



UNIVERSIDAD DE CHILE  
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS  
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**EVALUACIÓN ANALÍTICO-EXPERIMENTAL DEL USO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO  
Y ACERO COMO REFUERZO EN SOSTENIMIENTOS DE HORMIGÓN PROYECTADO  
PARA TÚNELES INTERESTACIÓN DEL METRO DE SANTIAGO.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

FRANCISCO MIGUEL NAZAR ARANEDA

**PROFESOR GUÍA:**

LEONARDO MASSONE SÁNCHEZ

**MIEMBROS DE LA COMISIÓN:**

RUBÉN BOROSCHEK KRAUSKOPF

EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA

SANTIAGO DE CHILE

2016

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL  
POR: FRANCISCO MIGUEL NAZAR ARANEDA  
FECHA: SEPTIEMBRE, 2016  
PROF. GUÍA: SR. LEONARDO MASSONE S.

**EVALUACIÓN ANALÍTICO-EXPERIMENTAL DEL USO DE FIBRAS DE POLIPROPILENO  
Y ACERO COMO REFUERZO EN SOSTENIMIENTOS DE HORMIGÓN PROYECTADO  
PARA TÚNELES INTERESTACIÓN DEL METRO DE SANTIAGO.**

Esta memoria evalúa analítica y experimentalmente el uso de fibras de acero y/o polipropileno como reemplazo del refuerzo tradicional de mallas electrosoldadas en sostenimientos de hormigón proyectado para los túneles interestación del Metro de Santiago. El trabajo se divide en dos partes, interconectadas pero muy diferentes en esencia.

La primera es una parte experimental de carácter exploratorio, en donde se realizaron (i) 8 ensayos sobre probetas de sección escalada (1:2) a flexión simple ( $a/d \sim 5$ ) con cargas axiales de  $2\%f'_c$  y  $7\%f'_c$  y diferentes refuerzos (doble malla, doble malla + marco, malla + marco + fibras de acero o polipropileno); (ii) 4 ensayos sobre probetas de sección escalada (1:2) a flexión simple ( $a/d \sim 1.5$ ) con cargas axiales de  $2\%f'_c$  y  $7\%f'_c$  y diferentes fibras (malla + marco + fibras de acero o polipropileno); y (iii) ensayos de caracterización uniaxial de los hormigones proyectados con/sin fibras (tracción directa e indirecta, flexotracción, compresión) y los aceros AT56-50H y A630S (tracción). Se utilizó instrumentación tradicional (LVDTs, celdas de carga) y fotogrametría mediante la técnica de correlación de imágenes digitales (DIC). Los resultados mostraron muy poca ductilidad en los aceros AT56-50H, algo de ductilidad en los aceros A630S, alta sobrerresistencia en los hormigones (aumentos del 70 % sobre el  $f'_c$  especificado), un aporte muy importante del marco reticulado en flexión (refuerzo interno principal) y un aporte visible aunque modesto de las fibras y mallas electrosoldadas en el comportamiento mecánico de los hormigones en tracción y compresión.

La segunda parte contempla la modelación bidimensional por elementos finitos del sistema túnel-suelo mediante la plataforma OpenSees. Se modela el suelo con elementos cuadrilaterales bicuadráticos de 9 nodos y con la ley constitutiva PMDY02 [72], se modela el revestimiento mediante elementos viga-columna con secciones de fibras, y se modela la interacción entre el revestimiento y el suelo mediante el enfoque de Winkler sin tracción en la dirección normal al contacto y mediante varias hipótesis de adherencia en la dirección tangencial. El modelo es sometido a las cargas estáticas provenientes de la excavación, modeladas considerando la secuencia constructiva del túnel mediante el Método  $\alpha$ , y posteriormente a un análisis sísmico mediante el método de ovalamiento de ondas de corte. Los resultados muestran que los factores de seguridad implícitos en el diseño son altos (la estructura permanece elástica) y que el revestimiento se puede optimizar. El autor debe hacer notar, sin embargo, que la tunelería aún es un arte, por lo que el análisis no es categórico y se recomienda investigar las demandas producto de otros efectos (e.g., ondas de Rayleigh).

*A mis abuelos.*

*A mis hermanos.*

*A mis papás.*

## Declaración

Todas las fotos y figuras hechas por el autor (que no están referenciadas) quedan a libre disposición para quien quiera usarlas con cualquier fin.

Los datos experimentales de los instrumentos típicos (LVDTs, celdas) y los modelos de elementos finitos programados en OpenSees (ajustes de materiales, modelos de elementos finitos de ensayos, y el modelo de elementos finitos del sistema túnel-suelo) se pueden ver en el siguiente repositorio: <http://github.com/Nazarian/Memoria>. Los datos fotogramétricos de los ensayos son muy pesados para ser colocados a disposición en algún repositorio. En caso de requerirse, contactar al autor.

## Agradecimientos

Agradezco a mis profesores integrantes de la comisión Leonardo Massone, Rubén Boroschek y Edgardo González, por guiarme y ayudarme en un tema tan interesante como el que me ha tocado. Extiendo los agradecimientos a todos los profesores de la FCFM que contribuyeron a mi formación.

Agradezco a los laboratoristas Pedro Soto, Victor González, Omar González, y Mario Carrillo por su apoyo en la parte experimental. Gran parte de esta memoria es el resultado de sus esfuerzos.

Agradezco a Metro de Santiago, que con el apoyo de Conpax S.A., construyó las probetas. En particular, agradezco a Roberto Castro, Carlos Albornoz y Claudio Alvarado de Conpax, por sus gestiones. Extiendo los agradecimientos a Cristián Rojas, Luis Chamorro, Luis Insunza, Luis Fuentes, Francisco Romero, Jonathan Jinel, Christian González, Mauro Castro, Josué Torres, y a todos los que me ayudaron en la construcción de mis probetas.

Agradezco a IDIEM por prestarme la testiguera y también la máquina universal Toni Technik para realizar ensayos a flexotracción; en particular, a Carlos Thomas y Jacques Bornand.

Finalmente, agradezco a Juan Bascuñán, Alexis Iturriaga, José Alonso y a Nelson Castro, por su apoyo en el desmoldaje y soldadura de piezas.



(a) Equipo completo que apoyó en la proyección



(b) Francisco Romero y Jonathan Jinel, enrasadores.



(c) Luis Chamorro y Cristián Rojas sacando testigos.



(d) Omar González, Pedro Soto, y Mario Carrillo.

Figura 1: Personas que me ayudaron en mi memoria

# Tabla de contenido

<b>Índice de figuras</b>	<b>VIII</b>
<b>Índice de tablas</b>	<b>XII</b>
<b>1. Introducción</b>	<b>1</b>
1.1. Antecedentes	1
1.1.1. Revestimientos de túneles	1
1.1.2. Hormigón reforzado con fibras	2
1.2. Motivación	4
1.3. Alcance y aporte de la memoria	4
1.4. Objetivos y planteamiento del problema	5
1.5. Estructura de la memoria	5
<b>2. Revisión bibliográfica general</b>	<b>7</b>
2.1. Túneles	7
2.1.1. El Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles	7
2.1.2. Fallas típicas en revestimientos de túneles producto de sismos	8
2.1.3. Estimación de las solicitaciones estáticas sobre el túnel	10
2.1.4. Diseño sísmico de túneles	12
2.2. Modelación numérica por elementos finitos	13
2.2.1. El arte de mallar	15
2.2.2. Conceptos esenciales de OpenSees y sección de fibras	16
2.2.3. Postprocesamiento	17
2.3. Comportamiento de materiales	17
2.3.1. Hormigón proyectado	17
2.3.2. Hormigón reforzado con fibras	20
2.3.3. Suelo	24
2.3.4. Interfaces suelo-estructura	25
2.4. Validación de modelos mediante experimentos	26
2.4.1. Ensayos sobre HRF ¿Isostáticos o hiperestáticos?	26
2.4.2. Instrumentación	27

<b>3. Diseño de los experimentos y construcción de los especímenes</b>	<b>30</b>
3.1. Descripción general de los experimentos . . . . .	30
3.2. Criterios de escalamiento de las probetas . . . . .	31
3.2.1. Características de los túneles de la Línea 6 del Metro de Santiago . . . . .	31
3.2.2. Características de las probetas a escala . . . . .	32
3.3. Construcción de las probetas . . . . .	33
3.3.1. Aspectos generales . . . . .	33
3.3.2. Preparación y armado de los moldajes . . . . .	34
3.3.3. Hormigón utilizado . . . . .	36
3.3.4. Fibras usadas . . . . .	37
3.3.5. Proyección del hormigón . . . . .	38
3.3.6. Desmoldaje . . . . .	39
3.3.7. Extracción, corte y emparejado de cilindros . . . . .	39
3.4. Implementos para el ensaye de vigas con secciones de túnel . . . . .	40
3.4.1. Sistema de carga transversal . . . . .	40
3.4.2. Sistema de carga axial . . . . .	40
3.4.3. Características y disposición de los LVDTs usados . . . . .	41
3.4.4. Características de las celdas de carga (axial y transversal) . . . . .	41
3.4.5. Implementos adicionales . . . . .	42
3.4.6. Adquisición de datos . . . . .	42
3.4.7. Características de las cámaras y accesorios . . . . .	42
3.4.8. Conceptos esenciales de Ncorr (software DIC) . . . . .	43
3.4.9. Patrón aleatorio de correlación de imágenes . . . . .	43
3.4.10. Fotografía esquemática del montaje experimental de los ensayos . . . . .	45
3.5. Implementos para el ensaye de las probetas de caracterización de materiales . . . . .	46
<b>4. Resultados experimentales</b>	<b>47</b>
4.1. Descripción del capítulo y fechas de ensayos . . . . .	47
4.2. Ensayos a tracción de las barras de refuerzo . . . . .	48
4.3. Ensayos a compresión de testigos . . . . .	49
4.4. Ensayos a tracción indirecta (método brasileño) de testigos . . . . .	51
4.5. Ensayos a tracción directa de testigos . . . . .	52
4.6. Ensayo a flexión de viguetas de HRF (EN 14651) . . . . .	53
4.7. Ensayos a flexión con carga axial de probetas largas . . . . .	55
4.7.1. Ensayos de probetas A1 y A2 . . . . .	57
4.7.2. Ensayos de probetas B1 y B2 . . . . .	59
4.7.3. Ensayos de probetas DA1 y DA2 . . . . .	61
4.7.4. Ensayos de probetas DP1 y DP2 . . . . .	63
4.8. Ensayos a flexión con carga axial de probetas cortas . . . . .	66
4.8.1. Ensayos de probetas CA1 y CA2 . . . . .	67
4.8.2. Ensayos de probetas CP1 y CP2 . . . . .	69
4.8.3. Comparación entre refuerzos . . . . .	71

<b>5. Estudios analíticos y numéricos</b>	<b>74</b>
5.1. Descripción general del estudio analítico . . . . .	74
5.2. Modelos de comportamiento de los experimentos. . . . .	74
5.2.1. Modelo de comportamiento de aceros de refuerzo . . . . .	74
5.2.2. Modelo de comportamiento de los hormigones . . . . .	75
5.2.3. Modelo de elementos finitos de ensayos a flexión sin refuerzo (EN14651) . . . . .	76
5.2.4. Modelos de elementos finitos de ensayos sobre probetas a escala 1 a 2. . . . .	77
5.2.5. Comparación simulada entre refuerzo con fibras vs con malla sin marco reticulado para el sostenimiento . . . . .	81
5.3. Modelo de elementos finitos del túnel . . . . .	82
5.3.1. Descripción general del análisis . . . . .	82
5.3.2. Elementos de suelo . . . . .	82
5.3.3. Modelos de comportamiento del suelo . . . . .	83
5.3.4. Elementos del revestimiento . . . . .	85
5.3.5. Materiales del revestimiento . . . . .	86
5.3.6. Elementos de interfaz suelo-revestimiento . . . . .	87
5.3.7. Elementos auxiliares . . . . .	88
5.3.8. Análisis de secciones a escala completa . . . . .	88
5.3.9. Malla de elementos . . . . .	91
5.3.10. Condiciones de borde . . . . .	93
5.3.11. Cargas y secuencia de modelos . . . . .	94
5.4. Resultados . . . . .	95
5.4.1. Aplicación de las cargas de gravedad sobre el suelo no excavado. . . . .	95
5.4.2. Excavación del material interior (Método Alpha) . . . . .	95
5.4.3. Colocación del sostenimiento y revestimiento . . . . .	97
5.4.4. Análisis sísmico de ovalamiento . . . . .	99
5.4.5. Discusión sobre los parámetros ocupados . . . . .	106
<b>6. Conclusiones y recomendaciones</b>	<b>108</b>
6.1. Campaña experimental . . . . .	108
6.1.1. Conclusiones . . . . .	108
6.1.2. Recomendaciones . . . . .	109
6.2. Modelamiento . . . . .	109
6.2.1. Conclusiones . . . . .	109
6.2.2. Recomendaciones . . . . .	110
6.3. Diseño . . . . .	110
6.3.1. Conclusiones . . . . .	110
6.3.2. Recomendaciones . . . . .	110
<b>Bibliografía</b>	<b>111</b>
.1. Corrección de datos entregados por la máquina universal Instron 600 LX por flexibilidad.	115
.2. Filosofía y ejemplos de ajuste de datos de ensayos . . . . .	116



# Índice de figuras

1. Personas que me ayudaron en mi memoria . . . . .	IV
1.1. Modelo de Wang del efecto sísmico en túneles. . . . .	2
1.2. Secciones del revestimiento de la Línea 6 del Metro. . . . .	5
2.1. Fallas en revestimientos de túneles, Terremoto de Chi Chi, Taiwán, 1999. . . . .	8
2.2. Colapso de la estación de Daikai. . . . .	9
2.3. Descripción gráfica de algunas teorías de empuje. . . . .	10
2.4. Efecto arco y métodos bidimensionales para modelarlo. . . . .	11
2.5. Ejemplos de métodos de análisis sísmico para estructuras enterradas. . . . .	13
2.6. Concepto de elemento de fibras . . . . .	16
2.7. Influencia de la resistencia y acelerante sobre el comportamiento del shotcrete. . . . .	18
2.8. Modelos de plasticidad en hormigón armado. . . . .	19
2.9. Tipologías de fibras y comportamiento del hormigón con fibras . . . . .	21
2.10. Ubicación y descripción de las unidades geológicas de la cuenca de Santiago. . . . .	24
2.11. Comportamiento experimental de las gravas de Santiago. . . . .	25
2.12. Algunos tipos de ensayos de caracterización del HRF. . . . .	27
2.13. Filosofía de la correlación de imágenes digitales (DIC). . . . .	28
2.14. Ejemplos de diferentes patrones para correlación de imágenes. . . . .	28
3.1. Secciones del revestimiento de la Línea 6 del Metro. . . . .	32
3.2. Características de las probetas que simulan secciones de revestimiento de túneles. . . . .	33
3.3. Construcción de los moldajes . . . . .	35
3.4. Granulometría y tamaño máximo de áridos . . . . .	36
3.5. Comparación entre fibras Dramix 3D 65/35 BG y EPC BarChip 48 . . . . .	37
3.6. Implementos y partes de la proyección del hormigón de las probetas. . . . .	38
3.7. Presencia de nidos en aristas al momento de desmoldar . . . . .	39
3.8. Extracción y preparación de testigos para ensayos de caracterización. . . . .	39
3.9. Sistema de carga axial. . . . .	40
3.10. Disposición de LVDTs para probetas largas. . . . .	41
3.11. Disposición de LVDTs para probetas cortas. . . . .	41
3.12. Algunos patrones investigados. Las figuras representan cuadrados de 5 x 5 cm <sup>2</sup> . . . . .	44
3.13. Vigas y muros ensayados previamente con fotogrametría. . . . .	44
3.14. Parámetros de entrada del análisis DIC mediante Ncorr. . . . .	45

3.15. Fotografía esquemática del ensayo a escala 1 a 2 sobre probetas largas. . . . .	45
4.1. Ensayos sobre aceros A630S y AT56-50H. . . . .	48
4.2. Modos de falla de barras de acero ensayadas monotónicamente a tracción. . . . .	49
4.3. Resultados $\sigma$ - $\epsilon$ obtenidos experimentalmente sobre testigos de hormigón con y sin fibras. . . . .	50
4.4. Fotografía de ensayo a compresión. . . . .	50
4.5. Fotografía de ensayo a tracción indirecta a deformación controlada y modos de falla. . . . .	51
4.6. Resultados $P - \delta$ de ensayos a tracción indirecta (método brasileño), y explicación . . . . .	51
4.7. Descripción fotográfica de ensayos a tracción . . . . .	52
4.8. Resultados experimentales de testigos a tracción directa . . . . .	53
4.9. Descripción fotográfica de ensayos EN 14651. . . . .	53
4.10. Resultados carga-deflexión para ensayo EN14651. . . . .	54
4.11. Caracterización EN14651 del HRF . . . . .	54
4.12. Esquema con posición de los LVDTs en ensayos sobre probetas A, B, DA y DP. . . . .	55
4.13. Evolución de la carga axial durante los ensayos a flexión sobre probetas A, B, DP y DA. . . . .	56
4.14. Descripción fotográfica del problema de apoyos. . . . .	56
4.15. Descripción fotográfica del problema de la carga axial. . . . .	57
4.16. Respuesta $P - \delta$ de probetas A1 y A2. [-1mm] . . . . .	57
4.17. Curvaturas para distintos instantes de tiempo, probetas A. . . . .	58
4.18. Corte y cinemática de los ensayos. . . . .	59
4.19. Modos de falla de probetas A1 y A2. [-3mm] . . . . .	59
4.20. Respuesta $P - \delta$ de probetas B1 y B2. . . . .	60
4.21. Curvaturas para distintos instantes de tiempo, probetas B. . . . .	61
4.22. Modos de falla de probetas B1 y B2. . . . .	61
4.23. Respuesta $P - \delta$ de probetas DA1 y DA2. . . . .	62
4.24. Curvaturas para distintos instantes de tiempo, probetas DA. . . . .	63
4.25. Modos de falla de probetas DA1 y DA2. . . . .	63
4.26. Respuesta $P - \delta$ de probetas DP1 y DP2. . . . .	64
4.27. Curvaturas para distintos instantes de tiempo, probetas DP. . . . .	65
4.28. Modos de falla de probetas DP1 y DP2. . . . .	65
4.29. Evolución de la carga axial durante los ensayos a flexión sobre probetas CP y CA. . . . .	66
4.30. Respuesta $P - \delta$ de probetas CA1 y CA2. . . . .	67
4.31. Curvaturas para distintos instantes de tiempo, probetas CA. . . . .	68
4.32. Deformaciones de corte para distintos instantes de tiempo, probetas CA. . . . .	68
4.33. Deslizamiento en la grieta principal de la probeta CA1. . . . .	69
4.34. Desarrollo de grietas de la probeta CA2. . . . .	69
4.35. Respuesta $P - \delta$ de probetas CP1 y CP2. . . . .	70
4.36. Curvaturas para distintos instantes de tiempo, probetas CP. . . . .	70
4.37. Deformaciones de corte para distintos instantes de tiempo, probetas CP. . . . .	71
4.38. Comparación $P$ - $\delta$ entre probetas largas con diferentes refuerzos según carga axial. . . . .	71
4.39. Comparación Energía- $\delta$ entre probetas largas con diferentes refuerzos según carga axial. . . . .	72

5.1. Ajuste de modelos de aceros AT56-50H y A630S a experimentos en tracción. . . . .	75
5.2. Ajuste de modelos de hormigones a experimentos uniaxiales en compresión. . . . .	76
5.3. Ajuste numérico sobre ensayos EN14651. . . . .	77
5.4. Ajuste numérico sobre ensayos A1 y A2. . . . .	77
5.5. Ajuste numérico sobre ensayos B1 y B2. . . . .	78
5.6. Ajuste de ensayos DA1 y DA2. . . . .	79
5.7. Ajuste de ensayos DP1 y DP2. . . . .	80
5.8. Ajuste sobre ensayos CA1 y CA2. . . . .	80
5.9. Ajuste sobre ensayos CP1 y CP2. . . . .	81
5.10. Comparación simulada entre malla y fibras . . . . .	81
5.11. Funciones de interpolación para elementos cuadrilaterales bicuadráticos . . . . .	83
5.12. Descripción espacial, fotográfica y estratigráfica de la línea 6 y de la grava de Santiago	83
5.13. Modelo n-dimensional PDMY02 . . . . .	84
5.14. Comportamiento simulado de la grava de Santiago. . . . .	84
5.15. Detallamiento del sostenimiento y revestimiento . . . . .	86
5.16. Modelos de materiales ocupados. . . . .	86
5.17. Elementos de interfaz suelo-revestimiento ocupados. . . . .	87
5.18. Diagrama de los elementos auxiliares (vigas rígidas) . . . . .	88
5.19. Secciones del revestimiento de la Línea 6 del Metro. . . . .	88
5.20. Diagramas $\phi - M$ con cargas axiales bajas para diferentes sostenimientos. . . . .	89
5.21. Diagramas $\phi - M$ con cargas axiales bajas para los diferentes revestimientos completos.	89
5.22. Diagramas de interacción para los diferentes sostenimientos y secciones completas. . . . .	90
5.23. Análisis seccional incorporando desfase de cargas sostenimiento-revestimiento . . . . .	90
5.24. Comparación entre los diferentes tipos de mallados investigados inicialmente. . . . .	91
5.25. Mallado escogido para posteriores análisis. . . . .	92
5.26. Histogramas con indicadores generales de la calidad geométrica del mallado usada. . . . .	93
5.27. Tensiones iniciales en el suelo sin excavar, en Pa . . . . .	95
5.28. Tensiones y desplazamientos en el suelo en la fase de excavación ( $\alpha = 0,5$ ) . . . . .	96
5.29. Líneas de flujo de partículas, $\alpha_1=0.5$ . . . . .	96
5.30. Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase estática, hipótesis No-slip . . . . .	97
5.31. Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase estática, hipótesis Full-slip . . . . .	98
5.32. Interacción M-N para cargas estáticas. . . . .	98
5.33. Análisis por desangulación según el Manual de carreteras Vol. 3. . . . .	100
5.34. Análisis de sitio en OpenSees. . . . .	100
5.35. Factores de interacción R como función de las desangulaciones . . . . .	101
5.36. Factores de interacción R como función de las desangulaciones . . . . .	101
5.37. Formas de deformada del suelo y la estructura . . . . .	102
5.38. Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase sísmica, hipótesis No-slip . . . . .	103
5.39. Esfuerzos sobre el revestimiento en la fase sísmica, hipótesis No-slip . . . . .	103
5.40. Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase sísmica, hipótesis Full-slip . . . . .	104
5.41. Esfuerzos sobre el revestimiento en la fase sísmica, hipótesis Full-slip . . . . .	104
5.42. Esfuerzos totales, hipótesis No-slip . . . . .	105

5.43. Esfuerzos totales, hipótesis Full-slip . . . . .	105
5.44. Interacción M-N para cargas sísmicas. . . . .	105
5.45. Demandas de curvatura sísmicas . . . . .	106
1. Ajuste del sensor de la máquina universal vía el compresómetro con LVDTs. . . . .	115
2. Señales de salida crudas de los instrumentos. . . . .	116
3. Señales de salida semiprocesadas de los instrumentos. . . . .	116
4. Corrección de datos por medición incorrecta de carga transversal. . . . .	117
5. Corrección de datos por no medición de desplazamientos iniciales. Probeta A2. . . . .	117

# Índice de tablas

2.1. Vínculos causa/efecto de daño en el túnel. . . . .	9
2.2. Algunas normas de ensayo del hormigón con fibras. . . . .	22
2.3. Estado del arte en el diseño con HRFA. . . . .	23
3.1. Normas de referencia para el diseño de los experimentos. . . . .	31
3.2. Dimensiones y error de escalamiento a 1 a 2 . . . . .	32
3.3. Especificaciones generales de las probetas para caracterizar a los materiales . . . . .	34
3.4. Especificaciones generales de las probetas que simulan secciones de túneles . . . . .	34
3.5. Especificaciones generales de los testigos a ensayar . . . . .	35
3.6. Materiales para el hormigón. . . . .	36
3.7. Diseño del hormigón utilizado. . . . .	36
3.8. Fibras usadas. . . . .	37
3.9. Material audiovisual con el proceso de construcción de las probetas. . . . .	38
3.10. Características de cámaras disponibles . . . . .	42
3.11. Experimento comparativo entre técnicas de moteado para análisis DIC. . . . .	43
4.1. Fechas de ensayos . . . . .	47
4.2. Valores característicos aproximados de aceros. . . . .	48
4.3. Indicadores de los hormigones ensayados a compresión . . . . .	49
4.4. Valores característicos de tracción . . . . .	52
4.5. Caracterización de resultados de ensayos EN 14651. . . . .	54
4.6. Refuerzos y cargas axiales para cada ensayo. Longitud entre apoyos de 1300 mm. . . . .	55
4.7. Datos y observaciones de los experimentos A1 y A2. . . . .	57
4.8. Datos y observaciones de los experimentos B1 y B2. . . . .	59
4.9. Datos y observaciones de los experimentos DA1 y DA2. . . . .	61
4.10. Datos y observaciones de los experimentos DP1 y DP2. . . . .	63
4.11. Refuerzos y cargas axiales para cada ensayo. Longitud entre apoyos de 500 mm. . . . .	66
4.12. Datos y observaciones de los experimentos CA1 y CA2. . . . .	67
4.13. Datos y observaciones de los experimentos CP1 y CP2. . . . .	69
4.14. Indicadores de ductilidad . . . . .	72
4.15. Largos de rótulas plásticas $l_p$ estimados . . . . .	72
5.1. Parámetros de ajuste del modelo ReinforcingSteel para aceros ensayados. . . . .	75

5.2. Parámetros de ajuste del modelo <b>ConcreteCM</b> para hormigones ensayados a compresión.	75
5.3. Parámetros de ajuste del modelo <b>ConcreteCM</b> para hormigones ensayados a flexotracción.	76
5.4. Parámetros usados para el modelo de material bidimensional Multi-Yield . . . . .	85
5.5. Desplazamientos verticales máximos como función de $\alpha$ . . . . .	97

# Símbolos y abreviaciones

FRC Fibre reinforced concrete

HRF Hormigón reforzado con fibras

HRFA Hormigón reforzado con fibras de acero

NATM New Austrian Tunnelling Method

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1. Antecedentes

#### 1.1.1. Revestimientos de túneles

Un túnel es un pasadizo subterráneo cavado a través del suelo o roca circundante, que se utiliza como medio para posibilitar el paso desde un lugar a otro, habitualmente de vehículos, personas, o agua, cuando por cualquier motivo no se puede o no se quiere pasar por sobre el terreno.

El material circundante al túnel es una variable fundamental para evaluar la estabilidad de éste. En roca, por ejemplo, puede llegarse a no necesitar ninguna ayuda para sostenerse, y la estabilidad estructural queda a cargo completamente de la misma roca. Tal es el caso de las cuevas o arcos naturales. En materiales de menor capacidad autoportante, como suelos, es necesario incorporar alguna estructura adicional que soporte al material, y como los túneles usualmente requieren de su interior libre de elementos, se prefiere como solución el uso de revestimientos que funcionen como arcos, en lugar de otras soluciones como los puntales.

