



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

MODOS DE INTERACCIÓN ENTRE EL CONCRETO LANZADO Y ROCA
FRACTURADA EN CONTORNOS IRREGULARES DE TÚNELES

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

PRESENTA:
JOSÉ ÁNGEL CASTRO NIETO

TUTOR
M.I. FERMÍN ANTONIO SÁNCHEZ REYES, UNAM

COMITÉ TUTOR
DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM
DR. EDUARDO BOTERO JARAMILLO, INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM
M.I. AGUSTÍN DEMÉNEGHI COLINA, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM
M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN, FACULTAD DE INGENIERÍA, UNAM

CIUDAD DE MÉXICO. Abril 2016

JURADO ASIGNADO:

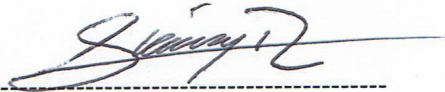
Presidente: Dr. Rivera Constantino Rigoberto
Secretario: M.I. Deméneghi Colina Agustín
Vocal: M.I. Sánchez Reyes Fermín Antonio
1^{er}. Suplente: Dr. Botero Jaramillo Eduardo
2^{do}. Suplente: M.I. López Rincón Germán

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Ciudad de México

TUTOR DE TESIS:

M.I. Sánchez Reyes Fermín Antonio



FIRMA

RESUMEN

El concreto lanzado es uno de los principales sistemas empleados para la estabilización de las obras subterráneas, sin embargo aún existe cierto desconocimiento sobre la interacción que se da entre las capas colocadas y el macizo rocoso; lo anterior, en diversas ocasiones, ha llevado a errores graves en las consideraciones de diseño y a una amplia utilización de métodos empíricos o semi-empíricos en los diseños. Una forma racional de enfrenar el diseño de estos sistemas en túneles excavados en roca debe iniciar por la categorización de los distintos mecanismos de falla que pueden presentarse; sin embargo, el estudio de dichos mecanismos en campo resulta costoso y en muchas ocasiones impráctico, debido a las complejidades de espacio y tiempo inherentes en la construcción de toda obra subterránea.

Con la finalidad de recrear las condiciones a las que se ve sometido el sostenimiento sin los problemas que representa el analizar dichos mecanismos de falla en campo se puede optar por la utilización de distintas técnicas de simulación numérica y estadística. En el presente trabajo se desarrollan las herramientas necesarias para la simulación de las distintas condiciones a las que se ve sometido el concreto lanzado y el sistema de sostenimiento que conforma con el macizo rocoso, con el fin de presentar un método general de análisis que tome en cuenta las solicitaciones estructurales de dicho sistema.

ABSTRACT

One of the main methods used to underground construction stabilization is shotcrete. Nevertheless there is not enough understanding about the interaction between this and rock mass. Consequently, serious errors in design considerations exists; which explains the design through empirical and semi-empirical methods in the final design. One way to face this type of problems in tunnel construction is to initiate with characterization of the different existing mechanisms of failure in support system, however the necessary detail to carry out this kind of study will result expensive and impractical, due to complexities of space and time associated in all underground construction.

The aim of the current investigation is to recreate conditions of the support system without any of the problems explained above; Thus the use of numerical and statistical simulations is a good way. In the present work, necessary tools to simulate different conditions acting in the shotcrete support system were developed with the scope of generating a general analysis that includes all structural stresses.

CONTENIDO

FIRMA	III
RESUMEN	V
ABSTRACT	V
CONTENIDO	VI
ÍNDICE DE FIGURAS	VIII
CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN	1
1.1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.2. OBJETIVO.....	1
<i>Por su parte, los objetivos específicos son los siguientes:</i>	1
1.3. JUSTIFICACIÓN.....	1
1.4. ORGANIZACIÓN DEL CONTENIDO DE LA TESIS	2
CAPÍTULO 2 EL CONCRETO LANZADO Y SU INTERACCIÓN CON EL MACIZO ROCOSO	3
2.1 GENERALIDADES DEL CONCRETO LANZADO.....	3
2.1.1 <i>Definición del concreto lanzado</i>	3
2.1.2 <i>Métodos de aplicación</i>	3
2.1.3 <i>El concreto lanzado en obras subterráneas</i>	5
2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL CONCRETO LANZADO EN TÚNELES	7
2.2.1 <i>Diseños empíricos</i>	7
2.2.2 <i>Diseño por medio de análisis numérico</i>	14
2.3 MÉTODO σ - ϵ	18
2.3.1 <i>Resistencia a compresión y flexión del concreto armado con fibras de acero</i>	19
2.3.2 <i>Estado límite último de esfuerzo cortante</i>	23
2.3.3 <i>Método estándar</i>	23
2.4 INTERACCIÓN DEL CONCRETO LANZADO CON EL MACIZO ROCOSO	25
2.4.1 <i>El concepto de una técnica de lanzado</i>	25
2.4.2 <i>Sección equivalente</i>	26
CAPITULO 3 COMPORTAMIENTO DE LAS EXCAVACIONES Y EL CONCRETO LANZADO EN TÚNELES EXCAVADOS EN ROCA FRACTURADA	30
3.1 TEORÍA DE BLOQUES EN TÚNELES	30
SOBRE-EXCAVACIÓN Y SUB-EXCAVACIÓN EN TÚNELES.....	31
3.3 MECANISMOS DE FALLA EN EL CONCRETO LANZADO	33
3.3.1 <i>Promoción del efecto de trabazón entre bloques</i>	34
3.4 FORMULACIÓN TEÓRICA DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO LANZADO (<i>SHOTCRETE MODEL</i> , SM) .	36
3.4.1 <i>Endurecimiento y reblandecimiento por deformación (strain hardening-softening)</i>	37
3.4.2 <i>Parámetros tiempo-dependientes</i>	41
3.4.3 <i>Parámetros generales del modelo</i>	43
CAPÍTULO 4 FORMULACIÓN DE UN SIMULADOR DE CONTORNOS DE EXCAVACIONES	45
4.2 GENERADOR DE NÚMEROS ALEATORIOS	45
4.2.1 <i>Formulación de un generador pseudo-aleatorio de congruencia lineal</i>	46
4.2.2 <i>Formulación de un generador de congruencia multiplicativo</i>	46
4.3 CORRELACIÓN ENTRE NÚMEROS ALEATORIOS	49
4.4 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN INVERSA.....	51

4.5 APLICACIÓN DEL SIMULADOR DE PERFILES A UN CASO REAL: “ACATÚNEL” EN LA AUTOPISTA ESCENICA DE ACAPULCO.....	52
CAPÍTULO 5 MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LOS MECANISMOS DE FRACTURA EN EL SOSTENIMIENTO A PARTIR DE UN CASO PRÁCTICO	59
5.1 SOFTWARE PARA MODELIZACIÓN NUMÉRICA	59
5.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO	60
5.2.1 Prueba CMOD, UNE-EN 14651.....	60
5.2.2 Calibración por flexocompresión	63
5.2.3 Calibración para compresión uniaxial.....	65
5.2.4 Calibración para el sostenimiento del túnel ante cargas de aflojamiento.....	67
5.2.5 Evolución de la rigidez y la resistencia del concreto lanzado.....	70
5.2.6 Parámetros adoptados para la modelización	70
5.3 ESPESOR EQUIVALENTE Y MODELIZACIÓN DE MECANISMOS CINEMÁTICAMENTE ADMISIBLES	70
5.3.1 Obtención de los espesores equivalentes.....	70
5.3.2 Modelización de los mecanismos para estudio del comportamiento estructural del sostenimiento.....	74
CAPÍTULO 6 RESULTADOS NUMÉRICOS DE LOS DISTINTOS MODOS DE COLAPSO	81
6.1 MECANISMO 1	81
6.2 MECANISMO 2	83
6.3 MECANISMO 3	87
6.4 MECANISMO 4	90
6.5 ACTIVACIÓN DE TODOS LAS JUTAS	94
CAPÍTULO 7 CONCLUSIONES.....	97
BIBLIOGRAFÍA.....	99
APÉNDICE.....	101
APÉNDICE 1 CÁLCULO DEL ÁREA TRASVERSAL Y PERÍMETRO DE VARIAS GEOMETRÍAS DE EXCAVACIONES	101
APÉNDICE 2 CÁLCULO DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN	103
APÉNDICE 3 PRUEBA UNE-EN 14651	112
<i>Expresión del límite de proporcionalidad</i>	<i>113</i>
AGRADECIMIENTOS	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Esquema del sistema por vía seca. Tomado de Putzmeister (2011).	4
Figura 2. Esquema de sistema por vía húmeda. Tomado de Putzmeister (2011).	5
Figura 3. Concreto lanzado en el túnel Ulmberg en Zúrich, Suiza, 1927. Imagen extraída de Kovári, (2003).	6
Figura 4. Recomendaciones para sostenimientos permanentes basados en el valor de Q y la dimensión equivalente.	10
Figura 5. Relación entre el tiempo de sostenimiento y el claro para varias clases de roca, de acuerdo a clasificaciones geomecánicas. Extraída de Bieniawski (1989).	13
Figura 6. Evolución de la resistencia del concreto. Tomado de Sánchez (2014).	17
Figura 7. Descripción del desarrollo de la resistencia del concreto reforzado con fibras de acero. Extraído de Sánchez (2014).	19
Figura 8. Diagrama de esfuerzo-deformación. Extraído de RILEM TC 162-TDF (2000).	22
Figura 9. Distribución de esfuerzos y deformaciones en una sección trasversal. Extraído de RILEM TC 162-TDF (2000).	22
Figura 10. Modelo puntal-tensor.	23
Figura 11. ρ_z para V_{cd}	25
Figura 12. Definición de las técnicas de lanzado para secciones excavadas. Extraído de Windsor (1998).	27
Figura 13. Viga equivalente de concreto lanzado-roca. Tomado de Windsor (1998).	28
Figura 14. Radio del anillo equivalente del sostenimiento	29
Figura 15. Túneles completamente curvos en su geometría. Imagen extraída de Goodman & Shi (1985).	30
Figura 16. Geometrías con clave curva y lados rectos. Imagen extraída de (Goodman & Shi, 1985)	31
Figura 17. Túneles de geometría poligonal y en forma de herradura. Imagen extraída de Goodman & Shi, (1985).	31
Figura 18. Parámetros J_n/J_r en la estimación de la sobre-excavación	33
Figura 19 Esquema de un sistema de falla controlado estructuralmente. Tomado de Sánchez (2014)	34
Figura 20. Modos típicos de falla del concreto lanzado. Extraído de	34
Figura 21. Resistencia al cortante y rotacional por la unión del concreto lanzado y la roca.	35
Figura 22. Resistencia al cortante debida a la trabazón de bloques, con pobre adhesión del concreto lanzado a la roca.	35
Figura 23. Resistencia al movimiento de bloques debida a la penetración del concreto lanzado en las grietas.	35
Figura 24. Resistencia al cortante de una capa gruesa, y resistencia provista por la capacidad a tensión y la resistencia de la unión.	36
Figura 25. Representación del criterio de rotura. Tomado de Schädlich (2014).	37
Figura 26. Curva normalizada esfuerzo-deformación en compresión. Tomado de Schädlich (2014)	38
Figura 27. Reblandecimiento en tensión. Tomado de Schädlich (2014).	41
Figura 28. Algoritmo para la generación de números pseudo-aleatorios. Extraído de (Wichmann, 1982).	47
Figura 29. Portal Brisamar del "Acatúnel".	52
Figura 30. Sección teórica de excavación con los correspondientes levantamientos del cadenamamiento 100+800 al 100+820.	53
Figura 31. Medición de la distancia entre la línea teórica de excavación y el contorno correspondiente al cadenamamiento 100+807.	54
Figura 32. Sección de clave correspondiente al cadenamamiento 100+807.	54
Figura 33. Análisis de normalidad a datos correspondientes a las secciones de clave.	55

Figura 34. Contorno de excavación creado a partir del simulador de perfiles.	56
Figura 35. Contorno de concreto lanzado creado a partir del simulador de perfiles.	57
Figura 36. Interfaz de Plaxis 2D.	59
Figura 37. Modelo de elementos finitos de la prueba UNE-EN 14651.	60
Figura 38. Comparación de los resultados de la simulación y resultados típicos publicados por el comité RILEM TC 162-TDF (Vandewalle & Dupont, 2003).	61
Figura 39. Comparación de los resultados de esfuerzos residuales de la simulación y los especificados en la ficha técnica.	62
Figura 40. Estados plásticos de la viga durante el ensayo.	62
Figura 41. Diagrama esfuerzo–deformación (método σ – ε) para el estado último de esfuerzos.	63
Figura 42. Factor de tamaño, según RILEM-TC-162-TDF.	64
Figura 43. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos obtenidos de la simulación por elementos finitos de la viga sometida a flexocompresión.	64
Figura 44. Modelo de elementos finitos de la prueba de compresión uniaxial.	65
Figura 45. Resultados de la simulación vs. resultados del ensayo con 0.38% de fibras.	66
Figura 46. Resultados de la simulación vs. resultados del ensayo con 1.13% de fibras.	66
Figura 47. Mecanismo de rotura de la probeta.	66
Figura 48. Esquema de análisis para cargas por aflojamiento. Tomado de Sánchez (2014).	68
Figura 49. Modelo de elementos finitos empleado en los análisis de aflojamiento.	68
Figura 50. Malla deformada.	69
Figura 51. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos para distintas combinaciones de carga y módulos de elasticidad del terreno.	69
Figura 52. Sección de excavación simulada con concreto lanzado.	72
Figura 53. Parámetros de medición en las asperezas. Imagen extraída de Windsor (1998).	73
Figura 54. Frente de roca en túnel "Acátunel".	75
Figura 55. Estereograma de las familias principales en la sección de estudio.	75
Figura 56. Técnicas para caso de estudio.	76
Figura 57. Mecanismo 1, caso de estudio para resistencia al corte y tensión.	77
Figura 58. Mecanismo 2, desarrollo de momentos resistentes en el sostenimiento.	77
Figura 59. Mecanismo 3, estudio de la resistencia al corte y momentos resistentes en el sostenimiento.	78
Figura 60. Mecanismo 4 Estudio de momentos resistentes.	79
Figura 61. Activación de todas las juntas en el contorno generado por el método tipo Monte Carlo.	79
Figura 62. Diagrama de interacción y elementos mecánicos obtenidos del caso de estudio 1.	81
Figura 63. Malla deformada que muestra la ubicación de cada una de las secciones estudiadas. ...	82
Figura 64. Momentos Flexionantes en el sostenimiento. Mecanismo 1.	82
Figura 65. Diagrama de fuerzas cortantes. Mecanismo 1.	83
Figura 66. Diagrama de fuerzas axiales en el sostenimiento. Mecanismo 1.	83
Figura 67. Elementos mecánicos del caso de estudio 2.	84
Figura 68. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 2.	85
Figura 69. Puntos de plastificación en el punto de la sección C.	85
Figura 70. Diagrama de momentos para el mecanismo 2.	86
Figura 71. Diagrama de fuerzas axiales para el mecanismo 2.	86
Figura 72. Diagrama de fuerzas cortantes para el mecanismo 2.	87
Figura 73. Elementos mecánicos para el mecanismo 3.	88
Figura 74. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 3.	88
Figura 75. Diagrama de momentos en el sostenimiento. Mecanismo 3.	89
Figura 76. Diagrama de fuerzas axiales. Mecanismo 3.	89
Figura 77. Diagrama de fuerzas cortantes. Mecanismo 3.	90
Figura 78. Elementos mecánicos para mecanismo 4.1.	91
Figura 79. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 4.1.	91

Figura 80. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 4.2.	92
Figura 81. Elementos mecánicos para mecanismo 4.2.	92
Figura 82. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 4.3.	93
Figura 83. Elementos mecanismos para mecanismo 4.3.	93
Figura 84. Activación de todas las juntas con el sostenimiento generado por el método tipo Monte Carlo.	94
Figura 85. Diagrama de momentos, para caso donde se activan todas las juntas.	94
Figura 86. Diagrama de fuerzas axiales, para caso donde se activan todas las juntas.	95
Figura 87. Diagrama de fuerzas cortantes, para caso donde se activan todas las juntas.	96
Figura 88. Mecanismos de cortante, caso con todas las juntas activadas.	96
Figura 89. Diagrama esfuerzo–deformación (método σ – ε) para el estado último de esfuerzos. ...	103
Figura 90. Ley esfuerzo-deformación para el concreto en compresión de acuerdo con el EC-2. ...	104
Figura 91. Diagramas de esfuerzos y deformaciones para la determinación de centroides.	108
Figura 92. Diagrama de interacción para una sección de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de $f'_c=30$ kg/cm ² que contiene 30kg/m ³ de fibras de $l=35$ mm, $d=0.55$ mm y resistencia 1,100 N/mm ²	111
Figura 93. Dimensiones del espécimen, disposición de los transductores de desplazamiento y condiciones de carga de la prueba EN 14651 para determinar los esfuerzos residuales de tensión. A partir de Barros y Antunes, 2003.	112
Figura 94. Diagrama carga-deformación o abertura de fisura (CMODi). A partir de Vandewalle, 2003.	113
Figura 95. Distribución de esfuerzos. a) distribución real de esfuerzos, b) distribución adoptada de esfuerzos.	113
Figura 96. Ejemplo de una ficha técnica.	114

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1. INTRODUCCIÓN

En las minas y los túneles el concreto lanzado es ampliamente usado como sistema de sostenimiento, debido a su efecto estabilizador y de reforzamiento, sin embargo, la interacción concreto lanzado-roca es considerablemente complicada; esto se debe a que en su comportamiento influyen un gran número de factores como son: la rugosidad de los contornos de excavación; las propiedades mecánicas de las rocas; los esfuerzos en el macizo rocoso; las discontinuidades; las propiedades mecánicas (y su evolución en el tiempo) y el espesor del concreto; la interfaz entre el concreto lanzado y la roca, etc. Un análisis del sostenimiento por métodos experimentales o analíticos considerando los factores citados, involucra un alto grado de complejidad y tiempo en procesamiento, lo anterior hace impráctico el análisis y es una de las principales razones por las cuales se opta en la utilización de métodos empíricos.

Los modos de falla del concreto lanzado están asociados a algún tipo de sollicitación por parte del terreno, lo cual impone un mínimo de requerimientos estructurales para afrontar cada mecanismo cinemáticamente admisible; una aproximación para conseguir un diseño racional comienza por categorizar los mecanismos y sus modos de interacción con el concreto lanzado. Barret et al. (1995) clasifican en seis los mecanismos de falla para el concreto lanzado, los cuales son: adhesivo; flexionante; cortante; por penetración; compresión y tracción; sí además de los mecanismos se impone la condición de que la respuesta del concreto lanzado ante estos se limita a la resistencia por compresión, tracción, cortante, torsión y flexión se tiene que cada una de las respuestas tendrá una capacidad de carga asociada o resistencia de pico. Esto motivó la búsqueda de un método por el cual dichas condiciones pudieran ser recreadas para la obtención de un esquema general de análisis de la resistencia del concreto lanzado.

1.2. OBJETIVO

El objetivo general de este trabajo es construir una serie de modelos bidimensionales para la simulación de excavaciones de túneles en roca fracturada, con el fin de establecer los distintos tipos de sollicitaciones estructurales a los que está sometido el concreto lanzado.

Por su parte, los objetivos específicos son los siguientes:

- Diseñar una campaña de muestreo en campo, para la recolección de contornos de túneles excavados en roca fracturada.
- Utilizar técnicas de generación de discontinuidades para obtener distintos patrones de fracturamiento que a su vez produzcan distintos mecanismos de movimientos de bloques.
- Establecer, a partir de mecanismos predefinidos de falla en el concreto lanzado, una formulación sencilla para evaluar resistencia del sostenimiento ante las sollicitaciones estructurales a las cuales se encuentra sujeto.

1.3. JUSTIFICACIÓN

Investigar la interacción entre el concreto lanzado y la roca para el correcto diseño de un sostenimiento en túneles en roca fracturada; con la finalidad de proponer un método de diseño que ayude a determinar la capacidad del mismo a partir de distintas sollicitaciones predefinidas. A partir

de los estudios realizados se pretende ampliar los modelos propuestos por Barrett & McCreath (1995) y Windsor (1998), esto con la implementación de análisis numéricos en un caso de estudio que permita definir el comportamiento de manera sencilla.

1.4. ORGANIZACIÓN DEL CONTENIDO DE LA TESIS

El contenido de la tesis se ha dividido en siete capítulos, el primero de los cuales corresponde a una introducción en conjunto con la orientación que el trabajo tomará, aclarando aspectos como objetivos y justificación.

En el capítulo 2 y 3 se presenta una revisión bibliográfica o estado del conocimiento; los contenidos relacionados hacen referencia a generalidades de las propiedades del concreto lanzado en conjunto con técnicas para su diseño en obras subterráneas y aspectos teórico-prácticos sobre el comportamiento del macizo rocoso durante la excavación de túneles usando métodos convencionales de excavación.

Los capítulos 4 y 5 corresponden a los métodos empleados para obtener los resultados esperados de la experimentación; se tomó la decisión de separarlos para brindar al lector una mayor agilidad en la búsqueda respecto al fundamento teórico-práctico de cada uno de los métodos presentados.

El capítulo 4, además, describe la formulación teórica de un generador de contornos de excavación mediante simulaciones tipo Monte Carlo, así como su utilización para un caso práctico en una sección excavada a lo largo de un macizo fracturado.

En el capítulo 5, por su parte, se plantean los aspectos teóricos que fundamentan los distintos mecanismos de falla en el concreto lanzado y se exponen las bases de un análisis numérico con las respectivas calibraciones del modelo a emplear; además de los planteamientos teóricos se describen las características de las mallas con las que se trabajó.

Dentro del capítulo 6 se exponen los distintos resultados numéricos de los mecanismos de falla estudiados, así como los análisis correspondientes a cada uno de ellos, planteando una metodología de diseño que tome en cuenta la interacción concreto lanzado-roca.

El capítulo 7 expone las conclusiones derivadas del trabajo y las perspectivas que ofrece el mismo en futuras líneas de investigación.

CAPÍTULO 2

EL CONCRETO LANZADO Y SU INTERACCIÓN CON EL MACIZO ROCOSO

En este capítulo se tratan detalles generales sobre la composición del concreto lanzado, así como la evolución y su importancia en las obras subterráneas. Además se presentan aspectos importantes sobre la forma en que interactúa con el medio rocoso que lo rodea.

2.1 GENERALIDADES DEL CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado es un material utilizado de forma amplia en la construcción de obras subterráneas, y en general representa un avance tecnológico importante por sí mismo dentro de la ingeniería. En la actualidad existen códigos internacionales y diversos manuales que nos dan recomendaciones para su implementación dentro de obras ingenieriles; a pesar de que dichas recomendaciones y normativas están basadas en extensivos estudios de laboratorio y observaciones, lo cual evita poner en duda la implementación de dichos códigos, las condiciones de su colocación en la realidad distan mucho de las marcadas en los diferentes códigos y normativas.

2.1.1 Definición del concreto lanzado

De forma general el concreto lanzado puede ser descrito como un conglomerado de materiales, los cuales al paso del tiempo, desde su colocación, obtienen mejoras sustanciales en cuanto a sus propiedades mecánicas; siempre que sea colocado de forma adecuada y bajo los procedimientos correspondientes a las normas vigentes.

El ACI (American Concrete Institute) define el concreto lanzado (*shotcrete*) como un mortero o concreto transportado a través de una manguera y proyectado neumáticamente a alta velocidad sobre una superficie. Dicha superficie puede ser concreto, piedra, terreno natural, mampostería, acero, madera, poliestireno, etc. A diferencia del concreto convencional, que se coloca y luego se compacta (vibrado) en una segunda operación, el concreto lanzado se coloca y se compacta al mismo tiempo, debido a la fuerza con que se proyecta desde la boquilla ACI, (2014).

2.1.2 Métodos de aplicación

Hay una clasificación del concreto lanzado que lo divide en dos tipos, según su aplicación: vía seca, cuando se le añade el agua en la boquilla, y vía húmeda, cuando el agua se le añade antes de entrar por la manguera. El concreto conducido a través de tubería de acero y que no se proyecta ni transporta a altas velocidades se conoce como concreto bombeado.

Vía seca: Tal como se mencionó en el inciso anterior, este método se basa en agregar el agua de hidratación del cemento en la boquilla de lanzado; hasta hace algunos años este era el método más utilizado, pero debido a diversas desventajas ha caído en desuso.

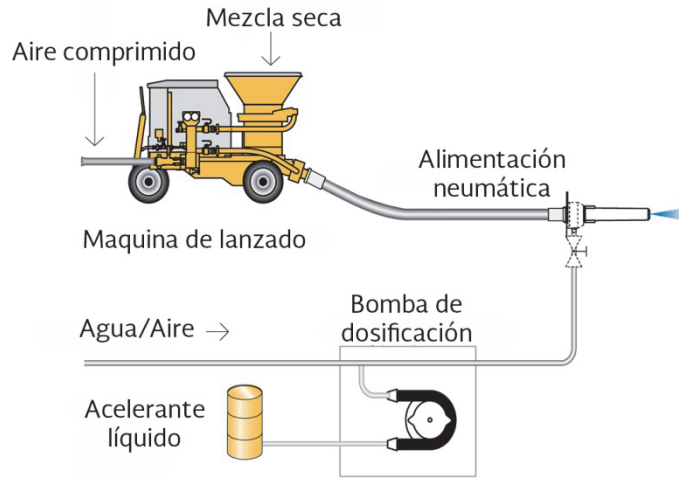


Figura 1. Esquema del sistema por vía seca. Tomado de Putzmeister (2011).

Desventajas del método por vía seca:

- Altos costos operativos debido al desgaste y daños en las máquinas de rotor, especialmente en los empaques de caucho y los discos de fricción. Para mantener estos costos dentro de límites razonables, es necesario configurar bien las máquinas, hacer cambios oportunos de piezas y utilizar procedimientos adecuados de pulverización.
- Otra desventaja es la formación de polvo, pero el mismo puede reducirse procurando un contenido favorable de humedad natural (o pre humidificación adecuada) y utilizando aglomerantes de polvo.
- Además de la formación de polvo en la boquilla, es necesario también prestar atención al efecto que tiene el polvo del sistema de alimentación sobre la máquina. En este particular, las máquinas tradicionales de doble cámara o la versión moderna de la Schürenberg (SBS), son ventajosas. No obstante, las máquinas de rotor pueden ser condicionadas a prueba de polvo hasta cierto punto (o incluso totalmente).
- Otro problema importante del proceso de proyección en seco es el rebote relativamente alto. Según la superficie de aplicación en cuestión (hastiales o bóveda), se pierde entre el 15 y 35% del concreto. La pérdida promedio normal es del 20 al 25%. Para reducir el rebote de una manera significativa, se pueden utilizar las nuevas clases de aditivos mencionados anteriormente.

Vía húmeda: en la vía húmeda el agua para la hidratación del cemento se adiciona previo al paso por la manguera; Actualmente en el 70% de las obras es el método utilizado, incluso en algunos países es el único permitido por normativa.

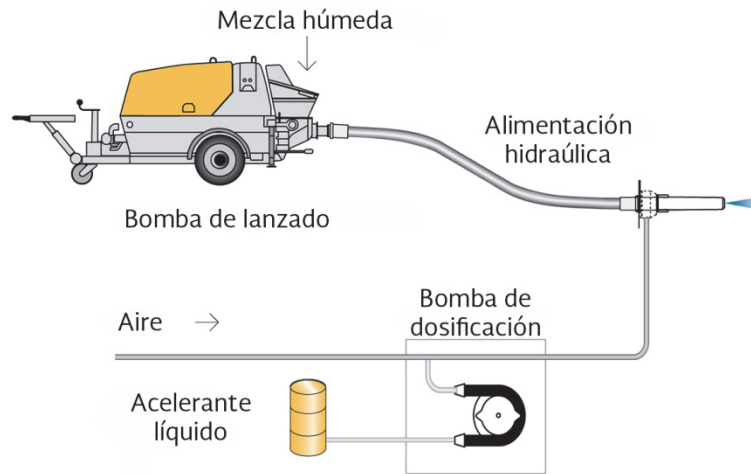


Figura 2. Esquema de sistema por vía húmeda. Tomado de Putzmeister (2011).

Las máquinas empleadas para el sistema por vía húmeda funcionan produciendo un flujo diluido (rotor) o un flujo denso (bomba), con grandes rendimientos

Ventajas del método por vía húmeda:

- Rebote mucho menor. Con el uso de equipos apropiados y de personal capacitado, se obtienen pérdidas normales que oscilan entre 5 y 10 %, incluso para el caso de proyección de concreto reforzado con fibras.
- Mejor ambiente de trabajo debido a la reducción del polvo.
- Capas más gruesas gracias al uso eficiente de los materiales de mezcla.
- Dosificación controlada de agua (constante, relación agua/cemento definida).
- Mejor adherencia.
- Superior resistencia a la compresión, poca variación en los resultados.
- Producción muy superior, por lo tanto, más economía.
- Uso de fibras plásticas y nuevos aditivos.

Desventajas del método por vía húmeda:

- Distancia de transporte limitada (máximo 300 m).
- Mayores demandas en la calidad del agregado.
- Sólo se permiten interrupciones limitadas.

2.1.3 El concreto lanzado en obras subterráneas

El concreto lanzado se utiliza en todo tipo de túneles; vehiculares, ferroviarios, conducción de aguas y estructuras militares subterráneas. Se considera un material perfecto para la estabilización

de excavaciones y, por si solo representa un avance en la ingeniería de túneles de los últimos 60 años.

El desarrollo en la tecnología del concreto lanzado inicia con la patente del taxidermista C.E. Akeley en 1911 al cual llamo "gunita"; pero es hasta 1914 que el Buro de minas de Estados Unidos, USBM por sus siglas en inglés, lo utiliza en la mina experimental de Bruceton. De acuerdo a Kovári (2003) la utilización de este en la construcción de túneles y lumbreras se hizo antes de 1920, además es en 1925 que Meyer (1925) reporta la utilización por primera vez de un anillo completo de concreto lanzado en terreno con problemas de fluencia de la roca (*squeezing*).



Figura 3. Concreto lanzado en el túnel Ulmberg en Zúrich, Suiza, 1927. Imagen extraída de Kovári, (2003).

Al hablar del concreto lanzado como parte de un sistema de sostenimiento y su desarrollo tecnológico es difícil dejar de lado al llamado Nuevo Método Austriaco (NATM), el cual es descrito por Rabcewicz, (1975) como "un método de construcción de túneles con frente abierto y un sostenimiento de concreto lanzado, algunas veces complementado con anclas"; sin embargo, muchos de sus detractores consideran erróneo llamar "método constructivo" al NATM, debido a que muchas veces se cae en graves errores prácticos al querer llevar al pie de la letra este "mal llamado" método constructivo. Por otro lado, como filosofía constructiva puede ser una herramienta acertada en la construcción de túneles y obras subterráneas.

El comportamiento del concreto lanzado se puede describir en forma general de la siguiente manera: al ser proyectado sobre una superficie rugosa cubre pequeñas aberturas, grietas y fisuras proporcionando al terreno una capa inicial que lo protege del intemperismo después de la excavación, lo cual reduce la falla por movimientos relativos de bloques debidos a la

descompresión de la roca. De acuerdo con Malmgren (2005), la adhesión del mismo depende de la condición del material que rodee la excavación, humedad y/o presencia de agua.

2.2 METODOLOGÍA DE DISEÑO DEL CONCRETO LANZADO EN TÚNELES

Desde los inicios en la utilización del concreto lanzado para obras subterráneas se ha intentado comprender el comportamiento que tiene en conjunto con el medio que lo rodea. Fue de esta manera que se desarrollaron distintas formas para el diseño de los sostenimientos con concreto lanzado; partiendo de aproximaciones empíricas, las cuales se fundamentan en la experiencia y los distintos fenómenos observados durante la construcción de estas obras. También se han generado distintas aproximaciones de diseño por medios analíticos y finalmente, con el amplio desarrollo computacional, se puede hablar de un diseño por modelación numérica de los fenómenos observados en campo, prediciendo, siempre que se cuente con una campaña adecuada de exploración, el comportamiento de los macizos rocosos.

2.2.1 Diseños empíricos

Las clasificaciones geomecánicas forman parte integral en la ingeniería de túneles y los métodos empíricos se basan en estos sistemas; mismos que proporcionan una rápida medición de los requerimientos para el sostenimiento de las excavaciones subterráneas. En lo siguiente se describirán brevemente los más importantes, además de explicarse los procedimientos de cálculo usados en cada uno de ellos.

El sistema Q: La base original para el planteamiento del sistema Q es un registro de 200 casos históricos de túneles y cavernas, con los cuales se plantean una serie de parámetros para determinar la calidad del macizo rocoso Singh & Goel, (2011); de 1993 a 2002 los cuadros para el diseño de sostenimientos se han actualizado con más de 1900 ejemplos en excavaciones y cavernas de Noruega, Suiza e India, esta actualización incluye una investigación analítica del espesor, espaciado y refuerzo de marcos metálicos con concreto lanzado (RRS por sus siglas en inglés) en función de la carga y calidad de la roca NGI (2013).

$$Q = \left[\frac{RQD}{J_n} \right] \left[\frac{J_r}{J_a} \right] \left[\frac{J_w}{SRF} \right] \quad (1)$$

Donde:

RQD = Rock Quality Designation

J_n = Número de juntas.

J_r = Número de rugosidad para la orientación crítica de las juntas.

J_a = Número de alteración para la orientación crítica de las juntas.

J_w = Factor de reducción por la presencia de agua en juntas.

SRF = Factor de reducción por esfuerzos.

De acuerdo a A'ssim & Xing (2010), es recomendable usar el sistema Q para túneles y cavernas con techo en arco. Para este sistema el rango de valores al macizo rocoso varía entre 0.001 y 1000 tal como se presenta en la Tabla 1.

Tabla 1. Clasificación Geomecánica basada en el sistema Q.

Q	Grupo	Clasificación
0.001-0.01		Excepcionalmente mala
0.01-0.1	3	Extremadamente mala
0.1-1		Muy mala
1-4	2	Mala
4-10		Mediana
10-40		Buena
40-100	1	Muy buena
100-400		Extremadamente buena
400-1000		Excepcionalmente buena

Tal como se muestra en la ecuación que define la calidad de la roca por el sistema Q, se puede decir que el macizo rocoso queda definido por tres parámetros básicos:

$[RQD/J_n]$ Tamaño de bloque: Representa la estructura total del macizo rocoso o el tamaño de la cuña o bloque que se puede formar debido a la presencia de diferentes grupos de juntas. En un macizo rocoso el valor J_n puede incrementar con las dimensiones del túnel en situaciones donde un conjunto de juntas adicional es localizado.

$[J_r/J_a]$ Resistencia al cortante entre bloques: Representa la rugosidad y características friccionantes de las paredes de las juntas o del material de relleno en ellas; tomando siempre en cuenta que esta relación siempre se obtiene del grupo de discontinuidades más desfavorable.

$\left[\frac{J_w}{SRF}\right][J_w/SRF]$ Estado de esfuerzos: Es un factor empírico el cual describe las condiciones de esfuerzos en la que se encuentra el macizo rocoso. El término SRF representa la pérdida de presión debida a la excavación.

Este sistema puede usarse como una guía para el diseño del sostenimiento en proyectos subterráneos, con la finalidad de conseguirlo es necesario determinar los requerimientos de seguridad y dimensiones de la excavación, es decir, el claro o altura de las paredes de la excavación. Para expresar los requerimientos de seguridad se usa un factor llamado ESR (Excavation Support Ratio).

Un valor bajo de ESR indica un gran nivel de seguridad mientras una elevado indica que es aceptable un bajo nivel de seguridad. La Tabla 2 da valores para algunos tipos de construcciones, sin embargo se debe tener presente que los reglamentos de algunos países puedan hacer que obtengamos valores diferentes a los propuestos aquí.

En combinación con el claro, o altura de las paredes de la excavación, ESR nos da la dimensión equivalente de acuerdo con la ecuación(2):

$$\frac{\text{Claro o altura en m}}{\text{ESR}} = \text{Dimensión equivalente} \quad (2)$$

Tabla 2. Valores de ESR.

Tipo de excavación	ESR
A Mina Temporal, etc.	3-5
B Lumbreras*:	2.5
i) sección circular	2.0
ii) sección rectangular/cuadrada	
*Dependiendo del propósito. Puede tener valores más bajos que los propuestos	
C Mina permanente, túneles de agua para hidroeléctricas (excluyendo los de alta presión), túneles piloto y túneles de desvío.	1.6
D Túneles carreteros menores, túneles de acceso, drenaje, etc.	1.3
E Centrales eléctricas, plantas de tratamiento, túneles carreteros principales, túneles ferroviarios, intersecciones, portales, etc.	1.0
F Estaciones nucleares subterráneas, Estaciones de trenes, fabricas, etc.	0.8
G Cavernas muy importantes con una vida de uso larga, ≈100años, o sin acceso para mantenimiento.	0.5

Una vez calcula la dimensión equivalente y el valor Q se entra en el cuadro de diseño de sostenimientos, mostrado en la Figura 4; el cuadro muestra valores de Q en el eje de las abscisas y en el eje de las ordenadas los valores de ESR, para una combinación de estos se obtiene un tipo de sostenimiento; el tipo de sostenimiento indicado está en términos de centro a centro en las anclas y en el espesor del concreto lanzado, además de indicar la energía de absorción para el concreto reforzado con fibras, la longitud de las anclas y el diseño de marcos metálicos con concreto lanzado.

Del cuadro de diseño empírico se observa que el espesor del concreto lanzado incrementa al disminuir el valor de Q e incrementar el claro, una explicación de las anotaciones en el cuadro de diseño de sostenimientos se presenta en la Tabla 3.

Basado en las deformaciones que se prevé tengan ciertas calidades de roca, se han agregado las energías de absorción del concreto lanzado en el ábaco de Barton; éstas corresponden con las clases definidas por el EFNARC (European Federation of National Associations Representing for Concrete). El ábaco muestra que existe una relación prácticamente equivalente en la calidad de la roca, Q, el claro en el sostenimiento y la energía de absorción.

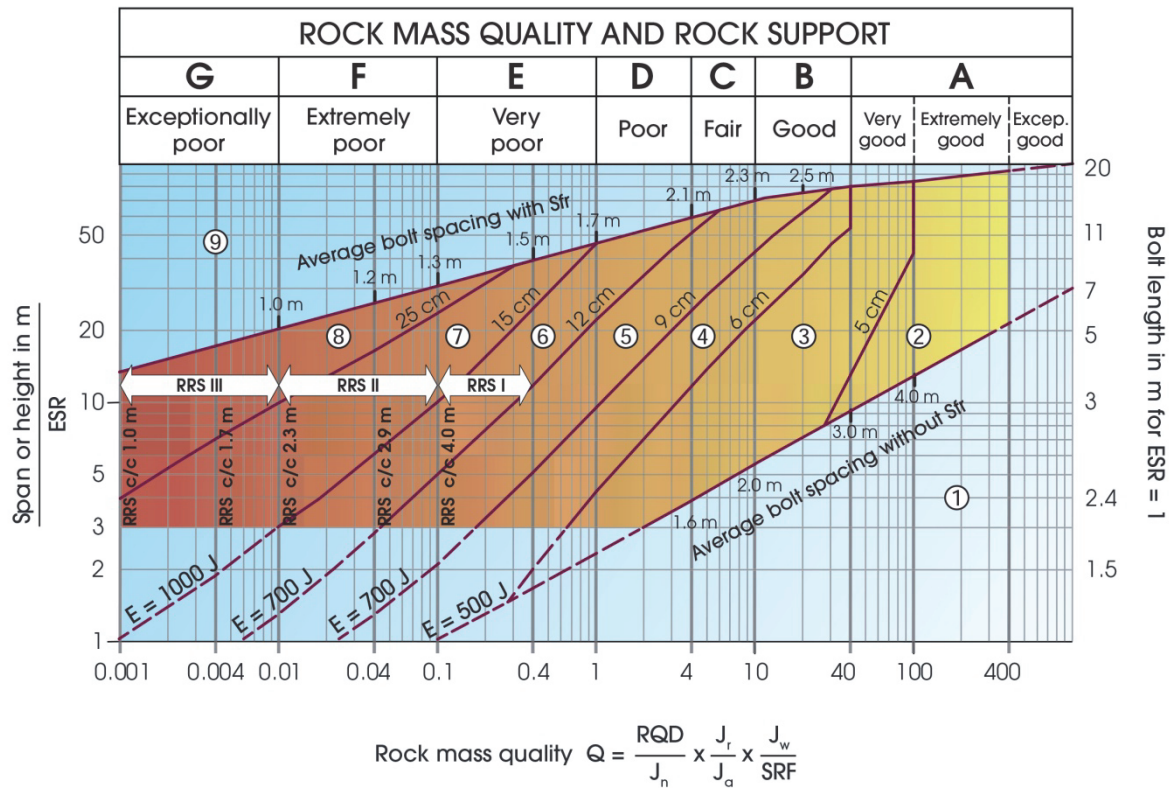

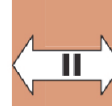



Figura 4. Recomendaciones para sostenimientos permanentes basados en el valor de Q y la dimensión equivalente.

El valor de Q nos da una clasificación y descripción del macizo rocoso, y usando el cuadro de diseño en la Figura 4, es posible diseñar de manera general el sistema de sostenimiento y los requerimientos para un valor particular de Q. Sin embargo el valor Q y el cuadro de diseño, no consideran los casos particulares. La estabilidad de un bloque es más o menos independiente del valor Q; por tal motivo el sostenimiento específico, es decir, la localización de un ancla no se toma en cuenta dentro del sistema Q. Un diseño defectuoso del sostenimiento en la roca puede conducir a fallas debidas a bloques incluso si el sostenimiento corresponde con el sistema Q. Al diseñar un sostenimiento es necesario considerar la geometría específica del problema a solucionar. Si el anclaje es llevado a cabo antes de la colocación del concreto lanzado es posible localizar cada bloque de forma individual.

Tabla 3. Recomendaciones para el diseño permanente de sostenimientos en excavaciones a partir del cuadro de diseño propuesto por Barton.

Categoría de sostenimientos	RRS - Espaciamiento relacionado al valor Q
1 Sin sostenimiento o anclas.	SI30/6 Ø16-Ø20 (Espaciado 10 m)
2 Anclas, SB (spot bolting).	 D40/6+2 Ø16-20 (Espaciado 20 m)
3 Anclas sistemáticas, concreto lanzado reforzado con fibras, 5-6 cm, B+Sfr .	SI35/6 Ø16-20 (espaciado 5 m)
4 Concreto lanzado reforzado con fibras y anclas, 6-9 cm, Sfr(E500)+B .	 D45/6+2 Ø16-20 (Espaciado 10 m)
5 Concreto lanzado reforzado con fibras y anclas, 9-12 cm, Sfr(E700)+B .	D55/6+4 Ø20 (Espaciado 20 m)
6 Concreto lanzado reforzado con fibras y anclas, 12-15 cm + marcos metálicos con concreto lanzado y anclas, Sfr(E700)+RRS I+B .	D40/6+4 Ø16-20 (Espaciado 5 m)
7 Concreto lanzado reforzado con fibras > 15 cm + marcos metálicos con concreto lanzado y anclas, Sfr(E1000)+RRS II+B .	 D55/6+4 Ø20 (Espaciado 10 m)
8 Concreto armado, CCA o Sfr(E1000)+RRS III+B .	D70/6+6 Ø20 (Espaciado 20m)
9 De evaluación especial.	
<p>El espaciamiento de las anclas está basado en Ø20 mm. E= Energía de absorción en concreto lanzado reforzado con anclas. ESR= Relación excavación-soporte o Excavation Support ratio.</p>	<p>SI30/6= Capa sencilla de 6 barras de refuerzo, 30 cm de espesor de concreto lanzado. D= Doble capa de barras de refuerzo. Ø16= Refuerzo de 16 mm. c/c= Espaciamiento de RRS centro a centro.</p>

Rock Mass Rating (RMR): Una de las razones para el uso del RMR es lo sencillo de su aplicación y la versatilidad que presenta en la ingeniería práctica, sin embargo se debe resaltar que fue concebido al calibrarse en excavaciones someras. Basado en la evaluación de los siguientes seis parámetros:

- i. Resistencia de la roca inalterada
- ii. RQD.
- iii. Espaciamiento de las discontinuidades.
- iv. Condición de las discontinuidades.
- v. Condición del agua subterránea.
- vi. Orientación de las juntas respecto a la excavación.

Cada uno de estos simboliza la descripción de la calidad de la roca; al obtener su valor se suman algebraicamente los primeros cinco y se realiza un ajuste de acuerdo a la orientación de las juntas

respecto a la excavación; al final los valores se ajustan en grupos de 5 tal como se muestra en la Tabla 4 (A'ssim & Xing, 2010); una aclaración sobre la tabla es que su uso se limita a túneles con un claro de hasta 10 m.

$$\text{RMR} = \text{RMR}_{\text{basic}} + \text{ajuste por orientación de las juntas}$$

$$\text{RMR}_{\text{basic}} = \sum_i^V \text{Parámetros}$$

Tabla 4. Significado de la clasificación determinado a partir del valor. Extraído de A'ssim & Xing (2010).

Parámetro/Propiedad del macizo	RMR (Rock Mass Rating)				
Valor	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Clasificación del macizo	Muy buena	Buena	Regular	Mala	Muy mala
Tiempo de sostenimiento promedio	10 años para un claro de 15m	6 meses para un claro de 8m	1 Semana para un claro de 5m	10 hrs para un claro de 2.5m	30 min para un claro de 1m
Cohesión promedio del macizo	>400kPa	300-400kPa	200-300kPa	100-200kPa	<100kPa
Ángulo de fricción del macizo	>45°	35-45°	25-35°	15-25°	<15°

La Tabla 4 nos da una clasificación en 5 grupos, que van de muy mala a muy buena y se deducen de la gráfica mostrada en la Figura 5, la cual muestra la longitud del sostenimiento, el tiempo de estabilidad del sostenimiento y su correspondiente clasificación geomecánicas.

En la Figura 5 se muestra una correlación entre el sistema de clasificación Q y RMR, limitando las diferentes clases que van de muy mala hasta muy buena; además se combina con características de auto-sustentación del macizo, como longitud del claro sin sostenimiento y periodo durante el que se mantendrá estable.

Con la clasificación geomecánica, la profundidad de la excavación, el tamaño del túnel y la forma además del método de excavación se puede dar una guía para la selección del sostenimiento de acuerdo con la Tabla 5, esta es aplicable para macizos excavados mediante métodos convencionales.

