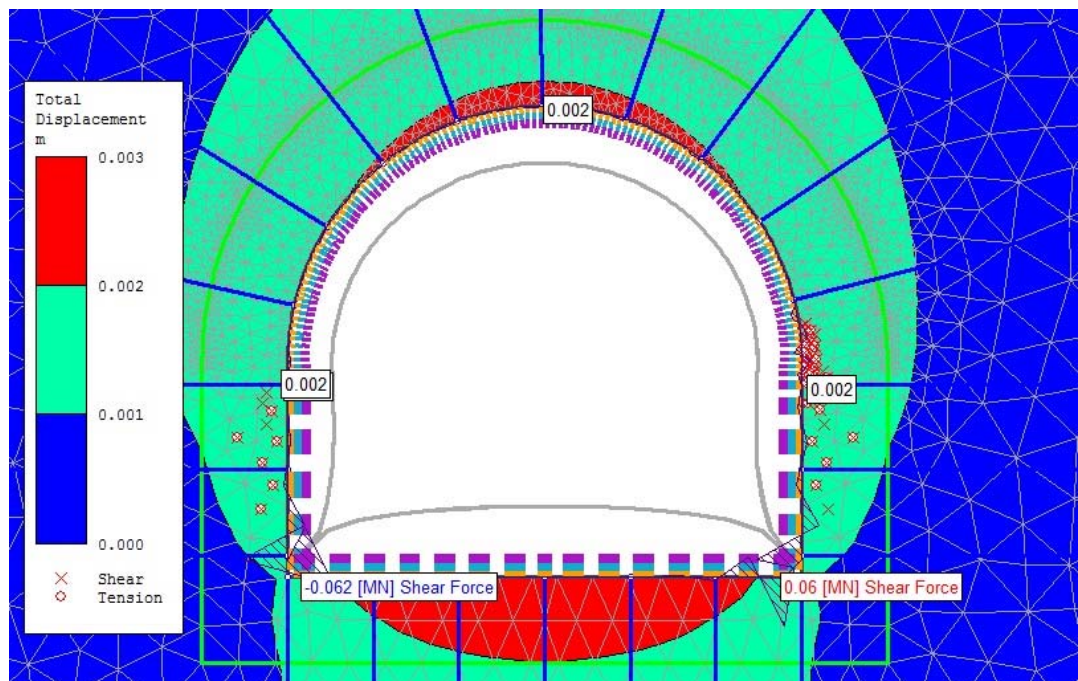
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 48. Momento flector – Roca sana, Herradura (MNm)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

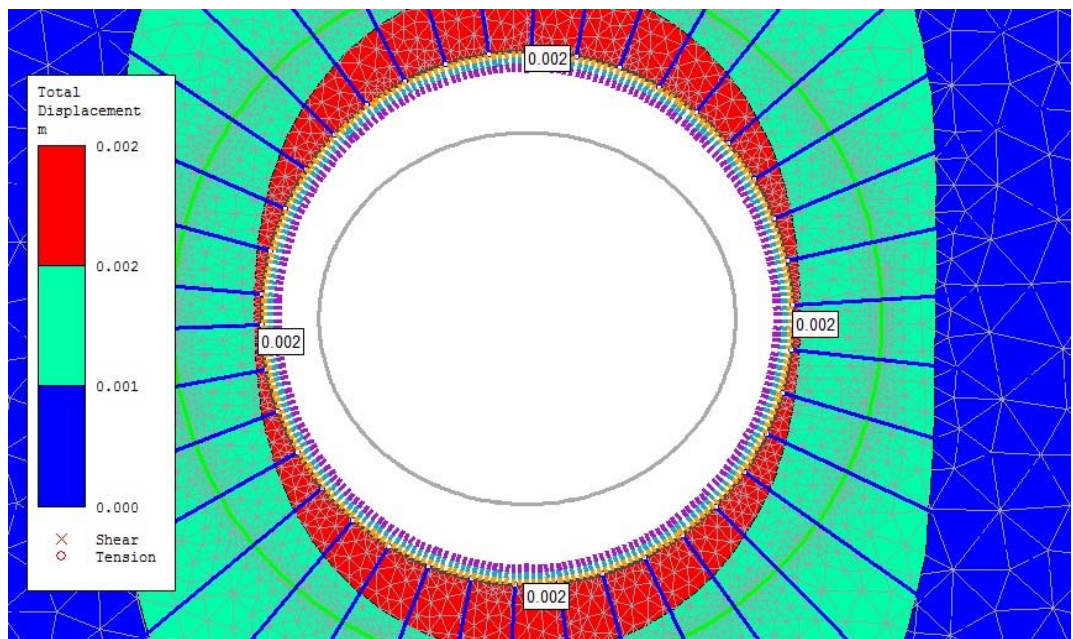
Figura 49. Fuerza cortante – Roca sana, Herradura (MN)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

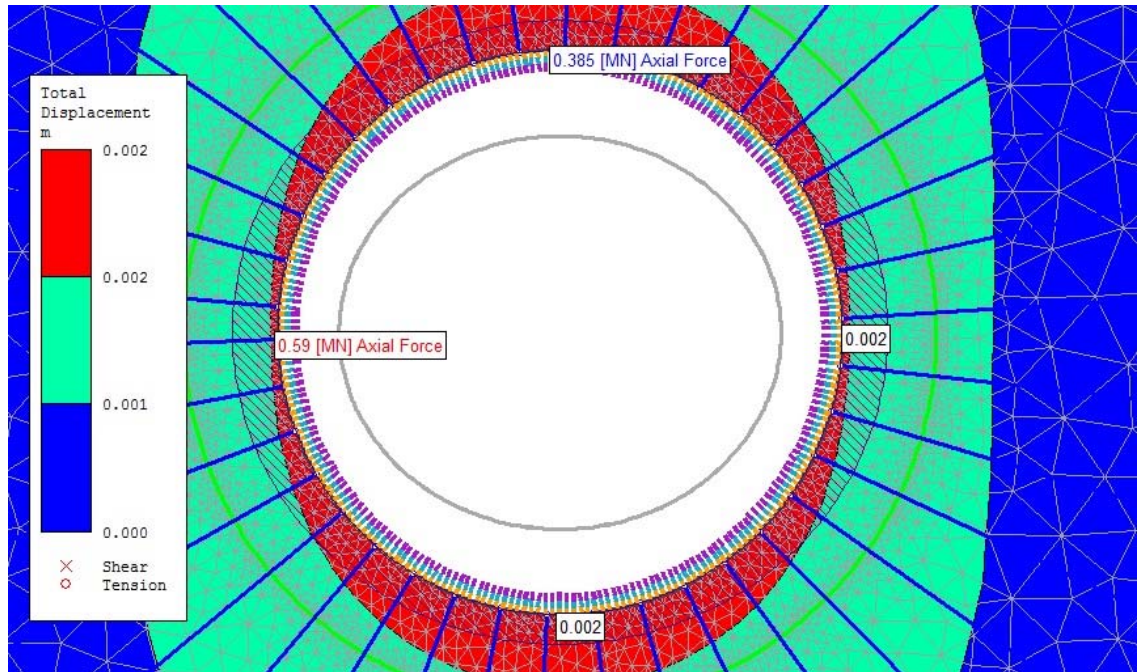
Para el caso de roca sana y sección transversal circular se tiene:

Figura 50. Desplazamientos – Roca sana, Circular (m)



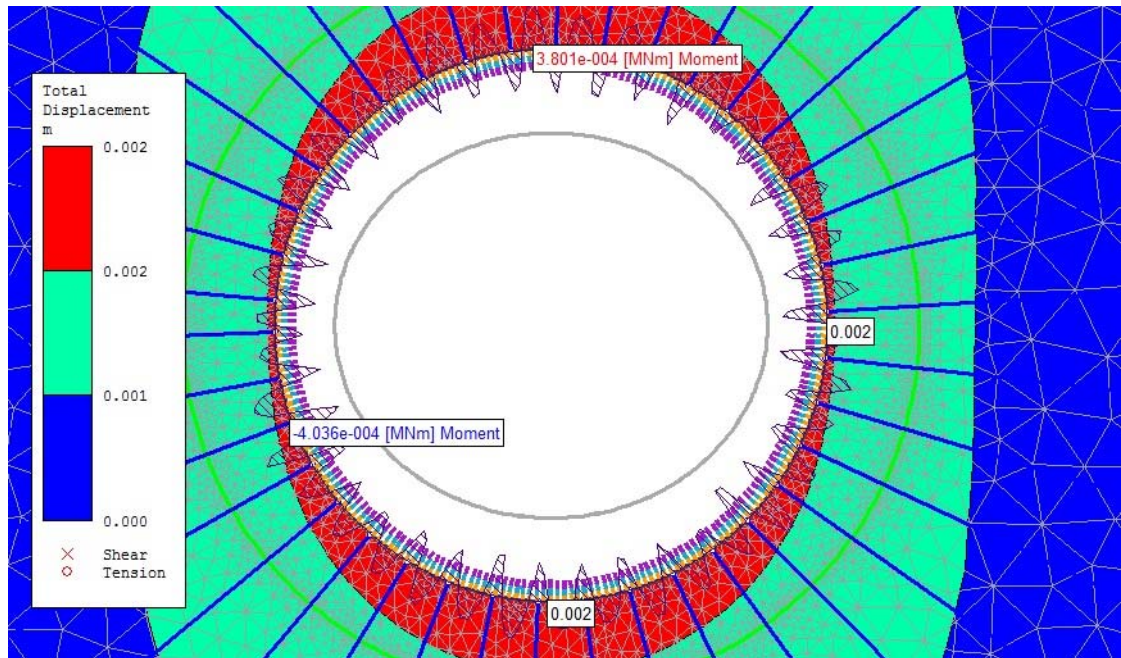
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 51. Fuerza axial – Roca sana, Circular (MN)



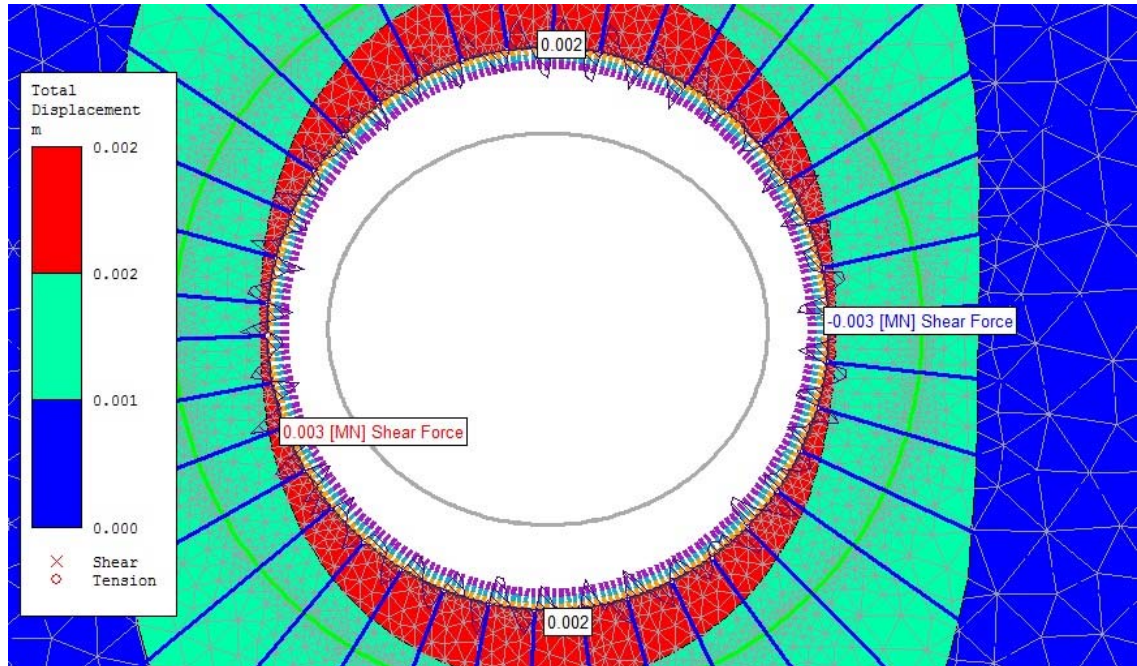
Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 52. Momento flector – Roca sana, Circular (MNm)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Figura 53. Fuerza cortante – Roca sana, Circular (MN)



Tomado de: Rocscience, "Phase2 V.8.0", 2013.

