

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica



INTERACCIÓN SUELO-TÚNEL, CON REVESTIMIENTO SOMETIDO A CARGA ANISOTRÓPICA

JAIME ECHEVERRÍA RODRÍGUEZ

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de Ingeniería, Maestría en Geotecnia
Bogotá, Colombia
2013

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

JAIME ECHEVERRÍA RODRÍGUEZ

Proyecto de grado de profundización presentada como requisito parcial para optar al título de:
Magister en Ingeniería - Geotecnia

Director:

Ingeniero Félix Hernández Rodríguez

Línea de Investigación:

Excavaciones Subterráneas

Universidad Nacional de Colombia
Facultad de ingeniería, Maestría en Geotecnia
Bogotá, Colombia

2013

Agradecimientos

Gracias a Dios por poner en mi camino a todas las personas que con una voz de aliento y compañía, me convencieron de que era posible conseguir el sueño de culminar exitosamente mis estudios de maestría.

Resumen

En este proyecto de grado se estudia y analiza la labor conjunta que realizan los anillos de revestimiento y el terreno que rodea el túnel para soportar la redistribución de presiones causada por el emplazamiento de la obra subterránea, asumiendo el efecto tridimensional de aporte que tiene el frente de excavación cuando se encuentra en cercanía de una sección de control, aquí tratado desde una perspectiva bidimensional incorporándolo en la curva de convergencia del suelo. Se propone una interpretación diferente de la curva de convergencia conjunta anillo-suelo, la cual hace uso también de los principios tradicionales de la curva característica como son el hecho de que el aporte del frente de excavación se desvanece a medida que la sección que limita el corte se aleja del lugar de medición, y que los esfuerzos y las deformaciones tanto en el suelo como en el anillo de soporte deben ser compatibles, es decir, sin abandonar la idea de que entre terreno y anillo existe interacción suelo-estructura. Por otra parte, mediante un estudio paramétrico se analiza la influencia que tiene en el espesor del anillo de concreto de soporte, la relación entre los esfuerzos verticales y horizontales del terreno (coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0). Como se verá en lo seguido del informe, en este proyecto de grado se concluyó que el estado de esfuerzos en el suelo previo a la apertura del túnel, tiene una influencia mucho más marcada en el dimensionamiento de los anillos de concreto que las mismas propiedades de resistencia del suelo donde se excava.

Palabras claves: túnel, anillos de soporte, frente de excavación, redistribución de presiones, curva de convergencia, interacción suelo-estructura, coeficiente de empuje de tierras en reposo.

Abstract

In this research, we study and analyze the joint work made by lining and the ground surrounding the tunnel to support the redistribution of pressures caused by underground construction site, assuming the three-dimensional effect of contribution that is excavation face when in proximity of a control section treaded from a dimensional perspective incorporating in convergence the curve of soil. It proposes a new methodology in the design of the rings based on the contribution of the excavation face fades as the section that limits the cutting moves away from the site of measurement, and the stresses and strains in the ground as in the support ring must be compatible, meaning that without abandoning the idea that between ground and ring there is ground-structure interaction. Moreover, through a parametric study we analyze the influence of the thickness of the concrete ring support, the relation between vertical and horizontal efforts of the land (coefficient of earth pressure at rest K_0). As we will see later, in this research was concluded that the stress state in the soil prior to the opening of the tunnel, has a much stronger influence on the dimensioning of concrete rings, than the same soil resistant properties where excavated.

Keywords: Tunnel, support rings, excavation fronts, redistribution of pressures, convergence curve, soil-structure interaction, land thrust coefficient at rest.

Contenido

Resumen.....	IV
Abstract	IV
Listado de figuras.....	IVII
Listado de tablas.....	IVIII
Introducción y objetivos	10
Capítulo 1 Conceptos generales de las obras subterráneas	14
1.1 Obras Subterráneas	14
1.1.1 Clasificación de túneles según la forma de la sección transversal	14
1.1.2 Clasificación de túneles según el uso para el que se construya.....	17
1.1.3 Clasificación de las obras subterráneas según las dimensiones de la excavación e inclinación del eje longitudinal	18
1.2 Sistemas de soporte y revestimiento.....	19
1.3 Tipos y causas de la presión de tierras y rocas en túneles.....	25
1.3.1 Presiones geostáticas	29
1.3.2 Procesos de tectónica global	29
1.3.3 Procesos de tectónica local	30
1.3.4 Procesos geomorfológicos y efectos mecánicos asociados	30
1.4 Desarrollos analíticos para cuantificación de cargas sobre el túnel	32
1.4.1 Método Terzaghi	32
1.4.2 Método Protodyakonov	34
1.4.3 Método de Bierbaumer.....	37
Capítulo 2 Curvas de convergencia e interacción suelo revestimiento	38
2.1 Principios generales del método de convergencia-confinamiento.....	39
2.1.1 Desarrollo matemático para la determinación de la curva característica para condiciones axi-simétricas	43
2.1.2 Curva de convergencia obtenida con Phase 2	53
2.1.3 Propuesta de realización de la curva de convergencia conjunta, suelo revestimiento.	68
2.1.4 Análisis comparativo entre los resultados de diseño por técnicas tradicionales y la propuesta en este proyecto de grado.	73
2.1.5 Fuerzas internas en los anillos de concreto.....	75
Capítulo 3 Influencia de cargas anisotrópicas en el revestimiento	84
3.1 Diseño del anillo de concreto y análisis paramétrico.....	91
Capítulo 4 Conclusiones	97
Bibliografía	102

Listado de figuras

Figura 1-1. Túnel de sección transversal circular.	15
Figura 1-2. Túnel de sección transversal en forma de bóveda.	16
Figura 1-3. Túnel con sección transversal en forma de herradura.	16
Figura 1-4. Arcos metálicos o costillares.	21
Figura 1-5. Pernos o anclajes.	22
Figura 1-6. Concreto lanzado.	23
Figura 1-7. Malla metálica.	24
Figura 1-8. Dovelas prefabricadas.	24
Figura 1-9. Factor escala en túneles.	26
Figura 1-10. Factor escala en cimentaciones.	26
Figura 1-11. Efecto arqueado propuesto por Terzaghi.	33
Figura 1-12. Esquema de fuerzas por Protodyakonov.	35
Figura 1-13. Geometría de análisis Bierbaumer.	37
Figura 2-1. Esquema básico método de convergencia-confinamiento.	40
Figura 2-2. Curva característica del terreno y soporte.	41
Figura 2-3. Curva característica del terreno y soportes con diferente rigidez.	42
Figura 2-4. Estado de esfuerzos en elemento diferencial de suelo.	44
Figura 2-5. Desarrollo de la redistribución de esfuerzos.	45
Figura 2-6. Función de carga radial Vs. magnitud de convergencia.	47
Figura 2-7 Abaco propuesto por Vlachopoulos y Diederichs.	48
Figura 2-8 Gráfica de apoyo para facilitar el entendimiento del ejemplo.	49
Figura 2-9 Esquema para metodología Panet (1996).	50
Figura 2-10 Forma de relacionar los esfuerzos radiales y distancia del frente de excavación a sección de control.	51
Figura 2-11 Tipos de apoyo que ofrece Phase 2.	54
Figura 2-12 Tipos de malla que pueden ingresarse al modelo.	55
Figura 2-13 Tipos de elementos ofrecidos por Phase 2.	56
Figura 2-14 Disposición de los elementos triangulares de tres nodos usados en el proyecto de grado.	56
Figura 2-15 Datos generales del modelo.	59
Figura 2-16. Etapas de análisis.	60
Figura 2-17. Geometría del modelo.	60
Figura 2-18. Condiciones de frontera.	61
Figura 2-19. Inclusión del campo de esfuerzos.	62
Figura 2-20. Cargas distribuidas.	62
Figura 2-21. Vector de esfuerzos en el contorno.	63
Figura 2-22. Definición de esfuerzos por etapa.	63
Figura 2-23. Representación del alejamiento del frente de excavación con respecto a la sección de control.	64
Figura 2-24. Parámetros geomecánicos.	64

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Figura 2-25. Resultados de desplazamientos por etapas.	65
Figura 2-26. Curva de convergencia en unidades de porcentaje de carga.....	66
Figura 2-27. Chequeo de los factores de seguridad en cada una de las secciones en que se dividió el anillo de revestimiento.	67
Figura 2-28. Esquema de diseño actual.	68
Figura 2-29. Curva de convergencia con anillo de soporte.	69
Figura 2-30. Curva de convergencia con y sin revestimiento.	70
Figura 2-31. Colocación del revestimiento previo a las deformaciones del terreno.	70
Figura 2-32. Modelo de túnel con revestimiento colocado una vez hecha la excavación.....	71
Figura 2-33. Revestimiento colocado con tiempo de desfase.....	71
Figura 2-34. Comparativo de la técnica actual contra propuesta.	74
Figura 2-35. Colocación de anillo en etapa No. 8.....	76
Figura 2-36. Diagrama de carga axial.....	76
Figura 2-37. Fuerzas circunferenciales en el anillo.	77
Figura 2-38. Diagramas de carga interna para cada etapa de carga.	77
Figura 2-39. Cargas circunferenciales a lo largo del perímetro del túnel.	78
Figura 2-40. Fuerza axial de diseño técnica actual y propuesta.....	79
Figura 2-41. Fuerza cortante en el perímetro del túnel.....	80
Figura 2-42. Desarrollo de fuerza cortante para revestimiento a 4 m del frente.....	81
Figura 2-43. Momentos flectores a lo largo del perímetro del túnel.....	82
Figura 2-44. Momentos flectores para soporte colocado a 4 m del frente de excavación.	83
Figura 3-1. Equilibrio de fuerzas internas.....	85
Figura 3-2. Esquema de almacenamiento de tubos.	85
Figura 3-3. Equilibrio de fuerzas externas.	86
Figura 3-4. Deformada de tubos bajo cargas anisotrópicas.....	87
Figura 3-5. Segmentación de tubos rígidos por deformación.	89
Figura 3-6. Reacción circunferencial interna.....	90
Figura 3-7. Concentración de esfuerzos según radio de curvatura.	90
Figura 3-8. Gráficas de factor de seguridad del soporte (PHASE 2D).	92
Figura 3-9. Análisis conjunto de carga axial y momento flector.	93
Figura 3-10. Envoltente de resistencia Mohr Coulomb.	94
Figura 3-11. Influencia del coeficiente de tierras en reposo sobre el soporte del túnel.	95
Figura 4-1. Esquema clásico para diseño de soporte.....	97
Figura 4-2. Curva de convergencia terreno-soporte.....	98
Figura 4-3. Punto de equilibrio para diseño del soporte del túnel.	99
Figura 4-4. Gráfica de K_0 Vs. espesor de soporte requerido.....	100

Listado de tablas

Tabla 1. Parámetros del concreto del revestimiento.....	73
Tabla 2. Solicitaciones circunferenciales internas.	78
Tabla 3. Solicitaciones circunferenciales internas con frente de excavación a 4 m de distancia.	79
Tabla 4. Fuerzas cortantes, en el revestimiento colocado cuando el frente de excavación está a 2 m de distancia.....	80
Tabla 5. Fuerzas cortantes en el revestimiento instalado con el frente a 4 m de distancia.	81
Tabla 6. Momentos flectores en el revestimiento instalado a 2 m de distancia del frente de excavación.	82
Tabla 7. Momento flector en revestimiento colocado a 4 m de distancia del frente de excavación.....	83
Tabla 8. Valor de relación de áreas según la magnitud de la deflexión del tubo.	87

Introducción y objetivos

Las rocas, los suelos, o en general los materiales térreos, que se encuentran a cierta profundidad están sometidos a campos de esfuerzos generados por diferentes causas, entre las que se pueden mencionar el peso de los estratos de materiales suprayacentes, las fuerzas tectónicas residuales que por algún motivo no han terminado de relajar sus tensiones originales, etc. Cuando se realiza la excavación de cualquier obra subterránea, y en este caso particular de un túnel, se cambian las condiciones del medio natural, el cual antes de ser intervenido se encontraba en equilibrio bajo el campo de esfuerzos al que se encontraba sometido. Luego, cuando se inicia la excavación, se modifica su geometría interna, porque el túnel representa para él una discontinuidad; por tanto, los esfuerzos que soportaba el material retirado deberán ser asumidos por el que se encuentra aledaño a la zona de corte. Este proceso es lo que en la literatura que hace referencia a las obras subterráneas, se conoce como “redistribución de esfuerzos”.

Ahora bien, si los materiales que se encuentran en las zonas aledañas a la excavación deben asumir las tensiones que anteriormente soportaban los que fueron retirados por el corte, es lógico pensar que aumentarán sus niveles de esfuerzos, y el que puedan hacerlo sin fallar va a depender principalmente de los parámetros geomecánicos resistentes que posean, y del estado de tensiones a que estuviera sometida la zona donde se emplaza el túnel previo a la realización de la excavación.

En este punto se pueden presentar dos situaciones: la primera y más favorable para el proyecto de construcción, es que los parámetros de resistencia de los materiales cercanos a la excavación sean de tal magnitud que asuman el nuevo estado de esfuerzos generados por la redistribución de tensiones sin fallar, y experimentando desplazamientos hacia el interior de la excavación en valores dentro de niveles tolerables para el proyecto. En tal caso, teóricamente, no se tendría la necesidad de colocar sistema alguno de soporte. El segundo escenario que puede presentarse, se basa en que las solicitaciones de esfuerzo en la periferia del túnel superen la capacidad resistente del suelo y dicha situación se manifieste con desplazamientos del contorno del túnel en niveles intolerables; es decir, reduciendo la capacidad operativa del proyecto, o en el peor de los casos, causando derrumbamiento de las paredes de la excavación hasta cerrarla. Esta segunda situación es la que se aborda en el presente proyecto de grado, porque de presentarse se requeriría de la colocación de

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

algún dispositivo de soporte, el cual debe ser visto como un elemento que rigidiza el conjunto suelo-revestimiento, modificando así las curvas de convergencia del terreno.

Las curvas de convergencia en este proyecto de grado son concebidas como la representación gráfica del aporte estructural que hace el frente de la excavación sobre la sección de control que esté siendo monitoreada. Dichas curvas, como se explicará a lo largo del documento, son una aproximación bidimensional de un asunto puramente tridimensional, en la cual se hace uso de una fuerza distribuida en el contorno del túnel y dirigida hacia la parte externa del mismo. Esa fuerza debe tener una magnitud tal que genere los desplazamientos medidos en la sección de control sobre el perímetro de la excavación, el cual, en condiciones reales antes de ser ocupada por los anillos se encuentra libre de esfuerzos.

En este trabajo, para conseguir los objetivos propuestos, se utilizó el programa de elementos finitos Phase 2.

Es preciso mencionar que los análisis realizados en este proyecto de grado se basan en que el comportamiento de la excavación ya protegida mediante los anillos de soporte, tiene la influencia conjunta que le otorgan tanto las características del terreno circundante como las propiedades mecánicas del revestimiento y que, adicionalmente, una vez colocados, los anillos de soporte, se verán exigidos por las acciones de convergencia del terreno, configurando así un sistema que debe deformarse respetando las leyes de comportamiento y la presencia de cada uno; es decir, el modelo y la metodología aplicada para el dimensionamiento del revestimiento tiene que incluir esfuerzos y deformaciones compatibilizados entre el terreno y el revestimiento.

En la parte final del documento, teniendo en cuenta los alcances propuestos, se presenta un análisis paramétrico para el estudio del papel que tienen sobre el dimensionamiento de los anillos de soporte los estados de tensiones del suelo previos a la redistribución causada por la excavación. Allí se presentan los resultados obtenidos en cuanto al espesor de las paredes del revestimiento para un amplio intervalo de parámetros del suelo, diferentes coberturas, y por supuesto, varios coeficientes de tierras en reposo.

En términos generales, el objetivo de este proyecto de grado es analizar el comportamiento de los anillos de revestimiento cuando estos son colocados en túneles cuyo terreno de emplazamiento está

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

sometido a esfuerzos naturales anisotrópicos, es decir con coeficientes de presión de tierras en reposo diferentes a la unidad ($K_0 \neq 1$). Se asume que los materiales tienen un comportamiento elástico-plástico.

El estudio incluye la revisión del avance progresivo de los esfuerzos internos dentro de los anillos, a medida que van asumiendo las cargas que se le transfieren tras los desplazamientos del terreno hacia el interior del túnel.

Como objetivo general se puede mencionar la búsqueda de la determinación de los esfuerzos de contacto entre la roca y el revestimiento de un túnel mediante un algoritmo o metodología que compatibilice esfuerzos y deformaciones en la interfaz de ambos materiales; es decir, mediante la técnica de interacción suelo-estructura, de tal manera que se tenga en cuenta la influencia de las rigideces de cada elemento en el conjunto que forman una vez se instalan los anillos.

Del mismo modo, el presente trabajo de profundización se orientó a dilucidar dos aspectos específicos: i) con el algoritmo o metodología propuesta obtener los estados de esfuerzos y las deformaciones del suelos o de la roca idealizada como un medio continuo, teniendo en cuenta la influencia que sobre ellos tienen las características de comportamiento mecánico del terreno y del revestimiento, y ii) Obtener las fuerzas internas desarrolladas en el revestimiento del túnel, necesarias para equilibrar las sollicitaciones externas, como son; cortantes, momentos flectores y fuerzas axiales o circunferenciales en este caso.

Por otra parte, el recorrido que se hace del tema de investigación en el presente proyecto de grado viene enmarcado en la búsqueda progresiva de mayor detalle, igual a la manera como se desarrolló el avance del trabajo, se inicia en el Capítulo 1 con una serie de conceptos generales acerca de lo que son las obras subterráneas, los diferentes modos de clasificación según las dimensiones de la sección transversal, su forma y la longitud de la excavación, la inclinación de su eje longitudinal, y el uso para el cual se destinen. En este capítulo también se plasman ideas generales acerca de los sistemas de refuerzo y soporte que se utilizan para garantizar la estabilidad de la excavación a mediano y largo plazo.

Otro aspecto importante que se trata en la parte inicial del texto, se refiere a las causales comunes que tienen las presiones de suelo o roca sobre los revestimientos colocados en el contorno de la

excavación. Se mencionan como fuentes de exigencias para el revestimiento las solicitaciones generadas por el peso de las masas ubicadas en la parte superior de la cota clave del túnel, las presiones residuales de eventos tectónicos, ya sea, de escala global o local, pero que por alguna razón no han relajado completamente los esfuerzos que trajo consigo el evento geológico; sin embargo se aclara que los modelos usados en el análisis de resultados solo incluyen la anisotropía de cargas debida al coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 . Por último se hace mención de los estados de esfuerzos desarrollados por los diferentes ciclos de depositación y erosión de materiales en una región determinada. En la parte final de este capítulo se hace referencia a algunos de los desarrollos analíticos más utilizados y que mucho han aportado en las metodologías de diseño para estructuras de revestimiento de túneles.

Paso seguido, en el Capítulo 2 se hace una completa interpretación de como se superan los inconvenientes de tiempo y complejidad requeridos para evaluar el aporte del frente de excavación desde un punto de vista tridimensional, mediante análisis en modelos de deformaciones planas con el método de convergencia-confinamiento y las curvas características del terreno. Aquí se plantea también una interpretación distinta a la que tradicionalmente se le ha dado a la curva de convergencia del terreno y por tanto un punto de vista diferente en su utilización para el diseño de túneles basada en criterios de interacción suelo estructura, de tal manera que las deformaciones sufridas por el terreno donde se aloja la obra subterránea y el sistema de soporte colocado, anillos de concreto en este caso, sean compatibles.

El análisis de interacción suelo-estructura anteriormente mencionado, se presenta acompañado con reflexiones comparativas entre las magnitudes de las fuerzas internas que se tendrían en cada uno de los casos: el tradicional y el propuesto.

En el Capítulo 3, se describen los resultados obtenidos del estudio paramétrico realizado con el fin de identificar la manera cómo influye el valor del coeficiente de tierras en reposo K_0 sobre el espesor del revestimiento para un determinado factor de seguridad.

Por último, en el capítulo 4 del informe, se presenta el análisis de los resultados obtenidos a lo largo del proyecto de grado.

Capítulo 1

Conceptos generales de las obras subterráneas

A manera de introducción, se puede mencionar que el marco teórico dentro de su contenido trata con temas y definiciones que se utilizaron para el desarrollo del presente trabajo, el cual se centró en el estudio de interacción suelo-estructura de túneles sometidos a estados de esfuerzos naturales anisotrópicos.

En lo que sigue se van a presentar los conceptos más relevantes que hacen parte de este trabajo: las obras subterráneas, los sistemas de soporte y revestimiento de túneles, la curva característica del terreno y las diferentes teorías para determinar las presiones y cargas que el suelo ejerce sobre el sistema de soporte.

1.1 Obras Subterráneas

Las obras subterráneas se pueden definir como proyectos de construcción que permiten el emplazamiento de dispositivos de infraestructura hechas con diferentes fines en el interior del terreno. A lo largo de la historia han sido utilizados para la construcción de vías, tanto férreas como vehiculares, desvío de aguas en proyectos de embalses y presas, depósito final para materiales altamente contaminantes o riesgosos para la salud pública, extracción de minerales, sitios de interés religioso, escenarios deportivos, instalaciones militares, etc.

Las obras subterráneas pueden ser clasificadas por diferentes tipos de criterios, entre los que se encuentran: la forma de la sección transversal, el uso para el cual se construya, las características dimensionales de la excavación y la inclinación de su eje longitudinal con respecto a la horizontal, entre otros.

1.1.1 Clasificación de túneles según la forma de la sección transversal

La sección transversal de un túnel puede adoptar diferentes formas dependiendo fundamentalmente de aspectos como las características del terreno, los medios o herramientas a utilizar en la excavación, el entorno que acompañe el emplazamiento del túnel, y los elementos complementarios

que deba tener para su correcto funcionamiento, como redes de servicio, drenajes, estructura de soporte para rodadura, etc. A continuación se mencionan algunas de las principales formas de sección transversal para túneles.

Circular: en términos generales, las excavaciones con esta forma quedan definidas con tan sólo conocer el valor del radio medido desde el centro de la sección transversal. La utilización de túneles circulares es ideal cuando se tienen parámetros geomecánicos precarios en el macizo o cuando se tiene el riesgo de fallas por levantamiento de solera, ya que configura “efectos de arco” en ambas direcciones de la sección transversal.



Figura 1-1. Túnel de sección transversal circular.
Túnel revestido con piedras talladas y acomodadas en el contorno de la excavación.

Bóveda: este tipo de secciones transversales se caracteriza desde el punto de vista geométrico por poseer techos curvos, hastiales rectos y soleras rectas; tienen el problema estructural de concentrar grandes esfuerzos en el punto de unión de los hastiales con la solera. Este tipo de túneles tienen ventajas cuando se trabaja con suelos expansivos, ya que la solera recta puede ser acompañada de elementos estructurales tales como losas o vigas de concreto para que trabajen a compresión, y de esta manera contrarrestar el evento de cierre de la excavación por la expansión del material circundante.



Figura 1-2. Túnel de sección transversal en forma de bóveda.

El techo del túnel es suavemente curvo, hastiales rectos y solera plana.

Herradura: estos túneles son similares a los de bóveda, se diferencian principalmente en que éstos se construyen con hastiales curvos, que de manera semejante a lo que ocurre con los circulares tienen “efecto arco” en el sentido lateral aledaño a las paredes que favorecen su trabajo como elemento estructural.



Figura 1-3. Túnel con sección transversal en forma de herradura.

En la imagen se distingue claramente los hastiales curvos propios de las formas en herradura

1.1.2 Clasificación de túneles según el uso para el que se construya

Como se mencionó, los túneles son obras subterráneas que permiten el ingreso al interior del terreno de diferentes elementos, entre ellos herramientas, redes de servicio público, maquinaria, dispositivos de transporte, personas, etc. dependiendo del fin para el cual se haya construido.

Por lo anterior, a continuación se presentan algunos de los usos más habituales para los cuales se diseñan.

Túneles mineros: son obras subterráneas construidas para acceder a zonas donde existen recursos naturales de aprovechamiento económico, y sirven como vía para transportar los materiales extraídos. Este tipo de túneles por lo general tiene carácter temporal, supeditados al tiempo que se necesite para sacar los minerales buscados.

Túneles viales: son aquellos que se construyen con el fin de operar como parte de la infraestructura vial de una carretera; pueden ser ferroviarios, para vehículos, sistemas metro, trenes metropolitanos, etc. En términos generales los diseñadores de vías férreas son los que más uso hacen de este tipo de estructuras, ya que por condiciones propias de operación de los ferrocarriles, los códigos de diseño para líneas de trenes son más exigentes en cuanto a requisitos de pendientes longitudinales y radios de curvaturas.

Túneles comunales: se construyen principalmente en los grandes centros urbanos con el fin de dar paso a peatones, alcantarillados, acueductos y cableado en general. Se construyen comúnmente a cotas muy superficiales y por tanto cercanos a otros tipos de obras civiles como carreteras y edificaciones de todo tipo; razón por la cual requieren de consideraciones especiales durante las etapas de diseño y construcción para no afectar el resto de obras circundantes.

Túneles hidráulicos: estos túneles se construyen para el transporte de agua, principalmente en hidroeléctricas, para sistemas de riego, abastecimiento humano y navegación. Dependiendo del régimen hidráulico como funcionen, se pueden clasificar en túneles a presión o a flujo libre, lo que conlleva cambios en las premisas de diseño para cada caso, sobre todo en los dispositivos de revestimiento y soporte.

1.1.3 Clasificación de las obras subterráneas según las dimensiones de la excavación e inclinación del eje longitudinal

Túneles: son excavaciones subterráneas en las cuales las dimensiones de los lados de la sección transversal (ancho y altura) son similares, y adicionalmente bastante reducidas en comparación con la longitud del proyecto; además la pendiente de su eje longitudinal es aproximadamente horizontal y tiene dos salidas al exterior del terreno (portales de entrada y salida).

Galerías: las galerías se diferencian de los túneles en que éstas tienen secciones transversales más reducidas, se utilizan a menudo para el emplazamiento de tuberías hidráulicas o de redes secas, como obras de sub-drenaje, o también se incorporan como parte inicial de la excavación de la sección transversal por etapas de un túnel. Lo anterior, en algunas oportunidades sirve como complemento de la fase de estudios y exploración de suelos para completar los diseños, y de este modo programar las actividades de excavación y construcción del sistema de soporte de la mejor manera, ya que los problemas ingenieriles pueden ser pronosticados por observación a escala real.

Pozos: su definición es muy parecida a la de los túneles en cuanto a las dimensiones relativas de los lados de la sección transversal y longitud total de la excavación; pero sí tiene diferencias significativas en cuanto a la inclinación de su eje longitudinal, ya que para el caso de los pozos éste es cercano a la vertical y por lo general tienen una sola salida al exterior del terreno.

Socavón: estas son excavaciones subterráneas en las cuales se tienen medidas en los lados de la sección transversal, alto y ancho, similares a la longitud del corte. En cuanto a las salidas al exterior del terreno pueden tener una o varias. A lo largo de la historia se han utilizado con fines de estrategia militar, para escenarios deportivos, turísticos-religiosos (Zipaquirá), etc.

1.2 Sistemas de soporte y revestimiento

El diseño adecuado de un túnel debe incluir el cuidado de que éste no se vea reflejado en la superficie del terreno con deformaciones intolerables (subsistencia), proteger las estructuras subterráneas vecinas, y que la excavación sea estable tanto a corto como a largo plazo para poder garantizar la integridad de las personas que trabajan en su materialización y las que actúen como usuarios una vez se desarrolle la etapa de operación del proyecto.