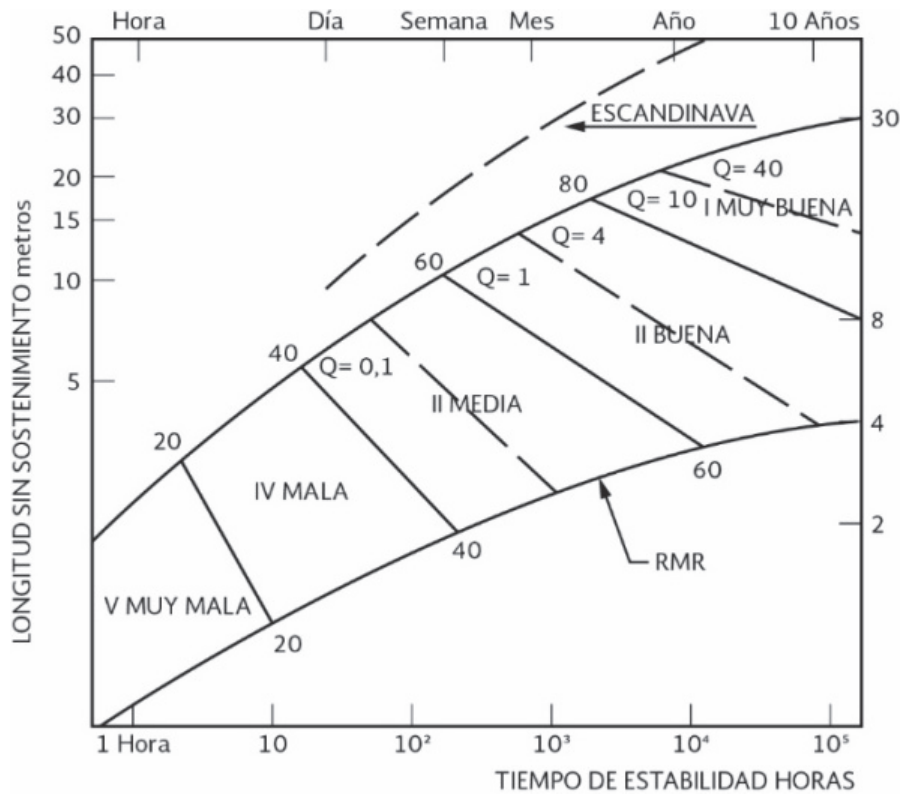


Figura 5. Relación entre el tiempo de sostenimiento y el claro para varias clases de roca, de acuerdo a clasificaciones geomecánicas. Extraída de Bieniawski (1989).

Tabla 5. Guía para excavación y sostenimiento de túneles en roca de acuerdo al sistema RMR. Extraído de Bieniawski (1989).

Clase	Excavación	Anclas de roca (20 mm de \varnothing completamente inyectados)	Concreto lanzado	Marcos metálicos
I. Roca muy buena RMR: 81-100	Frente completo, 3 m de avance.	Generalmente no se requiere sostenimiento excepto anclas esporádicas.		
II Roca buena RMR: 61-80	Frente completo, de 1 a 1.5 m de avance. Sostenimiento completo a 20 m del frente.	Anclas locales de 3 m en el techo, espaciadas a 2.5 m con malla ocasionalmente.	50 mm en el techo, donde sea requerido.	Ninguno.
III Roca regular RMR: 41-60	Media sección superior y banqueo, avance en la media sección de 1.5 a 3 m. Iniciar el sostenimiento después de cada voladura, sostenimiento completo a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 3 m de longitud espaciadas de 1.5 a 2 m en el techo y en las paredes, con malla en la corona.	De 50 a 100 mm en el techo y 30 mm en las paredes.	Ninguno.

IV. Roca mala RMR: 21-40	Media sección superior y banqueo, de 1 a 1.5 m de avance en la media sección. Instalación del sostenimiento a 10 m del frente.	Anclas sistemáticas de 4.5 m de longitud, espaciadas de 1 a 1.5 m en el techo y las paredes con malla.	De 100 a 150 mm en el techo y 100 mm en las paredes	Marcos ligeros a medianos, espaciados 1.5 m donde sean necesarios.
V. Roca muy mala RMR: <20	Múltiples galerías, avances en la media sección superior de 0.5 a 1.5 m. Instalar el sostenimiento con el avance de la excavación. El concreto lanzado tan pronto sea posible con la voladura.	Anclas sistemáticas de 5 a 6 m de longitud y espaciadas de 1 a 1.5 m en el techo y en las paredes.	De 150 a 200 mm en el techo, 150 mm en las paredes y 50 mm en el frente.	Marcos medianos a pesados espaciados a 75 m con encostillado de acero y marchavantes de ser necesario.

Al utilizar métodos empíricos siempre debe tenerse presente las limitantes que presentan y los casos a partir de los cuales fueron desarrollados.

2.2.2 Diseño por medio de análisis numérico

La utilización de modelos numéricos para la resolución de problemas tenso-deformacionales dentro de la ingeniería civil es relativamente reciente, y gran parte de su desarrollo se debe a los avances en la capacidad de procesamiento de los equipos de computo. Antes de profundizar en los aspectos a considerar dentro de la modelización del concreto lanzado se explicará en qué consiste un diseño numérico.

De forma general Potts & Zdravkovic, (1999) describen a un método de resolución numérica, basado en la teoría de los elementos finitos, en las siguientes seis partes:

- 1) Discretización del dominio de análisis: En esta etapa se modela la geometría del problema a investigar por medio de pequeñas regiones, llamados elementos finitos.
- 2) Primera variable de aproximación: Una primera variable debe ser seleccionada y medida para saber cómo varía sobre los elementos finitos establecidos. Este valor se establece en términos de los valores de los nodos.
- 3) Ecuaciones de los elementos: El uso de un apropiado principio de variación para determinar la ecuación de los elementos:

$$[K_e]\{\Delta d_E\} = \{\Delta R_E\} \quad (3)$$

donde:

$[K_e]$ = Es la matriz de rigideces.

$\{\Delta d_E\}$ = Es el vector de los incrementos de los desplazamientos de los nodos.

$\{\Delta R_E\}$ = Es el vector de los incrementos de las fuerzas en los nodos.

- 4) Ecuación global: Se combinan las ecuaciones de los elementos para formar una ecuación global.

$$[K_G]\{\Delta d_G\} = \{\Delta R_G\} \quad (4)$$

donde:

$[K_G][K_G]$ = Matriz global de rigideces.

$\{\Delta d_G\}$ = Vector de incrementos de los desplazamientos de los nodos.

$\{\Delta R_G\}$ = Vector de los incrementos de las fuerzas en los nodos.

- 5) Condiciones de frontera: Formulación de las condiciones de frontera y modifica la ecuación global.
- 6) Resolución de la ecuación global: Se resuelve para obtener la solución de los desplazamientos en el total de los nodos. A partir de esto otras cantidades se calculan, tales como los esfuerzos y deformaciones.

De manera superficial, en los puntos anteriores se explica la forma en que se soluciona un problema numérico para materiales lineales homogéneos, sin embargo para aplicaciones en ingeniería geotécnica esto tiene aplicación limitada además sin refinamientos adicionales solo un pequeño número de problemas puede ser atacado de esta manera. Una explicación a detalle sobre la formulación para métodos numéricos aplicados a la ingeniería geotécnica excede el alcance de este trabajo, sin embargo a continuación se exponen puntos importantes a considerar durante el diseño de un sostenimiento por medio de concreto lanzado.

2.2.2.1 Evolución de la resistencia

En cálculos tenso-deformacionales dentro de la ingeniería geotécnica es recomendable tomar en cuenta el lapso del tiempo para la simulación de los procesos constructivos. Así para cada etapa de avance en la construcción corresponderá una edad diferente del concreto lanzado; a este tipo de método se le conoce como el método hipotético del módulo de elasticidad o HME por sus siglas en inglés, en este, varios valores reducidos del módulo de elasticidad son usados en el análisis. El HME tiene la intención de tomar en cuenta el tiempo en la rigidez elástica, encogimiento y efectos 3D así como la fluencia lenta (creep). De acuerdo a la formulación original:

$$E_{HME} = E_T f_v f_{s,k} f_{vv} \quad (5)$$

Donde E_T es la rigidez en el tiempo, f_v representa el factor de corrección de la tiempo dependencia en la rigidez durante la carga en el tiempo; $f_{s,k}$ es un factor de corrección para la fluencia lenta (creep) y el encogimiento, finalmente f_{vv} es la deformación del techo ocurrida antes de la colocación del sostenimiento como una fracción de la deformación total del terreno en el techo, es decir, el efecto 3D y del tiempo de colocación del sostenimiento.

Los factores de corrección en la ecuación requieren del conocimiento de cómo el sostenimiento y el terreno se deformarán, además de la influencia de la fluencia lenta (creep) en los esfuerzos del sostenimiento; mientras los primeros pueden estimarse con herramientas analíticas, la fluencia lenta (creep) no, debido a lo anterior los valores para el método HME se suelen elegir empíricamente Thomas (2009).

En el método se debe advertir existe una clara influencia en los resultados obtenidos de las estimaciones numéricas; al dar valores bajos de rigidez en edades tempranas uno puede esperar predicciones bajas de los esfuerzos, caso contrario al emplear un modelo de rigidez constante.

Tabla 6. Evolución de la resistencia del concreto. Extraído de Sánchez (2014).

Edad	8 hr.	1 día	3 días	7 días	14 días	28 días
f'_c	$0.125 \times f'_c$	$0.25 \times f'_c$	$0.5 \times f'_c$	$0.75 \times f'_c$	$0.90 \times f'_c$	$1.00 \times f'_c$

En la Tabla 6 se presentan los valores aceptados para la ganancia de resistencia en el concreto con base en la resistencia de proyecto.

Para el caso de México basta con utilizar $f_c^* = 0.80 \times f'_{c28}$ y afectarlo por el factor de resistencia correspondiente a la edad del concreto.

A continuación se define un factor de resistencia en el tiempo f_t como el porcentaje de resistencia adquirido por el concreto a una cierta edad, referido a la resistencia característica a los 28 días. Luego, a partir de los valores de resistencia propuestos por Swannell (1993) es posible establecer una función continua de la forma:

$$f_t = \frac{t \cdot t_{hydr}}{t_{hydr}(a+t) - a \cdot t} \quad (6)$$

donde: t es el tiempo en días; t_{hydr} es el tiempo de hidratación total del concreto (usualmente 28 días) y a es un parámetro que controla la velocidad de endurecimiento cuyos valores varían entre $a=3$, para concretos lanzados clase J₁ (mismos que corresponden con los datos de Swannell, 1993), $a=1$ para concretos lanzados clase J₂ y $a=0.1$ para concretos lanzados clase J₃ (de endurecimiento ultra-rápido).

La ecuación (6) siempre dará un valor de $f_t=1.0$ cuando $t=t_{hydr}$, es decir, que cuando el concreto complete su tiempo total de hidratación, alcanzará el 100% de su resistencia característica. Para valores de t mayores a t_{hydr} la función arrojará valores ligeramente mayores a 1.00 hasta hacerse asintótica en un valor de $1+a/(t_{hydr}-a)$. Si se asume que el concreto normalmente continúa ganando cierta resistencia después de los 28 días, podrá calcularse la resistencia para $t > 28$ con esta ecuación (un valor típico de ganancia adicional de resistencia de un concreto clase J₁ es del 12%); si por el contrario, el usuario no desea que haya ganancia adicional, simplemente asume la resistencia característica a partir de los 28 días.

En la gráfica de la Figura 6 se muestra la evolución de la resistencia de un concreto clase J1 en términos de factor de resistencia en el tiempo (f_t), de acuerdo con los datos de la Tabla 6.

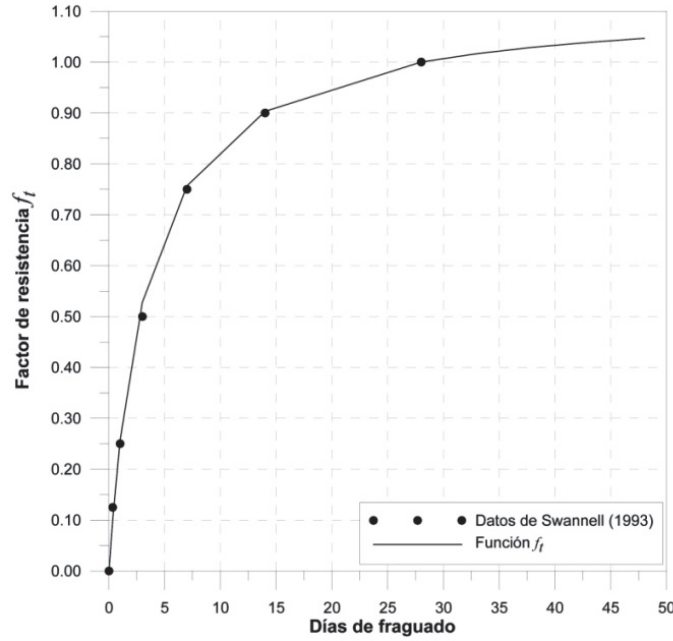


Figura 6. Evolución de la resistencia del concreto. Tomado de Sánchez (2014).

2.2.2.2 Cohesión y fricción interna

Cuando se modela concreto por elementos de medio continuo es necesario establecer su resistencia en términos de la envolvente de rotura, para el caso más común sería el criterio de Mohr-Coulomb.

$$\tan \phi^* = \frac{f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}}{\sqrt{1 + 2f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}}}; c^* = \frac{f_t x f_c''}{2} \left[\cos \phi^* - \frac{\tan \phi^*}{1 + f_t \frac{\sin \phi^{peak}}{1 - \sin \phi^{peak}}} \right] = c^{peak} \frac{\tan \phi^*}{\tan \phi^{peak}} \quad (7)$$

donde:

c^* = Cohesión en función del tiempo.

ϕ^* = Fricción interna en función del tiempo.

f_t = Factor de resistencia en función del tiempo.

c^{peak} = Cohesión del concreto para la resistencia a los 28 días.

ϕ^{peak} = Fricción interna del concreto para la resistencia a los 28 días.

f_c'' = Resistencia a compresión simple a los 28 días, afectada por un factor de reducción ($0.85f_c'$).

Las ecuaciones anteriores muestran los parámetros a definir para el criterio de rotura de Mohr Coulomb. En caso de no disponer con datos precisos para los parámetros de resistencia del concreto, se puede proponer de forma empírica $\phi^{peak} = 37^\circ$ y después calcular la cohesión como:

$$c^{peak} = \frac{f_c^n (1 - \sin \phi^{peak})}{2 \cos \phi^{peak}} \quad (8)$$

2.2.2.3 Evolución del módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad se puede calcular de acuerdo a la ecuación (7), donde E_{28} es el módulo de elasticidad del concreto lanzado y f'_{28} es la resistencia característica del concreto a los 28 días. De acuerdo a Sánchez & Suarez (2011) la variación del módulo de elasticidad del concreto lanzado se puede estimar usando las expresiones (9) y (10).

$$E_{28} = 85000 \left(\frac{f'_{28}}{10} \right)^{\frac{1}{3}} \frac{kg}{cm^2} \quad (9)$$

$$E_c(t) = E_{28} \times \exp \left[-c \left(t^{-0.6} - 28^{-0.6} \right) \right] \text{según Weber} \quad (10)$$

$$E_c(t) = \left[\exp^{s(1-\sqrt{28/t})} \right]^{\frac{1}{2}} \times E_{28} \text{según el comité Euro-internacional du Beton} \quad (11)$$

$E_c(t) = E_{28} \exp[-c(t^{-0.6} - 28^{-0.6})]$ Los parámetros c y s de las ecuaciones (10) y (11) tienen un valor aproximadamente igual a 0.81 y 0.25 respectivamente para concreto de endurecimiento rápido Mahar (1975).

2.3 MÉTODO σ - ϵ

El método σ - ϵ para el diseño de concreto reforzado con fibras de acero RILEM TC 162-TDF (2000) hace uso de la teoría del concreto reforzado pero además utiliza otras consideraciones y recomendaciones de diversos códigos y comités europeos e internacionales especializados en la materia; la consideración básica de diseño empleada en este método consiste en permitir que el concreto reforzado con fibras desarrolle la resistencia a tensión y flexión que brindan las propias fibras Sánchez & Suarez (2011).

La Figura 7 muestra cómo se distribuyen los esfuerzos y deformaciones en una sección rectangular plana de concreto lanzado reforzado con fibras. La definición para cada uno de los parámetros mostrados en la figura es: f_{ck} la resistencia del concreto lanzado a diferentes edades, f_s resistencia del acero en fibras de refuerzo, η_c un factor de reducción de resistencia del concreto; ϵ_{cu} la deformación máxima del concreto al estado último y ϵ_s es la deformación unitaria del acero al estado último.

A partir de estos parámetros se calculan los diagramas de capacidad de carga ante la acción combinada de momento flexionante y fuerza axial.

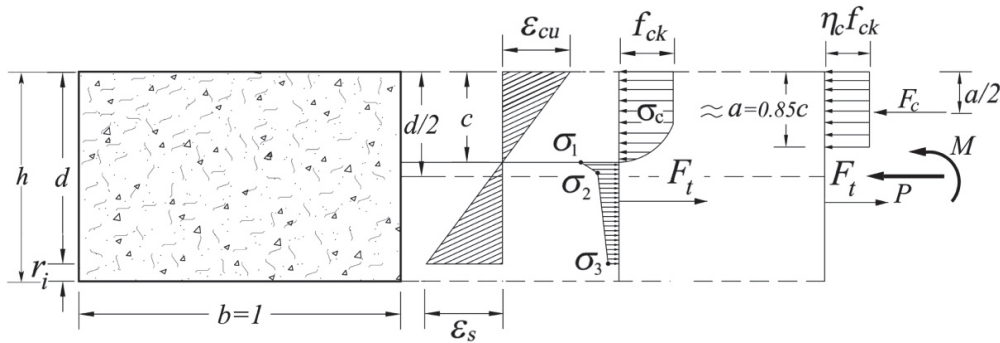


Figura 7. Descripción del desarrollo de la resistencia del concreto reforzado con fibras de acero. Extraído de Sánchez (2014).

2.3.1 Resistencia a compresión y flexión del concreto armado con fibras de acero

La adición de fibras en el concreto tiene un efecto poco perceptible en la resistencia que este presenta a la compresión, por esta razón se considera igual a la resistencia del concreto simple; de acuerdo con RILEM TC 162-TDF (2000) cuando sólo la resistencia a la compresión es determinada, se puede estimar la resistencia media y característica a la flexión por medio de las siguientes ecuaciones:

$$f_{fctm,ax} = 0.3(f_{fck})^{2/3} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (12)$$

$$f_{fctk,ax} = 0.7 f_{fctm,ax} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (13)$$

$$f_{fctk,fl} = 0.7 f_{fctm,fl} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (14)$$

Donde f_{fck} es la resistencia de diseño (característica) a compresión, $f_{fctm,ax}$ la resistencia media a la tensión axial, $f_{fctk,ax}$ la resistencia de diseño (característica) a la tensión axial; $f_{fctk,fl}$ la resistencia de diseño (característica) a la tensión por flexión o módulo de rotura de diseño y $f_{fctm,fl}$ representa la resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura.

Los valores correspondientes para la resistencia media y característica de los diferentes resistencias de concretos reforzados con fibras se muestran en la Tabla 7.

Tabla 7. Resistencia característica a compresión, media $f_{fctm,fl}$ y resistencia característica de tensión por flexión en N/mm^2 mientras el módulo en kN/mm^2 . Tabla extraída de RILEM TC 162 TDF (2000).

Tipo de resistencia del concreto reforzado con fibras de acero	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60
f_{fck}	20	25	30	35	40	45	50
$f_{fctm,fl}$	3.7	4.3	4.8	5.3	5.8	6.3	6.8
$f_{fctk,fl}$	2.9	3.4	3.9	4.3	4.7	5.1	5.5
E_{fcm}	29	30.5	32	33.5	35	36	37

Por parte de las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto para el RCDF se proponen las siguientes expresiones, para calcular la resistencia media y de diseño (característica) a tensión axial y de tensión por flexión de concretos clase 1, a partir de del f'_c :

para concretos clase 1

$$\bar{f}_t = 0.47\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa}; \bar{f} = 1.5\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2 \quad (15)$$

$$\bar{f}_t = 0.38\sqrt{f'_c} \text{ para concretos clase 2}$$

$$\bar{f}_f = 0.63\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa}; \bar{f}_f = 2\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2 \quad (16)$$

$$f_t^* = 0.75 \bar{f}_t \quad (17)$$

$$f_f^* = 0.53\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa}; f_f^* = 1.70\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2 \quad (18)$$

$$E_c = 4400\sqrt{f'_c}, \text{ en MPa}; 14000\sqrt{f'_c}, \text{ en kg/cm}^2 \quad (19)$$

para concretos clase 1 con agregado grueso calizo

$$E_c = 3,500\sqrt{f'_c} \text{ para concretos clase 1 con agregado grueso basáltico} \quad (20)$$

$$E_c = 2,500\sqrt{f'_c} \text{ para concretos clase 2} \quad (21)$$

\bar{f}_t = Resistencia media a tensión axial.

\bar{f}_f = Resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura.

f_t^* = Resistencia de diseño (característica) a la tensión axial.

f_f^* = Resistencia de diseño a la tensión por flexión o módulo de rotura de diseño.

E_c = Módulo de elasticidad.

En la Tabla 8 se muestran las resistencias para diferentes clases de concretos armados con fibras metálicas, al igual que sus módulos de elasticidad. Las resistencias están dadas en N/mm² y los módulos de elasticidad en kN/mm². La inclusión en la mezcla de cuantías típicas de fibras metálicas, hasta 40kg/cm³, no modifica el módulo de elasticidad ni el módulo de rotura medio del concreto Moens&Nemegeer (1991).

Tabla 8. Resistencia media y de diseño (característica) de varios tipos de concretos. Extraída de Sánchez (2014).

Tipo de concreto (f'_c en kg/cm ²)	200	250	300	350	400	450	500
f'_c	20	25	30	35	40	45	50

\bar{f}_t	2.1	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.3
f_t^*	1.6	1.8	2.0	2.1	2.3	2.4	2.5
\bar{f}_f	2.8	3.2	3.5	3.7	4.0	4.2	4.5
f_f^*	2.1	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4
E_c	20	22	24	26	28	30	31

Para el cálculo de resistencias de elementos armados con refuerzos de fibras metálicas, las recomendaciones RILEM TC 162-TDF (2000) asume las siguientes hipótesis:

-Las secciones planas permanecen planas después de la deformación (hipótesis de Bernoulli).

-Los esfuerzos en el concreto reforzado con fibras de acero en tensión y compresión se deducen del diagrama esfuerzo-deformación mostrado en la Figura 8.

-Los esfuerzos en el acero de refuerzo se obtienen de un diagrama de esfuerzo deformación bi-lineal que toma como base lo expuesto en el EC2: *Eurocódigo 2, Proyectos de estructuras de hormigón, Parte I*.

-Para secciones transversales sujetas a compresión axial pura, la deformación en compresión estará limitada a 2‰. Para secciones transversales no completamente en compresión, el límite de la deformación en compresión se tomará como -3.5‰. Para las situaciones intermedias, el diagrama de deformaciones se define por la suposición de una deformación igual a 2‰ a un nivel de 3/7 de la altura de la sección de la cara de mayor compresión.

-La apertura máxima de fisura admisible será de 3.5 mm para garantizar la capacidad de anclaje de las fibras metálicas.

-Para concreto reforzado con fibras y con acero de refuerzo convencional, la deformación a la altura de las barras se limitará a 10‰.

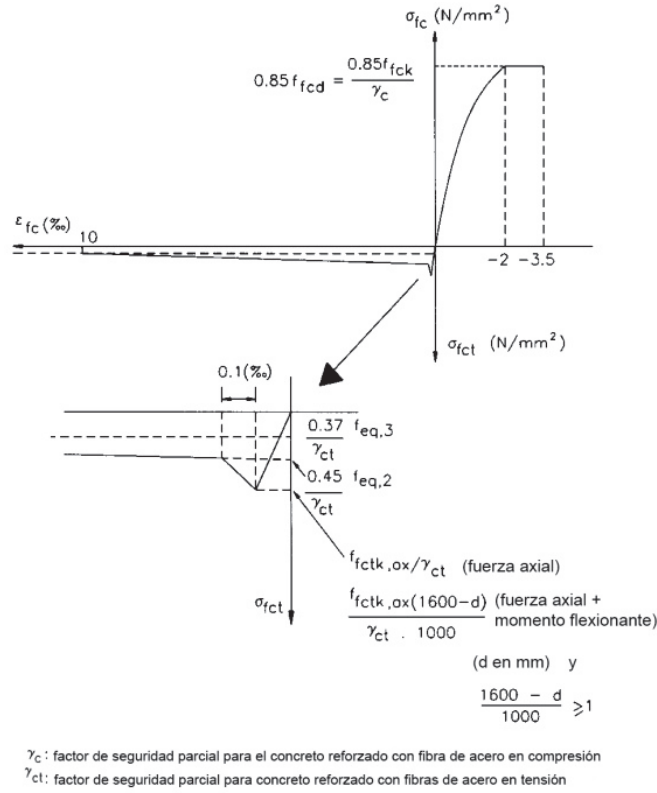


Figura 8. Diagrama de esfuerzo-deformación. Extraído de RILEM TC 162-TDF (2000).

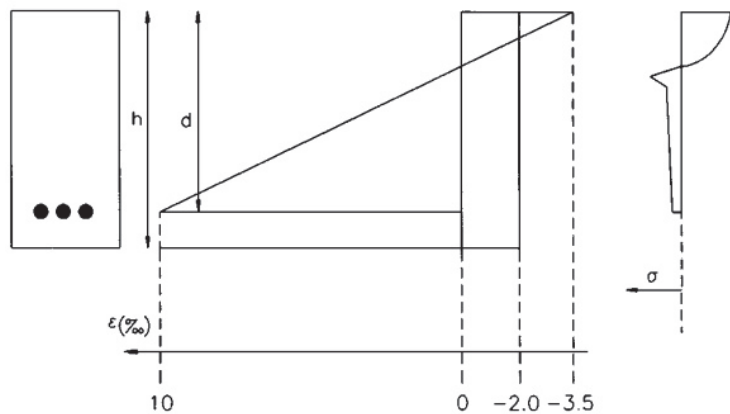


Figura 9. Distribución de esfuerzos y deformaciones en una sección transversal. Extraído de RILEM TC 162-TDF (2000).

-En algunos casos la contribución de las fibras de acero deberá ser reducida, dependiendo de la clase de exposición del concreto.

2.3.2 Estado límite último de esfuerzo cortante

Lo expuesto a continuación es válido únicamente para vigas o placas y cuando el elemento de concreto contiene acero de refuerzo tradicional de flexión trabajando en conjunto con las fibras metálicas. Si el elemento no está armado con refuerzo convencional, la resistencia al cortante se tomará como la de un elemento de concreto simple Vandewalle (2002).

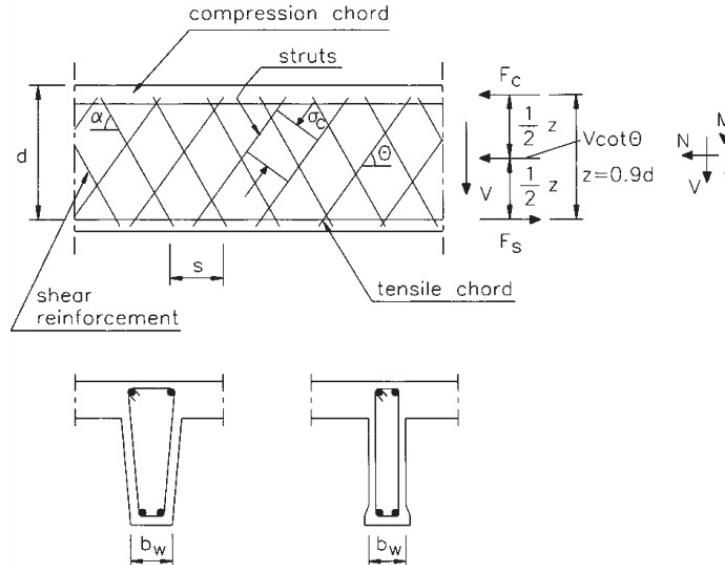


Figura 10. Modelo puntal-tensor

Para el diseño de miembros con un espesor constante, se asumirá que constan de una zona a compresión y tensión de las cuales los centros estarán separados por una distancia igual al brazo interno de palanca z , ver Figura 10. La zona de cortante tendrá un espesor igual a z y un ancho b_w .

Los parámetros de la Figura 10 son: α es el ángulo del refuerzo de cortante con relación al eje longitudinal ($45 \leq \alpha \leq 90$), θ el ángulo del refuerzo de cortante del concreto con relación al eje longitudinal, F_s la fuerza de tensión en el refuerzo longitudinal en newtons (N); F_c la fuerza de compresión en el concreto con dirección al eje longitudinal (N), b_w el ancho mínimo de la red (mm), d el espesor efectivo; s es el espaciamiento de los estribos (mm) y z el brazo de palanca interno, correspondiente al máximo momento flexionante en el elemento considerado en un miembro con espesor constante. Para un análisis de cortante, z puede tomar un valor aproximado de $0.9d$.

A continuación se ejemplifica el método estándar, es decir $\theta=45^\circ$.

2.3.3 Método estándar

La resistencia a cortante de una sección armada con acero de refuerzo de cortante y fibras de acero, V_{Rd3} , está dada por la siguiente expresión:

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{fd} + V_{wd} \quad (22)$$

Donde V_{cd} es la fuerza cortante que toma el concreto, V_{wd} es la fuerza de diseño que toma el acero de refuerzo trasversal y V_{fd} la contribución del refuerzo con fibras metálicas, definidas en las ecuaciones (23), (24) y (25) respectivamente.

$$V_{cd} = \left[0.12 k (100 \rho_\ell f_{fck})^{\frac{1}{3}} + 0.15 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (\text{N}) \quad (23)$$

donde: $k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}}$ (d en mm) y $k \leq 2$; $\rho_\ell = \frac{A_s}{b_w d} \leq 2\%$; A_s = Área del refuerzo de tensión extendido a no menos que "d+ longitud de anclaje" más allá de la sección considerada (Figura 11); b_w = Ancho mínimo de la sección sobre el espesor efectivo d (mm);

$\sigma_{cp} = \frac{N_{sd}}{A_c}$ (N/mm²) con N_{sd} = fuerza longitudinal debido a la carga o al pretensado. En caso de ser pretensado, se debe usar "h" en lugar de "d" en la ecuación (23).

$$V_{fd} = k_f k_1 \tau_{fd} b_w d \quad (\text{N}) \quad (24)$$

donde:

k_f = Factor para tomar en cuenta la contribución de los bordes en una sección T

$$k_f = 1 + n \left(\frac{h_f}{b_w} \right) \left(\frac{h_f}{d} \right) \quad k_f \leq 1.5$$

con

h_f = Altura de los bordes (mm).

b_f = Ancho de los bordes (mm).

b_w = Ancho de la red (mm).

$$n = \frac{b_f - b_w}{h_f} \quad \text{donde } n \leq 3 \text{ y } n \leq \frac{3b_w}{h_f}$$

$$k_1 = \frac{1600 - d}{1000} \quad (d \text{ en mm}) \text{ y } k \geq 1$$

τ_{fd} = Valor de diseño del incremento de la resistencia debido a las fibras.

$$\tau_{fd} = 0.12 f_{eqk,3} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$$V_{wd} = \frac{A_{sw}}{s} 0.9 d f_{ywd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (\text{N}) \quad (25)$$

donde:

s = Espaciamiento entre el refuerzo de cortante, medido a lo largo del eje longitudinal (mm).

α = Ángulo del refuerzo de cortante con el eje longitudinal.

f_{ywd} = Resistencia a la cedencia de diseño del refuerzo de cortante (N/mm²).

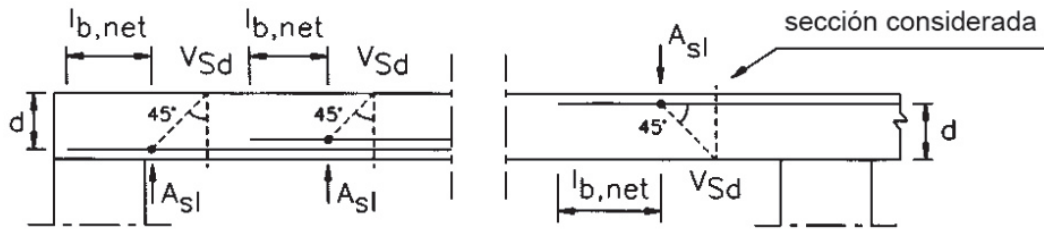


Figura 11. ρ_λ para V_{cd} .

2.4 INTERACCIÓN DEL CONCRETO LANZADO CON EL MACIZO ROCOSO

Existen estudios que han demostrado la influencia de la rugosidad de la excavación en el comportamiento del concreto lanzado. Malmgren (2005), presenta un análisis de los factores que intervienen en el comportamiento de este material en túneles bajo distintas condiciones de carga y con distintos contornos de excavación. De las conclusiones extraídas de dicho estudio se determinó que las irregularidades en los contornos de excavación tienen gran impacto en el comportamiento del sostenimiento; aun siendo pequeñas las irregularidades, éstas influyeron en el número de fallas por tensión y cortante/tensión en la interface del concreto lanzado y la roca. Windsor (1998), describe distintas técnicas de lanzamiento del concreto a partir de las cuales se pueden estudiar diferentes modos de falla en el sostenimiento, lo cual es parte de la base con la que se trabajará a lo largo del presente trabajo.

2.4.1 El concepto de una técnica de lanzamiento

El diseño de los sostenimientos por medio del concreto lanzado en las normas internacionales se basa en la especificación de un espesor determinado. Uno de los principales problemas con este concepto es la forma en que se mide dicho espesor. Al ser los contornos excavados altamente irregulares, lo cual depende de la litología de la roca y del proceso de excavación (mecánica o voladura), no es correcto tomar la profundidad como una medida del espesor lanzado; a su vez, este espesor se vuelve más incierto cuando se utilizan sólo técnicas que incluyen el cálculo del volumen empleado.

En la Figura 12 se muestran los diferentes tipos de técnicas de lanzamiento, las cuales se describen como sigue:

Tipo 1: Cobertura de la roca excavada con un espesor constante para crear un recubrimiento.

Tipo 2: Cobertura de la roca con un espesor aún inferior al anterior y el relleno parcial de las muescas.

Tipo 3: Relleno de la superficie excavada hasta producir una superficie suave, definida por los picos de la excavación.

Tipo 4: Relleno de las irregularidades hasta un perfil determinado y después la aplicación de un espesor mínimo.

Tipo 5: Llenado de toda la sobre-excavación y las irregularidades hasta alcanzar un espesor de diseño especificado.

2.4.2 Sección equivalente

Al considerar los componentes del sistema de sostenimiento, debe tomarse en cuenta que la roca forma parte del mismo, pues la interacción entre la superficie de la roca y el concreto lanzado controlan las condiciones de carga, las condiciones de frontera y el comportamiento estructural del compuesto que conforma el sistema de sostenimiento.

La Figura 13 muestra una serie de contornos irregulares donde la profundidad y picos de éstas se encuentran controlados por la media de las mediciones realizadas; además se presenta el espesor del sistema equivalente de sostenimiento, limitado por la máxima profundidad de las irregularidades y un punto crítico en la técnica de cobertura.

Si se consideran dos casos, uno donde el mecanismo de deformación viene controlado por los esfuerzos en el medio y otro donde está controlado por la estructura del macizo, se tiene que la interacción concreto lanzado-roca debe responder a compresión, tensión y flexión circunferencial. Para el caso en que el túnel se encuentre sometido a un estado de grandes esfuerzos, la respuesta a compresión, tensión y flexión circunferencial ocurrirá para la técnica de cobertura 4 y 5 mostrada en la Figura 12; la respuesta a compresión y tensión circunferencial puede ocurrir en el concreto lanzado por transferencia de esfuerzos de la roca al concreto y viceversa para las técnicas de lanzado 1, 2 y 3 pero la respuesta a flexión no podría ocurrir con estas técnicas de cobertura. Finalmente la respuesta a cortante puede ocurrir en el concreto lanzado para todas las técnicas de cobertura.

Si ahora el túnel se supone excavado en roca muy fracturada y en un régimen de bajos esfuerzos alrededor de la excavación, los bloques de roca empujarán o deformarán el concreto lanzado; el mecanismo de respuesta en deformación dependerá del acoplamiento entre el concreto lanzado y la roca. Para el caso en que no exista un desacoplamiento, el concreto lanzado deberá ser capaz de soportar mecanismos de cortante y tensión; esto es posible en todas las técnicas de cobertura para desplazamientos concentrados. En una situación donde se presente un desacoplamiento, el bloque liberado exigirá una respuesta a tensión y flexión por parte del sistema de sostenimiento; esta respuesta sólo es posible para la técnica de cobertura 4 y 5. El planteamiento matemático respecto al modo en que estos mecanismos actúan sobre el sistema de sostenimiento se detalla en capítulos posteriores.

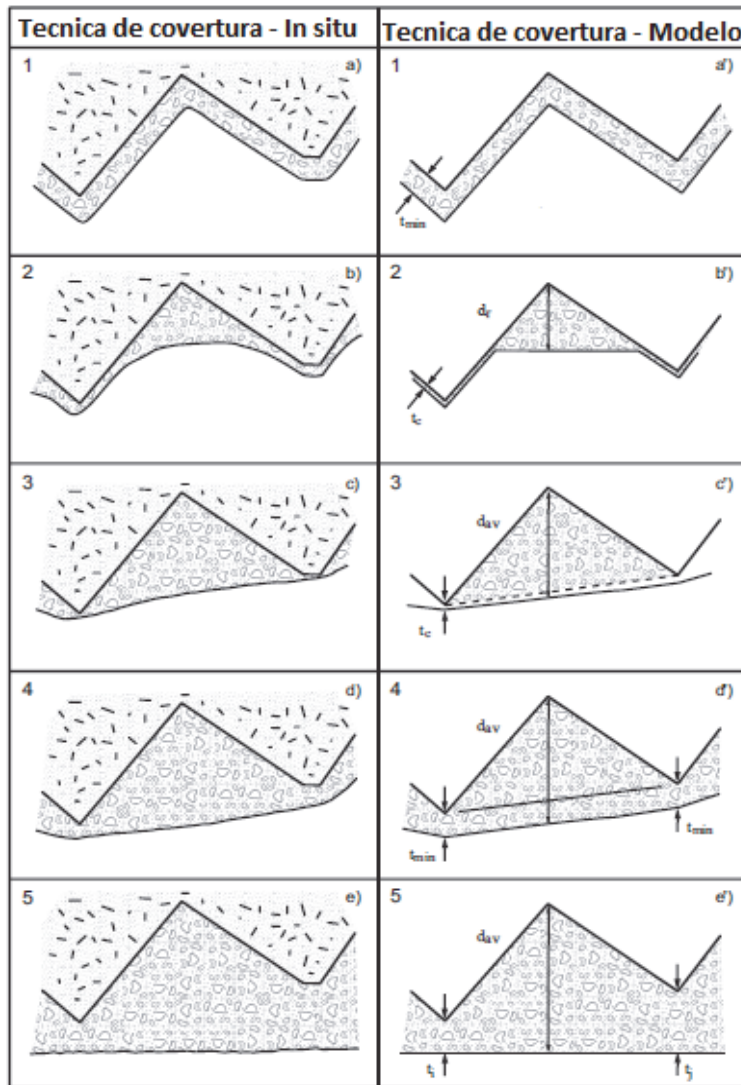


Figura 12. Definición de las técnicas de lanzado para secciones excavadas. Extraído de Windsor (1998).

La geometría equivalente en el diseño del sostenimiento de concreto lanzado considera la construcción de un material compuesto, motivo por el cual debe tener dos consideraciones principales; la primera es identificar los materiales que contribuyen mecánica y físicamente; la segunda es utilizar los modelos matemáticos que describan cómo las propiedades de los componentes individuales se conjugan para producir el comportamiento del material compuesto. Para el caso en estudio la superficie rocosa y el concreto lanzado serán remplazados por la geometría equivalente antes mencionada, además de un módulo de elasticidad y relación de Poisson correspondiente al material compuesto.

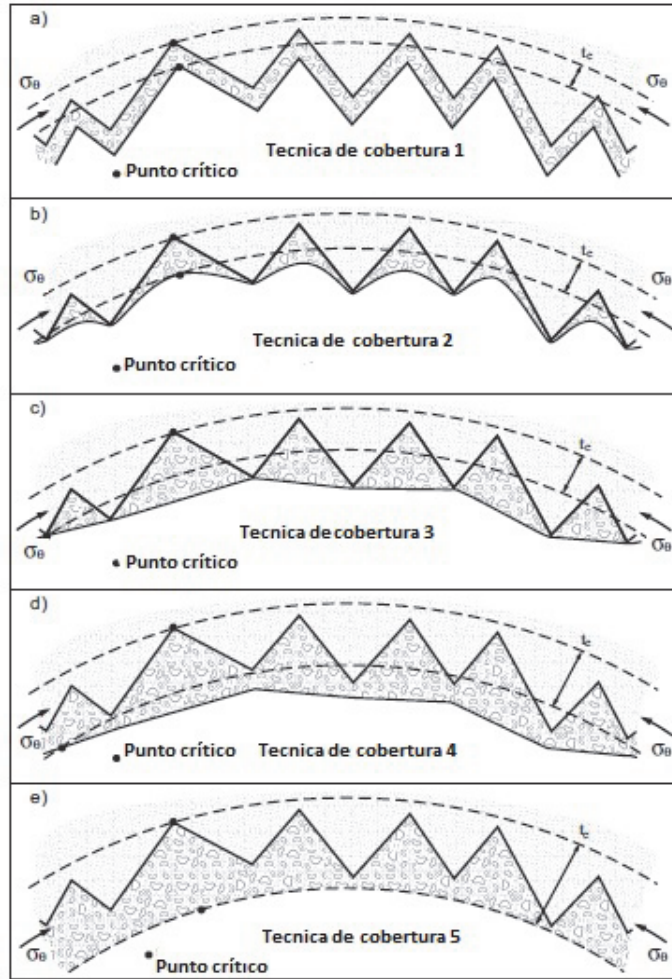


Figura 13. Viga equivalente de concreto lanzado-roca. Tomado de Windsor (1998).

Windsor (1998), propone las siguientes expresiones para encontrar los parámetros que regirán el comportamiento del material compuesto:

$$E_{NEQ} = \frac{1}{\left(\frac{1}{E_r} + \nu_N \left(\frac{1}{E_s} - \frac{1}{E_r} \right) \right)} \quad (26)$$

$$\nu_{NEQ} = \nu_r + \nu_N (\nu_s - \nu_r) \quad (27)$$

$$k_{NEQ} = \frac{E_{NEQ} (r_N^2 - (r_N - t_N)^2)}{(1 + \nu_{NEQ}) \{ (1 - 2\nu_{NEQ}) r_N^2 + (r_N - t_N)^2 \}} \quad (28)$$

donde: E_{NEQ} , es el módulo de elasticidad del material equivalente con la técnica de lanzado N ; E_r y E_s son el módulo de elasticidad de la roca y el módulo de elasticidad del concreto, respectivamente; ν_{NEQ} , ν_r y ν_s representan la relación de Poisson del material equivalente, de la roca y el concreto lanzado de forma respectiva; t_N es el espesor del sostenimiento equivalente y ν_N la

porción de concreto lanzado que comprende la línea equivalente para la técnica N . Finalmente k_{NEQ} es la rigidez del sostenimiento equivalente con la técnica N de lanzado y r_N es el radio del sostenimiento con la técnica N ; de la puede deducirse que $r_N = r_i + d$, donde d es la profundidad promedio de la aspereza y r_i el radio efectivo interno del concreto lanzado.

Al mismo tiempo, la Figura 14 representa el esquema teórico de un cilindro con espesor t_e , de donde se deducen las ecuaciones (26), (27) y (28), correspondientes con el módulo de elasticidad, relación de Poisson y rigidez equivalente para una técnica determinada de lanzado; en esta figura se observa el espesor del sostenimiento equivalente y los distintos radios de interés alrededor de una excavación subterránea.

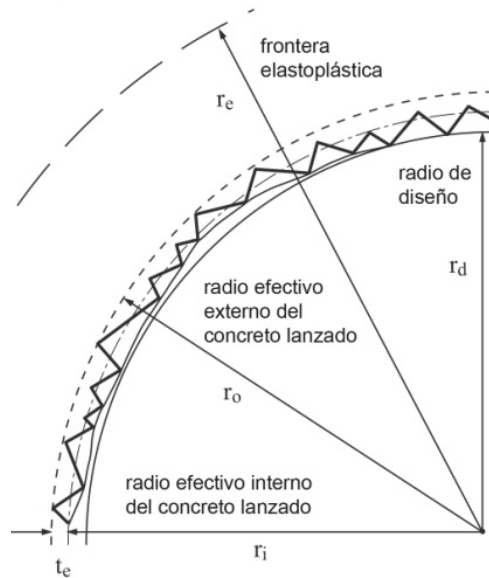


Figura 14. Radio del anillo equivalente del sostenimiento

CAPITULO 3

COMPORTAMIENTO DE LAS EXCAVACIONES Y EL CONCRETO LANZADO EN TÚNELES EXCAVADOS EN ROCA FRACTURADA

En obras subterráneas en roca es importante tener siempre presente la estructura del macizo rocoso donde se llevará a cabo la construcción, debido a que en muchas ocasiones será ésta la que rijga el comportamiento de las excavaciones. En el presente capítulo se dan conceptos básicos sobre la mecánica de los bloques que se pueden formar durante la construcción de un túnel, sobre los factores que intervienen en las sobre-excavaciones y al final se expone la formulación del modelo constitutivo empleado para simular el comportamiento del concreto lanzado.

3.1 TEORÍA DE BLOQUES EN TÚNELES

Parte importante en el análisis del sostenimiento es la determinación de las cargas a las que estará sometido y su correspondiente distribución. En macizos rocosos altamente fracturados es fundamental la determinación de la acción de los bloques, las fuerzas inerciales provocadas por los mismos y las fuerzas de deslizamiento que se ejercen sobre el sostenimiento. En dicho análisis se debe tomar en cuenta el estado de esfuerzos existente al rededor del túnel, la influencia del agua, etc., debido a que estos factores pueden controlar la estabilidad de los bloques formados.

Una particularidad de los bloques en los túneles es que suelen formar curvas esto debido a la forma de la excavación. A continuación se exponen algunas generalidades de los bloques y su relación con la forma de los túneles.