Los resultados anteriores (fuerzas y desplazamientos sobre el revestimiento final en el largo plazo) serán comparados con los resultados arrojados por el SAP2000.

6.4.4 Diseño en SAP2000

Cálculo de las cargas:

Una vez calculada la carga mediante la hipótesis de carga tomada conforme al método de Terzaghi, se procede a configurar el modelo y a la aplicación de las cargas estimadas por medio del método mencionado.

Antes de elaborar el modelo virtual en SAP 2000, es necesario calcular las cargas que produce el terreno (conforme a la hipótesis de carga definida en el numeral 6.4.2.), a continuación se realiza el procedimiento:

a. Roca Meteorizada (Sección transversal en herradura)

Para efectos prácticos de este trabajo se asume que la roca meteorizada es tipo VII según la Tabla 2. "Clases de roca en la teoría de carga de rocas de Terzaghi", por lo tanto, el "Factor de carga de la roca H_p " es $(1,10 \text{ a } 2,10)(B + H_t)$, donde B es el ancho del túnel y H_t la altura.

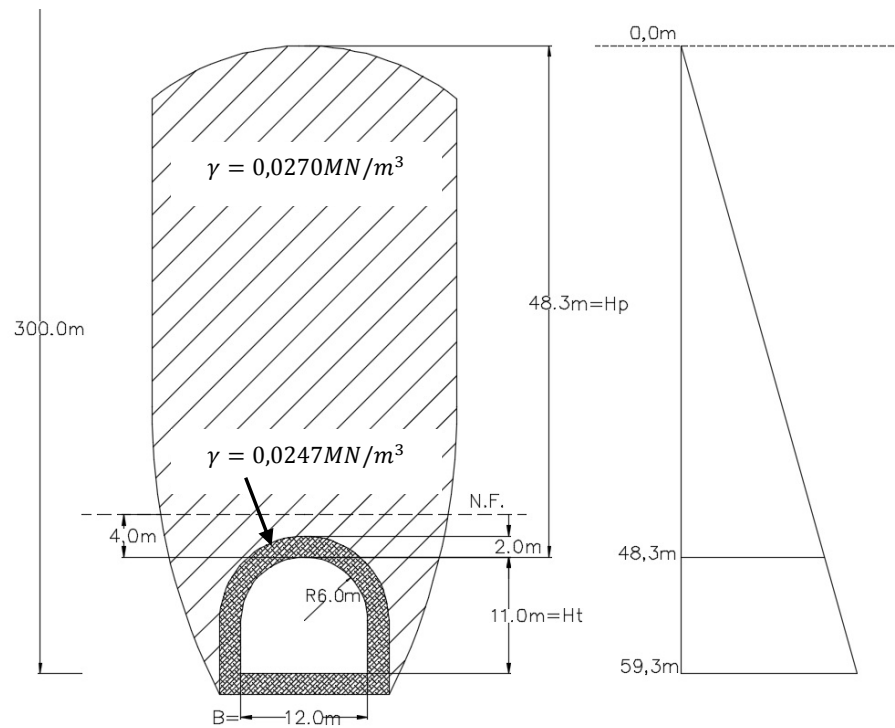
Tomando el valor crítico se tiene un H_p de:

$$H_p = 2,10(B + H_t)$$

$$H_p = 2,10(12,0m + 11,0m)$$

$$H_p = 48,30m$$

Figura 54. Arco de suelo para roca meteorizada (sección en herradura)



Consecuentemente, el nivel de esfuerzos geostáticos debidos al arco de suelo en la clave del túnel es:

$$\sigma_C = \gamma * H_P$$

$$\sigma_C = 0,0270MN/m^3(H_P - 2,0m) + 0,0247MN/m^3(2,0m)$$

$$\sigma_C = 1,30MN/m^2$$

En el piso del túnel: corresponde a los esfuerzos producidos en la clave del túnel más los esfuerzos producidos por la franja de terreno degradado a largo plazo:

$$\sigma_p = \sigma_c + 0,0247MN/m^3(11,0m)$$

$$\sigma_p = 1,30MN/m^2 + 0,0247MN/m^3(11,0m)$$

$$\sigma_p = 1,572MN/m^2$$

Ahora, para los empujes en los hastiales se tiene:

Para $h = 0,0$ m:

$$\sigma_v = 0,0MN/m^2, \sigma_H = 0,0MN/m^2$$

Para $h = 48,30$ m (conforme al cálculo en la clave del túnel):

$$\sigma_v = 1,30MN/m^2$$

Dado que para el modelo geotécnico se asumió un $K_0 = 0,8$, se tiene:

$$\sigma_H = \sigma_v * K_0$$

$$\sigma_H = 1,30MN/m^2 * 0,8$$

$$\sigma_H = 1,04MN/m^2$$

Para $h = 59,30$ m (conforme al cálculo en el piso del túnel):

$$\sigma_v = 1,572MN/m^2$$

Dado que para el modelo geotécnico se asumió un $K_0 = 0,8$, se tiene:

$$\sigma_H = \sigma_V * K_0$$

$$\sigma_H = 1,572MN/m^2 * 0,8$$

$$\sigma_H = 1,26MN/m^2$$

Entonces, conforme al diagrama de esfuerzos horizontales (el área del triángulo entre h=0,0m y h=59,30m), se tiene:

$$A = \frac{(1,26MN/m^2) * 59,30m}{2,0}$$

$$A = 37,36MN/m$$

Para la carga del agua, se tiene en cuenta que el nivel freático (N.F.) se encuentra a 4,0m por encima de la clave del túnel, por lo tanto:

$$\mu = 0,010MN/m^3 * (4,0m)$$

$$\mu = 0,04MN/m^2$$

Y para los hastiales y el piso del túnel la carga del agua será:

$$\mu = 0,010MN/m^3 * (15,0m)$$

$$\mu = 0,15MN/m^2$$

Entonces las cargas distribuidas para el modelo en SAP2000 (compuesto por roca meteorizada y de sección transversal en herradura) serán:

En la clave del túnel:

$$P_C = 1,30MN/m^2$$

En los hastiales del túnel:

$$P_{Hast} = (37,36MN/m)/11,0m$$

$$P_{Hast} = 3,40MN/m^2$$

En el piso del túnel:

$$P_p = 1,572MN/m^2$$

b. Roca Meteorizada (Sección transversal circular)

Haciendo una analogía para la sección circular del túnel con el método de Terzaghi, se asume que la carga sobre la clave del túnel es uniforme para toda la sección del túnel. Entonces, para el mismo caso de roca meteorizada tipo VII según la Tabla 2. "Clases de roca en la teoría de carga de rocas de Terzaghi", por lo tanto, el "Factor de carga de la roca H_p " es $(1,10 \text{ a } 2,10)(B + H_t)$, donde B es el ancho del túnel y H_t la altura.

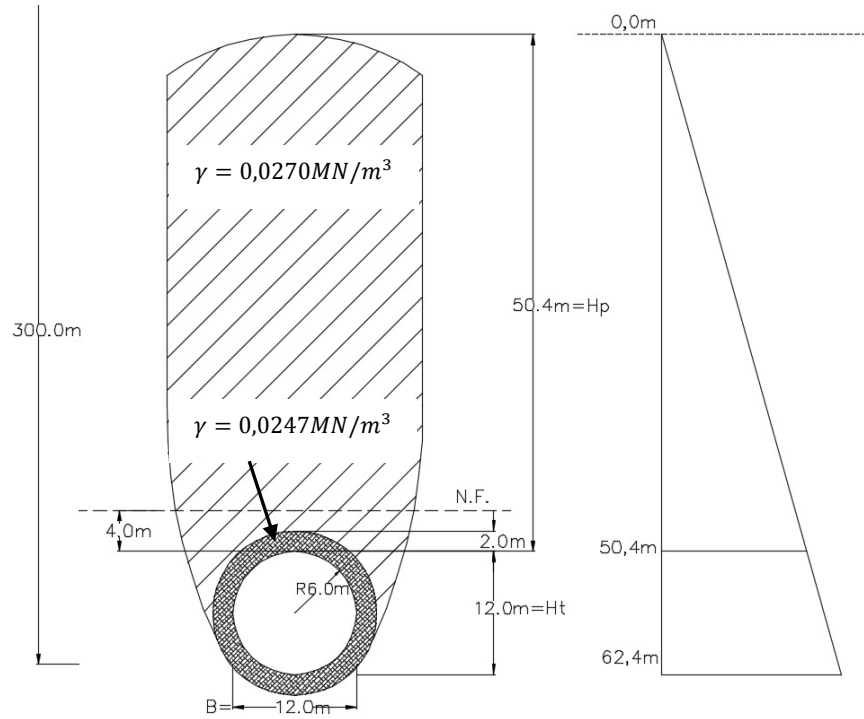
Tomando el valor crítico se tiene un H_p de:

$$H_p = 2,10(B + H_t)$$

$$H_p = 2,10(12,0m + 12,0m)$$

$$H_p = 50,40m$$

Figura 55. Arco de suelo para roca meteorizada (sección circular)



Consecuentemente, el nivel de esfuerzos geostáticos debidos al arco de suelo en la clave del túnel es:

$$\sigma_c = \gamma * H_p$$

$$\sigma_c = 0,0270MN/m^3(H_p - 2,0m) + 0,0247MN/m^3(2,0m)$$

$$\sigma_c = 1,356MN/m^2$$

Por lo tanto, la carga distribuida en la clave del túnel es:

$$P_C = 1,356MN/m^2$$

Y en el piso del túnel:

$$\begin{aligned}\sigma_P &= \sigma_C + 0,0247MN/m^3(6,0m) \\ \sigma_P &= 1,356MN/m^2 + 0,0247MN/m^3(6,0m) \\ \sigma_P &= 1,504MN/m^2\end{aligned}$$

Por lo tanto, la carga distribuida en el piso del túnel es:

$$P_P = 1,504MN/m^2$$

Entonces la carga más crítica para el túnel de sección circular sería:

$$P_P = 1,504MN/m^2$$

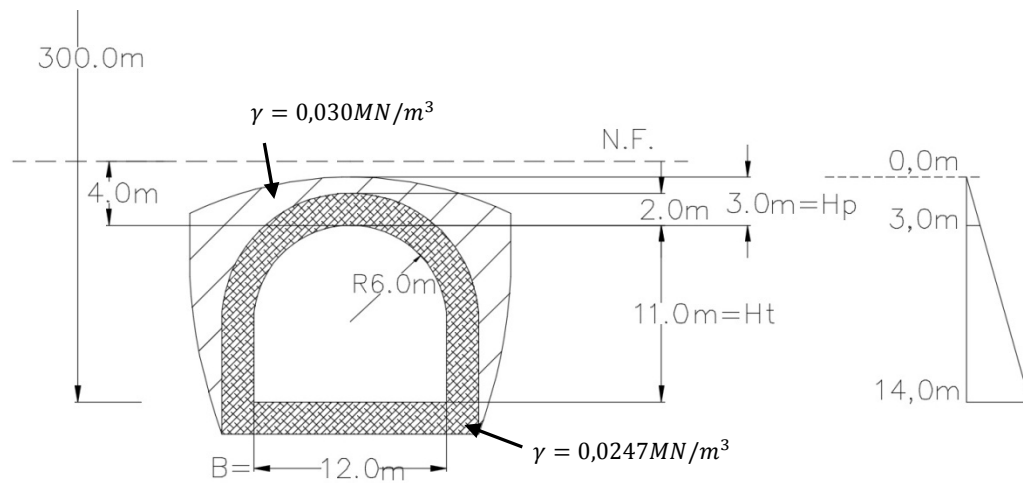
c. Roca Sana (Sección transversal en herradura)

Para efectos prácticos de este trabajo y con el fin de tener algo de carga en la sección del túnel se asume que la roca sana es tipo III según la Tabla 2. "Clases de roca en la teoría de carga de rocas de Terzaghi", por lo tanto, el "Factor de carga de la roca H_p " es $(0 \text{ a } 0,25B)$, donde B es el ancho del túnel.