Idealmente, su diseño geométrico debe ser el funicular de cargas, esto es, la curva tal que los esfuerzos de flexión dan nulos y la estructura solo resista esfuerzos axiales. Sin embargo, las cargas a las que se somete un túnel son muchas veces de naturaleza asimétrica, lo que por ende induce esfuerzos de flexión y corte sobre la estructura. Piénsese, por ejemplo, en un túnel en suelo destinado al metro de una ciudad con grandes y altos edificios, y susceptible a sismos. Los edificios constituyen concentraciones de cargas verticales, mientras que los terremotos inducen deformaciones laterales.

Por lo tanto, el diseño estructural debe considerar la flexión inducida sobre el revestimiento. Lamentablemente, estimar los esfuerzos de flexión inducidos sobre el revestimiento no es una tarea trivial, debido a que es difícil estimar cómo se distribuyen las cargas entre el revestimiento y el suelo, y los métodos para estimar las cargas inducidas por sismos o por concentración de masas en la superficie no son demasiado exactos, debido a la incertidumbre de parámetros de los modelos, y debido también a que el proceso constructivo juega un papel importante en la distribución de tensiones entre el suelo y el revestimiento, y su modelación temporal es compleja. En consecuencia, el estado del arte en el revestimiento de túneles es bastante conservador, con factores de seguridad altos, y son pocos los casos documentados de fallas.



Relativo al diseño sísmico de túneles, las pautas y guías de análisis no son demasiado profundas ni bien desarrolladas, y las conclusiones principales son que (i) los terremotos inducen *demandas de deformaciones* sobre el túnel producto de la propagación de ondas en el suelo, y las fuerzas inerciales propias de la estructura son de poca importancia; y (ii) las ondas de corte (ondas S) verticales son las que inducen una mayor demanda de deformaciones sobre la estructura, siendo ésta un ovalamiento. El resto de las ondas (P, Love y Rayleigh) generan distorsiones de menor importancia [46].

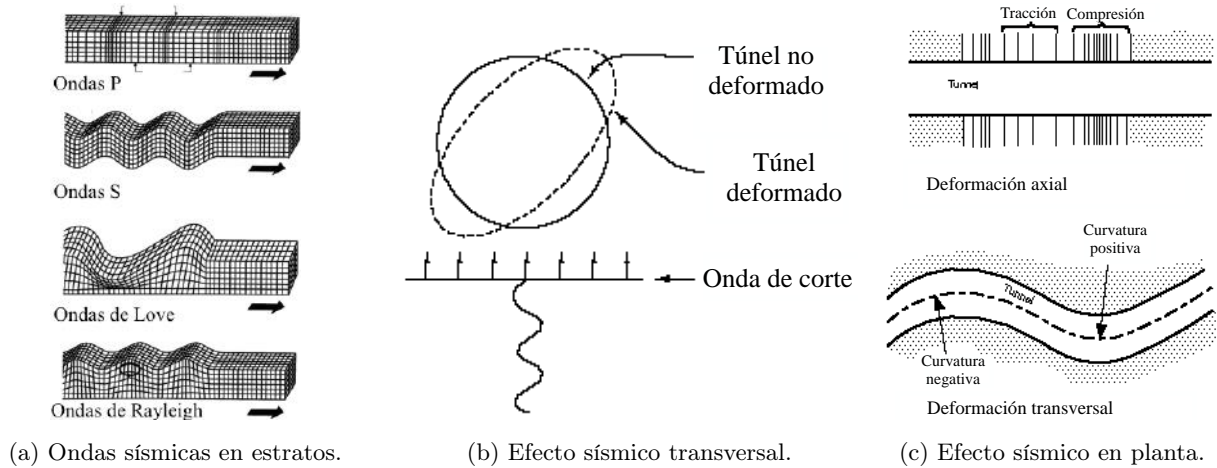


Figura 1.1: Modelo de Wang del efecto sísmico en túneles. Adaptado de [66].

En la literatura se reconocen tres sistemas diferentes de revestimientos de túneles de hormigón comúnmente usados: (i) revestimientos de segmentos prefabricados; (ii) revestimientos de hormigón proyectado; y (iii) revestimientos hormigonados in-situ. Otros metodos de soporte son marcos reticulados, pernos de fibra de vidrio, paraguas longitudinales, etc. El primer sistema consiste en prefabricar segmentos curvos y unirlos mediante juntas al ser colocados en terreno. El segundo consiste en lanzar hormigón sobre el terreno y otros elementos de soporte, tales como mallas, marcos reticulados, pernos, etc. El último sistema consiste en hormigonar de manera tradicional, con moldajes.

Hoy en día, gracias a la proliferación del Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles (NATM, por sus siglas en inglés), se ha masificado el uso de hormigón proyectado para los revestimientos. El hormigón proyectado típicamente va reforzado con mallas electrosoldadas, y en el último tiempo se ha comenzado a usar fibras discretas en reemplazo de las mallas, usando lo que se conoce tradicionalmente como hormigón reforzado con fibras.

### 1.1.2. Hormigón reforzado con fibras

Se entiende al hormigón reforzado con fibras (HRF ó FRC por sus siglas en inglés, fibre reinforced concrete) como el material formado por la combinación de cemento hidráulico, fibras discretas y discontinuas, y agregados (áridos) de varios tamaños ([8, 39]). También puede contener puzolanas y otros aditivos usados comúnmente en hormigón normal ([39]).

El hormigón reforzado con fibras es un material cuyo origen es antiguo; hace 5000 años los egipcios usaban heno para mejorar los ladrillos; y los horneros, aves nativas del cono sur de América, han construido sus nidos agregándole fibras orgánicas al barro y moldeándolo con forma de horno [39].

El siglo XIX fue el que vio nacer el concepto de hormigón armado tradicional y también el de hormigón reforzado con fibras; en 1855 el abogado Joseph-Louis Lambot presentó en la Exposición Universal de París un bote hecho con una estructura de metal y cubierto con hormigón; y en 1867 el jardinero Joseph Monier patentó sus comederos para horticultura, que construyó tomando los comederos originales e incorporando una jaula metálica, que usaba para moldearlos. Pronto, en 1874, el norteamericano A. Berard patentó el uso de hierro residual granular mezclado con hormigón, inventando así el hormigón reforzado con fibras. El propósito de los refuerzos es mejorar el comportamiento del hormigón, que como todo material cerámico tradicional, es mecánicamente frágil, con poca ductilidad, y débil en tracción.

Desde la patente de Berard hasta la fecha, ha proliferado el desarrollo de fibras de diversos materiales y con variadas formas. Así por ejemplo, se pueden encontrar fibras de carbono, vidrio, polipropileno, asbestos, nylon, madera, acrílico, arámdia (kevlar), etc., las que pueden ser lisas, corrugadas, rectas, dobladas, retorcidas, con extremos redondeados, etc.

A pesar del desarrollo anterior, por largo tiempo el HRF no fue utilizado de manera amplia en aplicaciones. Altos costos del material, conocimiento teórico insuficiente, pautas de diseño inexistentes, y una explosión en el uso y estudio del hormigón armado tradicional, son las razones que explican este poco entusiasmo. Recién en la década de los 60 se comenzó a estudiar el material, y hoy es medianamente conocido, existiendo algunas publicaciones y pautas de diseño sobre él.

Sin embargo, debido a la existencia de múltiples materiales y formas de fibras, y al aún insuficiente entendimiento de la mecánica del material, no existen métodos de diseño ni pautas de modelamiento mecánico concluyentes ni generalizadas al HRF como material único, sino que existe una colección de documentos e investigaciones para cada tipo de material (siendo por lejos el más estudiado el hormigón reforzado con fibras de acero, HRFA), sobre diseño y modelamiento (a veces incoherentes entre sí), y con grandes diferencias en cuanto a enfoques de modelamiento. Así por ejemplo, para diseñar elementos a flexión, es posible usar por un lado el clásico enfoque tensión-deformación ( $\sigma - \epsilon$ ), o bien por otro lado, un tratamiento más avanzado basado en la mecánica de fractura denominado tensión-ancho de grieta ( $\sigma - w$ ). Al mismo tiempo, aún existen nichos en los cuales no hay pautas de diseño y las investigaciones son pocas y no demasiado concluyentes, principalmente en lo respectivo al uso de HRF sin usar armadura tradicional de barras. Ejemplos de esto son: la estimación de la capacidad al corte y el cálculo de la abertura de grieta para elementos con HRFA sin armadura tradicional. Como consecuencia de este vacío, en las aplicaciones también es popular el diseño en base a ensayos.

Al HRFA se le atribuyen grandes beneficios, tanto estructurales como no estructurales. Ejemplo de los primeros son (i) mayor ductilidad; (ii) mejor control de agrietamiento; (iii) mejor comportamiento a la flexión; (iv) resistencia residual a tracción; etc. Ejemplo de los segundos son (i) un mejor comportamiento ante ciclos de congelamiento y descongelación; (ii), mejor comportamiento ante impactos y abrasión; (iii) durabilidad aumentada producto de un mejor control del agrietamiento; etc. Además, en el caso de aplicaciones en donde las fibras reemplacen completamente a la armadura tradicional, el ahorro en tiempo de colocación de las armaduras puede llegar a ser considerable.

## 1.2. Motivación

La motivación de esta memoria es evaluar racionalmente el reemplazo del refuerzo tradicional de mallas electrosoldadas por fibras de acero y/o polipropileno en las secciones de túneles interestación para la Línea 6 del Metro de Santiago. En primer lugar, se busca caracterizar el comportamiento mecánico de las secciones y de los materiales de manera experimental y analítica, para poder comparar y contrastar mediante criterios racionales los desempeños de cada solución y permitir la toma de decisiones sobre la solución más apropiada, y para abrir la puerta mediante el modelamiento a la toma de decisiones mediante simulaciones. En segundo lugar, se busca cuantificar y analizar las demandas de esfuerzos y deformaciones a la que estarán sometidos los túneles, tanto para cargas estáticas como para demandas sísmicas, mediante un método avanzado como lo es la modelación por elementos finitos. El punto de encuentro de estas partes es, naturalmente, realizar una evaluación del diseño de los túneles interestación, permitiendo decidir, entre otras cosas, si la solución con fibras es comparable a la solución con malla, y si el diseño completo es apropiado según el nivel de demandas. Además, otra motivación de orden secundaria, es aportar en la comprensión del comportamiento del hormigón con fibras y realizar ensayos experimentalmente novedosos, buscando explorar el uso de métodos recientes de medición (por ejemplo, fotogrametría mediante correlación de imágenes, DIC) y el ensaye y monitoreo de los materiales mediante protocolos diferentes a los típicos (por ejemplo, ensayos a tracción indirecta sobre testigos de hormigón, o monitoreo de aberturas de grietas).

## 1.3. Alcance y aporte de la memoria

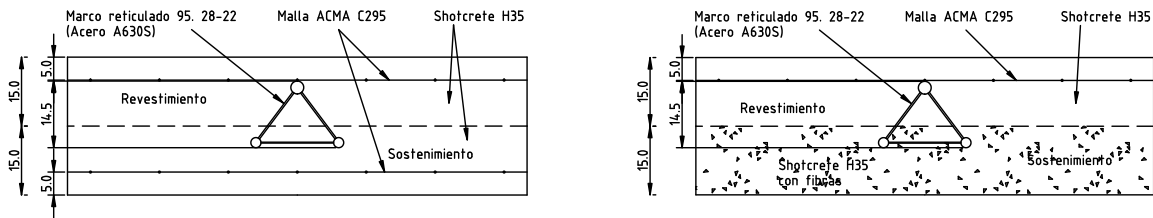
Esta memoria muestra una evaluación analítico-experimental de los túneles interestación de la Línea 6 del Metro de Santiago, reforzados en el sostenimiento con mallas electrosoldadas (la solución tradicional) o bien con fibras de acero y/o polipropileno (la solución novedosa a evaluarse).

Por un lado, se realizan experimentos de caracterización sobre los materiales constituyentes, y se realizan ensayos a flexo-compresión a escala 1:2 sobre secciones típicas de sostenimientos de túneles shotcreteados, construidas con hormigón con y sin fibras, mallas electrosoldadas, y un marco reticulado embebido. En esta parte se realizan mediciones con fotogrametría e instrumentación tradicional (LVDT's, celdas de carga), y se realizan ensayos novedosos (método brasileño de tracción indirecta, ensaye de HRF según EN 14651, etc.) y tradicionales (compresión, tracción directa, flexión).

Por el otro lado, se modela numéricamente el comportamiento observado, y se realiza un análisis por elementos finitos mediante OpenSees del sistema suelo-túnel para establecer las demandas a las que estará sometido el túnel, tanto estáticas como sísmicas. En esta parte se ocupan modelos de materiales no lineales novedosos (PDMY02 para suelos) y típicos (Chang-Mander para hormigón y acero), formulaciones de elementos que programas de elementos finitos típicos no poseen (elementos de secciones de fibras, elementos cuadrilaterales bicuadráticos), y se explora la modelación del contacto túnel-suelo mediante diferentes hipótesis.

## 1.4. Objetivos y planteamiento del problema

El objetivo primario de esta memoria es evaluar el comportamiento mecánico a flexión con carga axial de secciones típicas de túnel estructuradas con hormigón armado tradicional en la primera capa (revestimiento), hormigón reforzado con fibras de acero en su segunda capa (sostenimiento), y con marcos reticulados de acero entre capas. Se busca comparar esta solución estructural con la usada tradicionalmente, la que consiste simplemente en la colocación de una malla con shotcrete sin fibras en la segunda capa. La finalidad es evaluar el reemplazo de la malla electrosoldada en el sostenimiento, por fibras. Adicionalmente, se busca modelar el comportamiento observado, y estimar las demandas estáticas y sísmicas sobre el túnel. Las secciones tipo se muestran en la Figura 1.2.



(a) Sección tradicional con doble refuerzo de malla electrosoldada (una en el revestimiento primario y otra en el secundario) y marco reticulado.

(b) Sección propuesta con malla electrosoldada en el revestimiento secundario, fibras de acero o polipropileno en el revestimiento primario, y marco reticulado.

Figura 1.2: Secciones del revestimiento de la Línea 6 del Metro. Dimensiones en cm.

Los objetivos específicos son

- Diseñar el experimento a flexión con carga axial, buscando simular segmentos del túnel.
- Estudiar y monitorear la respuesta estructural durante los ensayos usando fotogrametría y instrumentación tradicional (LVDTs, celdas de carga, etc.).
- Contrastar la respuesta estructural de las diferentes secciones tipo, estudiando el efecto de adición de las fibras en el agrietamiento y la respuesta global.
- Modelar el comportamiento observado y extrapolar los resultados al túnel (a escala completa).
- Modelar mediante elementos finitos el sistema suelo-túnel y establecer las demandas sobre la estructura sostenimiento-revestimiento.

## 1.5. Estructura de la memoria

En el capítulo 2 se presenta la revisión bibliográfica general referente a túneles, modelación por elementos finitos, hormigón proyectado, hormigón con fibras, acero, la grava de Santiago, interfaces, ensayos e instrumentación. Este capítulo permite introducir superficialmente algunos conceptos usados más adelante en la memoria.

El capítulo 3 muestra el diseño de los experimentos (con una leve descripción de los implementos usados), y la construcción de las probetas (junto con una descripción del hormigón usado, del proceso de proyección, y otros aspectos importantes).

En el capítulo 4 se presentan los resultados del estudio experimental realizado, el que contiene tanto los ensayos de caracterización de materiales como también los ensayos escalados.

En el capítulo 5 se muestran estudios analíticos y numéricos realizados. Se modelan por elementos finitos los ensayos realizados para definir las leyes constitutivas que caracterizan a los materiales, y posteriormente se modela el sistema suelo-túnel y se somete a análisis estáticos y sísmicos con el fin de evaluar las demandas sobre el revestimiento y evaluar el diseño de éste.

En el capítulo 6 se recogen las conclusiones del trabajo realizado.

## Capítulo 2

# Revisión bibliográfica general

### 2.1. Túneles

Como consecuencia de que los túneles son estructuras típicamente rodeadas de algún material que ejerce presiones de empuje sobre él (roca, suelo, agua), la estimación de las solicitaciones y/o demandas de desplazamientos a las que estará sometido el revestimiento del túnel (por peso propio, sísmicas, impactos, etc.) involucra modelar, además del revestimiento, el comportamiento del material circundante (suelos, agua, u otros), la interacción entre éste y la estructura, y la secuencia constructiva del túnel. De las tareas anteriores, modelar el material circundante y modelar la secuencia constructiva son tradicionalmente lo más complejo, pues requieren un nivel de certeza de parámetros y procesos difícil de alcanzar. Por lo anterior, la práctica ingenieril ha concebido diferentes métodos de carácter sencillo para poder estimar las solicitaciones sobre el túnel, tanto estáticas (e.g., método  $\alpha$ , método  $\beta$ , etc.) como sísmicas (e.g., imponer desangulaciones, modelos de marcos, etc.). Los modelos indican un efecto significativo en las solicitaciones estáticas producto del proceso constructivo, y por otro lado, la conclusión básica detrás de la investigación de los efectos sísmicos en estructuras enterradas es que, a diferencia de las estructuras superficiales, los efectos inerciales de la estructura son despreciables, y el diseño es controlado por demandas de desplazamiento producto de la respuesta del suelo.

#### 2.1.1. El Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles

La tunelería es —y ha sido desde la antigüedad— considerada por muchos un arte [58, 63]. Desde la práctica ingenieril se observa a la teoría siempre con algo de escepticismo, y a la experiencia con mucha credulidad. Lo anterior se extiende aún hasta nuestros días, donde las capacidades de modelamiento y predicción de los fenómenos asociados a túneles son mejores que nunca.

Un punto de inflexión histórico de gran importancia se produjo con la introducción del concepto de Nuevo Método Austriaco de construcción de túneles (NATM, *New Austrian Tunnelling Method*). Este nuevo método, surgido en los años 60' a base de los trabajos de Ladislaus von Rabcewicz, Leopold Müller y Franz Pacher, se diferencia de los métodos antiguos (en particular, del método austriaco antiguo) en que presenta grandes ventajas económicas debido al aprovechamiento de la resistencia propia del material circundante para la estabilización del túnel, permitiendo que el material se deforme controladamente antes de la colocación del sostenimiento.

Los principios del NATM como filosofía de diseño son básicamente (i) el aprovechamiento de la capacidad resistente propia del material circundante permitiendo deformaciones controladas del túnel y definiendo convenientemente los tiempos de instalación de los refuerzos; (ii) uso de un soporte activo en lugar de uno pasivo, significando que el soporte debe *minimizar* las fuerzas solicitantes en lugar de aumentar las fuerzas resistentes; (iii) uso de soportes flexibles (uso de pernos de anclaje, mallas, y marcos reticulados, típicamente determinados de manera aproximada mediante métodos de clasificación geomecánica) en lugar de soportes más rígidos con revestimientos de hormigón de gran espesor; (iv) optimización de la geometría del soporte para resistir las solicitaciones convenientemente (e.g., axialmente mediante una curva funicular, minimizando las solicitaciones de flexión); y (v) instrumentación y monitoreo cuidadoso de las deformaciones durante la construcción, colocando refuerzos adicionales en zonas donde se observen movimientos mayores a los esperados.

En la jerga tunelera el concepto de NATM hace referencia a un método constructivo que lleva a la práctica los principios orientadores anteriores, refiriéndose típicamente a lo siguiente: (i) una excavación y construcción secuencial, con secuencias según tipo de suelo y tamaño del túnel [49]; (ii) un soporte provisorio típicamente provisto de shotcrete con fibras o malla, marcos reticulados (usualmente costillas de acero), y en algunos casos pernos de anclaje u otras soluciones; y (iii) un soporte permanente típicamente de hormigón moldeado (aunque no siempre).

### 2.1.2. Fallas típicas en revestimientos de túneles producto de sismos

Típicamente, el grado de daño sobre los túneles producto de terremotos es mucho menor al daño presentado en estructuras superficiales, razón por la cual los efectos sísmicos sobre túneles históricamente se han considerado como poco importantes [32, 67]. Sin embargo, sí existen algunos registros de daño en estructuras subterráneas. Por ejemplo, para el terremoto de Chi Chi, Taiwan, de 1999 [32, 67], se han documentado fallas típicas en revestimientos y se han ligado a posibles razones (Figura 2.1 y Tabla 2.1).

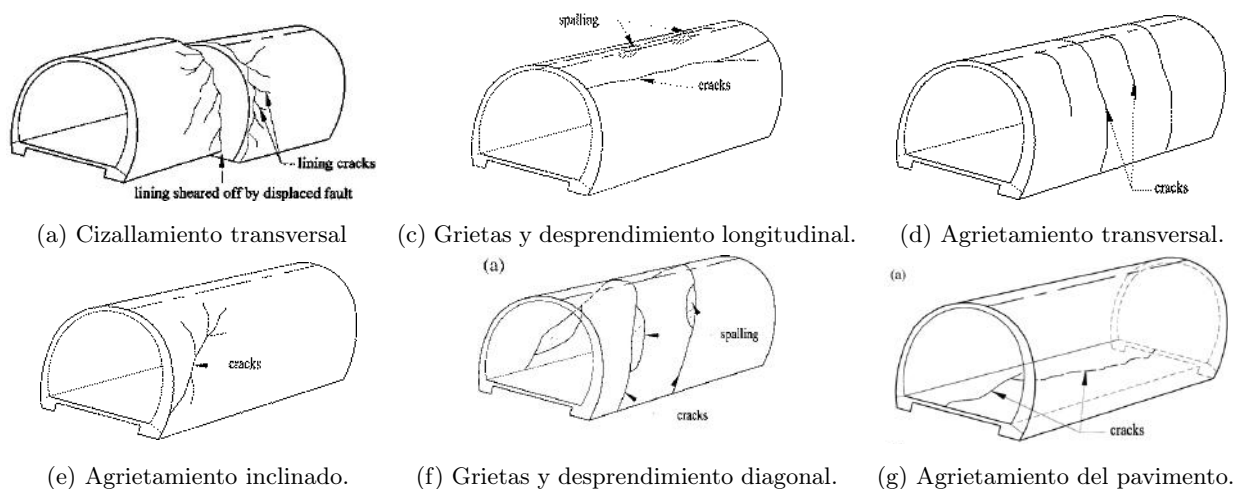


Figura 2.1: Fallas en revestimientos de túneles, Terremoto de Chi Chi, Taiwán, 1999. Una descripción más exhaustiva de los daños se puede ver en [67].

Factores posibles Daños	a	b	c	d	e	f	g	h
Paso a través de falla	*							
Condiciones de suelo desfavorables				—		*		
Interfaz suelo firme-blando						*		
Superficies en talud y portales		*		*	*	*		
Colapso durante construcción			—		—		—	
Revestimiento con grietas previas			—	—				
Disposición estructural pobre				—	—			*
Revestimiento no reforzado	—	—		—	—	—	—	*
Material del revestimiento deteriorado			—	—				
Cavidad detrás del revestimiento			*		—			

Tabla 2.1: Vínculos causa/efecto de daño en el túnel. Simbología: \* Vínculo decisivo, — Vínculo débil. Una descripción completa se puede ver en [67].

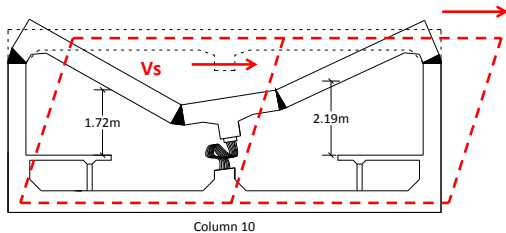
Otro ejemplo canónico de falla de un túnel es el colapso de la estación Daikai, en Kobe, para el terremoto de Kobe de 1995 [25]. La estructura era de geometría rectangular, formando parte de la línea del tren rápido de Kobe. 210 columnas de hormigón armado se agrietaron y deformaron a lo largo del túnel. El revestimiento también se agrietó [73]. Ver Figura 2.2.



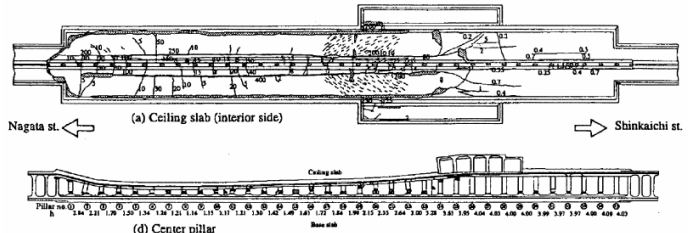
(a) Asentamiento de subsuelos sobre el túnel.



(b) Falla de columna central.



(c) Esquema transversal del colapso.



(d) Esquema longitudinal del colapso.

Figura 2.2: Colapso de la estación de Daikai. Imágenes de [62]

Otros ejemplos de falla incluyen el agrietamiento del revestimiento y presencia de licuación en los túneles de Alameda en Oakland, California, en el terremoto de Loma-Prieta [52], y el colapso de los túneles de Bolu, que unen Estambul con Ankara (Turquía) para el terremoto de Düzce de 1999 [41]. Más ejemplos se pueden encontrar en [32].



### 2.1.3. Estimación de las solicitaciones estáticas sobre el túnel

En túneles en roca o suelos, las solicitaciones más importantes provienen del empuje del material y/o de las presiones de agua, siendo común despreciar las solicitaciones inducidas producto de cargas vivas en la superficie (e.g., tráfico), con excepción del caso de túneles *cut and cover* (cortar y cubrir) con profundidades pequeñas. Casos especiales de carga (e.g., cuando el túnel esta debajo de algún edificio) se denominan en la práctica *puntos singulares* y deben ser abordados por separado. El problema de la estimación de cargas no deja de ser complicado, pues requiere estimar las tensiones in-situ en un material altamente no-uniforme como es el suelo/roca y además estimar las tensiones producto de la excavación, y posiblemente producto de movimientos sísmicos. Lo anterior depende del tamaño del túnel, el método de excavación, la rigidez del sostenimiento, el tiempo durante el cual se deja sin sostenimiento el material y otros factores.

En la literatura existen algunos métodos analíticos para estimar las solicitaciones estáticas sobre el revestimiento producto del empuje del material circundante (Ver Figura 2.3).