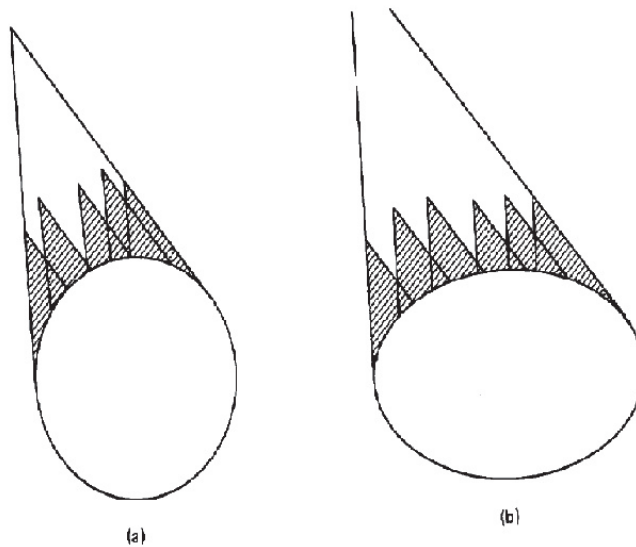


Figura 15. Túneles completamente curvos en su geometría. Imagen extraída de Goodman & Shi (1985).

De la Figura 15 a la Figura 17 se muestran varias geometrías de túneles; en la primera se aprecia una geometría suave y sin ángulos; tal forma reduce la concentración de esfuerzos alrededor de la excavación y disminuye la cantidad de bloques que se pueden presentar. Sin embargo la construcción de túneles con dicha forma se vuelve complicada y costosa.

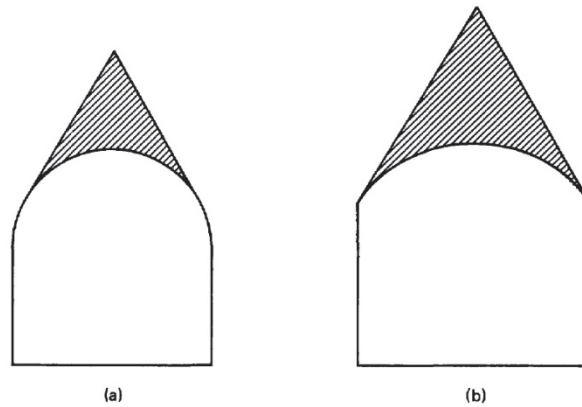


Figura 16. Geometrías con clave curva y lados rectos. Imagen extraída de (Goodman & Shi, 1985)

La Figura 16 muestra una solución híbrida, con la clave circular para disminuir los esfuerzos y los bloques, pero los costados rectos para facilitar su construcción.

Finalmente en la Figura 17 se observan secciones poligonales, las cuales en ocasiones son utilizadas para colapsar parcialmente una sección del túnel.

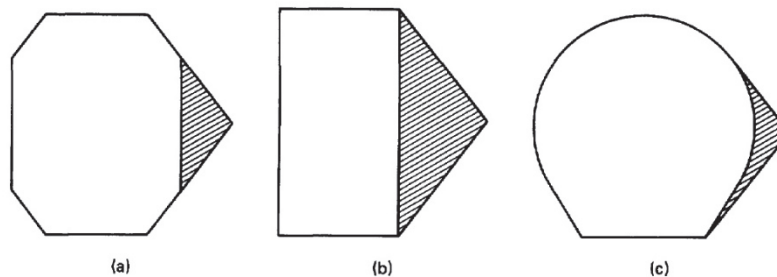


Figura 17. Túneles de geometría poligonal y en forma de herradura. Imagen extraída de Goodman & Shi, (1985).

En Goodman & Shi (1985), se discute el número y tipo de bloques que pueden presentarse para una cantidad n de familias de juntas en los túneles; el análisis de esta discusión se resume en la tabla 9.

SOBRE-EXCAVACIÓN Y SUB-EXCAVACIÓN EN TÚNELES

En la excavación de túneles por medio de explosivos es inevitable que se presenten en el perímetro lugares donde se excava más y en donde se excava menos, respecto al llamado perfil de diseño; a estos dos tipos de zonas se les conoce como sobre-excavación y sub-excavación; Singh & Xavier (2005) comentan que los factores que influyen en el daño causado en excavaciones en roca se pueden categorizar en tres áreas:

- Características del macizo rocoso.
- Características y distribución de los explosivos.
- Diseño de la detonación y ejecución.

Tabla 9. Bloques en túneles. Tabla extraída de Goodman & Shi, (1985)

Número de bloques de diferentes tipos en túneles						
Número de familias repetidas	Número de combinaciones de los semi-espacios	Número de las juntas Pirámide no vacías	Número de bloques cónicos	Número de bloques removibles	Número de bloques infinitos	Condición
0 familia repetida	2^n	$n^2 - n + 2$	$2^n - (n^2 - n + 2)$	$n^2 - n$	2	$n \geq 1$
1 familia seleccionada repetida	2^{n-1}	$2(n-1)$	$2^{n-1} - 2(n-1)$	$2(n-1)$	0	$n \geq 2$
Una familia cualquiera repetida	$n2^{n-1}$	$2n(n-1)$	$n(2^{n-1} - 2(n-1))$	$2(n-1)$	0	$n \geq 2$
2 familias seleccionadas repetidas	2^{n-2}	2	$2^{n-2} - 2$	2	0	$n \geq 3$
Cualquiera 2 familias repetidas	$n(n-1)2^{n-2}$	$n(n-1)$	$n(n-1)(2^{n-3} - 1)$	$n(n-1)$	0	$n \geq 3$
M familias seleccionadas repetidas ($m \geq 3$)	2^{n-m}	0	2^{n-m}	0	0	$n \geq m \geq 3$
Cualquiera M familias repetidas ($m \geq 3$)	$C_n^m \cdot 2^{n-m}$	0	$C_n^m \cdot 2^{n-m}$	0	0	$n \geq m \geq 3$

$$\text{Nota: } C_n^m = \frac{n!}{m!(n-m)!} = \frac{n(n-1)\cdots(n-m+1)}{1 \cdot 2 \cdots m}$$

Al revisar el estado del arte en las excavaciones realizadas en medios fracturados, los trabajos realizados con el sistema Q siempre serán una referencia. Ya en el capítulo anterior se mencionó la utilización del sistema Q para el diseño del sostenimiento del concreto lanzado, sin embargo ésta no es la única utilidad que tiene el método. El parámetro (J_n/J_r) puede dar una estimación de la sobre-excavación en la construcción.

De acuerdo con Barton (2013), es muy probable que cuando se tienen valores de la relación $J_n/J_r \geq 6$, es decir 6/1, 9/1.5, 9/1.0, 12/2, 12/1.5, 12/1.0, 15/1.5, se presenten sobre-excavaciones; caso contrario, cuando se tienen valores de $J_n/J_r < 6$, tales como 3/1, 4/1, 6/1.5, 9/2, 9/3, 12/3, 15/3.

Finalmente, hace mención a valores de la relación $J_n/J_r = 2/3$ o $J_n/J_r = 2/4$, donde virtualmente no debería presentarse problema alguno debido a la sobre-excavación.

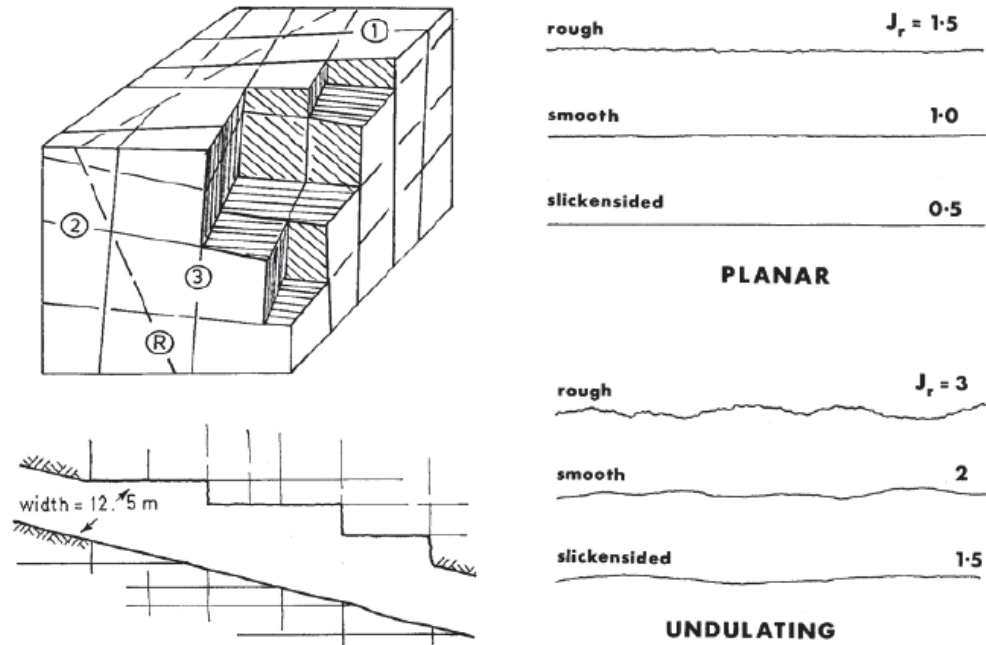


Figura 18. Parámetros J_n/J_r en la estimación de la sobre-excavación

Al final, sin entrar en detalles sobre el tema, se puede concluir de forma similar a Singh & Xavier (2005); “la excavación por voladura es un proceso destructivo y provoca invariablemente cierto daño al rededor del túnel, el cual puede ser controlado hasta cierto punto, sí bien no es posible cambiar o controlar las características del macizo rocoso donde se trabaja, un estudio juicioso del medio puede ayudar a reducir el problema”.

3.3 MECANISMOS DE FALLA EN EL CONCRETO LANZADO

En excavaciones realizadas en roca los modos de falla suelen estar controlados estructuralmente, es decir, controlados por las discontinuidades existentes. De este modo el sistema de cargas aplicadas al sistema de sostenimiento puede partir de un bloque específico llamado “bloque llave” tratando de moverse hacia el interior. La Figura 19 muestra un modo de falla controlado estructuralmente, donde el bloque 1 tiende a moverse al interior de la excavación, haciendo cinemáticamente admisible el movimiento de los otros bloques en el orden numerado.

Barrett & McCreath (1995), explican un experimento donde un bloque uniforme es empujado contra un sostenimiento de concreto lanzado; los resultados muestran que para concretos reforzados con fibras y malla metálica las fallas por cortante suceden al existir buena adhesión, mientras que las fallas por flexión y penetración tienden a suceder cuando existe una pobre adhesión con la roca o donde la interface de contacto dejó de existir. Otros modos de falla son debidos a compresión y tensión; los cambios en el estado de esfuerzos del macizo rocoso también pueden causar fallas por compresión o tensión dentro del mismo sostenimiento del concreto lanzado.

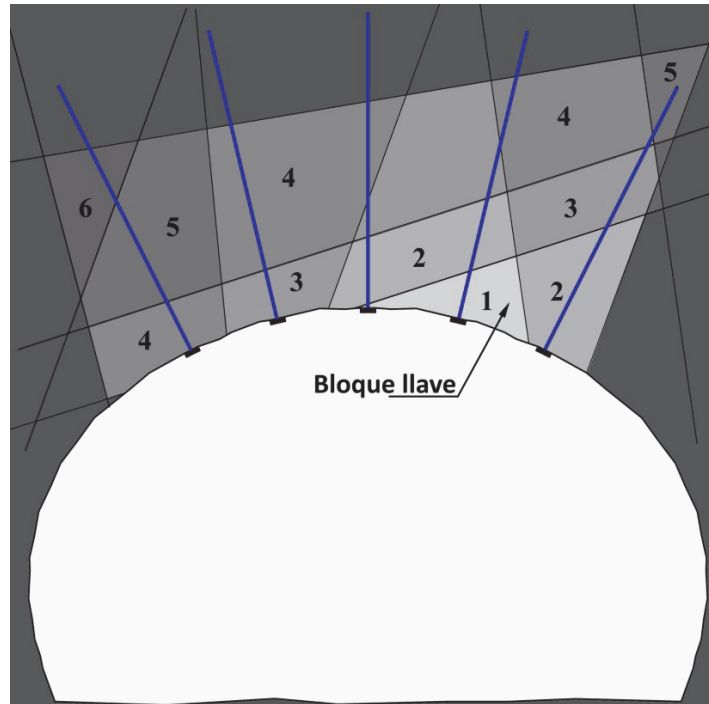


Figura 19 Esquema de un sistema de falla controlado estructuralmente. Tomado de Sánchez (2014)

Los modos hasta aquí descritos se esquematizan en la Figura 20, donde a) es la falla por adhesión, b) falla flexionante, c) por cortante, d) falla por penetración; e) por compresión y f) por tensión.

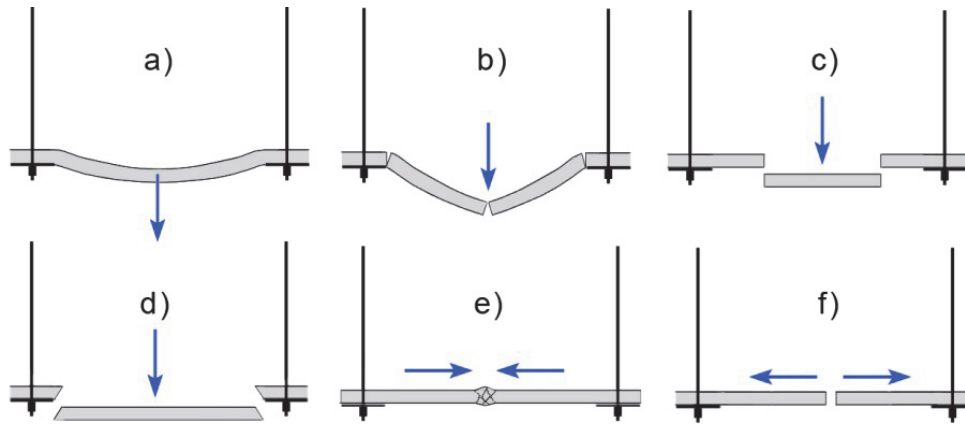


Figura 20. Modos típicos de falla del concreto lanzado. Extraído de

3.3.1 Promoción del efecto de trabazón entre bloques

Una vez establecidos los mecanismos de falla del concreto lanzado se hará referencia a uno de los pilares centrales en la presente investigación: el efecto de la trabazón entre bloques en las excavaciones subterráneas, favorecida por el concreto lanzado. Stacey (2001), divide en cuatro los sub-mecanismos involucrados en la promoción de la trabazón entre bloques debida al concreto lanzado.

- La trabazón debida a la unión del concreto lanzado con la roca y la resistencia a la tensión del concreto lanzado. Para este caso el cortante en la interface se evita debido a la unión de los dos materiales, de modo similar la rotación de los bloques está restringida.

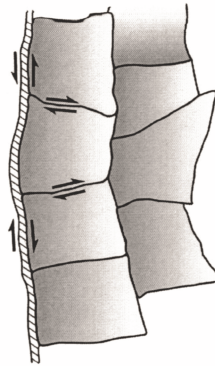


Figura 21. Resistencia al cortante y rotacional por la unión del concreto lanzado y la roca.

- El desarrollo de la resistencia al cortante en la interfaz concreto lanzado-roca, para el caso en que la unión no se dé en forma adecuada debido a la irregularidad de la excavación.

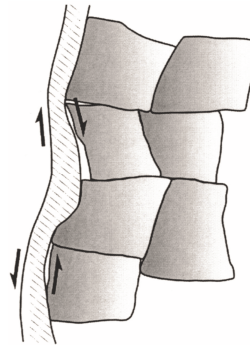


Figura 22. Resistencia al cortante debida a la trabazón de bloques, con pobre adhesión del concreto lanzado a la roca.

- Penetración del concreto lanzado en las juntas y fracturas, lo cual restringe el movimiento de los bloques.

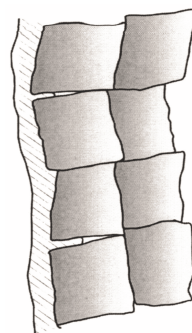


Figura 23. Resistencia al movimiento de bloques debida a la penetración del concreto lanzado en las grietas.

- La resistencia al cortante de un concreto lanzado suficientemente rígido, y la resistencia a la tensión de la delgada unión con la membrana de concreto lanzado.

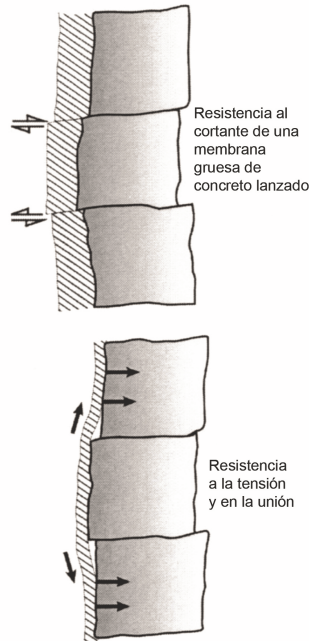


Figura 24. Resistencia al cortante de una capa gruesa, y resistencia provista por la capacidad a tensión y la resistencia de la unión.

Los mecanismos a estudiar en medios rocosos fracturados para el desarrollo del presente trabajo serán debidos a cargas de cuñas y bloques definidos por las diferentes familias presentes en la excavación; estas actuarán de forma local, es decir, para dimensiones reducidas. En la sección que corresponde al método empleado se detallan los mecanismos a simular y se explica de forma breve cada caso.

3.4 FORMULACIÓN TEÓRICA DEL COMPORTAMIENTO DEL CONCRETO LANZADO (*SHOTCRETE MODEL, SM*)

La forma usual de modelar concreto lanzado numéricamente es mediante un incremento paso a paso del módulo de Young en fases, conocido como la aproximación hipotética del módulo de elasticidad o HME por sus siglas en inglés; este procedimiento proporciona deformaciones realistas pero con resultados en esfuerzos demasiado altos, particularmente si se encuentra sometido a flexión Schweiger (2014).

Para el análisis de los modelos numéricos bidimensionales se implementó un nuevo modelo constitutivo para concreto lanzado desarrollado en la universidad de Graz, Austria, que puede introducirse dentro de los códigos de elementos finitos PLAXIS. El modelo fue desarrollado e implementado por Bert Schädlich entre los años 2012-2014 y partes de éste se basan en los trabajos previos de Schütz et al. (2011) y Meschke et al. (1996). Según sus autores, el objetivo principal de este proyecto de investigación fue la modelización del comportamiento del concreto lanzado en túneles. Sin embargo, el modelo puede ser empleado también para representar al concreto colado in situ, así como para *jet grouting* y otros materiales a base de cemento (Computational Geotechnics Group, Graz University of Technology, 2014).

En el modelo SM se define una superficie de fluencia tipo Mohr-Coulomb para la rama de compresión (F_c), combinada con una superficie tipo Rankine para la rama de tensión (F_t). La formulación está basada en elastoplasticidad clásica con endurecimiento y reblandecimiento isótropos, pero también está extendida para considerar la dependencia del tiempo en la evolución de los parámetros, así como fluencia lenta (*creep*) y contracción por secado (*shrinkage*).

Al combinar ambas superficies de fluencia se obtiene un criterio de rotura conocido como criterio modificado de Coulomb Ottosen & Ristinmaa (2005). Las ecuaciones (29) y (30) representan dichas superficies de fluencia, donde σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales, f_{cy} y f_t los esfuerzos de fluencia en compresión uniaxial y tensión y σ_{rot} es la intersección de la envolvente de falla de Mohr-Coulomb y el eje de los esfuerzos normales (Figura 25).

$$F_c = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2 \cdot \sigma_{rot}}{2} \cdot \frac{f_{cy}}{2 \cdot \sigma_{rot} + f_{cy}} \quad (29)$$

$$F_t = \sigma_1 - f_t \quad (30)$$

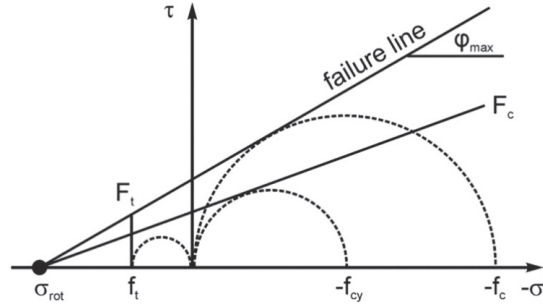


Figura 25. Representación del criterio de rotura. Tomado de Schädlich (2014).

Para una inclinación máxima de la envolvente de Mohr-Coulomb (ϕ_{max}), el parámetro σ_{rot} puede escribirse como:

$$\sigma_{rot} = \frac{f_c}{2} \cdot \left(\frac{1}{\sin(\phi_{max})} - 1 \right) \quad (31)$$

La parte del criterio de falla de Rankine se toma como asociada, mientras la parte de Mohr-Coulomb es no asociada, para lo cual puede introducirse el parámetro de dilatancia. A partir de las ecuaciones (29) y (30) y la Figura 25 puede verse que el criterio completo consiste en la intersección de las dos superficies de fluencia.

3.4.1 Endurecimiento y reblandecimiento por deformación (strain hardening-softening)

a) Compresión

El comportamiento en compresión sigue aproximadamente una curva esfuerzo-deformación definida por cuatro zonas, tal y como se muestra en la Figura 26. Tan pronto como el estado de esfuerzos toca la superficie de fluencia el comportamiento se vuelve elasto-plástico y la curva esfuerzo-deformación sigue un endurecimiento parabólico, iniciando del límite de la resistencia a la compresión normalizada $f_{c0,n}$ hasta el pico que corresponde con la unidad; en caso de existir deformación después del pico, una rama lineal de reblandecimiento se aplica hasta que se alcanza la falla en el concreto lanzado, que corresponde con la resistencia a la falla en compresión normalizada $f_{cf,n}$. Al llegar a este punto, en una prueba real de compresión en el concreto lanzado, se asume que la probeta está completamente colapsada y los esfuerzos se reducen a cero; debido a propósitos numéricos se utiliza una resistencia última a la compresión normalizada $f_{cu,n}$ para describir el límite de la reducción lineal de esfuerzos después de la falla, seguido por un régimen de esfuerzos constante cercano a cero.

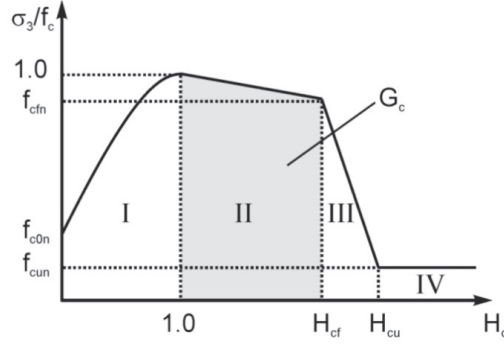


Figura 26. Curva normalizada esfuerzo-deformación en compresión. Tomado de Schädlich (2014)

De acuerdo con Schütz (2011), las zonas descritas en el párrafo anterior se pueden sintetizar de la siguiente manera:

- Parte I: deformación cuadrática con endurecimiento ($0 \leq H_c \leq 1$)
- Parte II: deformación lineal con reblandecimiento ($1 \leq H_c \leq H_{cf}$)
- Parte III: deformación lineal con reblandecimiento ($H_{cf} \leq H_c \leq H_{cu}$)

donde $H_{c,i}$ es el parámetro de endurecimiento-reblandecimiento (*hardening-softening*) normalizado¹ que se expresa como:

$$H_c = \frac{\varepsilon_3^p}{\varepsilon_{cp}^p} \quad (32)$$

siendo ε_3^p es la deformación principal plástica menor (calculada de F_c) y ε_{cp}^p la deformación plástica pico en compresión uniaxial.

De acuerdo con Schweiger (2014) "...los parámetros de endurecimiento para ambas superficies de fluencia son función de la historia de deformaciones plásticas. Si la superficie de compresión es la activa, el endurecimiento y reblandecimiento es controlado por la deformación principal menor plástica ε_3^p ; para el caso donde la superficie en tensión sea la activa, el comportamiento estará gobernado por la deformación principal mayor plástica ε_1^p . Con la finalidad de capturar la historia de carga en forma realista y debido a la naturaleza tiempo-dependiente de la curva esfuerzo-deformación uniaxial, se adoptó una curva normalizada, donde dicha normalización se trabaja en términos de resistencia y deformaciones pico en el tiempo".

En la parte I de la gráfica, el esfuerzo de fluencia uniaxial f_{cy} se mueve con H_c de acuerdo a una función cuadrática:

$$f_{cy,I} = f_c \cdot \left(f_{c0n} + (1 - f_{c0n}) \cdot (2H_c - H_c^2) \right) \quad (33)$$

donde f_{c0n} es la relación inicial de f_{cy}/f_c .

Durante la movilización de la resistencia, la superficie de fluencia (F_c) rota sobre el punto σ_{rot} . La movilización total de f_c coincide con $H_c=1$, después de la cual toma lugar un reblandecimiento,

¹ Se normaliza debido a la dependencia respecto al tiempo.

hasta que la resistencia de falla $f_{cf} = f_{cf,n} \cdot f_c$ es alcanzada en $H_{cf} = \varepsilon_{cf}^p / \varepsilon_{cp}^p$. La reducción de resistencia se debe a la destrucción de las fronteras inter-partículas, y como consecuencia el reblandecimiento es simulado por una variación paralela, movilizándola de la envolvente de falla Mohr-Coulomb.

$$f_{cy,II} = f_c \cdot \left(1 + (f_{cf,n} - 1) \cdot \left(\frac{H_c - 1}{H_{cf} - 1} \right) \right) \quad (34)$$

ε_{cf}^p se deriva de la energía de fractura en compresión, G_c (ecuación(35))y de la longitud característica de los elementos finitos, L_{eq} . Cuando la energía de fractura se normaliza con la longitud equivalente de la malla de elementos finitos, ésta representa el área bajo la curva de reblandecimiento desde el pico hasta el esfuerzo cero. Así la dependencia de los resultados respecto del tamaño de los elementos finitos es superada y pueden obtenerse resultados objetivos.

$$\varepsilon_{cf}^p = \varepsilon_{cp}^p - \frac{2 \cdot G_c}{(1 - f_{cf,n}) \cdot f_c \cdot L_{eq}} \quad (35)$$

$$L_{eq} = 2 \sqrt{\frac{A_{el}}{\sqrt{3} \cdot n_{Gp}}} \quad (36)$$

donde: A_{el} es el tamaño de los elementos y n_{Gp} el número de puntos de gauss por elemento.

En la parte III la energía elástica en descarga no puede ser mayor que la energía plástica absorbida por la grieta; esto conduce a una deformación plástica última ε_{cu}^p definida como:

$$\varepsilon_{cu}^p = \varepsilon_{cf}^p - \frac{2f_c \cdot (f_{cf,n} - f_{cun})}{E} \quad (37)$$

donde: f_{cun} es el nivel de resistencia residual y E es el módulo de Young del concreto.

La reducción de resistencia en la parte III viene dada por las expresiones;

$$f_{cy,III} = f_c \cdot \left(f_{cf,n} + (f_{cun} - f_{cf,n}) \cdot \left(\frac{H_c - H_{cf}}{H_{cu} - H_{cf}} \right) \right) \quad (38)$$

$$H_{cu} = \frac{\varepsilon_{cu}^p}{\varepsilon_{cp}^p} \quad (39)$$

Por último, en la parte final IV no ocurre reblandecimiento por lo tanto:

$$f_{cy,IV} = f_c \cdot f_{cun} \quad (40)$$

Para tomar en cuenta el incremento de la ductilidad con el incremento de la presión de confinamiento, la deformación total pico $\varepsilon_{cp} = \varepsilon_{cp}^p + \varepsilon_{cp}^e$ incrementa con σ_1 , gobernada por el parámetro a :

$$\varepsilon_{cp} = \varepsilon_{cp,UC} \cdot \left(1 + a \cdot \frac{\sigma_1}{-f_c} \right) \quad (41)$$

donde σ_1 representa la presión de confinamiento en una prueba triaxial. Cuando $a=1$ y $\sigma_1=f_c$ se produce un 100% de aumento en la deformación de pico en compresión, comparada con la que se produce en una prueba de compresión uniaxial.

Internamente, el incremento de ε_{cp} es traducido en un incremento de ε_{cp}^p , el cual se supone gobernado por el esfuerzo volumétrico, p de acuerdo con:

$$\varepsilon_{cp}^p = \varepsilon_{cp,UC}^p \cdot \left(1 + b \cdot \frac{p + f_c/3}{-f_c} \right) \quad (42)$$

con:

$$b = \frac{2 \cdot \sin(\phi_{m\acute{a}x}) \cdot \frac{f_c}{E} + a(1 - \sin(\phi_{m\acute{a}x})) \left(\varepsilon_{cp}^p - \frac{f_c}{E} \right)}{\varepsilon_{cp}^p \cdot \left(1 - \sin(\phi_{m\acute{a}x})/3 \right)} \quad (43)$$

b) Tensión

En tensión el comportamiento del modelo es lineal elástico hasta alcanzar la resistencia, seguido por una deformación con reblandecimiento, gobernado por la tensión f_t . A partir de ese momento se produce un reblandecimiento controlado por el parámetro normalizado $H_t = \varepsilon_1^p / \varepsilon_{tu}^p$ con ε_1^p como la deformación principal mayor (calculada a partir de F_t) y ε_{tu}^p como la deformación última en tensión.

$$f_{ty} = f_t \cdot (1 + (f_{tun} - 1) \cdot H_t) \quad (44)$$

Al igual que en el reblandecimiento en compresión, ε_{tu}^p se deriva de la energía de fractura en tensión, G_t :

$$\varepsilon_{tu}^p = \frac{2 \cdot G_t}{(1 + f_{tun}) \cdot f_t \cdot L_{eq}} \quad (45)$$

Una vez que la energía residual $f_{tu} = f_{tun}$ es alcanzada, no puede generarse más reblandecimiento.

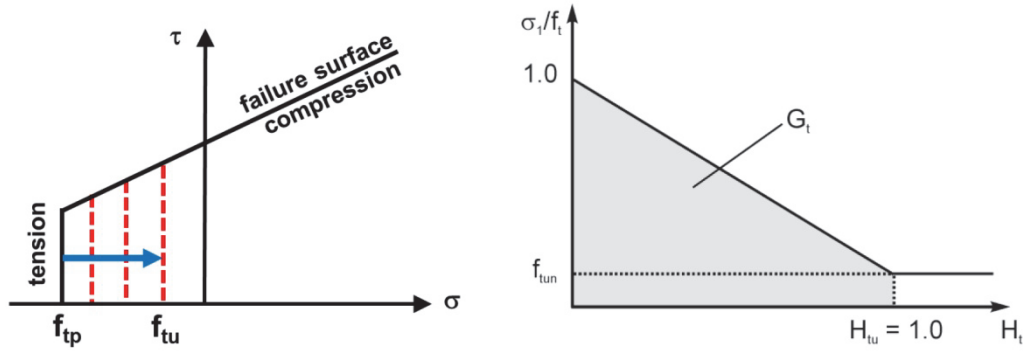


Figura 27. Reblandecimiento en tensión. Tomado de Schädlich (2014).

3.4.2 Parámetros tiempo-dependientes

El concreto lanzado es un material que presenta gran dependencia del tiempo en su comportamiento, principalmente en las primeras horas y días. A continuación se describe la manera en que el modelo SM considera la evolución de la rigidez, la resistencia y otros fenómenos asociados al fraguado del concreto como la fluencia lenta (*creep*) y la contracción por secado (*shrinkage*).

a) Módulo de elasticidad

El incremento del módulo de Young en el modelo sigue las recomendaciones de la norma europea CEB-FIP Model Code (1990).

$$E(t) = E_{28} \cdot \left[e^{s_{stiff} \left(1 - \sqrt{t_{hydr}/t}\right)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (46)$$

donde E_{28} es el módulo de Young del concreto a los 28 días; t_{hydr} el tiempo hasta el curado final (usualmente 28 días), t el tiempo en días y s_{stiff} el parámetro que gobierna la velocidad de rigidización. De acuerdo con Schütz et al. (2011) cuando no se cuenta con datos experimentales para determinar el parámetro s_{stiff} pueden adoptarse valores de entre 0.2 a 0.38, dependiendo de las características del concreto, tal y como lo define el CEB-FIP Model Code-2010 (sección 5.1.9.3). En el modelo se considera que para un $t < 1h$ y $t > t_{hydr}$ el módulo de Young se mantiene constante.

El modelo SM no utiliza directamente el parámetro s_{stiff} sino que lo calcula internamente a partir de la relación entre el módulo de Young a 1 día y el correspondiente a 28 días como:

$$s_{stiff} = -\frac{2 \ln(E_1 / E_{28})}{\left(\sqrt{t_{hydr} / 1d} - 1\right)} \quad (47)$$

Siendo (E_1/E_{28}) el parámetro de entrada del modelo. Por su parte, para tiempos menores a 1 hr y mayores a 28 días, el modelo SM considera al módulo de Young constante.

b) Resistencia a compresión y tensión

Para calcular la evolución de la resistencia a compresión f_c con el tiempo, el modelo emplea una aproximación similar a la utilizada para el módulo de elasticidad.

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot e^{s_{strength} \left(1 - \sqrt{t_{hydr}/t}\right)} \quad (48)$$

donde: $s_{strength}$ es el parámetro que gobierna la evolución de la resistencia en el tiempo y se puede correlacionar con la relación de f_c a un día y t_{hydr} ; y $f_{c,28}$ es la resistencia del concreto a los 28 días. El límite inferior de $f_c = 0.005 \times f_{c,28}$, el cual es usado en edades muy tempranas.

En el modelo SM el parámetro $s_{strength}$ se calcula internamente de acuerdo con la expresión:

$$s_{strength} = \frac{\ln(f_{c,1} / f_{c,28})}{\sqrt{t_{hydr} / 1d - 1}} \quad (49)$$

En un espacio triaxial, el incremento de f_c corresponde con un movimiento rígido vertical de la envolvente de Mohr-Coulomb en el tiempo, mientras la inclinación permanece constante. La relación de f_t/f_c y los valores de f_{cfn} , f_{cun} y f_{um} se suponen constantes durante el curado.

Alternativamente, la evolución de la resistencia puede modelarse de acuerdo a las resistencias tempranas de las clases J₁, J₂ y J₃ de la norma EN 14487, 2005

$$f_c(t) = f_{c,28} \cdot \left(\frac{f_{c,1}}{f_{c,28}} \right)^{\frac{t_{hydr} - t}{(t_{hydr} - 1d) \cdot t}} \quad (50)$$

La Tabla 10 muestra las resistencias promedio a la compresión uniaxial de concretos lanzados tipo J1, J2 y J3 (Norma EN 14487, 2005) a edades tempranas, mismas que son reproducidas adecuadamente por el modelo SM.

Tabla 10. Resistencias promedio a la compresión uniaxial del concreto lanzado a edades tempranas (MPa)

Tiempo (hr)	J1	J2	J3
<0.1	0.15	0.35	0.75
0.5	0.23	0.715	1.65
12	2.00	5.50	12.00
24	3.50	12.00	28.50

c) Deformación plástica

La capacidad del concreto lanzado para soportar grandes deformaciones no es sólo el resultado del bajo modulo de elasticidad en edades tempranas, sino también consecuencia de su gran ductilidad plástica. Cuando el concreto envejece la ductilidad decrece. En el modelo SM, este comportamiento es representado por una deformación plástica pico tiempo dependiente, ε_{cp}^p . Mediante una aproximación similar a la propuesta por Meschke (1996), se adopta una función tri-lineal en el tiempo. Los parámetros introducidos son las deformaciones plásticas pico para $t=1h$, $8h$ $24h$. A partir de las 24 horas se asume que ε_{cp}^p es constante.

d) Energía de fractura

El cambio de la energía de fractura con el tiempo es una consecuencia del modelo, no un dato de entrada como tal. La deformación por falla a tensión ε_{tu}^p se determina de la energía de fractura por

tensión y la resistencia a la tensión del concreto curado, sin importar su edad. Así como la resistencia a la tensión se incrementa con el tiempo, pero ε_{tu}^p se mantiene constante, la energía de fractura G_t se incrementa proporcionalmente con el incremento de f_t . Debido a que la resistencia a tensión incrementa con el tiempo mientras ε_{tu}^p se mantiene constante, la energía de fractura crece proporcionalmente respecto a f_t . De acuerdo con los desarrolladores del modelo, este hecho es en cierta medida conservador, pero aun así es una buena representación del comportamiento real del concreto lanzado.

En cuanto a la energía de fractura en compresión, la deformación plástica ε_{cf}^p está acoplada con la de pico ε_{cp}^p de tal forma que la tasa $\varepsilon_{cf}^p / \varepsilon_{cp}^p$ permanece constante. Debido a que ε_{cp}^p decrece con el tiempo lo hacen también ε_{cf}^p y G_c . Por otro lado, la resistencia a compresión f_c aumenta con el tiempo, lo que da como resultado una mayor energía G_c . La influencia de estas tendencias que se contraponen en la energía de fractura puede ser evaluada analizando las curvas esfuerzo deformación obtenidas a diferentes edades. El modelo SM suele arrojar valores altos de G_c en edades muy tempranas y un decremento agudo a las 12h. Después de 24h, G_c incrementa únicamente debido al incremento de f_c , mientras que ε_{cp}^p se mantiene constante. De acuerdo con los autores, no existe evidencia experimental para comparar las altas energías de fractura en edades tempranas, pero argumentan que es un hecho que el concreto muy joven nunca falla a compresión y por tanto, teóricamente, la energía de fractura debería tender a infinito.

e) Fluencia lenta (*creep*)

Esta se modela con una aproximación viscoelástica. La deformación por fluencia lenta ε^{cr} incrementa linealmente con los esfuerzos y se relaciona con las deformaciones elásticas por el factor de *creep* ϕ^{cr} .

$$\varepsilon^{cr}(t) = \frac{\phi^{cr} \cdot \sigma}{D} \cdot \frac{t - t_0}{t + t_{50}^{cr}} \quad (51)$$

f) Contracción (*shrinkage*)

En el modelo SM se refiere a la pérdida de volumen con el tiempo, la cual es independiente del estado de esfuerzos. Utilizando las recomendaciones del ACI 209-R92 (1992).

$$\varepsilon^{shr}(t) = \varepsilon_{\infty}^{shr} \cdot \frac{t}{t + t_{50}^{shr}} \quad (52)$$

donde $\varepsilon_{\infty}^{shr}$ es la deformación axial final por contracción y t_{50}^{shr} el tiempo en que ocurre el 50% de la contracción.

3.4.3 Parámetros generales del modelo

En la Tabla 11 se presentan todos los parámetros que incluye el modelo SM. Para las simulaciones que se presentan en la sección de calibración se emplearon los parámetros 1 a 19 y el 26, es decir, no se consideró el comportamiento del concreto en fluencia lenta (*creep*) ni la contracción por fraguado.

En todos los casos analizados se empleó una resistencia a la compresión simple a los 28 días $f_{c,28}=300 \text{ kg/cm}^2$ y el módulo de elasticidad se calculó como:

$$E_{28} = 85,000 \left(f'_{c28} / 10 \right)^{(1/3)} \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (53)$$

donde E_{28} es el módulo de elasticidad del concreto lanzado y f'_{c28} es la resistencia característica del concreto a los 28 días. Asimismo, siempre se tomó un tiempo de hidratación de 28 días y un ángulo de fricción pico de $\phi_{max} = 37^\circ$. El resto de los parámetros fue sujeto a un proceso de calibración como se explicará más adelante.

Tabla 11. Parámetros empleados por el modelo SM.

N°	PARÁMETRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD
1	E_{28}	Módulo de Young del concreto al tiempo de curado t_{hydr}	Esfuerzos
2	ν	Relación de Poisson	---
3	$f_{c,28}$	Resistencia a compresión uniaxial del concreto al tiempo de curado t_{hydr}	Esfuerzos
4	$f_{t,28}$	Resistencia a tensión uniaxial del concreto al tiempo de curado t_{hydr}	Esfuerzos
5	ψ	Ángulo de dilatación	°
6	E_1/E_{28}	Tiempo dependencia de la rigidez elástica	---
7	$f_{c,1}/f_{c,28}$	Tiempo dependencia de la resistencia	---
8	f_{c0n}	Resistencia movilizada inicial normalizada	---
9	f_{cfn}	Resistencia a la falla de compresión normalizada	---
10	f_{cun}	Resistencia a la compresión residual normalizada	---
11-13	ε_{cp}^p	Deformación de falla plástica uniaxial a 1h, 8h y 24h	---
14	$G_{c,28}$	Energía de fractura de compresión del concreto al tiempo t_{hydr}	Fuerza / longitud
15	f_{tun}	Relación de la resistencia residual vs la resistencia pico de tensión	---
16	$G_{t,28}$	Energía de fractura a tensión del concreto al tiempo t_{hydr}	Fuerza / longitud
17	L_{eq}	Longitud equivalente	Longitud
18	a	Incremento de ε_{cp} con el incremento de p'	---
19	ϕ_{max}	Ángulo de fricción máxima	°
20	ϕ^r	Relación entre la deformación por deslizamiento (<i>creep</i>) y la deformación elástica	---
21	t_{50}^{cr}	Tiempo para el 50% de la deformación por deslizamiento (<i>creep</i>)	Tiempo
22	$\varepsilon_{\infty}^{shr}$	Deformación final por contracción	---
23	t_{50}^{cr}	Tiempo para el 50% de deformación por contracción	Tiempo
24	γ_{fc}	Factor de seguridad de la resistencia a compresión	---
25	γ_{ft}	Factor de seguridad de la resistencia a tensión	---
26	t_{hydr}	Tiempo para la hidratación final del concreto (usualmente 28 días)	Tiempo

CAPÍTULO 4

FORMULACIÓN DE UN SIMULADOR DE CONTORNOS DE EXCAVACIONES

4.1 INTRODUCCIÓN

Para todo análisis geotécnico, es importante realizar una campaña suficiente de exploración y toma de muestras en campo debido a la compleja variabilidad que presentan los materiales que componen el terreno y, en el caso de los túneles en roca, el sistema estructural que ésta forma con el sostenimiento. Una correcta determinación del comportamiento del macizo, sus tipos de interacción con el sostenimiento, lo cual incluye los posibles modos de falla en el concreto lanzado, puede apoyarse en una extensa campaña de toma de perfiles de excavación y en la determinación de las distintas propiedades del macizo, en especial de las discontinuidades.

En este capítulo se exponen los principios matemáticos básicos para el desarrollo de un generador de perfiles capaz de simular contornos de excavación estadísticamente equivalente a partir de una colección de secciones levantadas en campo. Esto se logra mediante la programación de un algoritmo que realiza simulaciones tipo Monte Carlo.

El generador de perfiles es una herramienta cuyo objetivo es contar con modelo representativo de la forma que adquiere la excavación del túnel en términos de su rugosidad, sobreexcavación y/o sub-excavación, tanto antes como después de la colocación del concreto lanzado. De este modo, además de contribuir a llevar un mejor control de calidad durante la obra, es posible elaborar modelos estructurales, también representativos, del sostenimiento que permitan verificar el correcto desempeño de éste y así como los niveles de estabilidad ante eventuales mecanismos de falla.

4.2 GENERADOR DE NÚMEROS ALEATORIOS

En esta sección se explica un método para generar series de números aleatorios con los cuales pueden trazarse nuevos perfiles, estadísticamente equivalentes, a partir de una muestra de datos topográficos medidos directamente de los contornos reales de excavación. Esto permite generar modelos representativos sin tener que interrumpir periódicamente los trabajos de excavación.

De forma general, los números aleatorios constituyen la entrada de un modelo de simulación, por tal motivo el funcionamiento de la simulación depende de ellos.

Antes de proceder con la técnica utilizada para la generación de los números aleatorios es necesario dar algunas definiciones partiendo del concepto mismo de secuencia de números aleatorios; ésto debido a que carece de sentido tratar a un número en sí mismo como un aleatorio o no

Definición: Una secuencia de números aleatorios, es una sucesión de variables aleatorias $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ donde:

1. Cada variable x_i sigue una distribución uniforme en el intervalo $[0,1)$.
2. Las variables $\{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ son independientes.

Por este motivo, la aleatoriedad la consideramos caracterizada por las propiedades de la definición anterior: frecuencia e independencia, respectivamente (Salmerón Cerdán & Morales Giraldo, 2001).

4.2.1 Formulación de un generador pseudo-aleatorio de congruencia lineal

Existen algoritmos para generar números aleatorios los cuales son llamados "métodos digitales"; estos son capaces de generar secuencias de números.

$$x_1, \dots, x_n \text{ con: } x_{n+1} = f(x_n) \quad (54)$$

El generador de congruencia lineal fue propuesto por D.H. Lehmer en 1949 y consiste en, a partir de un número inicial llamado semilla, generar la secuencia por recurrencia según el esquema:

$$x_{n+1} = ax_n + c \text{ mod } m \quad (55)$$

donde: a es un multiplicador ($0 \leq a < m$); m el módulo ($m > 0$); c el incremento ($0 \leq c < m$) y x_0 la semilla ($0 \leq x_0 < m$).

Las series de números así generados se acercarán más o menos a la aleatoriedad dependiendo de los valores m , a , c y x_0 .

Teorema: La secuencia de números obtenida mediante un generador de congruencia lineal de parámetros (x_0, a, c, m) tiene periodo de longitud máxima sí y solo sí.

c y m son primos relativos.

$a \equiv 1 \pmod{p}$, para todo p factor primo de m .

$a \equiv 1 \pmod{4}$ si m es múltiplo de 4.

La demostración del teorema anterior excede el alcance de esta tesis.

1. La ecuación (55) produce números entre 0 y $m-1$, por lo que se debe dividir por m para llevarlos al intervalo $[0,1)$.
2. La secuencia de los números generados será cíclica, repitiéndose el ciclo, llamado periodo, indefinidamente; el periodo máximo será como mucho de m términos.

4.2.2 Formulación de un generador de congruencia multiplicativo

Se puede definir como un caso especial de los generadores de congruencia lineal cuando $c=0$. Lo anterior viene dado por la expresión:

$$x_{n+1} = (ax_n) \text{ mod } m \quad (56)$$

Es frecuente encontrar pre-instalado en diversos paquetes computacionales dicho algoritmo para la generación de números aleatorios, debido a la gran velocidad con la que se pueden obtener y por la menor cantidad de operaciones realizadas. En Salmerón et al. (2001) se desarrollan a detalle las condiciones necesarias para la obtención del periodo máximo para un generador de congruencia multiplicativo, las cuales se pueden resumir en los dos puntos siguientes:

1. $X_0 = x_0$ es primo relativo con m ; a es raíz primitiva de m .

Sí m es primo, podemos obtener una secuencia con periodo de longitud $m-1$, con lo cual es posible a su vez obtener periodos tan largos como se quiera. El desarrollo para la obtención de las raíces primitivas de M se da en Salmerón y Morales (2001).