Es por estas razones surge la necesidad de colocar dispositivos que mejoren el comportamiento mecánico tenso-deformacional del suelo en el cual se construye la obra subterránea, ya que, en ocasiones la combinación de características geométricas de la sección transversal del túnel junto con las propiedades mecánicas del suelo por sí solas, no garantiza que se cumpla con las premisas de diseño inicialmente mencionadas.

Los términos soporte y revestimiento en ocasiones se utilizan indistintamente como si fueran sinónimos en el argot de las excavaciones subterráneas, sin embargo, para algunos autores sus definiciones son diferentes. La palabra soporte, como su nombre lo indica, es un dispositivo colocado con el objetivo de ayudar en la función de sostener las paredes de la excavación, reforzando el trabajo auto-portante del terreno al mismo tiempo que lo rigidiza. Se instala una vez se termina parcial o totalmente el retiro de material que compone la sección transversal del túnel, y su función puede tener el alcance de estabilizar el terreno para que los trabajos de excavación se adelanten en condiciones seguras; para luego completar el refuerzo con un revestimiento estructural que garantice la durabilidad de la obra, o sencillamente cumplir con ambas metas temporales con la sola implementación del soporte.

Por otra parte el revestimiento, como ya se mencionó, puede o no, ser un elemento estructural, pero de cualquier manera sirve para mejorar el aspecto estético y las características operacionales del túnel, ya que en su interior se alojan las instalaciones eléctricas, drenajes, redes de telefonía y cableado en general; por otra parte se mejora la rugosidad de las paredes internas dando un mejor aspecto visual y mejores condiciones para el flujo de aire, agua o cualquier otro fluido que se quiera transportar. Los revestimientos en túneles hidráulicos también se utilizan para impermeabilizar el sistema, disminuyendo así las pérdidas de insumos en su recorrido.

Es preciso aclarar que en este proyecto de grado se utilizan las palabras revestimiento y soporte sin ninguna distinción conceptual, bajo el precepto de ser estructuras o dispositivos que sirven para el sostenimiento de las paredes de la excavación en la construcción de obras subterráneas.

Cerchas metálicas: los arcos metálicos en la construcción de túneles son considerados como sistema clásico de sostenimiento pasivo, con utilización preferencial en terrenos de mala calidad. Los arcos de acero ofrecen la ventaja de ser resistentes tanto a los esfuerzos de tracción como de compresión, permitiendo de este modo la acción de cargas que lo exigen a flexión.

Los módulos de los arcos, están compuestos por elementos rectos o circulares y se doblan de acuerdo con la sección del túnel. Para la conformación de los arcos se usan diferentes perfiles, en general con formas en H, I y U los cuales se seleccionan dependiendo de las condiciones del macizo rocoso donde se empleen.

Los segmentos en H e I se unen a tope, utilizando placas soldadas y tornillos. El perfil U se estableció para permitirle al arco flexibilidad longitudinal, pues la unión de los segmentos se hace con una abrazadera que permite a las puntas de los perfiles deslizarse mutuamente a medida que las cargas sobre el arco crecen. En esta forma el arco se va acomodando al terreno, permitiéndole a la vez deformaciones del contorno hasta que la carga sobre el arco disminuye y se alcanza el equilibrio cuando los segmentos no se deslizan más entre sí.

Cuando se usan arcos rígidos (unidos al tope), estos constituyen el elemento estructural principal y se calculan para resistir todo el peso de la zona de roca o suelo descomprimida alrededor del túnel, este tipo de arco es útil en terrenos blandos donde no se permiten deformaciones del contorno por el peligro de fallas del terreno o por estar el túnel muy superficial, en zonas donde los hundimientos del terreno exterior son perjudiciales.

Los arcos flexibles con perfil U son los de más amplio uso en la construcción de túneles, pues se acomodan muy bien al Nuevo Método Austríaco. Estos perfiles no reciben toda la carga sino que la comparten con el macizo rocoso circundante al túnel.

En muchas oportunidades, cuando el arco y el macizo no se estabilizan, indicando en esta forma que no hay equilibrio de cargas, es necesario recurrir adicionalmente a los pernos y al concreto lanzado.

El perfil del arco y la separación entre estos se determina por cálculos estructurales considerando la magnitud de la zona de descompresión, la fuerza que ejerce y la resistencia a la flexión del perfil.



Figura 1-4. Arcos metálicos o costillares.

Conformación del portal de entrada, mediante la disposición de arcos metálicos a manera de falso túnel, para prevenir problemas de inestabilidad una vez las etapas de corte ingresen en el macizo rocoso.

Pernos: los pernos son también elementos estructurales muy económicos y sencillos de colocar; pueden construirse con varillas de acero, polietileno o madera. El perno se aloja en el barreno previamente ejecutado, anclándose a éste mediante un dispositivo mecánico en la punta o un relleno en toda o parte de la longitud del hueco con mortero o resina epóxica. En el contorno del túnel el perno sobresale un poco exhibiendo textura roscada, para luego mediante una platina y una tuerca ajustarse al macizo rocoso.

Por lo general el barreno se hace con un diámetro de aproximadamente dos veces el del perno.

Los anclajes tipo pernos se utilizan en túneles desde principios del siglo XX, pero fue definitivamente con el NATM (nuevo método austriaco) que se dio un verdadero impulso a su implementación, a tal medida que actualmente es uno de los elementos básicos para el sostenimiento de túneles.

Los anclajes pueden usarse para sostener bloques que posteriormente pueden caer, o para conformar un anillo reforzado o bóveda de macizo rocoso circundante. En este último caso los pernos actúan para limitar la descompresión de la roca, permitiéndose de esta manera una máxima utilización del material rocoso como elemento estructural, pues actúa como un anillo de “roca armada”, similar en los principios de funcionamiento a lo que ocurre en los muros de suelo reforzado.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

El diámetro, longitud y separación de los pernos depende de las fuerzas que se generen por la descompresión del macizo debido a la excavación del túnel, de la profundidad en la que sucede, y de la carga axial que puede soportar cada perno.

Para el sistema de anclaje del perno se han desarrollado últimamente otros mecanismos, entre los que se encuentran aquellos consistentes en un tubo abierto longitudinalmente, con diámetro mayor que la perforación, el cual se introduce a presión, produciéndose la fijación al macizo o anclaje por el contacto entre el tubo y la pared de la perforación. Este sistema se denomina Split – Set (Celada, 1997).



Figura 1-5. Pernos o anclajes.

Disposición perimetral con orientación radial característica de los pernos; terminales salidas que permiten la actividad de roscado o tensionamiento según el caso.

Concreto lanzado: son estructuras que se requieren en el contorno para que la obra subterránea pueda trabajar normalmente en condiciones estables durante todo el tiempo de servicio u operación.

En algunos casos, el sistema de sostenimiento inicial de la excavación puede constituirse en revestimiento definitivo del túnel si la evaluación indica que éste es suficiente para asegurar la estabilidad de la obra durante el periodo de explotación.

En general el revestimiento es de concreto, en algunos casos sin refuerzo, pues este elemento estructural dependiendo de los estados de esfuerzos en la masa de suelo donde se construya, puede ser exigido mayoritariamente a compresión, casos en los cuales los esfuerzos a tensión, o

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

son nulos, o tienen muy baja cuantía. El revestimiento puede también ser necesario solo para dar estética al túnel, sin funciones estructurales en el conjunto.



Figura 1-6. Concreto lanzado.

Colocación de concreto lanzado por dispositivos mecánicos, los cuales son monitoreados por sensores remotos.

Mallas metálicas: estas son elementos estructurales que complementan el comportamiento mecánico del concreto al suministrarle capacidad de resistir esfuerzos de tensión en la capa de concreto ubicada en el contorno del túnel, útiles también para disminuir los efectos de retracción de fraguado. Adicionalmente, rebaja los volúmenes de pérdida de materiales por rebote cuando se aplica concreto lanzado.

Últimamente se han venido usando fibras como un componente a manera de agregado dentro del concreto lanzado para sustituir en parte las mallas metálicas.



Figura 1-7. Malla metálica.

Deben ser colocadas en el contorno de la excavación y siempre van embebidas en láminas de concreto.

Dovelas prefabricadas: son dispositivos de concreto reforzado que se ensamblan para conformar el sistema de soporte del túnel. Con fin de optimizar los recursos económicos del proyecto, lo ideal es usar como agregado para los prefabricados, los materiales obtenidos en el proceso de excavación del túnel, y fundir las dovelas en sitios muy cercanos al lugar donde finalmente serán fijadas. Por lo general, las dovelas prefabricadas se utilizan cuando la excavación se realiza por medio de máquinas tuneladoras o TBM.



Figura 1-8. Dovelas prefabricadas.

Espacio dispuesto para el almacenamiento de elementos prefabricados previo a su ubicación final en el contorno del túnel. En la imagen derecha, el cabezote de la TBM.

1.3 Tipos y causas de la presión de tierras y rocas en túneles

Para realizar el análisis de cargas sobre un túnel, es preciso distinguir entre masas que se comporten como medios continuos, o si por el contrario se tienen materiales discontinuos con la posibilidad de actuar como mecanismos discretos. Esta definición depende fundamentalmente de dos aspectos, la caracterización del macizo rocoso y las dimensiones de la sección transversal que se maneje en la excavación subterránea.

Cuando se sopesan los dos aspectos mencionados anteriormente, podemos encontrar que en suelos transportados y macizos rocosos de condiciones extremas de fracturamiento, ya sea porque las discontinuidades se presenten tan espaciadas que no intercepten el túnel o porque estén tan cercanas que hagan que el modelo pueda ser asemejado al de un suelo particulado; el material se comporta como un medio continuo; por el contrario, cuando tenemos suelos residuales con estructuras heredadas (juntas, diaclasas, etc.) o macizos rocosos con espaciamiento de discontinuidades comparables con las dimensiones del túnel que lo intersecan, se deberá entonces realizar el análisis de cargas sobre el túnel teniendo presente los desplazamientos relativos entre los componentes del medio discontinuo. Es oportuno mencionar que este proyecto de grado se centró en modelos de medios continuos, es decir materiales cuyas fallas se asemejen a las de los suelos.

Teniendo en cuenta las ideas anteriores, en las cuales se incluyen evaluaciones comparativas de unidades de longitud para los espaciamientos de discontinuidades contra las dimensiones con que se construya el túnel, podríamos clasificar dicho análisis como uno más de factores escala, como lo es por ejemplo, la comparación que se hace de la frecuencia de vibración de una máquina para definir si las solicitaciones que ésta genera en el terreno deben ser estudiadas dentro del campo de los efectos dinámicos, o si por el contrario modelándolo estáticamente se tiene resultados satisfactorios.

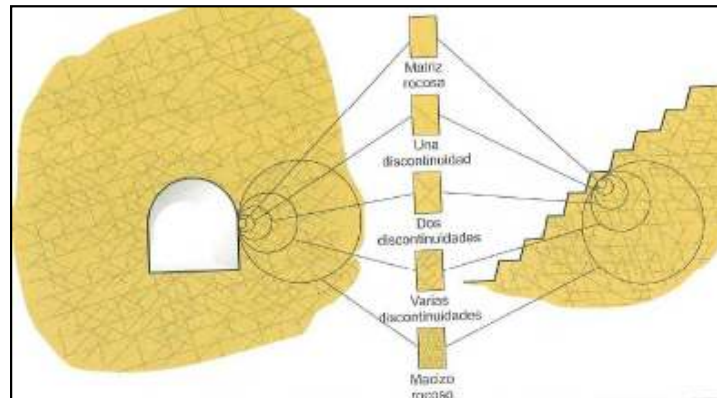


Figura 1-9. Factor escala en túneles.

Se resalta, la relación existente entre la separación de las discontinuidades y las dimensiones del túnel, para determinar si el comportamiento del macizo puede ser representado como medio continuo o discontinuo. **Imagen Ingeniería Geológica de González de Vallejo.**

El análisis escalar que se mencionó, es muy común cuando se trabaja con macizos rocosos no sólo en proyectos de túneles, también se hace para el diseño de cortes de taludes o para el dimensionamiento de sistemas de cimentación; cuyos tratamientos también dependerán de la definición de continuidad del medio.

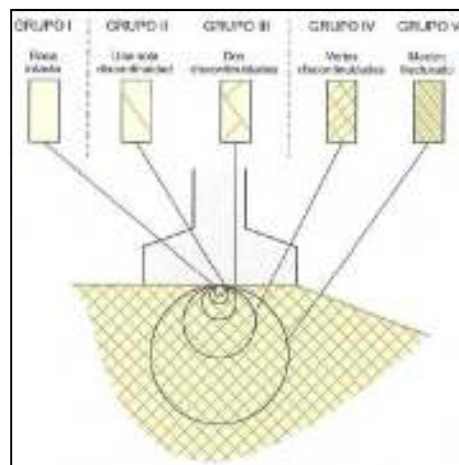


Figura 1-10. Factor escala en cimentaciones.

En términos generales, las condiciones extremas de separación en discontinuidades, ya sea por su escasa o su excesiva presencia, definen los terrenos como medios continuos. **Imagen Ingeniería Geológica de González de Vallejo.**

En la naturaleza, las rocas y los suelos están sujetas a su peso y al de las masas suprayacentes; como consecuencia en su interior se desarrollan esfuerzos y deformaciones que se producen entre las partículas individuales constituyentes. Mientras los materiales térreos estén confinados, no

podrán producirse los desplazamientos inter-particulares necesarios para que se desarrollen los estados de deformación correspondientes a los esfuerzos actuantes, por lo que estos se acumulan o almacenan en el material, pudiendo llegar a valores tan altos, que inclusive sobrepasen los límites de fluencia. Es por lo anterior que cuando se realiza la excavación de un túnel, el material de los alrededores tiende a moverse al interior del mismo, ya que encuentra la posibilidad de liberar la energía de deformación que venía acumulando a lo largo del tiempo; adicionalmente, la violencia con que se produzcan dichas deformaciones también depende de la magnitud de energía elástica acumulada, que incluso, en algunos casos genera fragmentos que salen disparados en las denominadas rocas explosivas. Según Rico-Del castillo 2006, sólo si los esfuerzos residuales no han sobrepasado el límite elástico del material, ocurrirán desplazamientos dentro del rango elástico.

Las excavaciones que se hacen en el interior de una masa de suelo configuran un espacio vacío hacia el cual se posibilita el desplazamiento de los materiales pre-esforzados que se encuentran a su alrededor, ahora si sumamos los efectos gravitacionales de las masas ubicadas sobre el túnel, encontramos que estas se constituyen en cargas sobre los revestimientos. La resistencia del suelo o de la roca son los primeros en contribuir en la estabilidad de la excavación, ya que ésta se encontraba prácticamente sin ser solicitada antes del corte por la imposibilidad de que se produjeran movimientos inter-particulares. Por otra parte, cuando la resistencia del material que rodea la excavación es insuficiente para evitar que ésta se cierre los diseñadores deben hacer uso de elementos adicionales de soporte, tales como: anillos de concreto, cerchas, pernos, elementos prefabricados, etc.

La determinación de las presiones sobre un túnel es un problema bastante difícil de resolver, empezando porque esto requiere del conocimiento de las presiones naturales a que está sometido el terreno antes de hacer la excavación, que de hecho es un procedimiento que guarda muchas fuentes de error, y por otra parte, la complejidad se fundamenta en que dichas tensiones se redistribuyen una vez se materializa el corte del terreno, lo cual depende de aspectos difíciles de cuantificar como por ejemplo, la resistencia del suelo o roca, los procedimientos constructivos, las herramientas de corte, el tiempo que transcurra desde la excavación hasta la colocación del revestimiento, la rigidez de este último, etc.

La topografía de un sitio se define con objetos geotécnicos, como una expresión geomorfológica que refleja la interrelación entre los parámetros geomecánicos del terreno, sus estructuras geológicas y el grado de afectación que han traído consigo los diferentes agentes atmosféricos y climáticos que las aquejan. Basado en lo anterior, surge una de las principales causas de incertidumbre en la cuantificación de estados de esfuerzos en el terreno, ya que aunque los accidentes geológicos como pliegues, fracturas, fallas; evidencian que la naturaleza generó cargas ajenas a las geostáticas, es casi imposible determinar si las estructuras geológicas aún conservan parte de las cargas que las generaron y en qué magnitud.

Después de las publicaciones hechas por Terzaghi, se volvió una práctica común calcular las cargas sobre el soporte de un túnel como el peso de una cierta porción de material que se encuentra ubicado sobre él, bajo el principio de que ésta fracción de terreno sería la que caería dentro de la excavación si no se coloca el dispositivo de soporte. La carga que ejerce el terreno ubicado sobre el techo del túnel no alcanza tampoco la totalidad del material hasta la superficie, esta se encuentra limitada en altura por las condiciones propias de resistencia del terreno.

Las deformaciones del sistema de soporte producen “efecto arco” de la masa ubicada sobre el techo y alivio de la presión. El propio Terzaghi distingue el caso de las presiones ejercidas por los suelos plásticos blandos, en las que la deformación posterior del ademe no produce alivio de presiones. Estas presiones no dependen mucho en magnitud del momento de la instalación del soporte o de las características de éste. La presión de rocas y suelos firmes, en cambio, si se ve afectada por el momento de colocación del dispositivo de soporte, ya que las deformaciones del terreno en este caso sí están fuertemente influenciadas por el tiempo transcurrido entre el corte y el cubrimiento de la superficie del túnel.

Dentro de los principales fenómenos generadores de presiones se pueden mencionar los siguientes (Geotecnia y cimientos III, Jiménez Salas 1980):

- Presiones geostáticas.
- Procesos de tectónica global.
- Procesos de tectónica local.
- Procesos geomorfológicos y efectos mecánicos asociados.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Si se llega a la conclusión de que solo son significativas las tensiones relacionadas con las condiciones geostáticas, se pueden establecer con cierta garantía las tensiones iniciales de partida. En otro caso solo una medida experimental de dichas tensiones con equipos como el dilatómetro y el presurímetro pueden asegurar una cuantificación precisa de las mismas.

1.3.1 Presiones geostáticas

Si se supone que el macizo es un semi-espacio puramente elástico e isotrópico, sin más acciones que las gravitatorias.

$$\sigma'_h = K_0 \sigma'_v \quad 1-1$$

Donde:

$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$, siendo K_0 el coeficiente de presión de tierras en reposo.

σ'_h = Esfuerzo horizontal efectivo.

σ'_v = Esfuerzo vertical efectivo.

Los valores del coeficiente de Poisson dentro de la teoría de elástica están limitados a magnitudes mayores a cero y menores 0.5; que representarían montos de materiales incompresibles en cualquiera de los casos.

1.3.2 Procesos de tectónica global

La tectónica de placas o deriva continental es la teoría que en la actualidad explica de manera más satisfactoria los grandes fenómenos geológicos acaecidos en la corteza terrestre. Sus efectos, conjuntamente con los de la gravedad, son el fundamento de los esquemas de tensiones primordiales que aparecen en las distintas zonas de la tierra.

En un principio de la deriva continental, ésta se dio por el empuje de las placas desde las dorsales oceánicas y los generados por las corrientes de convección del material fluido en las capas intermedias del planeta.

Bott y Dean (1972) determinaron bajo muchos supuestos que las tensiones en una placa continental se desarrollan en profundidad de tal manera que el coeficiente K_0 aumenta hasta llegar a valer la unidad en el fondo de la litosfera. Adicionalmente, porque según la estructura que tiene el planeta tierra en profundidad, el material de roca que en superficie se muestra sólido y coherente, tiene

consistencia fluida cuando está muy profundo gracias a las grandes temperaturas que superan su punto de fusión.

1.3.3 Procesos de tectónica local

Los fenómenos descritos anteriormente afectan a regiones muy extensas. De su existencia y de su intensidad el ingeniero tiene noticia a través de la bibliografía temática o mediante el uso de técnicas desarrolladas en base a modelos a escala.

Sobre este fondo tensional deben considerarse los fenómenos de tectónica local que afecten específicamente al emplazamiento del túnel.

La existencia de una falla impone una distribución muy particular de las tensiones en su cercanía. El esquema de isostáticas queda condicionado inicialmente por la cinemática del movimiento, y finalmente por los nidos de tensiones que hayan quedado sin relajar o que no hayan sido lo suficientemente elevados como para vencer la resistencia al deslizamiento de la falla.

Si la falla es activa el estado de tensiones varía con el tiempo en función de un proceso de acumulación de energía elástica, liberación sísmica y relajación viscosa.

Otras condiciones estructurales, como anticlinales y sinclinales muy intensos, pueden estar relacionados con estados de tensiones muy alejados de los geostáticos, (Geotecnia y cimientos III Jiménez Salas 1980).

1.3.4 Procesos geomorfológicos y efectos mecánicos asociados

Cuando se produce un evento erosivo, la carga que gravita sobre una determinada profundidad va reduciéndose. Por efecto de la transición de carga desde zonas no erosionadas, la ley de tensiones verticales en función de la profundidad, bajo el fondo de valles estrechos, puede dejar de ser lineal. Por otra parte, dependiendo de las leyes reológicas del terreno la relajación de las tensiones verticales no es instantánea.

En relación con los procesos geomorfológicos de modelado del relieve se pueden producir, además de los anteriores, otros efectos condicionados por el comportamiento mecánico del terreno. Ahora se

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

mencionan algunos aspectos relacionados con la anisotropía del macizo o con su comportamiento elástico:

- Si el macizo es anisotrópico tiene especial importancia la orientación del eje principal de anisotropía, en relación con la topografía del terreno. La posición de los ejes elipsoides de tensiones vienen condicionadas por esta orientación y las constantes elásticas del material, y entre ellas, especialmente por la relación entre los dos módulos principales de deformación.
- Si el macizo, dadas sus características de fragmentación, hay que considerarlo como un macizo discontinuo formado por bloques con una orientación determinada, pueden producirse efectos muy especiales de concentración de esfuerzos en relación con las direcciones de la ordenación, Trollope (1968).

1.4 Desarrollos analíticos para cuantificación de cargas sobre el túnel

1.4.1 Método Terzaghi

Cuando se afloja una masa de roca o suelo firme sobre el techo de un túnel, por efecto de la excavación y del peso de la carga suprayacente, el comportamiento de esa masa puede asimilarse al de una porción de suelo granular colocada en un silo, cuando en el fondo de éste se abre una apertura.

Esta es la condición de presión que consideró Terzaghi en sus análisis sobre empujes en túneles, de manera que la presión por aflojamiento de la roca se considera hoy básicamente representada por los mecanismos propuestos por él.

La concepción de Terzaghi para el mecanismo de estas presiones incluye en forma muy predominante efectos de arqueo en suelos.

Terzaghi distingue tres tipos de teorías de arqueo:

- Teorías en las que se consideran las condiciones para el equilibrio de la arena localizada inmediatamente arriba de la zona de cedencia, sin investigar si los resultados obtenidos son compatibles con las condiciones de equilibrio de la arena situada más lejos de dicha zona.
- Teorías basadas en la hipótesis de que la masa completa de arena colocada sobre la frontera que cede está en condiciones de equilibrio crítico. Esta hipótesis no es compatible con los resultados de los ensayos con que se dispone.
- Teorías en que se supone que las secciones verticales que pasan por los extremos de la faja de cedencia son superficies de deslizamiento y que la presión sobre la frontera cedente es igual a la diferencia entre el peso total de la masa de arena colocada sobre esa frontera y la resistencia friccionante desarrollada a lo largo de las superficies de fluencia. Las superficies reales de deslizamiento son curvas según indican los datos experimentales, con una separación mayor en la superficie que el ancho de la zona de cedencia; por lo anterior la fricción a lo largo de las superficies verticales supuestas no puede estar totalmente desarrollada, pues esas superficies no son, estrictamente hablando, superficies de fluencia. Este hecho produce errores del lado de la inseguridad.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Las tres propuestas anteriores conducen a diferentes resultados cada una, por lo que se considera que el fenómeno de “efecto arco” no ha sido estudiado todavía de manera suficiente como para poder juzgar la certeza relativa de los resultados que brindan. El grupo más sencillo de analizar es el mencionado en el tercer lugar, por lo cual, un desarrollo matemático de éste se presenta a continuación basado en la Figura 1-11.

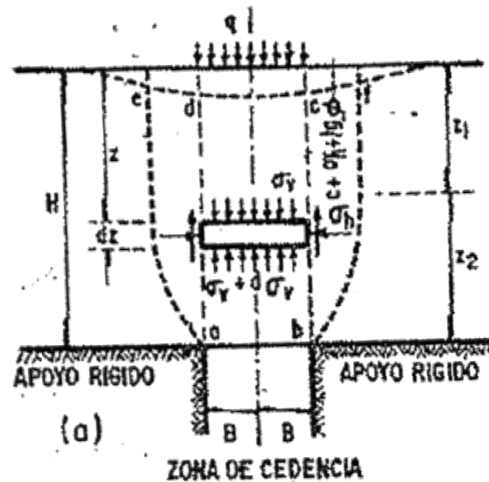


Figura 1-11. Efecto arco propuesto por Terzaghi.

Las formulaciones de Terzaghi, parten de un elemento diferencial de suelo en estado de equilibrio límite que despliega en sus laterales el máximo de sus propiedades mecánicas para mantenerse estable. **La Ingeniería de suelos en las vías terrestres de Rico-del Castillo.**

Se considera que la resistencia del suelo está dada por la ley de Mohr-Coulomb:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi \quad 1-2$$

Se considera también, inicialmente, que en la superficie del terreno actúa una carga uniformemente repartida de magnitud \$q\$.

En el elemento diferencial de la Figura 1-11 se tiene un estado de esfuerzos geostáticos dados por \$\sigma'_v\$ y \$\sigma'_h = K_o \cdot \sigma'_v\$

Donde \$K_o\$ es el coeficiente de presión de tierras en reposo.

Considerando el equilibrio vertical del prisma elemental se tiene:

$$2B \gamma dz = 2B(\sigma_v + d\sigma_v) - 2B\sigma_v + 2cdz + 2K_o \tan \phi dz$$

Que luego de simplificarla queda:

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

$$\frac{d\sigma_v}{dz} + \sigma_v \frac{K_o}{B} \tan \phi = \gamma - \frac{c}{B}$$

La cual es una ecuación diferencial lineal, de primer orden, que al resolverla y haciendo valer las condiciones de frontera queda:

$$\sigma_v = \frac{B(\gamma - \frac{c}{B})}{K_o \tan \phi} [1 - e^{-K_o \tan \phi (z/B)} + q e^{-K_o \tan \phi (z/B)}]$$

Si ahora consideramos que el material es puramente friccional ($c=0$) y que no existe la sobrecarga superficial tenemos:

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K_o \tan \phi} [1 - e^{-K_o \tan \phi (z/B)}]$$

Cuando z tiende al infinito el valor de σ_v se aproxima al dado en la ecuación 1-3.

$$\sigma_v = \frac{B\gamma}{K_o \tan \phi} \quad 1-3$$

Aquí es importante notar la proporcionalidad existente entre la presión vertical y las dimensiones del túnel.