Tomando el valor crítico se tiene un H_p de:

$$\begin{aligned}H_p &= 0,25 * B \\ H_p &= 0,25 * (12m) \\ H_p &= 3,0m\end{aligned}$$

Figura 56. Arco de suelo para roca sana (sección circular)



Entonces, el nivel de esfuerzos geostáticos debidos al arco de suelo en la clave del túnel es:

$$\sigma_c = \gamma * H_p$$

$$\sigma_c = 0,030 \text{ MN/m}^3 (H_p - 2,0\text{m}) + 0,0247 \text{ MN/m}^3 (2,0\text{m})$$

$$\sigma_c = 0,079 \text{ MN/m}^2$$

En el piso del túnel corresponde a los esfuerzos producidos en la clave del túnel más los esfuerzos producidos por la franja de terreno degradado a largo plazo:

$$\sigma_p = \sigma_c + 0,0247 \text{ MN/m}^3 (11,0\text{m})$$

$$\sigma_p = 0,079 \text{ MN/m}^2 + 0,0247 \text{ MN/m}^3 (11,0\text{m})$$

$$\sigma_p = 0,351 \text{ MN/m}^2$$

Ahora, para los empujes en los hastiales se tiene:

Para $h = 0,0$ m:

$$\sigma_V = 0,0MN/m^2, \sigma_H = 0,0MN/m^2$$

Para $h = 3,0$ m (conforme al cálculo en la clave del túnel):

$$\sigma_V = 0,079MN/m^2$$

Dado que para el modelo geotécnico se asumió un $K_0 = 0,8$, se tiene:

$$\begin{aligned}\sigma_H &= \sigma_V * K_0 \\ \sigma_H &= 0,079MN/m^2 * 0,8 \\ \sigma_H &= 0,063MN/m^2\end{aligned}$$

Para $h = 14,0$ m (conforme al cálculo en el piso del túnel):

$$\sigma_V = 0,351MN/m^2$$

Dado que para el modelo geotécnico se asumió un $K_0 = 0,8$, se tiene:

$$\begin{aligned}\sigma_H &= \sigma_V * K_0 \\ \sigma_H &= 0,351MN/m^2 * 0,8 \\ \sigma_H &= 0,281MN/m^2\end{aligned}$$

Entonces, conforme al diagrama de esfuerzos horizontales (el área del triángulo entre $h=0,0$ m y $h=14,0$ m), se tiene:

$$A = \frac{0,281 * (14,0m)}{2,0}$$

$$A = 1,967MN/m$$

Para la carga del agua, se tiene en cuenta que el nivel freático (N.F.) se encuentra a 4,0m por encima de la clave del túnel, por lo tanto:

$$\mu = 0,010MN/m^3 * (4,0m)$$

$$\mu = 0,04MN/m^2$$

Y para los hastiales y el piso del túnel la carga del agua será:

$$\mu = 0,010MN/m^3 * (15,0m)$$

$$\mu = 0,15MN/m^2$$

Entonces las cargas distribuidas para el modelo en SAP2000 (compuesto por roca meteorizada y de sección transversal en herradura) serán:

En la clave del túnel:

$$P_C = 0,079MN/m^2$$

En los hastiales del túnel:

$$P_{Hast} = (1,967MN/m)/11,0m$$

$$P_{Hast} = 0,18MN/m^2$$

En el piso del túnel:

$$P_P = 0,351MN/m^2$$

d. Roca Sana (Sección transversal circular)

Haciendo una analogía para la sección circular del túnel con el método de Terzaghi, se asume que la carga sobre la clave del túnel es uniforme para toda la sección del túnel. Entonces, para el mismo caso de roca sana tipo III según la Tabla 2. “Clases de roca en la teoría de carga de rocas de Terzaghi”, por lo tanto, el “Factor de carga de la roca H_p ” es $(0 a 0,25B)$, donde B es el ancho del túnel.

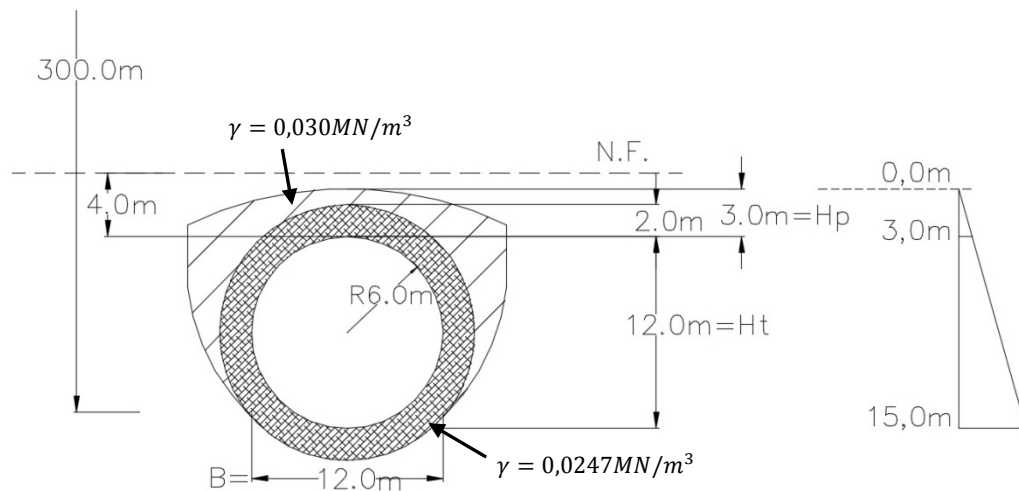
Tomando el valor crítico se tiene un H_p de:

$$H_p = 0,25 * B$$

$$H_p = 0,25 * (12,0m)$$

$$H_p = 3,0m$$

Figura 57. Arco de suelo para roca sana (sección circular)



Entonces, el nivel de esfuerzos geostáticos debidos al arco de suelo en la clave del túnel es:

$$\sigma_c = \gamma * H_p$$

$$\sigma_c = 0,030MN/m^3(H_p - 2,0m) + 0,0247MN/m^3(2,0m)$$

$$\sigma_c = 0,079MN/m^2$$

Por lo tanto, la carga distribuida en la clave del túnel es:

$$P_c = 0,079MN/m^2$$

Y en el piso del túnel:

$$\sigma_p = \sigma_c + 0,0247MN/m^3(6,0m)$$

$$\sigma_p = 0,079MN/m^2 + 0,0247MN/m^3(6,0m)$$

$$\sigma_p = 0,227MN/m^2$$

Por lo tanto, la carga distribuida en el piso del túnel es:

$$P_p = 0,227MN/m^2$$

Entonces la carga más crítica para el túnel de sección circular sería:

$$P_p = 0,227MN/m$$

Una vez calculadas las cargas por la metodología de carga de los factores de Terzaghi, se procede a cargar los modelos en el programa SAP2000 V.16., cabe recordar que el 100% de la carga generada por el arco de suelo no la asume el revestimiento final, pues se parte de la premisa que el terreno ya es estable luego de recibir el soporte primario, por lo tanto se toma un porcentaje de carga que el revestimiento asumirá en el largo plazo, para efectos prácticos de éste trabajo se

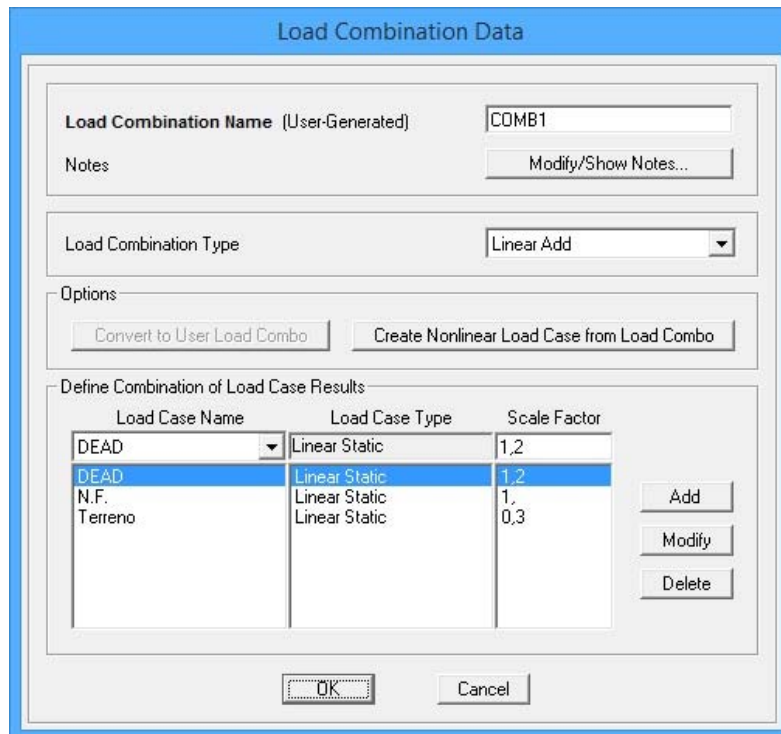
tomará un 30% de la carga para el diseño en SAP2000, a continuación se muestra un cuadro resumen:

Tabla 5. Cargas para los modelos de SAP2000

<i>Terreno</i>	<i>Sección Transversal</i>	<i>Carga (Terzaghi) MN/m²</i>		
		<i>Clave</i>	<i>Hastiales</i>	<i>Piso</i>
Roca Meteorizada	Herradura	1,30	3,40	1,572
Roca Meteorizada	Circular	1,356	--	1,504
Roca Sana	Herradura	0,079	0,18	0,351
Roca Sana	Circular	0,079	--	0,227

La carga producida por el nivel freático se agrega al 100% en SAP2000 con los demás tipos de cargas (peso propio del concreto al 120% y carga del terreno al 30%). A continuación se muestra la combinación de cargas para los modelos:

Figura 58. Cuadro de diálogo “Load Combination Data”



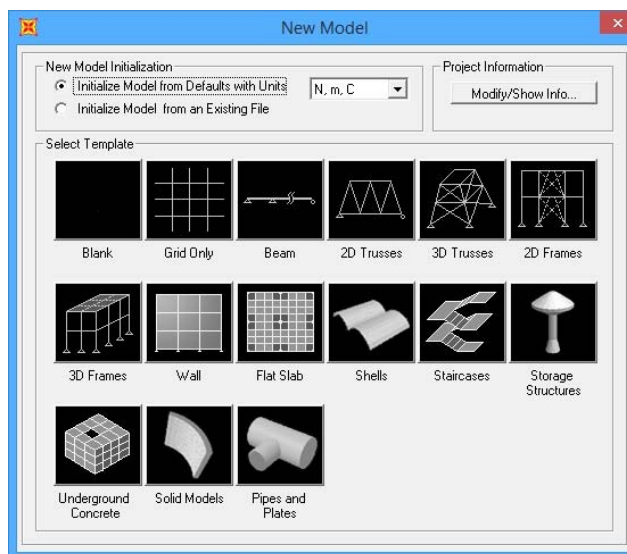
Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

La elaboración del modelo en el programa (SAP2000) inicia con la creación de un nuevo modelo mediante la opción “New Model” del menú “File” (mostrada en la siguiente figura), donde ajustamos las unidades a N, m, C, utilizamos la herramienta “Shells/Barrel Shell” y configuramos su geometría; sin embargo, también se puede trabajar la sección del modelo dibujándola en AutoCAD o exportándola desde el menú “File/Export/Export DXF...” del Phase2, es importante mencionar que la sección transversal de la excavación (trabajada en AutoCAD) debe ser un dibujo compuesto por líneas, no polilíneas, ubicadas en el plano XY y con altura $Z=0$, para que la importación al SAP2000 se realice de manera correcta.