El software empleado para la generación de dichos números aleatorios parte de una idea simplificada extraída de Wichmann (1982), la cual consiste en tomar 3 números aleatorios $[0,1]$, usando tres simples generadores multiplicativos de congruencia, cuya formulación se explicó en párrafos anteriores, para después sumarse cada uno de ellos y tomar la parte fraccional.

```

FUNCTION RANDOM(L)

    ALGORITHM AS 183  APPL. STATIST. (1982) VOL.31, NO.2

    RETURNS A PSEUDO-RANDOM NUMBER RECTANGULARLY DISTRIBUTED
    BETWEEN 0 AND 1.

    IX, IY AND IZ SHOULD BE SET TO INTEGER VALUES BETWEEN
    1 AND 30000 BEFORE FIRST ENTRY

    INTEGER ARITHMETIC UP TO 30323 IS REQUIRED

    COMMON /RAND/ IX, IY, IZ
    IX = 171 * MOD(IX, 177) - 2 * (IX / 177)
    IY = 172 * MOD(IY, 176) - 35 * (IY / 176)
    IZ = 170 * MOD(IZ, 178) - 63 * (IZ / 178)

    IF (IX .LT. 0) IX = IX + 30269
    IF (IY .LT. 0) IY = IY + 30307
    IF (IZ .LT. 0) IZ = IZ + 30323

    IF INTEGER ARITHMETIC UP TO 5212632 IS AVAILABLE,
    THE PRECEDING 6 STATEMENTS MAY BE REPLACED BY

    IX = MOD(171 * IX, 30269)
    IY = MOD(172 * IY, 30307)
    IZ = MOD(170 * IZ, 30323)

    ON SOME MACHINES, THIS MAY SLIGHTLY INCREASE
    THE SPEED. THE RESULTS WILL BE IDENTICAL.

    RANDOM = AMOD(FLOAT(IX) / 30269.0 + FLOAT(IY) / 30307.0 +
    *          FLOAT(IZ) / 30323.0, 1.0)
    RETURN
    END

```

Figura 28. Algoritmo para la generación de números pseudo-aleatorios. Extraído de (wichmann, 1982).

Es un hecho bien conocido que la suma de n números aleatorios rectangulares tiende a la normalidad conforme n aumente, pero es menos conocido que la parte fraccional de dicha suma es en sí mismo un número aleatorio. Este método de generación de números pseudo-aleatorios es cíclico por lo cual, después de un cierta longitud se repetirán las cifras; sin embargo tal como se muestra en el algoritmo de la Figura 28 se pueden generar más de 10^{13} números antes de que comience la repetición, esto se deduce al ver que IX, IY, IZ generan enteros entre 0 y 30268, 0 y 30306 y 0 y 303022, respectivamente; en la última instrucción se combinan para implementar el principio que se expresó al inicio de este párrafo. Debido a la cantidad de datos con los que se trabajará el proceso para la generación de nuevos perfiles equivalentes, se consideró como aceptable esta metodología de creación de números pseudo-aleatorios.

El procedimiento descrito hasta ahora ayuda a generar una serie de números aleatorios distribuidos en forma uniforme entre el 0 y el 1. Sin embargo para el presente caso de estudio se requiere una

serie de números aleatorios que cumplan con una distribución normal; lo cual se formula de manera sencilla.

El objetivo es utilizar un generador de números aleatorios con distribución uniforme para crear una serie de números aleatorios con una distribución normal.

Si $p(u)$ es una serie de números aleatorios con distribución uniforme, $p(z)$ es una serie de números con la distribución deseada; por el principio de conservación de probabilidad:

$$|p(u) du| = |p(z) dz| \Rightarrow p(z) = p(u) \left| \frac{du}{dz} \right| \quad (57)$$

Dada la forma de la distribución objetivo $p(z)$ y partiendo de una distribución de probabilidad uniforme u , se debe resolver la ecuación diferencial:

$$p(z) = \frac{du}{dz} \quad (58)$$

En terminos de la distribución de probabilidad acumulada:

$$p(z) = \int_{-\infty}^z dyp(y) \quad (59)$$

la solución es:

$$u = p(z) \Rightarrow z = p^{-1}(u) \quad (60)$$

En el caso que se trata a continuación se estudia la generación de números aleatorios con una distribución normal mediante el método de transformación en dos dimensiones.

$$p(z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{z^2}{2}\right) \quad (61)$$

La transformación a usar es:

$$\begin{aligned} z_1 &= \sqrt{-2 \log(u_1)} \cos(2\pi u_2) \\ z_2 &= \sqrt{-2 \log(u_1)} \sin(2\pi u_2) \end{aligned} \quad (62)$$

donde: u_1, u_2 son dos números aleatorios con distribución $U[0,1]$. La siguiente demostración es extraída de (UAM, 2015).

Demostración:

En dos dimensiones la conservación de probabilidad se traduce en:

$$|P(u_1, u_2) du_1 du_2| = |P(z_1, z_2) dz_1 dz_2| \Rightarrow P(z_1, z_2) = \left| \frac{\partial(u_1, u_2)}{\partial(z_1, z_2)} \right| P(u_1, u_2) \quad (63)$$

A partir de las expresiones:

$$u_1 = \exp \left[-\frac{1}{2} (z_1^2 + z_2^2) \right] \quad (64)$$

$$u_2 = \frac{1}{2\pi} \arctan \frac{z_2}{z_1}$$

el jacobiano es:

$$\frac{\partial(u_1, u_2)}{\partial(z_1, z_2)} = -\frac{1}{2\pi} \exp \left(\frac{1}{2} (z_1^2 + z_2^2) \right) \quad (65)$$

Siendo $P(u_1, u_2) = 1$, el resultado es:

$$P(z_1, z_2) = \left(\frac{1}{2\pi} e^{-z_1^2/2} \right) \left(\frac{1}{2\pi} e^{-z_2^2/2} \right) \quad (66)$$

El algoritmo quedaría como sigue:

1. Generar los números u_1, u_2 a partir de una distribución uniforme en $[0,1]$.
2. Elegir únicamente aquellos pares u_1, u_2 correspondientes a una distribución uniforme en un círculo de radio $R^2 = u_1^2 + u_2^2 < 1$.
3. Generar los números aleatorios z_1, z_2 mediante la fórmula:

$$z_1 = \sqrt{-2 \log(R)} \frac{v_1}{R} \quad (67)$$

$$z_2 = \sqrt{-2 \log(R)} \frac{v_2}{R}$$

4.3 CORRELACIÓN ENTRE NÚMEROS ALEATORIOS

En muchos casos las variables que componen un campo de estudio están correlacionadas, y los números aleatorios de un sistema deben ser capaces de generar secuencias asimismo correlacionadas. Considerando un vector \mathbf{X} compuesto de n variables, cada una estadísticamente independiente y con una distribución normal, siendo la media cero y la desviación estandar 1; ahora

considerese un vector \mathbf{Y} constituido de n variables, con una distribución normal y relacionado con \mathbf{X} por la matriz de correlación \mathbf{K} :

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} 1 & \rho_{12} & \cdots & \rho_{1n} \\ \rho_{12} & 1 & \cdots & \rho_{2n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \rho_{1n} & \rho_{2n} & \cdots & 1 \end{bmatrix} \quad (68)$$

En la matriz ρ_{ij} es el coeficiente de correlación entre las variables i y j ; si se utiliza el algoritmo de Cholesky se puede factorizar la matriz en una matriz triangular superior \mathbf{S} y su traspuesta triangular inferior \mathbf{S}^T :

$$\mathbf{S}^T \mathbf{S} = \mathbf{K} \quad (69)$$

De acuerdo con Baecher & Christian (2003), la varianza y la covarianza se pueden resumir como:

$$\int \mathbf{X} \mathbf{X}^T f(x_1, x_2, \dots, x_n) d\mathbf{x} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & 1 & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & 1 \end{bmatrix} = \mathbf{I} \quad (70)$$

$$\int \mathbf{Y} \mathbf{Y}^T f(y_1, y_2, \dots, y_n) d\mathbf{y} = \mathbf{K}$$

Las f 's son las funciones de densidad de probabilidad conjunta y las integrales, ya sean simples o dobles, son llevadas a cabo entre $-\infty$ y $+\infty$. Los vectores son relacionados por:

$$\mathbf{Y} = \mathbf{S}^T \mathbf{X} \quad (71)$$

Luego

$$\int \mathbf{Y} \mathbf{Y}^T f(y_1, y_2, \dots, y_n) d\mathbf{y} = \int \mathbf{S}^T \mathbf{X} \mathbf{X}^T \mathbf{S} f(x_1, x_2, \dots, x_n) d\mathbf{x}$$

$$\mathbf{S}^T \int \mathbf{X} \mathbf{X}^T f(x_1, x_2, \dots, x_n) d\mathbf{x} \quad (72)$$

$$\mathbf{S}^T \mathbf{I} \mathbf{S} = \mathbf{S}^T \mathbf{S} = \mathbf{K}$$

Es decir, si \mathbf{Y} es generado a partir del vector independiente \mathbf{X} , éste tendrá la correlación descrita por \mathbf{K} . De esta manera al tener un par de números aleatorios x_1 y x_2 de una distribución normal estandar, el par de números aleatorios correlacionados y_1 y y_2 de una distribución normal estandar es:

$$y_1 = x_1$$

$$y_2 = \rho x_1 + \sqrt{1 - \rho^2} x_2 \quad (73)$$

4.4 MÉTODO DE TRANSFORMACIÓN INVERSA

En estadística, simular es en esencia una técnica de muestreo controlada usada en conjunto con un modelo para obtener respuestas aproximadas de problemas probabilísticos complejos. A continuación se expone la formulación teórica de un modelo tipo Monte Carlo, el cual fue empleado para obtener un perfil (contorno) estadísticamente representativo de una serie de secciones analizada en un túnel.

El método de transformación inversa se considera como la forma más directa para la generación de una muestra, y parte del siguiente teorema:

Teorema. Si $\{F(z), a \leq z \leq b\}$ representa una función de distribución con una función de distribución inversa:

$$F^{-1}(u) = \inf \{z \in [a, b] : F(z) \geq u; 0 \leq u \leq 1\} \quad (74)$$

Y si U representa una variable aleatoria de $u(0,1)$, luego $Z = F^{-1}(U)$ tiene una función de distribución F .

La comprobación viene de la observación $\Pr(Z \leq z) = \Pr[F^{-1}(U) \leq z] = \Pr[U \leq F(z)] = F(z)$.

En la Tabla 12 se presentan las distribuciones continuas y sus respectivos inversos para la obtención de una muestra; para el caso a simular fue seleccionada la de distribución normal.

Tabla 12. Distribuciones continuas y sus inversos. Extraído de (Fishman, 2000).

Distribución	f.p.d.		Inversa de la f.d.
Uniforme $u(\alpha, \beta)$	$\frac{1}{(\beta - \alpha)}$	$\alpha \leq z \leq \beta$	$\alpha + (\beta - \alpha)u$
Exponencial $\varepsilon(\beta)$	$\frac{1}{\beta} e^{-z/\beta}$	$\beta > 0, z \geq 0$	$-\beta \ln(1 - u)$
Normal $N(\mu, \sigma^2)$	$(2\pi\sigma^2)^{-1/2} e^{-(z-\mu)^2/2\sigma^2}$	$\sigma^2 > 0, -\infty < z < \infty$	$\mu + \text{sign}\left(u - \frac{1}{2}\right) \sigma \left(t - \frac{c_0 + c_1 + c_2 t^2}{1 + d_1 t + d_2 t^2 + d_3 t^3} \right)$ $t = \left\{ -\ln[\min(u, 1-u)^2] \right\}^{1/2}$

$$c_0 = 2.515517, c_1 = 0.802853, c_2 = 0.10328, d_1 = 1.432788, d_2 = 0.189269, d_3 = 0.001308; \text{error absoluto} < 0.45 \times 10^{-3}$$

$$c_0 = 2.515517, c_1 = 0.802853, c_2 = 0.10328, d_1 = 1.432788, d_2 = 0.189269, d_3 = 0.001308; \text{error absoluto} < 0.45 \times 10^{-3}$$

4.5 APLICACIÓN DEL SIMULADOR DE PERFILES A UN CASO REAL: “ACATÚNEL” EN LA AUTOPISTA ESCENICA DE ACAPULCO



Figura 29. Portal Brisamar del "Acatúnel".

Con la finalidad de comprobar el funcionamiento del generador de perfiles, se llevó a cabo una campaña de mediciones en el “Acatúnel” de la autopista Escénica Alterna Acapulco. Se realizaron levantamientos topográficos con estación total a cada metro en el tramo que corresponde a los cadenamientos 100+800 a 100+820, con un total de 21 contornos. En cada uno de los contornos, se determinaron las distancias radiales entre un punto fijo y el borde de la excavación, con una apertura de 4° abarcando la totalidad de la sección. En la Figura 30 se muestra la sección de excavación teórica junto con los contornos levantados en campo.

La totalidad de la excavación en el tramo considerado se llevó a cabo en la unidad litológica llamada Granito Rapakiwi. La descripción de esta unidad es la siguiente:

Macizo granítico formado por ortoclasa, albita-oligoclasa y cuarzo; los minerales son biotitas y anfíboles; de estructura hipocristalina, fanerítica, gruesa y hipidiomórfica; compacto, duro, masivo, de color blanco con tonalidades crema, gris y azulado, escasamente fracturado. Presenta variaciones de granito a granodiorita.

Por su parte, a nivel geotécnico corresponde con la denominada Unidad I del proyecto, cuya caracterización es la siguiente:

Granito de textura cristalina y fanerítica gruesa, compacto, masivo, sano y en general poco fracturado, muy resistente y duro.

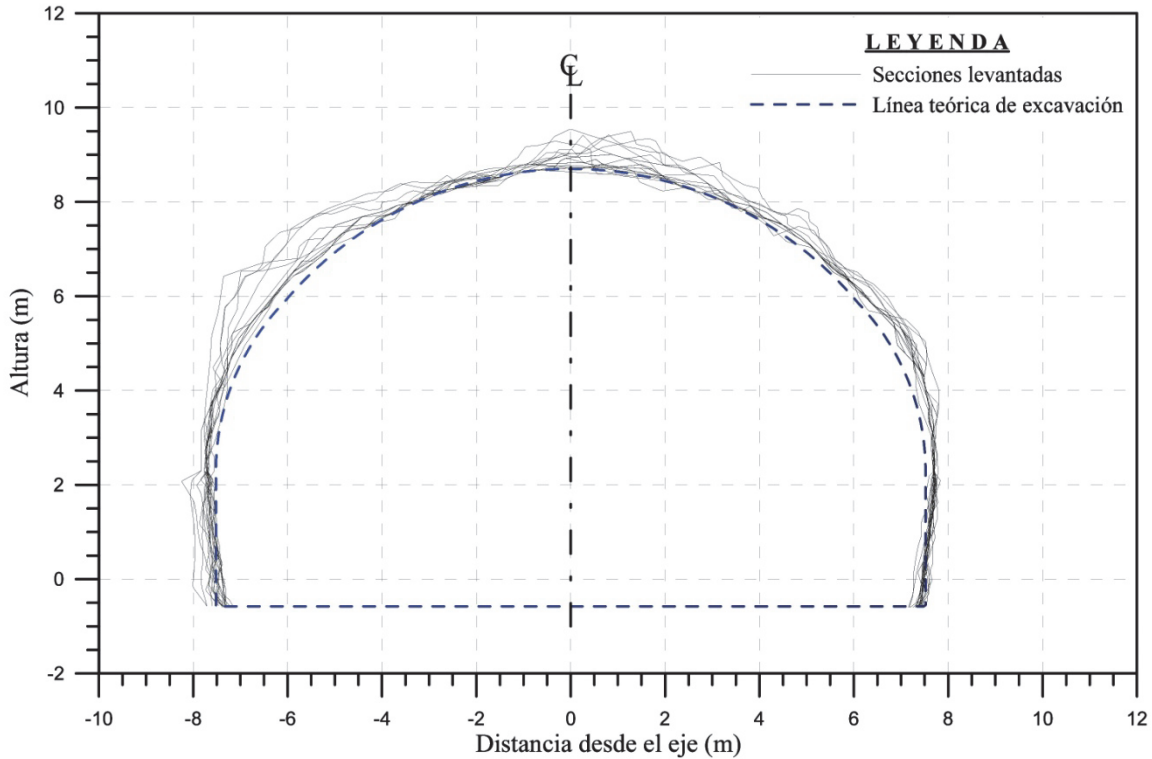


Figura 30. Sección teórica de excavación con los correspondientes levantamientos del cadenamiento 100+800 al 100+820.

La Figura 31 muestra el contorno correspondiente al cadenamiento 100+807; en ésta se observa el proceso con el cual se determinaron las distancias de sobre-excavación y sub-excavación medidas desde cada vértice del perfil excavado hasta la línea teórica de excavación; a continuación se describe el proceso:

1. El total del contorno levantado fue dividido en 5 partes; banqueo izquierdo, banqueo derecho, hastial izquierdo, hastial derecho y clave, para poder dar el tratamiento estadístico adecuado a cada una de estas partes.
2. Una vez dividido, se mide el ángulo entre cada uno de los vértices, mismo que se transforma en la distancia correspondiente entre a cada uno de estos, Figura 32.
3. Después se miden la sub-excavación y la sobre-excavación, tomando distancias a partir de la línea teórica de excavación; las distancias por encima de la línea teórica se toman como sobre-excavaciones y las distancias por debajo como sub-excavaciones.
4. Para las partes correspondientes a banqueo las distancias entre vértices se puede medir de forma directa.

Del proceso de medición realizado se obtuvo un gráfico similar al mostrado en la Figura 32 para cada una de los segmentos en que se dividió el perfil levantado. Después de obtener todas las mediciones en el total de los contornos se procedió a realizar un análisis de normalidad a los datos obtenidos.

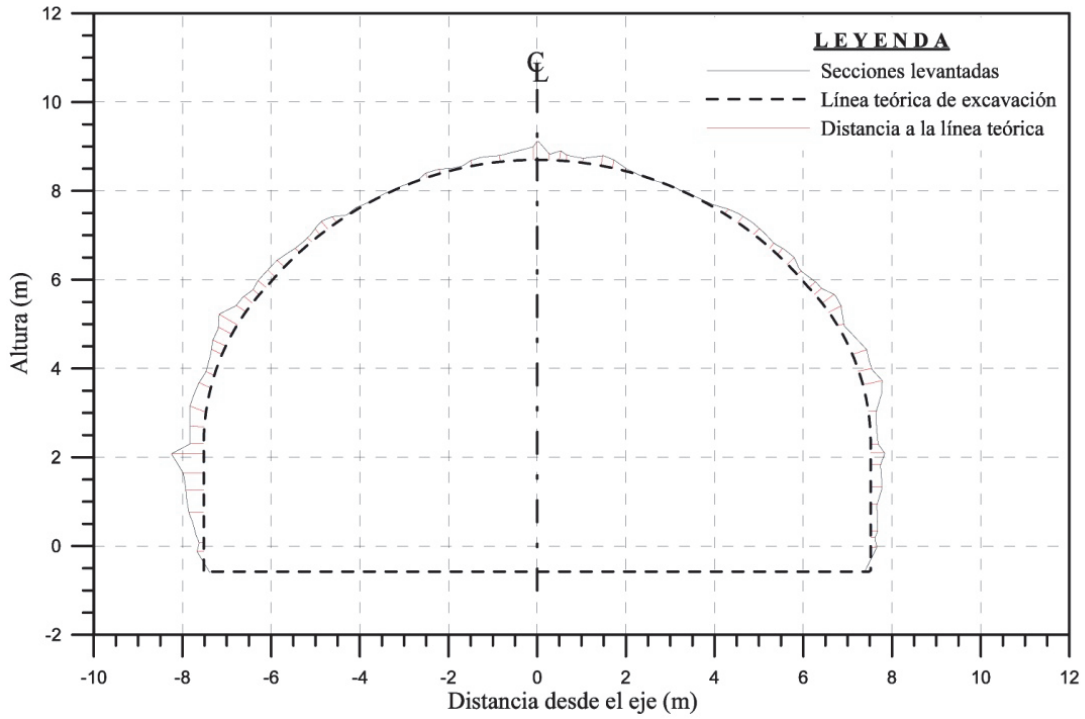


Figura 31. Medición de la distancia entre la línea teórica de excavación y el contorno correspondiente al cadenamiento 100+807.

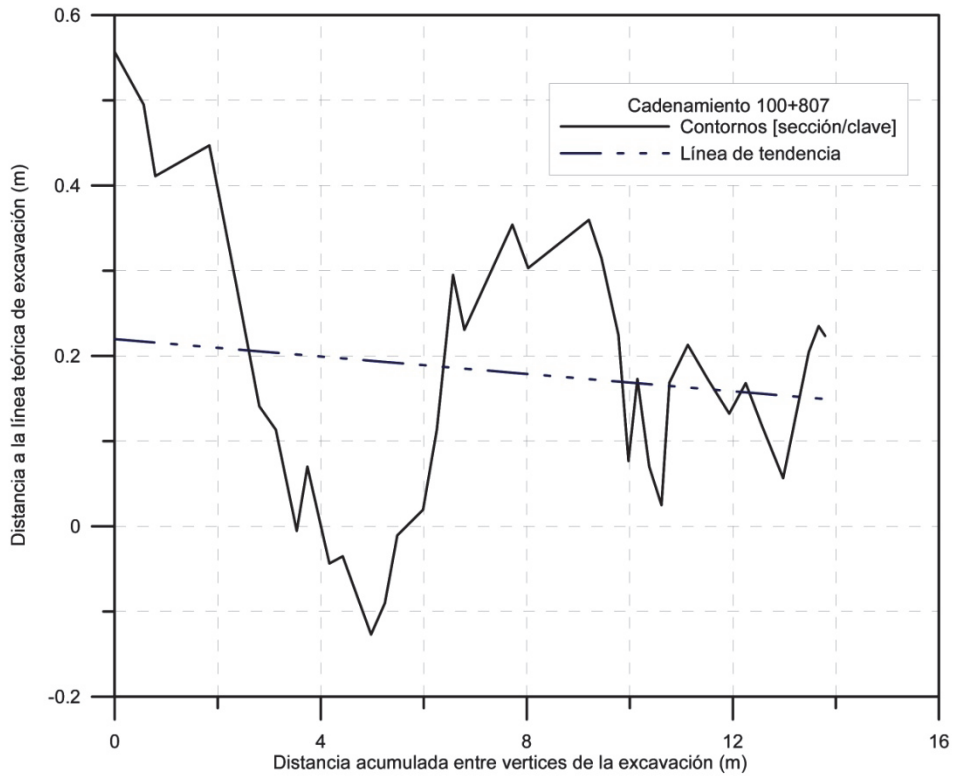


Figura 32. Sección de clave correspondiente al cadenamiento 100+807.

Tal como muestra la Figura 33 los datos se ajustan a una distribución de tipo normal; el mismo tipo de gráfico es obtenido para cada uno de los segmentos en que se dividieron los contornos levantados en campo. Es debido a esto que los números aleatorios generados también deben seguir una distribución normal.

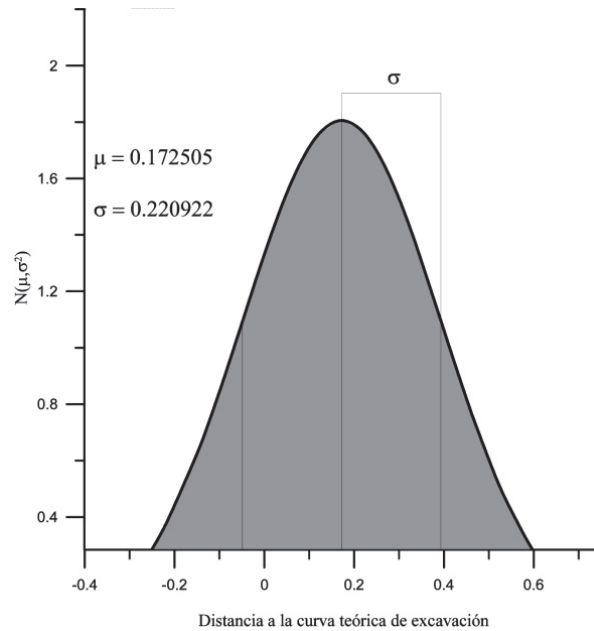


Figura 33. Análisis de normalidad a datos correspondientes a las secciones de clave.

Para la generación de los números aleatorios también se calculó el coeficiente de correlación existente entre las medidas de sub-excavación y sobre-excavación, esto con la finalidad de obtener números aleatorios con la misma correlación y mejorar así la simulación.

Para cada uno de los casos estudiados se generaron dos grupos de números aleatorios X_1 y X_2 , a partir de los cuales se creó un nuevo grupo de números correlacionados z , tal como se muestra en la Tabla 13, que corresponde con los números aleatorios pertenecientes a las secciones de hastial izquierdo.

Aleatorio		Z	Aleatorio		Z
X_1	X_2		X_1	X_2	
0.2518	0.5031	0.5625	-0.7298	1.5410	1.0303
0.4674	0.8344	0.9560	0.0768	-0.2400	-0.1774
-1.5370	-0.4185	-1.0806	2.3667	0.2909	1.3503
-1.7935	0.4502	-0.4283	-1.4513	0.8153	0.0535
-1.1180	-0.1545	-0.6530	0.2448	-1.6405	-1.3424
0.2632	1.8270	1.7423	-0.4232	-0.5188	-0.6556
-0.0984	-0.6294	-0.6038	-1.0492	-0.6679	-1.0767
-0.2745	0.4928	0.3105	1.3386	0.9808	1.4879
-0.3120	-0.7654	-0.8231	-0.2455	-1.9991	-1.8868
0.0210	-1.7681	-1.5589	0.3169	0.4791	0.5713

Tabla 13. Números aleatorios correlacionados.

Una vez que se generan los números aleatorios en $U[0,1]$ se procede a emplear la inversa de la función de distribución de probabilidad; para este caso se utiliza la función inversa de distribución normal mostrada en la Tabla 12. Una vez evaluados cada uno de los datos se obtiene una muestra que es estadísticamente equivalente al conjunto de contornos levantados en campo; sin embargo los datos de campo presentan un cierto sesgo, por este motivo los datos generados deben ser ajustados a una línea de tendencia y para ello se propuso la siguiente ecuación:

$$D_G = F(x_i) + [f_G(D_i)]^{-1} \quad (75)$$

donde:

D_G es la función del generador aleatorio.

$F(x_i)$ es la función de tendencia.

$[f_G(D_i)]^{-1}$ es la función de distribución inversa.

La determinación de la función de tendencia se hizo por medio de una regresión lineal aplicada a cada una de las secciones, calculando posteriormente una línea de tendencia media; a partir de los datos obtenidos por medio de la ecuación (75) se dibujó cada uno de los segmentos y se unieron tal como se muestra en la Figura 34.

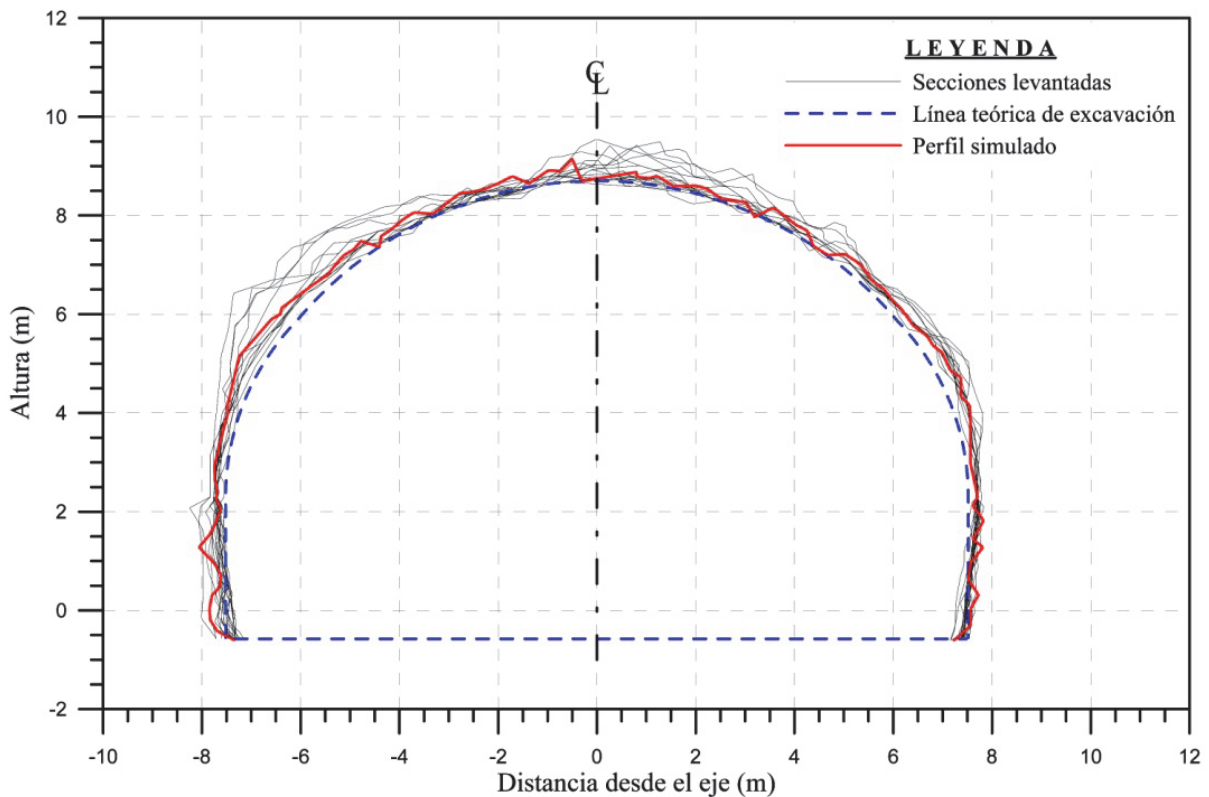


Figura 34. Contorno de excavación creado a partir del simulador de perfiles.

En la Figura 34, se presenta resaltado en rojo, el contorno generado a partir del simulador que se elaboró. Visual y estadísticamente es un perfil representativo del tramo del túnel a estudiar. Como

ya se dijo, de esta forma es posible crear varios contornos sin interferir demasiado en los trabajos de construcción, obteniendo siempre un contorno representativo del macizo rocoso para un cierto tramo de túnel. Lo anterior es de gran importancia para la siguiente parte de esta tesis.

Para la generación del perfil de sostenimiento, en cada uno de los modelos a evaluar, se utilizó la misma metodología que en el caso de los perfiles excavados; la condición para realizar lo anterior fue tomar en los mismos puntos las distancias radiales, de tal manera que se correspondieran con los datos levantados anteriormente.

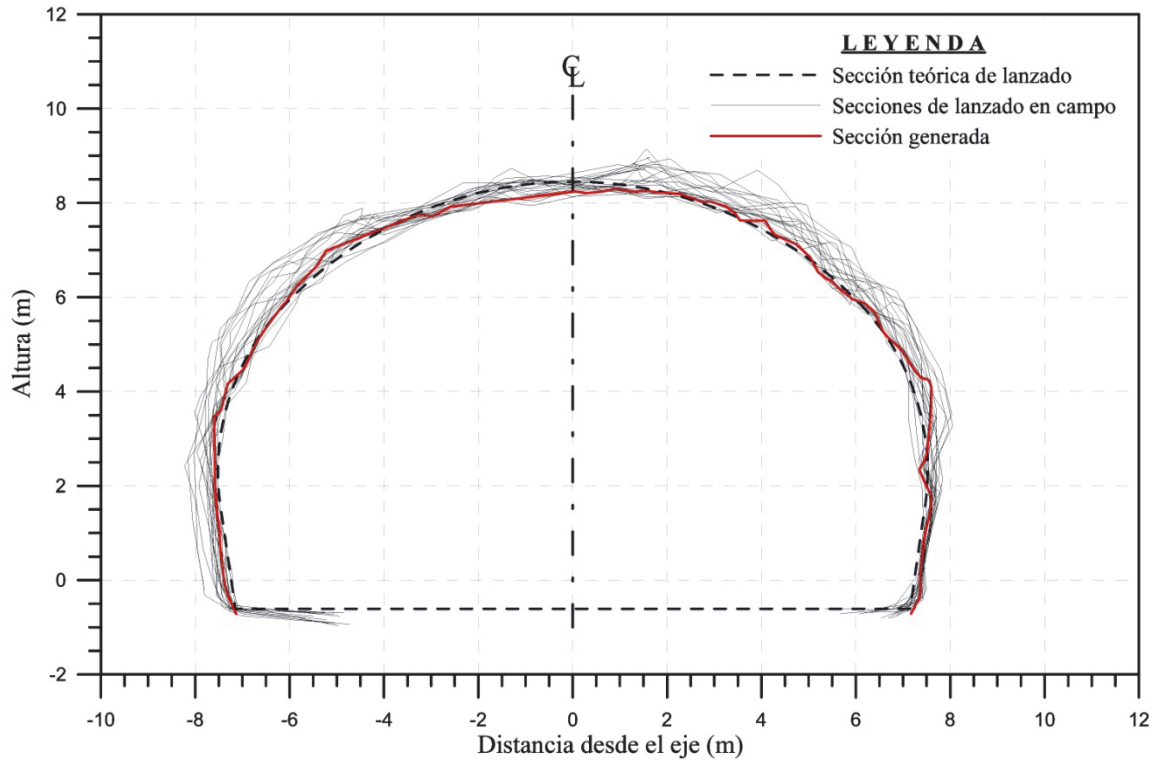


Figura 35. Contorno de concreto lanzado creado a partir del simulador de perfiles.

CAPÍTULO 5

MODELIZACIÓN NUMÉRICA DE LOS MECANISMOS DE FRACTURA EN EL SOSTENIMIENTO A PARTIR DE UN CASO PRÁCTICO

En este capítulo se presenta la modelización de los distintos mecanismos de falla posibles en el concreto lanzado, de acuerdo a lo planteado en el capítulo 3. En la primera parte se describe en términos generales el software utilizado para la modelización y la calibración de los distintos parámetros usados en el modelo constitutivo para concreto lanzado (SM); posteriormente se describen los modelos utilizados y se destacan las características principales de la simulación.

5.1 SOFTWARE PARA MODELIZACIÓN NUMÉRICA

Para el desarrollo del modelo numérico se utilizó el programa Plaxis 2D; se trata de un código bidimensional de elementos finitos desarrollado para análisis tensodeformacionales con varias aplicaciones geotécnicas; en él se pueden modelizar casos en deformación plana y axisimétricos; es debido a la amplia aplicación en el medio profesional y científico que se decidió a utilizar dicho software.

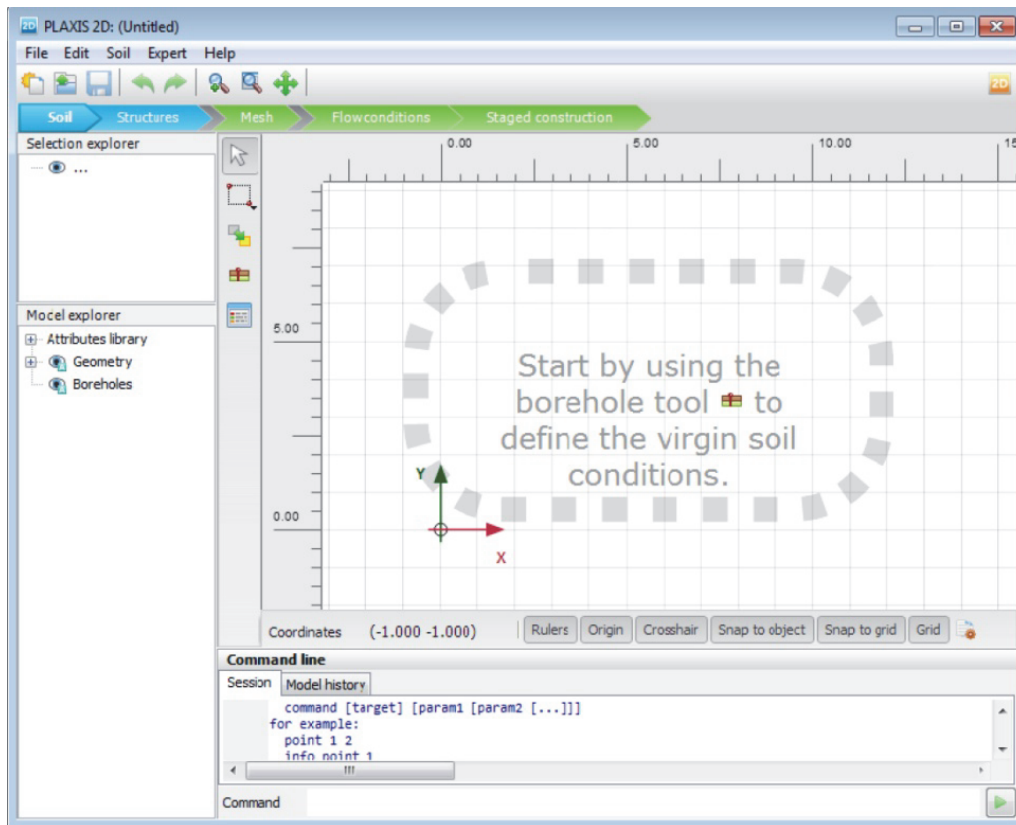


Figura 36. Interfaz de Plaxis 2D

Este programa cuenta con elementos triangulares de seis y quince nodos para simular las regiones sólidas. Para el presente caso se utilizaron elementos de 15 nodos con doce puntos de Gauss; sobre las interfaces el programa automáticamente selecciona los elementos compatibles con los que conforman los sólidos Plaxis (2015).

5.2 CALIBRACIÓN DEL MODELO

A fin de lograr un correcto entendimiento del modelo SM aplicado y su correspondiente ajuste al comportamiento esperado, a partir de los parámetros utilizados, se realizaron pruebas de calibración para simular la respuesta en pruebas tipo CMOD, UNE-EN-14651, ver apéndice 3, y otras pruebas experimentales típicas; se hizo un estudio del comportamiento a flexo-compresión comparando los resultados obtenidos con un diagrama de interacción correspondiente a la sección resistente en estudio, además de un análisis en el comportamiento de la energía de fractura a compresión, comparado los resultados con muestras experimentales; finalmente se verificó el comportamiento de un túnel con los parámetros obtenidos de los experimentos previamente expuestos bajo cargas debidas al aflojamiento del terreno sobre la clave.

5.2.1 Prueba CMOD, UNE-EN 14651

La primera serie de cálculos para calibrar el modelo SM consistió en reproducir el ensayo UNE-EN 14651 de una probeta prismática bi-apoyada con carga al centro y muesca en la parte inferior central. El modelo se realizó mediante la técnica de elementos finitos en deformación plana y a desplazamiento controlado (Figura 37).

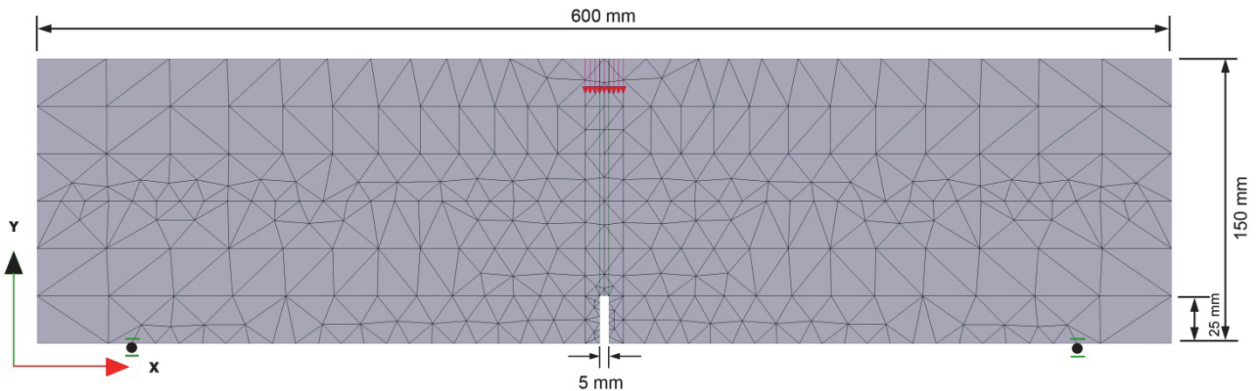


Figura 37. Modelo de elementos finitos de la prueba UNE-EN 14651.

Para tener un mayor grado de precisión, en el modelo fueron empleados elementos finitos de alto orden (15 nodos). Por su parte, los incrementos de desplazamiento impuesto en la parte central superior de la probeta ($\delta_{R,i}$) corresponden con las aperturas de muesca (CMOD) específicas de esta prueba en los que se miden los esfuerzos residuales que se deben especificar en un diseño de concreto lanzado reforzado con fibras de acero.

Los resultados de la simulación fueron comparados con algunas curvas de respuesta típicas de estos ensayos (P vs. δ) publicadas por el comité RILEM TC 162-TDF (Vandewalle & Dupont, 2003).

La Figura 38 muestra la comparación de los resultados publicados y los obtenidos en la simulación del ensayo UNE-EN 14651. Los ensayos de la publicación corresponden con probetas de concreto C25/30 (Eurocódigo EC-2), es decir, con una resistencia característica de 25 MPa y con dos dosificaciones de fibra: 25 kg/m³ (25) y 50 kg/m³ (50). Por su parte, en el modelo de elementos finitos se consideró una dosificación de 30 kg/m³ para lo cual se empleó una energía de fractura en tensión, $G_t=2.5$ kN/m (recomendada por los autores del modelo) y una resistencia a tensión $f_t = 1.5$ MPa.

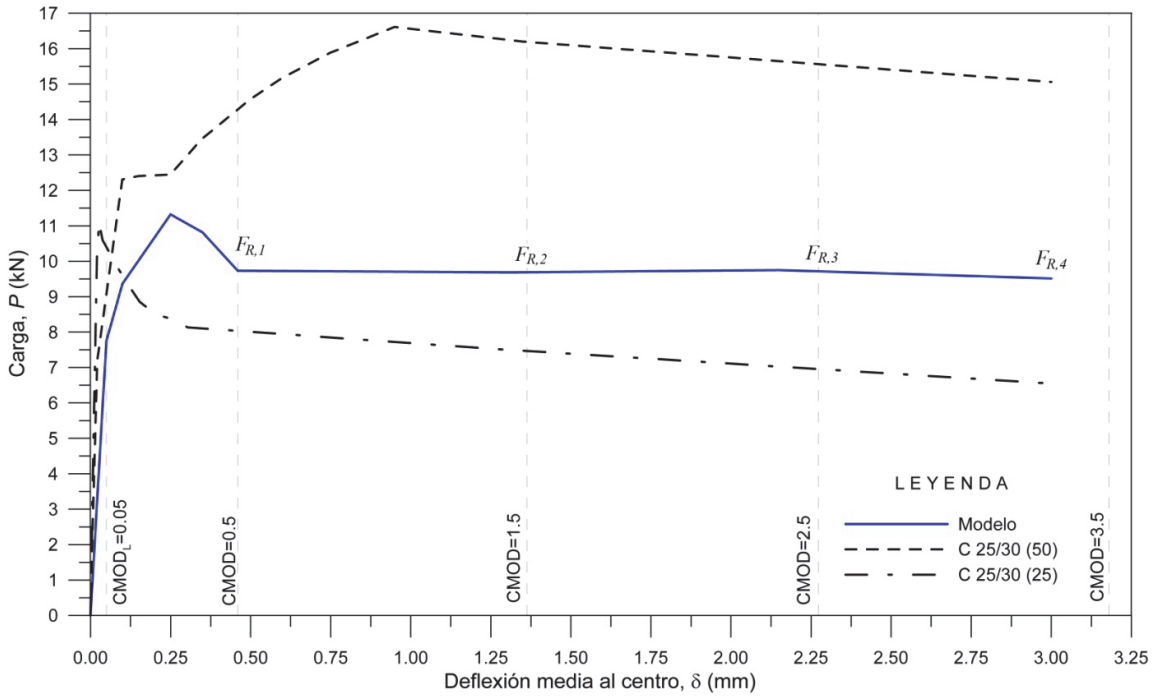


Figura 38. Comparación de los resultados de la simulación y resultados típicos publicados por el comité RILEM TC 162-TDF (Vandewalle & Dupont, 2003).

Nótese en la Figura 38 cómo el modelo, al estar calibrado para una dosificación de 30 kg/m³ se comporta de manera intermedia entre las dosificaciones de 25 y 50 kg/m³.

A partir de las fuerzas que se registran en el ensayo de viga ($F_{R,1}$ a $F_{R,4}$ en la gráfica) se determinan las resistencias residuales que definen el comportamiento a flexo-tensión, $f_{R,j}$:

$$f_{R,j} = \frac{3F_j L}{2bh_{sp}^2} \tag{76}$$

donde $f_{R,j}$ es la resistencia residual para CMOD_j; F_j es la fuerza aplicada correspondiente a CMOD_j; L es el claro de la viga; b el ancho y h_{sp} (125 mm) es la diferencia entre la altura de la probeta y la altura de la muesca. Los parámetros $f_{R,1}$ y $f_{R,4}$ son los esfuerzos provocados por las fuerzas $F_{R,1}$ y $F_{R,4}$, respectivamente, y corresponden a las deflexiones $\delta_{R,1} = 0.46\text{mm}$ y $\delta_{R,4} = 3.0\text{ mm}$, que a su vez son equivalentes a las aperturas CMOD₁ y CMOD₄. Estos esfuerzos residuales son los que deben ser especificados en el diseño estructural del sostenimiento de concreto lanzado reforzado con fibras de acero.

Con los resultados obtenidos en la simulación y aplicando la ecuación (76), se obtuvo la curva de esfuerzos residuales (Figura 39) y se comparó con la de la ficha técnica (Figura 96). Con estos resultados se puede afirmar que el concreto lanzado simulado por elementos finitos cumpliría la norma mexicana NMX-C-488-ONNCCE-2014 que indica que los esfuerzos residuales deben ser iguales o mayores a los especificados en la ficha técnica del fabricante de fibras.