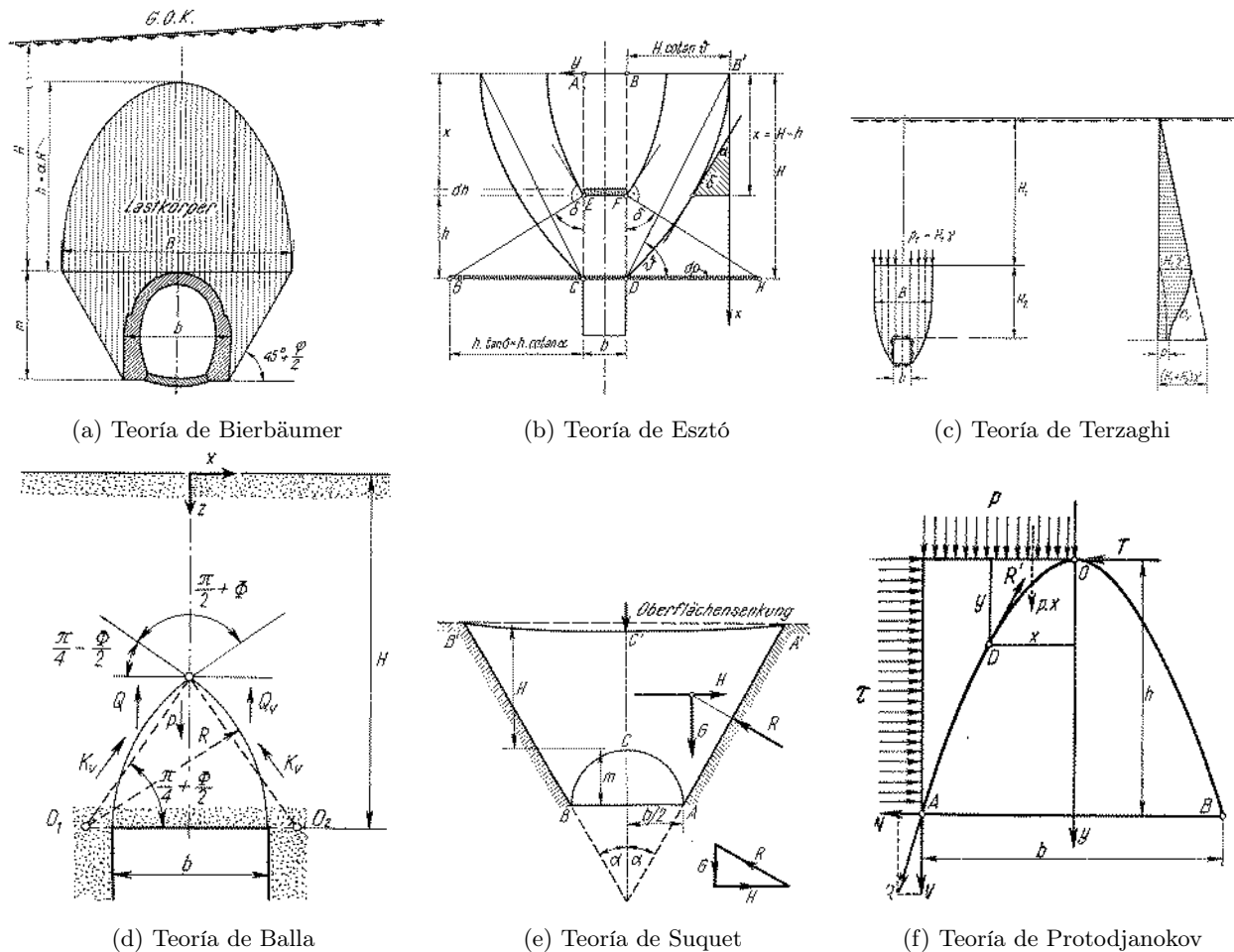


Figura 2.3: Descripción gráfica de algunas teorías de empuje. Existen diversas teorías, entre las cuales destacan las de Kommerell, Forchheimer, Ritter, Protodyakonov, Engesser, Széchy, Bierbäumer, Maillart, Esztó, Terzaghi, Suquet, Balla, Jaky, Stini, y muchas otras. Figuras de [58].

La mayoría de estos métodos analíticos son de antigüedad considerable y provienen de épocas cuando el uso de computadoras no estaba extendido a la ingeniería. Hoy en día el método que entrega mayor poder de modelamiento al ingeniero es la modelación mediante elementos finitos. Mediante análisis por elementos finitos se puede simular todas las teorías analíticas usando elementos, hipótesis y modelos apropiados. De todas formas, los métodos analíticos no dejan de ser útiles para comparar órdenes de magnitud entre métodos. Es común ocupar simplificaciones provenientes de la experiencia en modelos de elementos finitos.

## Efecto arco

Un aspecto importante en la estimación de esfuerzos es el denominado *efecto arco*, el que consiste en la redistribución de los esfuerzos dentro del suelo al momento de excavar, producto de que el mismo es capaz de soportar el desequilibrio de fuerzas inducido por la excavación mediante su propia resistencia. El efecto arco es clave en la filosofía NATM.

En el caso de túneles, el efecto arco es un fenómeno inherentemente tridimensional, que depende de la secuencia y velocidad de excavación, del entretiempo entre la colocación del revestimiento (producto de que el suelo se relaja en el tiempo), de las propiedades inherentes del suelo, y de otros factores. Sin embargo, existen métodos bidimensionales para considerar el efecto arco del suelo en el proceso constructivo, siendo los métodos  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $\delta$  los más reconocidos en la doctrina. Estos métodos estiman la distribución de esfuerzos entre el suelo y revestimiento, de manera simple y flexible. El método  $\alpha$  (*core support method*) consiste en reducir la rigidez del suelo excavado interno previo a la colocación del revestimiento y permitir que el desequilibrio generado lo tome solo el suelo externo, para luego retirar el suelo interno completamente y permitir que los esfuerzos se redistribuyan hacia el revestimiento solo en la segunda fase. El método  $\beta$  consiste en reducir la presión geostática interna por un factor  $\beta$  antes de la colocación del revestimiento, luego colocarlo y reducir la presión a 0, de tal forma que sólo el desequilibrio generado en la segunda reducción se reparte hacia el sistema suelo-revestimiento. El método  $\delta$  consiste en colocar el revestimiento sin la excavación pero con una rigidez reducida, lo que genera que el desequilibrio de fuerzas se lo lleve el sistema suelo-revestimiento completo, pero con el revestimiento tomando menores esfuerzos producto de su menor rigidez. Estos métodos se muestran gráficamente en la Figura 2.4

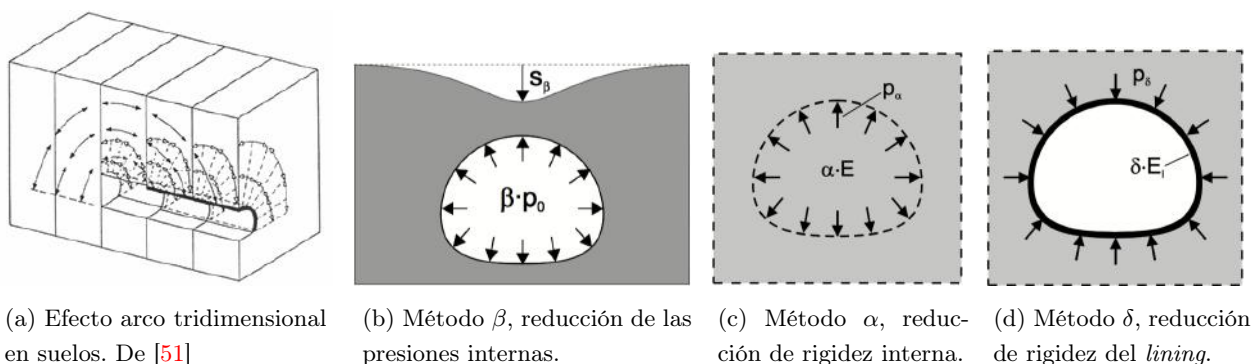


Figura 2.4: Efecto arco y métodos bidimensionales para modelarlo. De [51] y [42].

#### 2.1.4. Diseño sísmico de túneles

En la literatura sobre diseño sísmico de túneles [66] se reconoce que el material circundante *deforma* al túnel, y que las demandas inerciales son despreciables, en otras palabras, la interacción suelo-estructura es principalmente cinemática. Las deformaciones en el suelo son inducidas por las ondas sísmicas, siendo la onda de corte la que típicamente se considera para el diseño\*. La literatura general presenta 4 métodos para el análisis sísmico de estructuras enterradas:

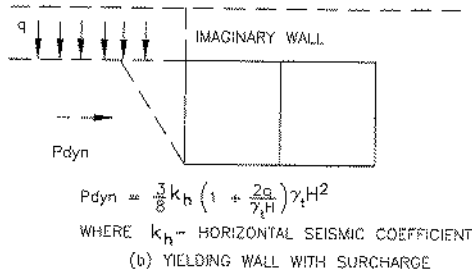
1. **Métodos de presiones de empuje de tierra dinámicas:** Métodos extendidos desde el diseño de muros de contención o canales hidráulicos, donde se modela el efecto del suelo como un empuje pseudo estático sobre la estructura. Ejemplos son los métodos de Mononobe-Okabe, Wood, Tajimi, etc. Estos métodos tienen la ventaja de que han sido ocupados en el pasado con resultados razonables y requieren parámetros mínimos, sin embargo carecen de una base teórica rigurosa, resultan en deformaciones excesivas para túneles profundos, y su uso está limitado a ciertos suelos. Es recomendable solo en túneles poco profundos.
2. **Métodos de ovalamiento de campo libre:** Métodos en los cuales se asume que el revestimiento se deforma angularmente igual que el suelo en campo libre, despreciando la interacción suelo-estructura (asumiendo igual rigidez entre la estructura y el medio). Atribuible a [55]. Estos métodos son conservadores para revestimientos más rígidos que el suelo, son comparativamente sencillos de formular, y se han usado en el pasado con resultados razonables. Sin embargo, resultan en esfuerzos subestimados para revestimientos flexibles, son menos precisos en suelos altamente variables, y en revestimientos muy rígidos son sobre-conservadores. Es recomendable ocuparlos con sostenimientos de rigideces comparables al material circundante.
3. **Métodos de interacción suelo-estructura mediante elementos finitos:** Métodos en los cuales se modela todo el sistema suelo-estructura, lo que incluye al suelo, a la estructura, y a los elementos de interfaz. En este grupo la variedad de criterios y modelos de suelos, materiales, y elementos de interfaz, conllevan una dispersión grande de resultados, lo que transforma al análisis en algo más dependiente del criterio del ingeniero. Tiene la ventaja de posibilitar una mejor representación del sistema, permiten resolver problemas con geometrías y condiciones de suelo complejas, y la precisión de la respuesta estructural dependerá solamente de la precisión de los parámetros y modelos de interacción ocupados. Sus desventajas principales son el tiempo requerido para un modelo completo (y por ende complejo), y que a veces la incertidumbre de los modelos y parámetros hacen imprácticos estos métodos. Este tipo de métodos se pueden ocupar en cualquier situación, variando apropiadamente modelos y parámetros.
4. **Métodos simplificados de modelos de marcos:** Métodos en los cuales se modela la estructura y se le imponen solicitaciones que buscan simular el empuje del suelo, típicamente cargas concentradas o triangulares [66]. Este grupo de métodos son convenientes pues pueden incorporar la diferencia de rigideces entre el suelo y la estructura mediante un factor multiplicativo  $R = \Delta_{estructura} / \Delta_{suelo}$ , ligado a su vez con el factor de flexibilidad  $F_r$  mediante modelos de interacción suelo-estructura (i.e., Penzien, Nishioka-Unjo, Wang, etc. ), permitiendo modelar la

---

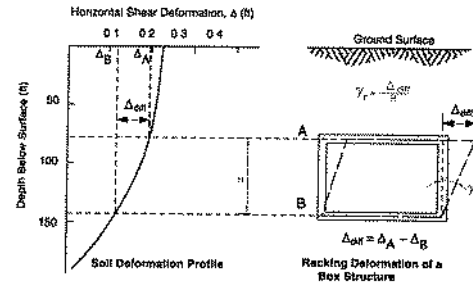
\*Aunque existe literatura afirmando que las ondas de Rayleigh también pueden jugar un papel importante para túneles superficiales con fuente sísmica lejana; sin embargo, la mayoría descarta modelar esto debido a su dificultad.

interacción suelo-estructura de manera sencilla, en contraste con el modelamiento completo por elementos finitos. De esta forma, este grupo de métodos extiende los métodos de ovalamiento en campo libre a métodos de ovalamiento con interacción suelo-estructura. Estos métodos constituyen una buena aproximación a la interacción suelo-estructura, son sencillos de formular, y tienen precisiones razonables en configuraciones típicas; sin embargo no tienen buena precisión en túneles circulares y/o en suelos altamente variables. Su uso se recomienda para cualquier caso salvo para perfiles de suelo sub-superficiales que estén compactados.

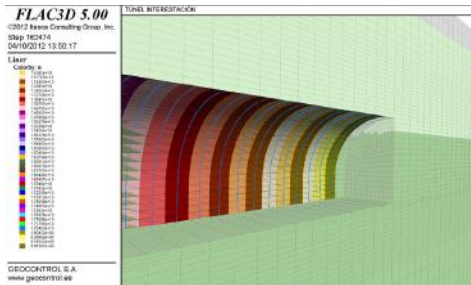
La Figura 2.5 muestra ejemplos de los métodos.



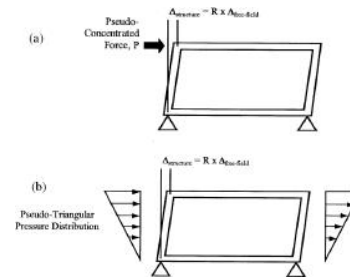
(a) Empuje dinámico de tierras. De [71].



(b) Desangulación de campo libre. De [55].



(c) Método de elementos finitos mediante el software FLAC con modelación temporal del revestimiento.



(d) Métodos de marcos simplificados. De [25].

Figura 2.5: Ejemplos de métodos de análisis sísmico para estructuras enterradas.

De estos métodos, el más flexible y que es capaz de englobar a los otros métodos más sencillos mediante hipótesis apropiadas es la modelación y análisis por elementos finitos. Por lo tanto, este estudio ocupará esta herramienta para los análisis analíticos y numéricos.

## 2.2. Modelación numérica por elementos finitos

En tiempos antiguos, los ingenieros y constructores tenían muy pocos recursos tecnológicos, y muy poco conocimiento sobre la mecánica de materiales y la estática, sin embargo, esto no les impidió concebir y construir grandes e importantes obras como Pirámides, Acueductos, Templos y otros, que se pueden apreciar aún hasta nuestros días. Desde el Renacimiento hasta mediados del siglo XX, con el desarrollo más intenso de las matemáticas y la ciencia, el entendimiento de los materiales junto con los métodos analíticos y de diseño se desarrollaron considerablemente, aunque siempre estuvieron restringidos por la poca capacidad computacional (capacidad de hacer cómputos) de los humanos. Con el desarrollo de mejores computadoras (máquinas que computan a velocidades mucho

mayores a las de los humanos) a mediados del siglo XX, el escenario cambió y hoy es posible encontrar modelos cada vez más sofisticados, algunos sólo capaces de ser usados en conjunto con computadoras. En consecuencia, hoy en día es inconcebible desaprovechar las capacidades de procesamiento de las computadoras modernas en el trabajo del ingeniero, razón por la cual gran parte de los análisis en ingeniería se apoyan parcial o completamente en programas computacionales.

En problemas de ingeniería es común encontrar que las ecuaciones que gobiernan el dominio son ecuaciones diferenciales en derivadas parciales (EDP), las cuales son usualmente difíciles de resolver para aplicaciones reales, por lo cual se recurre a métodos numéricos, siendo uno el método de elementos finitos, muy popular en problemas de equilibrio y mecánica estructural.

El método de elementos finitos consiste en subdividir el dominio en una colección de subdominios ('elementos') representados cada uno mediante ecuaciones sencillas (típicamente algebraicas), para luego recombinar las ecuaciones de cada elemento en un sistema global de ecuaciones. Las ecuaciones de cada elemento aproximan localmente a las ecuaciones originales mediante la minimización del error asociado a ciertas funciones de prueba (de interpolación), las cuales gobiernan a cada elemento internamente. El método de elementos finitos logra, entre otras cosas, (i) representar de manera más sencilla las posibles geometrías complejas; (ii) incluir inhomogeneidades (e.g., de materiales) fácilmente; (iii) transformar las EDP en ecuaciones diferenciales ordinarias (EDO) para problemas transientes ó en ecuaciones algebraicas para problemas estáticos, facilitando su solución (mediante álgebra lineal numérica o métodos de integración numérica 1D, en lugar de integración numérica N-D); (iv) capturar efectos locales fácilmente; y otros.

Un paso anterior a la modelación propiamente tal (elección de materiales, condiciones de borde, cargas, etc.) consiste en *mallar*, esto es, dividir el dominio en los elementos. El mallado es fundamental en el análisis, existiendo hoy amplia literatura para abordar este tópico. Para el preprocesamiento de los modelos (generación de malla) se ocupó el software comercial GiD<sup>®</sup> en su versión de prueba. El programa tiene varios elementos compatibles con muchos programas de análisis.

El paso siguiente es modelar. En problemas de mecánica estructural, el espectro de programas es amplio y típicamente uno escoge el programa a ocupar basado en la oferta de elementos y/o materiales del programa, y en base a lo que uno quiera modelar. La mayoría de los programas ocupan el denominado *método de rigidez*, en donde el campo interpolado es el de desplazamientos. En este estudio se usó OpenSees [35, 37] para modelar la sección de túnel y el empuje del suelo sobre éste, usando elementos viga-columna con leyes constitutivas no lineales para modelar el revestimiento, elementos cuadrilaterales bicuadráticos con leyes constitutivas no lineales para modelar el suelo, y resortes uniaxiales no lineales para modelar la interacción suelo-estructura. OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) es una plataforma orientada a objetos desarrollada en la Universidad de California, Berkeley, para simular la respuesta sísmica de sistemas estructurales y geotécnicos. Es gratuito, de código abierto, y posee una amplia librería de elementos y materiales para modelar sistemas estructurales.

El paso final es el postprocesamiento de los resultados, en el que se busca representar la información extraída del análisis, típicamente de manera gráfica. Se ocupó la plataforma de código abierto ParaView [2], y el programa comercial MATLAB.

### 2.2.1. El arte de mallar

La generación de mallados en elementos finitos es algo que para muchos sigue siendo un arte [1, 5, 33], en la cual muchos aspectos son escogidos con estrategias heurísticas, intuición y experiencia, y en donde existe libertad para escoger tipos de elementos, tamaños, número de nodos, etc., sin que la calidad de la malla pueda ser analizada y/o medida de manera completamente categórica.

Sin embargo lo anterior, sí existen directrices generales que permiten realizar mallados considerados *mejores* que otros por la doctrina, aunque estas directrices típicamente se desprenden de la experiencia de cada campo de aplicación, y muchas veces se puede encontrar referencias con reglas que se contradicen entre sí. Algunas directrices para generar mallas se pueden encontrar en [4, 23, 26, 48]. De las referencias anteriores, el autor rescata las siguientes observaciones:

- Las mallas deben ser lo más uniformes y regulares posibles, excepto cuando se requiera mayor refinamiento en zonas de cambios rápidos de carga o comportamiento (e.g., interfaces entre materiales), o cuando se modele algún fenómeno en el cual sea deseable una malla irregular.
- Se deben introducir nodos en presencia de discontinuidades o cambios de cargas abruptos.
- Se recomienda hacer análisis de convergencia, pues usualmente mientras más elementos/nodos se tiene, más preciso es el modelo, sin embargo, llega un punto en el cual tener más elementos y nodos no implica una mejoría en la precisión, y sí implica un mayor gasto computacional.
- Al modelar con elementos sólidos, se deben preferir elementos cuadrilaterales por sobre triangulares excepto cuando los últimos sean imprescindibles para generar un mejor refinamiento de la malla. Los elementos triangulares de deformación constante (3 nodos) deben evitarse.
- Para disminuir el costo computacional, el método de solución de las ecuaciones y la enumeración de los nodos deben reconocer la naturaleza *de bandas* de la matriz de rigidez global.
- Para representar de manera finita un dominio infinito o semiinfinito (e.g., un suelo), típicamente se deben hacer suposiciones (e.g., deformaciones planas) basadas en el entendimiento previo del comportamiento del sistema. Además, al modelar una porción de una estructura para evaluar efectos locales, los bordes del modelo deben colocarse 'lejos'<sup>†</sup> para evitar *efectos de borde*.
- La relación de aspecto de los elementos (altura/ancho) debe limitarse. Por ejemplo, debe ser menor a 10 para análisis de deformaciones y menor a 5 para análisis de esfuerzos [4].
- Elementos con formas extremas (e.g., alta relación de aspecto), implican error y deben evitarse.
- Cuando se usan elementos de orden superior las condiciones de borde juegan un papel de mayor importancia y deben escogerse más cuidadosamente.
- Si la estructura *y también* la carga poseen simetría, debe aprovecharse este aspecto para disminuir la cantidad de nodos y elementos a usar, y mejorar el ancho de banda.
- Cambios rápidos de tamaños de elementos deben minimizarse.
- Se debe evitar simular aberturas internas usando un módulo de rigidez muy suave (e.g.,  $E$  muy pequeño) a menos que los nodos libres de la abertura estén restringidos.
- Conectar elementos de orden superior con elementos de bajo orden puede generar irregularidades tensionales, que deben ser ignoradas o suavizadas.

---

<sup>†</sup>Existen recomendaciones de diversos autores que deben ser abordadas dependiendo del problema que se resuelva.

### 2.2.2. Conceptos esenciales de OpenSees y sección de fibras

Un código en OpenSees típico contiene (i) **el modelo**, que contiene los nodos, elementos, materiales, condiciones de borde, secciones, etc., y que busca representar el dominio del problema de la mejor manera posible; y (ii) **el análisis**, que contempla las cargas y los parámetros de análisis. OpenSees es bastante flexible en cuanto a parámetros de análisis, pudiendo controlarse: (i) los procedimientos incrementales usados; (ii) la forma de almacenamiento de las matrices; (iii) el criterio de convergencia; (iv) el algoritmo de solución; (v) la forma en que se imponen las restricciones; y (vi) la numeración de los elementos y nodos. Para un modelo medianamente complejo y grande en cantidad de elementos (como el realizado), la elección de parámetros de análisis es fundamental para optimizar los tiempos de análisis. Es particularmente importante la numeración de los elementos y nodos (lo que reordena las matrices, permitiendo anchos de banda menores), y la forma de almacenar las matrices (lo que permite desocupar memoria usada en almacenar ceros). Obviamente, la elección del resto de los parámetros (procedimiento incremental, algoritmo, criterio de convergencia) irá de la mano de la convergencia del modelo, y se modifican (cambiar pasos incrementales, relajar los criterios de convergencia, etc.) para lograr estabilidad numérica y convergencia.

En OpenSees, un tipo de enfoque muy popular para modelar estructuras son las denominadas *sección de fibras* (Cf. Figura 2.6). La filosofía básica de este enfoque, atribuible a [59], consiste en asimilar la sección del elemento colección de fibras (típicamente uniaxiales) dispuestas paralelas al elemento, luego calcular la respuesta seccional imponiendo equilibrio y compatibilidad (en este caso, hipótesis de Bernoulli), y finalmente integrar en la sección los esfuerzos de cada fibra para obtener la respuesta global (M, N). Este tipo de elemento tiene la ventaja de ser rápido, robusto y confiable para realizar análisis no lineal sobre elementos esbeltos, pero tiene la desventaja de que no es apropiado para ver concentraciones de tensiones (los elementos son líneas infinitesimales), y el típicamente solo se puede incluir de manera desacoplada en la respuesta seccional global.

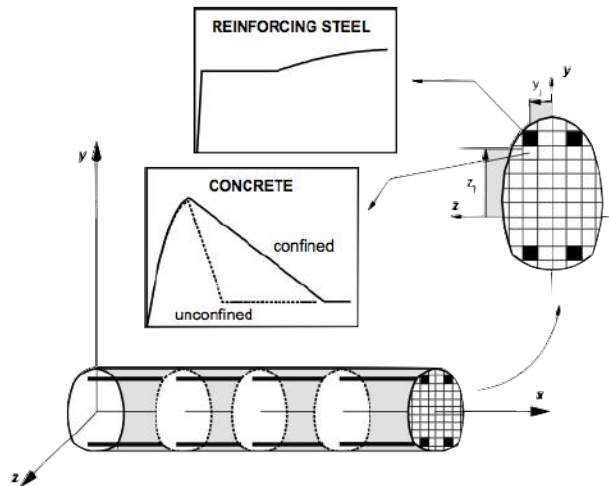


Figura 2.6: Concepto de elemento de fibras. De:[59].

La respuesta seccional luego puede ser utilizada en una infinidad de elementos línea (elásticos, plasticidad distribuida, plasticidad concentrada, etc.), los que serán descritos más adelante.

### 2.2.3. Postprocesamiento

El post-procesamiento hace referencia a tomar los datos y la información entregada en bruto por e.g. el programa de elementos finitos usado, y presentarla de manera conveniente y estéticamente agradable, para poderla analizar y extraer conclusiones ilustrativas que expliquen los fenómenos observados, y para resumir de manera gráfica la información encontrada.

La visualización científica es un rama interdisciplinaria de la ciencia subestimada en importancia. A juicio del autor, la visualización es algo fundamental en el proceso comunicativo de los resultados. Afortunadamente, la estética está ganando importancia en la ingeniería y las ciencias, y existen cada vez más programas para visualizar la información y así también mejoran las referencias para instruirse en cómo presentarla. El autor ha encontrado orientación en los libros de Edward Tufte.

## 2.3. Comportamiento de materiales

### 2.3.1. Hormigón proyectado

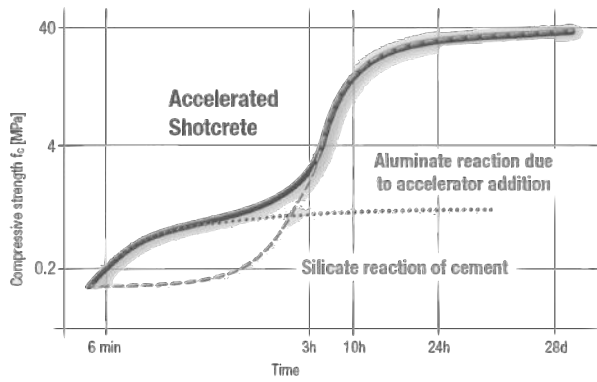
El hormigón es un material cerámico obtenido a partir de la mezcla de agregados (áridos), cemento hidráulico y aditivos que modifican su comportamiento (trabajabilidad) convenientemente según los requerimientos constructivos. Como consecuencia de su matriz frágil en tracción, el hormigón es usualmente reforzado con acero continuo en barras, material que es altamente resistente a la tracción y típicamente dúctil. Lo anterior da origen al hormigón armado, material compuesto ampliamente usado en la construcción hoy en día. Actualmente, el hormigón usado para revestimientos de túneles fabricados in situ es típicamente hormigón proyectado.

El hormigón proyectado (*shotcrete*) es hormigón tradicional, usualmente con algún aditivo acelerante, que es *lanzado* contra una superficie mediante una manguera y aire comprimido. El shotcrete es usado comúnmente en la construcción de obras de retención y estabilización de tierras, tales como túneles y taludes, en donde se requiere que el material alcance su capacidad rápidamente para poder sostenerse a sí mismo inmediatamente después de aplicado, y al suelo que sostiene poco tiempo después. Como consecuencia, el shotcrete no requiere moldajes ni vibrado.