También para el modelo debe ubicarse el sistema de coordenadas en el vértice o punto (0,0) de la sección transversal del túnel (comando “UCS” del AutoCAD).

Dentro del AutoCAD el modelo debe guardarse con el comando “WBLOCK” seleccionando los objetos y las unidades en metros. Para la elaboración de los modelos la metodología de importación presenta mayor facilidad y rapidez, sin embargo, crear el modelo con la plantilla “Shells” presenta mayor precisión en la discretización y en el posterior análisis.

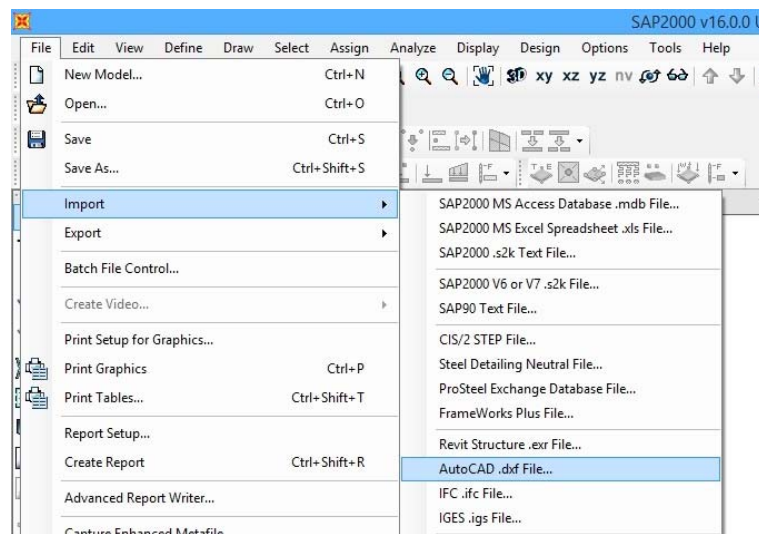
Figura 59. Cuadro de diálogo “New Model”



Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

Una vez ejecutada la opción “New Model” para un modelo en blanco, se importa el archivo “.DXF” con la opción “AutoCAD .dxf File...” del menú “File/Import”, verificando las unidades (N, m, C), que la opción de dirección global vertical sea la dirección Z y que los “Frames” sean tipo “Excavations”.

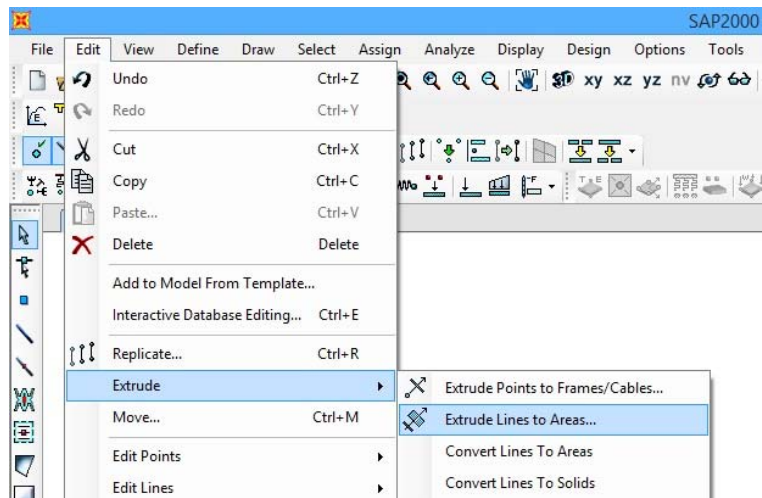
Figura 60. Importación de archivos .dxf, menú “File/Import”



Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

Seguidamente la sección importada se transforma en un elemento tipo “Shells” mediante la herramienta “Extrude Lines to Areas...” del menú “Edit/Extrude” (los “Frames” creados deben borrarse luego de tener la sección transversal creada), a continuación se muestra la herramienta:

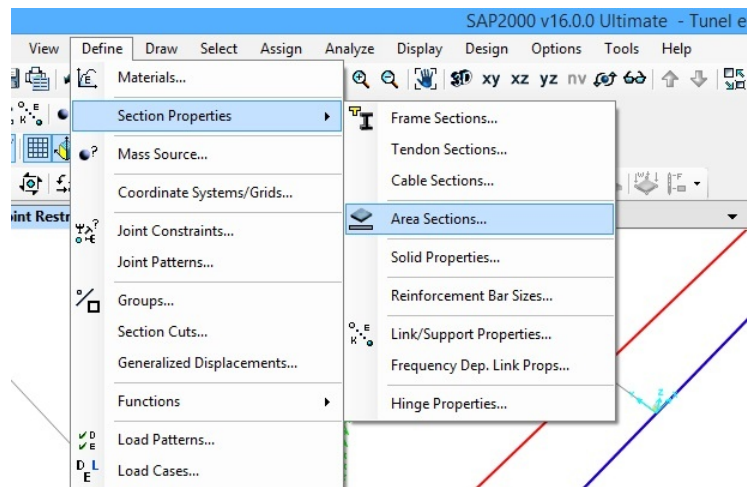
Figura 61. Creación de elementos “Shells”, menú “Edit/Extrude”



Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

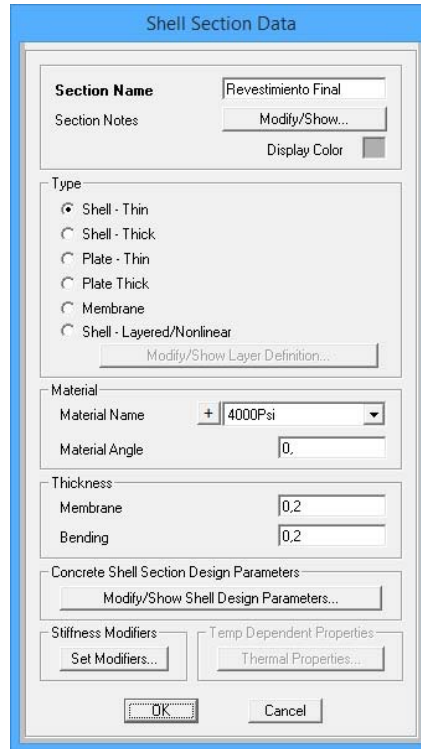
Luego, se crea la sección transversal de 1,0m de profundidad y se definen los datos geométricos con la herramienta “Area Sections...” del menú “Define/Section Properties”, aquí se agrega la sección tipo con “Shell Section Data”. Adelante se muestran las figuras:

Figura 62. Definición de la sección transversal, menú “Define/Section Properties”



Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

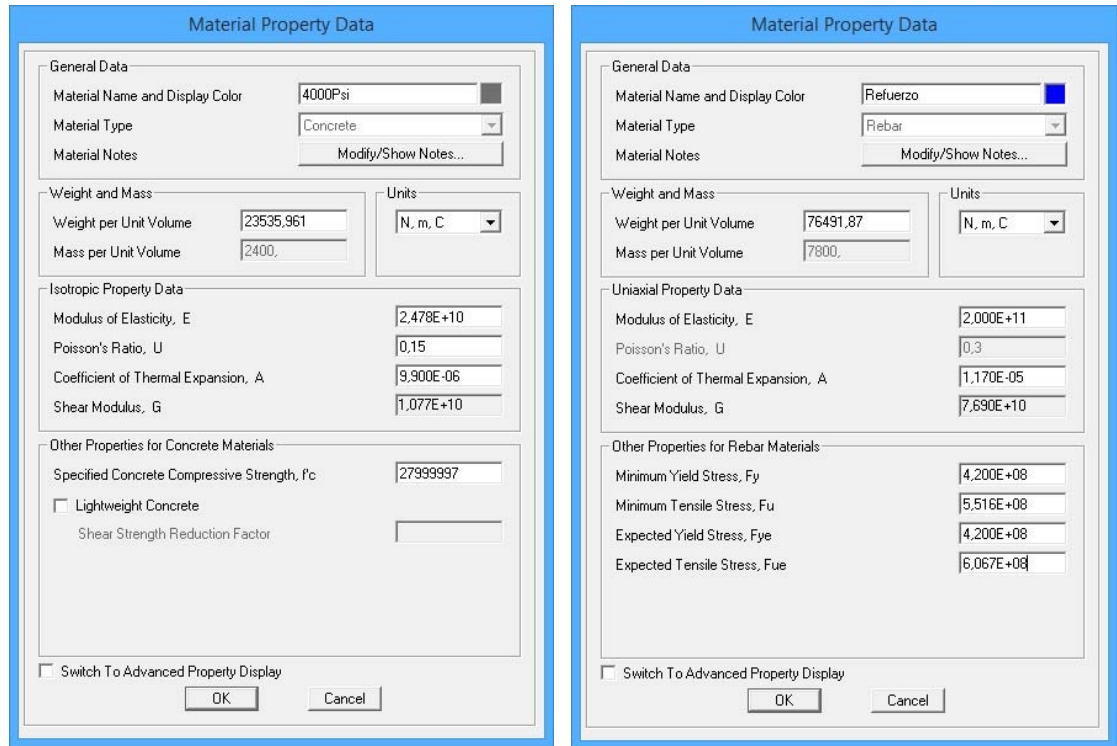
Figura 63. Cuadro de diálogo “Shell Section Data”



Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

Seguidamente se definen las propiedades de los materiales de la sección del revestimiento final con la herramienta “Materials...” del menú “Define” (las propiedades de resistencia y elasticidad son las mismas que se utilizaron en el modelamiento hecho en Phase2 conforme a la Tabla 4. “Características y propiedades de los tipos de soporte empleados en los terrenos”). A continuación se muestran los cuadros de diálogo de los materiales.

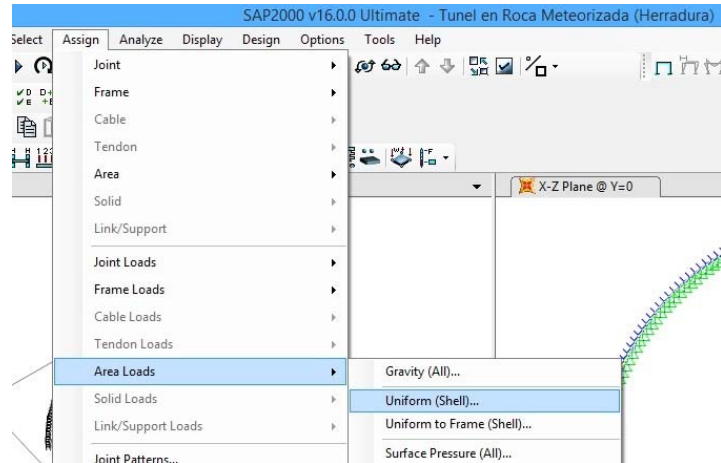
Figura 64. Cuadro de diálogo “Material Property Data”



Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

Posteriormente se asigna la sección, previamente definida, mediante la herramienta “Sections...” del menú “Assign/Area”, las cargas, previamente definidas, mediante la herramienta “Uniform (Shell)...” del menú “Assign/Area Loads” y el patrón de carga, definido previamente (Carga del terreno más la carga generada por el aumento del nivel freático en el largo plazo).