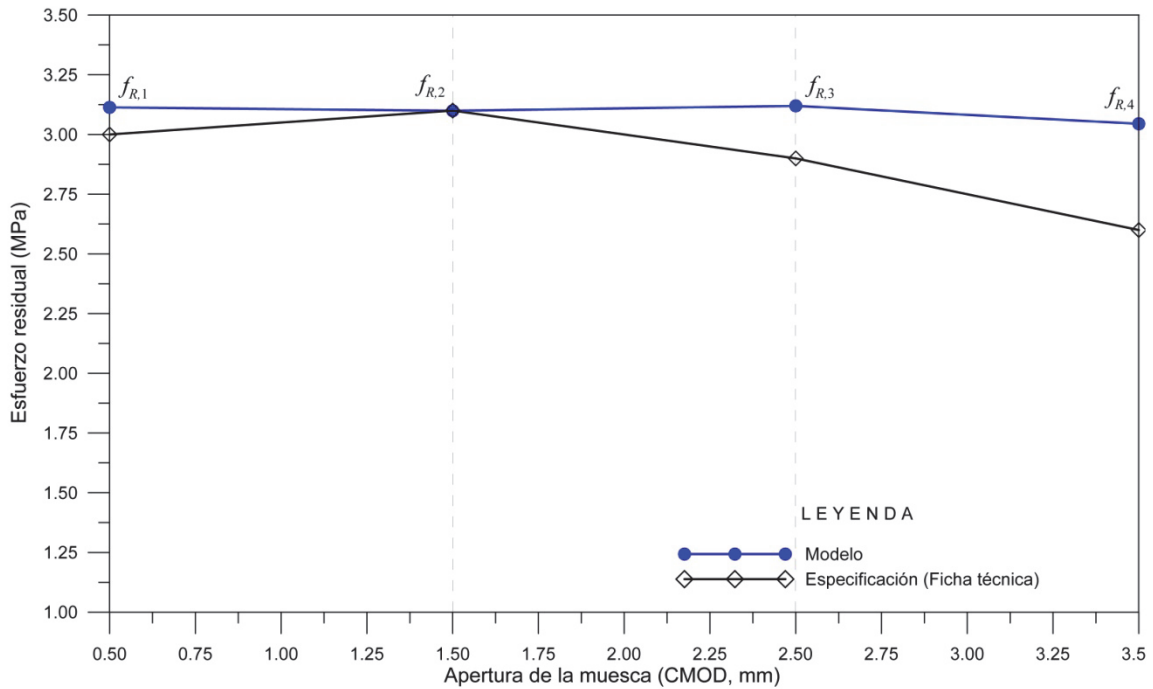


Figura 39. Comparación de los resultados de esfuerzos residuales de la simulación y los especificados en la ficha técnica.

En la Figura 40 se muestra tres diferentes estados plásticos de la viga durante el ensayo: en a) comienza la rotura por tensión de la zona más próxima a la muesca; en b) puede verse que la rotura por tensión ha aumentado mientras que en la parte superior de la viga se está generando un proceso de endurecimiento (*hardening*) en compresión; finalmente en c) la viga ha roto completamente por tensión.

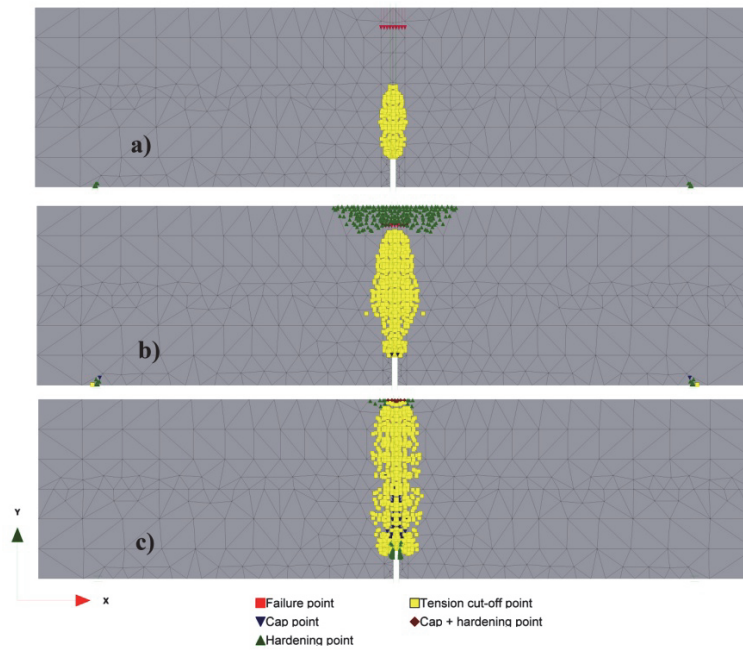


Figura 40. Estados plásticos de la viga durante el ensayo.

5.2.2 Calibración por flexocompresión

La siguiente prueba de calibración del modelo consistió en simular varios estados de flexocompresión en una viga de las mismas dimensiones que la de la prueba UNE-EN 14651 pero sin la muesca en la parte inferior. La probeta fue sujeta a diferentes niveles de confinamiento, aplicando una presión en sus caras laterales, para después someterla a flexión, cargándola en desplazamiento controlado por el centro hasta llevarla a la falla.

Para verificar su comportamiento, primero se calcula el diagrama de interacción de la sección de concreto lanzado reforzado con fibras, a partir de las especificaciones del Eurocódigo EC-2. De acuerdo con estas normas y con lo establecido por el método σ - ε , las deformaciones y los esfuerzos de una sección resistente siguen leyes como las que se muestran en la Figura 41, ver apéndice 2.

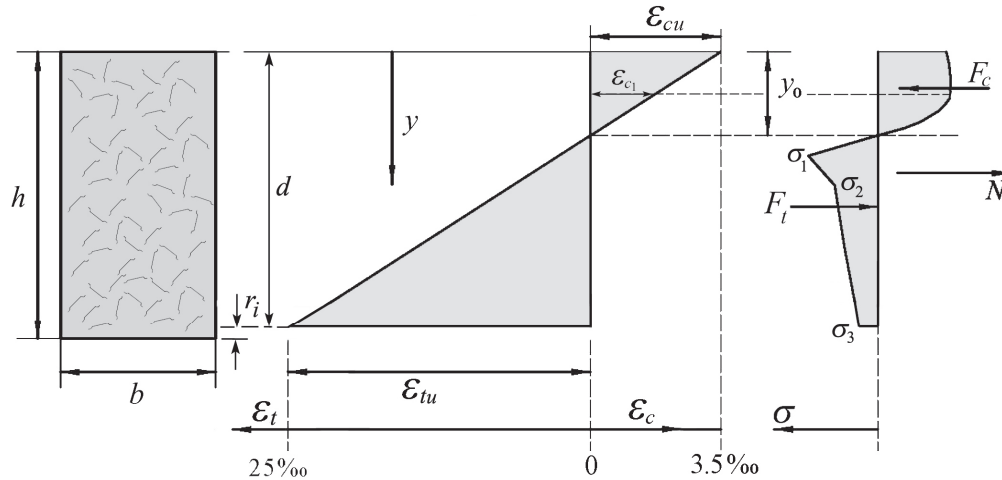


Figura 41. Diagrama esfuerzo-deformación (método σ - ε) para el estado último de esfuerzos.

Nótese que en la rama de compresión se asume un comportamiento no-lineal con un pico y un cierto nivel de reblandecimiento (*softening*), muy similar a la respuesta de la ley constitutiva del modelo SM. Por su parte, la rama de tensión queda definida por el esfuerzo pico, σ_1 y los dos esfuerzos residuales σ_2 y σ_3 .

De acuerdo con la versión 2003 del comité RILEM TC 162-TDF las relaciones para obtener los esfuerzos de diseño (σ_1 , σ_2 y σ_3) y sus correspondientes deformaciones, se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$\sigma_1 = 0.7 f_{ctm,fl} (1.6 - d); \varepsilon_{t1} = \frac{\sigma_1}{E_c} \quad (77)$$

$$\sigma_2 = 0.45 f_{R,1} k_h; \varepsilon_{t2} = \varepsilon_{t1} + 0.1 \quad (78)$$

$$\sigma_3 = 0.37 f_{R,4} k_h; \varepsilon_{t3} = 25 \quad (79)$$

donde: d es el peralte efectivo de la sección, $f_{ctm,fl}$ es la resistencia media a la tensión por flexión o módulo de rotura en metros; $f_{R,1}$ y $f_{R,4}$ los esfuerzos residuales de diseño y k_h es un factor de tamaño para ajustar la altura del elemento en estudio si ésta no es igual a la considerada en la prueba de laboratorio, que es lo más común y se define de acuerdo con la Figura 42.

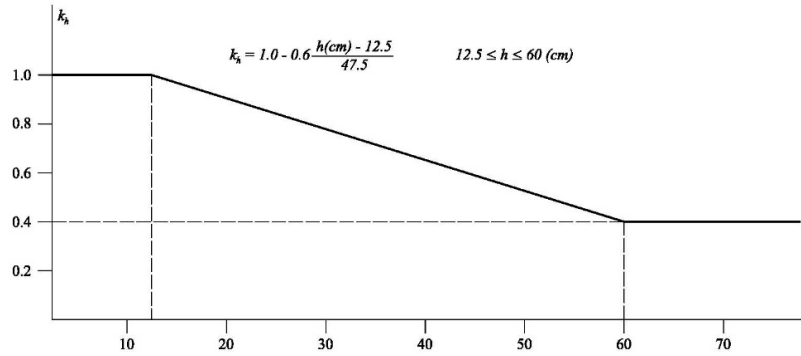


Figura 42. Factor de tamaño, según RILEM-TC-162-TDF.

Utilizando los esfuerzos residuales de diseño que indica la ficha técnica, ver Figura 96, ($f_{R,1} = 3.0$ MPa y $f_{R,4} = 2.6$ MPa) y para una resistencia a la compresión simple $f'_c = 300 \text{ kg/m}^2$, con una dosificación de fibras de 30 kg/m^3 , se obtuvo el diagrama de interacción de la Figura 43. Los resultados de la simulación por elementos finitos también son graficados en el espacio N-M; en ellos puede apreciarse que, después del confinamiento, los momentos flexionantes comienzan a aumentar hasta que se produce la falla en puntos muy cercanos al diagrama de interacción. Lo anterior significa que, a pesar de que el modelo SM se basa en una formulación tensorial completa, mientras que el método σ - ε está formulado únicamente en términos de esfuerzos normales a la sección resistente, mediante un adecuado proceso de calibración, es posible obtener una aproximación bastante razonable.

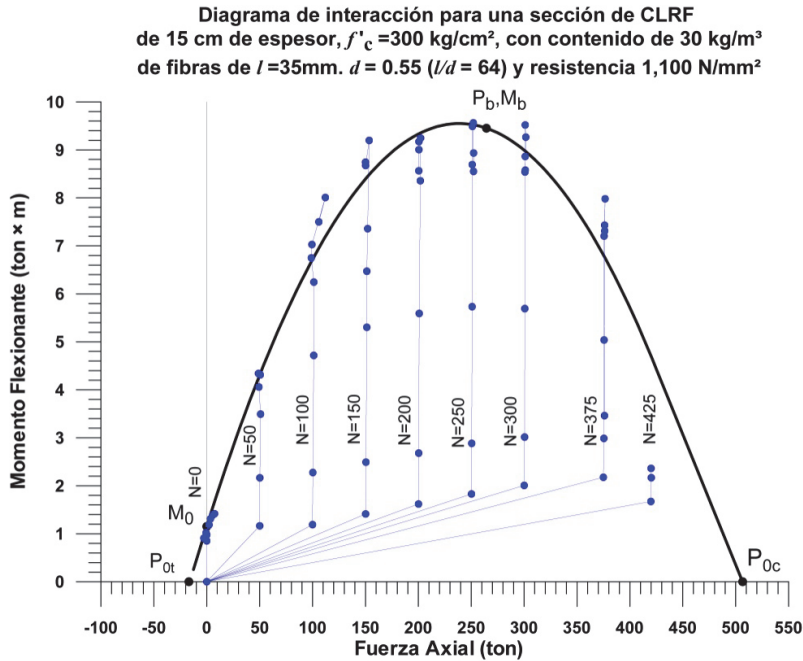


Figura 43. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos obtenidos de la simulación por elementos finitos de la viga sometida a flexocompresión.

5.2.3 Calibración para compresión uniaxial

Para calibrar los parámetros de endurecimiento-reblandecimiento (f_{c0n} , f_{cfn} , f_{cun} y G_c en la Figura 26) se emplearon dos experimentos publicados por Neves y Fernandes de Almeida (2005) realizados sobre probetas cilíndricas de concreto lanzado reforzado con fibras, de resistencia cercana a los 30 MPa y para dos contenidos distintos de fibra: 0.38% ($\approx 9.12 \text{ kg/m}^3$) y 1.13% ($\approx 27.12 \text{ kg/m}^3$).

Para la simulación se elaboró un modelo de elementos finitos axisimétrico que representa $\frac{1}{4}$ de la probeta, el cual fue sometido a incrementos de desplazamiento en la parte superior (Figura 44).

En la Figura 45 y en la Figura 46 se muestran los resultados de la simulación comparados con los de los experimentos para 0.38% y 1.13% de contenido de fibra respectivamente. Nótese que en ambos casos la aproximación es muy buena.

En la Figura 47 se muestran los contornos de igual magnitud de deformación incremental de corte que ilustran el mecanismo de rotura de la probeta. Nótese en este caso que la forma de las bandas de corte corresponde muy bien con el tipo de rotura que se genera en cilindros de concreto.

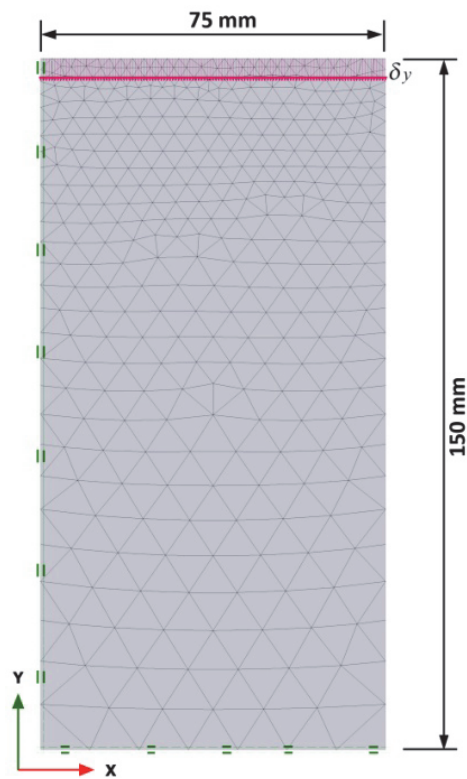


Figura 44. Modelo de elementos finitos de la prueba de compresión uniaxial.

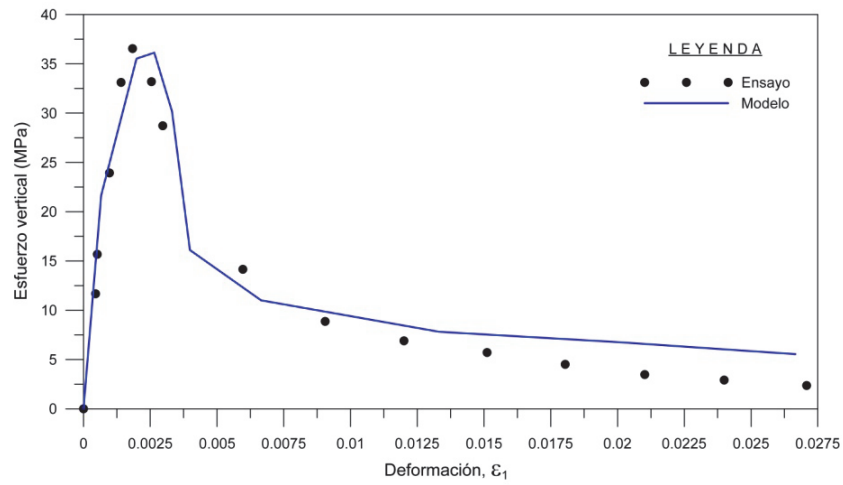


Figura 45. Resultados de la simulación vs. resultados del ensayo con 0.38% de fibras.

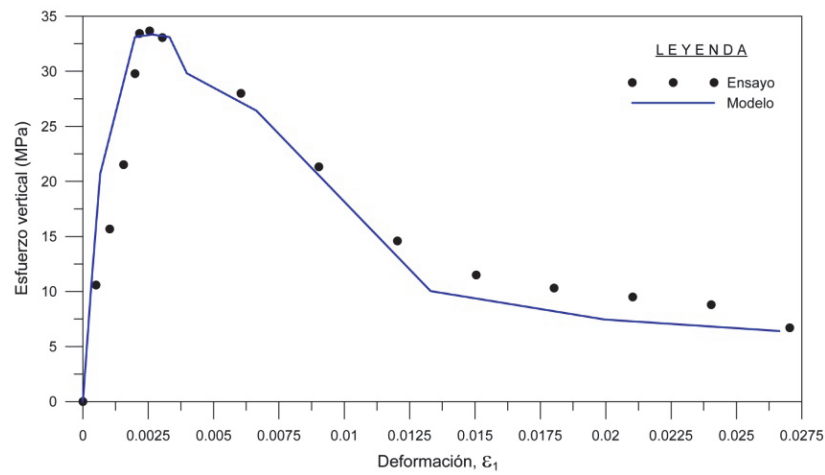


Figura 46. Resultados de la simulación vs. resultados del ensayo con 1.13% de fibras.

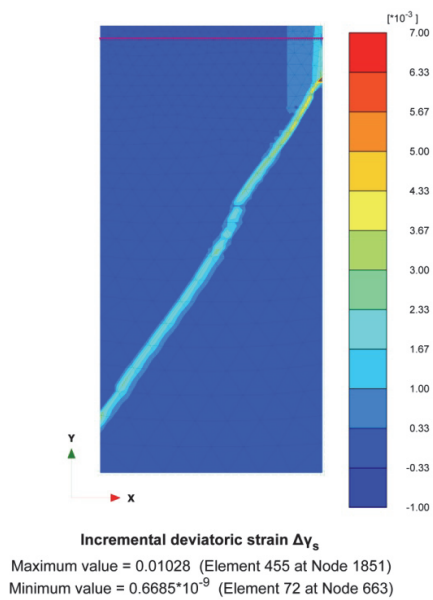


Figura 47. Mecanismo de rotura de la probeta.

5.2.4 Calibración para el sostenimiento del túnel ante cargas de aflojamiento

En el caso en que una masa de suelo se desprendiera sobre la bóveda (p.e. una lente de arena o roca muy fracturada suelta), el sostenimiento de concreto lanzado tendría que soportar la carga como un peso muerto gravitando sobre él.

En este tipo de formaciones una aproximación razonable es asumir una carga en el techo del túnel que corresponde a un volumen estimado de material aflojado. La interacción del revestimiento con la masa de suelo considera un involucramiento parcial de la estructura en un medio elástico continuo (Figura 48); el módulo de elasticidad del medio continuo corresponderá con la deformabilidad del terreno en su rama de carga. En el cómputo se obliga a que no existan esfuerzos de tensión transmitidos en la intercara entre la roca y el revestimiento. Para fines de tales cómputos, también deben tomarse en cuenta algunas relaciones útiles entre factores importantes como la forma y el ancho de la sección transversal, la rigidez del sostenimiento y la deformabilidad del suelo. De este modo, un estudio paramétrico razonable puede llevarse a cabo con estimaciones pesimistas y optimistas de las cargas y las rigideces del terreno (Sánchez, 2014).

En obras de túnel en las que la naturaleza geológica de los materiales puede implicar una gran variabilidad de posibles situaciones geotécnicas, es extremadamente difícil establecer, *a priori*, si existe la probabilidad de que se presente una cierta combinación de factores que favorezcan la generación de un fenómeno de aflojamiento. Siendo que es factible estimar in situ la rigidez del macizo, dentro de un rango aceptable de aproximación, resulta muy incierto predecir el tamaño de una zona potencial de material desprendido. Por lo tanto, para fines de establecer patrones de diseño, las únicas herramientas con las que se cuenta son las correlaciones empíricas y el buen juicio que el geotecnista o geólogo de frente demuestre durante los trabajos de seguimiento y caracterización de las excavaciones (Sánchez, 2014).

Las consideraciones para el análisis estructural de un sostenimiento sujeto a cargas de aflojamiento son las siguientes (Sánchez, 2014):

- Es primordial considerar la interacción entre la estructura de soporte y la masa de suelo: en el caso de una estructura de concreto se tiene en cuenta tanto en el sentido radial, como en el tangencial
- La masa de roca se encontrará en un estado de completo equilibrio estable antes de ser colada la estructura.
- Sobre la estructura sólo actuará la llamada carga de aflojamiento.
- Se considera una estructura parcialmente embebida en un medio elástico continuo (terreno); el involucramiento no se considera en la totalidad de la estructura debido a que se supone que, en la zona de la clave, es donde se localiza el material aflojado y por lo tanto no existe interacción.
- El suelo circundante restringirá las deformaciones de la estructura, generando presiones pasivas contra el sostenimiento
- Se aplica la condición de no-tensión entre la masa de suelo y la estructura. Es decir que en la intercara solamente actuarán esfuerzos normales de compresión y esfuerzos de fricción.

Actualmente esta forma de analizar la interacción terreno-estructura se considera la más adecuada para este tipo de problemas. El terreno modelizado, además de comportarse de acuerdo a sus características deformacionales, se encuentra en total contacto con los elementos del revestimiento, dando como resultado una correcta interacción entre ambos.

Los resultados más importantes que arroja el análisis son: elementos mecánicos y deformaciones en la estructura del sostenimiento o del revestimiento. La parte fundamental del diseño puede reducirse

a un problema de revisión estructural para una geometría propuesta y utilizada en el análisis, empleando los conceptos fundamentales de las teorías clásicas y las recomendaciones para diseño de algún código reconocido (Sánchez, 2014).

En la Figura 48 se muestra un esquema de análisis para cargas por aflojamiento.

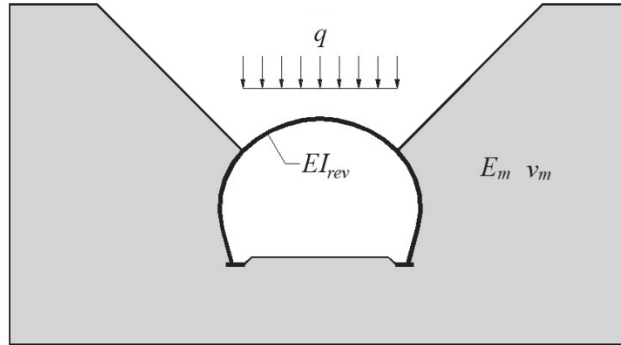


Figura 48. Esquema de análisis para cargas por aflojamiento. Tomado de Sánchez (2014).

La Figura 49 muestra la malla de elementos finitos empleada en los análisis. Para modelizar el sostenimiento de concreto lanzado reforzado con fibras se emplearon elementos sólidos de medio continuo de 15 nodos dispuestos en tres capas a los que se les asignó el modelo constitutivo SM.

Se realizaron cuatro series de cálculos para cuatro módulos de elasticidad del terreno, haciendo variar la carga sobre la clave hasta provocar el colapso de la estructura. Los módulos de elasticidad del suelo fueron (E_{terr}): 200, 500, 1 000, 2 000 y 10,000 MPa. Para obtener los resultados de elementos mecánicos (M y N) a partir de los elementos sólidos se siguió un procedimiento de integración de los resultados de esfuerzos normales en los puntos de Gauss sobre una sección transversal en la clave de la estructura.

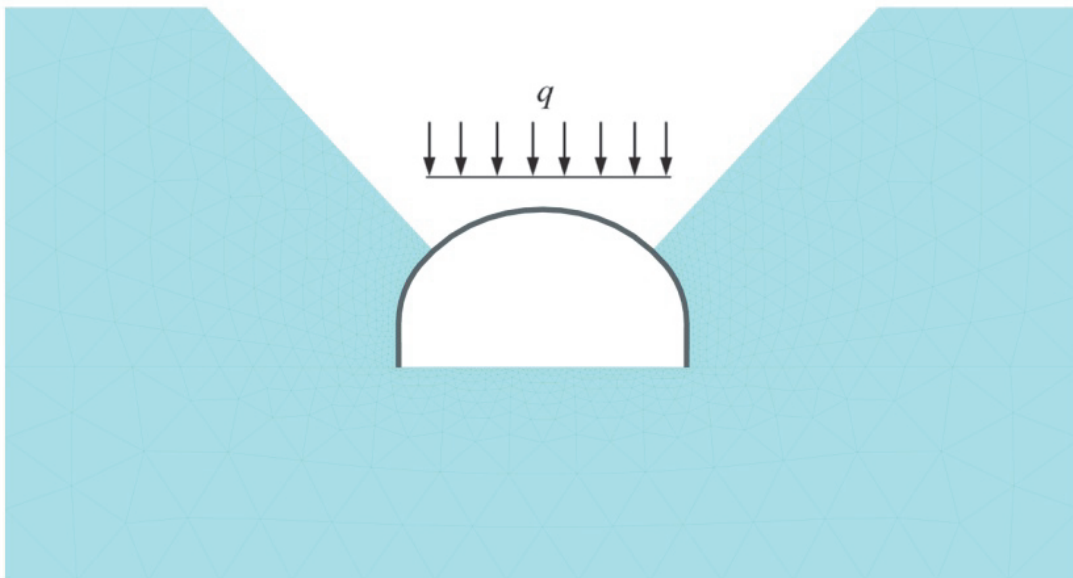


Figura 49. Modelo de elementos finitos empleado en los análisis de aflojamiento.

En la Figura 50 se muestra la malla de elementos finitos en su configuración deformada.

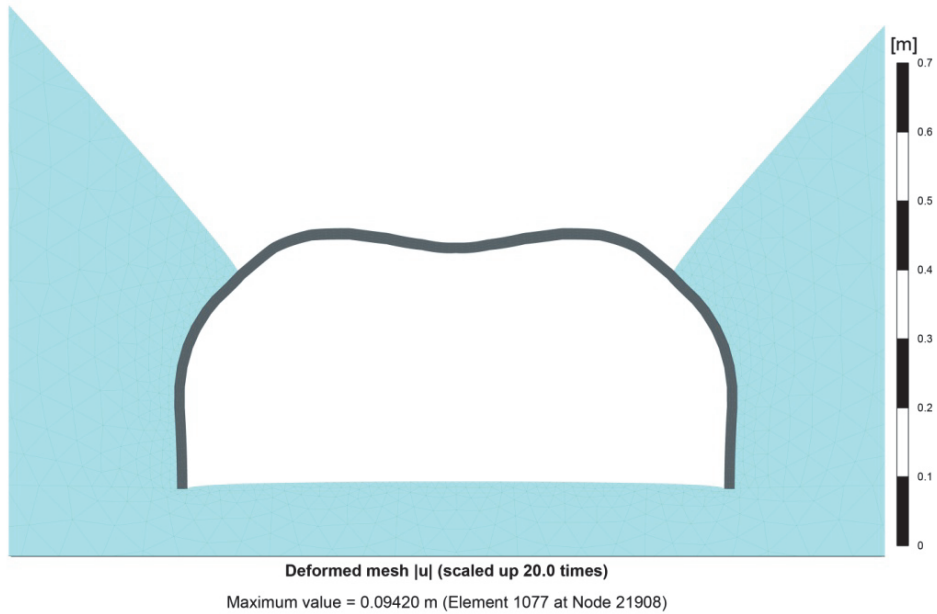


Figura 50. Malla deformada.

En la Figura 51 se muestran los resultados de los elementos mecánicos obtenidos en los análisis comparados con el diagrama de interacción calculado con el método $\sigma - \varepsilon$. Nótese el comportamiento no lineal de la estructura y que cuando se produce la falla de ésta, las fuerzas coinciden adecuadamente con los límites del diagrama. Incluso puede verse que para el caso de $E_{terr} = 1,00\text{MPa}$ las fuerzas se desplazan sobre dicho diagrama.

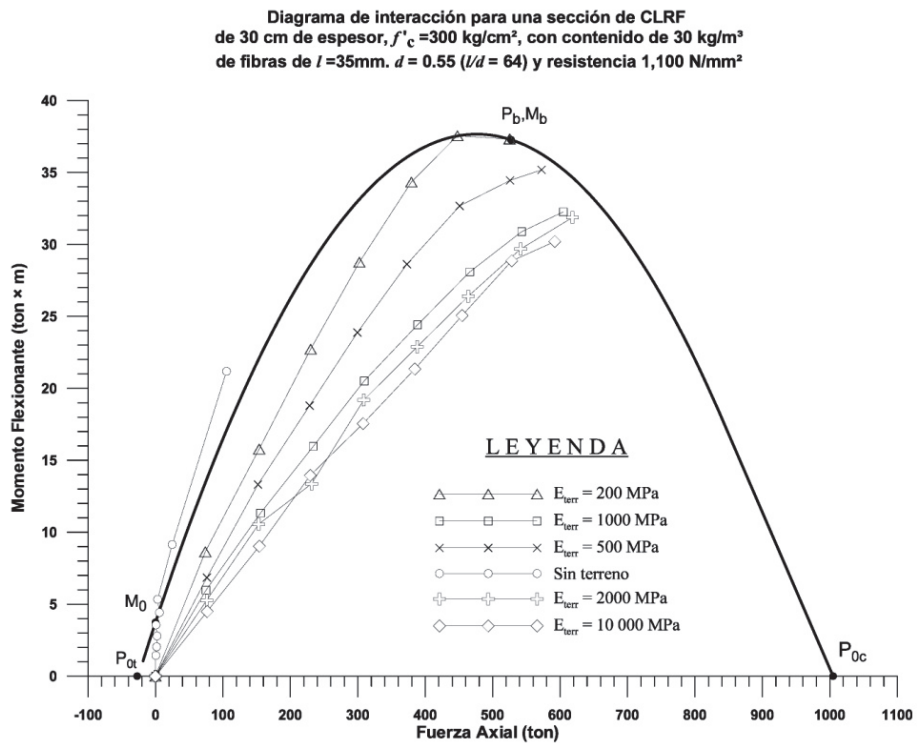


Figura 51. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos para distintas combinaciones de carga y módulos de elasticidad del terreno.

A partir de estos resultados puede comprobarse que el modelo SM, con los parámetros obtenidos de la calibración, se comporta sensiblemente bien a nivel estructural y es útil para realizar las correspondientes revisiones y diseños.

5.2.5 Evolución de la rigidez y la resistencia del concreto lanzado

a) Módulo de elasticidad

Como se vio previamente, el modelo SM utiliza la relación E_1/E_{28} como parámetro de entrada para calcular la evolución del módulo de Young con el tiempo. Los valores típicos de este parámetro y su relación con los valores propuestos por el código CEB-FIP Model Code-2010 [ecuación (46)] se muestran en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**

Tabla 14 Relación entre los parámetros E_1/E_{28} y s_{stiff} .

E_1/E_{28}	s_{stiff}	Descripción	Tipo de CL asociado
0.7	0.20	Endurecimiento normal	J1
0.6	0.30	Endurecimiento rápido	J2
0.5	0.38	Endurecimiento muy rápido	J3

Para la modelización del concreto lanzado del túnel a estudiar se eligió un parámetro $E_1/E_{28} = 0.7$.

b) Resistencia a la compresión uniaxial

De la misma manera que en el caso del módulo de elasticidad, el modelo SM utiliza la relación $f_{c,1}/f_{c,28}$ para definir la evolución de la resistencia en el tiempo, mientras que el CEB-FIP Model Code-2010 utiliza el parámetro $s_{strength}$ [ecuación (47)]. En este caso, para concretos de endurecimiento normal, el parámetro $s_{strength}$ debe ser igual a 0.25 y su equivalente $f_{c,1}/f_{c,28}$ es igual a -1. Este valor es el adoptado para los análisis del túnel interestación.

5.2.6 Parámetros adoptados para la modelización

Finalmente, después de concluido el proceso de calibración, se definieron los parámetros finales que son introducidos al modelo constitutivo SM para los distintos análisis por elementos finitos; en la Tabla 15. Parámetros adoptados para la modelización numérica. se muestran dichos parámetros.

5.3 ESPESOR EQUIVALENTE Y MODELIZACIÓN DE MECANISMOS CINEMÁTICAMENTE ADMISIBLES

5.3.1 Obtención de los espesores equivalentes

Una vez calibrado el modelo constitutivo SM se procedió a montarlo en cada uno de los modelos de los mecanismos, mismos que se crearon con una geometría equivalente. A continuación se describe el procedimiento general para conseguir los espesores equivalentes de cada técnica de lanzado, los cuales corresponden con lo descrito en el apartado 2.4.2.

Los contornos generados a partir del simulador desarrollado en el capítulo 4, y con la configuración mostrada en la Figura 52, se tomaron como base para crear los espesores equivalentes.

Tabla 15. Parámetros adoptados para la modelización numérica.

Nº	PARÁMETRO	Valor	UNIDAD
1	E_{28}	26.4	GPa
2	ν	0.20	---
3	$f_{c,28}$	30	MPa
4	$f_{t,28}$	1.5	MPa
5	ψ	0	°
6	E_1/E_{28}	0.7	---
7	$f_{c,1}/f_{c,28}$	-1	---
8	f_{c0n}	0.15	---
9	f_{cfn}	0.01	---
10	f_{cun}	0.01	---
11-13	ε_{cp}^p	0.01; 0.001; 0.0007	---
14	$G_{c,28}$	12	kN/m
15	f_{tun}	0.1	---
16	$G_{t,28}$	2.5	kN/m
17	L_{eq}	---	---
18	a	19	---
19	ϕ_{max}	37	°
20	ϕ^{cr}	---	---
21	t_{50}^{cr}	---	días
22	$\varepsilon_{\infty}^{shr}$	---	---
23	t_{50}^{cr}	----	días
24	γ_{fc}	1.0	---
25	γ_{ft}	1.0	---
26	t_{hydr}	28	días

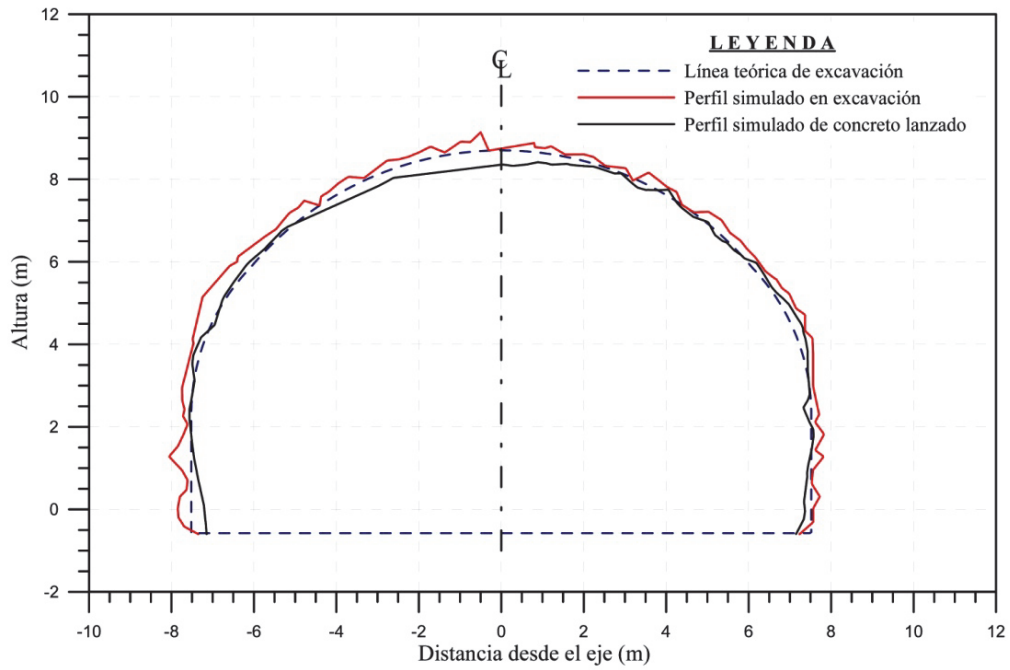


Figura 52. Sección de excavación simulada con concreto lanzado.

Las medidas realizadas en las asperezas se hicieron de acuerdo con lo mostrado en la Figura 53, donde d_{avi} es la profundidad de la aspereza, L_{ai} la longitud de la aspereza y α_n el ángulo de la aspereza n .

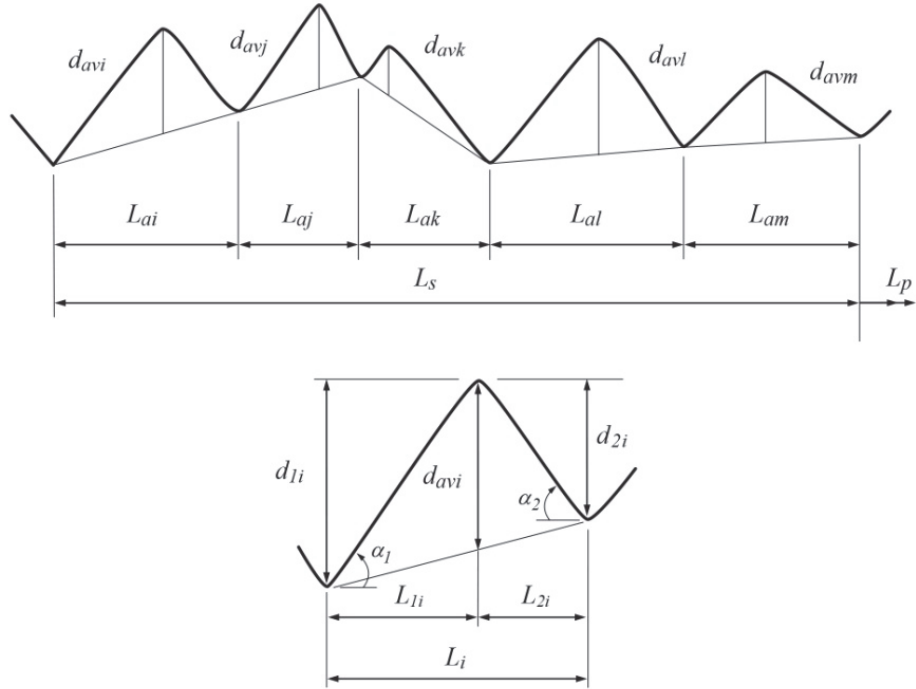


Figura 53. Parámetros de medición en las asperezas. Imagen extraída de Windsor (1998).

A partir de los datos recolectados y considerando la Figura 12, la cual muestra una aspereza típica y la geometría de la cobertura para cada técnica de lanzamiento, se calcula el área de la sección transversal usando las ecuaciones (80) a (84).

$$A_{1i} = 2td_{avi} \operatorname{cosec}(\alpha_{avi}) \quad (80)$$

$$A_{2i} = 2t \operatorname{cosec}(\alpha_{avi}) + \{d_{ri} - t \sec(\alpha_{avi})\}^2 \cotan(\alpha_{avi}) \quad (81)$$

$$A_{3i} = \frac{1}{2} d_{avi} L_i \quad (82)$$

$$A_{4i} = \frac{1}{2} d_{avi} L_i + t_M L_i \quad (83)$$

$$A_{5i} = \frac{1}{2} d_{avi} L_i + t_{SE} L_i \quad (84)$$

En el caso de existir en la sección partes planas, es decir, que no sean una aspereza, el área de éstas viene definido por la longitud de las mismas y el espesor que las recubre; a partir de esto se definen otras cinco ecuaciones.

$$A_{1j} = t_f L_j \quad (85)$$

$$A_{2j} = t_f L_j \quad (86)$$

$$A_{3j} = 0 \quad (87)$$

$$A_{4j} = t_M L_j \quad (88)$$

$$A_{5j} = t_{SE} L_j \quad (89)$$

Al final el área total de la sección equivalente con la respectiva técnica de lanzado será:

$$A_{NE} = \frac{P_E}{L_s} \left(\sum_{i=1}^{i=n} A_{Ni} + \sum_{j=1}^{j=m} A_{Nj} \right) \quad (90)$$

donde A_{NE} es el área de la sección transversal para la técnica N de lanzado, P_E el perímetro de diseño de la excavación (las ecuaciones para los 11 tipos de excavaciones más comunes se presentan en el apéndice 1).

El espesor promedio para cada técnica de cobertura se obtiene, de acuerdo con Windsor (1998), al dividir el área A_{NE} entre la longitud del perímetro de la excavación, así:

$$T_E = A_{NE} / P_E \quad (91)$$

$$T_E = \frac{1}{L_s} \left(\sum_{i=1}^{i=n} A_{Ni} + \sum_{j=1}^{j=m} A_{Nj} \right) \quad (92)$$

En la Figura 56 se presentan los 5 distintos espesores equivalentes calculados a partir del caso de estudio. Los espesores resultantes de las distintas técnicas de lanzado fueron: 10.8 cm, 24.3 cm, 34.3 cm, 51.8 y 87.0 cm respectivamente; de las técnicas presentadas la que mejor se ajusta al lanzado realizado en campo es la técnica 2, lo cual motivó que se eligiera para reproducir los distintos mecanismos cinemáticamente controlados en el sostenimiento.

5.3.2 Modelización de los mecanismos para estudio del comportamiento estructural del sostenimiento

Los experimentos desarrollados con la finalidad de analizar el comportamiento del sostenimiento, bajo la acción de mecanismos estructuralmente controlados, se realizaron en un tramo del “Acatúnel” intersecado por tres familias de discontinuidades; las combinaciones de estas familias fueron cuidadosamente estudiadas para definir cada uno de los mecanismos por estudiar, liberando cada bloque en el momento indicado y de acuerdo a la numeración mostrada en cada una de las figuras.

Debido a que el estudio se centra en mecanismos locales y a que se asume la hipótesis de que los bloques son suficientemente resistentes como para no fallar en su matriz, las propiedades que se impusieron al macizo rocoso obedecen a una ley constitutiva de tipo elástico-lineal. Sin embargo, para la liberación controlada de cada bloque se colocaron elementos interface asociadas a una ley constitutiva tipo Mohr-Coulomb, cuyas propiedades resistentes fueron disminuidas en cada paso de cálculo.

En la Figura 54 se muestra el frente de roca en una estación del “Acatúnel” que corresponde con el tramo estudiado. Luego, en la Figura 55 se muestra el correspondiente estereograma representando la disposición de las familias de discontinuidades respecto al trazo del túnel.

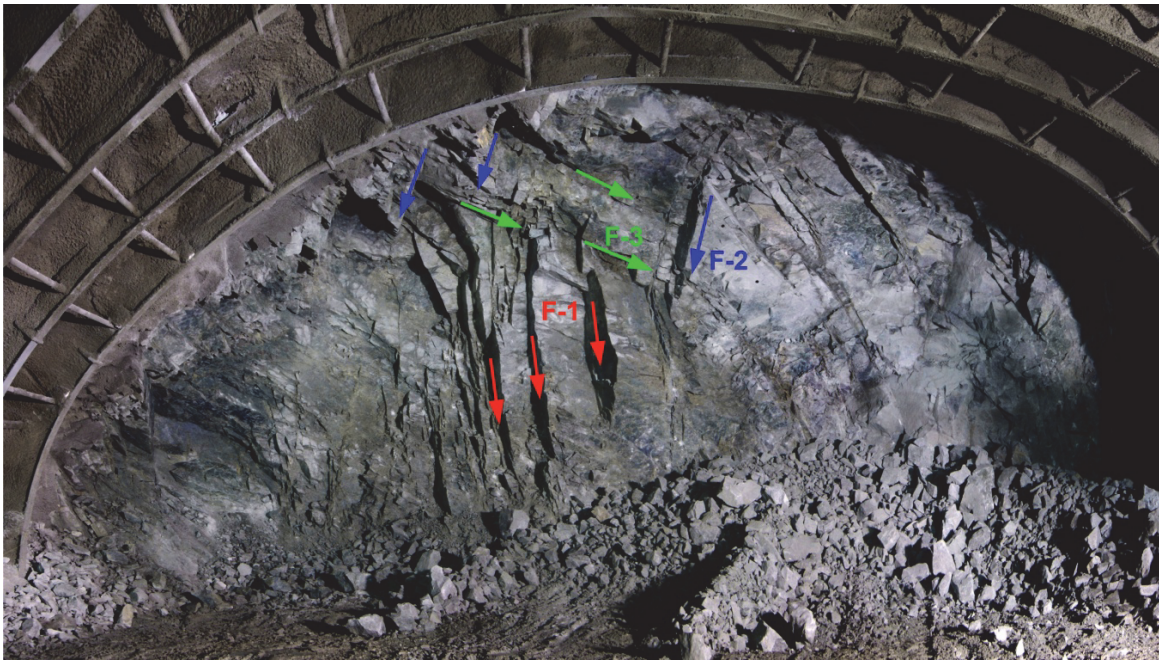
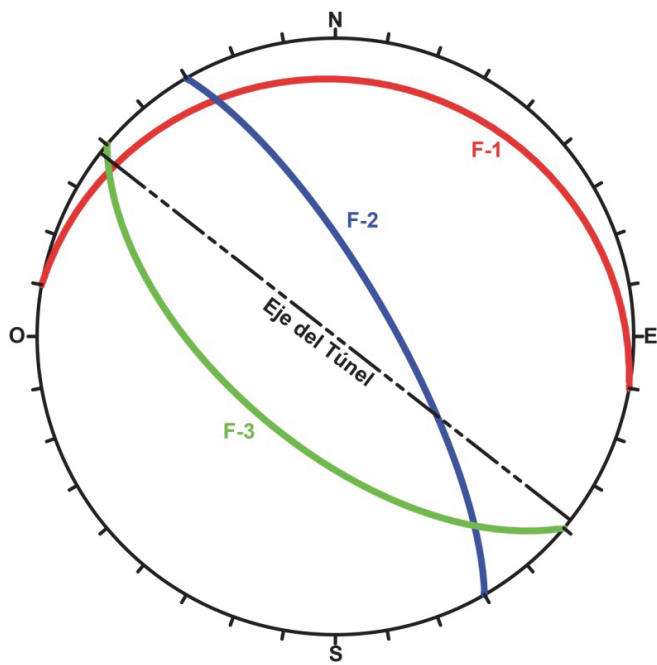


Figura 54. Frente de roca en túnel "Acátunel".



Familia de discontinuidades	Echado β (°)	Rumbo del echado δ (°)
F-1	75	60
F-2	15	10
F-3	60	220

Figura 55. Estereograma de las familias principales en la sección de estudio.