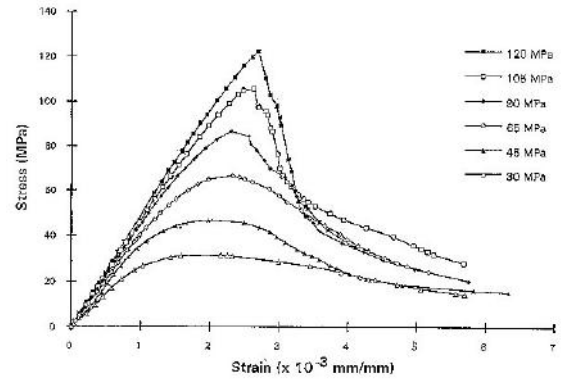
El acelerante adicionado condiciona fuertemente la trabajabilidad del material. Si se coloca muy poco, el material no se sostiene a sí mismo y no cumple con su cometido; evitar el uso de moldajes. Si se coloca mucho, la trabajabilidad disminuye hasta el punto de hacer imposible el enrasado, razón por la cual típicamente la superficie de los revestimientos no queda perfecta. El acelerante también afecta el comportamiento mecánico del hormigón (ver Figura 2.7a). Por ejemplo, se reconoce en la práctica que la resistencia a compresión disminuye en torno a un 15 %.

Debido a los requerimientos de calidad sobre el hormigón en obra (típicamente se necesita un hormigón con alta resistencia temprana), la resistencia a la compresión a los 28 días es usualmente mucho mayor a las resistencias necesarias por el diseño. Como consecuencia, el shotcrete puede llegar a comportarse mecánicamente más como un hormigón de alta resistencia (i.e., más resistente con menor capacidad de deformación y con una curva constitutiva más recta, como en la Figura 2.7b).





(a) Efecto del acelerante sobre la resistencia a la compresión en el tiempo. De [53].



(b) Efecto de la resistencia de compresión en la forma de la curva  $\sigma - \epsilon$  en hormigones. De: [68].

Figura 2.7: Influencia de la resistencia y acelerante sobre el comportamiento del shotcrete.

## Modelamiento del hormigón reforzado

Hoy en día existe un amplio espectro de modelos para el comportamiento mecánico del hormigón. Para modelamientos continuos, existen modelos uniaxiales (Thorenfeldt, Kent-Scott-Park, Popovics, etc.), biaxiales (e.g., MCFT), y triaxiales (e.g., Selby - Vecchio) de relaciones constitutivas, con diferentes grados de sofisticación. Estos también pueden incorporar efectos cíclicos del material, daño, etc. Para modelos con discontinuidades el espectro de modelos también es amplio.

Cuando el acero se utiliza como refuerzo para el hormigón, usualmente se modela uniaxialmente y también existen diversos modelos que consideran de diferente manera el endurecimiento (Ramberg-Osgood, Dodd-Restrepo, Giuffré-Menegotto-Pinto, Chang-Mander, etc.). En aplicaciones con uso de barras lisas, y en los cálculos de aberturas de grieta, el deslizamiento puede jugar un rol importante en la respuesta y también se puede modelar (e.g., Eligenhausen, Harajli, etc.). Sin embargo, generalmente no se modela la desadherencia.

Usualmente, el modelo a ocupar para representar el comportamiento del material va a depender de (i) el grado de sofisticación requerido para la aplicación particular a modelar; (ii) el conocimiento y la experiencia del ingeniero sobre el modelo material; y (iii) la existencia de la implementación del material en el programa de elementos finitos que el ingeniero va a ocupar (en caso de ocupar). Típicamente el último punto es excluyente para determinar si se usará o no el material.

Un aspecto importante del hormigón es el fenómeno concentración del daño en forma de *agrietamiento*. El agrietamiento en estructuras de hormigón es importante por cuanto el tamaño de las grietas típicamente se correlaciona con la durabilidad de las obras, y en caso de estructuras sometidas a sismos puede condicionar la extensión y el alcance de las reparaciones post terremoto. Por lo anterior, es de interés caracterizar el agrietamiento del material.

La doctrina distingue tres filosofías para modelar el agrietamiento en elementos de hormigón; (i) modelos discretos de grietas (*discrete crack approach*); (ii) modelos distribuidos de grietas (*smearred crack approach*); y (iii) modelos de plasticidad y daño (*damaged plasticity approach*).

El enfoque discreto del agrietamiento encaja con la noción natural de que una grieta es una discontinuidad real, y consiste típicamente en modelar el material con elementos lineales elásticos en tracción, y predefinir elementos (resortes) de interfaz 'fusibles' entre nodos con las mismas coordenadas, en lugares donde se sepa o se crea que las grietas ocurrirán. De esta forma, cuando se sobrepase cierta fuerza en algún par de nodos, el resorte fusible permitirá que los nodos en la misma posición se desplacen independientemente. Con este enfoque es posible obtener agrietamiento de modo I (tracción) y II (cizalle) con elementos de interfaz adecuados. Sin embargo, el éxito de este enfoque depende enteramente en adivinar la posición de las grietas. Este enfoque es aplicable principalmente a fallas localizadas (e.g, cuando existe una o pocas grietas dominantes), y además la incorporación del refuerzo es difícil.

La contraparte al enfoque discreto de grietas es el enfoque distribuido de grietas (*smearred crack approach*), en el cual el sólido agrietado se considera como un continuo. Lo anterior es cómodo pues permite la descripción del material en términos de relaciones tensión-deformación, algo familiar en la ingeniería. La forma de modelación usual es cambiar el material dentro de un elemento desde una ley inicialmente isotrópica a una ortotrópica al momento del agrietamiento, con los ejes de la ortotropía determinados de alguna forma (e.g., modelos de ángulo fijo, de ángulo rotativo, etc.). Este tipo de modelos permiten la incorporación de refuerzo fácilmente.

Un tipo especial de modelos de grietas distribuidas son los modelos de plasticidad y daño, en los cuales existen parámetros adicionales que permiten la descripción del daño irreversible que ocurre durante la fractura del material. Una parte importante de los modelos más sofisticados de materiales en programas de elementos finitos son de este tipo, pues la doctrina parece haber preferido este enfoque. La oferta de elementos compatibles con este enfoque es grande, particularmente en OpenSees, sin embargo, típicamente se clasifican en dos familias: (i) plasticidad concentrada, en el cual se restringe la plasticidad en un punto o a un largo finito pequeño; y (ii) plasticidad distribuida, en la que no existe tal restricción y los elementos pueden plastificarse completamente. Una comparación entre los diferentes enfoques puede encontrarse en la Figura 2.8 y en [18].

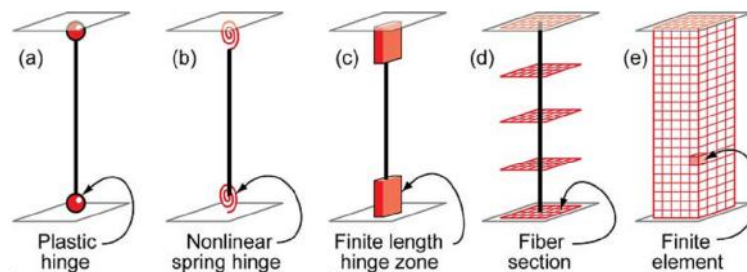


Figura 2.8: Modelos de plasticidad en hormigón armado. De [18]

Finalmente, existe además un enfoque relativamente nuevo que se separa de la filosofía de los métodos anteriores, basado en el método de elementos finitos extendido (X-FEM), en el que se añaden (extienden, enriquecen) funciones de interpolación discontinuas a las funciones polinomiales estándar de los elementos, permitiendo la presencia de discontinuidades dentro de éstos. El método se basa en el concepto de partición de la unidad (*Partition of unity*). El concepto de X-FEM es muy nuevo y solamente algunos programas de elementos finitos lo tienen implementado.

### 2.3.2. Hormigón reforzado con fibras

Generalmente, el HRF se agrupa en cuatro familias según material de refuerzo: (i) Hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA o SFRC en inglés), el más común y más estudiado; (ii) Hormigón reforzado con fibra de vidrio (HRFV o GFRC en inglés); (iii) Hormigón reforzado con fibras naturales (HRFN o NFRC en inglés), tales como yute, bambú, celulosa, etc.; y (iv) Hormigón reforzado con fibras sintéticas (HRFS o SNFRC en inglés), tales como polietileno, kevlar, y otras. Las fibras también se pueden dividir en categorías según tamaño: en micro y macrofibras. Las primeras suelen tener usos no estructurales, por ejemplo controlar el agrietamiento temprano; mientras que las segundas, además de controlar el agrietamiento, también pueden tomar carga, permitiendo menores cuantías de refuerzo tradicional, e incluso pudiendo llegar a eliminar la necesidad de refuerzo tradicional en algunas aplicaciones.

El estado del arte en la modelación y diseño de los últimos tres grupos del listado de fibras por materiales (HRFV, HRFN y HRFS) está aún en un nivel primitivo (pocas pautas de diseño, enfoque en tensiones admisibles, diseño apoyado en experimentos, etc). Para el HRFA, en cambio, la investigación ha desarrollado más literatura y modelos que permiten predecir su comportamiento de manera más confiable. Lo anterior se explica por el hecho de que típicamente, aunque no siempre, las fibras de acero son macrofibras, mientras que las otras son microfibras, por lo que la mayoría de las aplicaciones estructurales de HRF ocupa fibras de acero.

Aplicaciones estructurales típicas del HRFA son pavimentos industriales, revestimientos de túneles, y elementos prefabricados. En general, su uso se explica no tanto por el mejor desempeño estructural del material, sino porque permite ahorros en la colocación de armadura tradicional (principalmente en cuanto a tiempo de colocación). También se ha investigado el uso de HRFA en uniones viga-columna para aplicaciones sísmicas, en vista de la mayor ductilidad que ofrece el material, [20].

Típicamente, el HRFA se modela de forma *macro*, esto es, como un *nuevo material*, parecido al hormigón tradicional, pero con leyes constitutivas ligeramente diferentes, que permitan considerar (i) la mayor ductilidad en compresión, y (ii) la capacidad residual en tracción. A pesar de lo anterior, existen esfuerzos para modelar el material a nivel *compuesto*, teniendo en cuenta aspectos como la orientación de las fibras, la adherencia fibra-matriz, las propiedades inherentes a las fibras ( $f_y$ ,  $E$ , etc.), y otros aspectos. El enfoque anterior, sin embargo, no es de gran utilidad al momento de diseñar estructuralmente con este material, quedando como un enfoque principalmente académico ligado a la disciplina de materiales.

Existen variados tipos de fibras; lisas, rectas, torcidas, ganchudas, rizadas, de diferentes relaciones de aspecto ( $l/d$ ), con diferentes formas seccionales, etc. Ver Figura 2.9a. El uso de uno u otro tipo de fibra, en diferentes dosificaciones, condiciona fuertemente el comportamiento mecánico del producto final, especialmente cuando el hormigón ya está agrietado (comportamiento post-agrietamiento). En vista de esto, el diseño y modelación aún requiere de parámetros básicos que solo pueden ser obtenidos mediante ensayos estandarizados.

El mecanismo de transferencia de carga entre la matriz de hormigón y las fibras es por fricción, y por lo general las fibras deslizan contra el hormigón antes de experimentar otro tipo de fallas (e.g., fluencia o fractura de la fibra), es decir, la falla consiste en la extracción de la fibra desde el hormigón.

La orientación de las fibras juega un papel importante en el desempeño del material. Se podría asumir ingenuamente que las fibras se orientan uniformemente en todas las direcciones, sin embargo se ha observado que el método de verter el hormigón, la dosificación de la mezcla, el dimensionamiento de los elementos, y otros aspectos, influyen en el comportamiento mecánico final del material.

A mayor cantidad de fibras, mejor es el desempeño mecánico del material, así como también el desempeño ante fuego, impacto, etc. Sin embargo, la adición excesiva de fibras afecta la trabajabilidad del hormigón, por lo que usar un porcentaje demasiado alto de fibras no es constructivamente recomendable para shotcrete, puesto que usualmente la tecnología para proyectar el hormigón sufre fallas cuando hay muchas fibras (se tapan las mangueras, se generan bolas de fibras, etc.).

El comportamiento a tracción pura del material se puede clasificar en dos tipos: (i) reblandecimiento (*strain-softening*) o (ii) endurecimiento (*strain-hardening*). El primero ocurre cuando las fibras son extraídas o no pueden tomar más carga después de formarse la grieta, y la capacidad última queda gobernada por la formación de una única grieta, disminuyendo a medida que la grieta crece. Por el contrario, si las fibras son capaces de tomar más carga después de formarse la primera grieta, aparecerán más grietas (agrietamiento múltiple) y la capacidad tenderá a mantenerse o incluso aumentar, como se aprecia en la Figura 2.9b.

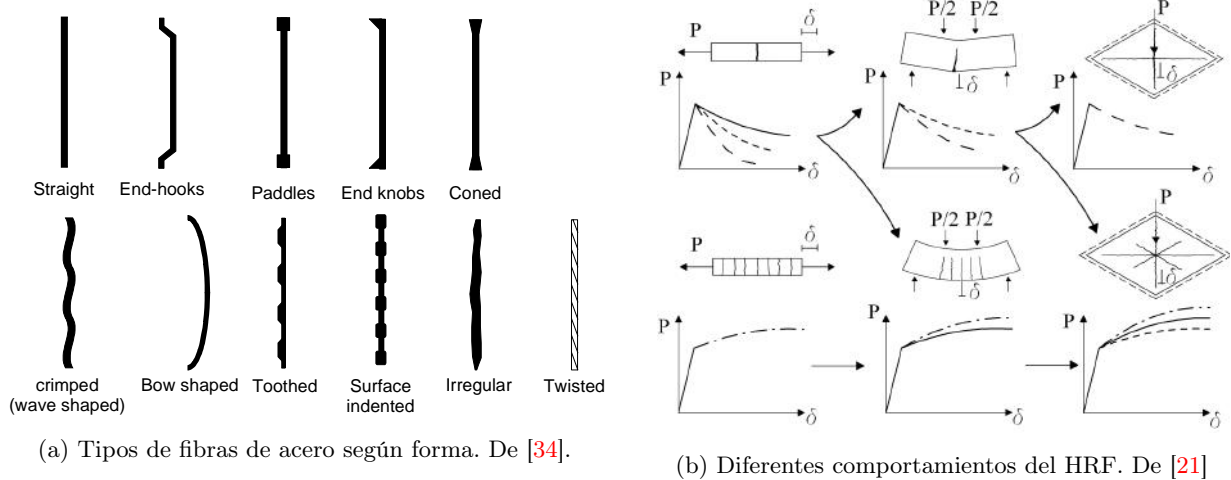


Figura 2.9: Tipologías de fibras y comportamiento del hormigón con fibras

Aplicaciones del HRFA en revestimientos de túneles se pueden encontrar principalmente en Europa, donde su uso ya está normado y extendido en la práctica ingenieril. Ver, por ejemplo, [14], [16], [28], [29], [69]. Aplicaciones del HRFS se pueden encontrar en tunelería y minería, donde su uso se ha ido extendiendo tímidamente desde hace unos años, en vista de que las fibras de acero pueden sufrir fenómenos de corrosión, además de dañar más rápido los equipos de bombeo.

## Modelación y Diseño con HRF

De acuerdo a la literatura, el abordaje del diseño a flexión se puede clasificar en dos familias: (i) tensión-deformación ( $\sigma - \epsilon$ ); y (ii) tensión-ancho de grieta ( $\sigma - w$ ). La primera familia corresponde al método clásico de análisis seccionales que se realizan comúnmente para el diseño de elementos de

hormigón tradicional. La segunda familia es algo menos familiar en la ingeniería y se apoya en la mecánica de fractura, modelando la falla como una rótula plástica e imponiendo equilibrio seccional para encontrar la capacidad.

Por otro lado, también existen dos maneras de abordar el diseño al corte: (i) estimar la capacidad combinando separadamente el aporte de las fibras y el aporte de la matriz de hormigón; y (ii) estimar la capacidad considerando al material como uno solo.

El diseño en HRF se basa fuertemente en parámetros obtenidos experimentalmente, i.e., resistencia residual, energía absorbida, etc. La Tabla 2.2 muestra un resumen de algunas de las normas que rigen el modelamiento y ensayo del HRF.

Prueba	Configuración	Dimensiones (mm)	Monitoreo	Resultados
ACI 544	Viga a flexión simple	100 x 100 x 350	P-delta	Energía absorbida, Carga al agrietarse
ASTM C1018	Viga a flexión a los tercios	100 x 100 x 350	P-delta	Tenacidad, Tensión al agrietarse.
ASTM C1609	Viga a flexión a los tercios	100 x 100 x 350	P-delta	Resistencia residual, Tenacidad
ASTM C1550	Panel circular hiperestático	800 (Diámetro) x 75 (espesor)	P-delta	Energía absorbida, Carga al agrietarse
BS EN 14488	Losa a flexión simple	600 x 600 x 100 1000 x 1000 x 100	P-CMOD o P-delta	Curva $\sigma - \epsilon$
BS EN 14651	Viga a flexión simple	150 x 150 x 550	P-CMOD o P-delta	Curva $\sigma - \epsilon$ , Resistencia a flexión, Resistencia residual.
EFNARC	Losa a flexión simple	600 x 600 x 100	P-CMOD o P-delta	Carga Peak, Energía absorbida
EFNARC	Viga a flexión a los tercios	75 x 125 x 600	P-delta	Curva $\sigma - \epsilon$ , Resistencia a flexión y residual
JCI/JSCE SF4	Viga a flexión simple	150 x 150 x 530, 100 x 100 x 350	P-delta	Energía absorbida, Resistencia a flexión
NBN B 15 - 238	Viga a flexión a los tercios	150 x 150 x 600	P-delta	Resistencia residual, Energía absorbida.
RILEM 162	Viga a flexión simple	150 x 150 x 550	P-CMOD o P-delta	Curva $\sigma - \epsilon$
UNE 83515	Doble punzonamiento cilíndrico (Barcelona)	150 (diámetro) x 150 (altura)	P-TCOD	Carga residual

Tabla 2.2: Algunas normas de ensayo del hormigón con fibras. Otras normas incluyen la ASTM C1399, NF P 18-409, DBV - Recommendation, NCA Pub. No 7, etc.

Hasta el día de hoy el comportamiento del hormigón con fibras no se comprende categóricamente debido a que depende del tipo de fibra que se use, por lo tanto aún hay cosas pendientes en lo que respecta al diseño. La Tabla 2.3 resume el estado del arte en el diseño con hormigón reforzado con fibras de acero para elementos con y sin refuerzo tradicional.

Fenómeno	HRFA con refuerzo tradicional	HRFA sin refuerzo tradicional
Análisis elástico lineal sin redistribución	OK	OK
Análisis elástico lineal con redistribución y rótulas plásticas	OK	OK
Flexión	OK	OK
Corte	OK	Evidencia limitada
Refuerzo mínimo para control de agrietamiento	OK	?
Cálculo del ancho de grieta	OK	?

Tabla 2.3: Estado del arte en el diseño con HRFA. Adaptada de [65]

## El debate sobre fibras de acero vs. fibras de polipropileno

En la práctica un gran porcentaje de proyectos que especifican fibras, ocupan fibras metálicas, y en menor proporción (aunque cada vez más) fibras de polipropileno (un tipo de fibra sintética particular). No se ha documentado el uso de otro tipo de fibras (de arámidas, kevlar, etc.) de manera amplia. Naturalmente, surge la pregunta de cuales fibras son mejores. Ante esta pregunta no existe una respuesta categórica, puesto que el uso de fibras puede tener variados fines.

Como comparación entre estos tipos de fibras, [9] investigó el efecto que tiene el tiempo sobre el desempeño del hormigón con fibras de acero, encontrando la existencia de pérdidas significativas de capacidad residual a medida que pasa el tiempo, fenómeno atribuible seguramente a la corrosión de las fibras. Presumiblemente las fibras de polipropileno no presentan este fenómeno temporal, pues no se corroen.

En contraste, [60] también investigó el desempeño en el tiempo del HRFA, encontrando un mejor desempeño en el tiempo, atribuible al mejoramiento de la matriz de hormigón.

Dado que el desempeño del HRF dependerá de la fibra usada (de su forma, tamaño, material, etc.), y lo anterior es un factor propio de cada proveedor de fibras, es muy difícil entonces establecer categóricamente que las fibras de determinado material sean superiores a otras de otro material. Sólo es posible hacer comparaciones entre fibras de determinados fabricantes, y sacar conclusiones muy generales del material de cada fibra.

Debido a que las fibras de polipropileno son relativamente nuevas en comparación a las de acero, se necesita mayor investigación asociada a la durabilidad y el desempeño no estructural de estas fibras, así como también el desempeño estructural en el tiempo. Las fibras de acero se han ocupado desde hace mucho, por lo que casi toda la experiencia sobre el uso de fibras viene de las de acero.

Como punto a favor de las fibras de polipropileno, el autor ha constatado que los contratistas las prefieren porque generan menos problemas con las bombas (son más flexibles y por ende no generan taponamientos del pitón) y además gastan menos las boquillas y mangueras.

Como se verá más adelante en la parte experimental, las fibras de acero particulares ocupadas en este estudio presentan un comportamiento en tracción levemente superior a las fibras plásticas, para las dosificaciones ensayadas ( $25 \text{ kg/m}^3$  de fibras de acero y  $6 \text{ kg/m}^3$  de fibras de polipropileno, típicamente considerados valores límites que pueden colocarse sin generar problemas de bombeo).

### 2.3.3. Suelo

El suelo es un material difícil de modelar debido a fenómenos como su inmediata no linealidad constitutiva, anisotropía, presencia completa o parcial de agua, el fenómeno de licuación, y otros. Hoy en día no existen demasiados modelos validados en la práctica que capturen el comportamiento del suelo de manera fiel, debido a que su comportamiento puede llegar a ser demasiado complejo para ligarlo a formas funcionales específicas. En consecuencia, en la práctica se ocupan modelos más sencillos que recogen el comportamiento del material solo de manera gruesa. Ejemplos de modelos sencillos son el de Mohr-Coulomb, Cam-Clay, Hardening Soil, Hiperbólico, y otros. Por lo anterior es usual ocupar factores de seguridad grandes cuando se modelan los suelos.

#### El suelo de Santiago

La cuenca de Santiago está caracterizada en su mayoría por un suelo de origen fluvial proveniente de la depositación de los ríos Mapocho y Maipo, formado por gravas arenosas muy compactas y de buena gradación, con clastos redondeados y bolones de hasta 10 pulgadas. Este suelo es usualmente conocido como *la grava de Santiago*. La cuenca también presenta en algunas zonas depósitos aluviales con granulometría areno-arcillosa con presencia de arcillas y limos, y depósitos de ceniza volcánica (ignimbrita de Pudahuel). Una descripción más completa se muestra en la Figura 2.10.

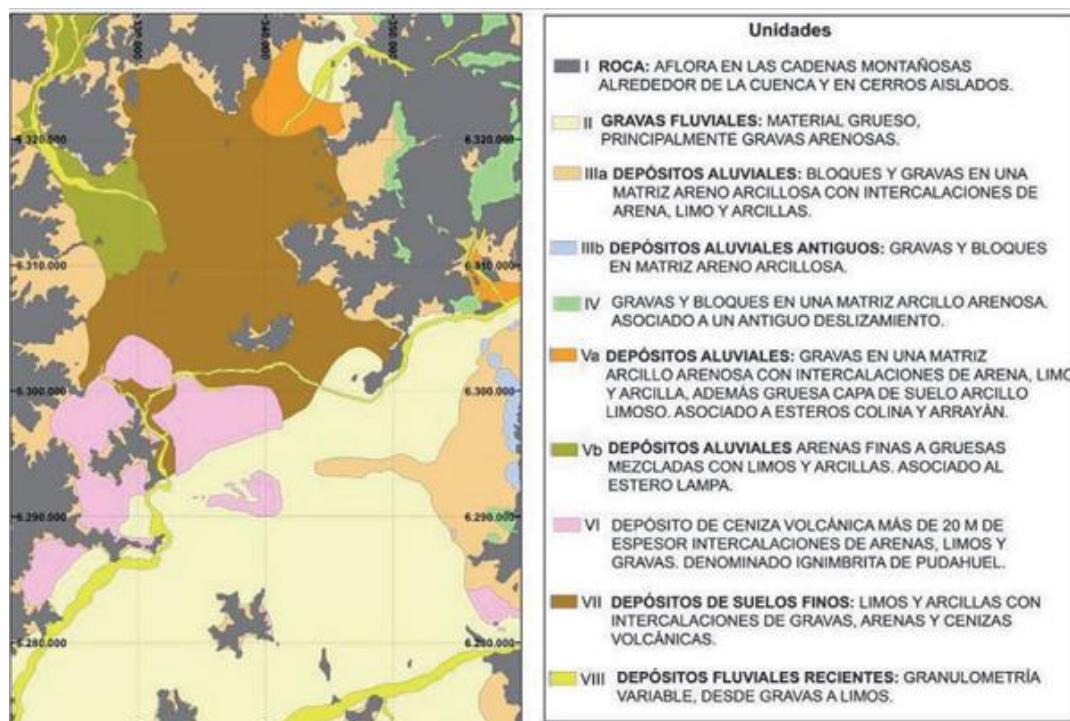
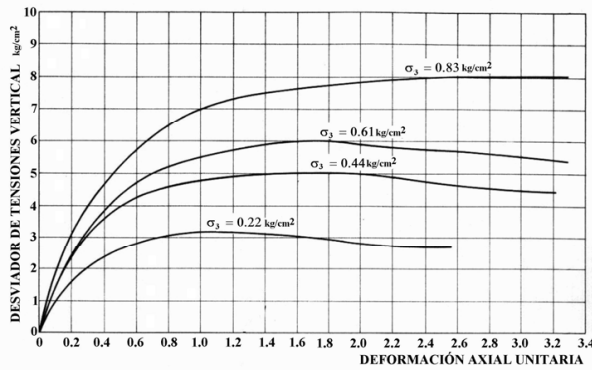
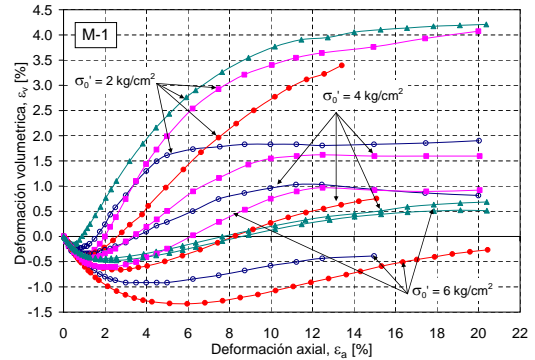


Figura 2.10: Ubicación y descripción de las unidades geológicas de la cuenca de Santiago. Fuente: [64]

La grava de Santiago ha sido caracterizada geomecánicamente de manera exploratoria por otros autores [17, 30, 50] determinándose mediante ensayos los comportamientos triaxial y volumétrico del suelo, y extrayéndose parámetros típicos de modelamiento ( $E$ ,  $G$ ,  $\phi$ , etc.). Ejemplos de su comportamiento se muestran en la Figura 2.11.



(a) Ensayo triaxial in-situ sobre grava del Mapocho a 10 m de profundidad. De [30].



(b) Comportamiento volumétrico sobre la grava del río Maipo. De [17].

Figura 2.11: Comportamiento experimental de las gravas de Santiago.

En la práctica es usual modelar la grava de Santiago mediante el criterio de falla de Mohr-Coulomb con una ley tensión-deformación elastoplástica o proveniente de una curva de degradación de módulos. Otros modelos (i.e., *Hardening soil*, *Cap Yield*, *ECP*, etc.) tienen menos popularidad.