1.4.2 Método Protodyakonov

En esencia, este método de valuación se fundamenta también en ideas de efecto arco y ha sido desarrollado para materiales granulares, si bien su utilización se ha extendido a rocas y otros tipos de suelos con buenos resultados reportados por la práctica rusa, que es la que mayor uso ha hecho del método. Haciendo referencia a la Figura 1-12, al desarrollar el método para materiales granulares, Protodyakonov supuso que sobre la cavidad se desarrolla un arco que puede considerarse triarticulado, cuyo equilibrio solo puede garantizarse si los esfuerzos a lo largo de la línea AOB son de compresión y no hay esfuerzos de flexión.

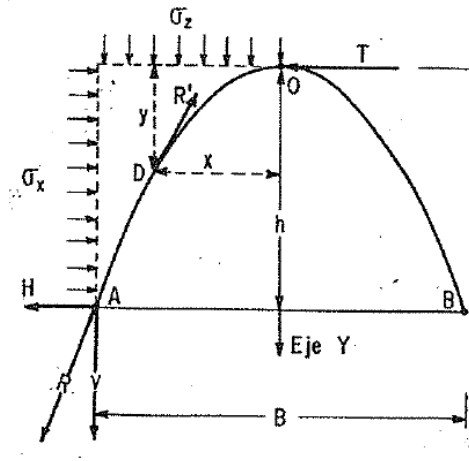


Figura 1-12. Esquema de fuerzas por Protodyakonov.

Esta teoría viene fundamentada en principios de estática de fuerzas para la valoración de la capacidad auto-soportante del terreno. *Imagen de La ingeniería de suelos en las vías terrestres 2006.*

En el desarrollo de las ideas que fundamentan este procedimiento de valuación se considera que la excavación de la galería produce “efecto arco”, de manera que el equilibrio de la masa que queda abajo del arco formado está asegurado por los esfuerzos que se desarrollan a lo largo de la línea AOB.

Las fuerzas actuando en cualquier sección DO del arco son:

- La resultante horizontal, T, de las reacciones que actúan desde el lado derecho sobre el punto O.
- $P = \sigma_v X$, resultante de las presiones verticales actuantes sobre el tramo de arco considerado.
- La reacción tangencial R' en el punto D, causada por las reacciones del tramo de arco a la izquierda de D.

Inicialmente se toman momentos de estas fuerzas con respecto al punto D, y se obtiene:

$$M_D = -Ty + \sigma_z \frac{x^2}{2}$$

De donde;

$$Ty = \sigma_z \frac{x^2}{2}$$

Si se considera una articulación en A y otras en O y B, podrá considerarse actuante en A la reacción R con sus componentes horizontal y vertical, la reacción vertical descarga al arco en sus soportes y la horizontal tiende a abrirlo, pero cualquier desplazamiento debe ser impedido por las fuerzas de fricción desarrolladas en el plano AB, sujeto a presiones verticales. Desde este punto vista puede expresarse:

Reacción Horizontal por fricción= $H_1 = V \cdot f$

Donde H_1 representa la restricción por fricción al desplazamiento del punto A.

$$V = \sigma_v \frac{B}{2}$$

Luego de desarrollar tenemos que:

$$\sigma_x = \sigma_z \frac{B}{2} \frac{4 h f - B}{4 h^2}$$

La altura del arco natural que se forme realmente debe estar asociada con el máximo esfuerzo σ_x con respecto a "h" y de despejar este valor de la derivada igualada a cero:

$$\frac{d\sigma_x}{dh} = \sigma_z \frac{B}{2} \frac{\frac{B}{2} - fh}{h^3}$$

Por lo tanto $h = \frac{B}{2f}$

Luego, la presión por unidad de longitud que va a resistir el revestimiento sería el peso de material que se encuentra por debajo de la parábola de material aflojado:

$$\sigma_v = \frac{1}{3} \gamma_m \frac{B}{f} \quad 1-4$$

Es de resaltar que la estructura final de la fórmula a que llega Protodyakonov para la presión sobre el revestimiento se parece mucho a la obtenida por Terzaghi.

1.4.3 Método de Bierbaumer

Este método se desarrolló durante la construcción de los grandes túneles alpinos. Basados en la Figura 1-13, en esta teoría, la carga que actúa sobre el túnel corresponde al peso del material que queda comprendido en el interior de una parábola de altura $h = \alpha H$.

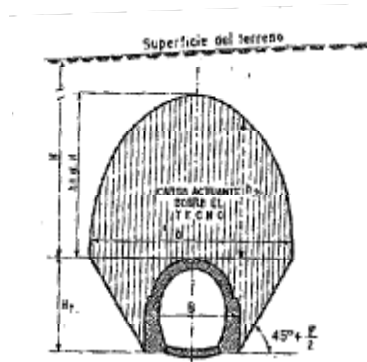


Figura 1-13. Geometría de análisis Bierbaumer.

En el desarrollo de esta técnica, se encontró también, que el terreno se veía afectado por la construcción del túnel en una región limitada por extensiones proporcionales a las dimensiones del túnel. **Imagen de La ingeniería de suelos en las vías terrestres de Rico-del Castillo 2006.**

El desarrollo matemático de la teoría tiene por objeto establecer el valor de α a utilizar en cada caso.

Según Bierbaumer el valor de α , es:

$$\alpha = 1 - \frac{\tan \phi \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})^2 H}{B + 2H_t \tan(45^\circ - \frac{\phi}{2})} \quad 1-5$$

$$\sigma_v = \frac{2}{3} \left[2H_t \tan(45^\circ - \phi/2) + B \right] \left[1 - \frac{\tan \phi \tan(45^\circ - \phi/2)^2 H}{B + 2H_t \tan(45^\circ - \phi/2)} \right] \quad 1-6$$

Nota: Los desarrollos matemáticos que se mostraron en este capítulo fueron extractados del libro *La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres Volumen 2 de Rico – Del Castillo 2006.*

Capítulo 2

Curvas de convergencia e interacción suelo revestimiento

Cuando se proyecta la construcción de cualquier tipo de estructura, se debe tener presente que uno de los objetivos primordiales es que ésta no puede sufrir colapsos durante la etapa de construcción, y menos aún durante la fase operativa. Los cambios en los niveles de esfuerzos en el terreno que rodea la excavación para un túnel traen consigo la generación de deformaciones permanentes, o incluso si estas superan niveles tolerables en el medio causarían su colapso. Para impedir que esto ocurra es necesario realizar un análisis para predecir el comportamiento de la excavación, y así conocer el tiempo que podrá quedar libre de restricciones de movimiento para la colocación del sistema de soporte.

Es importante tener presente, que el diseño de un túnel y la programación de las actividades de construcción deben orientarse de tal manera que sea el medio en el que se emplaza la obra, la principal fuente de resistencia y estabilidad para evitar el colapso de la excavación. No obstante lo anterior, éste propósito en muchos casos se consigue mediante la utilización de elementos de sostenimiento, los cuales cumplen con diversas funciones tras su colocación, entre las que se pueden mencionar: la limitación de las deformaciones en el contorno del túnel, evitar la propagación del radio plástico a zonas muy alejadas del perímetro de la excavación, reducir los niveles de subsidencia del terreno, proteger obras vecinas al túnel, etc.

Para túneles ejecutados en rocas o suelos destacados por la buena calidad de sus parámetros de resistencia comparada con las tensiones inducidas por la excavación, la remoción de material no implicará la formación de roturas y las convergencias quedarán limitadas a unos pocos milímetros.

En el caso de obras subterráneas donde la excavación se acompaña de grandes deformaciones reflejadas en altos niveles de convergencia de las paredes de la misma, el sostenimiento colocado sirve para contrarrestar dicho escenario.

2.1 Principios generales del método de convergencia-confinamiento

El problema del sostenimiento de un túnel tiene dos particularidades, la primera radica en que es un problema tridimensional, por lo cual, cerca del frente de la excavación los campos de tensiones y deformaciones tienen una forma compleja, y la segunda, es que está fuertemente influenciada por la interacción entre dos estructuras diferentes, con una geometría y leyes de comportamiento radicalmente distintas; el sostenimiento y el macizo rocoso.

Para el estudio de este sistema se usan distintos métodos que lo tratan como un problema bidimensional de deformación plana. Uno de ellos es el método de convergencia-confinamiento propuesto en 1976 por Panet tomando como base los estudios llevados a cabo en materia de interacción suelo-revestimiento por Lombardi. Cuando el avance del frente tiene una geometría axisimétrica, el parámetro que mejor gobierna la interacción entre el sostenimiento y el medio es la convergencia del túnel en el momento de instalar el sostenimiento.

Basándose en el método de convergencia-confinamiento Bernaud y Rousser (1996) propusieron el denominado “nuevo método implícito”, para el diseño de túneles en suelos cuyo comportamiento fuera elástico o elasto-plástico.

Para brindar mayor claridad del trabajo realizado, a continuación se presentan apartes de una publicación hecha por la Universidad Politécnica de Cataluña acerca de la obtención analítica de las curvas de convergencia del terreno.

Bajo ciertas condiciones de simetría de carga y geometría regular de la excavación, es posible efectuar un análisis simplificado de la interacción terreno-sostenimiento que permita el proyecto de este último. Aunque el análisis es relativamente sencillo, se tienen en cuenta parámetros fundamentales del terreno como el módulo elástico, criterios de rotura, deformabilidad post-rotura, entre otros. La idea fundamental del procedimiento se esquematiza en la Figura 2-1.

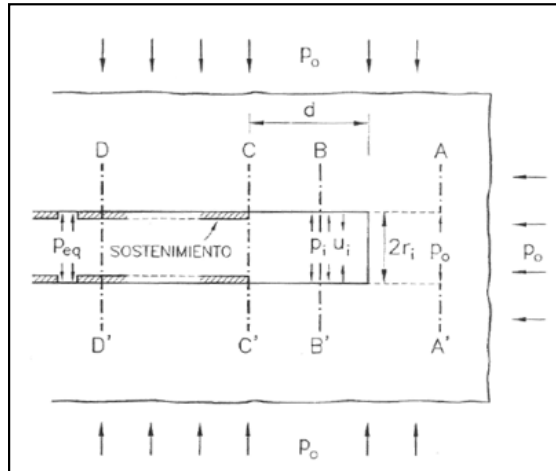


Figura 2-1. Esquema básico método de convergencia-confinamiento. Cuatro diferentes escenarios que se presentan entre roca y túnel según la ubicación relativa de la sección de control con respecto al frente de excavación.

Para esta explicación se supondrá un túnel profundo de forma que, con buena aproximación, se puede prescindir en el entorno del túnel del gradiente de tensiones que introduce la gravedad, en la práctica ello supone recubrimientos de al menos 10 veces el diámetro del túnel. Se supone también un estado isótropo de tensiones de intensidad p_o .

Para hacer más claras las ideas que se dan a continuación, éstas serán referenciadas a la Figura 2-1, la cual presenta el avance de la excavación y cuatro secciones significativas.

Lejos del frente, en la roca (sección AA'), sobre el futuro contorno teórico del túnel actúa la tensión p_o . Ésta sección aún no se ha deformado, de manera que el desplazamiento radial, u_i de los puntos de la sección teórica del túnel es nulo.

En la sección BB', ya excavada y próxima al frente, la tensión p_o ha desaparecido y el contorno del túnel ha experimentado un desplazamiento hacia el interior (u_i). Debido a la marcada tridimensionalidad del problema no es posible en principio efectuar un análisis bidimensional en sección plana. De hecho, en estas condiciones (2D, deformación plana) una sección circular sin presión interior se deformaría considerablemente más que lo que se observaría en una sección como la BB' próxima al frente. Sin embargo se podría mantener el análisis bidimensional si se supusiera la existencia de una presión p_i ficticia tal que su aplicación conduzca al mismo desplazamiento radial u_i que en el caso real tridimensional. En este caso la variación continua desde $p_i=p_o$ hasta $p_i=0$ reproduciría el complejo proceso de deformación desde una sección AA', sin alterar

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

por la construcción del túnel, hasta la sección del túnel sin revestimiento alguno y alejada del frente, para evitar su efecto 3D. La relación entre esta p_i y u_i constituye la denominada “curva característica” o “curva de convergencia” del túnel y sólo depende de las propiedades del terreno. Ésta relación se ha representado, de forma cualitativa en la Figura 2-2.

Lo normal, sin embargo, es que a una cierta distancia del frente d representado en la Figura 2-1 como sección CC', se coloque un determinado sostenimiento, ya sean bulones, hormigón proyectado, cerchas, revestimientos continuos o una combinación de algunos de ellos; que inmediatamente entrará en carga al menos por dos razones:

- El progresivo alejamiento del frente supone la disminución virtual de la carga p_i y por tanto un incremento de deformación radial.
- Las deformaciones diferidas de la roca al transcurrir el tiempo.

En una primera aproximación, el revestimiento reaccionará con una determinada rigidez constante (k) frente a las deformaciones impuestas.

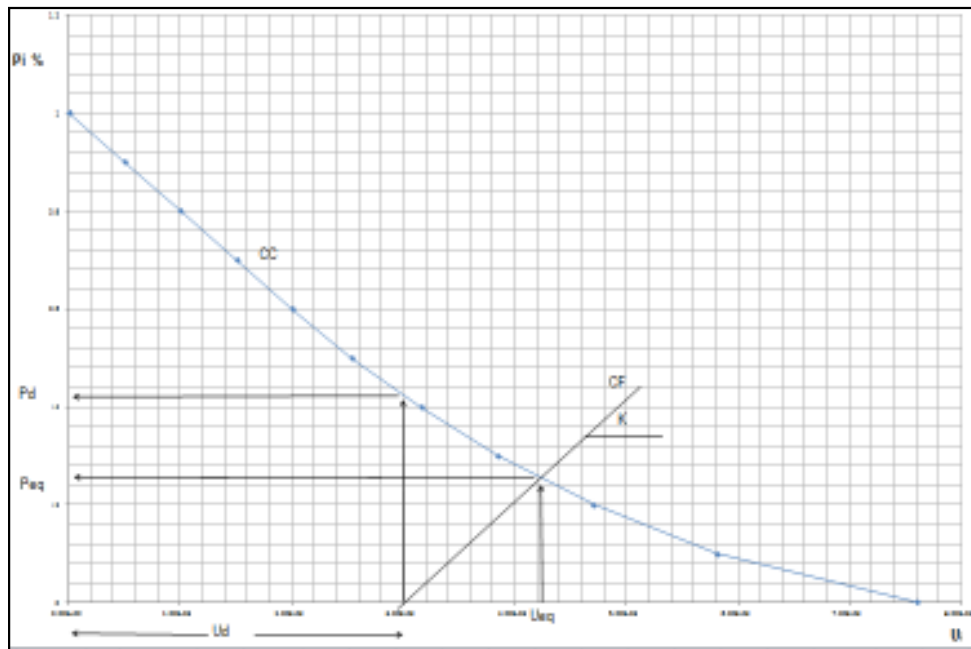


Figura 2-2. Curva característica del terreno y soporte.

Relación entre un valor de esfuerzo radial interno y las magnitudes de desplazamiento en punto del contorno del túnel, superpuesta con un dispositivo de soporte de rigidez k . **fuentes propia.**

Teniendo en cuenta que el revestimiento se instala una vez que la roca se ha deformado una magnitud u_d , la respuesta del soporte se puede escribir:

$$p_i = k(u_{eq} - u_d) \quad 2-1$$

El desplazamiento u_d corresponde a una determinada presión virtual sobre el túnel p_d .

Finalmente, túnel y revestimiento alcanzarán una posición única de equilibrio representada por la sección DD', cuando se alcancen la presión y desplazamiento (p_{eq}, u_{eq}) comunes a las dos curvas CC y CF de la Figura 2-2.

Para una determinada curva CC el proyectista o constructor puede optar por la instalación de un revestimiento muy próximo al frente (u_{d1}) o lejos de él (u_{d2}) como se muestra en la Figura 2-3. Puede también elegir la rigidez del sostenimiento, rígido: k_1 ; deformable k_n . En principio, cuanto más rígido sea un sostenimiento y más próximo al frente se instale, mayor será la presión de equilibrio que ha de soportar y menor el desplazamiento radial o convergencia del túnel.

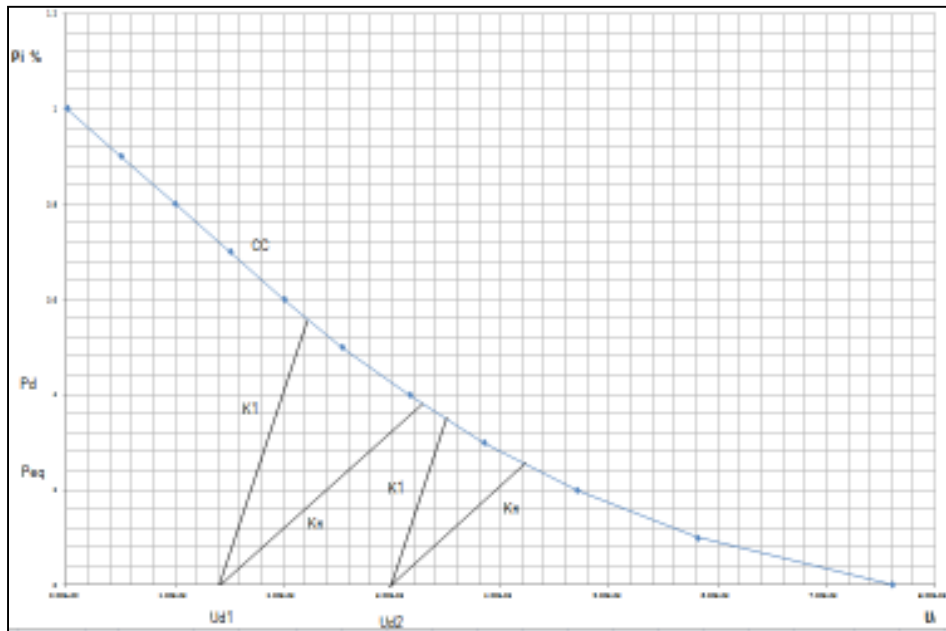


Figura 2-3. Curva característica del terreno y soportes con diferente rigidez. Diferencias en los esfuerzos y las deformaciones de la roca, encontradas tras ubicar dispositivos de soporte con rigideces k_1 y k_n en distintas separaciones al frente de excavación. **Fuente propia.**

Para aplicar este método es necesario:

- Determinar la curva CC que sólo depende de las características del terreno y del estado de esfuerzos naturales previos a la realización de la excavación.
- Determinar la rigidez del sostenimiento (k).
- Determinar la deformación del túnel u_d o de forma equivalente p_d correspondiente a la instalación del sostenimiento.

El método descrito tiene las limitaciones que se derivan de las hipótesis o condiciones que conducen a su formulación. Las más sobresalientes son:

- Estado de tensiones inicial isótropo y homogéneo.
- Geometrías circulares.
- Dificultades para adaptar el comportamiento tridimensional del frente y en la estimación de movimientos u_d .

Como ventajas se señala que es posible obtener soluciones analíticas para muchos casos, que la comparación con otros métodos más avanzados como los numéricos es bastante satisfactoria, y que facilita el entendimiento y manejo de los aspectos relacionados con el frente de excavación desde un punto de vista bidimensional.

2.1.1 Desarrollo matemático para la determinación de la curva característica para condiciones axi-simétricas

2.1.1.1 Túnel circular en medio elástico y condición plana deformaciones

Se conocen soluciones en elasticidad en función del coeficiente de empuje $K_0=1$, con ello el problema se simplifica, pues se tienen componentes de desplazamientos en los sentidos radial u_r y tangencial u_θ , que básicamente depende de r : $u(r)$; de tal modo que se anulan las deformaciones en el plano ortogonal a la sección analizada. Se adopta como valor positivo de u el que sigue la dirección de r . en coordenadas cilíndricas (r,θ,z) , la ecuación de equilibrio en dirección r es:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad 2-2$$

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Las dos tensiones σ_r y σ_θ son las tensiones principales por lo que $\tau_{r\theta} = 0$ en este caso. Para deformaciones correspondientes ε_r y ε_θ se adopta el criterio de signos siguiente:

- Deformaciones de compresión: positiva.
- Deformaciones de extensión: negativa.

Desarrollando las ecuaciones de compatibilidad de deformaciones se tiene que:

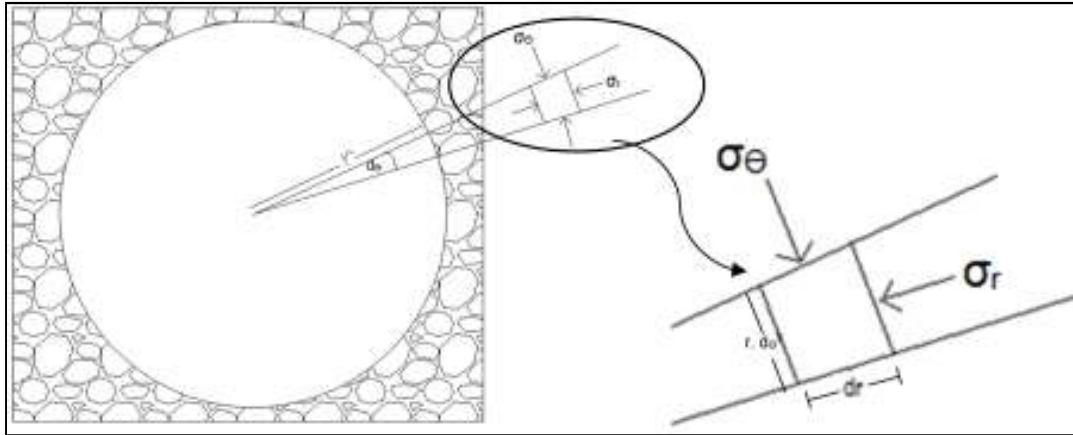


Figura 2-4. Estado de esfuerzos en elemento diferencial de suelo.

En el esquema es posible precisar la nomenclatura de los esfuerzos, su orientación y las dimensiones del elemento diferencial de suelo. **Elaboración propia.**

$$\varepsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \quad 2-3$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{u}{r} \quad 2-4$$

Suponiendo terreno elástico e isotrópico con constantes de elasticidad; E y ν , las relaciones tensión-deformación son:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E} (\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)) \quad 2-5$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} (\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)) \quad 2-6$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} (\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)) \quad 2-7$$

Donde σ_r , σ_θ y σ_z son tensiones principales.

Teniendo en cuenta $\varepsilon_z = 0$ debido a que las condiciones son planas de deformación, el esfuerzo en dirección paralela al eje del túnel queda como se muestra en la siguiente ecuación:

$$\sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta) \quad 2-8$$

Si se deriva $\varepsilon_\theta = \frac{u}{r}$, con respecto a "r" y colocando el resultado en función de las ecuaciones constitutivas se encuentra que el valor del esfuerzo medio en cada uno de los elementos diferenciales afectados por la excavación tendrá el mismo valor de esfuerzo medio $\frac{\sigma_\theta + \sigma_r}{2}$.

Luego, aplicando las conclusiones anteriores a la ecuación de equilibrio e integrando entre fronteras apropiadas se encuentran las ecuaciones para la determinación del estado de esfuerzos en cada punto cercano al túnel.

$$\sigma_r = p_0 - \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \quad 2-9$$

$$\sigma_\theta = p_0 + \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \quad 2-10$$

En la Figura 2-5 se presenta cualitativamente la forma de las curvas que configuran las funciones anteriores.

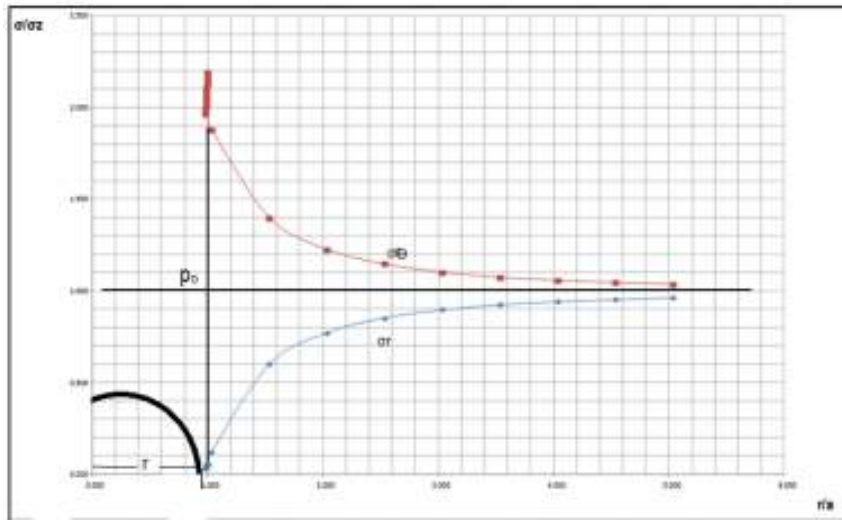


Figura 2-5. Desarrollo de la redistribución de esfuerzos.

Variación de los esfuerzos tangenciales y radiales del suelo desde un punto en el contorno hasta una distancia tal que ya no modifica los esfuerzos iniciales del terreno. **Fuente Propia.**

La tensión σ_θ se mantiene por encima de la σ_r y alcanza un máximo en el contorno de la excavación. El valor de σ_r , por el contrario, crece continuamente con el radio hasta alcanzar la tensión p_0 . Teniendo en cuenta que $\sigma_\theta + \sigma_r = 2p_0$ y que si $\varepsilon_z = 0 \rightarrow \sigma_z = \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)$, la

tensión σ_z en el entorno del túnel tiende a ser intermedia entre σ_θ y σ_r para los valores usuales de ν (0,3 – 0.5).

Si se adopta como estado inicial la condición hidrostática de tensiones, considerando como inicial aquel escenario previo al comienzo de la excavación, las deformaciones se producen por la redistribución de esfuerzos que genera el retiro de material.

$$\Delta\sigma_r = -\left(\frac{r_i}{r}\right)^2(p_o - p_i) \quad 2-11$$

$$\Delta\sigma_\theta = \left(\frac{r_i}{r}\right)^2(p_o - p_i) \quad 2-12$$

Cuando se reemplaza el valor de los incrementos de esfuerzos en las ecuaciones constitutivas correspondientes se obtiene las formulaciones para las deformaciones unitarias en dirección tangencial y radial como se muestra a continuación:

$$\varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_o - p_i) \quad 2-13$$

$$\varepsilon_r = -\frac{1+\nu}{E} \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_o - p_i) \quad 2-14$$

Comprobando que la deformación volumétrica es nula en cualquier punto:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_\theta + \varepsilon_r + \varepsilon_z = 0 \quad 2-15$$

En la pared del túnel ($r = r_i$)

$$\varepsilon_\theta = -\frac{u_i}{r_i} = \frac{1+\nu}{E} (p_o - p_i) = \frac{p_o - p_i}{2G} \quad 2-16$$

De donde $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ módulo de deformación de corte.

La ecuación 2-16 proporciona la curva característica del túnel en régimen elástico, representada en la Figura 2-6 como la relación p_i y la magnitud de la convergencia u_i , normalizado con relación al radio del túnel.