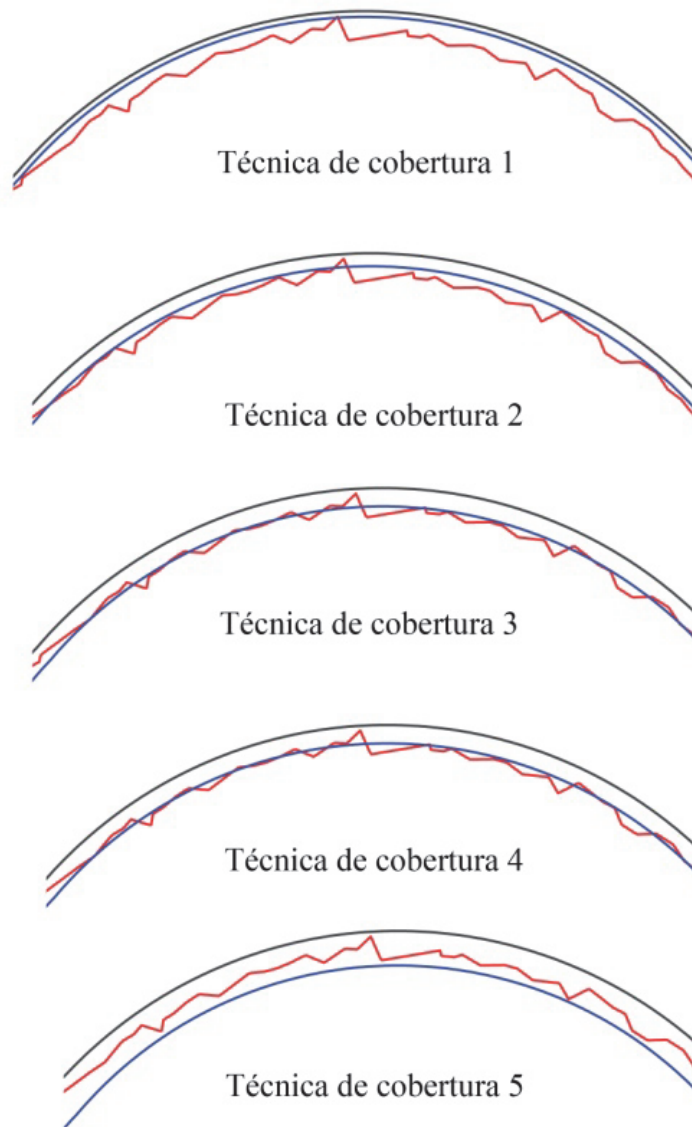


Figura 56. Técnicas para caso de estudio.

a) Mecanismo 1

En la Figura 57 se muestra el bloque 1, cuya estabilidad dependerá de la resistencia al corte del sostenimiento cuando éste sea colocado; puede verse que el bloque 1 desliza por su cara izquierda; al desprenderse hace cinemáticamente admisible el movimiento del bloque 2 hacia el interior de la excavación, por tanto el sostenimiento trabajará por flexión y cortante. Durante la liberación del bloque 2, las fibras de acero en el concreto lanzado contribuirán de manera muy importante a la resistencia del concreto y por ende a la estabilidad de los bloques.

b) Mecanismo 2

El mecanismo 2 (Figura 58), parte de la movilización y caída del bloque 1, lo cual deja sin apoyo al bloque 2, mismo que tiende a girar y posteriormente a caer; En caso de que el sostenimiento que limita los bloques 1 y 2 desarrolle suficiente resistencia a la flexión, se generará un momento resistente que podría contrarrestar el giro del bloque 2.

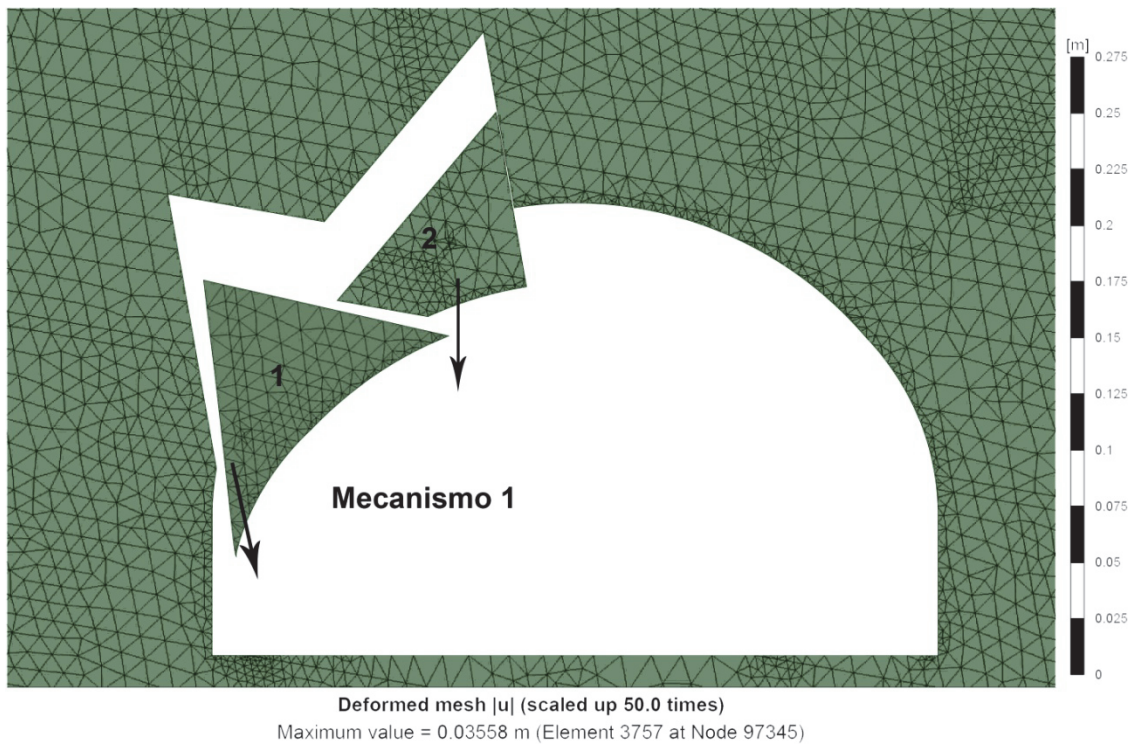


Figura 57. Mecanismo 1, caso de estudio para resistencia al corte y tensión.

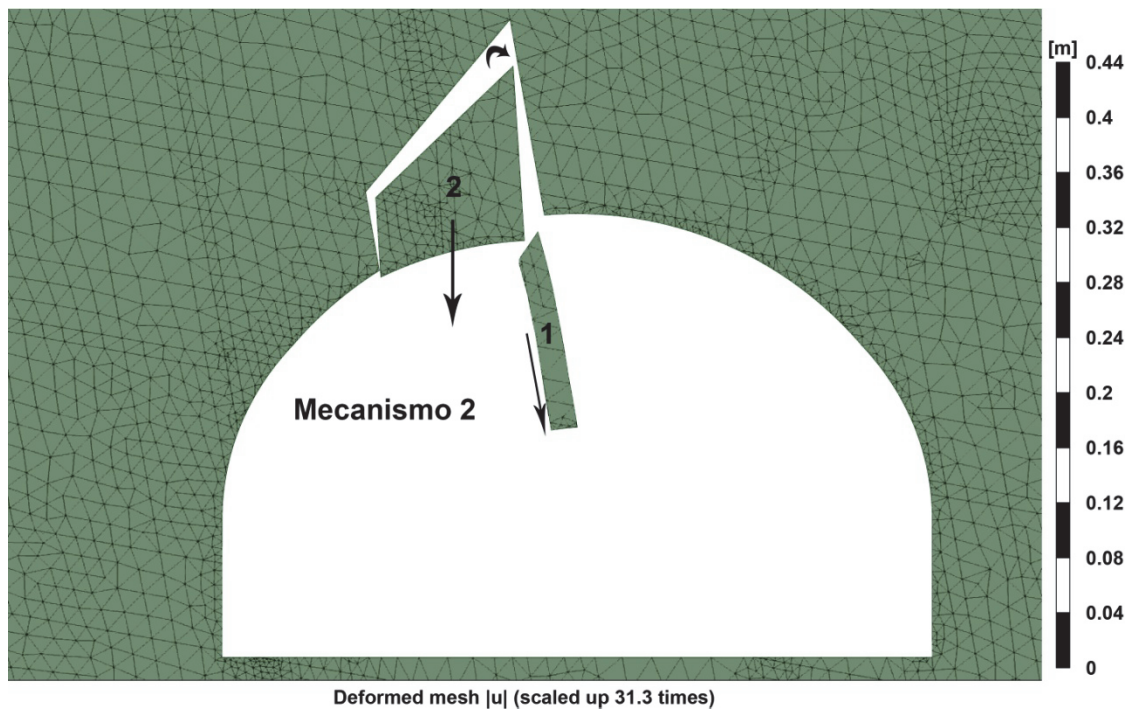


Figura 58. Mecanismo 2, desarrollo de momentos resistentes en el sostenimiento.

c) Mecanismo 3

Para el estudio del desarrollo en el sostenimiento de la resistencia al cortante y momentos resistentes, actuando simultáneamente, se estableció el mecanismo mostrado en la Figura 59, donde el bloque 1 caerá verticalmente al no tener resistencia a tensión en las juntas que restrinjan su movimiento; sin la presencia de concreto lanzado tiende a despegarse de las paredes que la limitan para movilizarse.

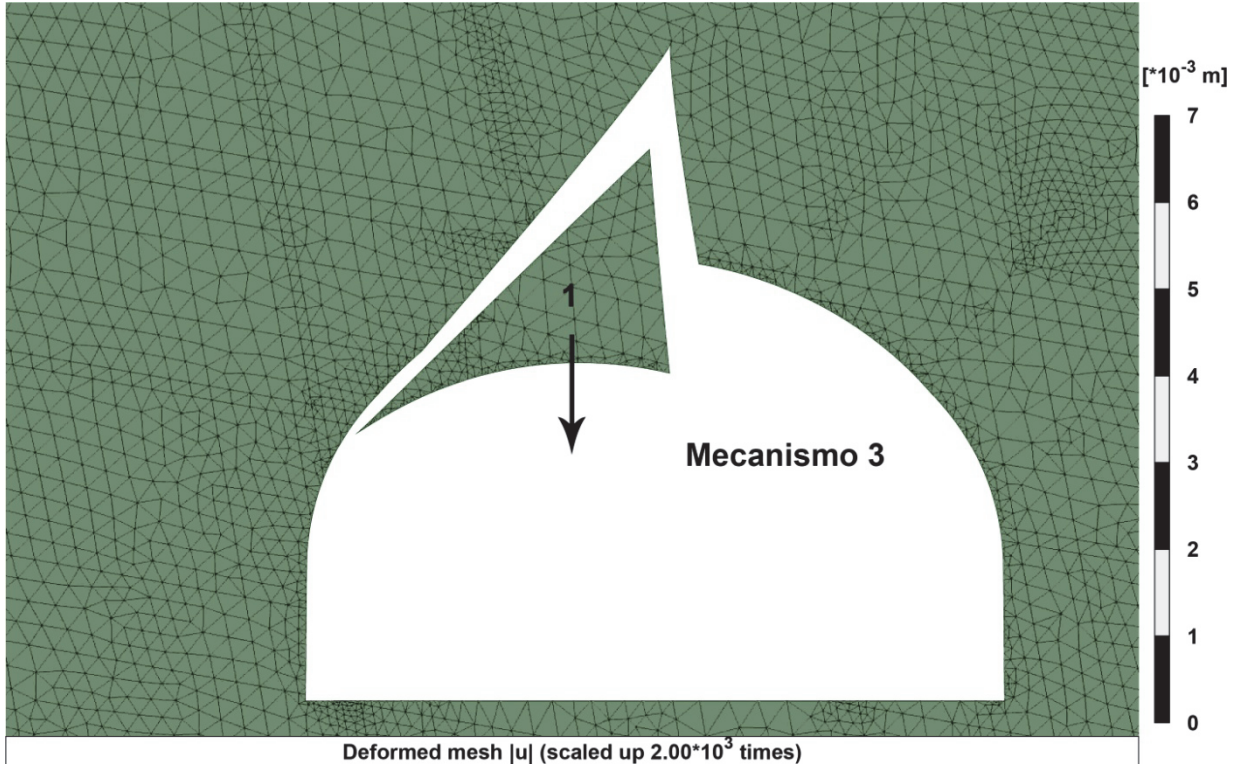


Figura 59. Mecanismo 3, estudio de la resistencia al corte y momentos resistentes en el sostenimiento.

d) Mecanismo 4

En el último de los mecanismos cinemáticamente controlados (Figura 60), se libera el bloque 1 seguido de un par de bloques, con la intención de hacer que el sostenimiento desarrolle momentos resistentes; para conseguir el efecto deseado al final del esquema se libera el bloque 3, con un tamaño suficiente para obligar al sostenimiento a fallar.

e) Todos los mecanismos

Con la finalidad de evaluar la resistencia del sostenimiento bajo el desarrollo de todos los mecanismos posibles, se realizó un experimento, activando todas las juntas, haciendo que todos los bloques actúen sobre el sostenimiento de concreto lanzado (Figura 61), cuya geometría obedece a los perfiles de excavación y lanzado, creados con el simulador explicado en el capítulo 4.

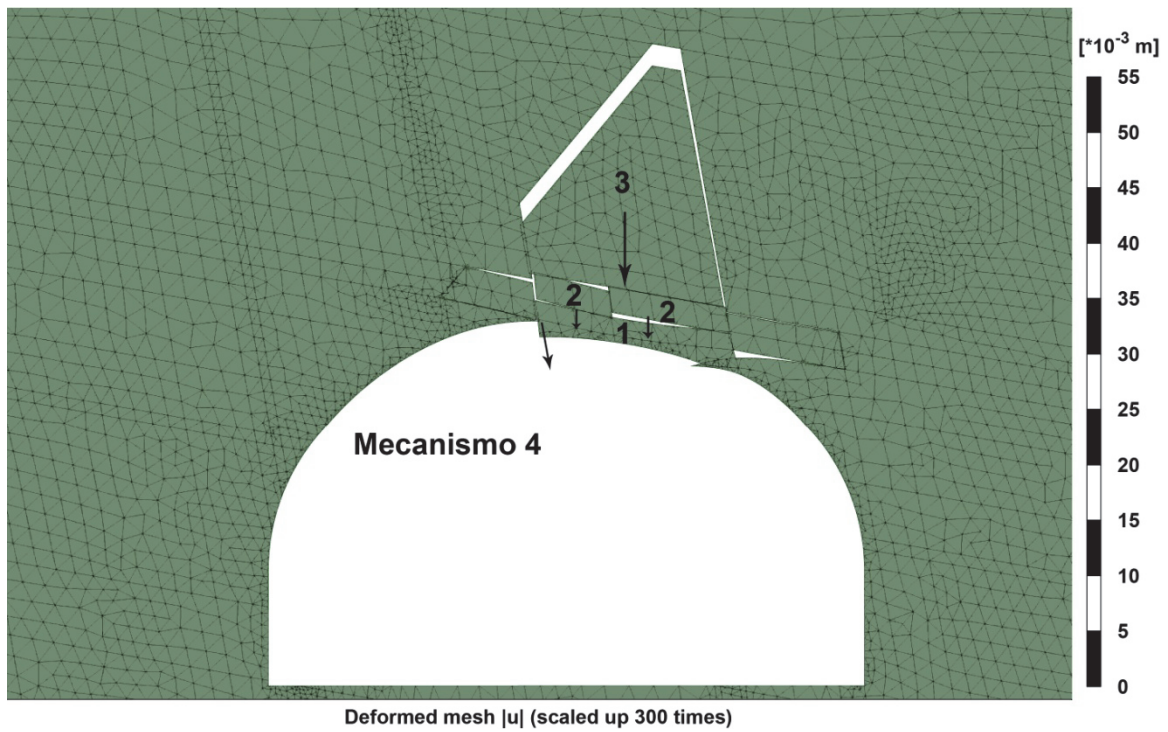


Figura 60. Mecanismo 4 Estudio de momentos resistentes.

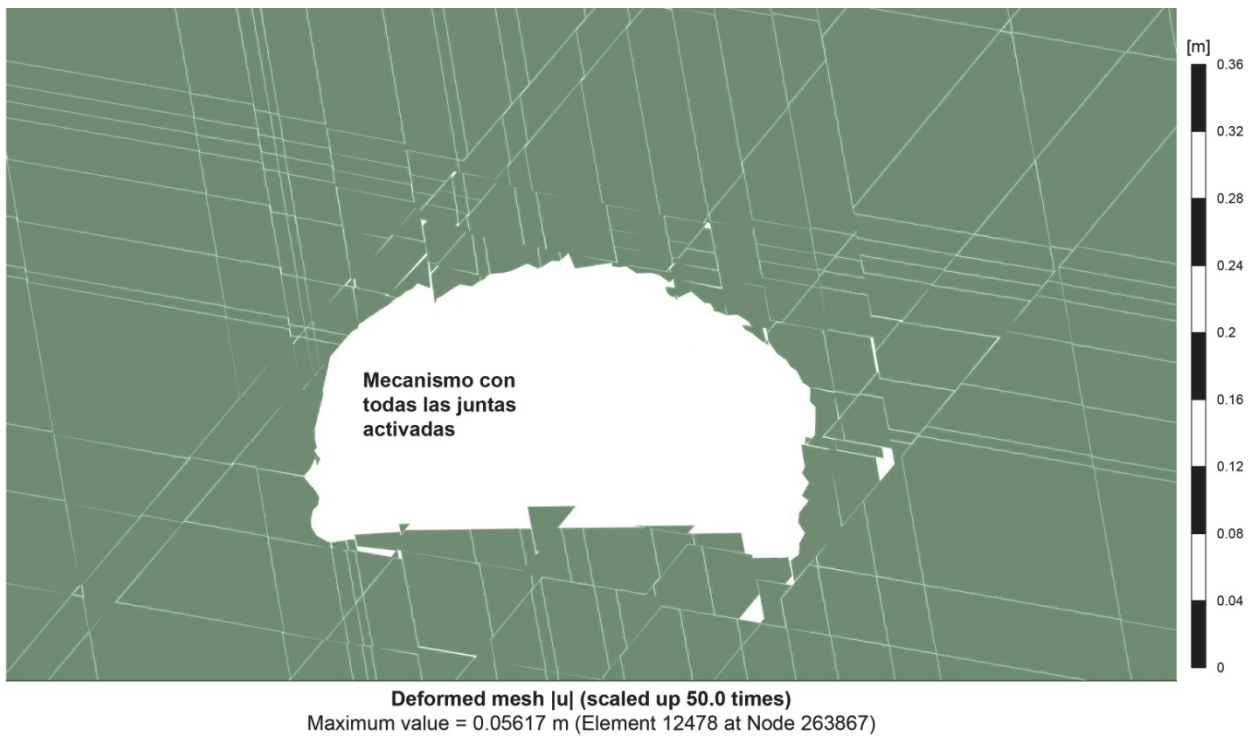


Figura 61. Activación de todas las juntas en el contorno generado por el método tipo Monte Carlo.

CAPÍTULO 6

RESULTADOS NUMÉRICOS DE LOS DISTINTOS MODOS DE COLAPSO

En el presente capítulo se exponen los resultados de cada sección estudiada, para los distintos modos de colapso actuando sobre el sostenimiento, además se presenta un análisis detallado de cada uno de ellos, con el auxilio de sus respectivos diagramas de interacción y la impresión de los momentos, fuerzas axiales y cortantes generados en secciones específicas a lo largo del tramo de sostenimiento sobre el que actúan los mecanismos.

6.1 MECANISMO 1

En la Figura 62 se presentan los elementos mecánicos, extraídos de cada una de las secciones mostradas en la Figura 63 (A, B, C y D). Los puntos correspondientes a las secciones A y B desarrollan los mayores momentos, debido a que, al final del cálculo, el bloque 1 se ha movilizizado lo suficiente para permitir el giro y la gravitación del bloque 2 sobre el sostenimiento, lo cual obliga al concreto lanzado a trabajar a flexo-tensión; el aporte a tensión proporcionado por las fibras es fundamental para la estabilidad del mecanismo en esta parte.

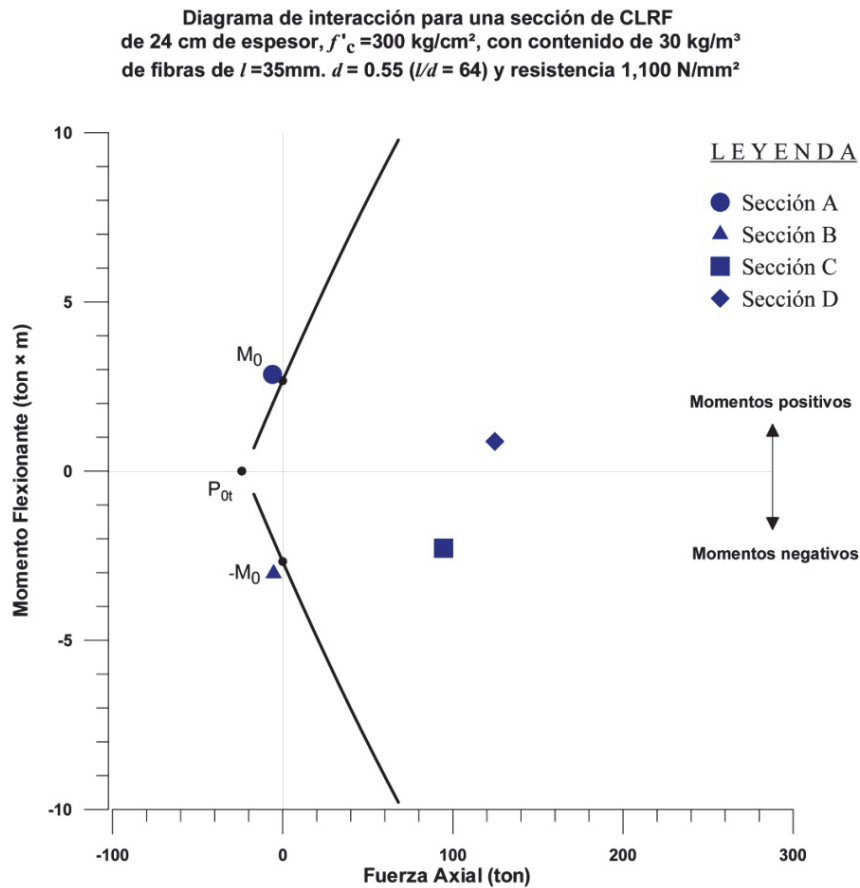


Figura 62. Diagrama de interacción y elementos mecánicos obtenidos del caso de estudio 1.

Por otra parte los puntos que corresponden a la sección C y D se encuentran trabajando prácticamente a compresión, lo cual tiene sentido con la deformada mostrada en la Figura 63, debido a cómo se diseñó el mecanismo, permitiendo la liberación del bloque 1 directamente sobre el sostenimiento para dejar espacio al giro del bloque 2.

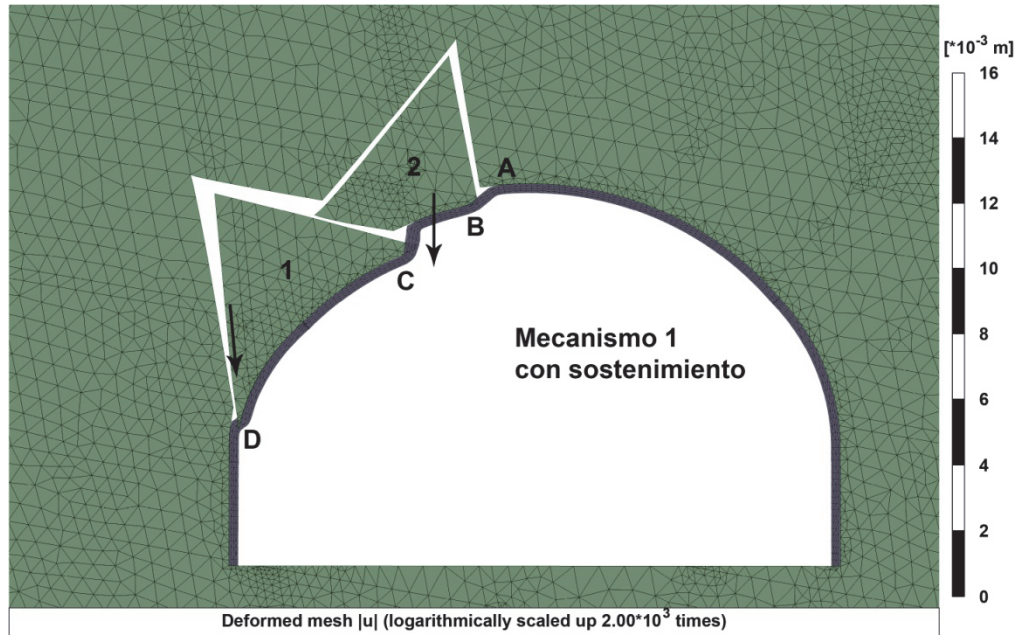


Figura 63. Malla deformada que muestra la ubicación de cada una de las secciones estudiadas.

Con la ayuda de una herramienta en el software de elementos finitos, se pudo dibujar el diagrama de momentos flexionantes en el sostenimiento (Figura 64); en el diagrama se presentan los momentos máximos, positivos y negativos, los cuales al ser graficados en el diagrama de interacción caen dentro del mismo; además sirve para verificar la selección de los puntos de interés estudiados en el diagrama mostrado en la Figura 62.

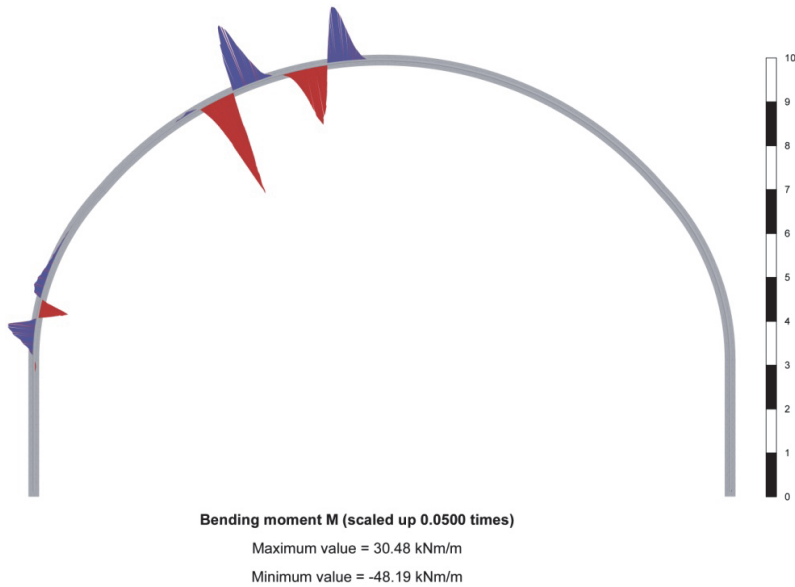


Figura 64. Momentos Flexionantes en el sostenimiento. Mecanismo 1.

Al dibujar las fuerzas cortantes a los que está sometido el sostenimiento equivalente (Figura 65), puede observarse cómo el mayor desarrollo éstas se localiza justo debajo de donde se desprende el bloque 2.

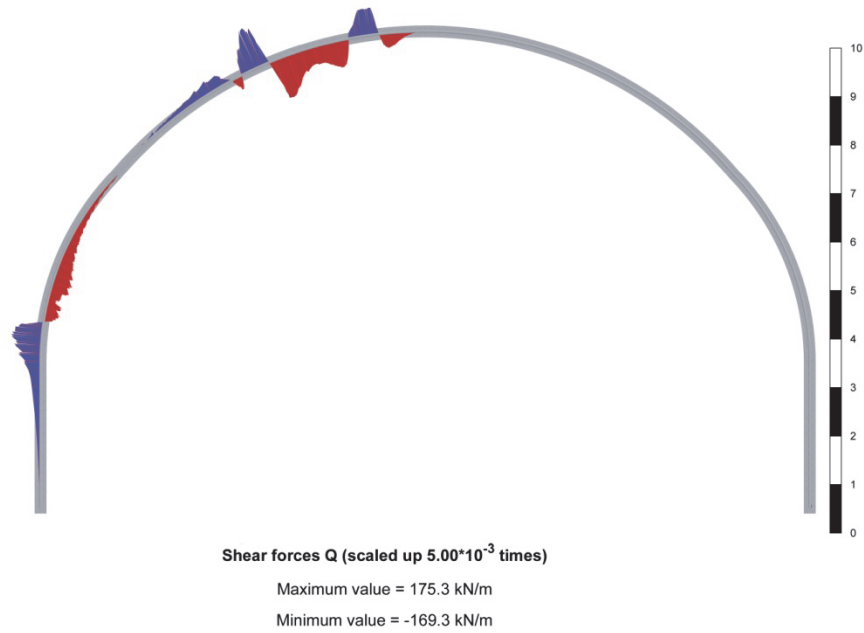


Figura 65. Diagrama de fuerzas cortantes. Mecanismo 1.

Finalmente, la distribución de los esfuerzos axiales en la Figura 66 obedece principalmente a la liberación del bloque 1 en las primeras fases del caso de estudio 1.

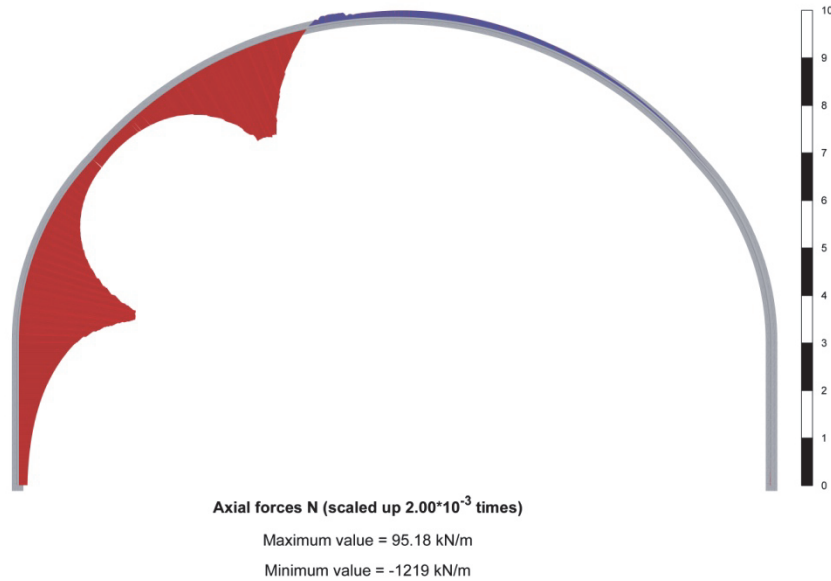


Figura 66. Diagrama de fuerzas axiales en el sostenimiento. Mecanismo 1.

6.2 MECANISMO 2

Los elementos mecánicos presentados en la Figura 67, correspondientes con los puntos donde se indica cada sección de análisis (Figura 68). En esta figura se aprecian dos puntos muy cercanos al límite del diagrama de interacción; esto indica que se presentan puntos de plastificación debidos a un trabajo límite por flexocompresión en las zonas donde fueron tomadas las secciones, para este caso son las secciones A y B. Lo anterior puede ser explicado por el proceso mediante el cual fue

diseñado el experimento para el mecanismo 2, donde, al liberar por completo el bloque 1 se obliga al sostenimiento a actuar como una viga bi-empotrada, en los puntos correspondientes a dichas secciones, con una carga central.

Diagrama de interacción para una sección de CLRF de 24 cm de espesor, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, con contenido de 30 kg/m^3 de fibras de $l = 35 \text{ mm}$. $d = 0.55$ ($l/d = 64$) y resistencia $1,100 \text{ N/mm}^2$

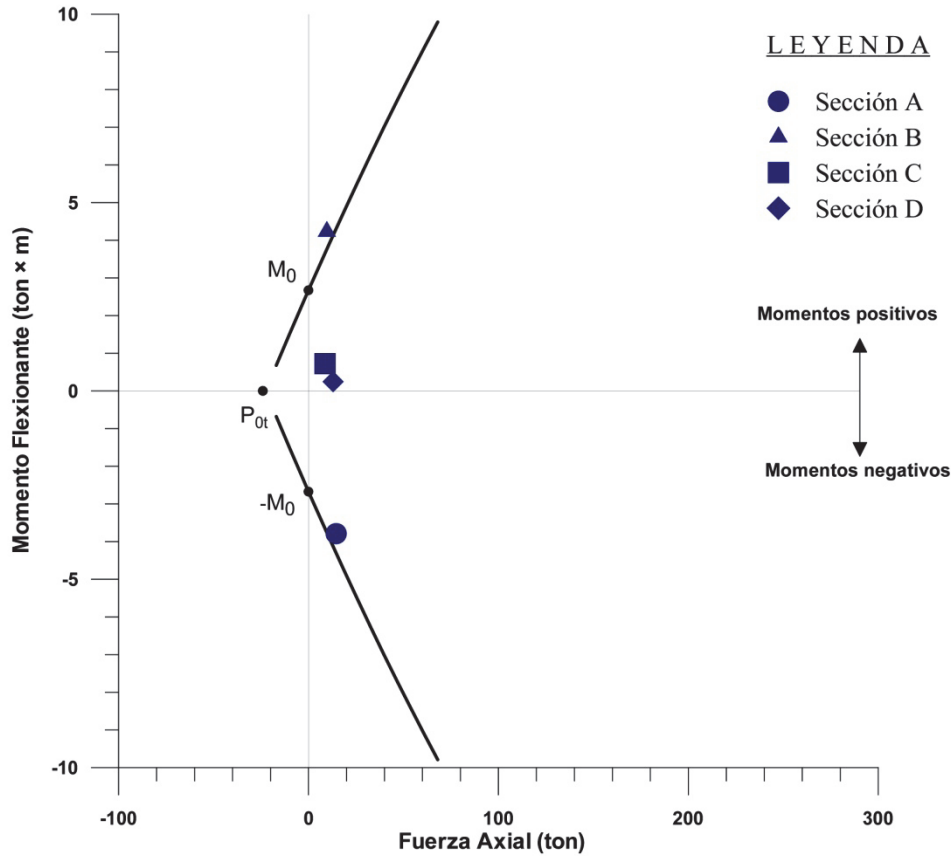


Figura 67. Elementos mecánicos del caso de estudio 2.

Con respecto a los puntos C y D del diagrama de la Figura 67, puede afirmarse que se encuentran trabajando prácticamente a compresión, presentando pocos momentos. Al volver analizar la manera en que se desprenden los bloques sobre el sostenimiento, para crear el correspondiente mecanismo, toma sentido que en estas zonas el concreto lanzado desarrolle puntos plásticos debidos al endurecimiento (*hardening*), ver Figura 69; con respecto bloque 2, a pesar de girar después del desprendimiento del bloque 1, el giro no es tan pronunciado y esto provoca la gravitación del mismo sobre el sostenimiento, cargando al punto D y obligando a esta zona también a desarrollar puntos de *hardening*.

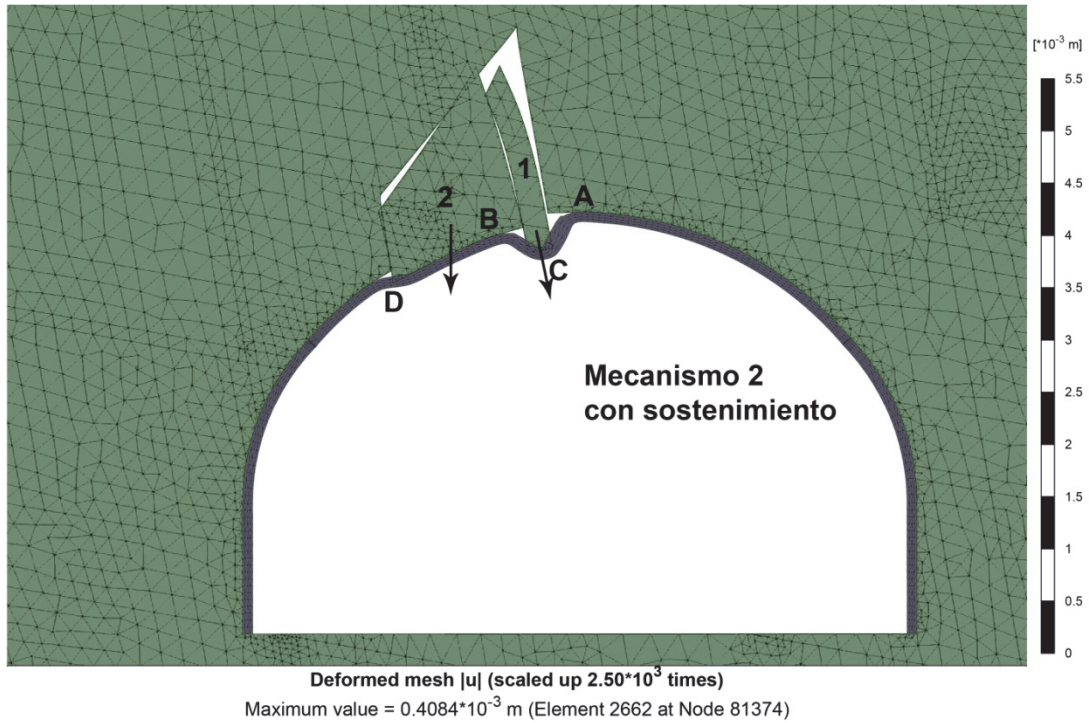


Figura 68. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 2.

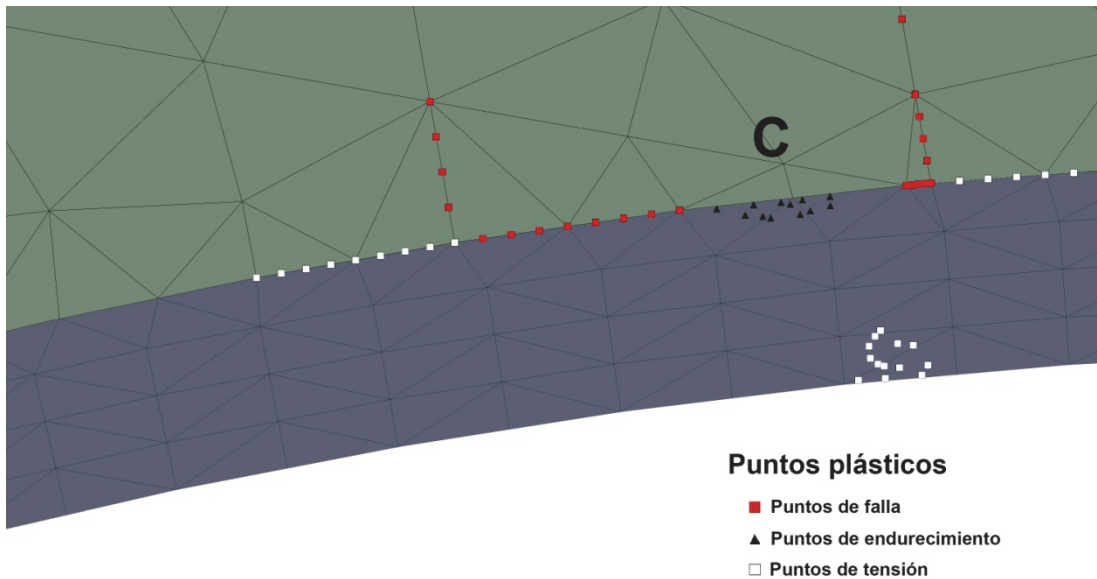


Figura 69. Puntos de plastificación en el punto de la sección C.

Al dibujar el diagrama de momentos del sostenimiento, ver Figura 70, es posible apreciar con mayor claridad la forma en que actúa cada tramo de estudio en el concreto lanzado. Además de poder comparar los momentos máximos en éste con los puntos graficados en el diagrama de interacción, dando valores bastante próximos, no siendo exactamente iguales debido a que los puntos graficados en el diagrama dependen de donde se toma la sección.

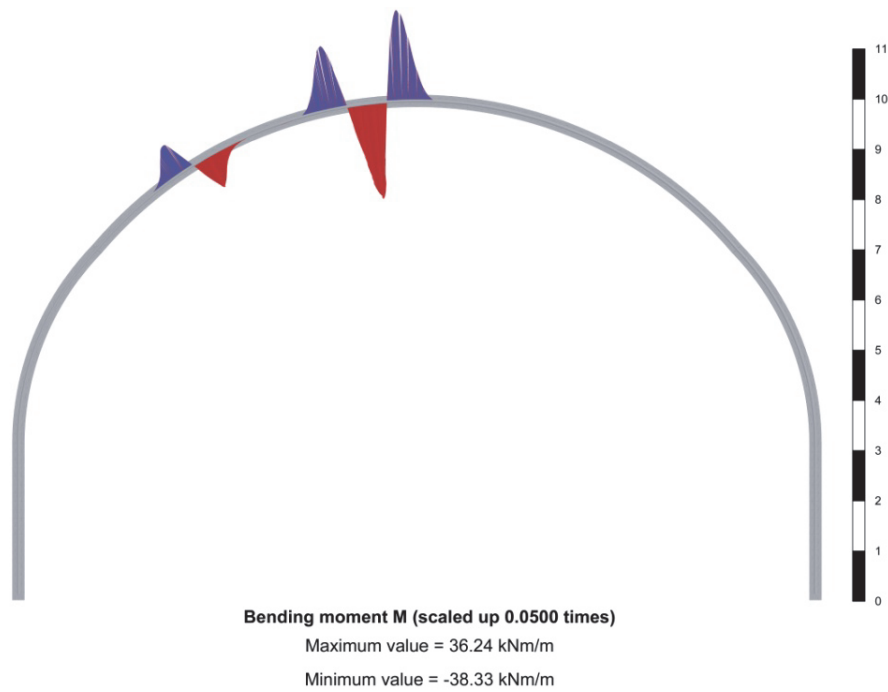


Figura 70. Diagrama de momentos para el mecanismo 2.

En el diagrama de fuerzas axiales de la Figura 71 puede resaltarse cómo los puntos donde se presentan los mayores valores corresponden con los valores C y D, graficados en el diagrama de interacción; esto, como se mencionó de forma previa, debido al proceso con que se genera el mecanismo en estudio.

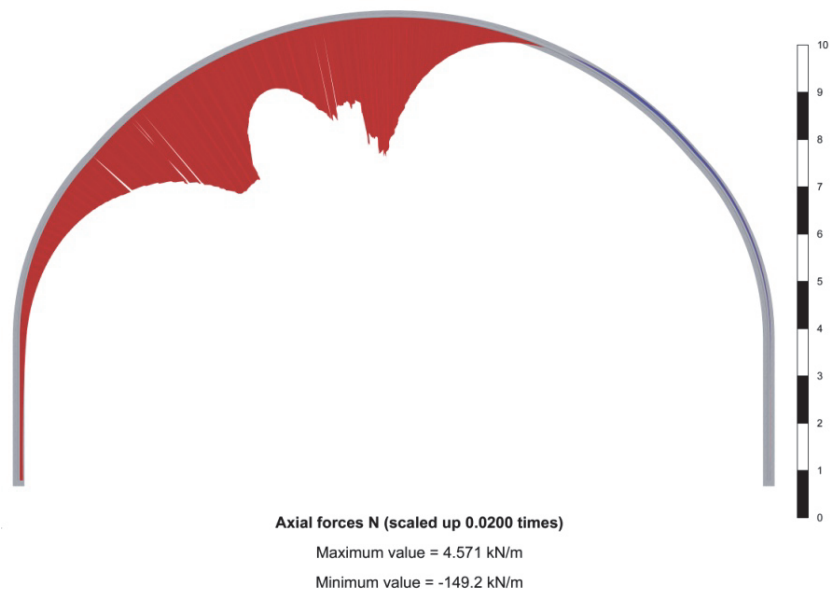


Figura 71. Diagrama de fuerzas axiales para el mecanismo 2.

Finalmente, el diagrama de fuerzas cortantes de la Figura 72 da una idea general, en caso de presentarse el mecanismo en estudio, de dónde podrían generarse procesos de rotura debido al desprendimiento de bloques.

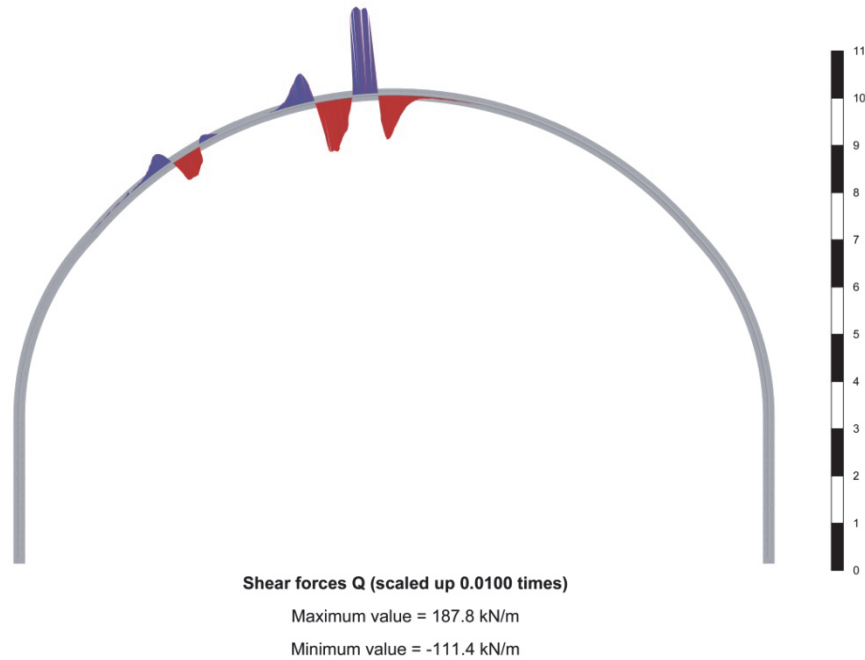


Figura 72. Diagrama de fuerzas cortantes para el mecanismo 2.

6.3 MECANISMO 3

El análisis de los elementos mecánicos en el diagrama de interacción de la Figura 73 permite ver que los puntos A y B, correspondientes con las secciones marcadas en la Figura 74, son los que se encuentran trabajando en el límite de la resistencia del sostenimiento.

A diferencia del resto de los casos analizados, el mecanismo 3 es el único que cuenta con sólo un bloque de estudio, mismo que gravita sobre gran parte de la zona de clave. Debido a la geometría del bloque, al liberarlo sobre el sostenimiento, produce una respuesta en flexocompresión en los puntos A y B; una vez suelto comienza a cargar la zona de la sección C, generando puntos de *hardening*, lo cual es notorio al graficar dicho punto en el diagrama, pues de acuerdo a su localización nos indica que su trabajo es prácticamente a compresión pura. Por tanto, en ésta zona el efecto benéfico de las fibras de refuerzo será de escaso a nulo.

Del diagrama de momentos para el sostenimiento de la Figura 75 se aprecia que, debido al efecto del bloque sobre éste, se generan momentos en la zona donde se encuentran los apoyos de dicho bloque; también, se debe resaltar que es donde se encuentran los puntos de análisis A y B que se desarrollan los mayores valores.