### 2.3.4. Interfaces suelo-estructura

Cuando se modelan elementos diferentes que no están ligados mediante las formulaciones de los elementos, es de interés estudiar cómo interactúan entre éstos en el contexto de la **mecánica de contacto**. Ejemplos de sistemas donde interesa el contacto son el modelamiento de elementos estructurales (e.g., viga-columna) con elementos geotécnicos (e.g., sólidos de suelo), o al modelar diferentes elementos estructurales en una misma sección (e.g., barras de acero en hormigón).

La mecánica de contacto se puede dividir en dos sub-campos: (i) la mecánica de contacto friccional, que describe el comportamiento en la dirección tangencial al contacto y se caracteriza típicamente en función del deslizamiento entre superficies; y (ii) la mecánica de contacto normal, que busca capturar fenómenos como la incrustación de un elemento en otro, o la separación entre elementos. Dependiendo del problema que se soluciona, puede interesar una o la otra (o las dos). Normalmente ambas están ligadas entre sí (e.g., en el modelo de Coulomb la fuerza de fricción depende de la fuerza normal).

En la aplicación particular de túneles, el problema no es sencillo de modelar, puesto que la excavación típicamente produce una superficie altamente rugosa e imperfecta justo en la interfaz entre el suelo y el revestimiento (conocida como *zona de Trompeter*). En la práctica, se usa caracterizar interfaces tangenciales suelo-revestimiento mediante 3 hipótesis: (i) adherencia perfecta, esto es, que no hay deslizamiento; (ii) desadherencia perfecta, i.e., que la fuerza como función del deslizamiento es nula y los elementos son libres de deslizarse; y (iii) adherencia según algún modelo, e.g., Coulomb.

En la dirección normal por otro lado, es muy popular colocar resortes uniaxiales sin tensión, un modelo extrapolado desde el clásico modelo de viga en medio elástico (fundación de Winkler). La ley constitutiva de los resortes en compresión puede variar desde rígida (cuando la deformación se reparte sólo entre los elementos del revestimiento y el suelo, no en el elemento de interfaz) hasta modelos en donde la deformación del resorte da cuenta artificialmente de las deformaciones del suelo y/o revestimiento. A veces, los resortes uniaxiales están pensados para dar cuenta de la mayor flexibilidad que se presenta en la Zona de Trompeter, donde el material está más suelto.



## 2.4. Validación de modelos mediante experimentos

Los ensayos son un medio para evaluar experimentalmente las propiedades y comportamientos de los materiales que ocupamos para construir y sobre los cuales el diseño necesita hacer suposiciones que deben ser posteriormente corroboradas.

Cuando se construye con materiales altamente comprendidos y estudiados (e.g., hormigón armado tradicional), típicamente solo es necesario constatar que las propiedades asumidas (e.g.,  $f'_c$ ) de lo construido cumplen con lo especificado (e.g.,  $f'_c$  mayor a 35 MPa con una confianza del 95 %).

Sin embargo existen materiales en los cuales su diseño debe apoyarse en experimentos, debido a que su comportamiento no está plenamente estudiado y/o presenta gran variabilidad. Es el caso de los hormigones con fibras, pues debido a que existen fibras de diversos sabores (materiales, formas, dimensiones, etc.) en el mercado, y que éstas se pueden colocar en diferentes cantidades, su comportamiento presenta gran variabilidad debido a estos aspectos. Es también el caso de aceros especiales (e.g., AT56-50H).

En este estudio interesa evaluar el reemplazo del refuerzo tradicional (malla) por fibras, por lo que una parte importante de esta memoria consiste en ensayar las secciones completas con todos los materiales constituyentes bajo diferentes cargas axiales y diversas relaciones de aspecto  $M/Vd$ . Aparte de esto, también interesa caracterizar el HRF como material separado, para poder comparar la respuesta seccional con la respuesta simulada en base a comportamientos uniaxiales y poder establecer si los ensayos simples son consistentes con los ensayos completos, para establecer métodos de control más simples que ensayar las secciones completas. En consecuencia, se realizarán una serie de ensayos (tracción directa, indirecta, compresión, flexión) sobre el hormigón, y también se realizarán ensayos uniaxiales sobre los aceros ocupados como refuerzo tradicional. La literatura ofrece amplias directrices para estos ensayos (e.g., normas ASTM).

### 2.4.1. Ensayos sobre HRF ¿Isostáticos o hiperestáticos?

Existen diversos métodos de ensayo para caracterizar un hormigón con fibras, y la elección de cuál realizar depende del fenómeno de interés que se quiere caracterizar (i.e., flexión, corte, absorción de energía, etc.), la influencia de ciertas entidades y/o normas en cada zona geográfica (en Europa por ejemplo, existen las normas europeas BS-EN, DIN, EFNARC, etc., mientras que en lugares como Chile no existe ninguna), y la experiencia y conocimiento del ingeniero del proyecto. No obstante lo anterior, los métodos de ensayo se pueden dividir en dos familias filosóficamente muy diferentes; i) ensayos isostáticos; y ii) ensayos hiperestáticos.

Como se ha establecido previamente, existen dos posibles comportamientos del hormigón con fibras; endurecimiento (*strain-hardening*) o reblandecimiento (*strain-softening*). En vista de que típicamente es muy difícil obtener un comportamiento de endurecimiento en configuraciones isostáticas (pues el daño se termina concentrando en una única rótula al no haber redistribución de momentos), y considerando que gran parte de las aplicaciones del hormigón con fibras (túneles, losas sobre suelo, etc) son, de hecho, hiperestáticas, se ha establecido como práctica en la industria realizar ensayos hiperestáticos para estudiar cada mezcla particular, argumentándose que los ensayos isostáticos no le hacen justicia a la verdadera configuración que se tiene en terreno, no permiten agrietamiento múltiple, y por ende subestiman la capacidad del material.

La experiencia ha mostrado que en condiciones hiperestáticas la redistribución de momentos permite, efectivamente, que un hormigón con fibras con un desempeño pobre en una condición isostática, pueda alcanzar endurecimiento y agrietamiento múltiple.

Una interesante discusión sobre ensayos hiperestáticos vs. isostáticos se presenta en [65], donde se argumenta que los ensayos hiperestáticos presentan las siguientes cualidades: (i) presentan agrietamiento múltiple; (ii) existe una dispersión menor en los resultados, comparando con ensayos isostáticos; y (iii) son más representativos de las sollicitaciones reales que los isostáticos. Los inconvenientes de este tipo de ensayos son: (i) no

es posible ligar la resistencia a flexión con aberturas de grieta; y (ii) al ser una estructura hiperestática, los resultados deben ser interpretados bajo ciertas hipótesis de análisis (típicamente líneas de fluencia), lo que puede llevar a modelos altamente complicados para explicar los patrones de agrietamiento y encontrar las resistencias.

La Figura 2.12 muestra algunos ensayos para hormigón con fibras. La Tabla 2.2 (Sección 2.3.2) detalla las pruebas más comunes de caracterización sobre el HRF.

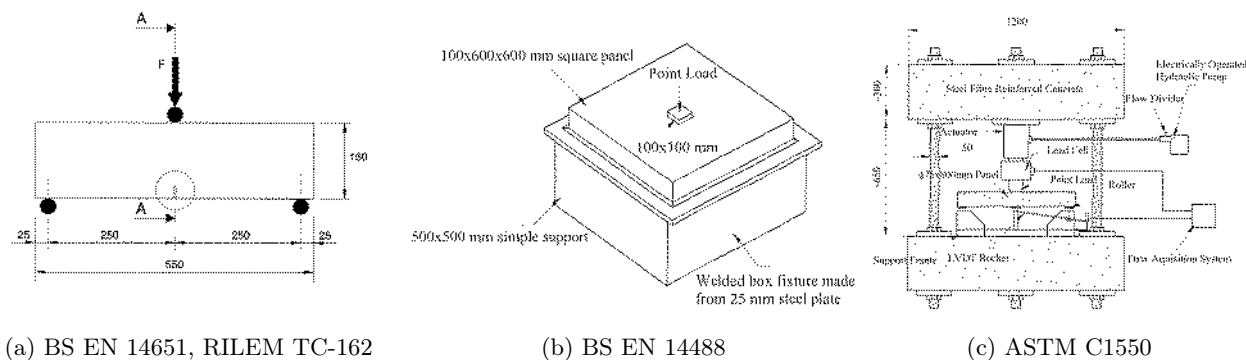


Figura 2.12: Algunos tipos de ensayos de caracterización del HRF.

Debido al tipo de aplicaciones del HRF, el corte es rara vez de importancia en el diseño. Por esta razón, es un aspecto muy poco estudiado. De las normas reconocidas, solo la norma japonesa tiene un ensayo estandarizado corte JSCE 06, todo el resto se enfoca en el problema flexural. En este estudio el corte no es de gran relevancia, por lo que no será abordado. Si al lector le interesa, un trabajo nuevo y completo sobre el corte en elementos de HRFA se puede encontrar en [15].

La totalidad de los ensayos de caracterización del HRF son sobre probetas sin refuerzo tradicional, pues se asume que las fibras no interactúan directamente con el refuerzo. Lo anterior es consistente con la filosofía que rige el modelamiento del HRF, en la cual se trata al material como a un hormigón tradicional con propiedades ligeramente diferentes en tracción.

## 2.4.2. Instrumentación

La instrumentación es un aspecto habitual de cualquier experimento, pues permite medir cuantitativamente parámetros de interés durante los experimentos, lo que posibilita un análisis mucho más exhaustivo de cualquier experiencia experimental.

La instrumentación típica para monitorear los ensayos consta de tres elementos principales; (i) Fotografías: usando alguna técnica fotogramétrica para monitorear el campo de desplazamientos completo y el progreso del agrietamiento; (ii) **LVDT's**: para monitorear desplazamientos lineales en alguna dirección de interés; y (iii) **Celdas de carga**: para monitorear las cargas.

Existe mucha más instrumentación aplicable a los ensayos que se realizaron, sin embargo, el uso de otros implementos (e.g., strain gauges) se descartó debido a que los tres tipos de instrumentación ya usada proporcionan información suficiente.

## Correlación de imágenes digitales (Digital Image Correlation)

La correlación de imágenes digitales, también llamada velocimetría de partículas, es una técnica óptica para medir desplazamientos de partículas entre pares de fotos. Con el campo de desplazamientos completo, es posible calcular deformaciones mediante supuestos razonables.

La correlación de imágenes típicamente implica tomar fotos a intervalos regulares y automáticamente seguirle la pista a partículas de las fotografías. Estas partículas son usualmente subconjuntos del dominio con un alto contraste y/o textura interna. La búsqueda de las partículas se reduce matemáticamente a un problema de optimización, en el que se busca maximizar un coeficiente de correlación. En otras palabras, se optimiza la nueva posición deformada y desplazada más probable. La Figura 2.13 explica el concepto gráficamente

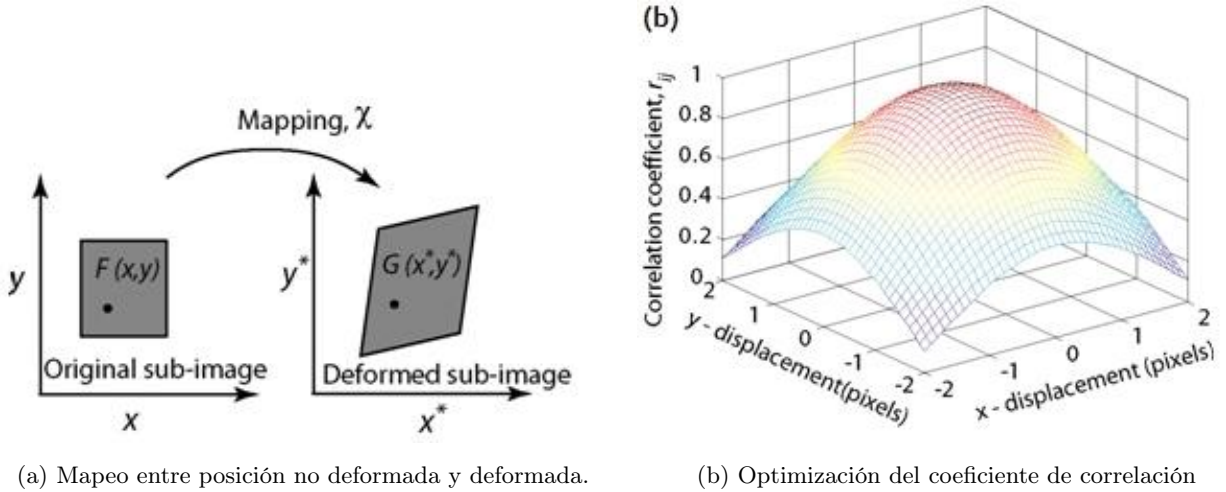


Figura 2.13: Filosofía de la correlación de imágenes digitales (DIC). De [70].

La correlación de imágenes es una técnica muy popular en problemas de flujo, y no tanto problemas de sólidos (e.g., ensayos de vigas) o geotécnicos. Lo anterior se explica porque la precisión del sistema no es tan alta como la de los instrumentos convencionales (la precisión se mide en píxeles, y para elementos pequeños existe una mayor cantidad de píxeles por unidad de área, por lo que la precisión aumenta), y porque aún hay inercia hacia ensayar con instrumentos convencionales (LVDT, strain gauges, etc.). Igualmente existe documentación de su uso en elementos de gran tamaño [19, 22, 24, 27].

En el caso de aplicaciones estructurales, usualmente es necesario añadir a las probetas cierta textura, que simule a las partículas. Lo anterior se puede lograr de diversas formas, por ejemplo adhiriendo partículas de suelo de colores sobre la superficie, pintando la superficie con puntos, imprimiendo un patrón aleatorio sobre la superficie, etc. La Figura 2.14 muestra algunos ejemplos.

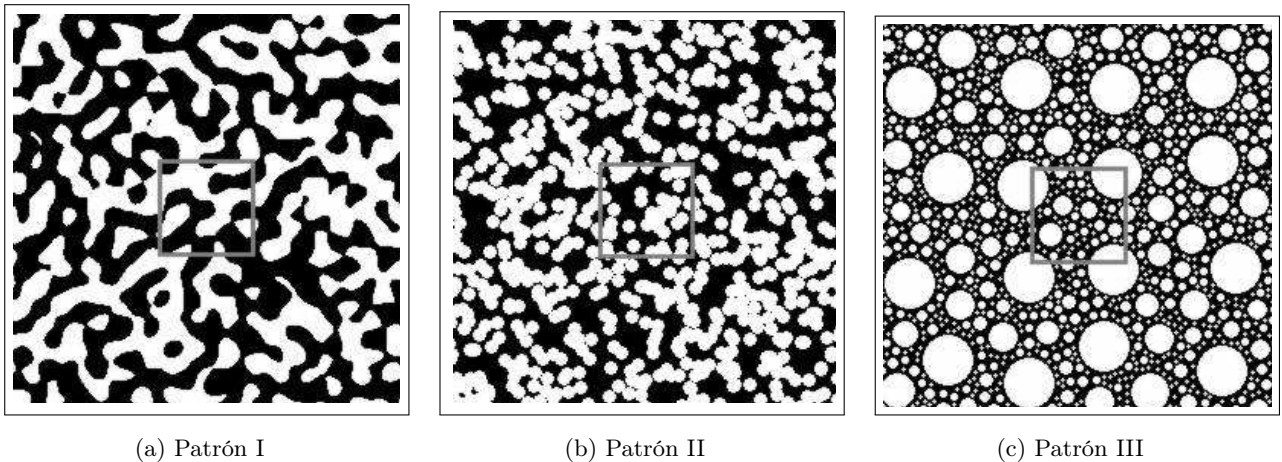


Figura 2.14: Ejemplos de diferentes patrones para correlación de imágenes. De [57].

Actualmente la correlación de imágenes se apoya fuertemente en programas computacionales para seguirle la pista a las partículas. Típicos paquetes de software para hacer análisis DIC/PIV son Aramis, Vic-2d, Correli, CorrelManuV, GeopivRG, Ncorr, MOIRE , OpenPIV, MatPIVPIVlab, etc.

Cada programa tiene sus herramientas, algoritmos y características particulares, y existe mucha diversidad en cuanto a algoritmos y métodos de seguimiento de partículas, y en cuanto a cálculo de deformaciones a partir de desplazamientos de partículas.

La literatura sobre la velocimetría de partículas indica que los resultados están condicionados fuertemente por el patrón usado, por lo que la preparación de los especímenes es de vital importancia.

La precisión del sistema de adquisición de datos es difícil de estimar, pues depende de (i) el algoritmo de correlación; (ii) la precisión de la cámara; (iii) el *set up* experimental; etc. Usando imágenes con patrones aleatorios con curvaturas artificiales se ha cuantificado que el error de los algoritmos es muy bajo (e.g., para GeoPIV-RG es menor a 0.02 pixeles [56]); sin embargo, el error asociado a la cámara usada, a cambios ambientales de luz, o a vibraciones, aún no se ha cuantificado en la literatura. Experimentos realizados por el autor sitúan el error de desplazamientos en máximo 1 pixel con el software usado (NCorr)<sup>‡</sup>.

---

<sup>‡</sup>El autor fotografió sin carga a las probetas y constató que los desplazamientos entregados por el programa para fotos diferentes sin carga no eran nulos, pero eran siempre menores a 1 pixel, mientras que los errores asociados a deformaciones eran del orden de  $1 \times 10^{-4}$ .

## Capítulo 3

# Diseño de los experimentos y construcción de los especímenes

### 3.1. Descripción general de los experimentos

El objetivo primario de los experimentos fue evaluar el comportamiento mecánico de secciones de revestimiento de túnel estructuradas con marcos reticulados de acero, hormigón proyectado con fibras (de acero o sintéticas), y mallas de armadura tradicional, sometidas a flexión, corte y carga axial en la dirección perpendicular al eje del túnel. El propósito es comparar el efecto del reemplazo de la malla de armadura tradicional por fibras, y observar el aporte del marco reticulado. Es de interés, además, rescatar información relativa al material, a sus modos de falla, y a cómo se comparan pruebas y métodos típicos para el diseño con el comportamiento real de los elementos.

Con los objetivos anteriores en mente, se realizaron los siguientes experimentos:

1. 12 ensayos a flexión con carga axial, con diferentes soluciones de refuerzo, con diferentes relaciones de aspecto ( $M/Vd$ ) y variando también la carga axial. Las probetas de este set fueron construidas a escala 1 a 2, esto es, con la mitad del espesor del revestimiento típico usado, la mitad del ancho (separación entre marcos), y con aproximadamente un cuarto de armadura tradicional. Lo anterior implica capacidades de momento escaladas a 1 a 8.
2. Ensayos a flexión sobre probetas con muescas sin refuerzo en barras para establecer propiedades del material (HRF) a flexión ( $\sigma - \epsilon$ ,  $\sigma - w$ , etc). Se siguió la metodología EN 14651.
3. Ensayos a la compresión a desplazamiento controlado de testigos cilíndricos obtenidos de las probetas. Se busca obtener las curvas  $\sigma - \epsilon$  para los diferentes materiales.
4. Ensayos a tracción indirecta (método brasileño) a desplazamiento controlado sobre testigos cilíndricos de shotcrete con y sin fibras.
5. Ensayos a tracción directa sobre testigos de shotcrete con y sin fibras.
6. Ensayos a tracción uniaxial de acero de las mallas y marcos (aceros AT56-50H y A630S).

Se ha realizado una revisión bibliográfica de normas relacionadas con los experimentos a realizar, con el fin de definir una metodología apropiada para cada experimento. Las normas se toman como un documento de referencia para prever problemas y/o recoger recomendaciones, y no necesariamente se siguen al pié de la letra. Seguir las al pié de la letra no fue posible debido a la falta de equipamiento necesario. Además, evidentemente algunas de las normas listadas se contradicen entre ellas, por provenir de diferentes entidades. Una lista no exhaustiva se puede ver en la Tabla 3.1.

Entidad	Código	Título
ASTM	C42/C42M	Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete
ASTM	C1116/C1116M	Standard Specification for Fiber-Reinforced Concrete
ASTM	C1604/C1604M	Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores of Shotcrete
ASTM	C39/C39M	Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens
ASTM	C1609/C1609M	Standard Test Method for Flexural Performance of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)
ASTM	C496/C496M	Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens
RILEM	TC 162-TDF	Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - Bending Test
RILEM	TC 162-TDF	Test and design methods for steel fibre reinforced concrete - Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete
UNE-EN	14487-1:2008	Hormigón proyectado. Parte 1: Definiciones, especificaciones y conformidad.
UNE-EN	14488-3:2007	Ensayos de hormigón proyectado. Parte 3: Resistencias a flexión (primer pico, última y residual) de probetas prismáticas reforzadas con fibras.
UNE-EN	14488-7:2007	Ensayos de hormigón proyectado. Parte 7: Contenido en fibras del hormigón reforzado con fibras.
UNE-EN	14651:2007+A1:2008	Método de ensayo para hormigón con fibras metálicas. Determinación de la resistencia a la tracción por flexión (límite de proporcionalidad (LOP), resistencia residual).
UNE-EN	14845-1:2008	Métodos de ensayo para fibras para hormigón. Parte 1: Hormigones de referencia.
UNE-EN	14845-2:2007	Métodos de ensayo para fibras para hormigón. Parte 2: Efecto en la resistencia del hormigón.
EFNARC	-	European Specification for Sprayed Concrete

Tabla 3.1: Normas de referencia para el diseño de los experimentos.

El autor ha decidido realizar los ensayos en una configuración isoestática debido a: (i) la facilidad y familiaridad del montaje experimental isostático; (ii) falta de recursos y tiempo para un montaje hiperestático; (iii) la existencia de muchas configuraciones de ensayo hiperestáticas, versus las pocas isostáticas, lo cual contribuye a homogeneizar la forma de ensayar nuevos materiales estructurales; y (iv) la posibilidad de interpretar los resultados experimentales sin realizar fuertes hipótesis (en contraste con ensayos hiperestáticos).

Queda para otro trabajo experimental estudiar la respuesta en condiciones hiperestáticas de estas secciones en particular. Algunos autores ya han estudiado el problema para losas sobre suelo [7, 38].

## 3.2. Criterios de escalamiento de las probetas

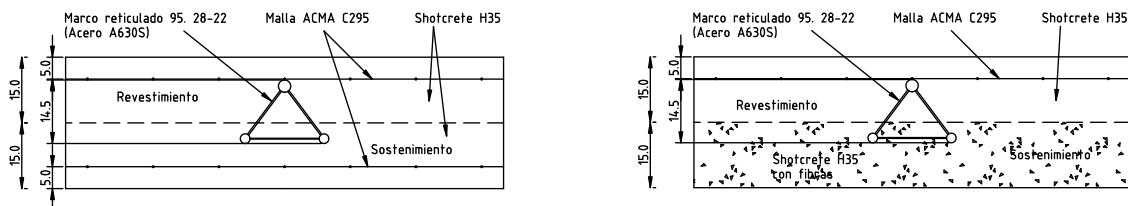
### 3.2.1. Características de los túneles de la Línea 6 del Metro de Santiago

En los túneles interestación reales de la Línea 6 del Metro de Santiago, el sostenimiento (también llamado revestimiento primario) es de 15 a 25 cm de espesor <sup>\*</sup>, mientras que el revestimiento (también llamado revestimiento secundario) es de espesor mínimo 15 cm. Típicamente los espesores proyectados son mayores a los especificados en los planos, debido a (i) el proceso de proyección hace muy difícil estimar el espesor de lo que se está proyectando, y dado que la proyección debe cumplir con el mínimo especificado, la tolerancia entre lo proyectado y lo especificado es grande; y (ii) el proceso de proyección contra el suelo genera superficies de suelo rugosas e imperfectas (Zona de Trompeter), y dado que el espesor debe cumplir con el mínimo en la zona más delgada, en la zona más gruesa (e.g., en una concavidad) es mucho mayor. Lo anterior se corrobora mediante la extracción de testigos de diámetros pequeños, observándose que la altura del testigo es prácticamente siempre mayor a lo especificado, de lo contrario se debería nuevamente proyectar hormigón para cumplir con el mínimo<sup>†</sup>.

<sup>\*</sup>El espesor dependerá del tipo de suelo según lo defina la ingeniería. Para gravas es 15 cm, mientras que para finos o suelo mixto es de 20 cm. Para casos especiales es de 25 cm.

<sup>†</sup>La anterior información fue provista en terreno por parte de los laboratoristas de Conpax S.A.

El refuerzo en malla típico son mallas ACMA<sup>®</sup> C295, C335 ó C378<sup>‡</sup> de acero AT56-50H. Adicionalmente, se ocupan marcos reticulados de tres barras (una de 28 mm de diámetro y dos de 22 mm de diámetro) de acero A630S ó A42-27H, de altura de sección según tipo de suelo (145 mm para gravas y 180 mm para suelos), y con una separación variable entre ellos, que depende también del tipo de suelo (1.0 a 1.5 m para gravas, y 0.5 a 1.0 m para finos y/o zonas singulares). La Figura 3.1 muestra las secciones del túnel.



(a) Sección tradicional con doble refuerzo de malla electrosoldada (una en el revestimiento primario y otra en el secundario) y marco reticulado.

(b) Sección propuesta con malla electrosoldada en el revestimiento secundario, fibras de acero o polipropileno en el revestimiento primario, y marco reticulado.

Figura 3.1: Secciones del revestimiento de la Línea 6 del Metro. El suelo se encuentra hacia abajo.

En zonas especiales ('singulares') tales como zonas con presencia de agua, zonas con tránsito, o estructuras aledañas importantes, también se ocupan otro tipo de refuerzos, tales como 'paraguas' y/o pernos de fibra de vidrio. Estos casos, sin embargo, no se considerarán en esta memoria.

### 3.2.2. Características de las probetas a escala

La idea original fue escalar la sección de tal forma de emular el estado tensional de la sección real. El espesor fue escalado a la mitad, en consecuencia, para poder emular el estado tensional, se debió escalar el ancho tributario entre marcos a la mitad también, así como también el diámetro de las armaduras del marco y de la malla. Otros aspectos que se pudieron haber escalado pero que no se escalaron son (i) el tamaño de las fibras, el que no se escaló debido a habría sido complejo y nada práctico hacerlo, y a que el tamaño de las fibras no se correlaciona tan directamente a parámetros tensionales en el hormigón, por lo que no habría existido criterio para escalarlas; y (ii) el tamaño de los áridos, debido a que habría sido complejo encontrar áridos de menores tamaños a los ya usados en hormigón proyectado (tamaño máximo 10 mm). En este estudio, de carácter estructural, la influencia de no escalar las fibras ni los áridos se estima como muy poco significativa.

Debido al amplio rango de espesores y refuerzos presentes según tipo de suelo, el autor decidió escoger una sección representativa del túnel para escalarla. En este caso, los túneles se encuentran en su mayoría en suelo gravoso, por lo cual se escalará la sección correspondiente a este suelo. Por otro lado, debido a que no existen las barras que escalaban de manera exacta a la armadura, se escogieron los mejores sustitutos disponibles .