Figura 65. Asignación de cargas, menú “Assign/Area Loads”



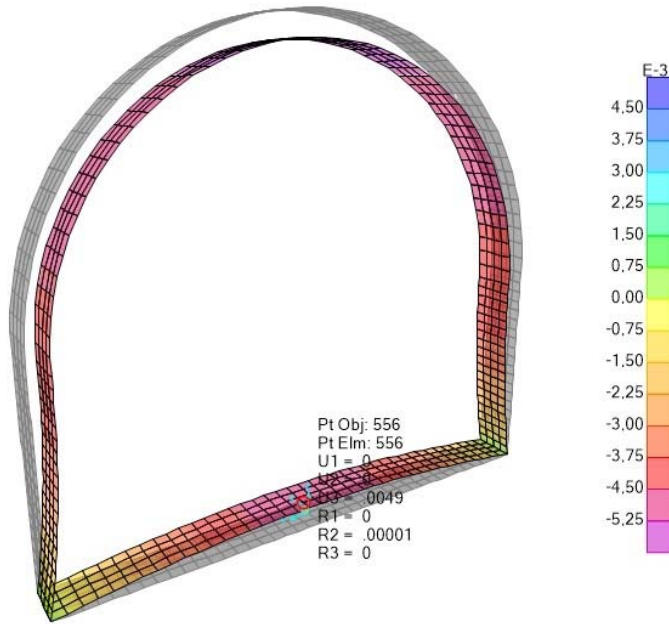
Tomado de: CSI, “SAP2000 V.16”, 2013.

Una vez cargados los modelos se corren y se obtienen los siguientes resultados (Datos para el comportamiento del revestimiento final en el largo plazo) desplazamientos, fuerza axial, momento flector y fuerza cortante:

Los siguientes resultados se obtienen luego de correr el programa y analizar los casos de carga para el terreno, nivel freático y peso propio del revestimiento final como una sola combinación de carga.

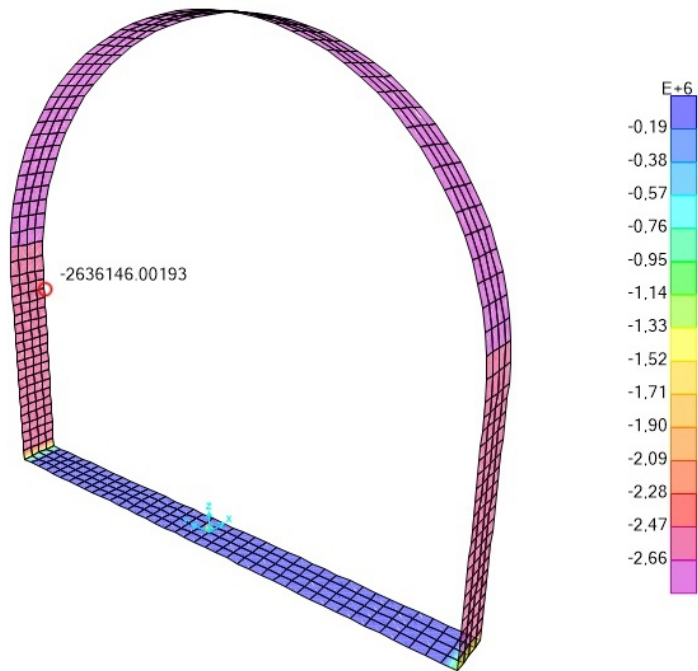
Para el caso de roca meteorizada y sección transversal en herradura se tiene:

Figura 66. Desplazamientos – Roca meteorizada, Herradura (m)



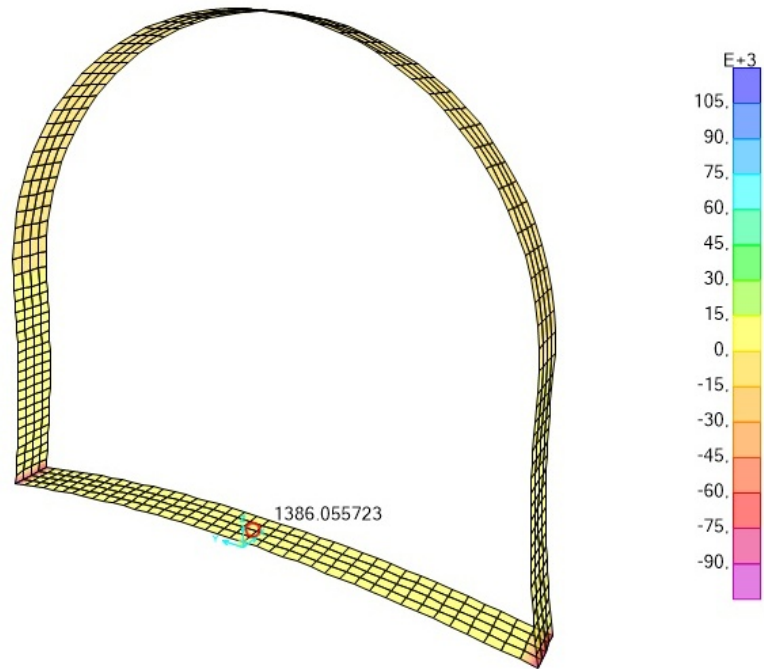
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 67. Fuerza axial – Roca meteorizada, Herradura (N)



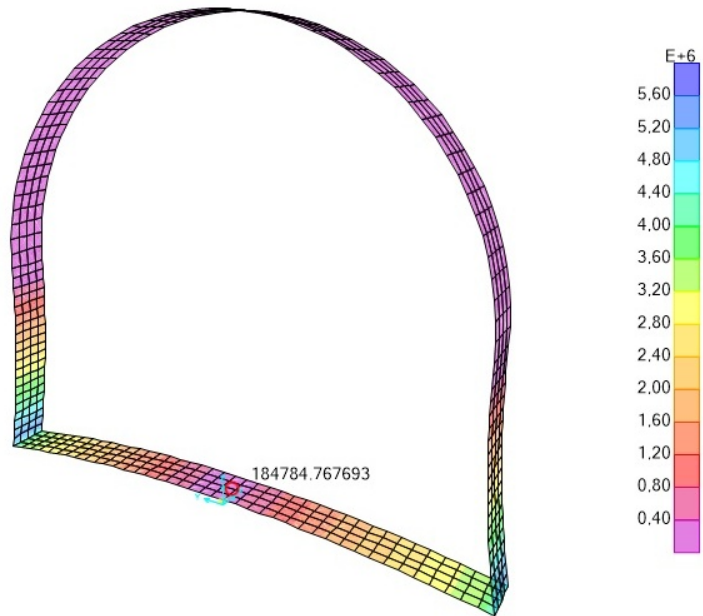
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 68. Momento flector – Roca meteorizada, Herradura (Nm)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

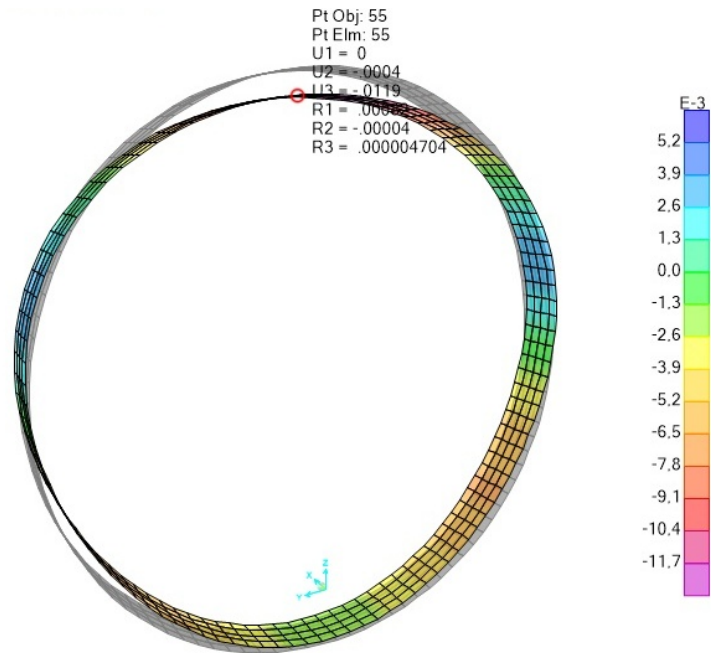
Figura 69. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Herradura (N)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

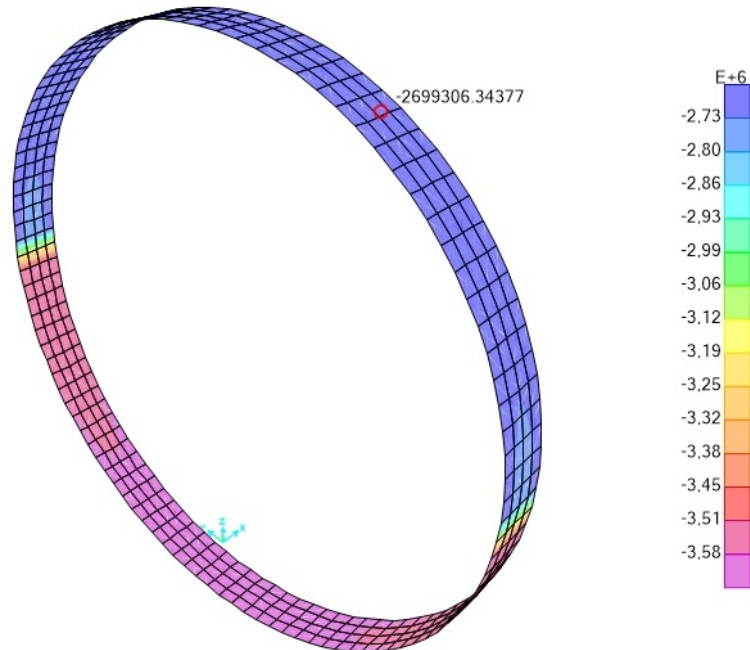
Para el caso de roca meteorizada y sección transversal circular se tiene:

Figura 70. Desplazamientos – Roca meteorizada, Circular (m)



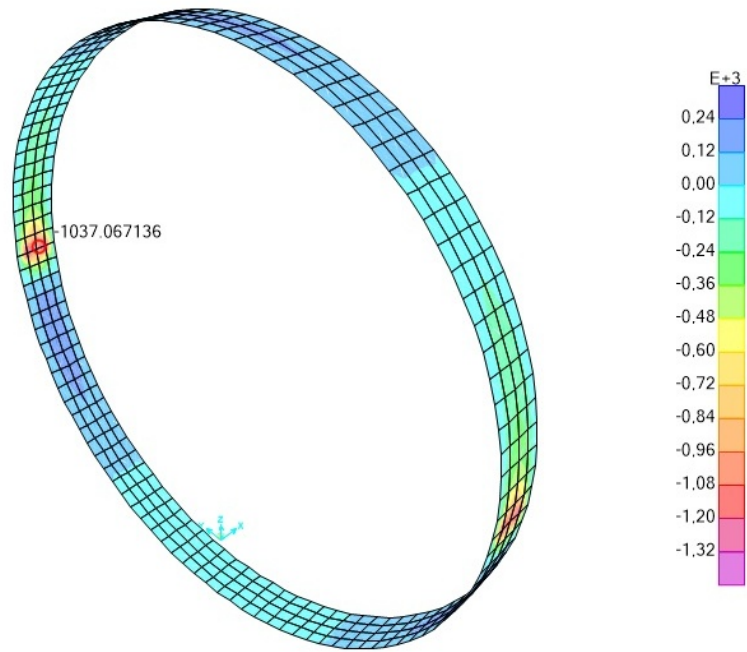
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 71. Fuerza axial – Roca meteorizada, Circular (N)