Diagrama de interacción para una sección de CLRF de 24 cm de espesor, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, con contenido de 30 kg/m^3 de fibras de $l = 35 \text{ mm}$. $d = 0.55$ ($l/d = 64$) y resistencia 1,100 N/mm^2

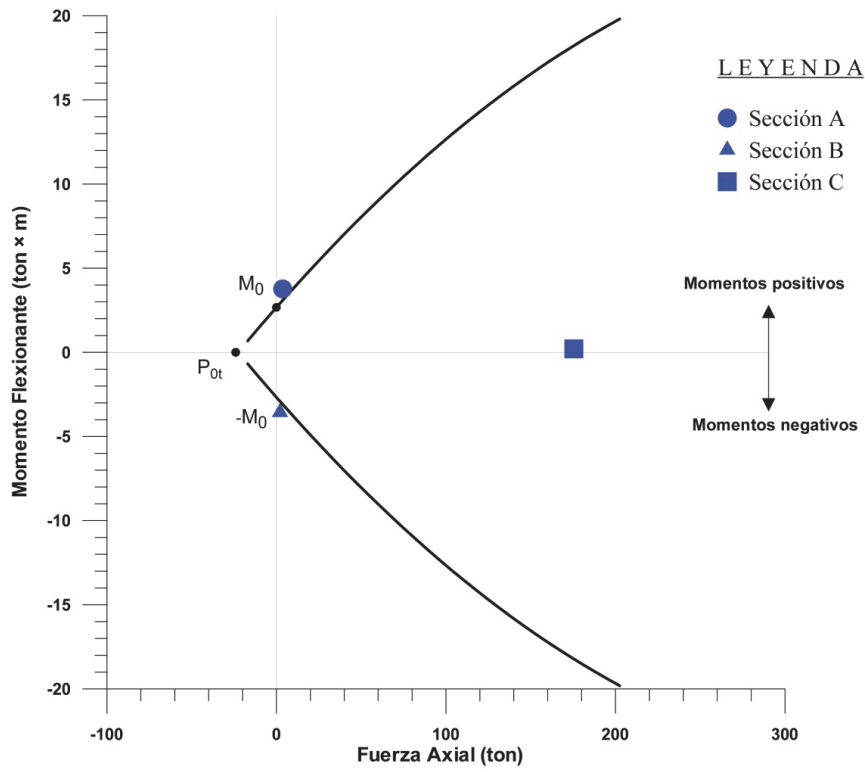


Figura 73. Elementos mecánicos para el mecanismo 3.

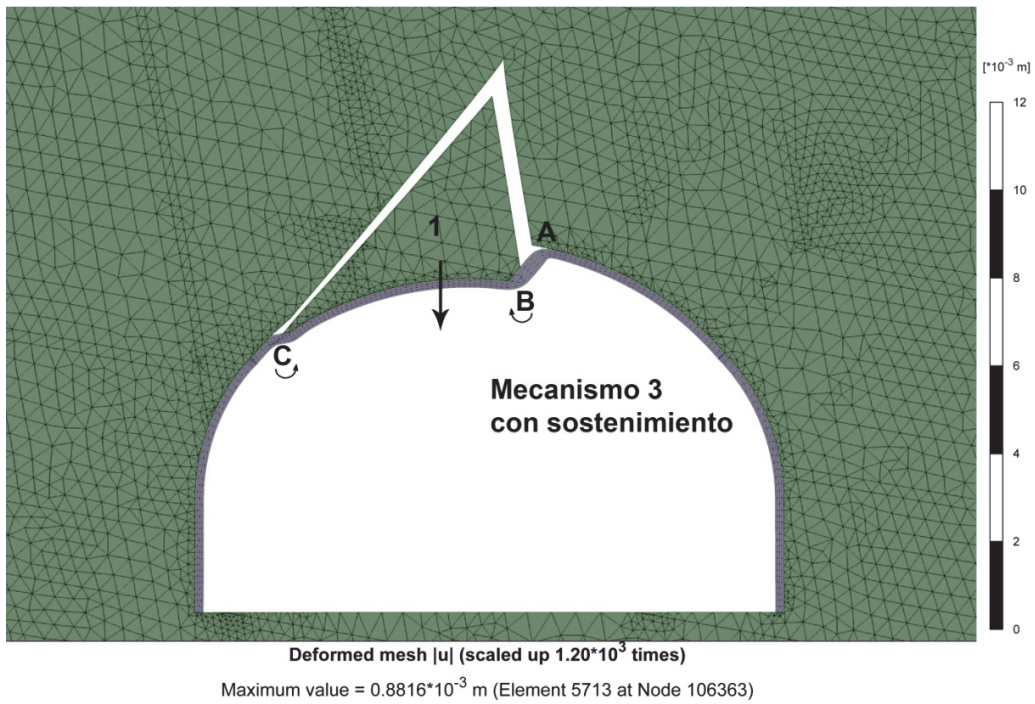


Figura 74. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 3.

Los datos obtenidos del diagrama de fuerzas axiales de la Figura 76 confirman que la zona de la sección C trabaja con grandes cargas debidas a compresión, mismas que se representan en el diagrama de interacción.

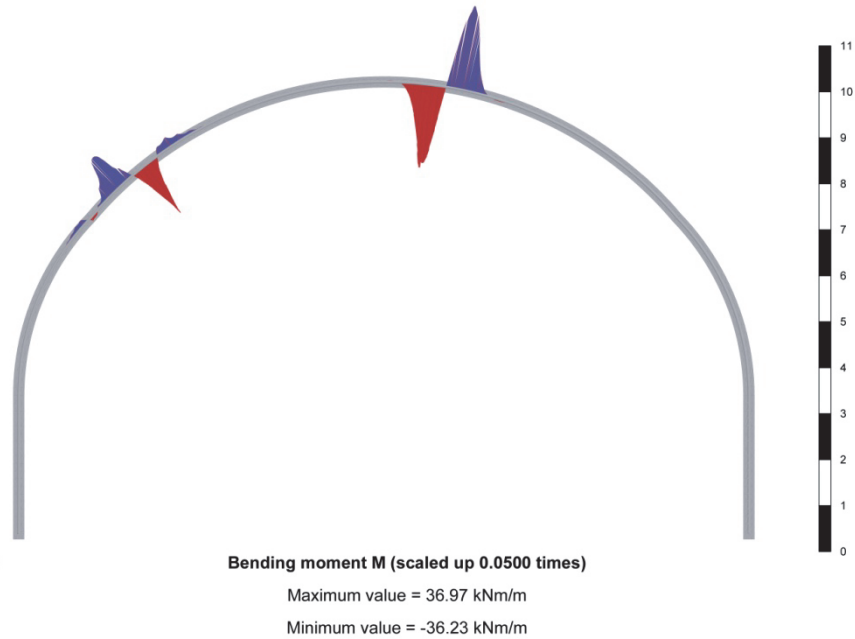


Figura 75. Diagrama de momentos en el sostenimiento. Mecanismo 3.

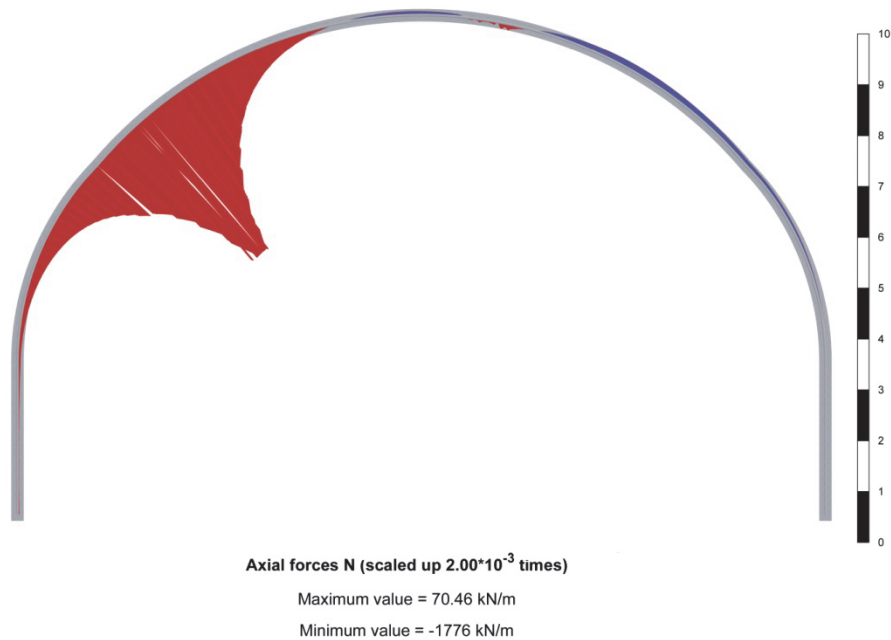


Figura 76. Diagrama de fuerzas axiales. Mecanismo 3.

De los resultados del diagrama de fuerzas cortantes de la Figura 77, se puede deducir que la zona donde se producirán procesos de rotura, inducidos por la caída del bloque en el caso de estudio, coinciden en el punto de donde se tomó la Sección C.

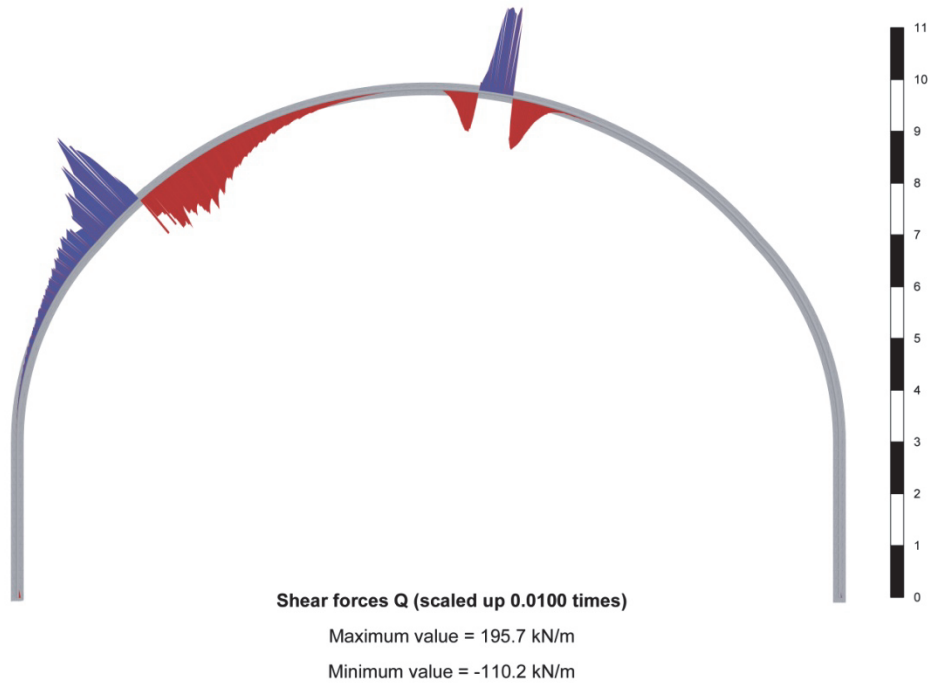


Figura 77. Diagrama de fuerzas cortantes. Mecanismo 3.

6.4 MECANISMO 4

Tal como se explicó en el capítulo anterior, el mecanismo 4 consiste en la liberación de una serie de bloques que generen momentos flexionantes, inducidos por la caída controlada estructuralmente de estos; sin embargo, al analizar los elementos mecánicos en el diagrama de interacción de la Figura 78, correspondientes con los puntos donde se tomaron las secciones transversales (Figura 79), se puede apreciar cómo se encuentran aún bastante lejos del límite de su resistencia a flexocompresión.

Lo anterior motivó a un rediseño del mecanismo planteado originalmente, con la finalidad de producir momentos más grandes debidos a la liberación de bloques.

Tomando como base el esquema de la Figura 79 y después de analizar que el comportamiento que se desea obtener estará controlado por el peso del bloque 3, liberado después de la movilización completa de los bloques 1 y 2, se creó el mecanismo de la Figura 80.

Sin embargo, al graficar los elementos mecánicos del nuevo sistema de bloques cinemáticamente controlados (Figura 81), se puede apreciar como el comportamiento del sostenimiento continúa siendo óptimo ante las solicitaciones impuestas.

A partir de los datos obtenidos por medio de los análisis anteriores, se volvió a reestructurar el esquema de diseño para la obtención del mecanismo deseado. En la Figura 82 se muestra un bloque que es de aproximadamente del doble de tamaño, con respecto al mecanismo 4.2.

Una vez terminadas las etapas de cálculo del mecanismo 4.3, se tomaron los datos necesarios para graficar los elementos mecánicos en el diagrama de interacción del sostenimiento (Figura 83). Nuevamente, los puntos de análisis quedaron dentro del diagrama de interacción, pero con suficiente aproximación para los propósitos de la presente tesis.

Diagrama de interacción para una sección de CLRF de 24 cm de espesor, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, con contenido de 30 kg/m^3 de fibras de $l = 35 \text{ mm}$. $d = 0.55$ ($l/d = 64$) y resistencia $1,100 \text{ N/mm}^2$

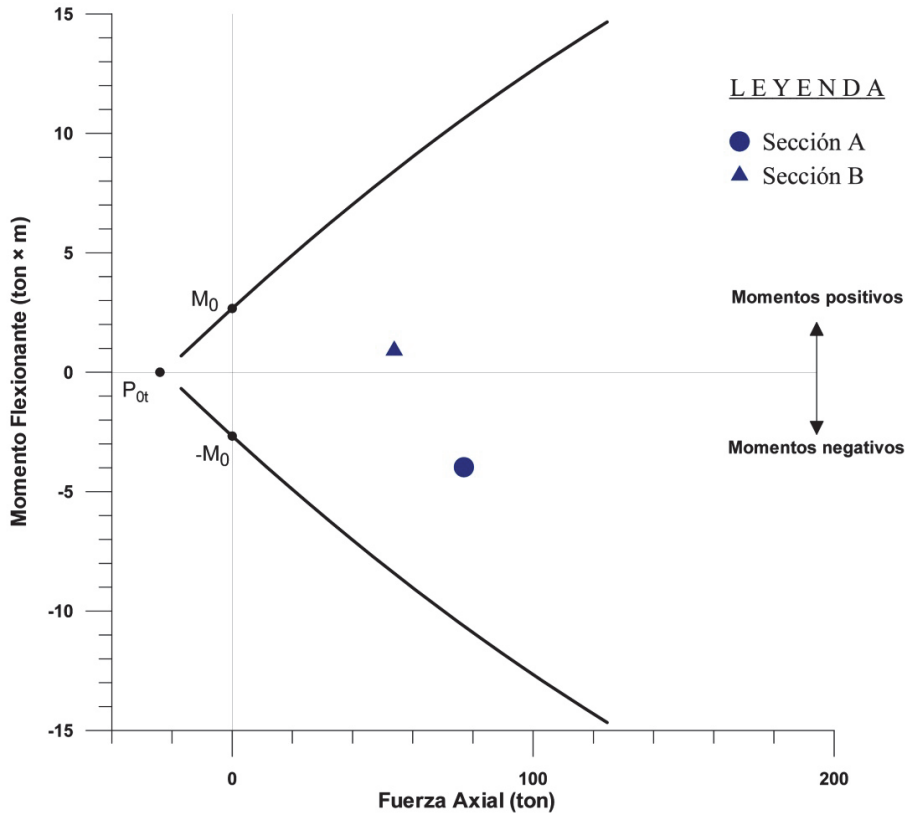
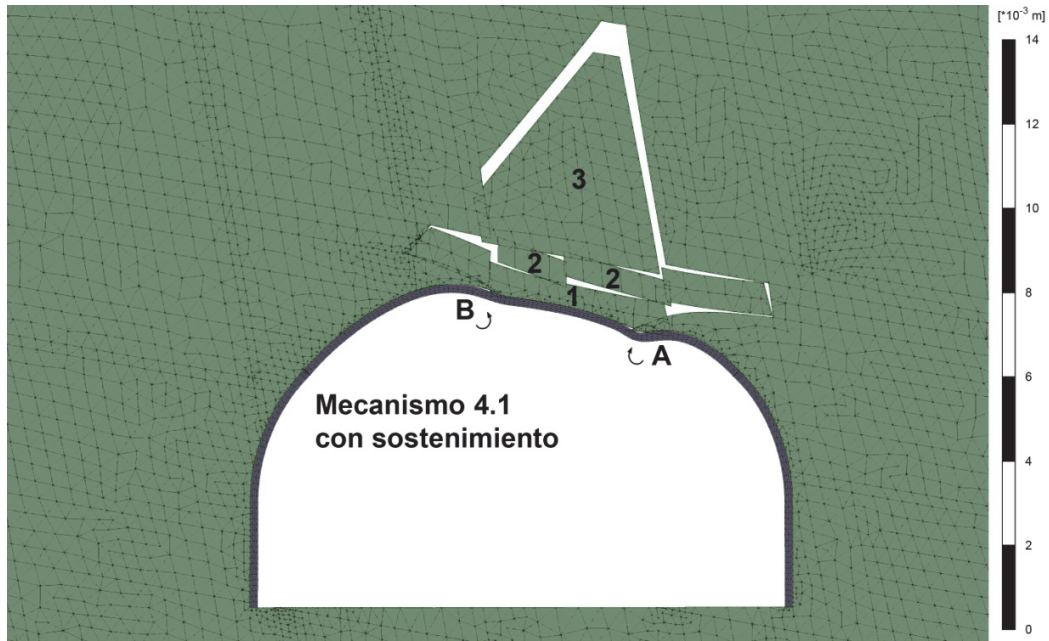


Figura 78. Elementos mecánicos para mecanismo 4.1.



Deformed mesh $|u|$ (scaled up $1.25 \cdot 10^3$ times)
Maximum value = $0.9528 \cdot 10^{-3} \text{ m}$ (Element 3867 at Node 83082)

Figura 79. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 4.1.

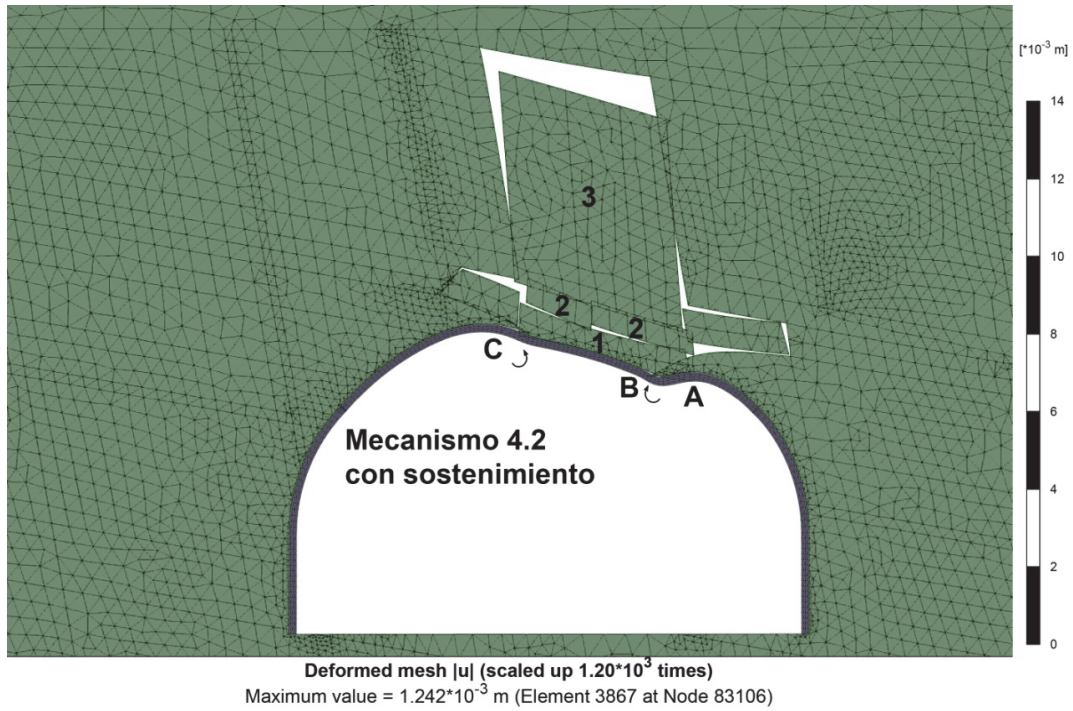


Figura 80. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 4.2.

Diagrama de interacción para una sección de CLRF de 24 cm de espesor, $f'_c = 300$ kg/cm², con contenido de 30 kg/m³ de fibras de $l = 35$ mm. $d = 0.55$ ($l/d = 64$) y resistencia 1,100 N/mm²

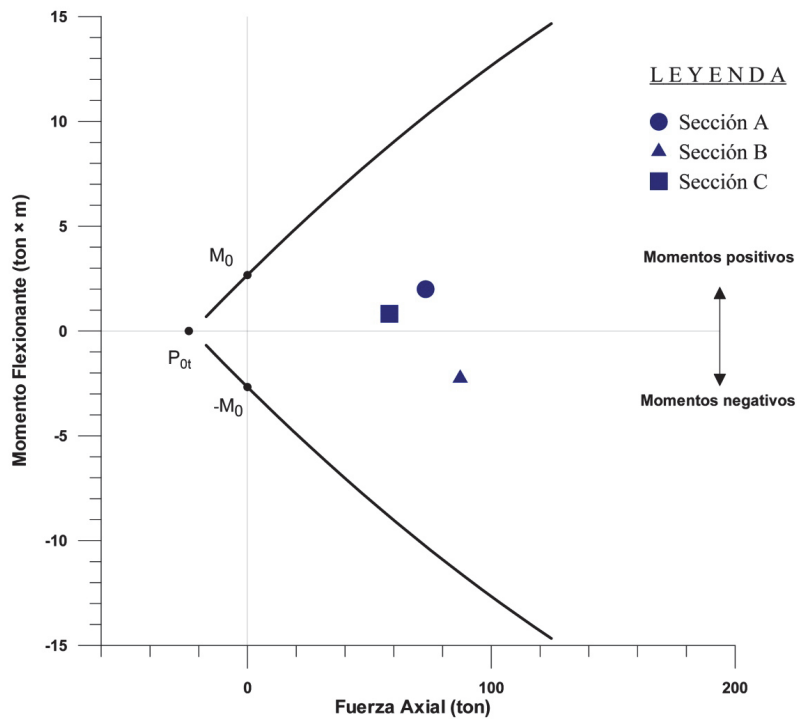


Figura 81. Elementos mecánicos para mecanismo 4.2.

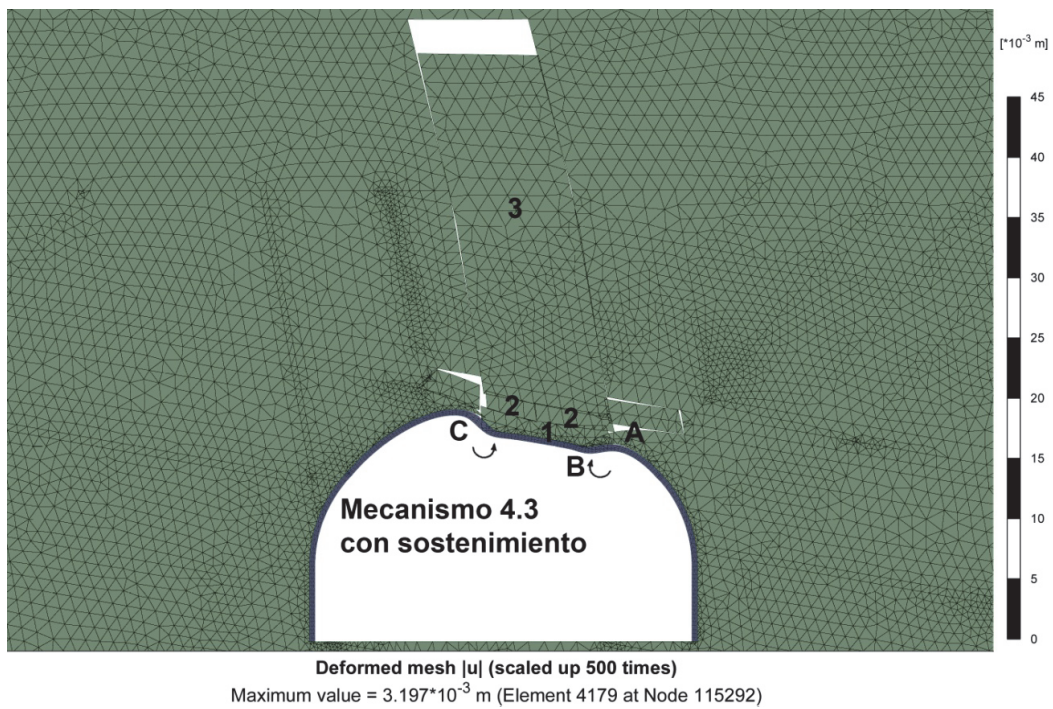


Figura 82. Localización de las secciones de estudio para el mecanismo 4.3.

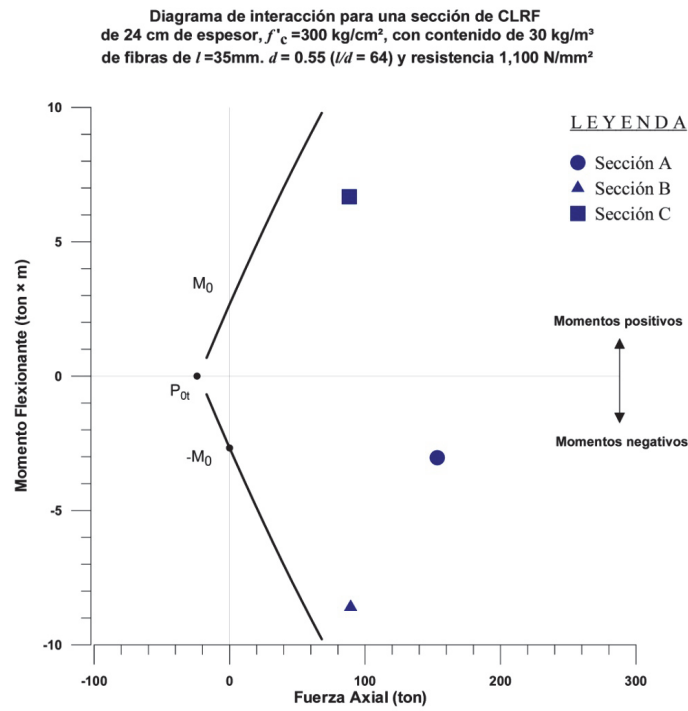


Figura 83. Elementos mecanismos para mecanismo 4.3.

6.5 ACTIVACIÓN DE TODOS LAS JUTAS

Los casos de estudio hasta este punto se realizaron en el sostenimiento con espesor equivalente, el cual es uniforme en toda su sección; esto permitió poder analizar los elementos mecánicos presentes en el sostenimiento por medio de su correspondiente diagrama de interacción. En lo que sigue se presentan los diagramas de momentos, axiales y cortantes para la sección irregular, ver Figura 84, en la que se basaron los mecanismos de estudio.

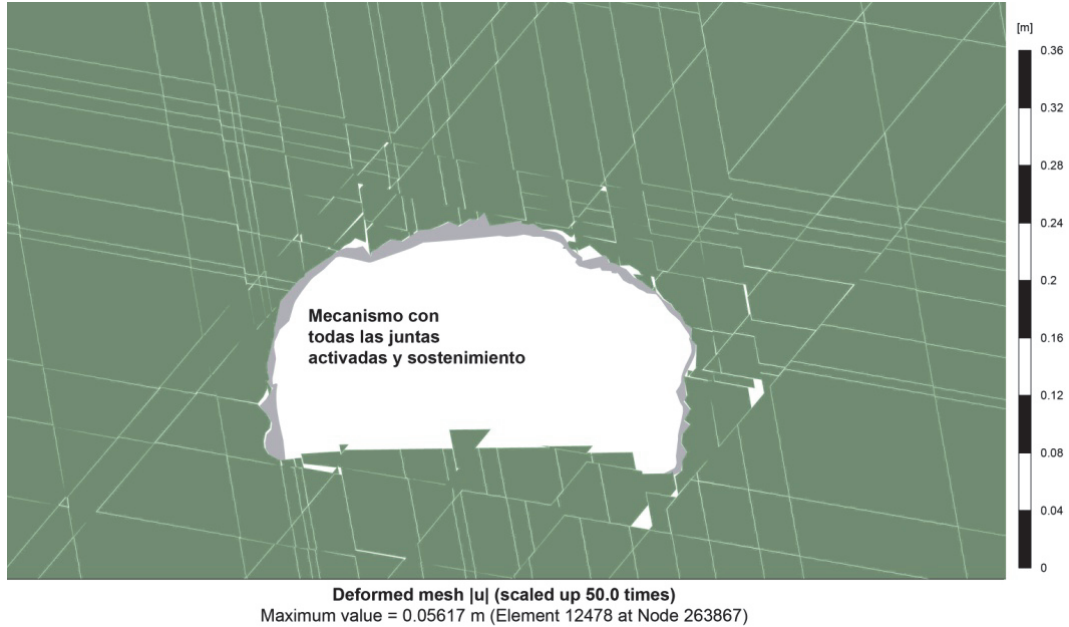


Figura 84. Activación de todas las juntas con el sostenimiento generado por el método tipo Monte Carlo.

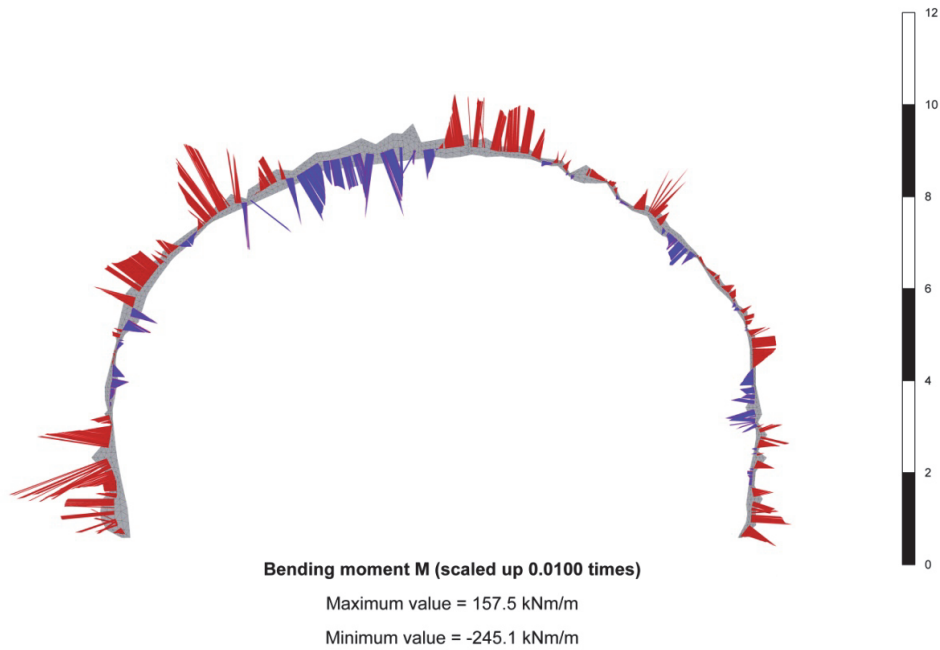


Figura 85. Diagrama de momentos, para caso donde se activan todas las juntas.

La primera observación que se extrae del diagrama de momentos flexionantes (Figura 85) es lo mucho que dista su comportamiento al de una idealización de espesor uniforme a lo largo de toda la sección. Del análisis realizado puede deducirse que los momentos máximos se producen en el hastial izquierdo y en parte de la clave. Esta zona coincide con el lugar donde se producen los mecanismos 1 y 2.

Del diagrama de fuerzas axiales (Figura 86) puede deducirse que todo el sostenimiento, bajo las condiciones presentes, se encuentra trabajando a compresión; un aspecto a resaltar es que al liberar todos los bloques, para permitir el desarrollo de los distintos mecanismos que pueden presentarse en la realidad, no se aprecian fuerzas axiales localizadas, tal como se muestra en los mecanismos previamente presentados, sin embargo las mayores fuerzas axiales concuerdan con la localización de los mayores momentos mostrados en el diagrama de la Figura 85, y se puede decir que los posibles mecanismos a los que se enfrentara el sostenimiento en campo concuerda con el mecanismo 1 y 2, lo cual significa que para mantener la estabilidad del sostenimiento el concreto debe desarrollar suficiente resistencia al corte y a momentos flexionantes.

Finalmente, en el diagrama de fuerzas cortantes (Figura 87) se aprecian ciertas zonas de interés para el análisis de la resistencia de la sección de concreto lanzado; sin embargo debido a la naturaleza irregular del contorno es difícil determinar a simple vista si estos puntos pueden llegar a ser críticos, por esta razón, en la Figura 88, se presentan los contornos de cortante relativo, los cuales nos muestran con mayor claridad las zonas donde pueden producirse las fallas asociadas a esfuerzos de corte en la sección. Con el auxilio de este gráfico se vuelve más claro que en el punto A de la figura se desarrolla una banda de corte que puede asociarse a los mecanismos 1 y 2, analizados previamente, donde el concreto se ve obligado a desarrollar una capacidad resistente al cortante y a los momentos flexionantes; el resto de las bandas de corte marcadas (puntos B, C y D) pueden estar más asociados al espesor de concreto, el cual no permite una apropiada distribución de esfuerzos, que a los mecanismos de falla presentes en el esquema de análisis.

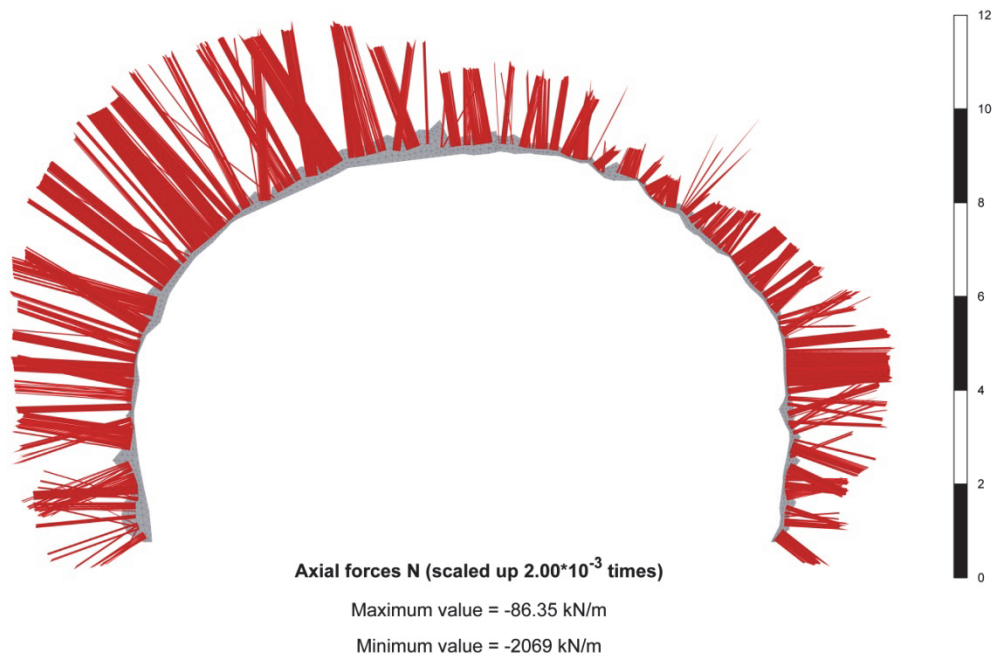


Figura 86. Diagrama de fuerzas axiales, para caso donde se activan todas las juntas.

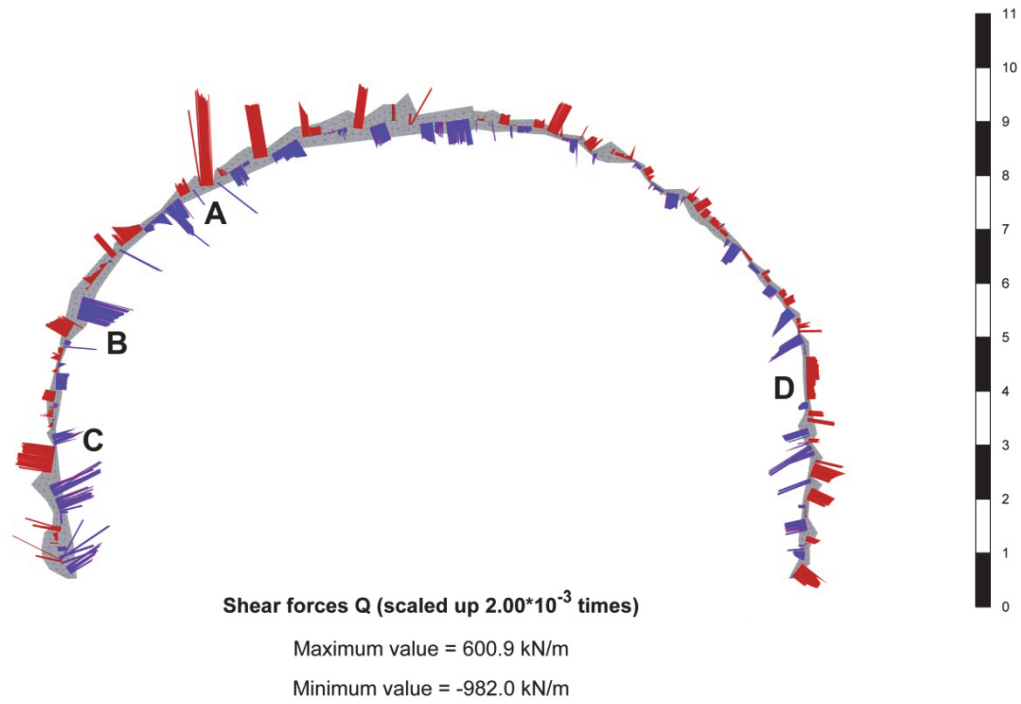


Figura 87. Diagrama de fuerzas cortantes, para caso donde se activan todas las juntas.

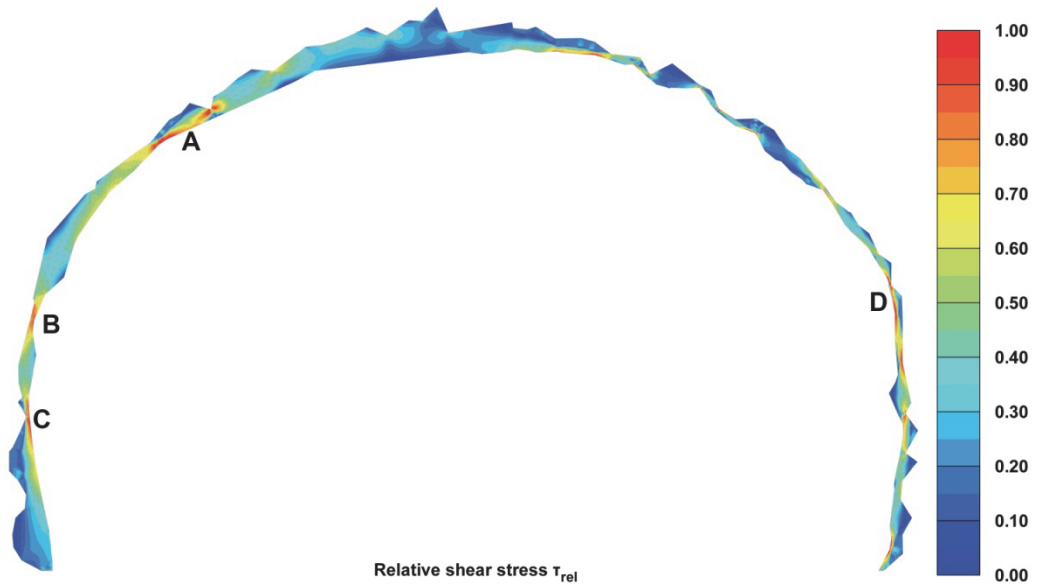


Figura 88. Mecanismos de cortante, caso con todas las juntas activadas.

CAPÍTULO 7

CONCLUSIONES

La combinación de técnicas de seguimiento en obra, estadísticas, analíticas y numéricas conforman la base de un correcto análisis del sostenimiento de concreto lanzado en obras subterráneas. Tal como se desarrolló en el presente trabajo cada una de éstas aporta información de interés para la correspondiente evaluación del sostenimiento o el diseño del mismo. En este capítulo se presentan las conclusiones extraídas de cada una de las herramientas desarrolladas durante el proceso de investigación de la tesis, además de futuras líneas de investigación, donde se pueden mejorar métodos propuestos y crear nuevas herramientas de evaluación.

La implementación de herramientas de simulación estadística en la fase de seguimiento de la construcción de un túnel, demostró ser eficaz al evitar retrasos en la toma de muestras en el frente de excavación y dar aproximaciones precisas en cuanto a la geometría de los contornos excavados y de los lanzados, los cuales obedecen a tramos con una misma geología, métodos de excavación y técnica de lanzado de concreto. Para la utilización de simulaciones tipo Monte Carlo no debe olvidarse que éstas se basan en estimaciones probabilísticas, y deben ser tomadas como tal, lo que significa que el sistema puede llegar a ser poco realista si la alimentación de datos aleatorios se implementa de forma errónea durante la simulación.

La utilización de los contornos obtenidos (estadísticamente representativos), tanto de la excavación como los posteriores a la colocación del concreto lanzado, funcionaron para crear modelos de sostenimientos con espesores equivalentes, a partir de las hipótesis de Windsor (1998); luego, a partir de dichos contornos equivalentes se creó el correspondiente diagrama de interacción acorde con las dimensiones de la sección resistente y la cantidad de refuerzo de fibras de acero.

Cabe resaltar que para la elaboración del diagrama de interacción se empleó la Normativa Europea (Model Code 2010), las recomendaciones del comité RILEM-TC-162-TDF, las del European pre-Standard ENV 1992-1-1 (Eurocode 2: Design of Concrete Structures- Part 1) así como el llamado Método Sigma-Épsilon (σ - ε Method) desarrollado en Europa específicamente para el diseño de elementos estructurales de concreto reforzado con fibras de acero.

El modelo constitutivo SM (*Shotcret Model*), implementado en el código de elementos finitos PLAXIS, demostró tener una gran aproximación respecto al comportamiento en obra del concreto lanzado; en las distintas ramas de compresión y tensión, flexocompresión y flexotensión, así como respecto a las características de evolución de la rigidez y la resistencia en función del tiempo, además de mostrar una reducción de los tiempos de cómputo, con respecto a la llamada aproximación hipotética de evolución de la rigidez (HME), explicada en la sección 2.2.2.1 de esta tesis.

Al evaluar el sostenimiento bajo las condiciones de los distintos mecanismos propuestos por Barrett & McCreath (1995), en los contornos equivalentes, se utilizó el modelo constitutivo SM, logrando que la respuesta estructural de los elementos sólidos de medio continuo, en estado de rotura, se apegara de manera muy precisa a los límites de resistencia definidos por el diagrama de interacción; las pequeñas diferencias, que se notan en los puntos que llegan a salirse del diagrama de interacción, son debidas a los distintos criterios con los que están formulados cada uno: para los elementos continuos modelizados con el SM se tiene una formulación tensorial completa, mientras en el caso de los diagramas de interacción, estos se formulan sólo en términos de esfuerzos y deformaciones normales a la sección resistente. Al finalizar el estudio de los elementos mecánicos

en los sostenimientos equivalentes, se activaron todas las juntas del medio donde se simuló el contorno excavado y lanzado, generados a partir de simulaciones tipo Monte Carlo; a partir de los datos obtenidos se puede decir que los mecanismos a presentarse durante la excavación de este tramo y bajo las condiciones impuestas al modelo, son los definidos como mecanismos 1 y 2, esto se ilustra de forma adecuada al superponer los distintos diagramas de momentos flexionantes, axiales y cortantes de los mecanismos analizados sobre los espesores equivalentes, y aquellos obtenidos al liberar todos los bloques, lo cual permite al modelo que se desarrolle un mecanismo cinemáticamente admisible semejante a lo que se puede presentar en campo. Si bien las magnitudes, en los diagramas correspondientes a la geometría irregular, difieren con respecto a las presentadas en los espesores equivalentes, se pueden idealizar como un mecanismo localizado tipo 1 o 2, donde el estado de equilibrio del sostenimiento depende de la capacidad del mismo para poder desarrollar resistencia al corte y momento flexionante en las zonas correspondientes al hastial izquierdo y parte de la clave.

Finalmente, se puede decir que, ante la complejidad del comportamiento mecánico del concreto lanzado en túneles excavados en roca, un método de diseño estructural completo, puede adquirir un nivel de realismo muy superior al que se alcanza con técnicas tradicionales, al implementar los distintos criterios desarrollados en esta tesis. Al mismo tiempo que, de ser seguidos, proporcionarán una disminución en costos y riesgos de la estructura evaluada.

De forma general, para la evaluación del comportamiento del sostenimiento a base de concreto lanzado reforzado con fibras en roca fracturada, el método que se ha propuesto en esta tesis, queda estructurado de la siguiente manera:

- Toma de datos en campo de los contornos excavados y lanzados.
- Definición de la estructura del macizo rocoso y sus posibles mecanismos de deslizamiento y/o caída de bloques.
- Generación de contornos estadísticamente equivalentes.
- Selección del contorno equivalente a la sección tomada en campo, con la finalidad de poder generar el correspondiente diagrama de interacción.
- Evaluación de los elementos mecánicos para cada uno de los mecanismos propuestos.
- Modelización y evaluación de los contornos generados con el método tipo Monte Carlo, con la finalidad de complementar la determinación del posible mecanismo cinemáticamente admisible, bajo las condiciones propuestas.

Una posible ampliación de la presente investigación se puede dar al hacer distintas comparativas en tres dimensiones de los mecanismos de falla, además de una extensión del generador de perfiles excavados tomando en cuenta propiedades del macizo rocoso y la técnica de excavación, para una posible predicción y evaluación de la seguridad de los tramos aún por excavar.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI. (08 de 12 de 2014). *IMCYC*. Obtenido de <http://www.imcyc.com/cyt/abril02/conclanzado.htm>
- A'ssim, A.-J., & Xing, Z. Y. (2010). Most Used Rock Mass Classification for Underground Opening. *American j. of Engineering and Applied Sciences*, 403-411.
- Baecher, G. B., & Christian, J. T. (2003). *Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering*. England: John Wiley & Sons Ltd.
- Barrett, S., & McCreath, D. R. (1995). Shotcrete Support Design in Blocky Ground: Towards A Deterministic Approach. *Tunnels and Underground Space Technology, Vol. 10.*, 79-89.
- Barton, N. (2013). *Integrated empirical methods for the design of tunnels, shafts and caverns in rock, based on Q-system*. México : AMITOS.
- CEB/FIP. (2010). *Model Code 2010*. Lausanne: International Federation for Structural Concrete.
- EN 14487. (2005). *Sprayed concrete: Definitions, especifications and conformity*. UE: European Committee for Standardization .
- Fishman, G. S. (2000). *Monte Carlo concepts, algorithms, and applications*. USA: springer.
- Goodman, R. E., & Shi, G.-h. (1985). *Block theory and its application to rock engineering*. Englewood Cliffs, New Jersey: Prentice-Hall.
- Kovári, K. (2003). History of the sprayed concrete lining method—part I: milestones up to. *Tunneling and Underground Space Technology*, 57-69.
- López, C. M. (1999). Análisis microestructural de la fractura del hormigón utilizando elementos tipo junta. Aplicación a diferentes hormigones. Barcelona, España: UPC.
- Malmgren, L. (05 de 11 de 2005). Interaction between shotcrete and rock -experimental and numerical study-. Lulea, Suecia: Department of civil and Environmental Engineering.
- Mayes, T. R. (07 de 12 de 2014). *Scribd*. Obtenido de <http://es.scribd.com/doc/33290813/Generating-Normally-Distributed-Random-Numbers-in-Excel>
- Meschke, G., Kropik, C., & Mang, H. (1996). Numerical Analyses of Tunnel Linings by Means of a Viscoplastic Material Model for shotcrete. *Int. Journal for Numerical Methods in Engineering* 39, 3145-3162.
- Meyer, A. (1925). Beton und Eisenbeton im Bergbau unter Tage. *Zeitschrift Berg-Hütten- und Salinenwesen im Preussischen Staate* 73, B243–B307.
- Ottosen, N. S., & Ristinmaa, M. (2005). *The Mechanics of constitutive Modeling*. Londres: ELSEVIER.
- Plaxis. (2015). *PLAXIS 2D: Reference Manual*. Holanda.
- Potts, D. M., & Zdravkovic, L. (1999). *Finite element analysis in geotechnical engineering theory*. Virginia: Thomas Telford.
- Rabcewicz, L. V. (1975). *Die Elemente der Neuen Österreichischen Tunnelbauweise und ihre geschichtliche Entwicklung*. Austria: ÖIAV.