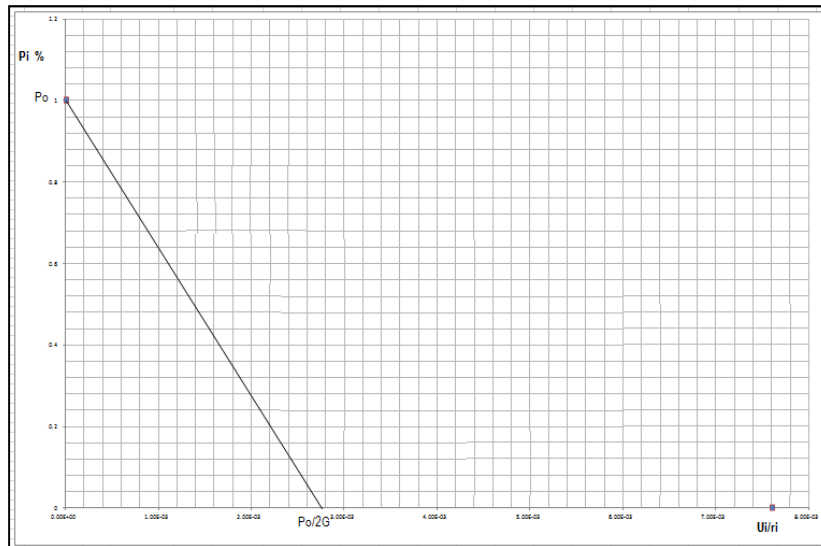


Figura 2-6. Función de carga radial Vs. magnitud de convergencia.

En la gráfica se presenta la relación de la carga radial interna y los desplazamientos hacia el interior del túnel en un punto del contorno, cuando los estados de esfuerzos no alcanzan la envolvente de falla, y el material permanece en rango elástico. **Fuente Propia.**

Como ya se ha mencionado, uno de los principales inconvenientes en el diseño de túneles es que se trata de un sistema tridimensional cuando el frente de excavación se encuentra cercano a la sección de control, y que a medida que dicho frente se aleja el problema va transicionalmente convirtiéndose en bidimensional hasta que se alcance la separación suficiente para que esto ocurra.

El frente de excavación influye sobre la sección monitoreada impidiendo que se presente la redistribución completa de esfuerzos en la zona que rodea la periferia del túnel, y por tanto, tampoco se dan los montos de deformación que tras un análisis bidimensional se encontrarían con cargas internas nulas, que es estrictamente la condición reinante cuando ya se ha ejecutado el corte y no se tiene aun instalado el revestimiento.

Por lo anterior, los inconvenientes y dificultades de los cálculos en tres dimensiones se han superado de manera práctica colocando un esfuerzo interno en el contorno del túnel de tal magnitud que los desplazamientos de convergencia se hagan comparables con los valores medidos en las condiciones reales. El problema se reduce entonces a conocer; la relación existente entre la magnitud del esfuerzo virtual del análisis en dos dimensiones y la distancia de la sección de control al frente de excavación.

Para relacionar los aspectos mencionados, existen varias metodologías basadas en teorías de elasticidad, aquí se utilizó la técnica gráfica propuesta por Vlachopoulos y Diederichs (2009), la cual es una metodología que utiliza dos relaciones en sus ejes coordenados: en el eje de abscisas se entra con el dato de la distancia al frente que se quiere evaluar, dividido entre el radio del túnel; por otra parte, en las ordenadas se tiene la relación entre el valor de desplazamiento en el contorno correspondiente a la distancia al frente buscada y el valor de convergencia máximo hallado en la curva característica del terreno; es decir, el que se obtiene cuando el frente de excavación deja de tener influencia en la sección de control.

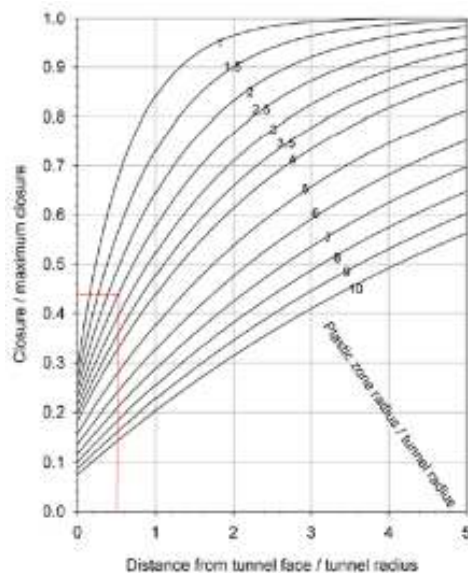


Figura 2-7 Abaco propuesto por Vlachopoulos y Diederichs.

Para dar mayor claridad a la manera como se utiliza el ábaco de la Figura 2-7 se presenta un ejemplo numérico basado en ésta y la Figura 2-8. Datos de entrada:

- Radio del túnel; 3 m.
- Radio plástico obtenido para la condición de modelo bidimensional de túnel; 7,5 m.
- Convergencia máxima, es decir, la resultante en estado de deformación plana; 4 cm.
- Distancia al frente de excavación que se pretende evaluar; 1,5 m.

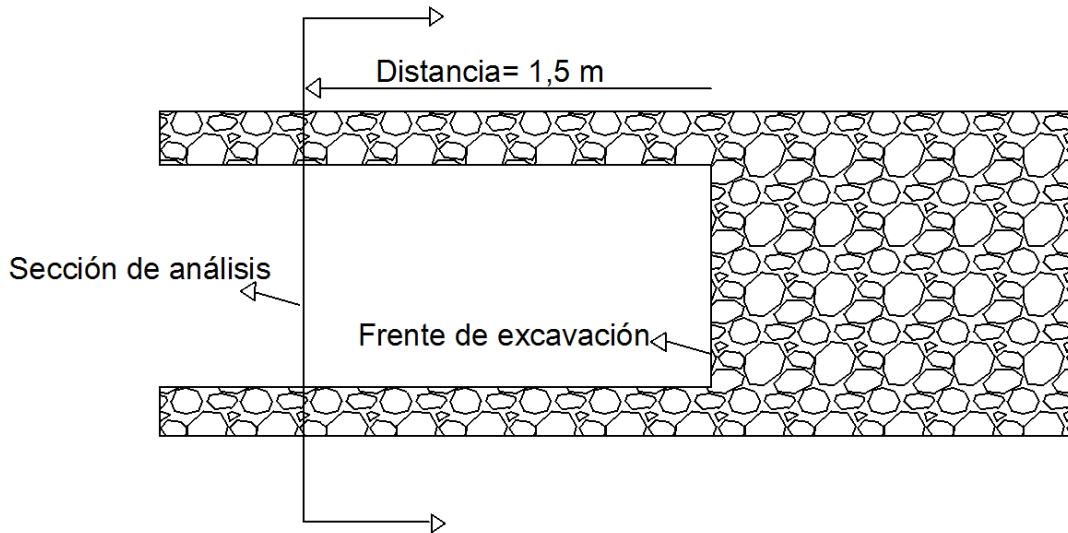


Figura 2-8 Gráfica de apoyo para facilitar el entendimiento del ejemplo.

Valor de entrada en el eje de abscisas: $\frac{\text{distancia al frente}}{\text{radio del túnel}} = 0,5$

Línea a intersecar: $\frac{\text{radio plástico}}{\text{radio del túnel}} = 2,5$

Se lee en eje ordenadas: $\frac{\text{convergencia buscada}}{\text{convergencia máxima}} = 0,44$

Convergencia buscada = $0,44 \times 4 \text{ cm} = 1,76 \text{ cm}$

Existen otras metodologías que permiten relacionar los valores de convergencia que experimenta cierta región del contorno del túnel sin revestimiento, con la distancia que separa la sección de control y el frente de excavación. Entre ellas se tiene por ejemplo las formulaciones presentadas por Panet en 1995, las cuales se basan en teorías de comportamiento elástico.

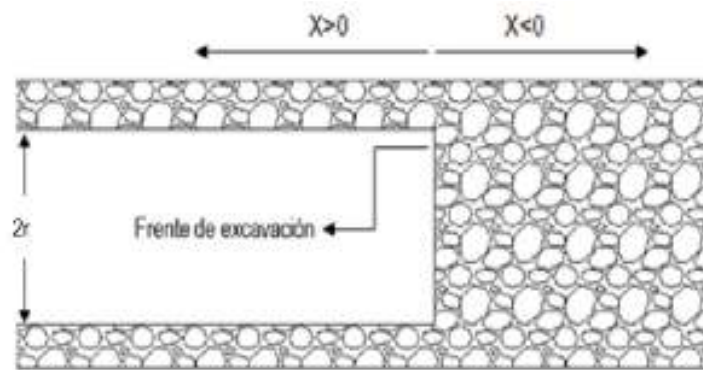


Figura 2-9 Esquema para metodología Panet (1996).

$$\frac{U_r}{U_{max}} = \frac{1}{4} + \frac{3}{4} \left[1 - \left(\frac{3}{3+4d_t} \right)^2 \right] \quad 2-17$$

Donde:

$d_t = \frac{X}{r}$ "x" representa la distancia a la cual se quiere conocer el valor de convergencia.

Otra técnica basada en teorías elásticas, y que se publicó con la misma finalidad que la de Panet, es la presentada por Unlu y Gercek en el año 2003, en la cual se incorporó la apreciación de los autores acerca de que el perfil longitudinal no sigue una función continua con respecto a la distancia "X", y por tanto, para la predicción de dicho perfil proponen la utilización de dos ecuaciones; una para las deformaciones del terreno ubicado entre el frente de excavación y un punto en el interior del macizo, y la otra desde frente hacia la parte ya retirada.

Para $X > 0$,

$$\frac{U_r}{U_{max}} = \frac{U_o}{U_{max}} + A_a (1 - e^{B_b d_t}) \quad 2-18$$

Para $X < 0$

$$\frac{U_r}{U_{max}} = \frac{U_o}{U_{max}} + A_b \left[1 - \left[\frac{B_b}{A_b + d_t} \right]^2 \right] \quad 2-19$$

Donde; U_o es la deformación en $X = 0$, y A_a, A_b y B_b dependen del coeficiente de Poisson.

$$\frac{U_o}{U_{max}} = 0,22 \nu + 0,19$$

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

$$A_a = -0,22 v - 0,19$$

$$A_b = 0,73 v + 0,81$$

$$B_b = 0,39 v + 0,65$$

Con procedimientos como los mostrados se hace posible hacer la relación entre la distancia al frente de excavación y el esfuerzo virtual colocado en el contorno del túnel para poder trabajar mediante análisis bidimensionales un problema que como se ha mencionado en reiteradas ocasiones es puramente tridimensional.

En la Figura 2-10 se presenta una gráfica que muestra como una vez se relacionan los dos aspectos tratados, la curva de convergencia del terreno podrá ser interpretada como esfuerzo en el suelo contra distancia al frente de excavación.

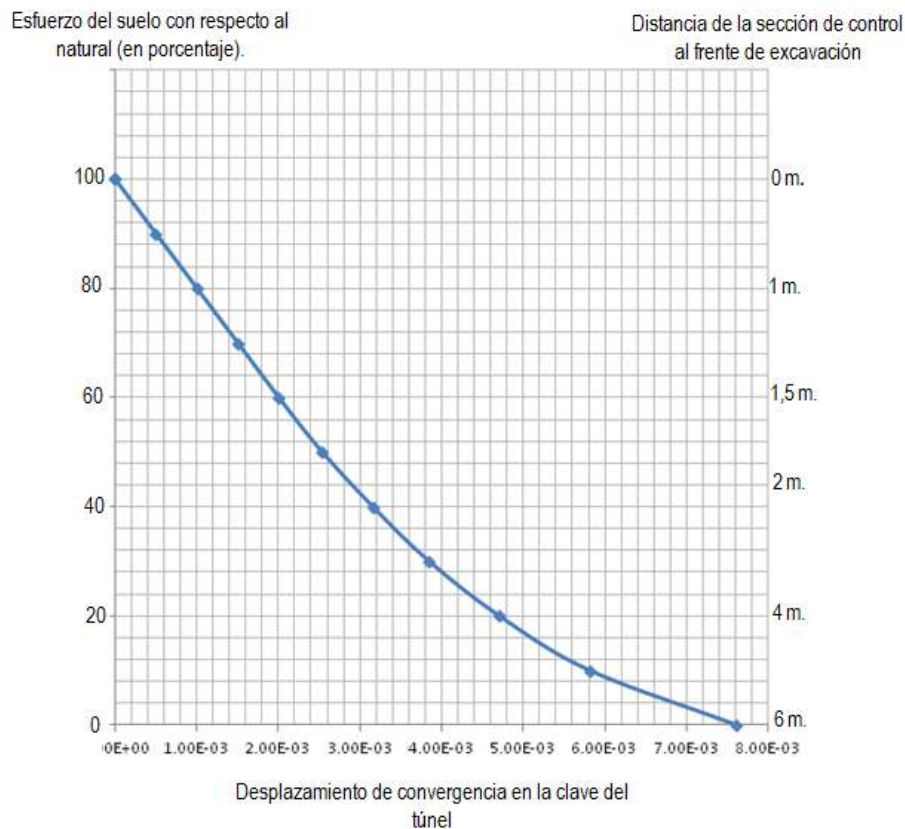


Figura 2-10 Forma de relacionar los esfuerzos radiales y distancia del frente de excavación a sección de control.

2.1.1.2 Curva característica del terreno y teorías de obtención de cargas sobre el revestimiento

Papel importante para la consecución de los objetivos propuestos en este proyecto de grado, juega la cuantificación y la representación gráfica del aporte tridimensional que genera el frente de excavación en una sección de control en la cual se evalúan o miden los desplazamientos de un punto en la clave o en los hastiales del túnel. Este tipo de representación gráfica, que relaciona los desplazamientos de un punto en el contorno del túnel contra algún parámetro que sirva para describir la influencia del frente de excavación sobre la magnitud de los desplazamientos, se denomina comúnmente curva de convergencia o curva característica del terreno.

Como se ha mencionado de manera reiterada a lo largo del documento, el interés primordial de la investigación se centra en estudiar los fenómenos de interacción suelo estructura, utilizando como herramienta el método de elementos finitos. Para lo cual se usó el programa Phase 2 de Rocscience.

Se hace oportuno mencionar las dificultades inherentes que trae consigo el analizar tridimensionalmente el comportamiento de cualquier tipo de estructura, aseveración de la que no escapan los túneles, razón por la cual se han propuesto diferentes metodologías que desde una perspectiva bidimensional, simulan o representan estados equivalentes al de la tercera dimensión, aquí se utilizó el método denominado “convergencia-confinamiento”.

El método de convergencia-confinamiento consiste en colocar un esfuerzo de dirección radial, dirigido hacia el exterior del túnel, de tal magnitud que produzca el desplazamiento medido en la sección de control. De esta manera se maneja bidimensionalmente el problema con la reducción progresiva de la fuerza distribuida simulando el alejamiento del frente de excavación y la transformación del modelo en uno de condiciones planas de deformación cuando se anula definitivamente la mencionada fuerza radial.

2.1.2 Curva de convergencia obtenida con Phase 2

Para el caso que nos ocupa, los trabajos se adelantaron con un programa de la casa Rocscience denominado Phase 2. Por lo anterior, y porque la primera labor realizada consistió en estudiar la manera de obtener las curvas de convergencia del terreno con el mencionado programa, a continuación se presenta una breve reseña del procedimiento aplicado para hacer las curvas características con Phase 2 mostrando de paso un caso práctico, no sin antes mencionar el marco de referencia bajo el cual se realizó el ejemplo, es decir antes de dar inicio al mismo se mencionarán toda una serie de propiedades y limitaciones tanto del programa como de la modelación presentada.

Objetivo: el ejemplo que se desarrolla en lo seguido del informe se presenta con el fin de mostrar de una manera apropiada el procedimiento que se siguió en este proyecto de grado para la obtención de las curvas de convergencia del terreno sin ningún tipo de elemento de soporte; y posteriormente, luego de colocados los anillos de concreto, el manejo que se le dio a la misma para obtener espesores de revestimiento pero con las deformaciones del suelo y el revestimiento compatibilizadas.

Características físicas del modelo: el ejemplo y las modelaciones realizadas en este proyecto de grado corresponden a casos hipotéticos ya que todas las características que las conforman, ya sean geométricas o referentes a los parámetros geomecánicos del suelo son asumidas.

El caso del ejemplo se trabajó al igual que las modelaciones que sirvieron de base para el análisis de las curvas de diseño en modelos de deformación plana, en los cuales se sustituyó el aporte tridimensional del frente de excavación sobre la sección de control con esfuerzos distribuidos en la periferia del túnel.

Como ya se dijo, los modelos se adelantaron sobre materiales que respondan como medios continuos, es decir, la geología de los casos estudiados se asemeja más a suelos del tipo transportado que a suelos residuales surgidos de perfiles de meteorización cuyo comportamiento esté marcado por la presencia de discontinuidades y otras estructuras heredadas.

Los modelos de comportamiento que maneja Phase 2 se encuentran divididos según dos categorías para la caracterización de los suelos, en la primera toca definir el criterio de falla a utilizar, entre los

que Phase 2 maneja se encuentran: Mohr Coulomb, Hoek Brown, Drucker Prager, Cam Clay y Cam Clay Modificado; de ellos se utilizó en este proyecto de grado el de Mohr Coulomb. El segundo aspecto de comportamiento que hay que definir es el tipo de material según modelo reológico, Phase 2 ofrece materiales elásticos o plásticos dentro de sus opciones, de ellas se escogió el modelo elástico para el presente trabajo.

Una muy importante condición que debe darse al modelo de análisis cuando se trabaja con Phase 2 en el diseño de túneles, tiene que ver con las características de las fronteras en lo referente al tipo de apoyo que se utilice y las restricciones de movimiento que estas impongan.

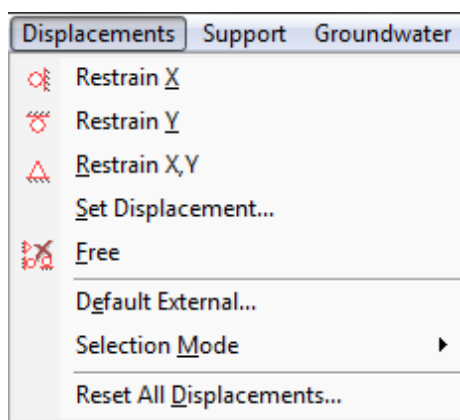


Figura 2-11 Tipos de apoyo que ofrece Phase 2.

Como se muestra en la Figura 2-11 Phase 2 permite la escogencia del tipo de apoyo entre tres alternativas, dos corresponden a los apoyos de primer género simbolizados como rodillos y que impiden los desplazamientos del terreno en la dirección perpendicular al lugar donde se ubiquen, en base a esto pueden usarse para limitar los desplazamientos tanto en la dirección vertical como en la horizontal. La otra alternativa que Phase 2 proporciona para la definición de los apoyos del modelo, tiene que ver con aquellos de segundo género que hacen nulas las deformaciones en sentido vertical y horizontal.

Teniendo como idea principal que el modelo utilizado para la representación del terreno y el proyecto de túnel no es una imitación de la realidad, sino una aproximación a las características de comportamiento del sistema que éstos configuran; se llevó a cabo una serie de corridas del programa para diferentes condiciones de apoyo con el fin de hallar la manera de que los colocados influyeran lo menos posible en los valores de esfuerzos y deformación de la zona aledaña a la

excavación. En el desarrollo del ejercicio se encontraron dos situaciones, las cuales correspondían a la combinación de dos factores: i) las condiciones de apoyo en las fronteras del modelo y ii) las dimensiones que debía darse a la extensión del terreno comparada con las de la excavación. Fue así como se llegó a la conclusión de que si se usan apoyos que restrinjan los movimientos del terreno en las direcciones vertical y horizontal, es decir de segundo género, se hace necesaria la utilización de dimensiones para el suelo que sobrepasen de manera importante el diámetro del túnel, haciendo de paso muy demorado cada ciclo iterativo. Por otra parte, la segunda alternativa de modelo radica en usar apoyos que impidan los movimientos horizontales en las fronteras verticales, y viceversa, los desplazamientos verticales en la frontera inferior. Ésta última forma de trabajo, presenta la ventaja de reducir considerablemente los tiempos de cada corrida, razón por la cual fue implementada en este proyecto de grado.

Phase 2 es un programa que funciona bajo los principios teóricos de elementos finitos, y como era de esperarse en la elaboración de los modelos se necesita la definición geométrica de la discretización del medio analizado; para ello el software tiene agrupado en dos conjuntos de información los datos necesarios: el tipo de malla y los tipos de elementos. En cuanto al tipo de malla Phase 2 maneja las alternativas de: distribución de elementos gradual, uniforme, radial y sin nodos internos.

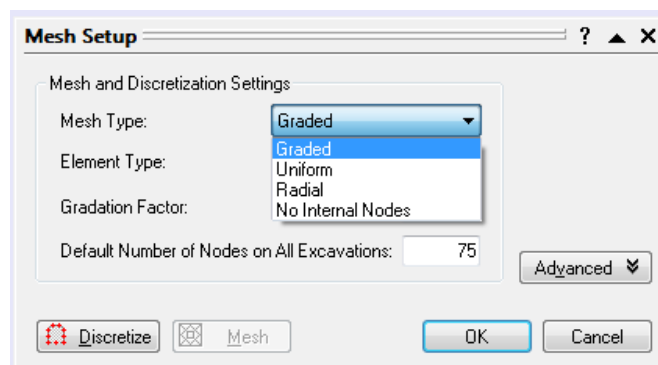


Figura 2-12 Tipos de malla que pueden ingresarse al modelo.

Por otra parte, dentro de los tipos de elementos que Phase 2 tiene disponibles en su bandeja de posibilidades se encuentran: elementos triangulares de tres nodos, triangulares seis nodos, cuadriláteros de 4 nodos y cuadriláteros de 8 nodos.

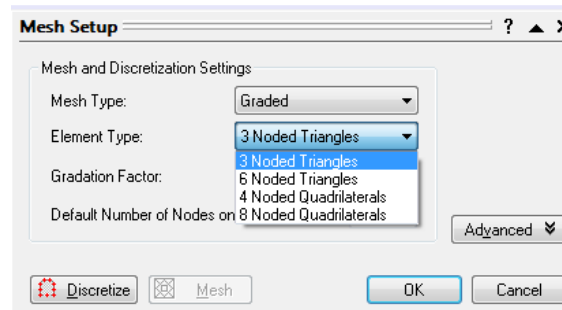


Figura 2-13 Tipos de elementos ofrecidos por Phase 2.

En este punto de la presentación de las generalidades del programa Phase 2, es importante mencionar que el tipo de malla que se implementó en este proyecto académico son las graduadas, las cuales se caracterizan por dar una mayor densidad de elementos en las cercanías de sitios notables del modelo, como por ejemplo en la zona que rodea la excavación. También se aclara que los elementos triangulares de 3 nodos se escogieron para alcanzar los objetivos de la investigación.

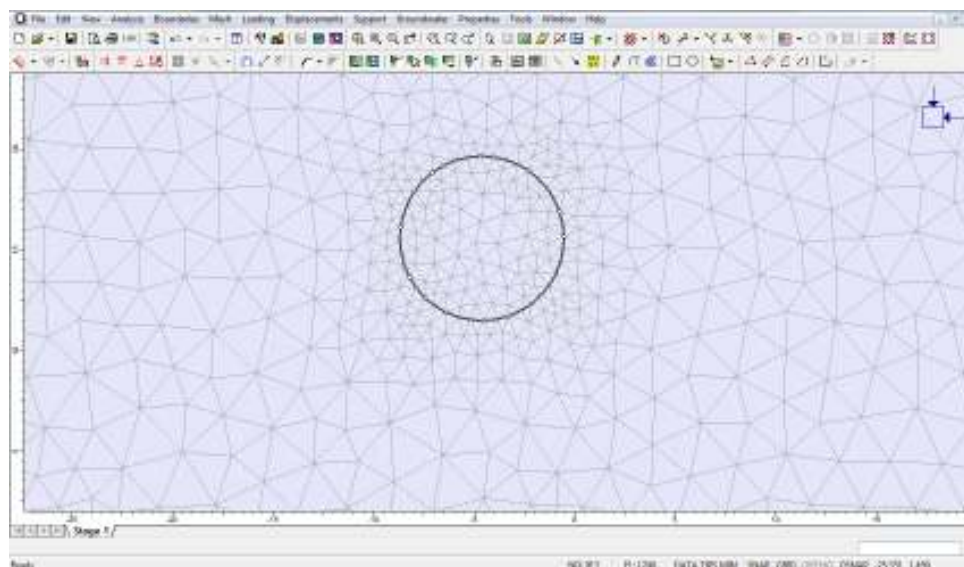


Figura 2-14 Disposición de los elementos triangulares de tres nodos usados en el proyecto de grado.

Un tema en el que se ha concentrado la atención de diferentes partes del documento tiene que ver con la forma de manejar uno de los principales inconvenientes analíticos que se tiene en el diseño de los túneles, las condiciones tridimensionales que impone el frente de excavación cuando se encuentra cerca de la sección de control. Como solución, se han ideado métodos que facilitan la labor del diseño porque tratan el cálculo de esfuerzos y deformaciones en el terreno como un asunto

bidimensional. Lo anterior se materializó en esta oportunidad simulando un proceso de descarga en la periferia de la excavación basado en la reducción paulatina del valor del esfuerzo natural desde su intensidad completa, es decir cuando se tiene el 100% de esfuerzos naturales y ninguna deformación, hasta cuando desaparece por completo el efecto del frente del corte, que en el ejercicio representa un porcentaje de tensión del 0% y al mismo tiempo el haber alcanzado la condición bidimensional en la realidad de una obra.

El programa permite definir dos modos de acción gravitacional, la primera con la cual se simulan los estados de esfuerzos en túneles de relativamente poca profundidad en los cuales la variación de las presiones geostáticas entre la cota de la clave y de la solera se consideran importantes para lo cual debe incluirse en el modelo el peso propio de los materiales.

La otra manera de representar los estados de esfuerzos se usa por lo general para túneles o estructuras cuyas dimensiones son insignificantes comparadas con la profundidad a la cual se emplazan. En obras subterráneas en las cuales la cobertura supera en más de 10 veces la mayor dimensión de la sección transversal de la obra, caso en el cual la variación de presiones geostáticas entre la cota clave y la de solera puede ser despreciada sin incurrir en mayores imprecisiones, y por el contrario facilitando en gran medida el análisis y la rigurosidad de los cálculos.

En lo que respecta a los valores de coeficientes de empujes de tierras usados para el desarrollo del presente proyecto de grado, estos incluyen un amplio intervalo de magnitudes que van desde 0,3 hasta 3; los cuales se encontraron como valores límites, ya que más allá de estos los estados de esfuerzos iniciales del terreno superaban la envolvente de resistencia, violando con ello el principio de tener un sistema en equilibrio para las condiciones naturales.