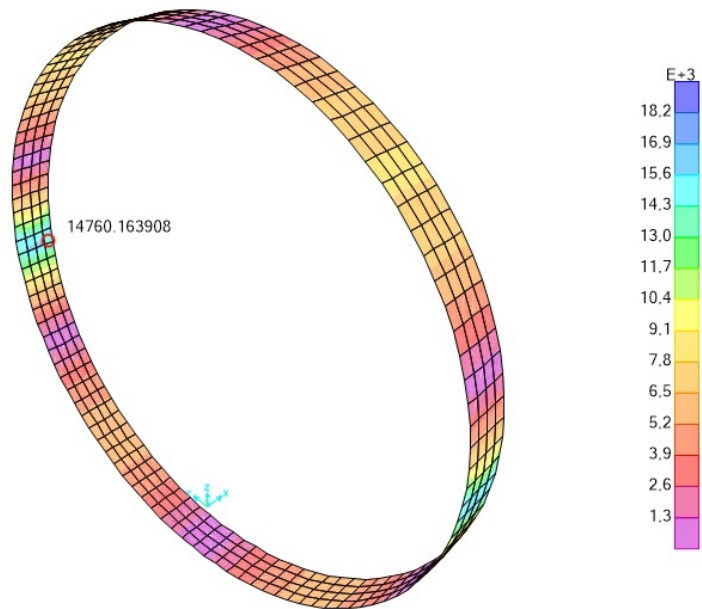
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 72. Momento flector – Roca meteorizada, Circular (Nm)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

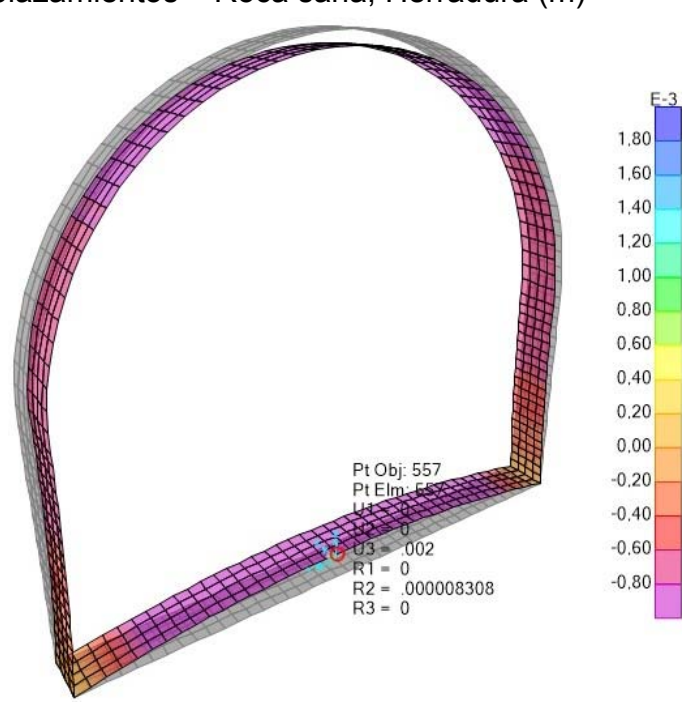
Figura 73. Fuerza cortante – Roca meteorizada, Circular (N)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

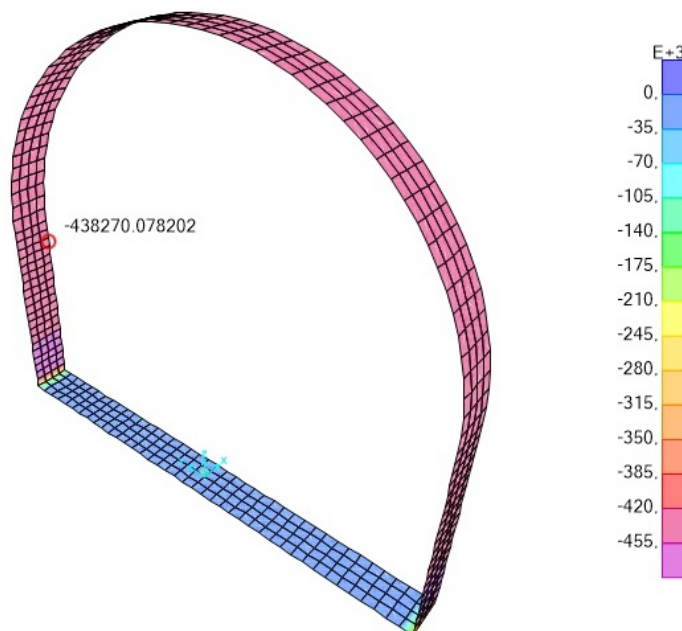
Para el caso de roca sana y sección transversal en herradura se tiene:

Figura 74. Desplazamientos – Roca sana, Herradura (m)



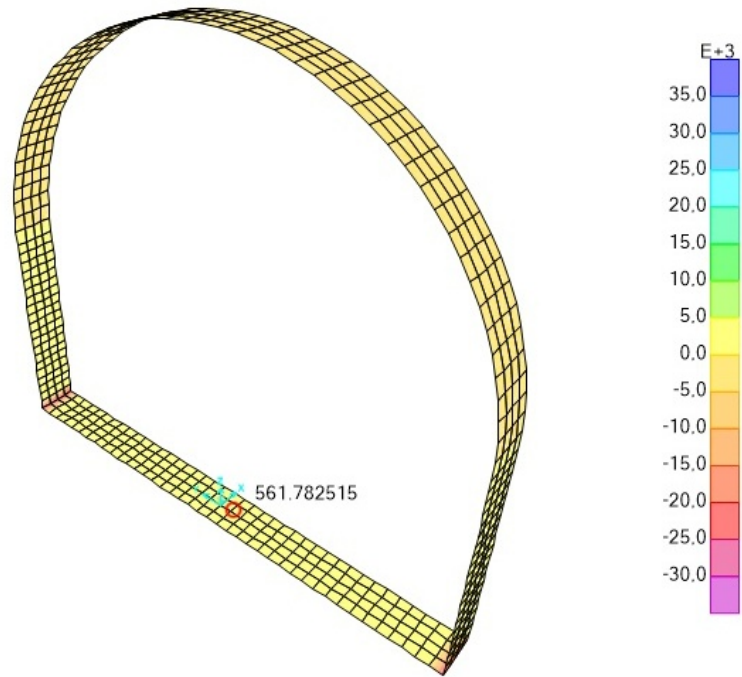
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 75. Fuerza axial – Roca sana, Herradura (N)



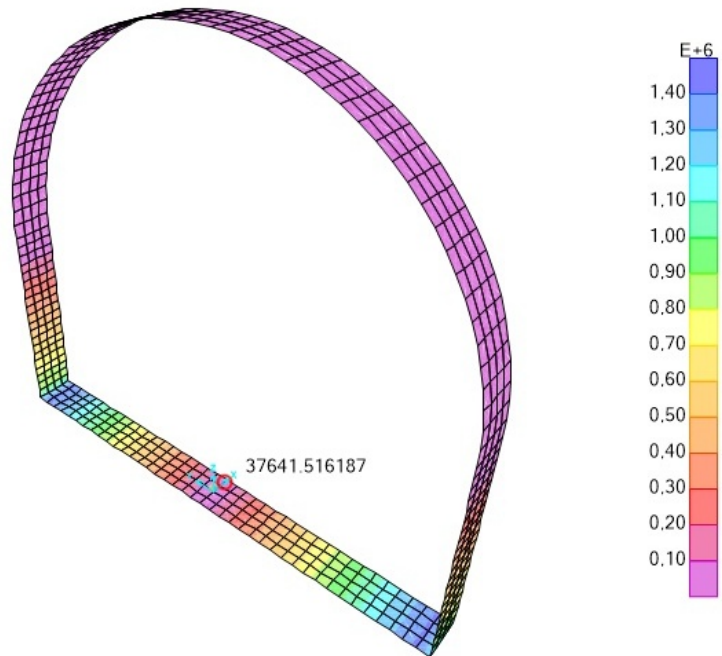
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 76. Momento flector – Roca sana, Herradura (Nm)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

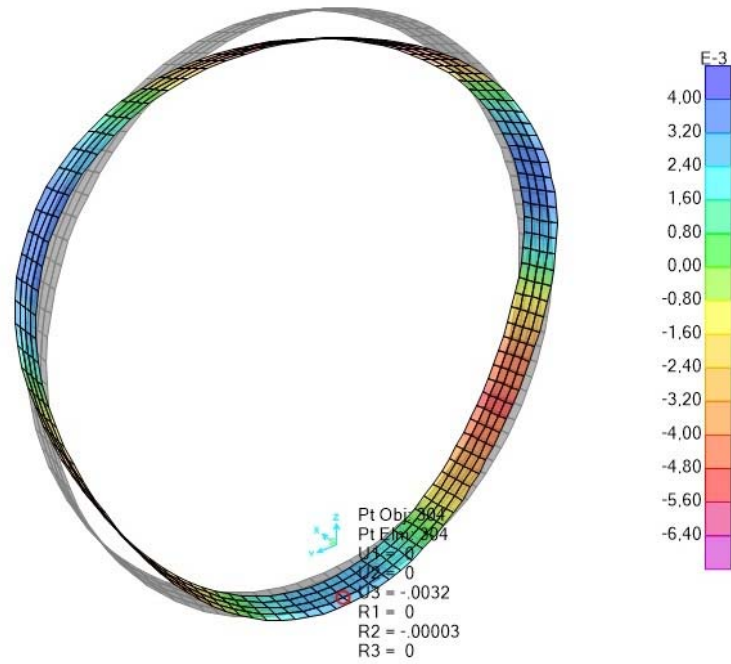
Figura 77. Fuerza cortante – Roca sana, Herradura (N)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

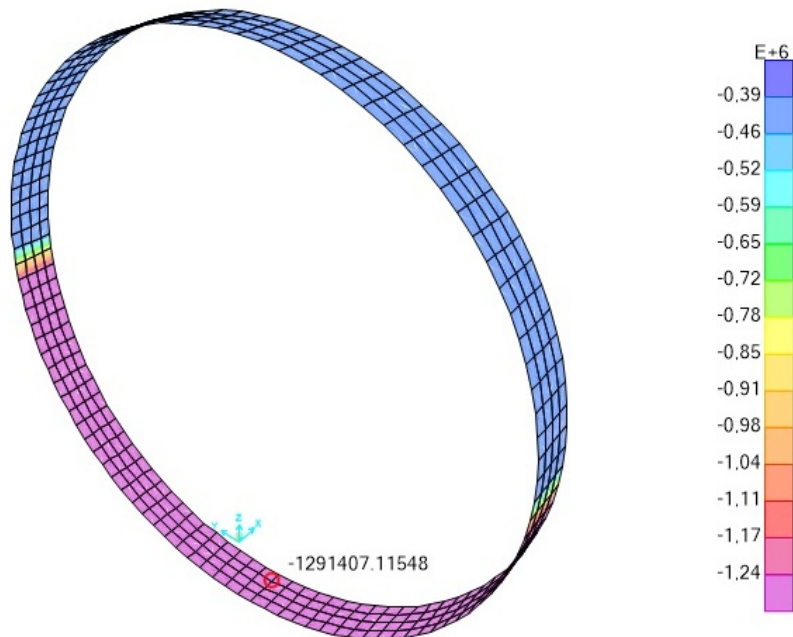
Para el caso de roca sana y sección transversal circular se tiene:

Figura 78. Desplazamientos – Roca sana, Circular (m)