Elemento a escalar	Revestimiento real	Probeta escalada	Diferencia respecto a escalamiento perfecto
Altura de sección total	30 cm	15 cm	0 %
Distancia entre marcos	1.0-1.5 m	0.5 m	0 %
Armadura de malla	C295 (2.95 cm/m <sup>2</sup> )	C139 (1.39 cm/m <sup>2</sup> )	6 %
Barras $\phi$ 28 (Marco)	28 mm	12 mm	14 %
Barras $\phi$ 22 (Marco)	22 mm	10 mm	9 %
Altura del marco	145 mm	80 mm	3 %

Tabla 3.2: Dimensiones y error de escalamiento a 1 a 2

<sup>‡</sup>C378 sólo en zonas especiales, C295 para suelo gravoso y C335 para suelos finos o mixtos.

El autor justifica esta decisión basado en el hecho de que era la solución más rápida, barata y fácil, y en que haber fabricado y/o mandado a fabricar los elementos para un escalamiento perfecto habría implicado resultados no muy diferentes a los obtenidos con escalamiento imperfecto, pero mucho más trabajo y tiempo. Haber fabricado aceros escalados con los mismos aceros y con el mismo método de fabricación a escala completa no habría sido práctico y no habría resultado en un trabajo con mayor calidad, debido a la inherente incertidumbre de las propiedades de los materiales.

En la Figura 3.2 se muestran esquemas de las secciones transversales de las probetas, junto con sus dimensiones longitudinales.

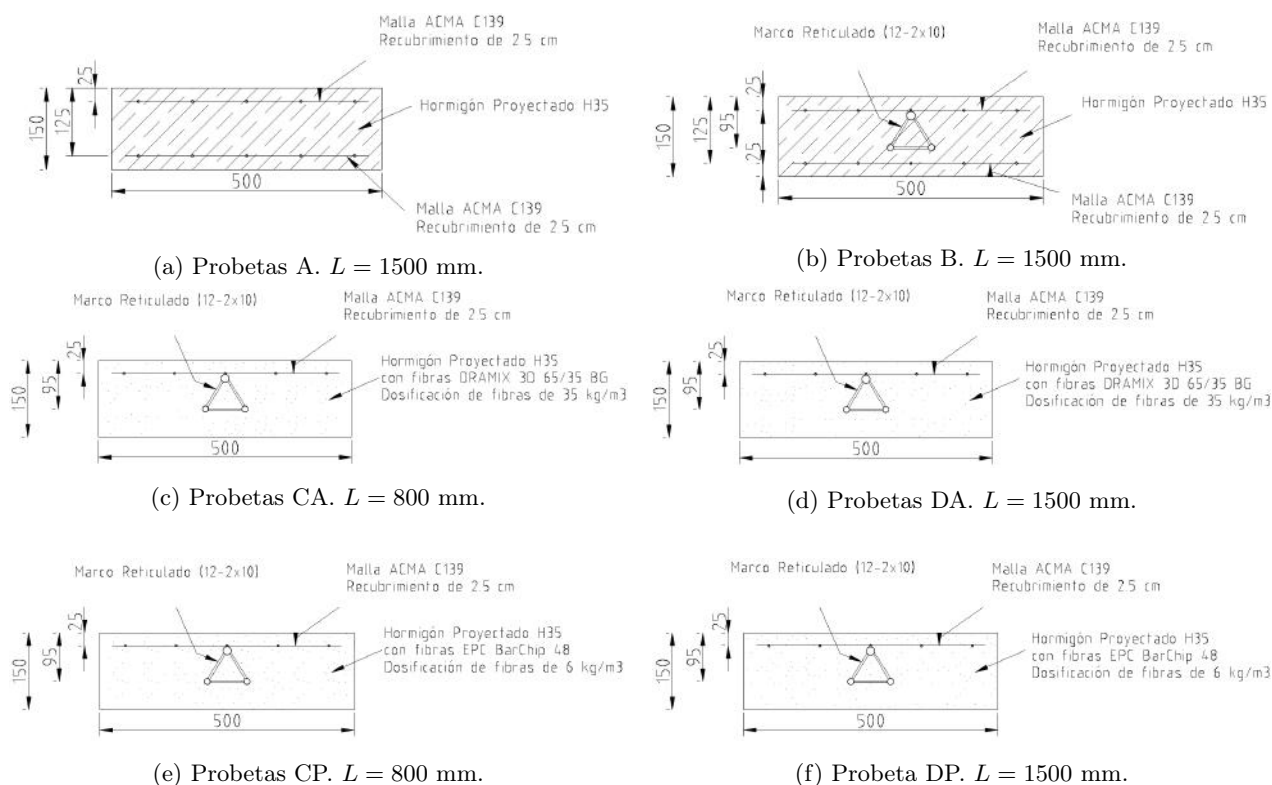


Figura 3.2: Características de las probetas que simulan secciones de revestimiento de túneles.

### 3.3. Construcción de las probetas

#### 3.3.1. Aspectos generales

Las probetas fueron construidas dentro del túnel de la futura Línea 6 del Metro de Santiago (específicamente en la estación Cerrillos), con la ayuda de la constructora Compax S.A. Buscando acercarse lo más posible a la configuración real que se tiene en terreno, y reconociendo el efecto importante que tiene el proceso constructivo sobre el producto final, el hormigón se proyectó con las mismas características de proyección (bomba, aditivos, compresor, operador de boquilla, etc.) que en la proyección del revestimiento real, con la excepción de que el hormigón fue proyectado sobre moldajes de madera terciada de pino radiata, en lugar de proyectarse sobre el terreno. Las probetas fueron proyectadas los días 28 y 29 de Octubre (del año 2015), dejándose dentro del túnel por 3 días, sin necesitarse protección sobre el hormigón y luego se movieron hacia afuera, donde fueron protegidas y regadas durante 3 días, por precaución (el shotcrete endurece rápidamente).



En la Tabla 3.3 se muestran las dimensiones de las probetas sin refuerzo convencional para caracterizar la mecánica de fractura del material en flexión. Las viguetas tienen una muesca al medio de 25 mm en una cara, según dicta el documento EN 14651.

Denominación de probeta	Dimensiones			Fibras	
	Largo (cm)	Ancho (cm)	Alto (cm)	Denominación	Dosificación
E1 E2 EA1 EA2 EP1 EP2	70	15	15	—	—
DRAMIX 3D 65/35 BG				25 kg/m <sup>3</sup>	
EPC BarChip 48				6 kg/m <sup>3</sup>	

Tabla 3.3: Especificaciones generales de las probetas para caracterizar a los materiales

En la Tabla 3.4 se muestran las características generales de las 12 probetas prismáticas reforzadas, correspondientes a secciones de túnel escaladas a 1:2.

Denominación de probeta	Dimensiones			Fibras		Refuerzo convencional		
	Largo (cm)	Ancho (cm)	Espesor (cm)	Nombre	Dosis	Malla superior	Malla inferior	Marco Reticulado
A1 A2 B1 B2 CA1 CA2 CP1 CP2 DA1 DA2 DP1 DP2	150	50	15	—	—	ACMA C139	—	—
DRAMIX 3D 65/35 BG				25 kg/m <sup>3</sup>	1 $\phi$ 12 + 2 $\phi$ 10			
EPC BarChip 48				6 kg/m <sup>3</sup>				
DRAMIX 3D 65/35 BG				25 kg/m <sup>3</sup>				
EPC BarChip 48				6 kg/m <sup>3</sup>				
—				—				
	80			—		—		

Tabla 3.4: Especificaciones generales de las probetas que simulan secciones de túneles

Adicionalmente, se proyectaron 3 moldajes sin refuerzo de dimensiones 500 mm x 500 mm x 300 mm, para extraer testigos desde éstos. En la Tabla 3.5 se detallan los ensayos de testigos para cada tipo de shotcrete.

### 3.3.2. Preparación y armado de los moldajes

Los 21 moldajes a hormigonar (12 para las secciones escaladas del revestimiento, 6 para viguetas para caracterizar al material, y 3 para sacar testigos) fueron construidos con planchas de madera terciada estructural de pino radiata de 18 mm de espesor, unidas con tornillos para facilitar su desmoldaje.

Para sostener a la armadura según las especificaciones de los planos, se han utilizado (i) 'calugas' (pastillas de hormigón pobre) para apoyar a la malla y al marco reticulado, colocadas en zonas poco relevantes (cerca de los bordes); (ii) alambre trellado para atiesar las armaduras y evitar que se muevan durante la proyección del hormigón; y (iii) clavos para fijar la armadura al moldaje y evitar lo anterior.

El marco reticulado se ha construido tomando barras de 10 mm y 12 mm de diámetro y soldándolas por medio de barras de 8 mm de diámetro. De esta manera, se simula el aporte de las barras longitudinales solamente (que en los túneles son barras de 22 y 28 respectivamente), dejando de lado las barras que pasan entremedio del marco (gusanos), las que aportan muy poco en flexión.

Lo anterior se muestra en la Figura 3.3

Denominación de probeta	Dimensiones		Fibras		Pruebas		
	Diámetro (cm)	Altura (cm)	Denominación	Dosificación			
TC1	10	20	—	—	Compresión directa		
TC2					Tracción indirecta		
TC3					Tracción directa		
TC4					DRAMIX 3D 65/35 BG	25 kg/m <sup>3</sup>	Compresión directa
TC5							Tracción indirecta
TC6							Tracción directa
TCA1			EPC BarChip 48	6 kg/m <sup>3</sup>			Compresión directa
TCA2							Tracción indirecta
TCA3							Tracción directa
TCA4					Compresión directa		
TCA5					Tracción indirecta		
TCA6					Tracción directa		
TCP1	EPC BarChip 48	6 kg/m <sup>3</sup>	Compresión directa				
TCP2			Tracción indirecta				
TCP3			Tracción directa				
TCP4			Compresión directa				
TCP5			Tracción indirecta				
TCP6			Tracción directa				

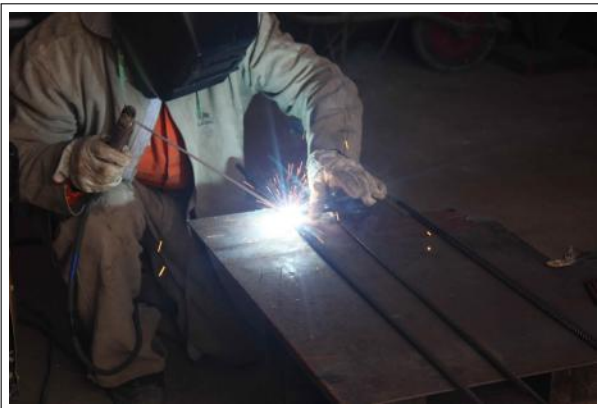
Tabla 3.5: Especificaciones generales de los testigos a ensayar



(a) Terciado estructural 18 mm



(b) Clavos y 'calugas'



(c) Marco reticulado



(d) Armado completo

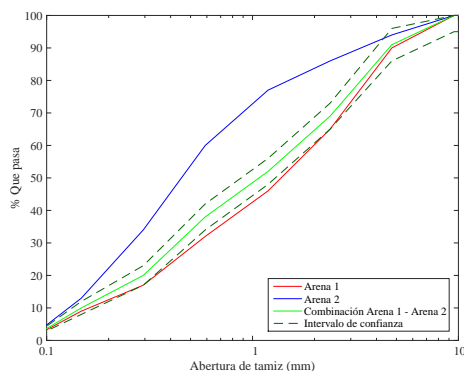
Figura 3.3: Construcción de los moldajes

### 3.3.3. Hormigón utilizado

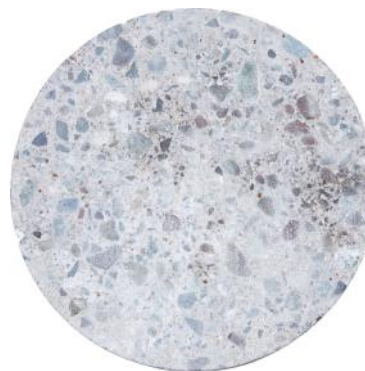
Los hormigones utilizados consisten en mezclas con las mismas especificaciones entre ellos, con la excepción de la adición de las respectivas fibras. Las fibras han sido añadidas en planta (Melón S.A.) y han sido mezcladas dentro del camión durante el trayecto (aproximadamente 40 minutos). Luego, el camión ha descargado directamente sobre la bomba, y posteriormente el hormigón ha sido proyectado. Las Tablas 3.6 y 3.7b muestran las principales características del hormigón utilizado. La Figura 3.4a muestra la granulometría de las arenas usadas. La Tabla 3.7a muestra las principales características de las arenas. Es importante señalar que, a pesar, de especificarse los mismos hormigones, cambiando sólo la adición de las fibras, las proyecciones se hicieron en días diferentes, por lo que el hormigón no es exactamente *el mismo*, y es esperable una variación leve de las propiedades (e.g.,  $f'_c$ ).

Material	Especificación	Descripción	Proveedor	Cantidad	Unidad
Cemento	Melón Extra	Grado Alta Resistencia	Melón	425	kg/m3
Arena 1	Melón Semi-Industrial Pozo San Bernardo	Arena gruesa	Melón	1303	kg/m3
Arena 2	Melón José Catalán	Arena fina	Melón	326	kg/m3
Aditivo 1	MX-1390	Reductor de agua plastificante	Sika	2,13	kg/m3
Aditivo 2	Viscocrete 5100	Reductor de agua plastificante	Sika	3,83	kg/m3
Aditivo 3	Microsilíce	Microsilíce en polvo	PSI	29,8	kg/m3
Agua total	-	-	-	210	lt/m3

Tabla 3.6: Materiales para el hormigón.



(a) Granulometría de arenas.



(b) Tamaño de áridos (cilindro de 100 mm de diámetro).

Figura 3.4: Granulometría y tamaño máximo de áridos

	Arena 1	Arena 2
Módulo de finura	3,12	2,13
Finos <0.08 mm %	4,18	3,83
Dens. Ap. Suelta Seca (kg/dm3)	1,68	1,51
Dens. Ap. comp Seca (kg/dm3)	1,82	1,63
Dens. Real Seca (kg/dm3)	2,65	2,6
Absorción (%)	1,18	1,35
Materia orgánica	No tiene	No tiene

(a) Características de las arenas usadas.

Dosificación	SH 35.0 (95)10/F MS7
Nivel de confianza	95%
Resistencia especificada cúbica	350 kgf/cm2
Resistencia media cúbica	408 kgf/cm2
A/C	0.45
Tamaño máximo de arido	10 mm
Trabajabilidad	Fluida (25 cm de cono)
Agua libre	190 Lt/m3
Cemento	425 kg/m3
Aire atrapado estimado	30 Lt/m3

(b) Características principales del hormigón usado.

Tabla 3.7: Diseño del hormigón utilizado.

### 3.3.4. Fibras usadas

Se usó fibras de acero Dramix 3D 65/35 BG en dosificación de  $25 \text{ kg/m}^3$  y fibras de polipropileno EPC BarChip 48 en dosificación de  $6 \text{ kg/m}^3$ . La dosificación fue escogida en base a recomendaciones de los proveedores. Es importante mencionar que en la práctica se considera que estas dosificaciones son las máximas dosificaciones que se pueden especificar sin generar grandes problemas constructivos (atascamiento de bombas, etc). Este estudio no afirma que tales dosificaciones sean equivalentes entre sí. Las fibras han sido añadidas en la planta del proveedor del hormigón, Melón S.A.

Las fibras Dramix 3D 65/35 BG son fibras de acero trefilado en frío, sin textura superficial, con ganchos en los extremos, de sección circular, de diámetro 0.55 mm y de largo 35 mm (relación de aspecto  $l/d=65$ ). El 3D es debido a que el gancho es simple (existen 4D y 5D, con ganchos dobles y triples respectivamente), el 65 corresponde a la relación de aspecto ( $l/d$ ), el 35 al largo en mm, la B viene de bright (debido a que son brillantes) y la G viene de glued (debido a que vienen en formato encolado entre ellas). La Tabla 3.8a muestra las principales características de las fibras.

Por otro lado, las fibras EPC BarChip 48 son fibras de polipropileno (olefinas), longitudinalmente rectas, de largo 48 mm, de sección rectangular (1.4 mm x 0.4 mm medida por el autor), con un diámetro equivalente de 0.72 mm (igualando áreas), de textura con relieve, y blancas. Las EPC BarChip 48 vienen sueltas entre ellas. La Tabla 3.8b muestra las principales características de las fibras.

Resistencia a la tracción	1345 MPa (Tolerancia $\pm 7.5\%$ )	Resina base	Olefina modificada
Módulo de Young	$\pm 210 \text{ GPa}$	Largo $l$	48 mm
Familia de fibras	3D (gancho simple)	Resistencia a la tracción	640 MPa
Largo $l$	35 mm	Textura superficial	Relieve continuo
Diámetro $D$	0.55 mm	Cantidad de fibras	59500 fibras/kg
Relación de aspecto ( $l/D$ )	65	Gravedad específica	0.9-0.92
Red de fibras	8.0 km por $\text{m}^3$ (para $15 \text{ kg/m}^3$ )	Módulo de Young	10 GPa
Cantidad de fibras	14531 fibras/kg		
Certificaciones	CE 0749-CPD (EN 14889-1), ASTM A820		

(a) Dramix 3D 65/35 BG

(b) EPC BarChip 48

Tabla 3.8: Fibras usadas.

Fotografías de las fibras se muestran en la Figura 3.5.

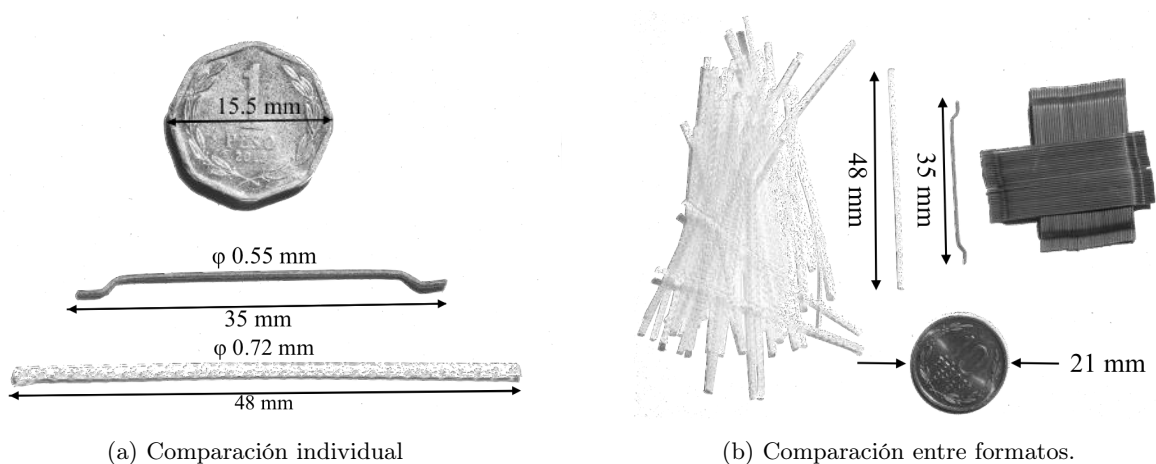


Figura 3.5: Comparación entre fibras usadas en el estudio experimental (Dramix 3D 65/35 BG y EPC BarChip 48). Se han colocado monedas para tener una noción de la escala.

### 3.3.5. Proyección del hormigón

En el ámbito del hormigón proyectado se considera que el proceso de proyección juega un papel muy relevante en el producto final que se obtiene. Dentro de los aspectos claves que influyen fuertemente sobre la resistencia final son (i) el método de proyección (vía húmeda o seca); (ii) la habilidad del operador de la boquilla ('pitonero'); (iii) la bomba usada, con el número de emboladas utilizado; (iv) el compresor y la presión de aire utilizada; y (v) el acelerante y la cantidad usada.

Para simular la condición real del revestimiento: (i) la proyección se ha hecho mediante el método de vía húmeda, como se realiza en la futura Línea 6 del Metro de Santiago; (ii) la proyección la ha hecho uno de los dos pitoneros con experiencia de Conpax S.A.; (iii) se han usado los mismos implementos que se usan en el la práctica, entre otros (a) una bomba Putzmeister Tk40 con 10 emboladas (recorridos de émbolo) por minuto, (b) un compresor Atlascopco Xas 420 a 7 bar de presión<sup>§</sup>; y (c) acelerante de fraguado Sigunit STM - AF Mining en un 5% en peso (el rango típico es 5%-8% dependiendo de la zona de la bóveda que se proyecte).

La Figura 3.6 muestra la bomba y compresor usados, el proceso de proyección y enrasado.



(a) Proceso de proyección de probetas



(b) Proceso de enrasado de probetas

Figura 3.6: Implementos y partes de la proyección del hormigón de las probetas.

El autor ha generado material audiovisual donde se muestra la proyección de las probetas. El material se puede encontrar en los links de la Tabla 3.9.

Proceso constructivo	Link
Timelapse con viaje al túnel	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=418-tx9maRg">https://www.youtube.com/watch?v=418-tx9maRg</a>
Proyección del revestimiento real de la Línea 6	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=-G_69Vc2uBc">https://www.youtube.com/watch?v=-G_69Vc2uBc</a>
Vertimiento del hormigón desde el camión a la bomba	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=Q2vWXWh3ZVA">https://www.youtube.com/watch?v=Q2vWXWh3ZVA</a>
Aforo del hormigón para cálculo del porcentaje de acelerante	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=RPYBDz7BwXg">https://www.youtube.com/watch?v=RPYBDz7BwXg</a>
Proyección y enrasado de las probetas	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=Fr1ZpnLJQbM">https://www.youtube.com/watch?v=Fr1ZpnLJQbM</a>
Atascamiento de bomba	<a href="https://www.youtube.com/watch?v=ZC-wbsBA92A">https://www.youtube.com/watch?v=ZC-wbsBA92A</a>
<i>Playlist completa</i>	<a href="http://yt.vu/p/PLuNgT9JnFxLwRGqjLbEozvpYoeLFvsHpy">http://yt.vu/p/PLuNgT9JnFxLwRGqjLbEozvpYoeLFvsHpy</a>

Tabla 3.9: Material audiovisual con el proceso de construcción de las probetas.

<sup>§</sup>Debido a una fuga la probeta DP2 se proyectó con menos presión.

### 3.3.6. Desmoldaje

El desmoldaje se ha realizado con un cincel, un martillo y un destornillador eléctrico. Se puede apreciar la presencia de nidos en las aristas de las probetas (Figura 3.7), lo que era esperable, pues el acelerante y la falta de vibrado hacen muy difícil la compactación perfecta del material en las aristas del moldaje. Por esta razón, la luz entre apoyos se tomará descontando 10 cm por lado al largo de las probetas.



(a) Desmoldaje de probetas largas



(b) Desmoldaje de probetas cortas

Figura 3.7: Presencia de nidos en aristas al momento de desmoldar

### 3.3.7. Extracción, corte y emparejado de cilindros

Se ha utilizado una testiguera Hilti® modelo DD 350 BS 230V, con una broca modelo DD-BS FIX 102/450 HC de 102 mm de diámetro, para extraer los testigos (un total de 18, de altura mayor a 330 mm). Luego, se ha ocupado un esmeril en banca DeWalt®, con un disco diamantado de 14" para cortar los testigos y dejarlos de largos apropiados a cada ensayo (20 cm para compresión y tracción directa, manteniendo la relación de aspecto  $L/D = 2$  típica, y 10 cm para los ensayos de tracción indirecta). Debido a que el corte no es completamente perfecto y las caras del cilindro no quedan paralelas, se ha refrentado los testigos con orrines metálicos y adhesivo epóxico Sikadur® 31.

Lo anterior se ilustra en la Figura 3.8.



(a) Testiguera.



(b) Esmeril para corte de testigos



(c) Refrentado de testigos con epóxico.

Figura 3.8: Extracción y preparación de testigos para ensayos de caracterización.

Para hacer las muescas de las probetas para ensayo de flexotracción sin armadura (EN 14651), y para hacer las muescas de los cilindros ensayados a tracción, se ha utilizado un esmeril con un disco diamantado 4.5", operado por el autor con ayuda del laboratorista Victor González.

### 3.4. Implementos para el ensaye de vigas con secciones de túnel

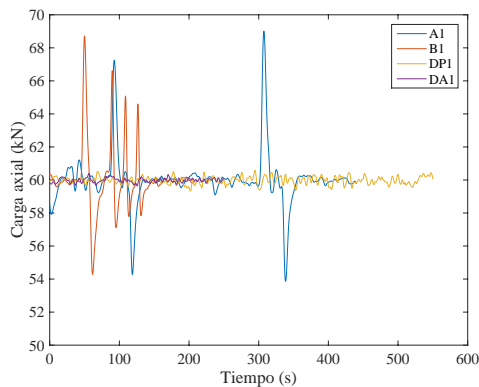
#### 3.4.1. Sistema de carga transversal

El sistema de carga transversal consiste en un actuador de doble efecto marca Simplex<sup>®</sup> modelo RDA556, con una capacidad de 550 kN y una carrera de 6 pulgadas, conectado a una bomba manual de doble efecto marca Simplex<sup>®</sup> modelo P140D, con una velocidad de flujo de 2.8 in<sup>3</sup> ( $\approx 46\text{cm}^3$ ) por carrera (primera fase) y 0.24 in<sup>3</sup> ( $\approx 4\text{cm}^3$ ) por carrera (segunda fase), y con una capacidad de 10.000 psi. El actuador está montado sobre un perfil tubular de acero, el cual reacciona contra la viga superior del marco de reacción. La bomba manual es operada durante los ensayos por el autor de esta memoria, a una tasa aproximada de 1 brazada cada 5 segundos, lo cual equivale a 0.2 mm/s.

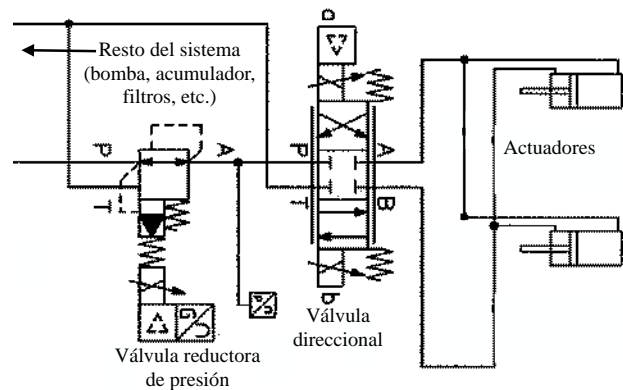
#### 3.4.2. Sistema de carga axial

Los 12 set de ensayos a flexión sobre probetas que simulan secciones de túneles llevan aplicada una carga axial que simula las solicitaciones de compresión a las que se ve sometido el revestimiento producto del empuje del suelo y la forma geométrica del elemento.

El sistema de carga axial para aplicar estas cargas consiste en dos actuadores de doble efecto marca Power Team<sup>®</sup> modelos RH1508 con capacidades de empuje y de tracción de 1500 y 750 kN, respectivamente, y con una carrera de 8 pulgadas. Los actuadores son tubulares y a través de ellos pasan barras hiladas de 15 mm de diámetro, que se conectan al vástago de los actuadores mediante placas apernadas y resisten por tracción la carga que ejerce el vástago al avanzar. Los actuadores van colocados de forma horizontal apoyados sobre una cama de madera, y reaccionan horizontalmente contra herrajes (una placa apoyada sobre un perfil doble canal que se apoya a su vez sobre otra placa), los que se apoyan horizontalmente sobre las probetas. Por el otro lado de cada probeta se coloca un perfil igual con su respectiva placa, pasando la barra a través del perfil en paralelo a la probeta, y anclándose mediante una placa con una tuerca. Los actuadores son alimentados por un sistema oleohidráulico y de control cuyo sustento de funcionamiento básico es la utilización de una válvula direccional proporcional en conjunto con una válvula reductora de presión para mantener la carga axial constante. La Figura 3.9 muestra ilustra el sistema de carga axial.