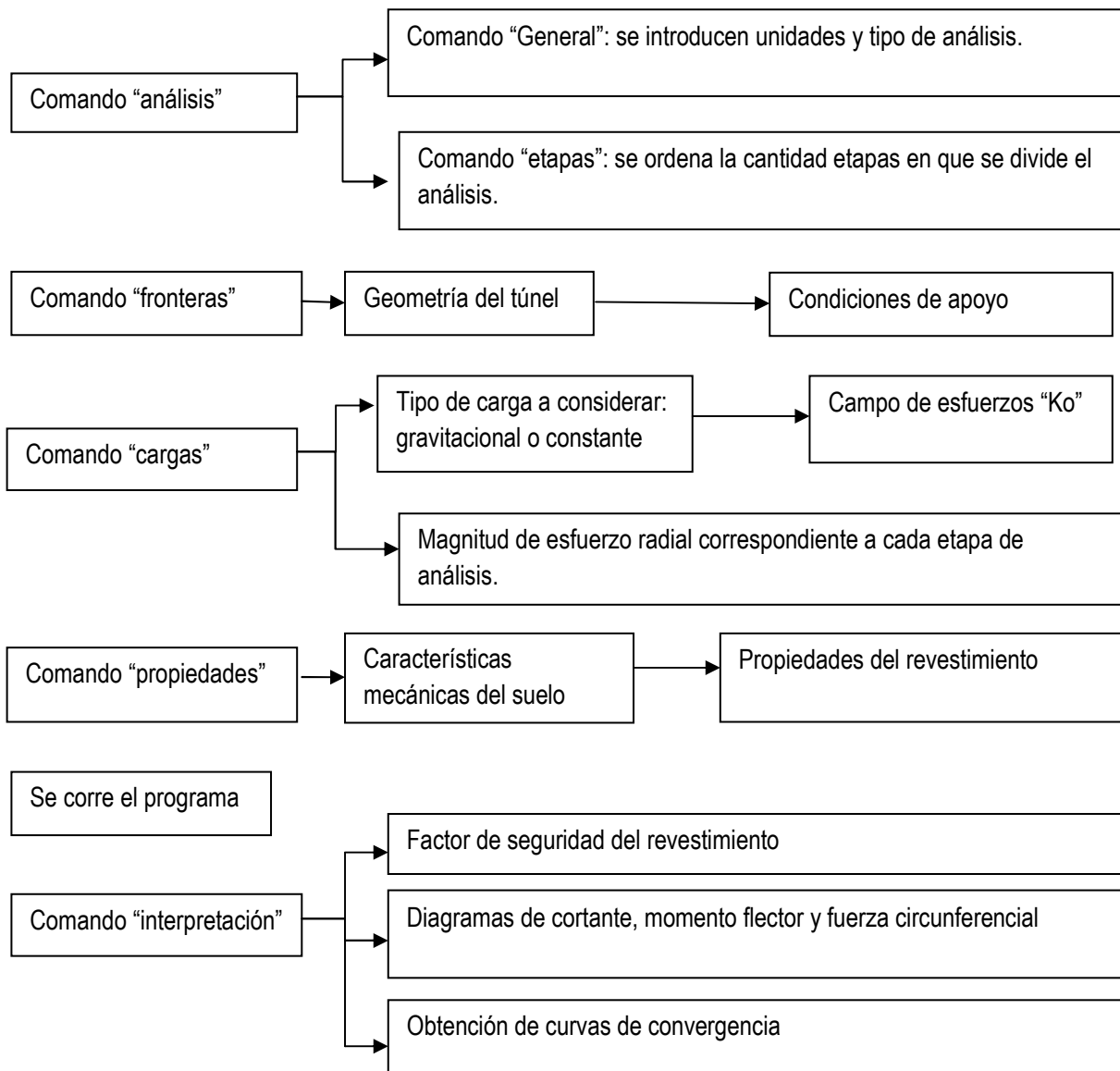
Otra aclaración válida en lo referente a los valores de “ K_o ” utilizados, tiene que ver con el hecho de que en materiales que cumplan con la teoría elástica, no es posible tener magnitudes de dicho coeficiente mayor que la unidad, por representar “ K_o ” una relación lineal ($K_o = \frac{\nu}{1-\nu}$).

No obstante lo anterior, cuando el terreno aún tiene esfuerzos residuales de procesos tectónicos o geomorfológicos, entre otros, se tiene la posibilidad de que el coeficiente de presión de tierras en reposo supere la unidad.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Hasta esta parte del informe se han mencionado unas características muy generales del programa Phase 2, de éste también se resalta que la principal limitación que exhibe es precisamente no manejar los modelos desde un punto de vista tridimensional, razón por lo cual para el desarrollo de las actividades propias del proyecto de grado se debió acoger los principios básicos de las curvas de convergencia del terreno.

A continuación se presenta de manera gráfica cada uno de los pasos que se siguieron con el programa Phase 2 para la obtención de las curvas de convergencia del terreno y el dimensionamiento de los anillos de revestimiento para cada uno de los casos analizados.



Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

2) Luego de elegir las unidades de trabajo y el tipo de análisis, en “General”, se introduce el número de “stage” (etapas) en que se dividirá el análisis. A cada una de estas etapas, corresponderá un valor de fuerza interna radial. Para este ejemplo se utilizaron 12 etapas para el análisis, cada una con una diferencia de 10% en el valor de la magnitud de fuerza distribuida anterior, iniciando desde el estado de esfuerzos que soporta el terreno de manera natural. En la Figura 2-16 se muestra el modo de introducir las etapas de carga interna en que se divide el modelo.



Figura 2-16. Etapas de análisis.

Manera de incorporar la cantidad de etapas de análisis en que se divide el modelo.

3) Con el uso del comando “Boundaries” se materializa tanto la superficie de excavación como las fronteras del modelo.

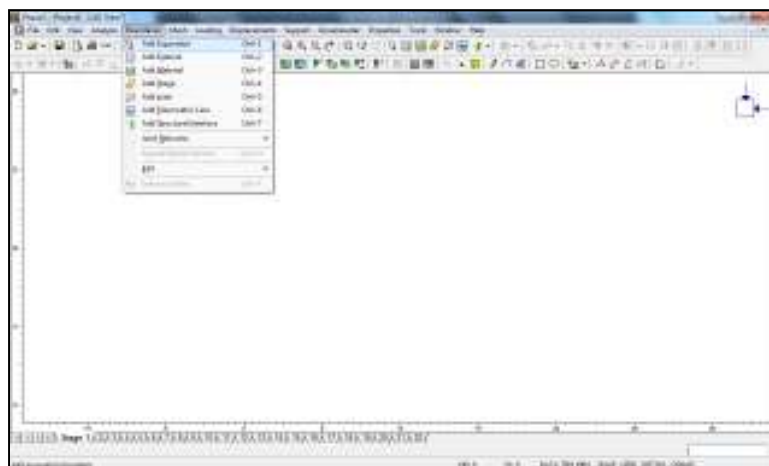


Figura 2-17. Geometría del modelo.

Acá tenemos las opciones que despliega activar el comando para definir fronteras, entre ellas, las de la excavación y las del terreno, entre otras.

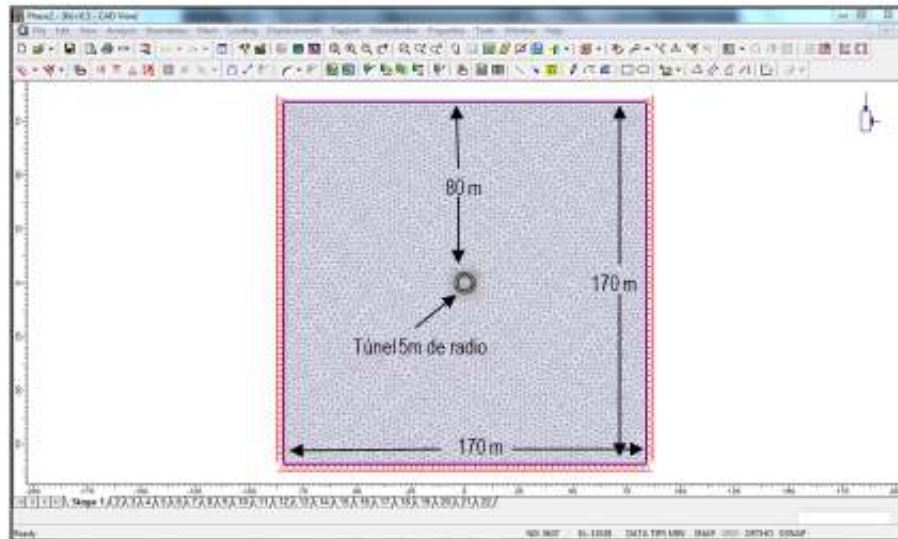


Figura 2-18. Condiciones de frontera.

La imagen presenta las características dadas a las fronteras del modelo, una vez discretizado, en cuanto a las restricciones de desplazamiento otorgadas a las fronteras del terreno, y las escalas manejadas entre el tamaño del túnel y las del medio que lo rodea.

Como se puede apreciar en la Figura 2-18, los apoyos utilizados en las fronteras del modelo sólo restringen el movimiento del terreno en la dirección perpendicular a la línea donde fueron adosadas, apoyos de primer género. Sin embargo, como también se evidencia en el modelo mostrado, los apoyos usados en las esquinas inferiores son de segundo género, pero bajo el mismo principio de funcionamiento anterior, ya que los usados en los vértices inferiores reemplazan a uno de primer género en cada una de las ubicaciones, lateral e inferior, ya que el programa no permite esta doble definición de restricciones para un mismo nodo.

4) El estado de esfuerzos debe ser concretado usando en su orden los comandos “Loading”, “Field Stress Properties” y se define por tipo de esfuerzos de campo gravitacional: “Gravity”, usando la superficie del terreno para la cuantificación de las presiones geostáticas y entrando los valores numéricos de los coeficientes de empujes de tierras en reposo “ K_0 ” en las direcciones ortogonales a la vertical, que en el caso del modelo usado de ejemplo es de 0,5.

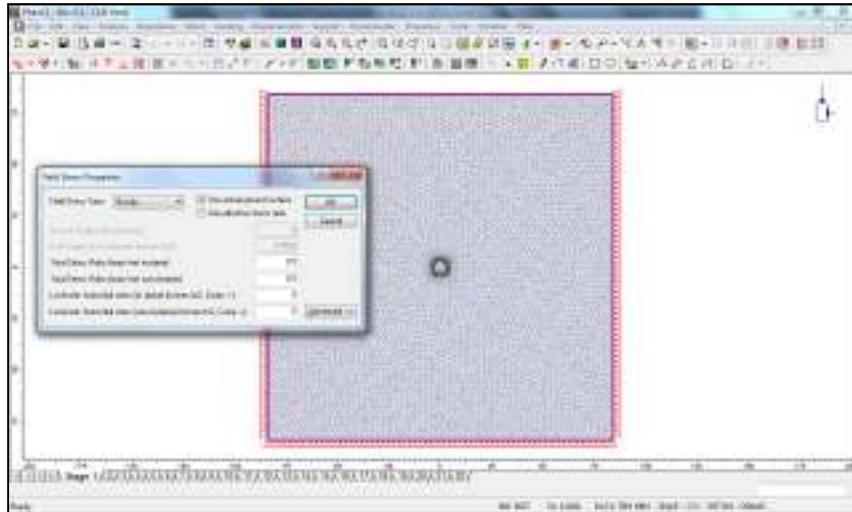


Figura 2-19. Inclusión del campo de esfuerzos.

En la imagen se muestra la activación del efecto gravitacional en estado geostático, y la contemplación de isotropía mediante el uso de coeficiente de empujes de suelo iguales (0,5) en las direcciones ortogonales a la vertical.

5) Otra operación que es necesario realizar dentro del comando "Loading", consiste en colocar el valor de las fuerzas distribuidas sobre el contorno del túnel: aquellas cuya reducción paulatina representa el efecto de aporte tridimensional del frente sobre la sección de control estudiada. Esto se hace como se muestra en las Figura 2-20, Figura 2-21 y Figura 2-22. Primero se elige "Distributed Loads", después "Add Uniform Load"; posteriormente se activan los comandos "Field Stress vector" y "Stage Load", y se termina definiendo en cada una de las etapas de análisis el porcentaje de la carga con respecto a la que tenía en su condición inicial.

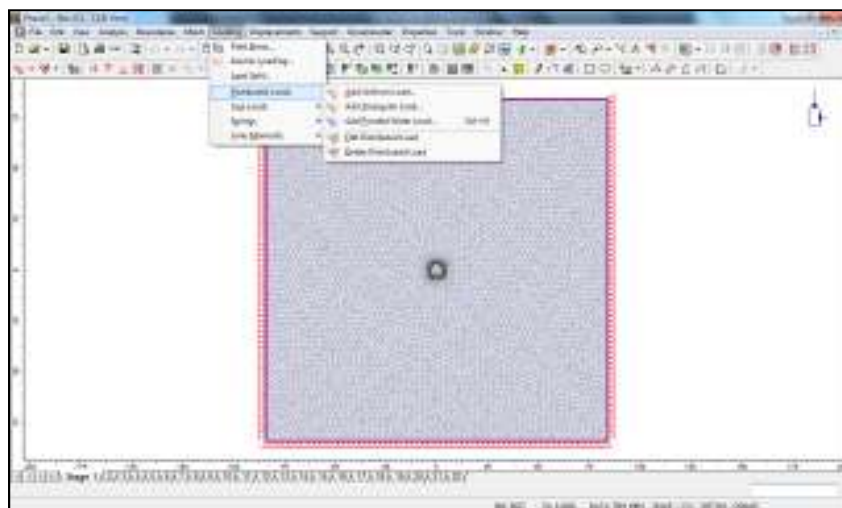


Figura 2-20. Cargas distribuidas.

Acá tenemos los pasos iniciales que deben seguirse para colocar la fuerza repartida radial sobre el contorno del túnel.

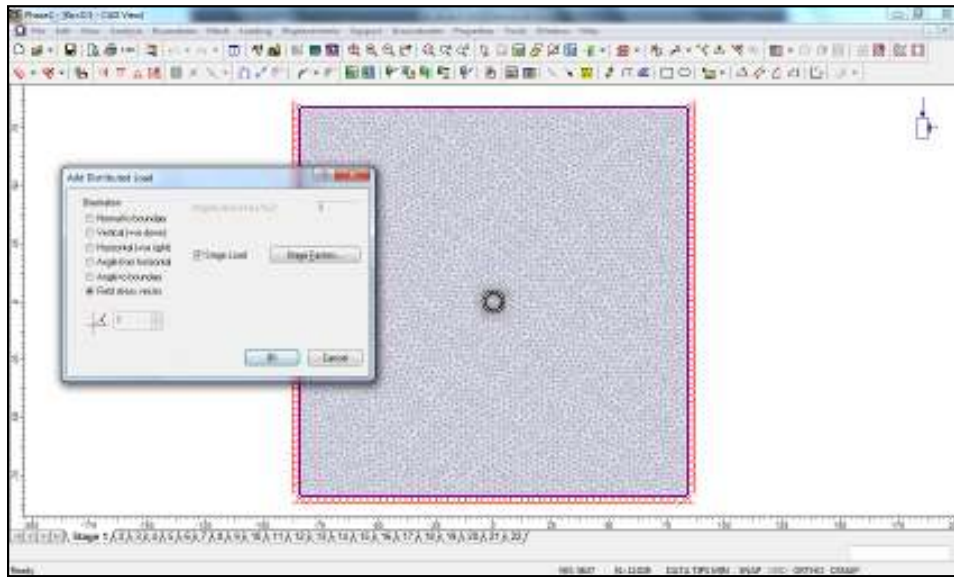


Figura 2-21. Vector de esfuerzos en el contorno.

Con la activación de los comandos que se muestran en esta imagen, se ordena al programa colocar la fuerza distribuida radial en una dirección tal que aporte a la estabilidad de la excavación.

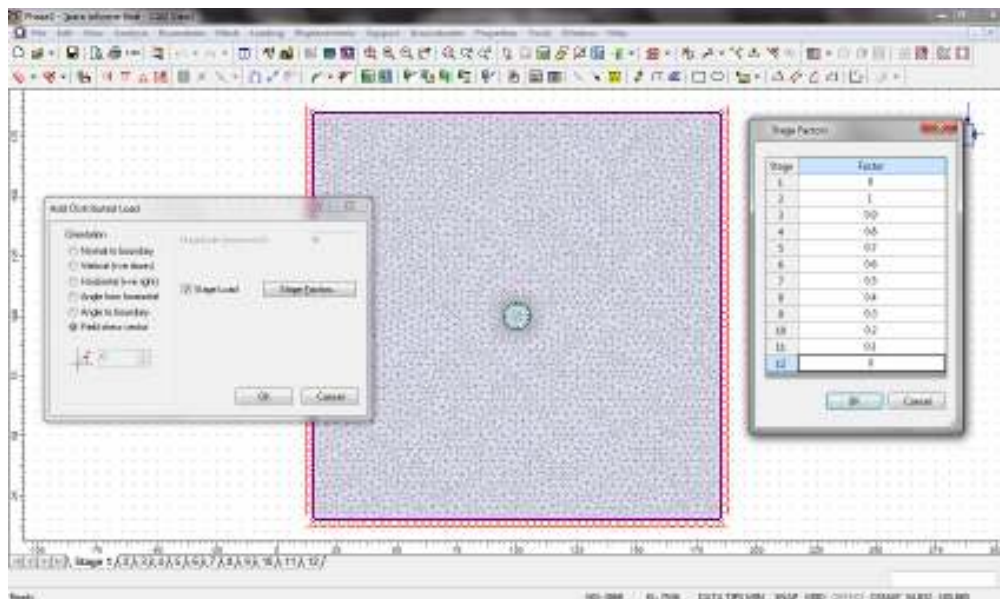


Figura 2-22. Definición de esfuerzos por etapa.

Muestra la secuencia en los valores de carga repartida como una fracción de los esfuerzos iniciales, desde la condición natural hasta que el frente de excavación pierde toda influencia en la sección de control.

En la Figura 2-23 se presentan las etapas de descarga número 2 y 5, con ella se quiere mostrar la reducción de esfuerzos internos a medida que se avanza con el alejamiento del frente de excavación.

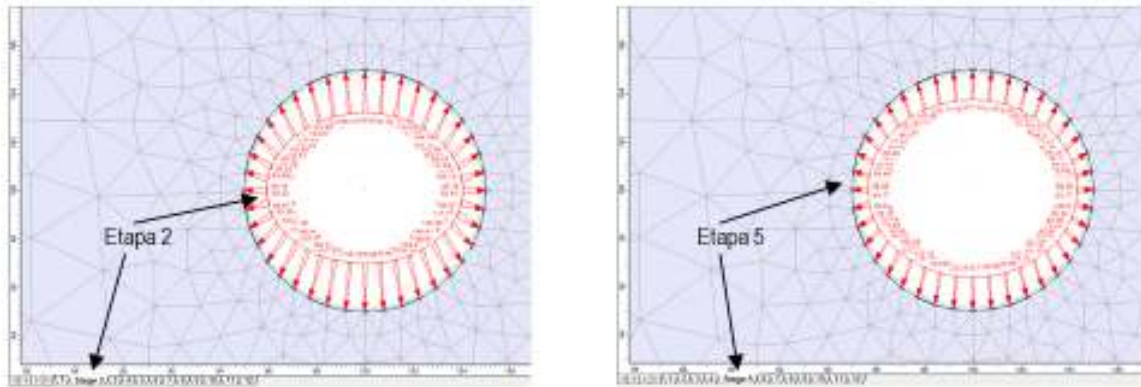


Figura 2-23. Representación del alejamiento del frente de excavación con respecto a la sección de control.

Tener menores esfuerzos internos tiene que ser entendido como una mayor distancia al frente de excavación.

La distinción entre la magnitud de cargas internas correspondientes a cada etapa se puede hacer comparando las dimensiones en la representación gráfica de los esfuerzos.

- 6) Paso seguido, se definen las propiedades de los materiales a utilizar en el modelo haciendo uso del comando “Properties” como se muestra en la Figura 2-24.

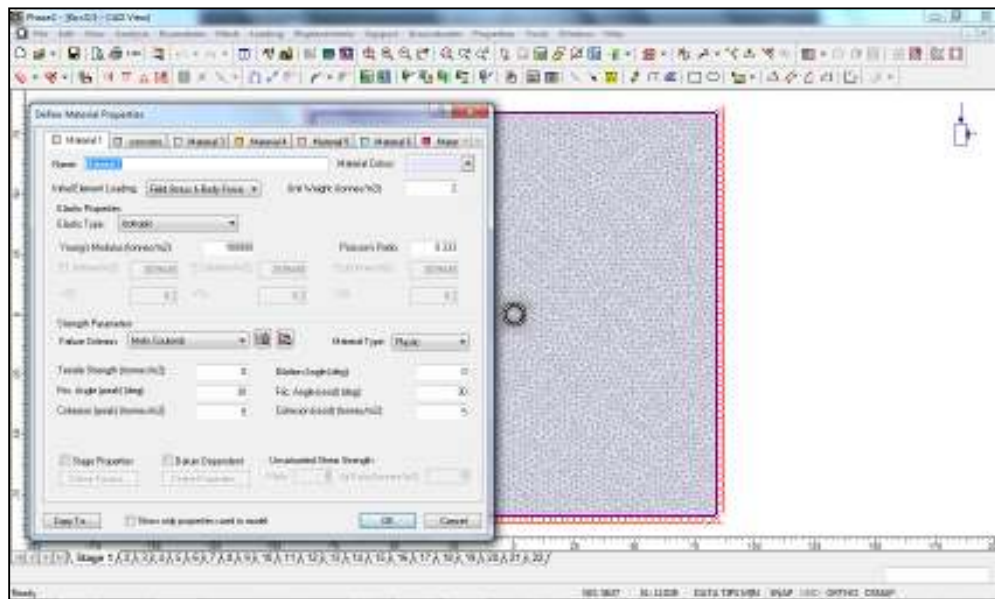


Figura 2-24. Parámetros geomecánicos.

En este trabajo se asumió criterio de falla de Mohr Coulomb y materiales elástico-plásticos.

- 7) Una vez concretados los pasos señalados anteriormente y luego de ejecutar los cálculos, se puede ver los resultados obtenidos para cada una de las etapas, como se muestra en la Figura 2-25.

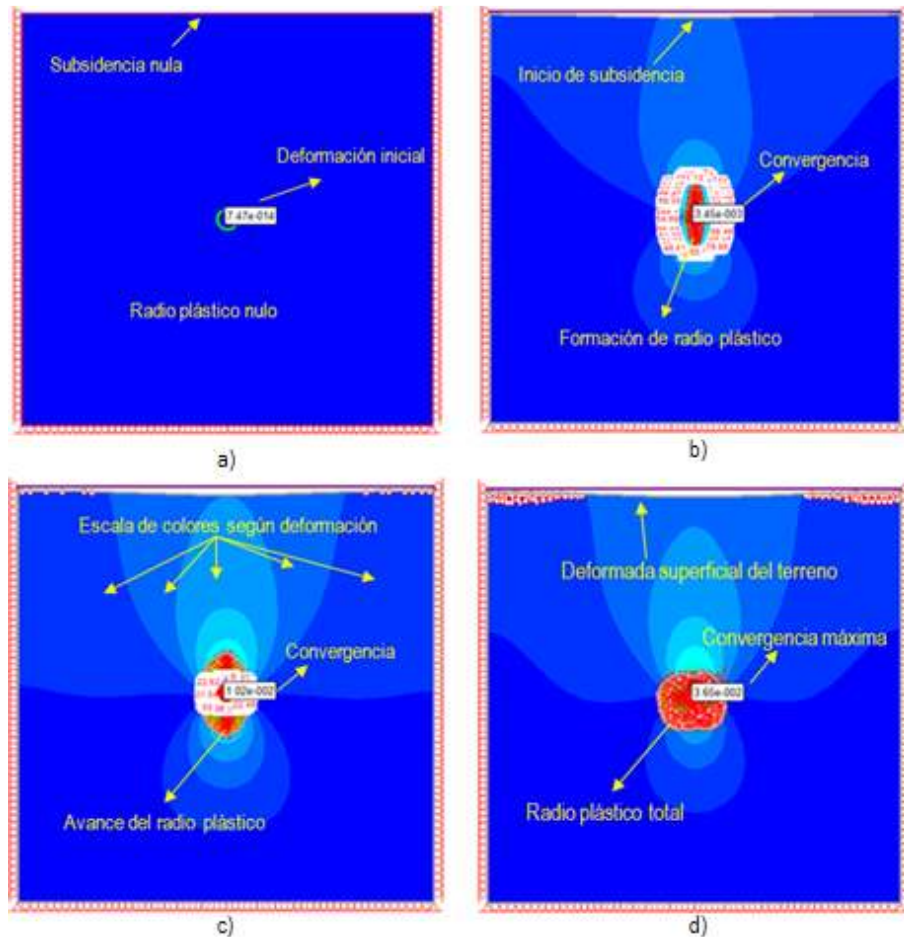


Figura 2-25. Resultados de desplazamientos por etapas.

a) Características del modelo antes de iniciar las actividades de excavación del túnel, b) en esta etapa y las subsiguientes, se presentan las disminuciones paulatinas de la fuerza radial interna que simula la cercanía del frente de excavación, c) la escala colorimétrica indica las magnitudes de deformación que afecta cada región del terreno, d) en la etapa con fuerza radial nula se alcanza la condición plana de deformaciones porque se pierde la influencia del frente de excavación sobre la sección de control, dicho estado genera los valores máximos en: convergencias, niveles de subsidencia y extensiones en la zona plástica.

En la Figura 2-25 se presenta un ejemplo con 4 de las 12 etapas de reducción de esfuerzos en el interior de la excavación. En ellas puede observarse el valor de los desplazamientos en la parte superior de la clave del túnel, progreso de la zona plástica alrededor de la periferia del corte y la deformada del terreno en cada una de las etapas de análisis incluyendo la subsidencia generada en la superficie del modelo.

Por último, para obtener las curvas de convergencia se deben graficar los valores de los desplazamientos contra las magnitudes sucesivas de fuerzas distribuidas internas, tal y como se muestra en la Figura 2-26.

La Figura 2-26, representa la curva de convergencia, aquella fuerza “abstracta” que limita a un cierto valor de desplazamiento en un análisis bidimensional una región del contorno del túnel, y que a su vez constituye el efecto de auto-soporte que genera la influencia o la cercanía del frente de excavación a la sección de control.

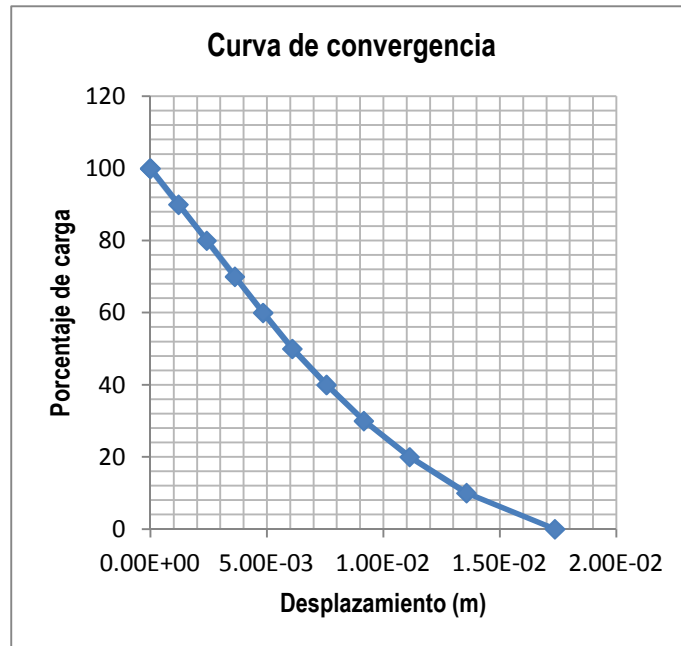


Figura 2-26. Curva de convergencia en unidades de porcentaje de carga.

El alejamiento del frente queda representado sobre el eje de ordenadas con los diferentes valores de fuerza distribuida en el interior de la excavación, y su efecto en el de abscisas mediante el aumento en los niveles de convergencia.

Fuente propia.

En la Figura 2-26 se pueden notar aspectos como el comportamiento elástico del material cuando el frente de excavación se encuentra muy cercano a la sección de control, ya que, como vemos, la relación porcentaje de carga contra desplazamiento medido es lineal, significando que existe proporcionalidad entre dichas variables. Por otra parte, para porcentajes de carga bajos, que representan la lejanía del frente de excavación con respecto a la sección de control, la función de comportamiento esfuerzo deformación deja de ser lineal para convertirse en curva, denotando así la aparición de zonas plastificadas en el contorno del túnel.