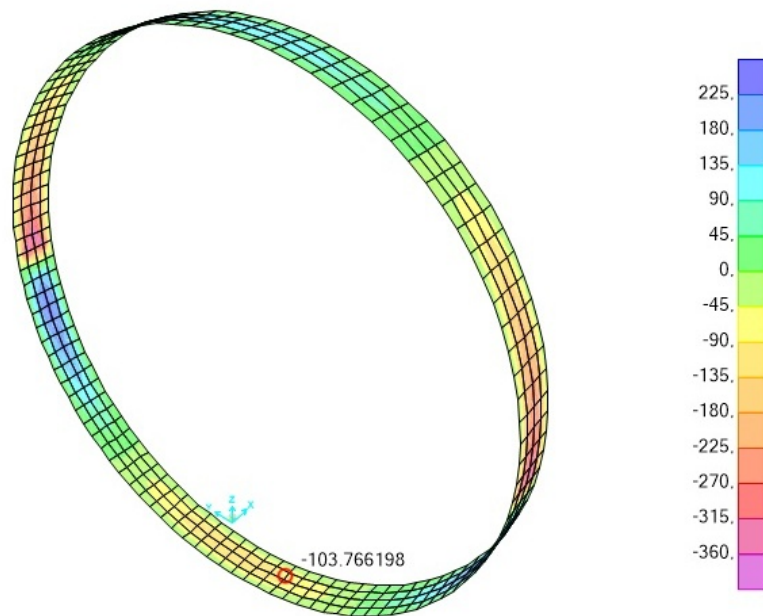
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 79. Fuerza axial – Roca sana, Circular (N)



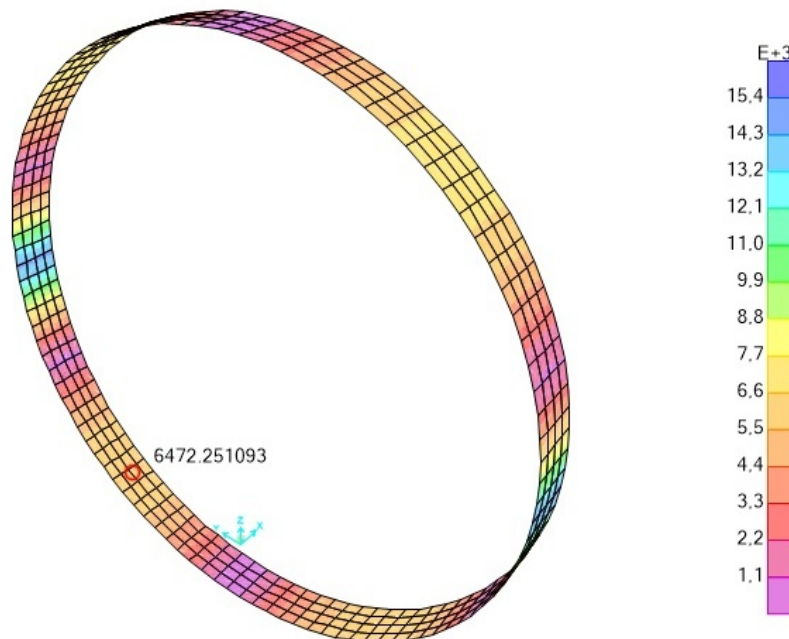
Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 80. Momento flector – Roca sana, Circular (Nm)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

Figura 81. Fuerza cortante – Roca sana, Circular (N)



Tomado de: CSI, "SAP2000 V.16", 2013.

7. ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS

Una vez realizado en diseño del revestimiento final por las dos metodologías, a continuación se muestran los resultados obtenidos (en valores absolutos), conforme a sus valores máximos y mínimos y a su ubicación dentro del revestimiento:

Para los desplazamientos en Phase2 y SAP2000 se tiene:

Tabla 6. Desplazamientos obtenidos en Phase2 y SAP2000

DESPLAZAMIENTOS (m)				
Terreno (Sección)	Phase2			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	0,008	Piso	0,003	Hastial
Roca Meteorizada (Circular)	0,004	Clave	0,002	Hastial
Roca Sana (Herradura)	0,003	Piso	0,001	Hastial
Roca Sana (Circular)	0,002	Clave	0,002	Hastial
Terreno (Sección)	SAP2000			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	0,0054	Clave	0,0049	Piso
Roca Meteorizada (Circular)	0,012	Clave	0,001	Hastial
Roca Sana (Herradura)	0,002	Piso	0,0002	Hastial
Roca Sana (Circular)	0,007	Clave	0,0002	Hastial

De la tabla anterior se observa que los mayores desplazamientos (para el caso de sección en herradura), ocurren usando la metodología aplicada en Phase2 en comparación con lo obtenido en SAP2000. Este resultado se relaciona con la simulación de la interacción suelo-estructura que permite el software Phase2, integrando las características particulares del terreno con el comportamiento de la capa de revestimiento final. Es de esperarse que esta situación se extrapole para terrenos caracterizados por menores parámetros de resistencia, menor "GSI" y menor nivel de esfuerzos en su deterioro.

Sin embargo, dentro de los resultados se observa que para la geometría circular los desplazamientos son mayores para el diseño en SAP2000. La variación del resultado con la geometría de la sección, se relaciona con la incertidumbre que implica tomar parte de la carga total generada por el terreno (carga calculada mediante la metodología de carga de los factores de Terzaghi), la cual puede llevar a un sobre diseño, en especial para túneles con altas coberturas. También es posible que las condiciones de frontera (condicionadas por el terreno en Phase2 y por la propia geometría de la estructura en sí en SAP2000) tengan una fuerte incidencia en éste resultado.

Por otra parte, al comparar las dos metodologías de diseño, se observa que la ubicación de los desplazamientos (máximos y mínimos) difiere únicamente en el primer caso (roca meteorizada y sección en herradura); es usual que en un terreno y sección de tales características el piso del túnel tienda a levantarse ante su falla, y que los desplazamientos se sobre estimen o exageren, situación que se relaciona con el modelo constitutivo utilizado para el criterio de falla del terreno ("Generalized Hoek-Brown") en Phase2, en SAP2000 dicha situación es menos evidente a pesar que los desplazamientos son más similares en la clave y piso del túnel.

Para la fuerza axial en Phase2 y SAP2000 se tiene:

Tabla 7. Fuerza axial obtenida en Phase2 y SAP2000

FUERZA AXIAL (MN)				
Terreno (Sección)	Phase2			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	1,25	Hastial	0,21	Piso
Roca Meteorizada (Circular)	0,97	Hastial	0,64	Clave
Roca Sana (Herradura)	0,52	Hastial	0,05	Piso
Roca Sana (Circular)	0,59	Hastial	0,39	Clave
SAP2000				
Terreno (Sección)	SAP2000			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	2,84	Clave	0,00	Piso
Roca Meteorizada (Circular)	3,50	Piso	2,70	Clave
Roca Sana (Herradura)	0,46	Hastial	0,00	Piso
Roca Sana (Circular)	1,30	Piso	0,40	Clave

Para el caso de la fuerza axial obtenida en los diseños, se observa que los valores máximos en el análisis de Phase2, se ubican de manera marcada en los hastiales de cada caso analizado, esto debido al estado de esfuerzos principales (in-situ) y al valor de la relación de esfuerzos que se asumió para definir las condiciones del campo de esfuerzos del terreno, a diferencia de la ubicación de las fuerzas obtenidas en SAP2000 donde se encuentran más influenciadas por la conformación de la geometría y restricciones del modelo geométrico.

Por otra parte, se aprecia que los valores obtenidos en SAP2000 superan en la mayoría de los casos a los de Phase2, lo cual refleja que el análisis hecho en SAP2000 es puramente estructural, a diferencia del hecho en Phase2, donde parte de las cargas son asumidas por el terreno y el soporte primario, y parte por el revestimiento final del túnel en el largo plazo.

Se observa también, que la presencia del valor máximo de fuerza axial en el piso de la sección circular (obtenido del diseño en SAP2000), y su similitud con el valor mínimo obtenido en la clave, refleja la buena capacidad estructural de la sección para soportar una mejor distribución de las cargas a lo largo de su geometría y muestra la gran estabilidad que un anillo en concreto tiene ante cargas de compresión altas, a diferencia del comportamiento que presenta la sección en herradura (obtenido también con la metodología de diseño en SAP2000), donde su fuerza axial se concentra principalmente en los hastiales y la clave del túnel.

Para el momento flector en Phase2 y SAP2000 se tiene:

Tabla 8. Momento flector obtenido en Phase2 y SAP2000

MOMENTO FLECTOR (MNm)				
Terreno (Sección)	Phase2			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	0,016	Hastial	0,025	Hastial
Roca Meteorizada (Circular)	0,001	Hastial	0,001	Hastial
Roca Sana (Herradura)	0,008	Piso	0,008	Hastial
Roca Sana (Circular)	0,00038	Clave	0,00040	Hastial
Terreno (Sección)	SAP2000			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación

Roca Meteorizada (Herradura)	0,102	Hastial	0,101	Hastial
Roca Meteorizada (Circular)	0,001	Hastial	0,0002	Hastial
Roca Sana (Herradura)	0,033	Piso	0,033	Hastial
Roca Sana (Circular)	0,0003	Hastial	0,0002	Clave

Los momentos flectores máximos obtenidos en Phase2 y SAP2000 son bastante similares para el análisis realizado en terreno con roca meteorizada y sección circular.

Para la sección herradura, los resultados del SAP2000 son mucho mayores que los obtenidos en el Phase2; esta sección en combinación con terreno meteorizado, muestra un comportamiento menos favorable con respecto a los demás casos analizados, al presentarse el máximo momento flector registrado en SAP2000 indica que a nivel estructural ésta sección se encuentra más exigida con el momento flector debido a la hipótesis de carga asumida.

De la anterior tabla también se puede observar que se obtuvieron momentos flectores relativamente bajos en la mayoría de los casos para el diseño en Phase2, lo cual indica una adecuada geometría para el revestimiento capaz de transmitir cargas y minimizar los esfuerzos (momento flector), lo cual es deseable en estructuras de concreto.

De las dos metodologías se observa que los resultados en Phase2 muestran que la parte con mejor comportamiento en el túnel (respecto del momento flector) son los hastiales, lo cual se relaciona con un adecuado equilibrio terreno – estructura,

permitiendo la distribución de los esfuerzos secundarios (redistribución de esfuerzos principales - in-situ -).

Para los resultados obtenidos en SAP2000, se aprecia que los momentos flectores máximos y mínimos se distribuyen homogéneamente tanto para la sección en herradura como para la sección circular, debido a que las cargas asumidas desde la metodología de Terzaghi presentan un escenario bastante conservador.

En términos generales se observa de los dos diseños, que la respuesta de las dos geometrías ante la hipótesis de carga (terreno-estructura en Phase2) y ante la hipótesis de carga (por el método de Terzaghi en SAP2000), es bastante similar en su proporción y ubicación, esto debido a la distribución de los esfuerzos in-situ en Phase2 y a la asignación de cargas en SAP2000.

Para la fuerza cortante en Phase2 y SAP2000 se tiene:

Tabla 9. Fuerza cortante obtenida en Phase2 y SAP2000

FUERZA CORTANTE (MN)				
Terreno (Sección)	Phase2			
	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	0,1	Piso	0,088	Piso
Roca Meteorizada (Circular)	0,008	Piso	0,008	Piso
Roca Sana (Herradura)	0,06	Piso	0,062	Piso
Roca Sana (Circular)	0,003	Hastial	0,003	Hastial
SAP2000				
Terreno (Sección)	Máximo	Ubicación	Mínimo	Ubicación
Roca Meteorizada (Herradura)	5,4	Hastial	0,0071	Clave

Roca Meteorizada (Circular)	0,019	Hastial	0,0002	Piso
Roca Sana (Herradura)	1,5	Piso	0,001	Clave
Roca Sana (Circular)	0,016	Hastial	0,0004	Piso

Los resultados de la fuerza cortante del análisis en Phase2 presentan una homogeneidad mayor, y reflejan un comportamiento similar cuando las secciones son las mismas, independientemente del terreno en el cual se modelaron; indicando que, guardando las proporción de las cargas, la sección en herradura siempre va a presentar un comportamiento menos eficiente en las esquinas del piso del túnel donde converge con los hastiales (debido a la acumulación de esfuerzos), en comparación con la circular en donde se observa una mejor distribución de esta fuerza.