(a) Evolución de la carga axial durante los ensayos.



(b) Parte de esquema hidráulico del sistema

Figura 3.9: Sistema de carga axial.

### 3.4.3. Características y disposición de los LVDTs usados

Se utilizaron 5 LVDT marca Schaevitz<sup>®</sup>, 3 de ellos modelos DC-SE 1000 (de carrera nominal 1") y dos de ellos modelos DC-SE 2000 (de carrera nominal 2"). Los LVDTs tienen un error de no linealidad de 0.25 % FR (*Full range*, rango completo, i.e., nominalmente 0.06 mm y 0.12 mm para carreras de 1" y 2", respectivamente). La disposición de los LVDTs se muestra en las Figuras 3.10 y 3.11.

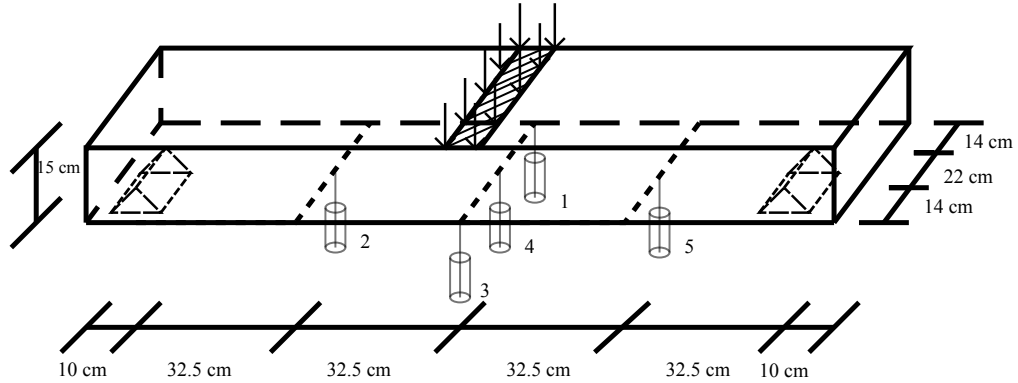


Figura 3.10: Disposición de LVDTs para probetas largas (A, B, DP y DA).

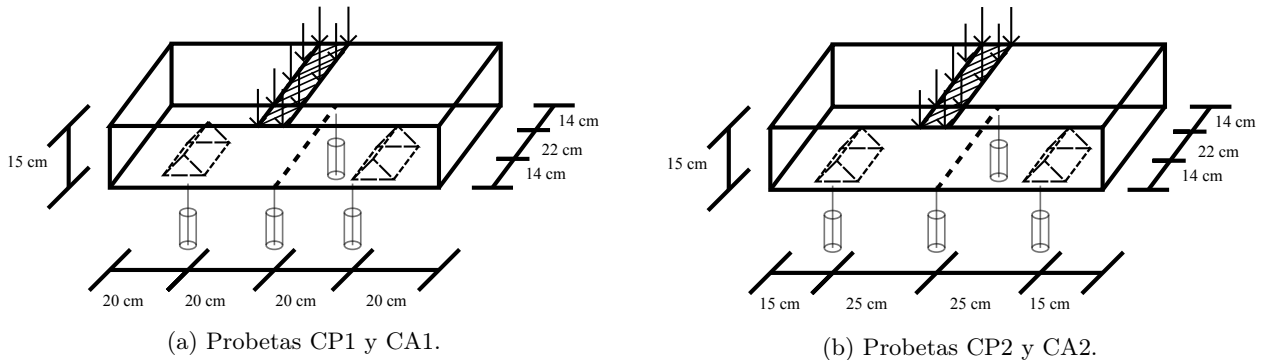


Figura 3.11: Disposición de LVDTs para probetas cortas CP y CA.

### 3.4.4. Características de las celdas de carga (axial y transversal)

Se ha usado una celda de carga marca Kyowa<sup>®</sup> modelo LCV-A-500KN, con capacidad nominal de 500 kN, una capacidad máxima de 750 kN, un RO (*Rated Output*) de 2.5mV/V, una no-linealidad menor a 0.1 % RO, una histéresis menor a 0.1 % RO, y una repetitividad de 0.05 % RO, para medir la carga transversal durante el ensayo. Esta celda es altamente confiable, con un error menor a 500 N.

Para la carga axial se ha utilizado una celda de carga tubular (de tipo arandela) marca Brosa<sup>®</sup> modelo 0120 con un rango de medición nominal de 0 a 1500 kN, una capacidad máxima de 2250 kN, una precisión de 0.5 % FS, un error de linealidad menor a 0.5 %, una histéresis menor a 0.5 % FS, y una reproducibilidad menor a 0.1 % FS. FS hace referencia a la escala completa (*Full Scale*). Se deduce que debido al amplio rango de la celda, el error puede hallarse en torno a los 7.5 kN, lo cual puede considerarse no menor en vista de las bajas cargas axiales que se están aplicando (60 y 200 kN).



### 3.4.5. Implementos adicionales

Adicionalmente a los sensores predefinidos, se ocupó un sensor ultrasónico marca Banner<sup>®</sup> modelo U-GAGE S18U para medir los desplazamientos cuando los LVDTs se salían de rango (solo algunos, y prácticamente al final de los ensayos) y para detectar alguna diferencia entre las deformaciones superiores e inferiores. El sensor tiene un error de linealidad de  $\pm 1$  mm y una resolución de 1 mm, por lo que los datos generados por el sensor ultrasónico solo se usaron para contrastar con los LVDTs e intentar hallar posibles discrepancias en los pocos casos donde los LVDTs se salieron de rango.

### 3.4.6. Adquisición de datos

Para la carga transversal se ha usado un sistema multicondicionador Kyowa<sup>®</sup> MCC 16A/11A, el cual tiene una interfaz GPIB MCG-21A y tarjetas acondicionadoras de señal CDV-21A. El sistema se conecta directamente al computador (software de adquisición).

El resto de los instrumentos van directamente al sistema de adquisición, el que consiste en un chasis National Instruments<sup>®</sup> SCXI con módulos de adquisición SCXI-1600 y un módulo de conmutación SCXI-1160. Para la carga axial, el voltaje asociado a la carga se ha medido directamente desde una salida analógica del PLC que controla al sistema hidráulico, mediante un conector apropiado (DV9). Los LVDTs y el sensor ultrasónico también se han leído directamente en la tarjeta de adquisición.

Se ocupa una fuente de poder MCP M10-380S-303E con 12 V de voltaje de excitación, y se usa el software de adquisición LabVIEW<sup>®</sup>, con una tasa de muestreo de 20 Hz, para registrar los datos.

### 3.4.7. Características de las cámaras y accesorios

Para medir desplazamientos y deformaciones a través de fotogrametría (correlación de imágenes), y además tener imágenes de los modos de falla y el agrietamiento, se usaron cámaras DSLR marca Canon<sup>®</sup> (sensores CMOS). Sus características se detallan en la Tabla 3.10.

Característica	Canon <sup>®</sup> EOS 700D	Canon <sup>®</sup> EOS 600D	Canon <sup>®</sup> EOS 450D
Resolución	5.184 × 3.456 (18.0 MP)	5.184 × 3.456 (18.0 MP)	4.272 × 2.848 (12.2 MP)
Rango ISO	100 - 12800	100 - 6400	100 - 1600
Velocidad de obturación	1/4000 a 30 s, y BULB	1/4000 a 30 s, y BULB	1/4000 a 30 s, y BULB

Tabla 3.10: Características de cámaras disponibles

Se dispone de dos lentes EF-S 18-55mm f/3.5-5.6 IS II, un lente EF 28-135mm f/3.5-5.6 IS USM, y otro lente EF-S 55-250mm f/4-5.6 IS. Se dispone también de filtros de acercamiento para fotografiar con menor distancia focal.

Otros implementos usados son (i) trípodes con nivelación; (ii) 4 focos halógenos de 500W para iluminación; y (iii) un disparador externo con intervalómetro incorporado (con 5 segundos de intervalo entre fotos), conectado en paralelo a todas las cámaras a través de splitters.

Para los ensayos las cámaras modelos 700D y 600D (ambas de 18 MP) fueron ocupadas para fotografiar las probetas durante el ensayo, mientras que la tercera cámara (450D) fue ocupada para fotografiar la pantalla del computador con el software de adquisición de datos, con el fin de correlacionar las fotos con los sensores (una solución poco elegante pero sencilla y eficaz).

### 3.4.8. Conceptos esenciales de Ncorr (software DIC)

Para realizar los análisis por correlación de imágenes (DIC), se ha ocupado el programa Ncorr[10] en conjunto con Ncorr\_post[43], ambos programados para MATLAB®. Ncorr es un programa de código abierto relativamente nuevo que realiza análisis por correlación de imágenes (DIC) y tiene implementado métodos no lineales de optimización, interpolación mediante splines biquínticos, y es capaz de realizar análisis a grandes deformaciones. Ncorr\_post, es un post procesador para Ncorr creado independientemente.

El programa estima la posición de las partículas optimizando el coeficiente de correlación en el espacio mediante un método que el autor del programa denomina 'Mínimos cuadrados iterativo no lineal de Gauss-Newton'<sup>¶</sup> y luego calcula deformaciones (de Green-Lagrange) mediante las ecuaciones

$$E_{xx} = \frac{1}{2} \left( 2 \frac{\partial u}{\partial x} + \left( \frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial x} \right)^2 \right)$$

$$E_{xy} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial x} \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial y} \frac{\partial v}{\partial x} \right)$$

$$E_{yy} = \frac{1}{2} \left( 2 \frac{\partial v}{\partial y} + \left( \frac{\partial u}{\partial y} \right)^2 + \left( \frac{\partial v}{\partial y} \right)^2 \right)$$

donde los gradientes se calculan mediante el denominado método-algoritmo IC-GN (Inverse Compositional Gauss-Newton)<sup>¶</sup>. Para deformaciones pequeñas (como las de este estudio), los términos cuadráticos son cercanos a 0 y las ecuaciones anteriores se reducen a las típicas conocidas en la ingeniería.

Los desplazamientos y deformaciones pueden ser luego graficados y manipulados para análisis específicos, tarea que realiza de mejor manera Ncorr\_Post, el cual posee herramientas adicionales de análisis (e.g., curvaturas y deformaciones seccionales).

### 3.4.9. Patrón aleatorio de correlación de imágenes

Dentro del amplio rango de opciones para generar los patrones aleatorios para realizar los análisis por correlación de imágenes, el autor escogió tres para ser probados<sup>\*\*</sup>: (i) un patrón de puntos redondos bien definidos generado con un plumón, hechos a mano por el autor; (ii) un patrón de puntos generados con ténpera y pinceles con diferentes tamaños, hechos a mano por el autor; y (iii) un patrón semidefinido de puntos generados con una lata de esmalte en formato spray, apretando el atomizador con suavidad y técnica. En el caso de los pinceles y plumones, se investigó también la densidad de puntos. La Tabla 3.11 muestra una comparación cualitativa entre los tres métodos usados. La Figura 3.12 muestra los patrones investigados.

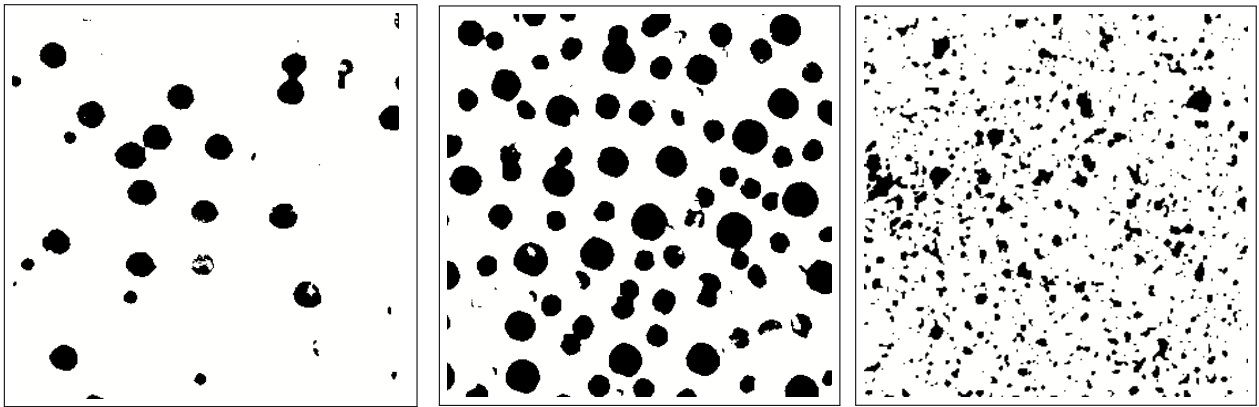
Método	Tamaño de puntos (aproximado)	Tiempo de preparación (aproximado)	Densidad de puntos (aproximada)
Método 'Plumón' fino	3-4 mm	90 min/m <sup>2</sup>	1 punto/cm <sup>2</sup>
Método 'Plumón' grueso	3-4 mm	30 min/m <sup>2</sup>	0.25 punto/cm <sup>2</sup>
Método 'Pincel taponador' fino	4-6 mm <sup>††</sup>	90 min/m <sup>2</sup>	1 punto/cm <sup>2</sup>
Método 'Pincel taponador' grueso	4-6 mm <sup>††</sup>	30 min/m <sup>2</sup>	0.25 punto/cm <sup>2</sup>
Método 'Spray'	0-2 mm <sup>§§</sup>	50 min/m <sup>2</sup>	5-10 puntos/cm <sup>2</sup> <sup>¶¶</sup>

Tabla 3.11: Experimento comparativo entre técnicas de moteado para análisis DIC.

<sup>¶</sup>Se pueden ver más detalles del método en su página web. <http://www.ncorr.com/index.php/dic-algorithms>

<sup>†</sup>Para detalles ver literatura especializada.

<sup>\*\*</sup>Afortunadamente el autor pudo probar patrones previo a los ensayos, en vigas de hormigón reforzado tradicional construidas para ensayarse en el curso de Hormigón Estructural (Figura 3.13b).



(a) Patrón disperso con plumón.

(b) Patrón denso con pincel.

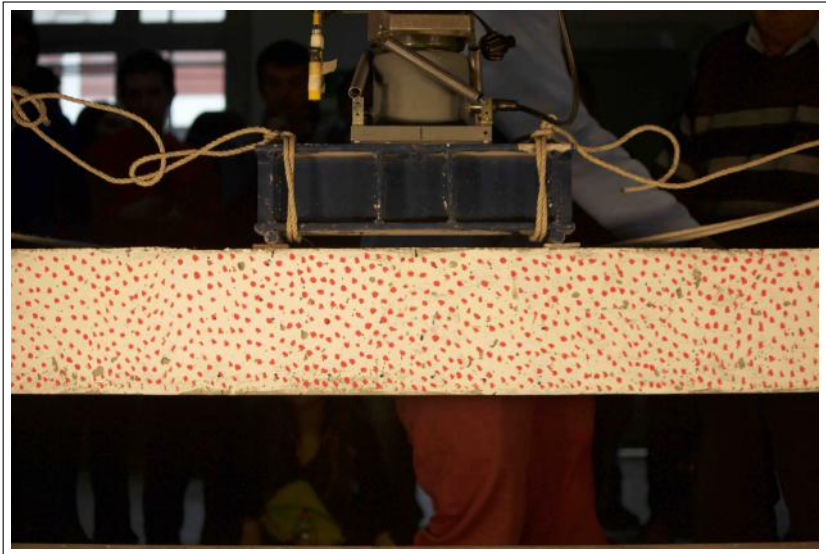
(c) Patrón con spray.

Figura 3.12: Algunos patrones investigados. Las figuras representan cuadrados de  $5 \times 5 \text{ cm}^2$ .

Independientemente, otros memoristas/tesistas probaron patrones de mayor tamaño en el ensayo de muros de hormigón armado (Figura 3.13a).



(a) Muro ensayado previamente.



(b) Vigas ensayadas previamente

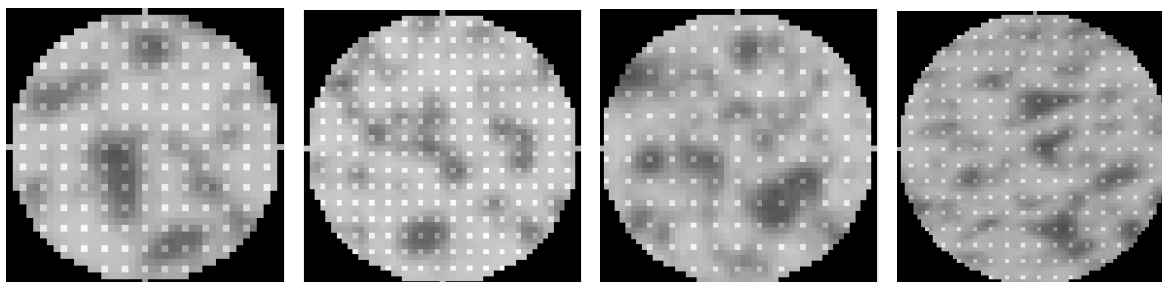
Figura 3.13: Vigas y muros ensayados previamente con fotogrametría.

El patrón finalmente escogido fue el realizado con spray, debido a que (i) la densidad de puntos que se puede obtener mediante este método es bastante apropiada para el set-up usado, resultando en patrones con manchas de aproximadamente 5 píxeles, un valor en el rango recomendado por la literatura; (ii) es el método recomendado por Justin Blaber, autor de Ncorr<sup>\*\*\*</sup>; (iii) es el método más rápido dentro de los estudiados.

Como parámetros de entrada del programa Ncorr se ha usado un tamaño de subconjuntos de 20-25 píxeles de radio, con un espaciamento entre subconjuntos de 2-3 píxeles. La literatura sobre análisis DIC dicta que uno debe usar el subconjunto de menor tamaño posible que no resulte en resultados 'ruidosos'. El espaciamento entre subconjuntos, por otro lado, permite definir cuántos subconjuntos se van a seguir. Si se siguen muchos puntos, la precisión mejora, pues se interpola menos, pero se sacrifica tiempo en cómputo. El autor iteró unas

<sup>\*\*\*</sup>El autor de esta memoria se comunicó via e-mail con J. Blaber.

veces y llegó a los valores usados, logrando un tamaño de subconjunto pequeño que no implicara ruido, y un tiempo de cálculo razonable. En un caso particular (Probeta DA2), la densidad del patrón de spray fue menor y se hizo necesario ocupar subconjuntos de 35 pixeles de radio. La Figura 3.14 muestra lo anterior.



(a)  $R = 20$  pixeles, Separación de 2 pixeles. (b)  $R = 25$  pixeles, Separación de 2 pixeles. (c)  $R = 25$  pixeles, Separación de 3 pixeles. (d)  $R = 35$  pixeles, Separación de 3 pixeles.

Figura 3.14: Parámetros del análisis DIC mediante Ncorr. Tamaños y separación de subconjuntos.

### 3.4.10. Fotografía esquemática del montaje experimental de los ensayos

En la Figura 3.15 se muestra una fotografía esquemática del ensayo sobre probetas largas. Se ha omitido el detalle de los sistemas de adquisición de datos y el sistema hidráulico de las bombas.

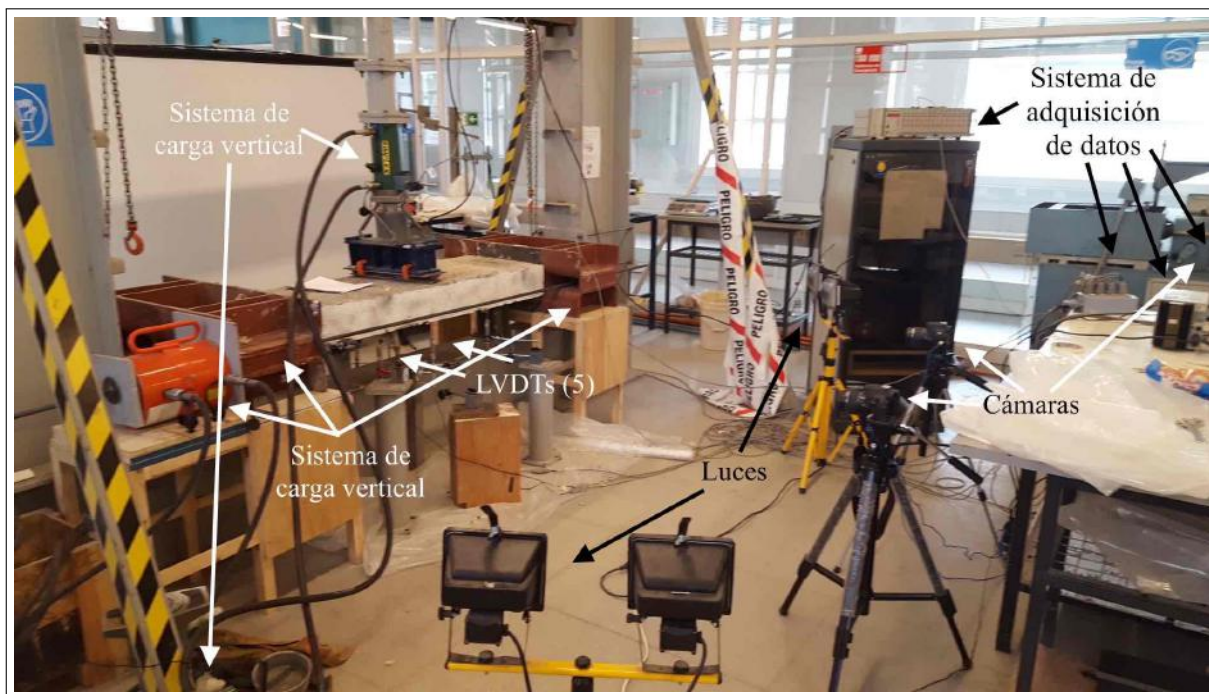


Figura 3.15: Fotografía esquemática del ensayo a escala 1 a 2 sobre probetas largas.

El ensayo de probetas cortas cuenta con un esquema muy similar, con la excepción de que sólo se ocupan dos cámaras, en lugar de tres.

### 3.5. Implementos para el ensaye de las probetas de caracterización de materiales

Para la caracterización de los hormigones proyectados con y sin fibras, y para la caracterización de los aceros de refuerzo (mallas y marcos), se dispone de una máquina servo-hidráulica universal Instron<sup>®</sup> modelo 600LX, perteneciente al Departamento de Ingeniería Civil, y una máquina servo-hidráulica Toni Technik<sup>®</sup> modelo 2010, perteneciente a IDIEM.

La máquina universal Instron<sup>®</sup> modelo 600LX cuenta con la capacidad de ensayar a deformación controlada y a carga controlada. Tiene una capacidad a compresión de 600 kN y una carrera de 305 mm. El sensor de fuerzas de la máquina tiene un error de exactitud de 0.5 % (3 kN), mientras que el sensor de desplazamientos de la máquina tiene una resolución de 6.35  $\mu\text{m}$  y un error de exactitud de 0.254 mm.

La máquina Toni Technik<sup>®</sup> modelo 2010 también tiene la capacidad para ensayar a deformación controlada y a carga controlada. Tiene una capacidad de 100 kN (marco de carga modelo 2071.0100 para ensayos a flexión) y una capacidad de 300 kN (marco de carga modelo 2078) para ensayos a compresión. El sistema completo es de precisión clase 1 (menos de 1 % de error en precisión y repetitividad). No es posible extraer indicadores de la resolución de la máquina.

Adicionalmente, se han ocupado LVDTs Schaevitz<sup>®</sup> DC-SE 1000 (de carrera nominal 1") en el ensaye de compresión de testigos con el compresómetro. Lo anterior implica el uso de la misma fuente de poder (MCP M10-380S-303E), del mismo chasis de adquisición (National Instruments<sup>®</sup> SCXI con módulos de adquisición SCXI-1600 y un módulo de conmutación SCXI-1160), y del mismo software de adquisición (NI<sup>®</sup> LabVIEW).

## Capítulo 4

# Resultados experimentales

### 4.1. Descripción del capítulo y fechas de ensayos

Este capítulo detalla los resultados pasados en limpio de los experimentos realizados, tanto de fotogrametría como de los otros instrumentos. Esto significa que todo el proceso de limpieza y ajuste de los datos no se mostrará en este capítulo, pues no genera ningún aporte al entendimiento e interpretación de los resultados (y en caso de hacerlo, sí está en este capítulo). Los criterios de ajuste usados consisten básicamente en un ajuste de las constantes de calibración instrumentales para ajustar el 0, y en los pocos casos en que los instrumentos no midieron desde un inicio, se realizó un ajuste basado en pendientes iniciales (lo anterior ocurrió en el rango elástico del hormigón). Adicionalmente, se ajustó el output de la celda de carga en el ensayo B2, que presentó un comportamiento incorrecto en cierto rango de la curva. La filosofía y algunos ejemplos de este tipo de correcciones se pueden encontrar en el Apéndice.

En la Tabla 4.1 se muestran las fechas de proyección y de cada ensayo realizadas.

Evento	Fechas (edad)
Proyección de las probetas	28 y 29 de Octubre, 2015
Tracción de aceros	Noviembre, 2015 (NA)
Compresión de testigos	Enero (3) y Junio (6) de 2016 (220 días).
Tracción indirecta (Brasileño)	27 de Mayo de 2016 (210 días).
Tracción directa	20 de Julio de 2016 (265 días).
Flexotracción (EN 14651)	9 de Mayo de 2016 (193 días).
Vigas largas con secciones de túnel	11, 12 y 16 de Mayo de 2016 (200 días).
Vigas cortas con secciones de túnel	23, 24 y 29 de Junio de 2016 (240 días).

Tabla 4.1: Fechas de ensayos

Debido a ciertas restricciones, los ensayos se realizaron cuando fue posible y no a fechas determinadas (e.g., 28 días). Se estima que lo anterior no tiene un gran efecto sobre las respuestas, debido a que el shotcrete endurece rápidamente y por tanto la diferencia de resistencias entre 28 días y e.g. 200 días es pequeña, y al mismo tiempo no se observó corrosión en las fibras ni en la armadura tradicional al momento de demoler las probetas.

## 4.2. Ensayos a tracción de las barras de refuerzo

Se realizaron ensayos monotónicos uniaxiales a tracción sobre los aceros de refuerzo usados para la construcción de las probetas. Se usó la máquina servo-hidráulica universal Instron 600LX con una tasa de deformación de 5 mm/min sobre probetas de aproximadamente 400 mm de largo, lo que se considera cuasi-estático de acuerdo a la literatura. No se usaron sensores externos. La Figura 4.1 muestra las curvas a tracción de barras  $\phi 10$  y  $\phi 12$  de acero A630S, y de barras  $\phi 4.2$  de acero AT50-56H. Las líneas sólidas corresponden a curvas representativas de cada set de ensayos (a veces se superponen a ensayos particulares)\*. La Tabla 4.2 muestra los valores principales.