La parte final del ejemplo sería verificar lo que se pide en el enunciado, es decir revisar el factor de seguridad en el revestimiento. Esto se consigue siguiendo las instrucciones descritas en el paso 8 que se muestra a continuación.

8) Haciendo uso del comando de interpretación se hace posible el chequeo del factor de seguridad que presenta el dispositivo de revestimiento elegido. En la Figura 2-27 se muestran las combinaciones de esfuerzo que trabaja Phase 2 para la determinación de los factores de seguridad, el software analiza fallas por el actuar simultáneo de fuerzas cortantes con cargas circunferenciales, y del mismo modo las combinaciones de momentos flectores y cargas normales en cada sección del revestimiento.

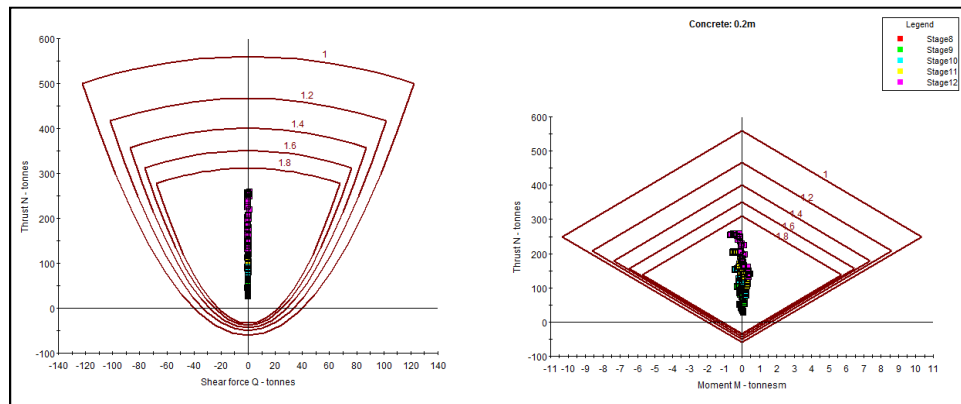


Figura 2-27. Chequeo de los factores de seguridad en cada una de las secciones en que se dividió el anillo de revestimiento.

Basados en los resultados gráficos mostrados, se puede concluir que el revestimiento del ejemplo tiene un factor de seguridad de 1,8.

Como las soluciones más conocidas para el diseño de túneles se basan en condiciones simples, una de las justificaciones que nos condujo a la realización de este estudio de interacción entre el medio continuo que rodea el túnel y el anillo de soporte de concreto, fue abordar el problema en condiciones de esfuerzos no isotrópicos y considerar el efecto de interacción suelo estructura.

Para hacer claridad sobre la idea expuesta en el párrafo anterior, a continuación se presenta una breve explicación de la misma:

Para obtener la carga que soportará el anillo y los desplazamientos que éste sufre, se superpone a la curva de convergencia del terreno una gráfica que describa la rigidez del soporte, es decir su comportamiento esfuerzo-deformación; en el lugar donde estas dos funciones se intersecan se leen los datos de interés, cargas y desplazamientos.

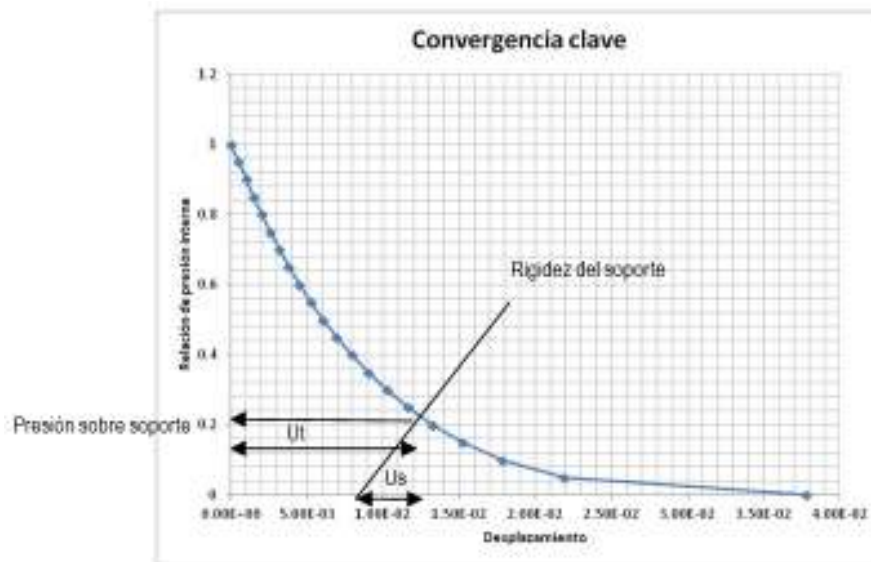


Figura 2-28. Esquema de diseño actual.

En la imagen se resaltan las curvas características tanto del terreno como del dispositivo de soporte, conceptos fundamentales en el método de diseño tradicional. **Fuente propia.**

En la Figura 2-28, U_t representa el desplazamiento que sufre el terreno, y U_s el del anillo de soporte. Esta técnica a juicio personal no es la más apropiada teniendo en cuenta que las características esfuerzo deformación de cada uno de los elementos que intervienen no incluye la presencia del otro, es decir, no se mira el conjunto de materiales en su interacción.

2.1.3 Propuesta de realización de la curva de convergencia conjunta, suelo revestimiento.

En esta parte del informe se presenta esa nueva interpretación que se propone para la curva de convergencia del terreno, incorporándole las características de deformación que le otorga en haber instalado los anillos de revestimiento en el contorno de la excavación. El análisis parte de que la curva de convergencia del terreno fue obtenida con tan solo el aporte del frente de excavación, sin la colocación del dispositivo de soporte; entonces creemos que dicha gráfica, una vez instalado el anillo de concreto, debe transformarse en una que muestre un conjunto suelo-revestimiento menos deformable.

Los valores de deformación y carga que se leen en la curva característica para el diseño del revestimiento por el método tradicional, a criterio propio, no son adecuados (Figura 2-28), ya que no tiene en cuenta que el trabajo del sistema, soporte de túnel-suelo, debe ser un ponderado de ambos

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

elementos a partir de la colocación del revestimiento, y por tanto, generar cambios en los comportamientos esfuerzo-deformación que se reflejen en la curva de convergencia del terreno.

Teniendo en cuenta las apreciaciones anteriores, y con la idea de que el aporte del frente de excavación se desvanece con el avance de las actividades de corte, se realizó el ejercicio de construir la curva de convergencia tratando de incorporar en ella el cambio en la rigidez ponderada del sistema debido a la colocación de los anillos de soporte. Para esto se adelantó una actividad similar a la explicada para obtener las curvas de convergencia del terreno, pero ahora colocando en el perímetro de la excavación anillos de concreto, con lo que se obtuvieron gráficas como la Figura 2-29.

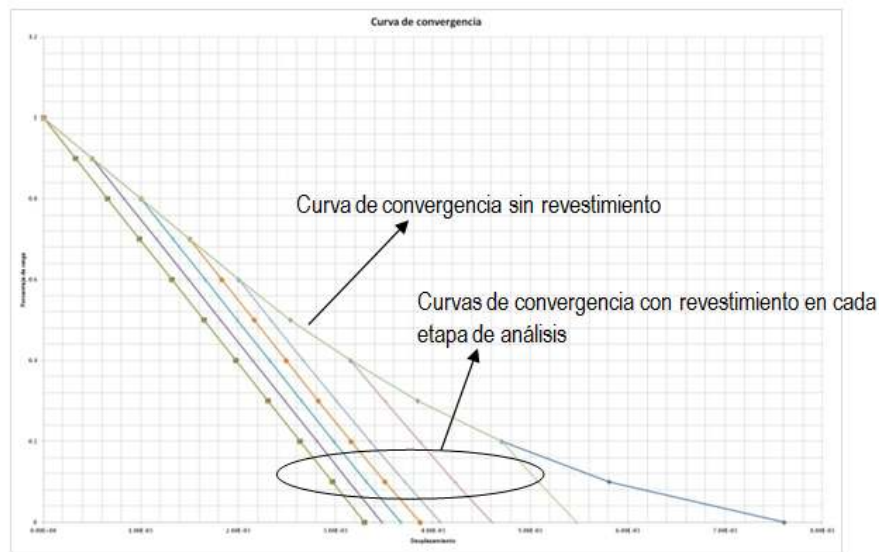


Figura 2-29. Curva de convergencia con anillo de soporte.

Aquí se presentan las curvas de convergencia del terreno, y del conjunto suelo-revestimiento para instalación en diferentes etapas de carga interna. **Fuente propia.**

La Figura 2-29 representa el aporte que tiene sobre la rigidez del sistema la colocación del anillo de soporte y la diferencia de colocarlo en una etapa u otra, es decir, depende del momento en que se instale. Como se puede ver, varían las deformaciones, desplazamientos y por ende también los esfuerzos de contacto entre el suelo y el revestimiento.

Haciendo un análisis hipotético, si se colocara el anillo de revestimiento apenas hecha la excavación, sin permitir la deformación del terreno por causa del contorno no soportado, tendríamos la gráfica que se muestra en la Figura 2-30 en color rojo.

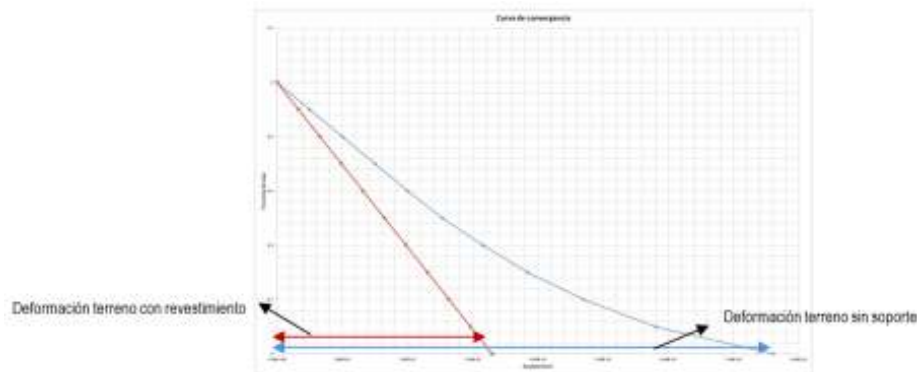


Figura 2-30. Curva de convergencia con y sin revestimiento.

La función ubicada en la parte derecha de la gráfica representa la curva de convergencia del terreno sin revestimiento, la de la izquierda el caso hipotético de poder instalar el revestimiento antes de iniciada la excavación. **Fuente propia.**

Como se dijo antes, la función de color rojo es la curva de convergencia medida sobre la clave del túnel si el revestimiento pudiera colocarse antes de que el terreno sufriera algún tipo de deformación, que comparada con la azul, curva de convergencia del terreno sin soporte alguno, muestra la mejora del comportamiento del sistema suelo-túnel tras mantener los estados de esfuerzo y deformaciones dentro del rango elástico, a juzgar por la función lineal que ésta describe. Adicionalmente, los puntos de intercepción con el eje de abscisas revela la diferencia en la magnitud de los desplazamientos para cada una de las situaciones planteadas.

La situación hipotética antes mencionada se representa en el modelo de túnel mostrado en la Figura 2-31, en la cual se observa que desde la etapa de carga en la cual el modelo permanece aún bajo las condiciones naturales, previo al inicio de la excavación, ya se encuentra instalado el dispositivo de revestimiento.

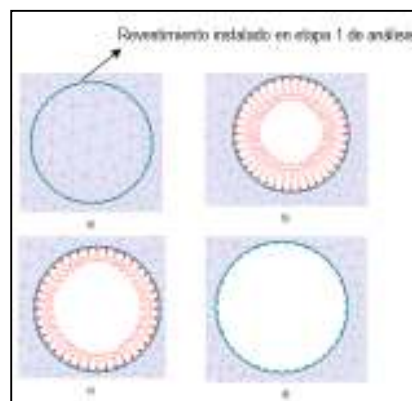


Figura 2-31. Colocación del revestimiento previo a las deformaciones del terreno.

a) Dispositivo de soporte instalado antes de iniciar las actividades de excavación, b) ya iniciada las actividades de retiro

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

de material, cerca del frente de excavación representado por fuerzas radiales, c) representa el aporte del frente de excavación cuando éste se encuentra a una mayor distancia de la sección analizada que en la etapa b), y d) situación del modelo cuando el frente ya no tiene influencia sobre la sección de control.

Contrario a la situación planteada, de tener modelos de túnel con revestimientos previos a la realización de los cortes, la realidad es otra, dichos dispositivos sólo pueden ser implementados una vez se tengan avanzadas las excavaciones, por tal motivo se muestra en la Figura 2-32 un resumen de las etapas que comprenden un análisis más aterrizado de los revestimientos.

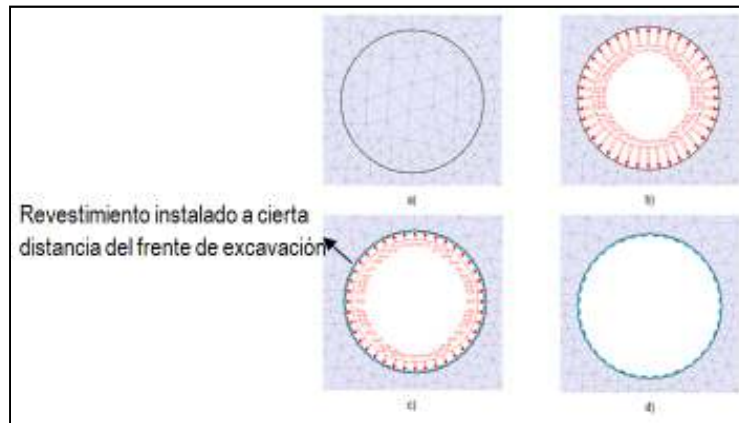


Figura 2-32. Modelo de túnel con revestimiento colocado una vez hecha la excavación.

a) terreno en condiciones naturales, b) avance del frente de excavación sin tener aún el revestimiento instalado, c) instalación del revestimiento con el frente de excavación a una cierta distancia de la sección de control, y d) modelo en condiciones planas de deformación por la lejanía del frente.

Modelos que tengan en cuenta las situaciones planteadas en la Figura 2-32, son los que recomendamos por considerarlos más ajustados a la realidad del proyecto de túnel.

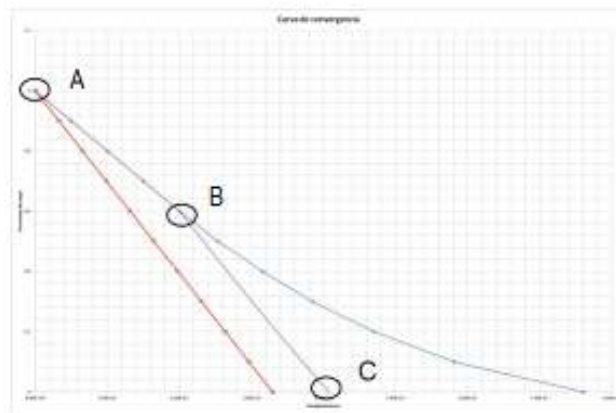


Figura 2-33. Revestimiento colocado con tiempo de desfase.

Curvas características del sistema suelo-revestimiento y las diferencias que se tienen en la magnitud de las deformaciones del conjunto.

La Figura 2-33 muestra la superposición de la curva de convergencia de un túnel al cual se le coloca el revestimiento consistente en los anillos de concretos a la sección de control cuando el frente de excavación se encuentra a una cierta distancia del lugar de seguimiento, de tal manera que ésta sufre un monto de deformación previo a su refuerzo.

En esa misma figura se nota un aspecto importante que fortalece la idea que dio sentido y justificación al presente trabajo académico, y era revisar la labor conjunta que realizan terreno y sostenimiento, que inicia una vez construido el revestimiento y que debe cambiar de manera significativa la relación esfuerzo-deformación del sistema expresada en las curvas de convergencia con mayores pendientes, conformando así un conjunto menos deformable.

También se puede destacar en la figura analizada, que las curvas de convergencia del túnel con y sin revestimiento se convierten en las funciones fronteras del comportamiento de los estados intermedios constituidos por aquellos sistemas constructivos que contemplan la colocación del dispositivo de soporte cuando el frente de excavación se encuentra separado de la sección de control, pero sin que esta longitud sea suficiente para convertir el análisis en bidimensional. Esta anotación resulta de observar el comportamiento de la función intermedia, la cual mientras baja (tramo A-B) se ubica justo encima a la gráfica del terreno sin refuerzo (límite derecho) hasta tanto éste se coloque, para luego avanzar paralela a la función del conjunto terreno-revestimiento (tramo B-C).

Aquí es importante mencionar que en esta propuesta de interacción suelo-estructura, el punto de equilibrio del sistema, definido como aquel en el cual cesan las deformaciones y por tanto también se estabilizan los cambios de estados de esfuerzos en el conjunto, es el punto "C", ya que si en dicho punto se lee el aporte del frente de excavación en las ordenadas, encontraremos valores nulos que configuran el estado bidimensional, llegando de este modo a la condición plana de esfuerzos.

Por lo anterior el punto "C", de intersección de la curva de convergencia conjunta suelo-revestimiento con el eje de abscisas, se consideró en este trabajo académico como aquel que entrega los estados de esfuerzos internos en el anillo, esfuerzos cortantes, momentos flectores y tensiones circunferenciales; necesarias para realizar el dimensionamiento apropiado del dispositivo de soporte.

2.1.4 Análisis comparativo entre los resultados de diseño por técnicas tradicionales y la propuesta en este proyecto de grado.

Teniendo en cuenta la idea de interacción suelo-estructura y la información plasmada en párrafos anteriores, se realizó un análisis comparativo en el cual se incluyeron las técnicas tradicionales de diseño de anillos de concreto y los conceptos desarrollados a lo largo del proyecto de grado.

En la literatura temática referente a estructuras tipo túneles, como por ejemplo en el texto “*Tunelling and Tunnel Mechanics*” de Dimitrios Kolymbas, se presentan fórmulas empíricas para la obtención de la rigidez del anillo de soporte, tales ecuaciones se presentan a continuación.

$$K_s = \frac{E(r^2 - (r-e)^2)}{(1-\mu_c)r(1-2\mu_c)r^2 + (r-e)^2} \quad 2-20$$

$$P = \frac{Ee}{r^2} \mathbf{u} \leftrightarrow K_s = \frac{Ee}{r^2} \quad 2-21$$

Donde;

E ; módulo de elasticidad del concreto de los anillos.

r ; radio del túnel circular.

e ; espesor del anillo.

μ_c ; coeficiente de Poisson del concreto.

De las fórmulas 2-20 y 2-21 se debe mencionar que dimensionalmente no parecen ser correctas, sin embargo, su uso extendido ha permitido su validación experimental.

En la Tabla 1 se presentan los parámetros para el cálculo de la rigidez del revestimiento, los cuales sirvieron de base para el comparativo entre las técnicas tradicionales de diseño y la propuesta hecha en este informe.

Tabla 1. Parámetros del concreto del revestimiento.

Parámetro	Valor
E	1'000.000 Ton/m ²
e	0,2 m
r	3 m
μ	0,15

Usando los datos de la Tabla 1 se encontró que las rigideces obtenidas con las ecuaciones 2-20 y 2-21 tenían pendientes más pronunciadas que las que se hallaron en el análisis de interacción suelo-

estructura propuesto en el presente proyecto de tesis; por tanto las deformaciones del revestimiento que se reportan por métodos tradicionales, son menores. Lo anterior hace que también sean menores las solicitaciones internas de tensiones para el diseño del mismo. Con ello se podría concluir que los métodos tradicionales de diseño son menos conservadores que la metodología de análisis aquí plasmada.

A continuación se muestra de manera gráfica el resultado del análisis comparativo que se mencionó.

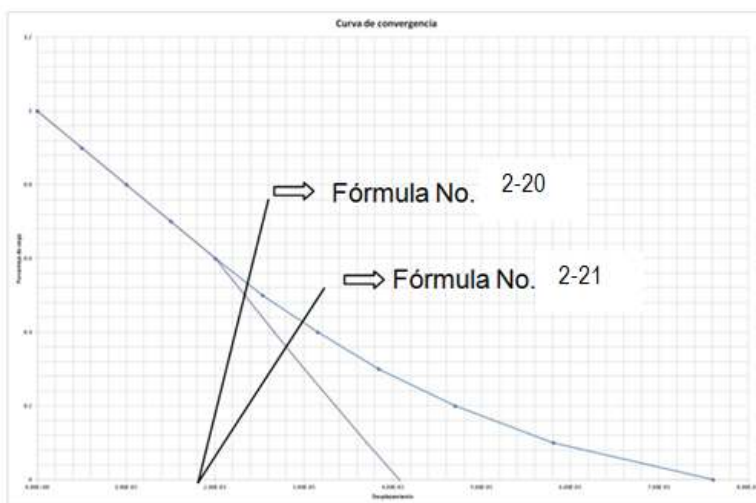


Figura 2-34. Comparativo de la técnica actual contra propuesta.

Notar la diferencia entre las deformaciones totales del revestimiento para cada uno de los casos analizados, lo que denota también variaciones importantes en las fuerzas internas para diseño del soporte. **Fuente propia.**

Para los datos usados en el ejemplo que sirvió de base para la Figura 2-34, tenemos que, usando la fórmula 2-20 el comportamiento esfuerzo-deformación del anillo tiene una pendiente de 55 700 Ton/m², la segunda reporta 22 222 Ton/m², y ambas son mayores en valor absoluto a la pendiente de la línea de interacción suelo-estructura que proponemos, la cual tiene una magnitud de 2 755 Ton/m². La recomendación se hace teniendo como base que con la interpretación de la curva de convergencia conjunta que se propone quedan compatibilizadas las deformaciones entre el suelo y el revestimiento, y que adicionalmente, al experimentar el sostenimiento mayores deformaciones se tiene según las teorías de elasticidad, mayores exigencias de cargas internas y por ende diseños más conservadores.

2.1.5 Fuerzas internas en los anillos de concreto

Hasta aquí se tiene definida una metodología en la cual se puede revisar el trabajo del conjunto suelo-revestimiento, y la influencia y papel que éste tiene sobre las curvas de convergencia del terreno, considerando los anillos de revestimiento como dispositivos deformables.

Ahora se revisará la manera cómo evoluciona la magnitud de fuerzas internas con el aumento de las deformaciones en el anillo de concreto, las cuales inician una vez colocado el soporte; siempre y cuando aún se tenga aporte del frente de excavación, y avanzan hasta que se estabiliza el cambio en los estados de esfuerzo debido a la suficiente lejanía de la parte frontal del corte.

En lo que sigue del trabajo se presentan una serie de imágenes obtenidas con Phase 2, donde se muestra la evolución de las solicitaciones de carga interna en los anillos de soporte a medida que se aleja el frente de excavación, para revestimientos colocados en la sección de control cuando la pared frontal del corte se encuentra a 2 y 4 metros de distancia de ésta.

Para facilitar la interpretación de las mencionadas gráficas, se hace aquí un paréntesis en el cual se reseñan algunos conceptos manejados en lo que va corrido del trabajo, y se señalan las pautas y los aspectos relevantes que enmarcan los resultados gráficos de las imágenes; tomando para ello el ejemplo que se desglosa a continuación.

El caso que se ejemplifica es un túnel en el cual se instaló el revestimiento de anillos de concreto en la etapa de carga número 8, dicha etapa, como ya se explicó, corresponde a una cierta distancia al frente de excavación. En el ejemplo, el número total de etapas de carga es 12, por tal razón cuando se indaga por el avance de las solicitaciones internas del anillo aparecen 5 niveles de carga correspondientes a las etapas: 8, 9, 10, 11 y 12.

Para dar la mayor claridad posible en el tema tratado a continuación se presenta una serie de imágenes donde se ilustra las explicaciones dadas en párrafos anteriores.

En la Figura 2-35 se presenta la instalación del revestimiento en la etapa de carga No. 8, esto puede ser visto desde dos ópticas diferentes. La primera, en las siete etapas precedentes la excavación no se encuentra protegida, y la segunda, las solicitaciones internas en el anillo se generan y progresan desde la etapa 8 hasta la 12.

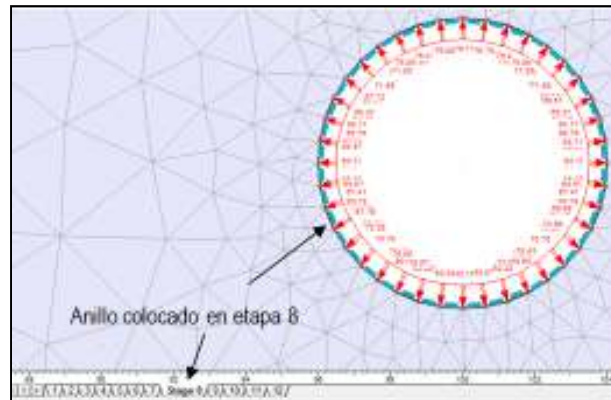


Figura 2-35. Colocación de anillo en etapa No. 8. En las primeras siete etapas de carga la excavación no estaba protegida y por tal razón no se produjeron en ellas solicitaciones para el revestimiento.

El análisis comparativo de la magnitud de las exigencias internas con que se diseñan los anillos de concreto por métodos tradicionales versus el método propuesto, que se encuentra en lo seguido del trabajo, se hace para el punto del perímetro en el cual se encuentra el máximo valor de exigencia interna, sin embargo, en las gráficas se presenta el diagrama de carga para todo el perímetro del anillo.

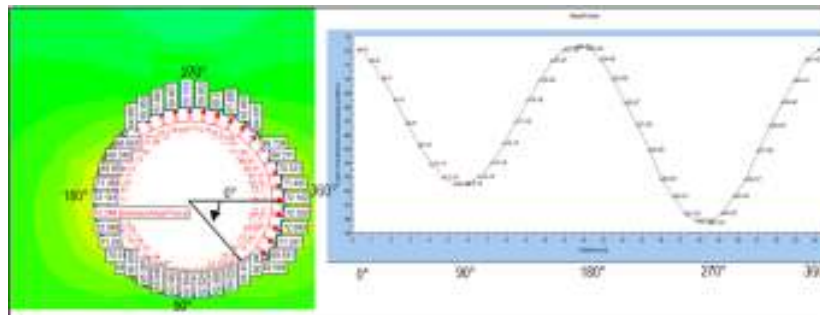


Figura 2-36. Diagrama de carga axial. En la parte izquierda de la imagen tenemos el valor de carga axial para cada punto en que se dividió el perímetro del anillo y los ángulos de referencia para el diagrama de carga interna que se presenta en la gráfica de la derecha.

Los diagramas de cargas internas en el anillo, ya sean de fuerzas circunferenciales, cortantes o de momentos flectores; tienen en su eje de abscisas la longitud de arco que hay entre el punto más derecho del anillo, es decir, el señalado con el ángulo 0° en la Figura 2-36, y el sitio de interés. En la parte inferior del eje de abscisas se muestra el ángulo a que corresponde cada distancia señalada.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Los diagramas de cargas internas deben ser interpretados como se muestra en la Figura 2-37, es decir, son la representación gráfica continua de los valores de sollicitación interna a lo largo de todo el perímetro del anillo de soporte.