Como es de esperar, se observa una mayor influencia del estado y distribución de esfuerzos en la sección en herradura que en la sección circular, y puede hacer que los elementos de soporte presenten un menor desempeño bajo dicha geometría.

De los resultados obtenidos con el SAP2000, el valor máximo de la fuerza cortante se presenta en los hastiales y piso (más hacia su intersección) para la sección en herradura, lo cual también indica que esta parte de la sección transversal constituye un lugar crítico, en la práctica este lugar debe concentrar un número de elementos de soporte mayor para el control de este mecanismo de falla. La situación descrita no se observa para la sección circular, donde se evidencia una mejor distribución de esfuerzos.

Una vez analizados los resultados es importante resaltar que: 1ro. El diseño del revestimiento final de un túnel requiere, simular la interacción terreno-estructura en el largo plazo (mediante Phase2 o un software similar), 2do. Que la orientación del campo de esfuerzos in-situ determinará el comportamiento de las reacciones en el modelo, y 3ro. Que las estimaciones en SAP2000 pueden ser tan conservadoras como se desee, en función de las hipótesis de carga asumidas.

8. CONCLUSIONES

El diseño y la construcción de túneles es una de las actividades más exigentes de la ingeniería, no solo por la dificultad que representa enfrentarse a las incertidumbres de la naturaleza y a su medio heterogéneo, discontinuo y anisótropo, sino también por el alto costo de construcción y su complejidad tecnológica.

El criterio profesional y la experiencia, aparte de un buen conocimiento enfocado en explorar las condiciones del terreno, tanto a nivel superficial como sub-superficial, incide en gran medida en la correcta conformación de los modelos numéricos que se adoptan para producir los diseños definitivos de un túnel.

En el diseño del revestimiento final de un túnel, la gran incertidumbre a resolver radica en entender y cuantificar de manera precisa el estado tensional de esfuerzos en el cual se encuentra el terreno y los cambios en su respuesta ante las excavaciones de las fases constructivas; igualmente, otra de las mayores dificultades radica en cuantificar con precisión las cargas de los modelos estructurales, con el fin de evitar sobre diseños o diseños inseguros y poco confiables.

Del presente trabajo es difícil concluir, desde el punto de vista de la hipótesis de carga tomada en SAP2000, si hay un sobre diseño en el revestimiento final o no, pues en algunos casos los resultados se encuentran en el mismo orden de magnitud, pero en otros casos los resultados difieren de manera significativa, esto debido a la incertidumbre al tomar una teoría de hipótesis de carga, bien porque

sea empírica o porque se fundamente en una teoría matemática diseñada para una situación muy particular.

Los elementos de soporte primario ayudan a controlar un determinado modo de falla el cual es simulado en términos de desplazamientos, esfuerzos axiales y cortantes y momentos flectores. El soporte primario de un túnel es la parte fundamental que permite una estabilidad en el corto plazo (en algunos casos en el largo plazo), y de su apropiado diseño y ejecución dependen los esfuerzos remanentes que el revestimiento final asumirá en el largo plazo.

La ubicación de los desplazamientos máximos y mínimos es bastante similar en los análisis obtenidos de Phase2 y SAP2000, sin embargo, la ubicación de las fuerzas axiales máximas y mínimas es muy variable de un software a otro, así como la del momento flector y fuerza cortante.

Para el presente trabajo las zonas más inestables del terreno se ubican por encima y por debajo de la sección transversal del túnel, siendo más crítica la zona de la solera del túnel con sección en herradura, pues ésta tiende a levantarse en mayor proporción de lo que la clave tiende a desplazarse hacia abajo, esto debido al modelo constitutivo utilizado para el criterio de falla del terreno (“Generalized Hoek-Brown”) el cual hace que los desplazamientos en sección de solera se sobre estimen o exageren en el modelo.

Al diseñar el revestimiento final en SAP2000 (en terrenos poco competentes), es conservador asumir un mayor porcentaje de la carga total del terreno y cuando se tienen terrenos mucho más competentes, es factible asumir porcentajes mínimos

de carga para los análisis, pues no existe un valor o porcentaje exacto de la carga del terreno que realmente actúe sobre el revestimiento final en el largo plazo, a diferencia del diseño en Phase2 donde es posible simular dichas condiciones (interacción terreno-elementos de soporte).

Cuando se tiene una sección en herradura, el estado de esfuerzos in-situ del terreno determina notoriamente la distribución de los esfuerzos en el revestimiento final y su comportamiento ante las fuerzas resultantes; de igual manera los desplazamientos y la dirección de los mismos en el terreno, también se condicionan por dicho estado in-situ.

Luego de analizar los resultados obtenidos de los diseños de Phase2 y SAP2000, comparativamente se concluye que la sección circular presenta gran estabilidad y mayor confiabilidad en su respuesta con respecto a la sección en herradura, la cual muestra como mayor debilidad la zona del piso del túnel y las esquinas donde converge con los hastiales.

A nivel geométrico la sección circular para un túnel presenta diversas ventajas, mejores comportamientos y mayor uniformidad en los resultados y ubicación de los desplazamientos, fuerzas axiales, momentos flectores y fuerzas cortantes, así como también unas mejores condiciones para el trabajo de los sistemas de soporte primario, y no se encuentra tan afectada por el campo de esfuerzos in-situ que el terreno tenga.

La estabilidad del revestimiento final de un túnel en el largo plazo, no solo depende de los resultados obtenidos en una simulación, sino también de las

características de los materiales utilizados en el soporte primario y su correcta construcción. Adicionalmente factores que causan deterioro como minerales agresivos en el terreno y en el agua subterránea, deben ser incluidos dentro del diseño, para garantizar el adecuado comportamiento en el largo plazo.

Con el fin de establecer una carga en el terreno más confiable para realizar el diseño del revestimiento final de un túnel por la metodología de SAP2000, se propone desarrollar para futuras investigaciones, una metodología iterativa de diseño en la que se tome un porcentaje de carga variable (de la carga hallada por la metodología de carga de los factores de Terzaghi), y evaluar los resultados hasta llegar a un punto en que los desplazamientos por las dos metodologías de diseño sean iguales o con una diferencia en magnitud inferior al 5%.

El diseño y construcción de obras subterráneas es hoy en día la mejor alternativa para dar solución a las necesidades de comunicación que el país enfrenta, esta no sólo ofrece una mejor competitividad disminuyendo costos de operación sino que ofrece una alternativa real para enfrentar los tratados de libre comercio firmados, de allí que se hace necesario y cuanto antes producir nuevos contenidos sobre temas afines, que de manera complementaria contribuyan a la formación académica del ingeniero Geotecnista, pues a nivel regional el país no cuenta con bibliografía propia y la existente es de difícil acceso, bien por el idioma o por los costos de compra en otros países.

Finalmente se concluye que el diseño del revestimiento final de un túnel, a nivel estructural puede ser tan conservador como se desee, que la simulación y análisis en el largo plazo de la interacción terreno-estructura debe ser imprescindible (pues el cambio de los esfuerzos efectivos y del nivel de agua subterránea afectan los

resultados de los modelos), y que el campo de esfuerzos in-situ del terreno determinará en gran medida la manera como la sección transversal responderá durante su vida útil. Personalmente recomiendo que la hipótesis de carga que se asuma para diseñar el revestimiento final de un túnel, se componga de factores como el índice de deterioro del terreno en el largo plazo, la composición mineral del agua subterránea (para considerar deterioros futuros en los elementos de soporte), el posible taponamiento del sistema de drenaje y el deterioro propio del concreto, teniendo siempre presente diseñar para lo que se necesita.

BIBLIOGRAFÍA

BARTON, Nicholas, LIEN, Rolf and LUNDE, John. Engineering classification of rock masses for the design tunnel support. Vienna: Springer-Verlag, 1974. 47 p.

BELL, Fred. Engineering geology. 2nd ed. Oxford: Elsevier, 2007. 581 p.

BOHÓRQUEZ SOLANO, Nestor Augusto. Maquinaria para construcción de túneles. Bucaramanga: Universidad Pontificia Bolivariana, 2013. 9 p.

CHAPMAN, David, METJE, Nicole and STÄRK, Alfred. Introduction to tunnel construction. Oxon: Spon Press, 2010. 390 p.

FINTEL, Mark. Handbook of concrete engineering. 2nd ed. New York: Van Nostrand Reinhold Company, 1985. 892 p.

GONZÁLEZ DE VALLEJO, Luis Ignacio, FERRER GIJÓN, Mercedes, ORTUÑO ABAD, Luis y OTEO MAZO, Carlos. Ingeniería geológica. Madrid: Pearson Educación S.A., 2002. 744 p.

HEMPHILL, Gary. Practical tunnel construction. New Jersey: John Wiley & Sons Inc., 2013. 415 p.

HOEK, Evert and BROWN, Edwin. Underground excavation in rock. London: The Institution of Mining and Metallurgy, 1980. 527 p.

HOEK, Evert, KAISER, Peter and BAWDEN, William. Support of underground excavations in hard rock. Rotterdam: A.A. Balkema, 2000. 228 p.

HUNG, Jeremy, MONSEES, James, MUNFAH, Nasri and WISNIEWSKI, John. Technical manual for design and construction of road tunnels – Civil elements. New York: Parsons Brickerhoff Inc., 2009. 702 p.

INSTITUTO NACIONAL DE VÍAS. Manual de diseño, construcción, operación y mantenimiento para túneles de carretera en Colombia. Bogotá D.C.: INVIAS, 2015. 356 p.

JERRAM, Dougal and PETFORD, Nick. The field description of igneous rocks. 2nd ed. Oxford: John Wiley & Sons Ltd., 2011. 238 p.

OYENUGA, Dots. FHWA Road tunnel design guidelines. Oakland: ASC Inc., 2004. 148 p.

PENG, Suping and ZHANG, Jincal. Engineering geology for underground rocks. Berlin: Springer-Verlag, 2007. 319 p.

PILGERSTORFER, Thomas. Prediction of displacements development using closed-form solutions. Graz: Graz University of Technology, 2008. 254 p.

PROCTOR, Robert and WHITE, Thomas. Rock tunneling with steel supports. Youngstown: Commercial Sheering & Stamping Co., 1977. 282 p.

RAMAMURTHY, Thandavarayan. Engineering in rocks for slopes, foundations and tunnels. 3rd ed. Delhi: PHI Learning Private Limited, 2014. 757 p.

SCHUBERT, Peter Alexander. Contribution to the rheological behavior of shotcrete. Graz: Graz University of Technology, 1988. 145 p.

SELLEY, Richard, COCKS, Robin and PLIMER, Ian. Encyclopedia of geology. Oxford: Elsevier, 2005. 3345 p.

SINGH, Bhawani, JETHWA, Jay and DUBE, Abhi. Correlation between observed support pressure and rock mass quality. Oxford: Pergamon Press Ltd, 1992. 15 p.

STOW, Dorrik. Sedimentary rocks in the field – A colour guide. London: Manson Publishing Ltd., 2005. 321 p.

TARBUCK, Edward y LUTGENS, Frederick. Ciencias de la Tierra – Una introducción a la geología física. 8 ed. Madrid: Pearson Educación S.A., 2005. 736 p.

TUCKER, Maurice. Sedimentary rocks in the field – A practical guide. 4th ed. Oxford: John Wiley & Sons Ltd., 2011. 275 p.

WALTHAM, Tony. Foundations of engineering geology. 3rd ed. Oxon: Spon Press, 2009. 98 p.

ZANG, Arno and STEPHANSSON, Ove. Stress field of the earth's crust. New York: Springer, 2010. 322 p.