- RILEM TC 162-TDF. (2000). Test and desing methods for steel fibre reinforced concrete. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, 75-81.
- Salmerón Cerdán, A., & Morales Giraldo, M. (2001). Estadística computacional. *Estadística Computacional*. Almería, España.
- Sánchez Reyes, F., & Suarez Fino, J. F. (2011). *Análisis y diseño estructural del sostenimiento y revestimiento definitivo*. México: Universidad Nacional Autónoma de México (inédito).
- Sánchez Reyes, F., & Suarez Fino, J. F. (2011). *Conceptos y fundamentos teóricos para el diseño de obras subterráneas en roca*. México: Universidad Nacional Autónoma de México (inédito).
- Schütz, R. (2011). Advanced constitutive modelling of shotcrete: Model formulation and calibration. *Computers and Geotechnics*, 834-845.
- Schweiger, H. F. (2014). *SHOTCRETE MODEL. internal report: Implementation, validation and application of the shotcrete model*. Austria: Computational Geotechnics Group, Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Graz University of Technology.
- SCT. (08 de 12 de 2014). *IMT*. Obtenido de <http://normas.imt.mx/normativa/N-CTR-CAR-1-01-017-00.pdf>
- Singh, B., & Goel, R. (2011). *Engineering Rock Mass Classification*. Massachusetts: ELSEVIER.
- Singh, S. P., & Xavier, P. (2005). Causes, impact and control of overbreak in underground excavations. *Tunnelling and Underground Space Technology* 20, 63-71.
- Stacey, T. R. (2001). Review of membrane support mechanisms, loading mechanisms, desired membrane performance, and appropriate test methods. *The Journal of The South African Institute of Mining and Metallurgy*, 343-352.
- Thomas, A. (2009). *Sprayed Concrete lined Tunnels: An introduction*. Londres y New York: Taylor & Francis.
- UAM. (06 de Mayo de 2015). *Universidad Autónoma de MADrid*. Obtenido de http://arantxa.ii.uam.es/~asuarez/docencia/master/webTS_2011/T01_numerosAleatorios_2x.pdf
- wichmann, B. A. (1982). An Efficient and portable Pseudo-random Number Generator. *Applied Statistics*, 188-190.
- Windsor, C. (1998). Structural Desing of Shotcrete Linings. *Proceedings of Australian Shotcrete conference* (págs. 1-34). Sydney: IBC Conferences.

APÉNDICE

APÉNDICE 1 CÁLCULO DEL ÁREA TRASVERSAL Y PERÍMETRO DE VARIAS GEOMETRÍAS DE EXCAVACIONES

En la tabla presentada por Windsor (1998), se presenta el área de la sección transversal (A_{st}) y el perímetro del túnel (P_E) para once de las geometrías de excavación más comunes.

Tabla 16. Formulas para el cálculo de las dimensiones de varias geometrías de túneles.

Tipo de túnel	Área trasversal convencional (A_{st})	Perímetro de excavación (P_E)
Elíptico	$\pi t(a+b-t)$	$2\pi\sqrt{\frac{1}{2}(a^2+b^2)}$
Con arco semi-elíptico	$\frac{1}{2}\pi t(a+b-t)$	$\pi\sqrt{\frac{1}{2}(a^2+b^2)}$
Paredes rectas con clave semi-elíptico, sin contar el piso	$\frac{1}{2}\pi t(a+b-t)+2ct$	$\pi\sqrt{\frac{1}{2}(a^2+b^2)}+2c$
Paredes rectas con clave Semi-elíptico	$\frac{1}{2}\pi t(a+b-t)+2t(a+c-t)$	$\pi\sqrt{\frac{1}{2}(a^2+b^2)}+2(a+c)$
De arco parabólico, sin contar el piso	$\frac{4}{3}t(a+b-t)$	$\frac{1}{2}\sqrt{4a^2+16b^2}+\frac{4a^2}{8b}\ln\left(\frac{4b+\sqrt{4a^2+16b^2}}{2a}\right)$
Paredes rectas con clave en arco parabólico, sin contar el piso	$\frac{2}{3}t(2a+2b+3c-t)$	$\frac{1}{2}\sqrt{4a^2+16b^2}+\frac{4a^2}{8b}\ln\left(\frac{4b+\sqrt{4a^2+16b^2}}{2a}\right)+2c$

Paredes rectas con clave en arco parabólico	$\frac{2}{3}t(5a+2b+3c-5t)$	$\frac{1}{2}\sqrt{4a^2+16b^2} + \frac{4a^2}{8b} \ln\left(\frac{4b+\sqrt{4a^2+16b^2}}{2a}\right) + 2(a+c)$
Paredes rectas con clave plana, sin contar el piso	$t(a+2b-2t)$	$(a+2b)$
Paredes rectas con clave plana	$2t(a+b-2t)$	$2(a+b)$
Paredes rectas con inclinación en el techo, sin contar el piso	$t(b+c+d-2t)$	$(b+c+d)$
Paredes rectas con inclinación en el techo	$t(a+b+c+d-4t)$	$(a+b+c+d)$

Donde para el 1 al 4

a = es el semi eje mayor, b = el semi eje menor, c = altura de las paredes

para el 5 al 7

a= semi claro, b = altura del arco, c = altura del muro

y del caso 8 al 11

a= el ancho, b = altura o mínima altura, c = plano inclinado, d = máxima altura

APÉNDICE 2 CÁLCULO DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN²

Para el cálculo de resistencias de elementos armados con refuerzo convencional y/o fibras metálicas, las recomendaciones del comité RILEM-TC-162-TDF asumen las siguientes hipótesis:

- Las secciones planas permanecen planas después de la deformación (hipótesis de Bernoulli).
- El diagrama de esfuerzo-deformación es como el que se muestra en la Figura 89.
- Los esfuerzos en el acero de refuerzo (si existe) se obtienen de un diagrama de esfuerzo-deformación bi-linear que toma como base lo expuesto en el *Eurocódigo 2*.
- La deformación unitaria máxima a la compresión estará limitada al -3.5‰.
- La apertura máxima de fisura admisible será de 3.5mm para garantizar la capacidad de anclaje de las fibras metálicas.
- Para concreto reforzado con fibras y con acero de refuerzo convencional, la deformación a la altura de las barras se limitará a 25‰.
- En algunos casos la contribución de las fibras de acero deberá ser reducida, dependiendo de la clase de exposición del concreto.

La resistencia de la zona comprimida se asume igual a la del concreto simple. En la rama de tensión el comportamiento del concreto armado con fibras se considera elástico hasta antes del agrietamiento (σ_1). Una vez agrietado, el comportamiento del concreto se caracteriza por dos estados de esfuerzos: σ_2 y σ_3 . La deformación en la zona de tensión se limita al 25‰. Si el elemento además está armado con refuerzo convencional, se limitará la deformación igualmente al 25‰ a la altura del centroide de las varillas de refuerzo.

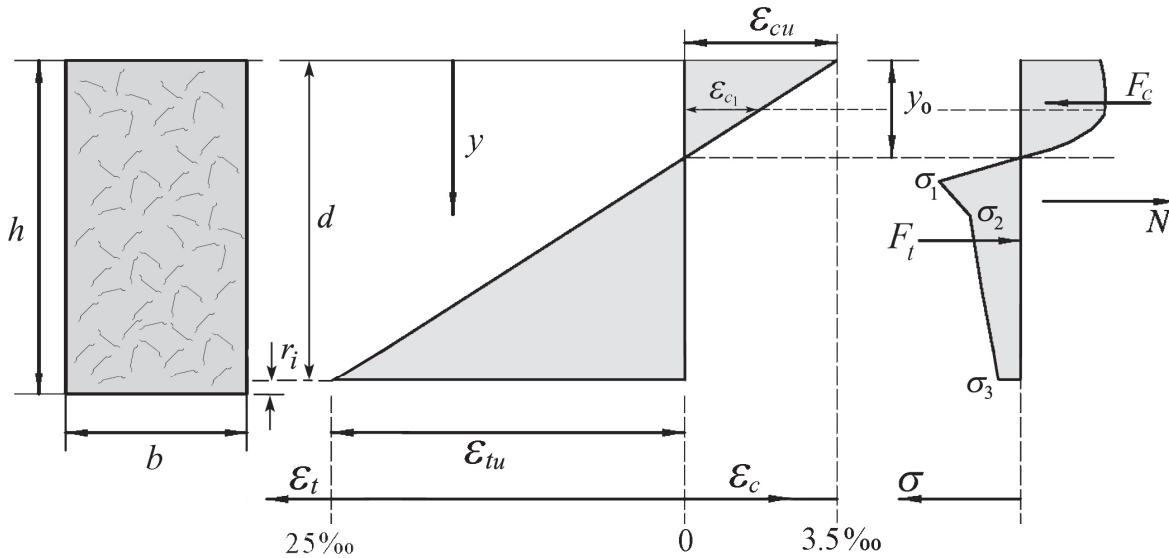


Figura 89. Diagrama esfuerzo–deformación (método σ - ϵ) para el estado último de esfuerzos.

De acuerdo con el Eurocódigo-2, la ley esfuerzo-deformación para la rama de compresión del concreto se define como:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = -\left(\frac{\kappa \eta - \eta^2}{1 + (\kappa - 2)\eta} \right) \text{ para } |\epsilon_c| < |\epsilon_{cu}| \quad (93)$$

² Formulación tomada de Sánchez (2014)

donde $\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$ y $\kappa = E_{cm} / E_{c1}$ (Figura 90)(Figura 0.1).

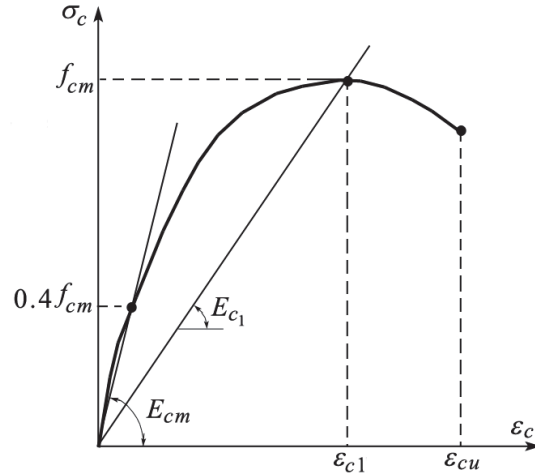


Figura 90. Ley esfuerzo-deformación para el concreto en compresión de acuerdo con el EC-2.

Figura 0.1. Ley esfuerzo-deformación para el concreto en compresión de acuerdo con el EC-2.

Los parámetros ε_{c1} y E_{c1} pueden estimarse con las siguientes relaciones:

$$\varepsilon_{c1} = \frac{0.7(f_{cm})^{(0.31)}}{1000} \quad (94)$$

$$E_{c1} = \frac{f_{cm}}{\varepsilon_{c1}} \quad (95)$$

donde $f_{cm} = f_{ck} + 8$ en MPa. Para encontrar la relación entre ε_c y y , se establece una relación lineal en el diagrama de deformaciones de la Figura 89:

$$\varepsilon_c(y) = \varepsilon_{cu} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right) \quad (96)$$

donde y_0 es la profundidad del eje neutro para un cierto estado de esfuerzos.

Sustituyendo (95) en la expresión de κ , se obtiene:

$$\kappa = \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (97)$$

Sin embargo, de acuerdo con la Norma Europea (Model Code 2010), es necesario agregar un factor adicional tal que:

$$\kappa = 1.05 \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \quad (98)$$

Luego, sustituyendo η , κ y (96) en (93) y reordenando:

$$\sigma_c[\varepsilon_c(y)] = -f_{cm} \left\{ \frac{1.05 \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right) \right] - \left[\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right) \right]^2}{1 + \left(1.05 \frac{E_{cm} \varepsilon_{c1}}{f_{cm}} - 2 \right) \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{y_0} \right)} \right\} \quad (99)$$

Por su parte, para la rama de tensión, de acuerdo con la Figura 8, el diagrama de esfuerzos se divide en tres partes:

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{t1}} \varepsilon_t \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_t \leq \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \quad (100)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} (\varepsilon_t - \varepsilon_{t1}) \quad \text{para } \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t1} + 10^{-4} \quad (101)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_3 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} (\varepsilon_t - \varepsilon_{t3}) \quad \text{para } \varepsilon_{t1} + 10^{-4} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t3} \quad (102)$$

donde $\varepsilon_3 = \varepsilon_{tu}$. Luego, al igual que para la rama de compresión, se establece una relación lineal entre los niveles de la deformación $\varepsilon_{s,i}$ y la posición y (Figura 89):

$$\varepsilon_t(y) = \frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) \quad (103)$$

donde d es diferente de h si se considera un cierto espesor (r_i) de concreto en la rama de tensión en el que no trabajan las fibras.

Sustituyendo (103) en (100), (101) y (102):

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{t1}} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{d - y_0} \right) (y - y_0) \quad \text{para } 0 \leq \varepsilon_t \leq \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \quad (104)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t1} \right] \quad \text{para } \frac{\sigma_1}{E_{cm}} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t2} \quad (105)$$

$$\sigma_t(\varepsilon_t) = \sigma_3 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t3} \right] \quad \text{para } \varepsilon_{t2} \leq \varepsilon_t \leq \varepsilon_{t3} \quad (106)$$

Y sustituyendo también las inecuaciones de ε_t , (100), (101) y (102) en (103), finalmente se obtiene:

$$\sigma_t[\varepsilon_t(y)] = \begin{cases} E_{cm} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{d - y_0} \right) (y - y_0) & \text{para } y_0 \leq y \leq \frac{\varepsilon_{t1}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} + y_0 \\ \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t1} \right] & \text{para } \frac{\varepsilon_{t1}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} + y_0 < y < y_0 + \frac{\varepsilon_{t2}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} \\ \sigma_3 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t3} \right] & \text{para } y_0 + \frac{\varepsilon_{t2}(d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} < y \leq d \end{cases} \quad (107)$$

Por otro lado, del diagrama de la Figura 89 pueden obtenerse las ecuaciones de equilibrio para fuerzas axiales y momentos:

$$F_c + F_t + F_s + N = 0 = \int_0^{y_0} \sigma_c [\varepsilon_c(y)] b dy + \int_{y_0}^d \sigma_t [\varepsilon_t(y)] b dy + N \quad (108)$$

$$M_c + M_t + M_s + M = 0 = \int_0^{y_0} \sigma_c [\varepsilon_c(y)] d b dy + \int_{y_0}^d \sigma_t [\varepsilon_t(y)] d b dy + M \quad (109)$$

donde F_s y M_s serían nulas si no se incluye acero de refuerzo convencional.

Finalmente, resolviendo las integrales de (108) y (109) y despejando N y M pueden obtenerse las fuerzas axiales y los momentos flexionantes de una sección de concreto reforzado con fibras de acero de peralte h y ancho b .

9.1.1.1. Esfuerzos y fuerzas en la sección resistente para estados límite de falla

El diagrama de interacción (o diagrama de capacidad de carga) se define como la representación gráfica del lugar geométrico en el que todas las combinaciones de carga axial (N_{ult}) y momento flexionante (M_{ult}) en un elemento estructural se encuentran dentro de sus límites de resistencia.

El procedimiento para construir el diagrama se basa en las hipótesis clásicas de la teoría estructural así como en las recomendaciones provenientes de algún código de diseño. En este diagrama pueden definirse puntos muy característicos como el punto de compresión pura (P_{0c}); los puntos de falla balanceada (P_b, M_b); los puntos de momento puro (M_0) y el punto de tensión pura (P_{0t}).

El punto P_{0c} que corresponde a una carga axial de compresión pura, para el cual se supone un estado de deformaciones unitarias de compresión uniforme (en secciones simétricas), suele calcularse como:

$$P_{0c} = \eta_c f'_c b h \quad (110)$$

donde η_c es un factor de reducción de resistencia que de acuerdo con la Norma Mexicana vale 0.80, b el ancho de la sección y h la altura. Esta fórmula es aplicable cuando se establecen aproximaciones planas para la resistencia en los estados límite, p.e., bloque rectangular, ley bilineal o parabólico rectangular. Sin embargo, la distribución de los esfuerzos de compresión dada por la ecuación (93), la cual puede verse en la Figura 91, no genera un diagrama que termine en el punto de compresión pura dado por (110). En el caso de esta formulación, cuando la profundidad del eje neutro coincide con el punto más bajo de la sección, la resultante de compresiones aún está en una posición excéntrica respecto a la línea media y por lo tanto genera momento. Entonces, para encontrar el punto de compresión pura se asume que puede trazarse una línea tangente al último punto del diagrama que intercepte al eje de las fuerzas axiales.

Por su parte, la falla balanceada (punto P_b, M_b) se define como la situación en la que la sección llega al límite de la resistencia tanto en compresión como en tensión, para la cual se supone un estado de deformaciones unitarias definido por ε_{cu} en la fibra extrema en compresión y ε_{tu} en el acero de tensión (Figura 89). Este estado se tiene cuando el concreto alcanza su deformación máxima útil en compresión así como en tensión, en este caso favorecido por la presencia de las fibras (estado último de resistencia). La obtención de la profundidad de este punto se realiza por triángulos semejantes como se deduce de la Figura 89, de modo que:

$$y_0 = \frac{\varepsilon_{cu} d}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{tu}} \quad (111)$$

Para la obtención de las fuerzas normales, la parte de la integral (108) que corresponde con de los esfuerzos de compresión en el concreto [ecuación (99)] queda como sigue:

$$F_c = \int_0^{y_0} \sigma_c(y) b dy = b \left\{ \begin{aligned} & -\frac{f_{cm} y}{(\kappa - 2)} \left[\kappa - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{c1}} \left(1 - \frac{y}{2y_0} \right) + \frac{1}{(\kappa - 2)} \right] - \\ & -\frac{f_{cm} y_0 \varepsilon_{c1}}{\varepsilon_{cu} (\kappa - 2)^3} (\kappa - 1)^2 \ln \left\{ y_0 [\varepsilon_{cu} (2 - \kappa) - \varepsilon_{c1}] + \varepsilon_{cu} y (\kappa - 2) \right\} \end{aligned} \right\}_0^{y_0} \quad (112)$$

Mientras que la que corresponde con las fuerzas de tensión se expresa como:

$$\begin{aligned} \int_{y_0}^d \sigma_t[\varepsilon_t(y)] b dy &= \int_{y_0}^{y_1} E_{cm} \left(\frac{\varepsilon_{tu}}{d - y_0} \right) (y - y_0) b dy + \\ &+ \int_{y_1}^{y_2} \left\{ \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{(\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t1} \right] \right\} b dy + \\ &+ \int_{y_2}^d \left\{ \sigma_2 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3)}{(\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{t3})} \left[\frac{\varepsilon_{tu}}{(d - y_0)} (y - y_0) - \varepsilon_{t3} \right] \right\} b dy \end{aligned} \quad (113)$$

donde los límites de integración de acuerdo con la ecuación (107) se definen como:

$$y_1 = \frac{\varepsilon_{t1} (d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} + y_0 ; y_2 = y_0 + \frac{\varepsilon_{t2} (d - y_0)}{\varepsilon_{tu}} \quad (114)$$

Entonces, la integral de los esfuerzos de tensión queda de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} \int_{y_0}^d \sigma_t[\varepsilon_t(y)] b dy &= \left\{ \frac{E_{cm} \varepsilon_{tu} (y - 2y_0)}{2(d - y_0)} \right\} \times y \times b \Big|_{y_0}^{y_1} + \\ &+ \left\{ \sigma_1 + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2) [\varepsilon_{tu} (y - 2y_0) - 2\varepsilon_{t1} (d - y_0)]}{2(d - y_0) (\varepsilon_{t1} - \varepsilon_{t2})} \right\} \times y \times b \Big|_{y_1}^{y_2} + \\ &+ \left\{ \sigma_2 + \frac{(\sigma_2 - \sigma_3) [\varepsilon_{tu} (y - 2y_0) - 2\varepsilon_{t2} (d - y_0)]}{2(d - y_0) (\varepsilon_{t2} - \varepsilon_{tu})} \right\} \times y \times b \Big|_{y_2}^d \end{aligned} \quad (115)$$

Como puede apreciarse, la integral de la ecuación (109) está referida a la posición del eje neutro (y_0), por lo que no es válida para calcular los momentos respecto a la mitad de la sección resistente. Para calcular el momento respecto a la mitad de la sección resistente resulta más sencillo multiplicar las fuerzas de compresión y tensión por sus respectivas excentricidades (brazos de palanca).

De la Figura 89 y de la Figura 90 puede apreciarse que la geometría de la curva esfuerzo-deformación es relativamente compleja de tal forma que para determinar los centroides es

conveniente recurrir a técnicas semi-gráficas. En el esquema de la Figura 91 se muestran las variables que es necesario determinar para poder calcular los distintos brazos de palanca de las fuerzas actuantes y por ende, los momentos.

El esfuerzo de compresión correspondiente con la deformación última ε_{cu} se calcula con la expresión (99) y con $\nu=0$. El centroide $C_{0,1}$ se calcula con la siguiente expresión:

$$C_{0,1} = \frac{f_{cm} (2\varepsilon_{cu} - \kappa\varepsilon_{c1}) + \varepsilon_{c1} \left[\sigma_{c0} (2 - \kappa) + \sqrt{\kappa^2 (\sigma_{c0} - f_{cm})^2 + 4\sigma_{c0} (1 - \kappa) (\sigma_{c0} + f_{cm})} \right]}{4f_{cm}\varepsilon_{cu}} y_0 \quad (116)$$

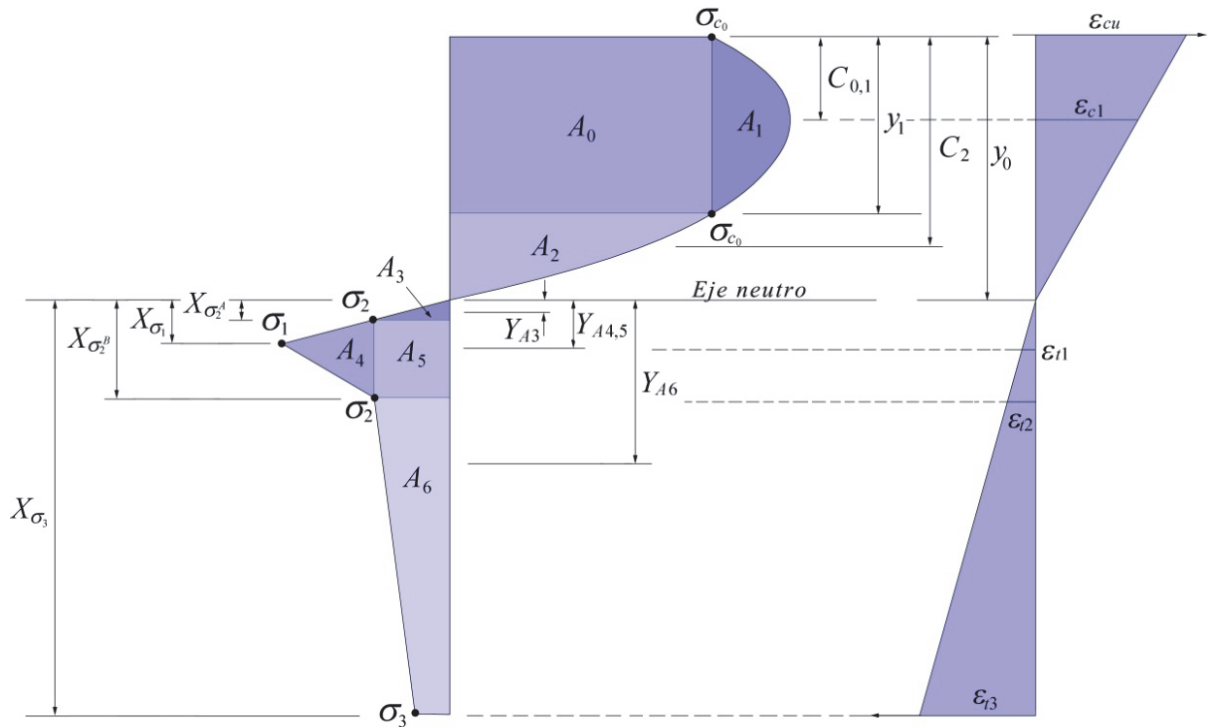


Figura 91. Diagramas de esfuerzos y deformaciones para la determinación de centroides.

Las áreas de compresión se calculan como sigue:

$$\begin{aligned} A_0 &= 2C_{0,1}\sigma_{c0} \\ A_1 &= \int_0^{y_1} \sigma_c(y)b dy - A_0 \\ A_2 &= \int_{y_0}^{y_1} \sigma_c(y)b dy \end{aligned} \quad (117)$$

donde $y_1=2C_{0,1}$. Luego, el centroide del Área 2:

$$C_2 = \frac{(y_0 - 2C_{0,1})}{3} + 2C_{0,1} \quad (118)$$

Y finalmente, el centroide de todo el diagrama de compresión:

$$C_c = \frac{C_{0,1}(A_0 + A_1) + C_2 A_2}{\int_0^{y_0} \sigma_c(y) b dy} \quad (119)$$

El brazo de palanca de la parte de compresión es:

$$b_{C_c} = \frac{d}{2} - C_c \quad (120)$$

Por su parte, los centroides de la parte de tensión se calculan como sigue: Primero se determinan las distancias X_σ del diagrama de la Figura 91:

$$X_{\sigma_2^A} = \frac{X_{\sigma_3} \sigma_2}{E_{cm} \varepsilon_{f3}}; X_{\sigma_1} = \frac{X_{\sigma_3} \varepsilon_{f1}}{\varepsilon_{f3}}; X_{\sigma_2^B} = \frac{X_{\sigma_3} \varepsilon_{f2}}{\varepsilon_{f3}}; X_{\sigma_3} = h - r_i - y_0 \quad (121)$$

Y luego los centroides del diagrama de tensión respecto al eje neutro:

$$Y_{A_3} = \frac{2X_{\sigma_2^A}}{3}; Y_{A_{4,5}} = X_{\sigma_1}; Y_{A_6} = X_{\sigma_2^B} + \left[\frac{(2\sigma_3 + \sigma_2)(X_{\sigma_3} - X_{\sigma_2^B})}{3(\sigma_3 + \sigma_2)} \right] \quad (122)$$

Por otro lado, las áreas A_3 a A_6 del diagrama de la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, las cuales representan a las fuerzas axiales de tensión:

$$A_3 = \frac{X_{\sigma_2^A} \times \sigma_2}{2} \times b; A_4 = \frac{(X_{\sigma_2^B} - X_{\sigma_2^A}) \times (\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \times b; \quad (123)$$

$$A_5 = (X_{\sigma_2^B} - X_{\sigma_2^A}) \times \sigma_2 \times b; A_6 = \frac{(X_{\sigma_3} - X_{\sigma_2^B}) \times (\sigma_2 + \sigma_3)}{2} \times b$$

Entonces, la resultante de las fuerzas axiales queda como:

$$N_{ult} = F_c \times b - (A_3 + A_4 + A_5 + A_6) \quad (124)$$

Y los brazos de palanca respecto a la mitad de la sección:

$$\begin{aligned}
b_{A_3} &= \begin{cases} -\left|\frac{d}{2} - (y_0 + Y_{A_3})\right| & \text{para } (y_0 + Y_{A_3}) > \frac{d}{2} \\ (y_0 + Y_{A_3}) - \frac{d}{2} & \text{para } (y_0 + Y_{A_3}) \leq \frac{d}{2} \end{cases} \\
b_{A_{4,5}} &= \begin{cases} -\left|\frac{d}{2} - (y_0 + Y_{A_{4,5}})\right| & \text{para } (y_0 + Y_{A_{4,5}}) > \frac{d}{2} \\ (y_0 + Y_{A_{4,5}}) - \frac{d}{2} & \text{para } (y_0 + Y_{A_{4,5}}) \leq \frac{d}{2} \end{cases} \\
b_{A_6} &= \begin{cases} -\left|\frac{d}{2} - (y_0 + Y_{A_6})\right| & \text{para } (y_0 + Y_{A_6}) > \frac{d}{2} \\ (y_0 + Y_{A_6}) - \frac{d}{2} & \text{para } (y_0 + Y_{A_6}) \leq \frac{d}{2} \end{cases}
\end{aligned} \tag{125}$$

Finalmente, los momentos:

$$M_{ult} = F_c \times b_{C_c} + A_3 \times b_{A_3} + A_{4,5} \times b_{A_{4,5}} + A_{6 \times} b_{A_6} \tag{126}$$

9.1.1.2. Diagrama de interacción

La formulación hasta aquí presentada está definida en términos de la normativa europea y por lo tanto, emplea las fórmulas y nomenclatura propias de ésta. A continuación se enlistan una serie de pasos para construir el diagrama de interacción de acuerdo con la Norma Mexicana.

- Se especifican los valores de: f'_c , ε_{cu} (=0.003, según las NTC de México) y ε_{tu} (=0.002, ídem).
- Se define el espesor del elemento de concreto, h , y se decide si se va a considerar un cierto espesor de “recubrimiento”, r_i , es decir, un límite en la sección resistente para las fuerzas de tensión (Figura 89).
- Se introducen los esfuerzos f_{R1} y f_{R4} (para CMOD=0.5 y CMOD=3.5, respectivamente) especificadas en proyecto o indicadas en la ficha técnica de las fibras (Figura 96).
- Se calcula \bar{f}_t con (15) de acuerdo con el tipo de concreto.
- Se calcula E_c con (21).
- Se calcula la deformación en el pico de la resistencia del concreto ε_{c1} con (94) y sustituyendo f_{cm} por f'_c . Nótese que ε_{c1} se refiere al diagrama de resistencia parabólico del Eurocódigo EC-2 (Figura 90) y no es equivalente al que utilizan códigos como los del ACI o la AASHTO.
- Cálculo del coeficiente κ con (98) sustituyendo E_{cm} por E_c y f_{cm} por f'_c .
- Cálculo del punto de compresión pura del diagrama de interacción.
- Finalmente, haciendo variar y desde 0.0 hasta d , se calculan las fuerzas axiales y los momentos resistentes (N_{ult} , M_{ult}) de siguiendo todo el procedimiento desde (112) hasta (126), cambiando y_0 por y .

En la Figura 92 se muestra el diagrama de interacción que resulta al final de este proceso para un concreto lanzado reforzado con fibras de acuerdo con la ficha técnica de la Figura 96.

Diagrama de interacción para una sección de CLRF
 de 15 cm de espesor, $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$, con contenido de 30 kg/m^3
 de fibras de $l = 35 \text{ mm}$. $d = 0.55$ ($l/d = 64$) y resistencia $1,100 \text{ N/mm}^2$

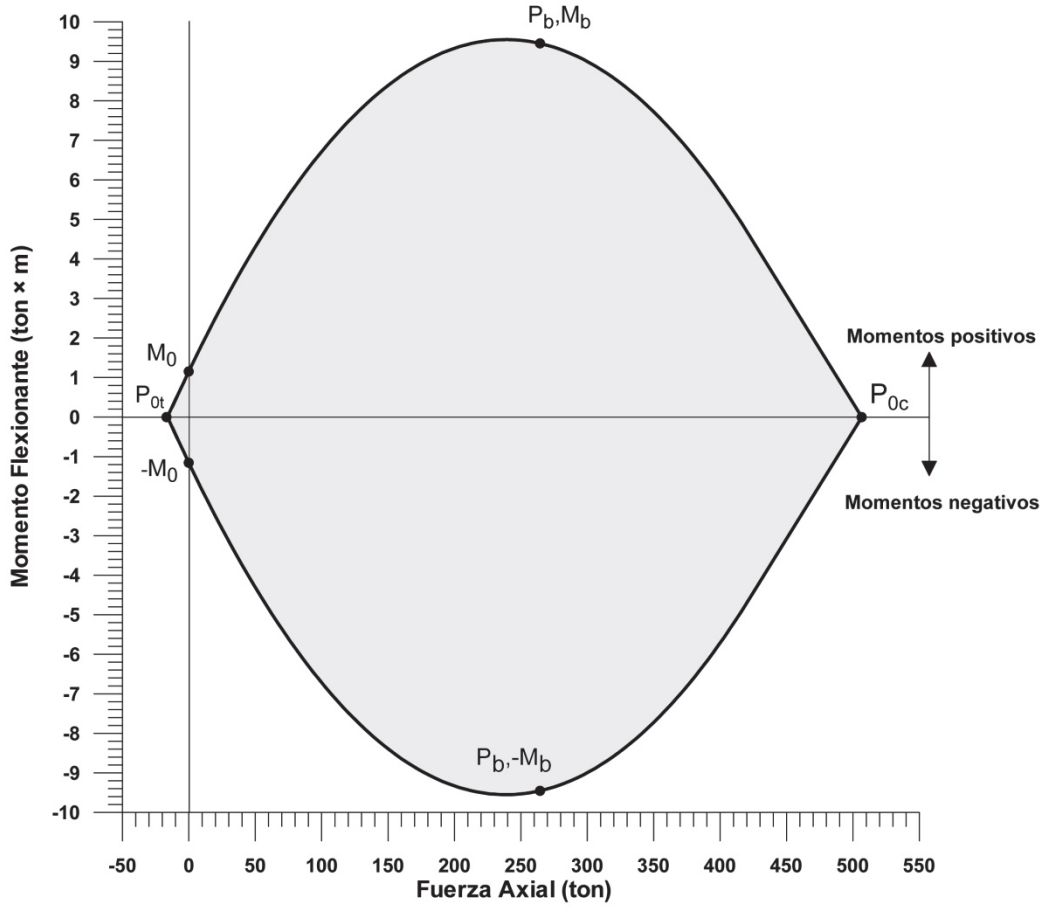


Figura 92. Diagrama de interacción para una sección de concreto lanzado reforzado con fibras de acero de $f'_c = 30 \text{ kg/cm}^2$ que contiene 30 kg/m^3 de fibras de $l = 35 \text{ mm}$, $d = 0.55 \text{ mm}$ y resistencia $1,100 \text{ N/mm}^2$.

APÉNDICE 3 PRUEBA UNE-EN 14651

El comportamiento a tensión del concreto con fibras metálicas se evalúa en términos de valores de resistencia residual a tensión por flexión, determinados de la curva carga-desplazamiento de la apertura de la muesca, la cual se obtiene aplicando una carga puntual centrada sobre un prisma, con una muesca, simplemente apoyado, ver Figura 93.

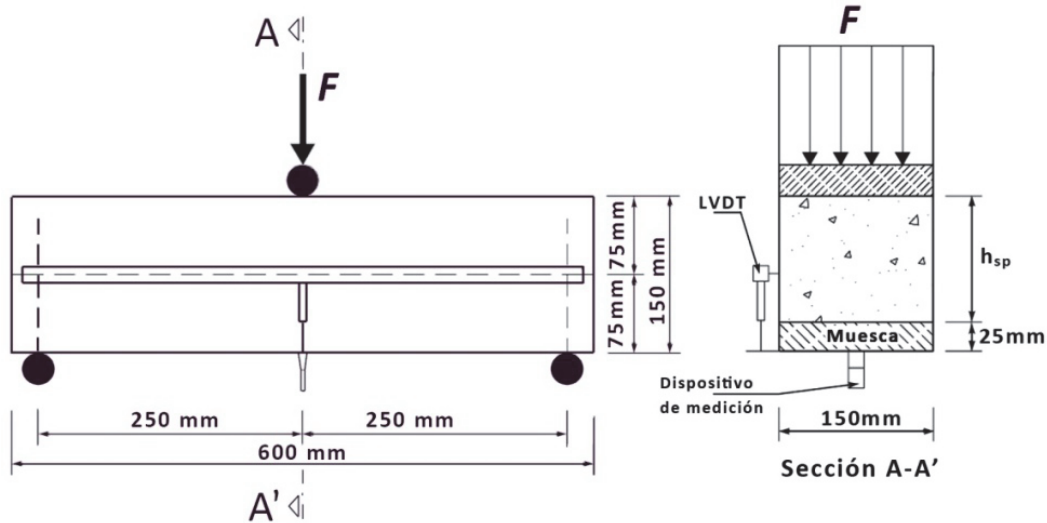


Figura 93. Dimensiones del espécimen, disposición de los transductores de desplazamiento y condiciones de carga de la prueba EN 14651 para determinar los esfuerzos residuales de tensión. A partir de Barros y Antunes, 2003.

Cuando se mide el desplazamiento en el borde de la muesca, se debe instalar un transductor de desplazamiento a lo largo del eje longitudinal, en la mitad de la anchura de la probeta prismática, de modo que la distancia entre la parte inferior de la probeta y la línea de medición sea inferior o igual a 5 mm.

Para el caso en que se cuente con un equipo que controle la velocidad de crecimiento del CMOD (crack mouth opening displacement, apertura de la muesca), debe funcionar de modo que el CMOD aumente a una velocidad constante de 0.05 mm/min. Cuando el CMOD = 0.1 mm, la máquina debe funcionar de modo que el CMOD aumente a una velocidad constante de 0.2 mm/min.

En el curso de los dos primeros minutos del ensayo, los valores de la carga y del CMOD correspondientes deben registrarse con una frecuencia de al menos 5 Hz. esta frecuencia puede reducirse posteriormente a una frecuencia superior o igual a 1 Hz.

El ensayo se finaliza al alcanzar un valor de CMOD superior o igual a 4 mm.

Los parámetros nominales que se obtienen del ensayo antes mencionado se calculan a partir de una representación gráfica como la que se muestra en la Figura 94. En el diagrama se muestran los valores de la fuerza aplicada al centro de la viga versus la deformación de ésta medida en términos de la apertura de la muesca (CMOD). Alternativamente puede medirse la deflexión (δ_R) en términos de los desplazamientos verticales al centro de la viga a través de un dispositivo LVDT.

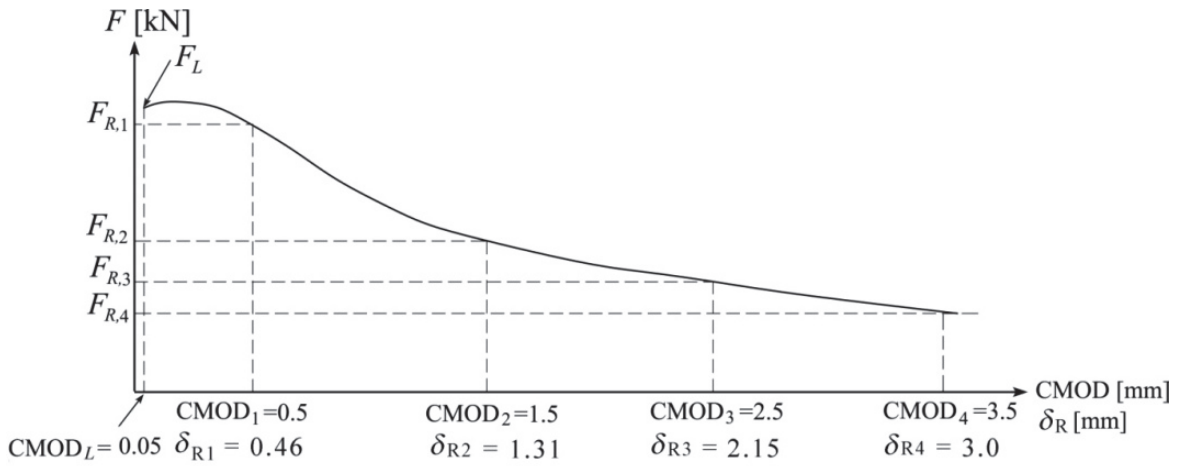


Figura 94. Diagrama carga-deformación o abertura de fisura (CMODi). A partir de Vandewalle, 2003.

En el diagrama se miden las fuerzas que se producen para aperturas de muesca de 0.5, 1.5, 2.5 y 3.5 milímetros: $F_{R,1}$, $F_{R,2}$, $F_{R,3}$ y $F_{R,4}$, respectivamente. A partir de estas fuerzas y de la carga correspondiente al límite de proporcionalidad F_L es que se obtienen la resistencia a la flexotensión, y los correspondientes esfuerzos residuales del diagrama de tensiones en el concreto $f_{R,j}$, ecuación (76).

Expresión del límite de proporcionalidad

El momento flector en el centro de la probeta correspondiente a la carga puntual al centro es el siguiente:

$$M = \frac{F}{2} \cdot \frac{l}{2} \tag{127}$$

donde F es la fuerza puntual y l la longitud entre apoyos. Suponiendo una distribución lineal de esfuerzos tal y como se muestra en la Figura 95, se deduce el límite de proporcionalidad por la ecuación (128).

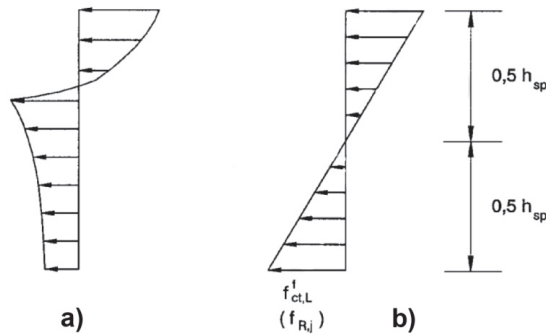


Figura 95. Distribución de esfuerzos. a) distribución real de esfuerzos, b) distribución adoptada de esfuerzos.

donde F_L es la carga correspondiente al límite de proporcionalidad, l el momento flector, b el ancho de la probeta y h la distancia entre el fondo de la muesca y la parte superior de la probeta, en la sección del centro del claro.

$$f_{ct,L}^f = \frac{6M_L}{bh^2} = \frac{3F_L l}{2bh^2} \quad (128)$$

En la etapa de proyecto de un túnel (o de prediseño) y ante la falta de ensayos de caracterización de las mezclas de concreto lanzado con fibras, el diseñador deberá especificar los requerimientos mínimos de desempeño del sistema a modo de preservar la seguridad, la eficiencia y al mismo tiempo, la economía de las excavaciones.

Entonces, una especificación para la mezcla puede comenzar con la definición de los valores promedio de los esfuerzos residuales $f_{R,j}$ para una determinada resistencia característica de la mezcla y una determinada dosificación de fibras. De esta manera podrán determinarse los valores de los esfuerzos de diseño y calcular los correspondientes diagramas de interacción, así como la capacidad de resistencia al esfuerzo cortante del sistema.

Así, por ejemplo, de acuerdo con la Norma Mexicana NMX-C-488-ONNCCE-2014 del Organismo Nacional de Normalización y Certificación de la Construcción y Edificación, S.C., en el proyecto se podrá especificar cuál es la información que deberá suministrarse junto con el producto, de acuerdo con el Número del certificado de conformidad NMX. En la Figura 96 se muestra un ejemplo de una ficha con la información técnica especificada.

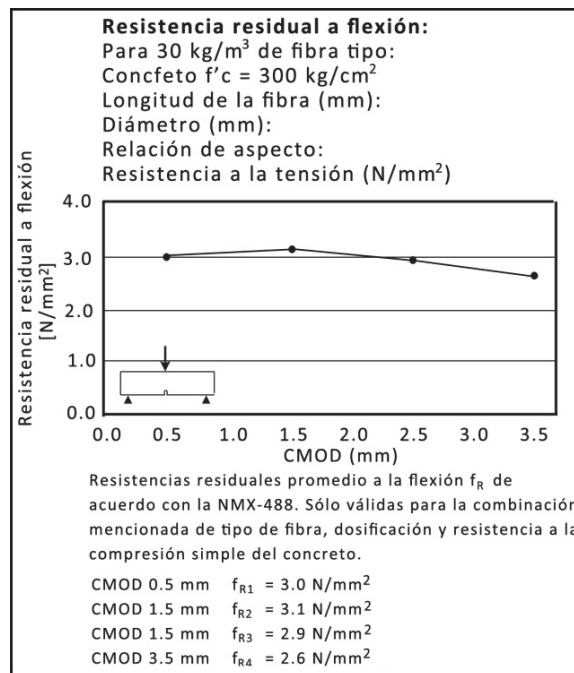


Figura 96. Ejemplo de una ficha técnica.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradezco a la persona que motivó el desarrollo del presente trabajo (mi tutor); su guía, paciencia y conocimientos fueron los que permitieron ver luz al final del túnel; los valiosos comentarios y sugerencias en cada etapa de la tesis, al igual que sus atenciones, plena dedicación y conocimientos acerca del mundo subterráneo han dejado una profunda huella en mi persona, al tiempo que forjó en mi una ética y visión de trabajo, gracias Ing. Fermín A. Sánchez Reyes.

A las personas y asociaciones involucradas en la creación de la maestría en túneles y obras subterráneas, les agradezco el gran esfuerzo que han dado por sacar adelante el proyecto de continua educación en el mundo subterráneo; también quiero agradecer en este punto a mis compañeros de maestría, de quienes aprendí algo importante en cada etapa. Una especial mención entre mis compañeros y amigos la merecen Uriel B. Aguilar Torres y R. Saúl Ponce Navarrete, sin su apoyo y consejo no estaría aquí.

Por el constante apoyo y motivación, quiero agradecer a mi novia; la persona con quien he pasado muchos y muy emocionantes momentos, gracias por ayudarme a mejorar quien soy en todos los aspectos de mi vida, gracias Mildred Y. Mendoza Valeriano.

Agradezco a toda mi familia, todos aquellos consanguíneos y a quienes tras mucho tiempo de amistad llamo familia, me han motivado y ayudado, muchas veces sin notarlo. Atención especial a mis hermanos, Yadira, Danir y Pedro.

Al final de esta breve relación de agradecimientos he dejado a mis padres, Ma. de los Ángeles y J. Ángel, quienes me mostraron que el esfuerzo y la perseverancia son el camino al éxito. Sólo ellos conocen el esfuerzo que he dado para llegar donde estoy. Así mismo no olvidar a mis tíos, Víctor y Pedro, por enseñarme a no bajar los brazos. Sin ustedes no sería posible ser quien soy.

A todos gracias.

Marzo, 2016.