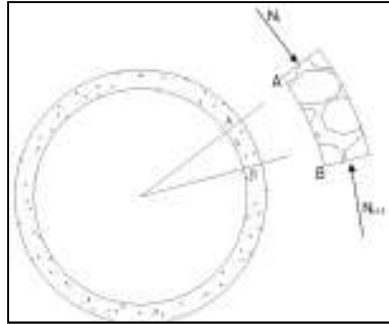


Figura 2-37. Fuerzas circunferenciales en el anillo.

En la imagen se presenta de manera esquemática la sollicitación interna de fuerza circunferencial en uno de los elementos en que se discretizó el anillo, esta idea se hace extensiva a las fuerzas cortantes y momentos flectores.

Fuente propia.

Cuando se juntan las ideas anteriormente tratadas, y condensamos en una gráfica los diagramas de sollicitación interna para cada etapa de carga, se hace posible visualizar la progresión de dichas fuerzas para todos los puntos del anillo en todas las etapas de carga en que éste interviene, como se muestra en la Figura 2-38.

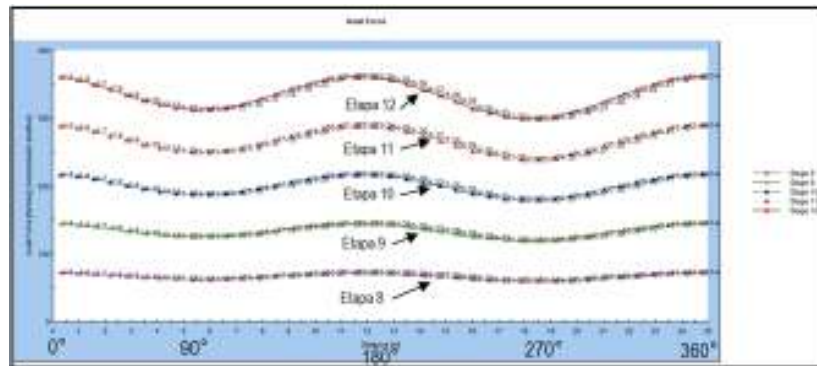


Figura 2-38. Diagramas de carga interna para cada etapa de carga.

Evolución de las fuerzas internas a lo largo de todo el perímetro del anillo y para todas las etapas en que éste interviene.

Aquí terminamos el recuento de aspectos básicos para retoma el análisis comparativo que confronta las metodologías tradicionales de diseño de revestimiento y la propuesta planteada en este proyecto de grado, en cuanto a la magnitud de las sollicitaciones internas con que debe diseñarse los anillos de concreto.

2.1.5.1 Fuerzas circunferenciales

Para el modelo de túnel usado para el análisis comparativo, los 2 metros de distancia entre el frente de excavación y la sección del túnel sobre la cual se coloca el anillo de soporte coincidió con la etapa de carga No. 8 (stage 8) por lo que una vez fijado el revestimiento, los reportes de resultados de los valores de cargas axiales a lo largo del perímetro del anillo deben estar compuestos de 5 etapas; 8, 9, 10, 11 y 12.

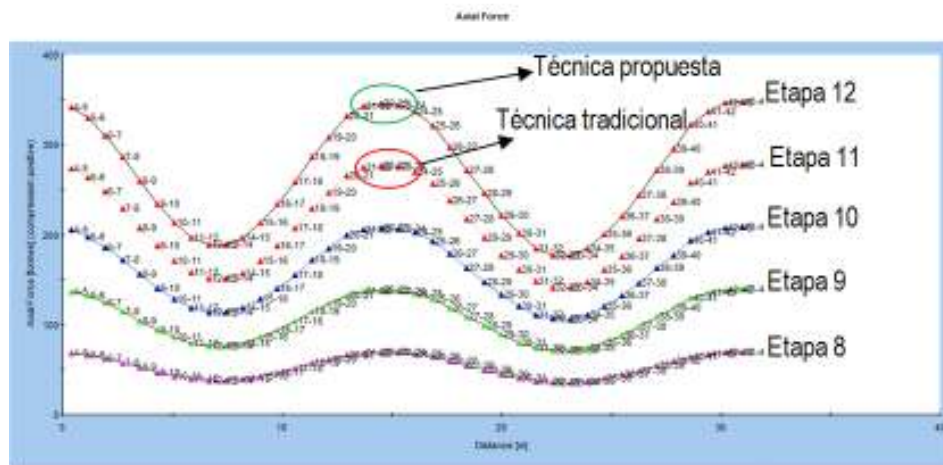


Figura 2-39. Cargas circunferenciales a lo largo del perímetro del túnel.

Se resalta la progresión de las fuerzas internas circunferenciales para cada una de las etapas de carga radial interna.

Como se muestra en la Figura 2-39 la carga axial por etapas sucesivas de alejamiento del frente, representado por la reducción de fuerza radial interna, va aumentando la fuerza normal máxima de diseño. Con rojo (260 t.) se señala la fuerza radial que se usaría para el diseño del revestimiento si se hiciera con las técnicas convencionales; por otra parte, en verde (350 t.) se encierra el valor que debería utilizarse si se practicara el diseño con la propuesta hecha en este trabajo.

Tabla 2. Solicitaciones circunferenciales internas.

Etapa	Esfuerzo radial	Carga axial interna t.
8	63.9	75
9	47.89	130
10	31.93	210
11	15.98	260
12	0	350

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

A continuación, en la Figura 2-40, se muestra el aumento secuencial de las cargas axiales o circunferenciales de diseño para el revestimiento colocado cuando la distancia que separa el lugar de colocación de los anillos de concreto con el frente de excavación es de 4 metros.

Para este caso los resultados están compuestos por tres reportes, los correspondientes a las etapas de descarga o de alejamiento del frente de excavación, número 10, 11 y 12.

Nuevamente se resaltan los valores de carga axial que servirían para el diseño en caso de seguir la metodología propuesta en este trabajo, o por el contrario la comúnmente usada. Podemos notar que nuevamente la carga es mayor si se sigue nuestra propuesta con 210 t., contra las 150 t. si se utiliza el método tradicional de diseño.

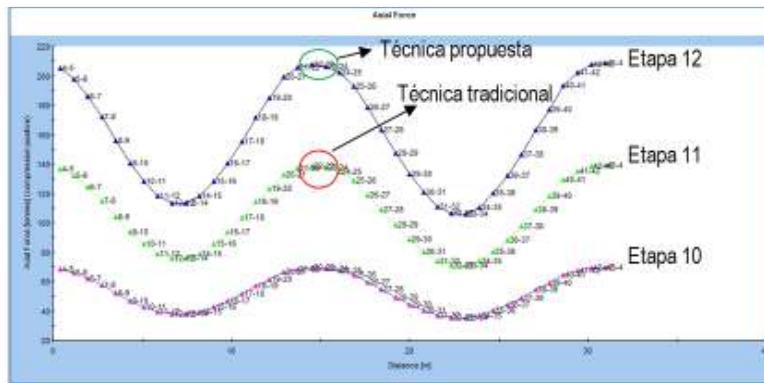


Figura 2-40. Fuerza axial de diseño técnica actual y propuesta.
Magnitud de la fuerza interna circunferencial de diseño para cada etapa de carga interna radial.

Tabla 3. Solicitaciones circunferenciales internas con frente de excavación a 4 m de distancia.

Etapa	Esfuerzo radial	Carga axial interna t.
10	31.93	70
11	15.98	150
12	0	210

2.1.5.2 Fuerza cortante

Siguiendo con el ejercicio anterior se mostrará ahora la variación de las fuerzas cortantes a lo largo del anillo de concreto para el diseño del revestimiento con cada una de las metodologías comparadas, y para dos distancias medidas desde el frente de excavación.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

La Figura 2-41 presenta la progresión de las fuerzas cortantes de diseño en un anillo de concreto ubicado a dos metros de la pared frontal del corte. En esa imagen se señala nuevamente con un círculo rojo el valor con el cual se habría hecho el diseño por los métodos tradicionales (0,75 t); y con verde el que serviría para tal efecto si se sigue la propuesta realizada en este informe (0,85 t).

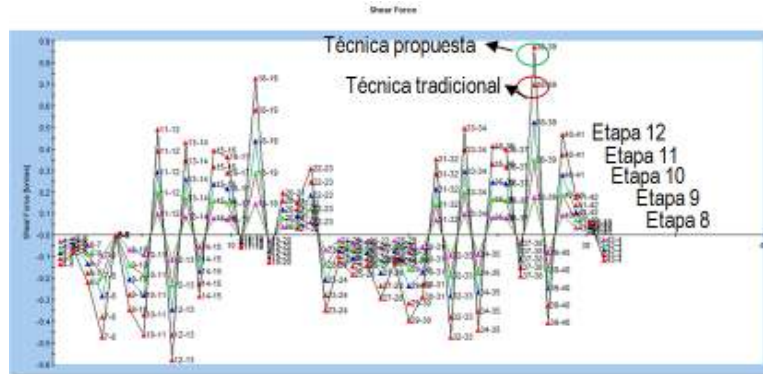


Figura 2-41. Fuerza cortante en el perímetro del túnel.
Distribución perimetral de las fuerzas cortantes por etapa de cargas radial interna.

Tabla 4. Fuerzas cortantes, en el revestimiento colocado cuando el frente de excavación está a 2 m de distancia.

Etapa	Esfuerzo radial t/m	Carga cortante t
8	63.9	0.15
9	47.89	0.3
10	31.93	0.45
11	15.98	0.75
12	0	0.85

Ahora se muestra la evaluación de las fuerzas cortantes para un soporte ubicado a 4 m del frente de excavación; las fuerzas para el diseño 0,55 t y 0,35 t si se usara el método tradicional de diseño, o nuestra propuesta respectivamente.

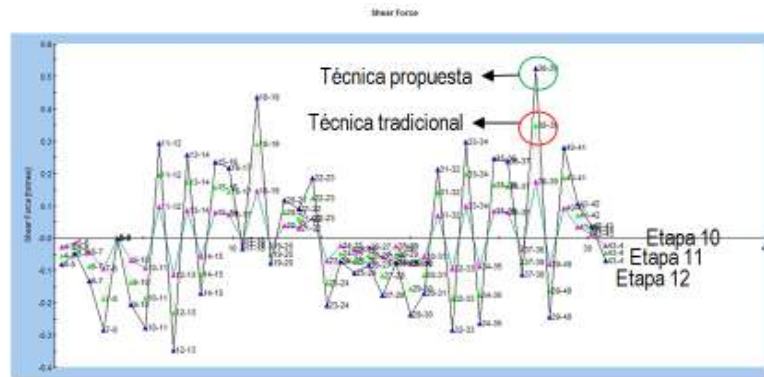


Figura 2-42. Desarrollo de fuerza cortante para revestimiento a 4 m del frente.
Diferencia entre las solicitaciones para diseño, usando método tradicional y el aquí propuesto.

Tabla 5. Fuerzas cortantes en el revestimiento instalado con el frente a 4 m de distancia.

Etapa	Esfuerzo radial t/m	Carga axial interna t
10	31.93	0.2
11	15.98	0.35
12	0	0.5

2.1.5.3 Momento flector

Los momentos flectores producidos en los anillos de concreto también son proporcionalmente mayores a medida que aumentan las deformaciones en dicha estructura, mostrando un comportamiento similar a lo que hasta este momento han revelado las fuerzas axiales y las cortantes.

En un revestimiento colocado cuando el frente de excavación está a 2 m de distancia tendríamos con el método de diseño tradicional momentos flectores de 0,55 t-m., mientras que si se hace con las pautas analizadas en este trabajo se debería dimensionar el revestimiento para soportar uno de 0,65 t-m.

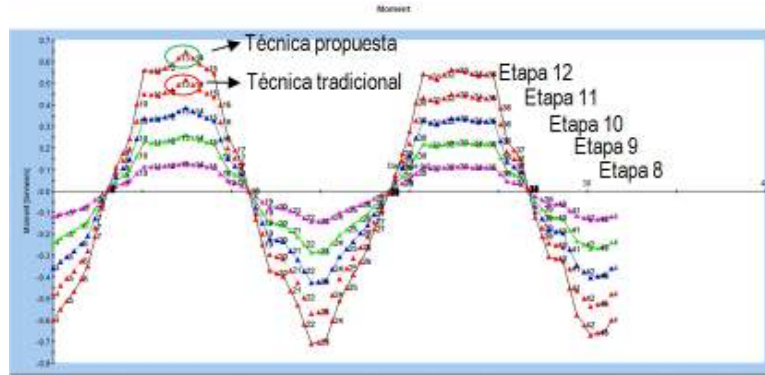


Figura 2-43. Momentos flectores a lo largo del perímetro del túnel.
Distribución de momentos flectores a los largo del revestimiento.

Tabla 6. Momentos flectores en el revestimiento instalado a 2 m de distancia del frente de excavación.

Etapa	Esfuerzo radial t/m	Momento flector t-m
8	63.9	0.15
9	47.89	0.3
10	31.93	0.4
11	15.98	0.55
12	0	0.65

Quando se elaboró el ejercicio de verificar los momentos flectores sobre el revestimiento fijado a 4 m del frente de excavación, se confirmó lo que antes se venía presentando en cuanto a tener mayores valores de diseño con la metodología propuesta en éste trabajo comparada con la forma tradicional. Esto se muestra en la Figura 2-44 y la tabla siguiente.

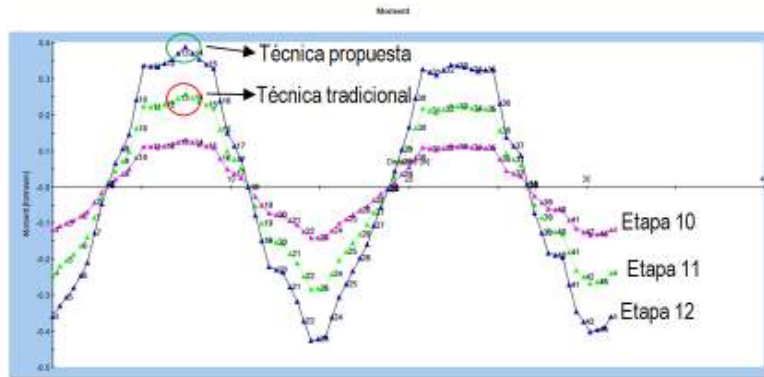


Figura 2-44. Momentos flectores para soporte colocado a 4 m del frente de excavación.

Distribución perimetral de los valores de momento flector y para cada etapa de carga interna radial.

Tabla 7. Momento flector en revestimiento colocado a 4 m de distancia del frente de excavación.

Etapa	Esfuerzo radial t/m	Momento flector t-m
10	31.93	0.15
11	15.98	0.27
12	0	0.38

Capítulo 3

Influencia de cargas anisotrópicas en el revestimiento

Antes de iniciar con las explicaciones del estudio paramétrico realizado para conocer la influencia que tiene sobre las dimensiones que deben darse a los revestimientos para que cumplan un cierto factor de seguridad, los estados de esfuerzos naturales en el terreno; se hace apropiado contextualizar dicho ejercicio en el estado del arte mediante la presentación de un serie de ideas sacadas de textos que hablan acerca de la valoración de fuerzas internas en el revestimiento y su diseño.

Como primera medida es importante mencionar que el diseño de los revestimientos consistentes en anillos de concreto es una práctica que utiliza los tres modos de conocimiento, la experiencia (pragmatismo), la experimentación (empirismo) y los principios de comportamiento de materiales (racionalismo). El fenómeno de interacción suelo estructura para el caso de obras subterráneas se hace complejo entre otras razones por: i) se trata de estructuras estáticamente indeterminadas y ii) las propiedades del suelo son en gran medida inciertas.

Para el pre-dimensionamiento de un tubo enterrado se comprueban tres situaciones: a) la presión interna, b) las cargas de transporte y almacenamiento, y c) las cargas externas.

Cargas internas: este caso se presenta cuando las estructuras enterradas son presurizadas en su interior por el fluido o el contenido que alberguen. El análisis en este caso se reduce a la aplicación de la ecuación de equilibrio en la sección media del tubo.

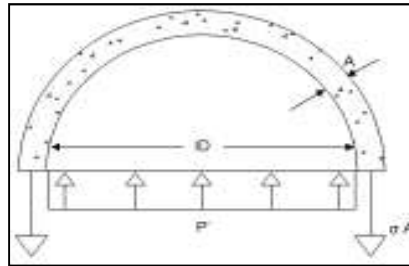


Figura 3-1. Equilibrio de fuerzas internas.

El interior presurizado se representa como una fuerza uniformemente distribuida que tiende a separar en dos hemisferios la sección transversal del tubo. **Fuente propia.**

Aplicando la ecuación de equilibrio para fuerzas dirigidas en dirección vertical, tenemos valores de esfuerzos en las paredes con la siguiente fórmula:

$$\sigma = \frac{p'(ID)}{2A} \quad 3-1$$

Cargas por almacenamiento: adicionalmente al peso de la columna de tubos que pudieran ser depositados sobre el ducto que se quiere chequear, la línea de cargas también puede ser generada durante los procesos de compactación en el suelo cuando se llenan los espacios exteriores al tubo.

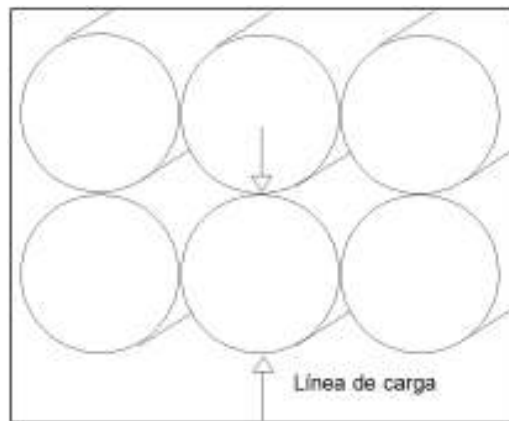


Figura 3-2. Esquema de almacenamiento de tubos.

La columna de tubos genera líneas de carga en los puntos de contacto entre las estructuras. **Fuente propia.**

Para la evaluación de las dimensiones de las paredes del tubo según el criterio de cargas lineales por manipulación, se hace uso de los resultados experimentales condensados en funciones de términos adimensionales.

El comportamiento límite que define la falla del tubo para la carga estudiada se da por el valor máximo de deflexión (d_f), el cual debe ser entregado por el fabricante del mismo.

$$d_f = 0,0186 \left[\frac{FD^2}{EI} \right] \quad 3-2$$

De donde;

F : valor de la carga lineal.

D : diámetro del tubo.

E : módulo de elasticidad del tubo.

I : momento de inercia de la sección del tubo.

Carga externa: el análisis por cargas externas, similar a lo manifestado para tuberías presurizadas en su interior, se basa en la ecuación de equilibrio para fuerzas orientadas en dirección vertical.

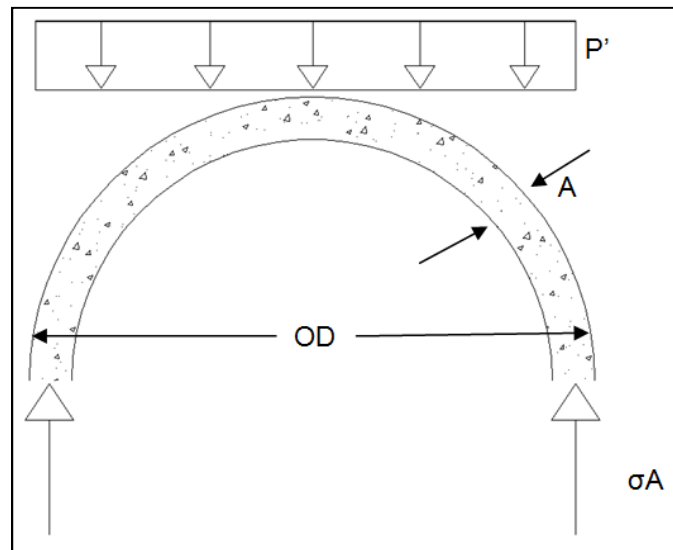


Figura 3-3. Equilibrio de fuerzas externas.

Las cargas externas se representan como fuerzas uniformemente distribuidas sobre la clave del tubo. **Fuente propia.**

Por condiciones de equilibrio, la formulación de dimensionamiento ante cargas exteriores es como se muestra en la ecuación 3-3.

$$\sigma = \frac{p'(OD)}{2A} \quad 3-3$$

Deformación del anillo: los adelantos que se tienen en este aspecto se basan en que la forma que adquiere el tubo una vez se encuentra solicitado por las cargas es elíptica, entre otras razones para resaltar la importancia de las deformaciones en las obras subterráneas, es preciso mencionar que estas no pueden colapsar hasta tanto las deflexiones no sobrepasen ciertos valores límites.

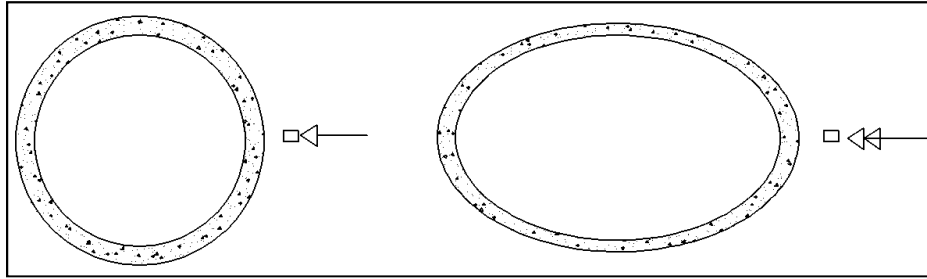


Figura 3-4, Deformada de tubos bajo cargas anisotrópicas.

A la izquierda se resalta que los esfuerzos de contacto suelo-tubo, son menores hasta tanto éste no se deforme como en la imagen derecha. **Fuente propia.**

Como se quiere representar con la Figura 3-4, a medida que avanzan las deformaciones en el tubo en sentido vertical, por continuidad de la estructura, la reducción del diámetro vertical debe ser igual o por lo menos tender a ser numéricamente equivalente a la elongación que sufre el diámetro horizontal, y por consiguiente se presentará un aumento apreciable de los niveles de esfuerzos en el contacto suelo tubería en los costados laterales, al tiempo que disminuyen los esfuerzos en la parte superior.

Este efecto de deformación puede ser visto como un criterio límite de comportamiento por razones operativas de la estructura, ya que a medida que progresa, alejándose cada vez más la sección transversal de la forma circular, se reduce en forma proporcional el área efectiva disponible. A continuación se presenta una tabla con los valores de la reducción de área según la magnitud de la deflexión.

Tabla 8. Valor de relación de áreas según la magnitud de la deflexión del tubo.

$d_f(\%)$	A_r
0	1
2	0,9996
4	0,9984
6	0,9975

$$A_r = \frac{A_e}{A_c}$$

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Donde:

A_r : relación de áreas.

A_e : área elipse por deformación de la forma circular.

A_c : área circular inicial del tubo.

Una de las pocas funciones analíticas que se han definido para el cálculo de las deformaciones en los tubos, se tiene para el caso de los presurizados desde su interior, como se muestra en las formulaciones siguientes.

$$d = \frac{\Delta D}{D} = \frac{\varepsilon r}{r} = \varepsilon$$

$$\sigma = E \varepsilon = E d$$

$$\sigma = \frac{p'(ID)}{2A} \rightarrow d = \frac{p'(ID)}{2AE} \quad 3-4$$

Otra forma de cuantificar los valores de deflexión en tubos sometidos a casos de cargas más generales, es la realizada a través de métodos basados en principios energéticos como el de Castigliano.

$$x_B = \int \frac{M}{EI} \left(\frac{\partial M}{\partial P} \right) ds \quad 3-5$$

Donde:

x_B : desplazamiento del punto estudiado en dirección x .

EI : rigidez de la pared del tubo.

E : módulo de elasticidad.

I : momento de inercia de la sección transversal.

M : momento de fuerzas con respecto al eje neutro "c" de la sección.

P : carga imaginaria ubicada en el sitio en cuestión y en la dirección de interés.

ds : longitud diferencial de arco "r d Θ ".

El diseño de cualquier tipo de estructura se basa en el análisis de los esfuerzos y las deformaciones para hacer que estas no excedan ciertos valores permisibles. Para el caso de estructuras tubulares enterradas, el comportamiento límite usualmente excedido es la deformación, y por tanto es éste el parámetro utilizado como frontera de comportamiento en el diseño.

Existen en el procedimiento de diseño de estructuras enterradas otros chequeos necesarios para completar las situaciones que generan exigencias internas en las paredes del tubo, las cuales se

mencionan a manera informativa, pero que por no estar en el alcance temático planteado para este trabajo de investigación, no fueron tenidos en cuenta para el análisis.

Los criterios adicionales se enmarcan dentro del análisis longitudinal de la estructura, en la cual se tendrá una fuerte afectación de esfuerzos generados por los cambios de longitud debido a las variaciones en las condiciones de temperatura que las aquejan, la tensión catenaria que produce el peso propio del tubo, y los esfuerzos normales que se originan cuando el apoyo que brinda el terreno en la parte inferior del tubo no es continuo y por tanto éste actúa como una viga a lo largo de esa distancia no respaldada.

La deflexión del anillo de concreto como comportamiento límite, tiene que ser diferenciada entre lo que ocurre en tubos rígidos o estructuras flexibles, ya que por causa de comportamientos frágiles o dúctiles, las afectaciones que se generan en unos y otros no son iguales. Para estructuras rígidas caracterizadas por responder frágilmente ante deformaciones apreciables, lo común es concentrar esfuerzos, agrietarse y segmentarse como consecuencia última. En la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** se muestra la forma como se segmentan los anillos rígidos a medida que progresan las deformaciones.

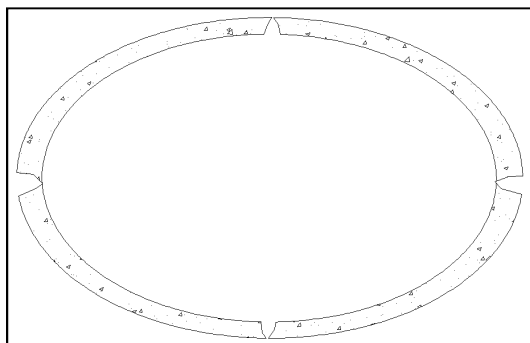


Figura 3-5. Segmentación de tubos rígidos por deformación.

Los tubos rígidos al deformarse excesivamente tienden a romperse en los extremos verticales y horizontales debido a su comportamiento frágil. **Fuente propia.**

Por otra parte, cuando las deflexiones no controladas se presentan en estructuras flexibles, los esfuerzos verticales sobre el tubo tienden a disminuir debido al efecto arco que experimenta el suelo que cubre la parte superior de la clave, al mismo tiempo que progresivamente van aumentando los esfuerzos en el contacto pared-terreno en los hastiales, a medida que el tubo inicialmente de sección circular adopta formas cada vez más cercanas a la elíptica.

Las estructuras enterradas con formas geométricas que en su sección transversal contengan radios de curvaturas “cerrados”, hacen experimentar al terreno aledaño, circundante a dichas esquinas, importantes niveles de concentración esfuerzos.

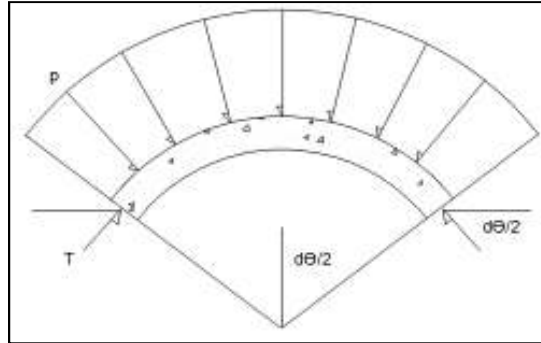


Figura 3-6. Reacción circunferencial interna.

El valor de la carga P es inversamente proporcional al radio de curvatura R . Fuente propia.

$$\sum F_y = 0 \rightarrow Prd\theta = 2T \sin \frac{d\theta}{2}$$

$$T = Pr \quad 3-6$$

La anterior formulación muestra la dependencia que tienen las cargas externas sobre la estructura enterrada que esté siendo estudiada, y la magnitud que dicha fuerza desarrolla a medida que el radio de curvatura va reduciéndose. Esto puede ser visto como una manera de explicar los fenómenos de concentración de esfuerzos en los cambios bruscos de geometría en las secciones transversales de las obras subterráneas.

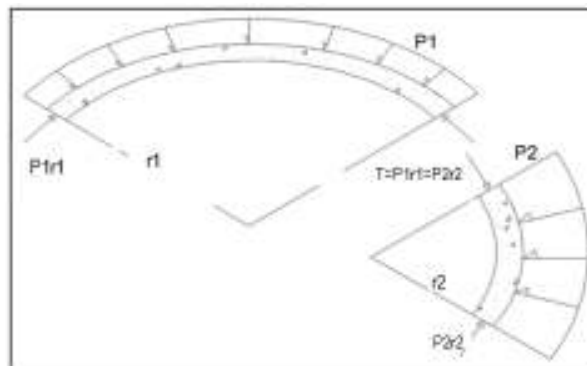


Figura 3-7. Concentración de esfuerzos según radio de curvatura.

La continuidad de las fuerzas internas en secciones aledañas resulta también en importantes concentraciones de esfuerzos. Fuente propia.

De la Figura 3-7, por principios de continuidad de fuerzas, es posible ver nuevamente las exigencias de carga a que será sometido el suelo circundante a las aristas muy pronunciadas de la sección transversal del túnel.

$$P_1 r_1 = P_2 r_2 \quad 3-7$$

En la Ecuación 3-7, el valor de la fuerza circunferencial permanece constante.

3.1 Diseño del anillo de concreto y análisis paramétrico

Para entrar específicamente a comentar los resultados del análisis paramétrico realizado con el objeto de revisar de qué manera influye el valor de la relación entre los esfuerzos vertical y horizontal (K_0) del suelo en el diseño del revestimiento, a continuación se presenta una breve reseña de cómo se realizó el mencionado ejercicio y las principales conclusiones a que se llegó.

Similar a lo que ocurre con algunos métodos de diseño para taludes, se quiso verificar la forma que tendrían los nomogramas de dimensionamiento para revestimientos de túneles consistentes en anillos de concreto, proyectados según la técnica propuesta de interacción suelo-túnel.

En dichos nomogramas se pretende visualizar la influencia que tiene el valor del coeficiente de presión de tierras en reposo K_0 , sobre el espesor requerido de las paredes del revestimiento del túnel.

Para la elaboración de los nomogramas se seleccionó un conjunto de características entre las que pueden mencionarse: el diámetro del túnel, su profundidad, las propiedades elásticas y resistentes tanto del suelo como del revestimiento, el valor de K_0 , y todos aquellos parámetros que intervienen en el comportamiento del conjunto suelo-túnel.

Los nomogramas se construyeron para factores de seguridad en el revestimiento de uno (1) considerando los criterios de falla por aplastamiento y cortante circunferencial; esto fue posible por la utilización de la propiedad del programa Phase 2 en la cual se realiza un análisis combinado de cargas y momentos en cada elemento constituyente del perímetro del anillo de soporte. El análisis combinado tiene a su vez dos partes principales, la primera relaciona la fuerza cortante con la

componente circunferencial sobre la sección estudiada, y la segunda que conjuga los efectos que tienen el actuar simultáneo de los momentos flectores con las cargas normales o circunferenciales en la zona de análisis.

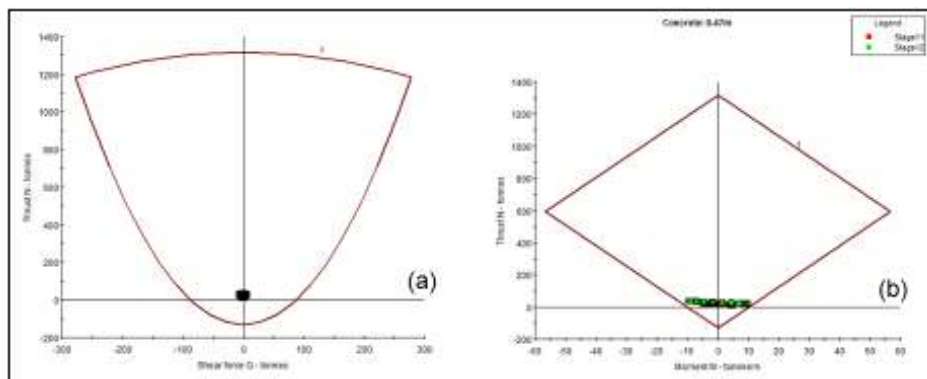


Figura 3-8. Gráficas de factor de seguridad del soporte (PHASE 2D).

La imagen izquierda representa las combinaciones de fuerza circunferencial y cortante para un factor de seguridad en el revestimiento de uno, la imagen derecha es la combinación de momento flector y fuerza circunferencial.

Los resultados de verificar en cada una de las secciones del perímetro del soporte las combinaciones de carga antes mencionada con el programa Phase 2, se muestra gráficamente en la Figura 3-8. Ésta además de representar las combinaciones de carga para un cierto factor de seguridad, también muestra con puntos las solicitaciones actuantes en los anillos según las características del modelo. De las gráficas del factor de seguridad es necesario mencionar que dependen de las características geométricas y mecánicas del túnel y del revestimiento colocado, es así que varían según los valores que se dé al diámetro del túnel, rigidez EI del revestimiento, espesor del anillo, y similares.

Como se puede notar, ambas gráficas se encuentran limitadas por funciones claramente definidas, que representan las combinaciones de cargas cuyos valores configuran factores de seguridad iguales a la unidad: los puntos que caigan por fuera de las mencionadas funciones tienen factores de seguridad menores a uno; y por el contrario, los interiores se alejan cada vez más de la posibilidad de falla.

La función límite mostrada en la parte derecha de la Figura 3-8 (b), desde el punto de vista físico representa la falla por aplastamiento de las secciones estudiadas, por el aporte que en dicha causa hacen tanto el momento flector como la fuerza circunferencial actuante, esta situación se analiza de manera similar a como se hace en el caso de columnas cortas.

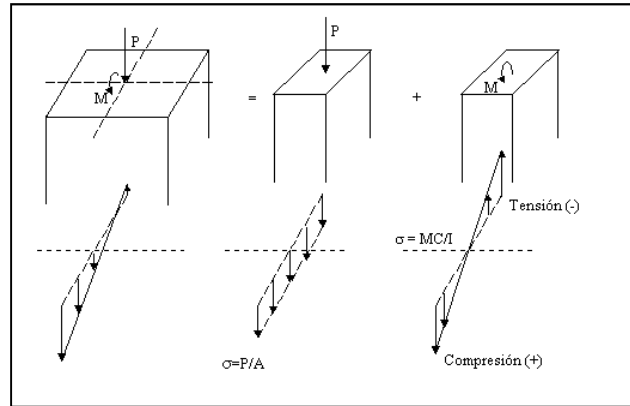


Figura 3-9. Análisis conjunto de carga axial y momento flector.

Diagramas de esfuerzos normales que superponen los efectos del momento flector y los de fuerzas axiales.

En este caso la cuantificación de los esfuerzos de tensión y/o compresión según sea el caso se haría por medio de la Ecuación 3-8.

$$\sigma = \frac{P r}{A} \pm \frac{M c}{I} \quad 3-8$$

Donde;

P , carga circunferencial.

r , radio del túnel de sección circular.

A , área por unidad de longitud de túnel.

M , momento flector actuante en la sección estudiada.

C , distante desde el eje neutro hasta la fibra que se pretende evaluar.

I , momento de inercia.

Por otra parte, si se iguala el esfuerzo actuante con el resistente, estaremos ubicados sobre el factor de seguridad igual a la unidad, y adicionalmente encontramos la relación entre la fuerza circunferencial y el momento flector actuante, que valga la aclaración es lineal y simétrica, tal y como se presenta en la imagen anterior en la parte derecha.

Del mismo modo, en este trabajo de investigación académico se comprobó que si se utiliza la envolvente de resistencia de Mohr – Coulomb para la predicción de la falla por cortante de una sección en el anillo, en un amplio rango de esfuerzos normales y considerando la misma como una función hiperbólica, se obtienen gráficas de factor de seguridad similares a las entregadas por el programa. No obstante lo anterior, Phase 2 valora el factor de seguridad ante fallas por cortante con las ecuaciones 3-9 y 3-10.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Ecuación falla por compresión.

$$N = \frac{\sigma_c A}{f_s} - \frac{9 Q^2 f_s}{4 \sigma_c A} \quad 3-9$$

Ecuación por efectos de tensión.

$$N = \frac{\sigma_t A}{f_s} - \frac{9 Q^2 f_s}{4 \sigma_t A} \quad 3-10$$

Donde:

N : fuerza circunferencia.

σ_c : resistencia a compresión del anillo de concreto.

σ_t : resistencia a tensión del anillo de concreto.

F_s : Factor de seguridad.

A : área por unidad de longitud del soporte.

Q : fuerza cortante en la sección estudiada.

Esta función límite, al igual que lo que ocurre con el análisis ante falla por los esfuerzos normales, en su parte externa aloja las combinaciones de cargas que configuran valores de factor de seguridad inferiores a la unidad, y en su parte interna las que van aumentando la confiabilidad del diseño.

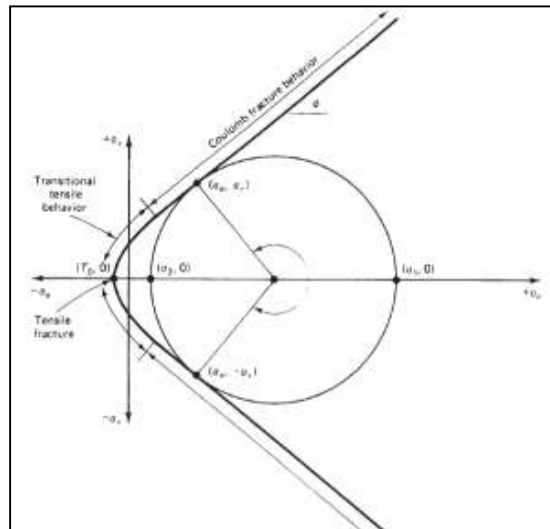


Figura 3-10. Envolvente de resistencia Mohr Coulomb.

Línea límite entre elementos fallados y los que trabajan dentro de intervalos seguros ante colapsos por resistencia.

Basados en todo lo anterior, el ejercicio del análisis paramétrico consistió en ir variando tanto las propiedades del suelo como del revestimiento, y en cada caso llegar al espesor del anillo de soporte para que el valor de factor de seguridad ante la falla del mismo fuera de 1, ya sea ante colapsos por

combinaciones de esfuerzo cortante con tensión normal, o de ésta última junto con momentos flectores.

En el análisis paramétrico se incluyó también la determinación de los espesores requeridos para revestimientos de túneles de 6 metros de diámetro, con coberturas de 30 y 100 metros, y valores de K_0 desde 0,3 hasta 3.

En los ejes coordenados de las gráficas resultado del análisis paramétrico se tiene: abscisas con los valores de K_0 , y ordenadas con la relación e/d . Adicionalmente, cada uno de los trazos representa un valor de ángulo de fricción del suelo y toda la gráfica para un valor determinado de la relación $c/\gamma h$

En la Figura 3-11, en el costado izquierdo se muestran los resultados obtenidos para la relación $c/\gamma h = 0,5$, con excavaciones revestidas cuando el frente de excavación distancia 2 metros de la sección de control, y las coberturas ya mencionadas. Por otra, la gráfica de la derecha representa la información extractada de analizar la instalación del soporte cuando el frente de excavación se encuentra a 4 metros de distancia.

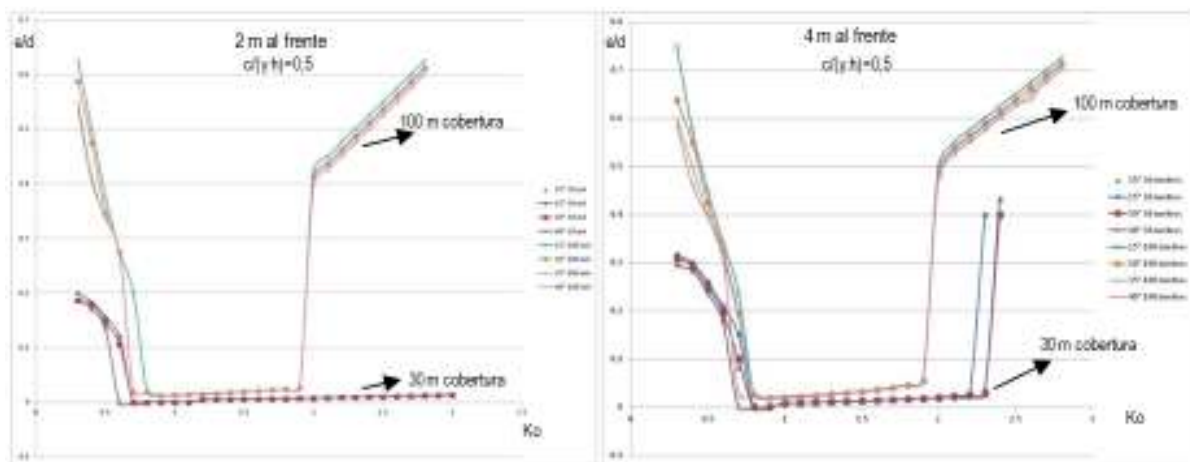


Figura 3-11. Influencia del coeficiente de tierras en reposo sobre el soporte del túnel. Resultado del análisis paramétrico, donde se evidencia la fuerte influencia que sobre el espesor del revestimiento tiene el valor de K_0 . Fuente propia.

Es importante mencionar que el espesor mínimo buscado en cada una de las corridas depende de los parámetros del concreto usado para la construcción de los anillos de soporte como son: resistencia a compresión, módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson. Por otra parte, también

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

depende de las variables del suelo y la geometría del modelo del túnel como por ejemplo: K_0 , cobertura, diámetro del túnel, cohesión, ángulo de fricción, módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.

En las gráficas se nota una cierta simetría en los nomogramas, la cual es dominada principalmente por el valor del empuje de tierras K_0 . Las principales diferencias entre trazos se encuentran marcadas en los valores extremos de K_0 por las variaciones en las magnitudes de la cobertura; la cual, como es lógico demanda mayores espesores en los recubrimientos, de tal manera que su ábaco se desarrolla por encima del túnel más superficial.

Independientemente del hecho de poder observar en las gráficas un asomo de simetría, también es evidente que para los valores de K_0 que se alejan de la unidad por la parte superior, las funciones para coberturas de 30 y 100 metros se presentan más distanciadas que las descritas por los coeficientes de empujes de tierras más cercanas a los menores valores de K_0 .

Otra apreciación que puede ser extractada de las gráficas, radica en que la sensibilidad del espesor del revestimiento a los valores del ángulo de fricción, y a las diferencias en cobertura; son mayores, para los K_0 extremos.

Capítulo 4

Conclusiones

Las curvas de convergencia son hasta el momento la metodología que más se acerca a los conceptos de interacción suelo-estructura en el tratamiento de las obras subterráneas, sin embargo, como se mencionó a lo largo del trabajo, el modo cómo se incorpora a dicha curva la instalación del sistema de soporte no es el más apropiado, ya que una vez se pone en funcionamiento el dispositivo de revestimiento se superponen las gráficas esfuerzo deformación del terreno y del refuerzo sin tener en cuenta, el trabajo mancomunado que hacen como conjunto.

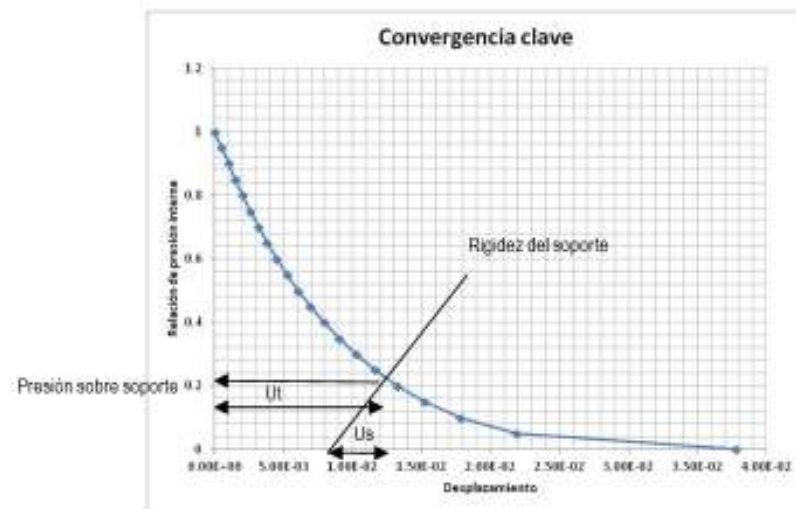


Figura 4-1. Esquema clásico para diseño de soporte. Como se muestra en la imagen, en los métodos tradicionales de diseño de túneles la instalación del dispositivo de soporte no modifica la curva de convergencia del terreno, por lo que se consideró que no es esta la mejor manera de incorporarla.

En rigor las curvas de convergencia del terreno son obtenidas teniendo en cuenta la participación única del terreno en el cual se emplaza la obra subterránea estudiada, debido a ello, en este informe se presentan los resultados bajo la premisa de que una vez instalado los anillos de concreto para el soporte de la excavación, la curva de convergencia se modifica mostrándose un sistema suelo-estructura menos deformable. La idea antes expuesta se encuentra plasmada gráficamente en la Figura 4-2, en ella se muestra de color azul la curva de convergencia del terreno actuando sin

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

apoyo alguno y de color amarillo lo que sería el trabajo conjunto del terreno más el aporte de los anillos de revestimiento.

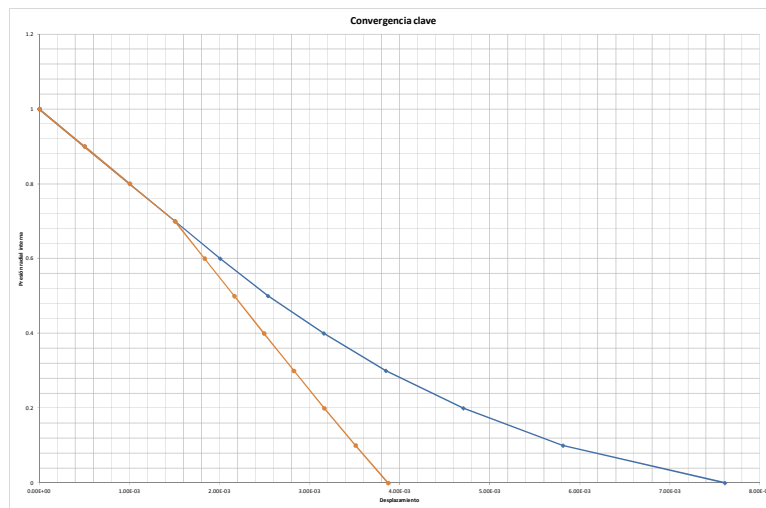


Figura 4-2. Curva de convergencia terreno-soporte.

La metodología de diseño propuesta en este trabajo de investigación hace uso en gran medida del método para la determinación de las curvas característica del terreno conocido como de "convergencia-confinamiento", y en su principio básico de que las fuerzas radiales internas representan el efecto de auto-soporte que brinda la cercanía del frente de excavación a la sección de control que esté siendo monitoreada; por lo anterior el punto de equilibrio que debería, a criterio propio, servir para la valoración de las fuerzas internas en el diseño de los anillos de concreto es el que se genera por la intersección de la función que combina el aporte terreno-dispositivo de soporte con el eje de la abscisas.

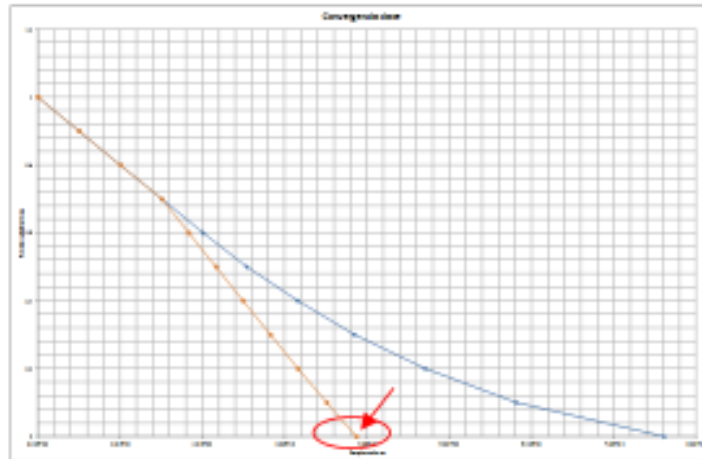


Figura 4-3. Punto de equilibrio para diseño del soporte del túnel.

La propuesta metodológica que se hace marca al punto señalado en esta figura como el que se debe utilizar para el diseño de los anillos de soporte del túnel.

Como se demostró a lo largo del documento, las solicitaciones internas en los anillos de soporte para la metodología de interacción suelo-estructura propuesta, son mayores, que las obtenidas siguiendo las técnicas de diseño tradicionales, razón por la cual las dimensiones requeridas por los dispositivos de soporte son más generosas y por tanto también mayor confiabilidad en el diseño. Ésta idea, implícitamente justifica las prácticas habituales y empíricas de construcción de obras subterráneas que hacen uso de un conjunto de dispositivos como; concreto lanzado, costillares metálicos, pernos, y similares para la estabilización de las paredes de la excavación.

El análisis de estabilidad para cualquier obra civil que involucre el suelo, viene condicionado entre otros factores por los parámetros mecánicos del terreno y de los estados de esfuerzos a que éste se vea sometido, ahora por los resultados de la tesis, y sin restar importancia a los parámetros geomecánicos del suelo en el cual se construye el túnel, en las Figura 4-4 se demuestra que en los análisis hechos en terrenos sometidos a fuerzas anisotrópicas es más revelante en el dimensionamiento de los dispositivos de soporte el valor del coeficiente de tierras en reposo K_0 .

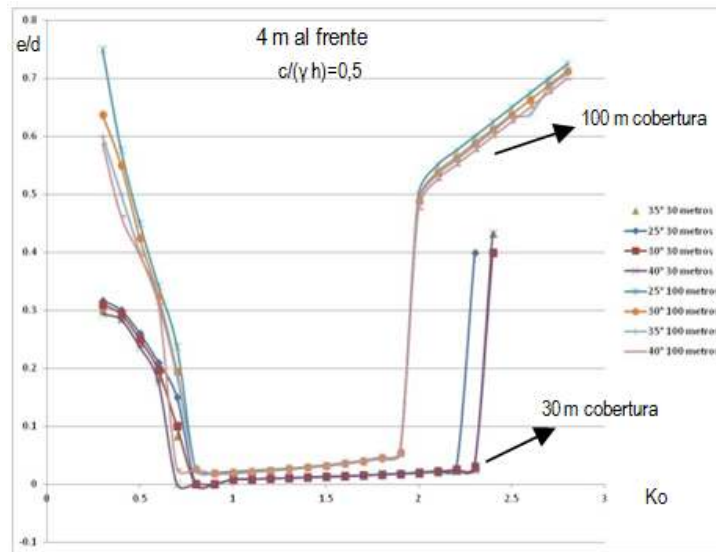


Figura 4-4. Gráfica de K_o Vs. espesor de soporte requerido.
Notar la mayor relevancia que tiene el estado de esfuerzos del terreno sobre las dimensiones del revestimiento que las propiedades geo-mecánicas del suelo.

Haciendo referencia nuevamente a la Figura 4-4 es importante notar que para valores de K_o extremos, es decir, los más alejados de uno, es indispensable la utilización de sistemas combinados de refuerzo y revestimiento, ya que de lo contrario la magnitud de los espesores de concreto en el sostenimiento harían el túnel definitivamente inviable desde el punto de vista económico.

Por lo anterior, es indispensable el estudio de los estados de tensiones del terreno previo a la realización de las excavaciones para el emplazamiento de las obras subterráneas, ya que adicionalmente a los esfuerzos verticales que generan los materiales ubicados sobre la clave del túnel, muy posiblemente existan tensiones sin relajar producto de la actividad tectónica que produzcan la anisotropía de cargas sobre el túnel.

Teniendo en cuenta que el conocimiento de los estados de esfuerzos en el terreno no es tarea sencilla, cuando no sea posible su medición en el proyecto de una obra subterránea, se hace pertinente realizar un análisis de sensibilidad como el desarrollado en este trabajo, para determinar la influencia que tiene sobre las dimensiones del dispositivo de soporte.

Interacción suelo-túnel, con revestimiento sometido a carga anisotrópica

Para hablar un poco acerca de las limitación que se tienen al abordar el tema de las obras subterráneas, es importante mencionar que los desarrollos analíticos para el diseño de túneles que se conocen hasta el momento se basan en suposiciones e hipótesis bastante apartadas de las condiciones reales de cualquier suelo o macizo rocoso, ya que se fundamentan por ejemplo en terrenos sometidos a cargas isotrópicas para incorporar el modelo reológico plástico, o por el contrario cuando se contempla coeficientes de presión de tierras diferentes a la unidad se restringen los comportamientos del material al modelo elástico. Es por lo anterior que se hace necesario el uso de programas que desarrollen métodos numéricos en el diseño de revestimientos con cargas anisotrópicas.

Las principales dificultades que se tiene en el análisis estructural de revestimientos de túneles, involucrando la definición de cargas que los aquejan y los métodos de resolución de fuerzas internas, están relacionadas con el hecho de que el efecto de soporte que hace el frente de excavación sobre una sección monitoreada es netamente tridimensional, y que las propiedades reológicas y de comportamiento, además de la geometría que tienen los materiales involucrados ,suelo y concreto, son muy distintas.

Bibliografía

[1] REYNOLD KING WATKINS – LOREN RUNAR ANDERSON. Structural Mechanics of Buried PiPes, 2000.

[2] JOSÉ ANTONIO JIMÉNEZ SALAS. Geotecnia y Cimentaciones III, cimentaciones, excavaciones y aplicaciones de la geotecnia, 1980

[3] DIMITRIOS KOLYMBAS. Tunnelling and Tunnel Mechanics. A Rational Approach to Tunnelling, 2010.

[4] RICO-DEL CASTILLO. La Ingeniería De Suelos en las vías terrestres carreteras, ferrocarriles y aeropistas, 2006.

[5] HOEK, CARRANZA-TORRES. Integración de diseño geotécnico y estructural en ingeniería de túneles. I simposio suramericano en roca-ISSAER, 2008.

[6] LUIS I. GONZÁLEZ DE VALLEJO. Ingeniería Geológica, 2004.

[7] E. HOEK – E.T. BROWN. Underground Excavations in Rock, 1996.

[8] JORGE PUERTO GARZÓN. Túneles viales compendio de lecciones, 2007.

[9] www.rocscience.com/phase2/tutorials/phase2_tutorial.htm.