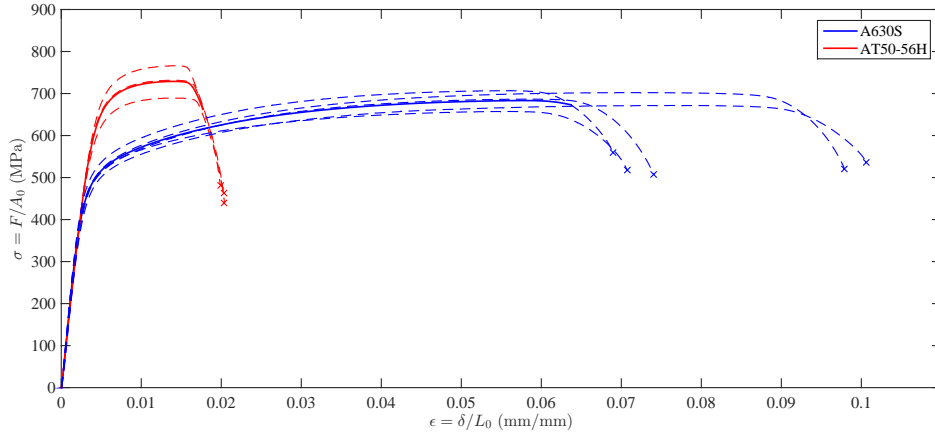


Figura 4.1: Ensayos sobre aceros A630S (6 en total) y AT56-50H (4 en total).

Probeta	$f_y$ (MPa)	$\epsilon_y$ (%)	$f_{peak}$ (MPa)	$\epsilon_{peak}$ (%)
A630S 1	450	0.233	670	8.5
A630S 2	480	0.243	660	6.1
A630S 3	480	0.242	680	6.0
A630S 4	485	0.246	700	8.1
A630S 5	515	0.266	700	5.9
AT56-50H 1	530	0.256	680	1.5
AT56-50H 2	550	0.270	715	1.4
AT56-50H 3	590	0.291	760	1.4

Tabla 4.2: Valores característicos aproximados de aceros.

Como se observa en la Figura 4.1, ambos aceros presentan poca ductilidad, alcanzando deformaciones últimas bajas con respecto al acero tradicional A44-28H y A63-42H<sup>†</sup>. Lo anterior es más evidente en el caso del acero AT56-50H, el cual alcanza deformaciones de rotura de 1-2% solamente, un nivel de deformaciones incluso alcanzable en estructuras reales con grandes demandas de curvatura. Lo anterior es posiblemente atribuible al trabajo en frío que se realiza en el proceso de fabricación del acero AT56-50H. El acero A630S, en cambio, alcanza deformaciones a rotura de 7% o más, un nivel aceptable. También es posible ver una mayor variabilidad en los resultados del acero AT56-50H en cuanto a resistencia, mientras que en el caso del acero A630S la variabilidad se presenta en la deformación de rotura. El módulo de Young promedio para el acero A630S fue de 196 GPa, mientras que para el acero AT56-50H fue de 206 GPa.

\*Algunos ensayos de acero AT56-50H se omitieron debido a que el sensor de desplazamientos no midió correctamente (entregó módulos elásticos bajos), sin embargo, las curvas fuerza-tiempo muestran resultados similares a los graficados

<sup>†</sup>El autor ensayó barras de acero A44-28H y A63-42H, que en algún momento se usaron para la construcción de los marcos reticulados, y encontró deformaciones de rotura mayores a 12%

La Figura 4.2 muestra los modos de falla de las barras. Las barras presentaron modos de falla tipo II (de corte y frágil), observándose muy levemente los fenómenos típicos de estricción y labio de corte, lo que es consistente con la poca ductilidad observada en los gráficos  $\sigma - \epsilon$ .

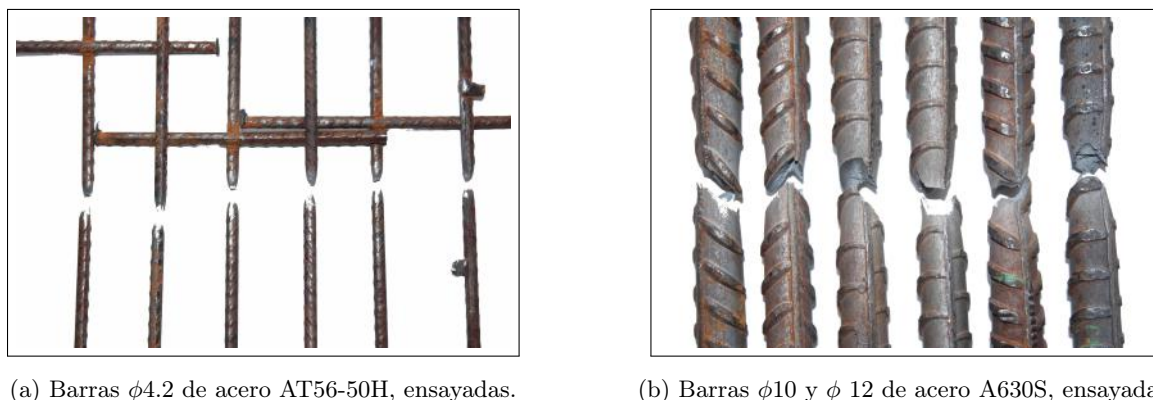


Figura 4.2: Modos de falla de barras de acero ensayadas monotónicamente a tracción.

### 4.3. Ensayos a compresión de testigos

Se realizaron ensayos monotónicos uniaxiales en compresión sobre cilindros de shotcrete con y sin fibras de resistencia nominal especificada de  $f'_c = 35$  MPa, de dimensiones 100 mm de diámetro y 200 mm de alto (relación de aspecto típica  $H/D=2$ ). Los ensayos se realizaron en la máquina servo-hidráulica universal Instron<sup>®</sup> modelo 600LX a desplazamiento controlado, a una tasa de deformación de 2 mm/min, lo que se considera cuasi-estático en la práctica. Para medir las deformaciones unitarias se ocuparon dos LVDT Schaevitz<sup>®</sup> DC-SE 1000 (de carrera nominal 1"), montados sobre un marco normalizado tipo anillo (compresómetro).

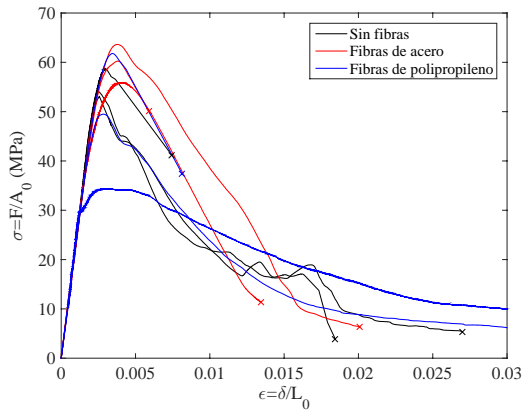
Las relaciones  $\sigma - \epsilon$  obtenidas de los experimentos se muestran en la Figura 4.3<sup>‡</sup> y algunos parámetros se muestran en la Tabla 4.3. Se observa una leve variabilidad en la resistencia a la compresión entre probetas, incluso para los mismos hormigones con/sin fibras. Lo anterior es posiblemente atribuible a la variabilidad intrínseca del producto final (hormigón proyectado), producto de factores propios del proceso constructivo. Claramente, uno de los ensayos sobre testigos con fibras de polipropileno presenta una curva completamente diferente a las demás. Esa curva en particular fue ensayada 2 meses después de la proyección (en contraste con las otras 2, que fueron ensayadas 5 meses después, junto con una con fibras de acero y otra sin fibras (ambas con resultados normales)).

Probeta	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon_c$	$f_u$ (MPa)	$\epsilon_u$	Edad de ensayo (días)
Sin fibras 1	53.1	0.0026	16.7	0.0121	50
Sin fibras 2	54.1	0.0025	16.3	0.0153	218
Sin fibras 3	58.6	0.0023	41.2	0.0074	218
Fibras de acero 1	55.9	0.004	11.3	0.0135	50
Fibras de acero 2	60.2	0.0038	50.1	0.0059	218
Fibras de acero 3	63.6	0.0038	10.3	0.016	218
Fibras de polipropileno 1	34.2	0.0026	6.9	0.045	50
Fibras de polipropileno 2	49.5	0.0028	5.9	0.032	218
Fibras de polipropileno 3	61.8	0.0035	37.5	0.008	218

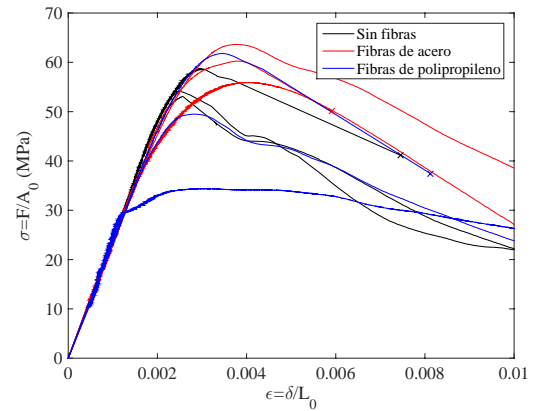
Tabla 4.3: Indicadores de los hormigones ensayados a compresión

<sup>‡</sup>Nuevamente, el proceso de limpieza y ajuste se adjunta en los anexos.





(a) Curva completa.



(b) Curva al inicio.

Figura 4.3: Resultados  $\sigma$ - $\epsilon$  obtenidos experimentalmente sobre testigos de hormigón con y sin fibras.

Los cilindros presentaron en su totalidad fallas tipo cono (corte). Adicionalmente, se observó que las probetas de shotcrete sin fibras fallaron frágilmente (estallaron), mientras que la falla de las con fibras fue más contenida, presentando muy poco descascaramiento.



(a) Compresómetro

(b) Shotcrete sin fibras.

(c) Fibra de acero.

(d) Fibra de polipropileno.

Figura 4.4: Fotografía de ensayo a compresión a deformación controlada midiendo con compresómetro y modos de falla tipo cono de las probetas ensayadas.

Se observa que los hormigones con y sin fibras son frágiles, presentando una curva tensión-deformación con muy poca variación de pendiente previo a la resistencia última (i.e., una curva más 'lineal').

Interesantemente, es posible apreciar que la adición de fibras de acero le entrega una mayor ductilidad al material, corriendo la deformación a resistencia máxima desde  $\sim 2.5\%$ , hasta  $\sim 4\%$ , lo que es consistente con lo que señala la literatura. Para el caso de las fibras de polipropileno los resultados fueron muy variables para sacar conclusiones, por lo que se recomiendan más ensayos.

El autor no realizó análisis con fotogrametría sobre las probetas, debido a que el compresómetro interfiere con las fotografías. La praxis de la aplicación de fotogrametría en cilindros aún debe estudiarse mejor, debido a que es una herramienta importante de análisis.

#### 4.4. Ensayos a tracción indirecta (método brasileño) de testigos

Se realizaron ensayos de tracción indirecta (método brasileño, o *splitting test*) sobre cilindros de shotcrete con y sin fibras, de dimensiones 100 mm de diámetro y 70-100 mm de alto<sup>§</sup>. Los ensayos se realizaron también en la máquina servo-hidráulica universal Instron<sup>®</sup> modelo 600LX a desplazamiento controlado a una tasa de deformación de 1 mm/min. No se ocuparon sensores externos. El montaje es sencillo; consiste en colocar el cilindro acostado y entre éste y los pistones colocar un trozo de madera.

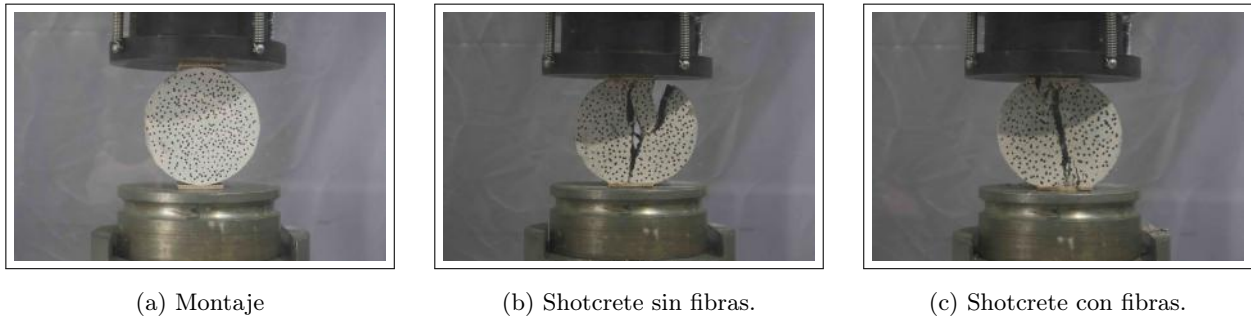


Figura 4.5: Fotografía de ensayo a tracción indirecta a deformación controlada y modos de falla.

En la Figura 4.6a se muestran las curvas obtenidas.

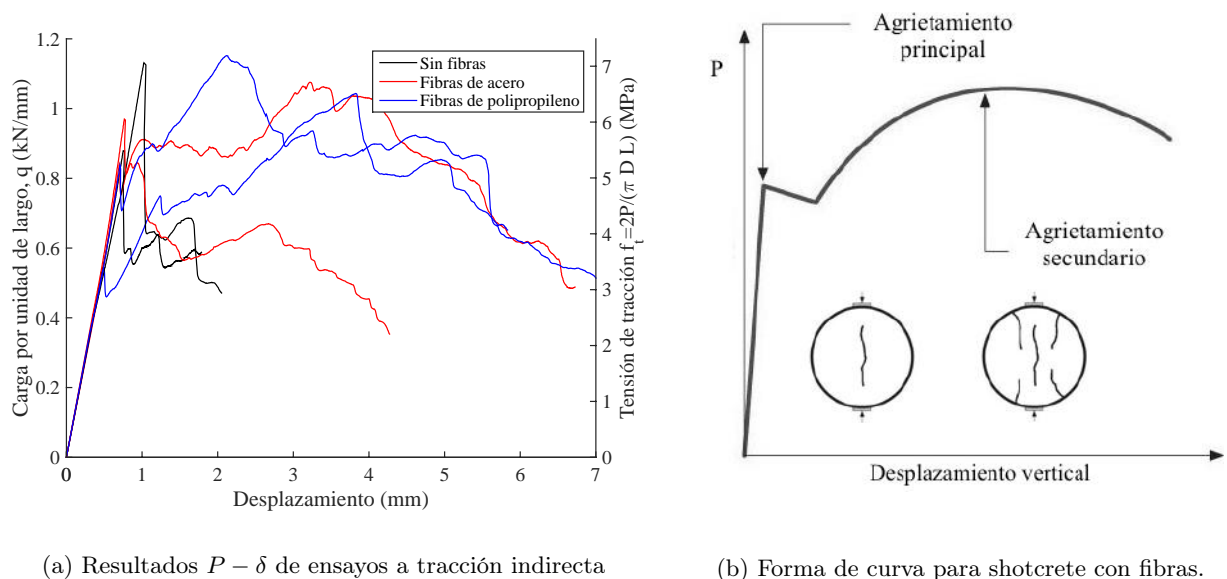


Figura 4.6: Resultados  $P - \delta$  de ensayos a tracción indirecta (método brasileño), y explicación .

Las tensiones de tracción máximas estimadas mediante modelos típicos de puntales son del orden de 6 MPa, lo que se condice con las altas resistencias a la compresión encontradas previamente (60 MPa), incluso sobrepasando las estimaciones (e.g.,  $0,62\sqrt{f'_c}$ ). Notar que en este ejercicio la resistencia a la tracción corresponde a la dirección perpendicular a la proyección. De los resultados cuantitativos post-agrietamiento no se desprenden grandes conclusiones, sin embargo, algo cualitativo muy relevante que se puede extraer es que las probetas con fibras presentaron algo parecido a un 'endurecimiento', producido porque al momento de fallar en el centro, el hormigón con fibras puede acomodarse y seguir tomando carga en compresión, agrietándose de manera secundaria, mientras que las probetas sin fibras simplemente fallan y la carga se anula.

<sup>§</sup>La norma ASTM C496 exige el uso de relaciones  $H/D=2$ , sin embargo, otras entregan solo recomendaciones.

## 4.5. Ensayos a tracción directa de testigos

Se realizaron ensayos a tracción directa sobre testigos de shotcrete con y sin fibras, de dimensiones 100 mm de diámetro y 200 mm de alto, con una muesca central de 10 mm que recorre todo el perímetro (lo que implica un diámetro efectivo de 80 mm en la zona central). Los ensayos nuevamente se realizaron en la máquina servo-hidráulica universal Instron<sup>®</sup> modelo 600LX a desplazamiento controlado a una tasa de deformación de 0.2 mm/min en tracción. Para medir tanto deformaciones como cargas se ocuparon los sensores de la máquina universal solamente. El sistema para agarrar las probetas consistió en un set de placas de acero circulares de 15 mm de espesor y 150 mm de diámetro, cada una soldada perpendicularmente a un rectángulo de acero de dimensiones 60 mm x 100 mm x 20 mm. La placa es luego pegada a la probeta mediante adhesivo epóxico Sikadur<sup>®</sup> 31, y es dejada secándose por lo menos 7 días. Finalmente los dos rectángulos son tomados por las mordazas de la máquina universal y el sistema pegado es luego traccionado. Las probetas tienen una muesca central de 1 cm, lo que implica un área efectiva un 36 % menor. La Figura 4.7 muestra una descripción fotográfica de los ensayos.



Figura 4.7: Descripción fotográfica de ensayos a tracción

La Tabla 4.4 y la Figura 4.8 muestra los resultados principales obtenidos. Se obtuvo resultados bastante inesperados; muchas probetas fallaron en zonas donde no deberían haber fallado (no en la muesca, donde el área es un 36 % menor). Solo dos probetas fallaron de la manera clásica, constatándose que las fibras no trabajaron. Se observó que muy pocas fibras cruzaban la grieta, encontrándose que la mayoría de las fibras tenían una orientación paralela a la grieta, lo que induce a pensar que las fibras crearon una superficie de falla. El autor se explica la anterior *no uniformidad* de la distribución de las fibras por el hecho de que el hormigón se proyectó perpendicular a la dirección de extracción de los testigos. Más aún, reconociéndose que la tensión peak a la tracción es una propiedad asociada a la matriz del hormigón, es posible que el material de por sí (sin fibras) presente ortotropía. Lo anterior es una conjetura, el autor recomienda corroborar esto mediante tomografías computarizadas u otras técnicas apropiadas.

Probeta	$f_r$ (MPa)	$w_r$ (mm)	Edad (días)
Sin fibras 1	2.5	0.125	165
Sin fibras 2	1.5	0.095	90
Fibra polipropileno 1	1.55	0.098	260
Fibra polipropileno 2	1.1	0.075	260
Fibra acero 1	0.3	0.02	165
Fibra acero 2	0.45	0.025	260

Tabla 4.4: Valores característicos de tracción

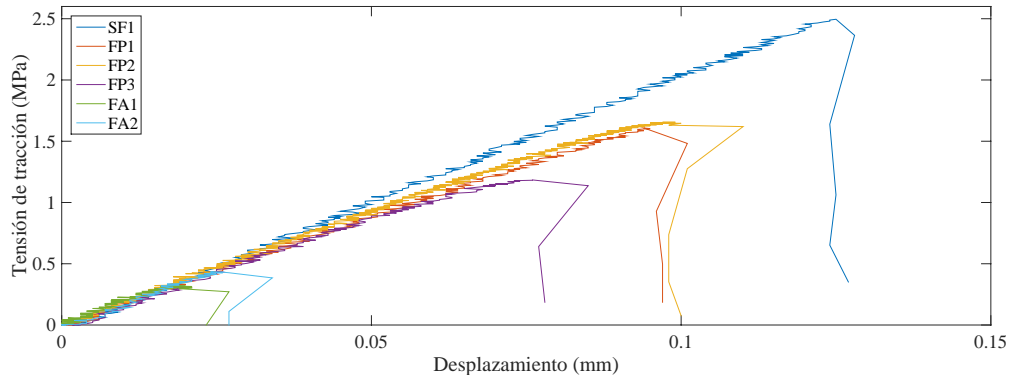


Figura 4.8: Resultados experimentales de testigos a tracción directa

Las conclusiones básicas de estos ensayos es que son (i) muy complejos de realizar; (ii) altamente costosos en tiempo de preparación; (iii) poco fiables y representativos de la falla del material típica (flexotracción) en la dirección en que trabaja el revestimiento; y (iv) insinúan la ortotropía del material, ligada a la forma en que se proyectó el hormigón (lo que debe ser estudiado más a fondo).

#### 4.6. Ensayo a flexión de viguetas de HRF (EN 14651)

Se realizaron ensayos a flexión a desplazamiento controlado bajo la metodología EN 14651 sobre viguetas de dimensiones 150 mm x 150 mm x 700 mm, con una separación entre apoyos de 500 mm. Los ensayos se realizaron en la máquina servo-hidráulica Toni Technik<sup>®</sup> modelo 2010, de IDIEM.

Debido a lo delicado del equipamiento no fue posible ensayar la probetas sin fibras (debido a que el sensor se coloca debajo de las probetas, y al momento de fallar éstas se caen sobre el sensor en caso de no tener fibras), sin embargo, simplemente como medio para comparar, se adjuntan simulaciones del comportamiento de probetas sin fibras, basadas en el comportamiento uniaxial puro del hormigón sin fibras.



(a) Montaje experimental bajo normativa EN14651 midiendo desplazamiento vertical.



(b) Agrietamiento para fibras de acero.



(c) Agrietamiento para fibras de polipropileno.

Figura 4.9: Descripción fotográfica de ensayos EN 14651.

Las cuatro probetas ensayadas presentaron la falla esperable; la propagación vertical de la grieta inducida en el centro de la probeta. Se constata un poco de inclinación en una de las probetas con fibras de polipropileno (atribuible a la poca homogeneidad del shotcrete), y se constata además que las características visuales del agrietamiento son muy parecidas entre las cuatro probetas (altura de grieta, ancho de grieta).

La Figura 4.10 muestra los resultados junto con un comportamiento simulado para la probeta sin fibras.

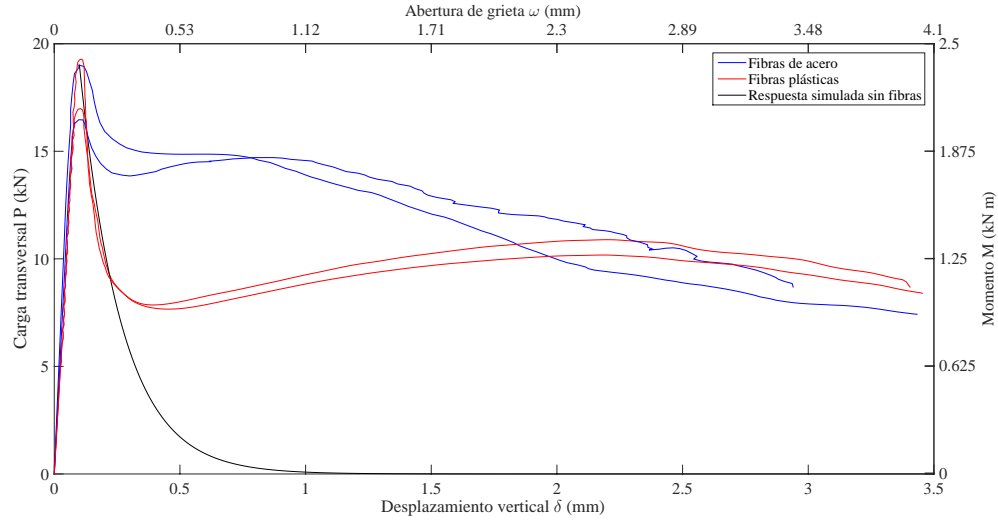


Figura 4.10: Resultados carga-deflexión para ensayo EN14651.

La norma EN 14651 también establece ciertos indicadores que se pueden extraer de la curva, que permiten caracterizar la curva por trozos con objetivos de diseño. La Tabla 4.5 establece estos indicadores. La Figura 4.11 muestra el significado.

Denominación de Probeta	$f_{R1}$ (MPa)	$f_{R2}$ (MPa)	$f_{R3}$ (MPa)	$f_{R4}$ (MPa)
EA1 (fibras de acero)	4.65	4.07	2.95	2.48
EA2 (fibras de acero)	4.55	4.37	3.72	-
EP1 (fibras de polipropileno)	2.5	3.14	3.42	3.08
EP2 (fibras de polipropileno)	2.37	2.92	3.15	2.85

Tabla 4.5: Caracterización de resultados de ensayos EN 14651. Nota: No es posible calcular  $f_{R4}$  para EA2 debido a que la máquina falló durante el ensayo.

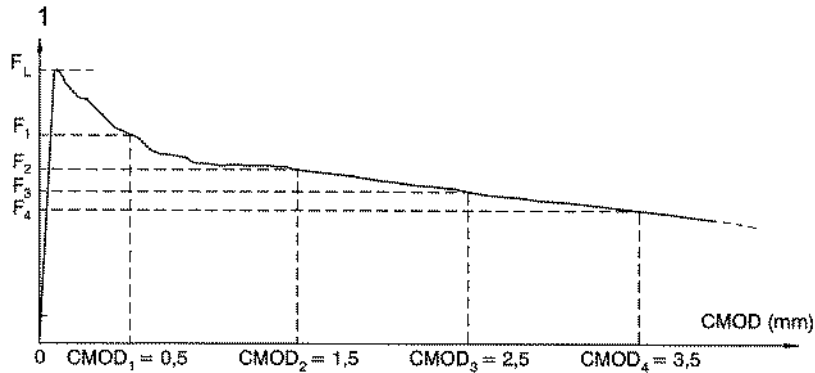


Figura 4.11: Caracterización EN14651 del HRF

La probeta EA2 no alcanzó la deformación máxima (3.5 mm) debido a que la máquina falló durante el ensayo (llegó hasta menos de 3.0 mm), sin embargo la forma de la curva no es diferente a EA1, por lo que es posible especular que el comportamiento no medido es muy similar también.

Algo interesante de notar es que las probetas con fibras de acero presentan resistencias mayores al inicio de la propagación, y su resistencia disminuye a medida que se deflecta la vigueta. En contraste, las probetas con fibras plásticas presentan una resistencia menor al inicio de la propagación de la grieta, pero seguidamente con una resistencia levemente creciente, y finalmente con una pendiente que decrece a menor tasa que para las fibras de acero.

El autor atribuye ésto al mecanismo de falla de cada tipo de fibra; por un lado, las fibras de acero deslizan o se cortan abrupta y frágilmente<sup>¶</sup>, mientras que las fibras de polipropileno son más elásticas y por ende presentan un modo de falla menos abrupto. Lo anterior se puede también observar en la suavidad de las curvas rojas con respecto a las azules.

## 4.7. Ensayos a flexión con carga axial de probetas largas

Se realizaron 8 ensayos a flexión sobre secciones de túnel escaladas 1:2, con diferentes soluciones de refuerzo y cargas axiales. La Tabla 4.6 muestra las cargas axiales para cada probeta.

Probeta	Refuerzo	Carga axial (kN)	$f_c/f'_c$ (%)
A1	Malla en compresión y tracción, sin marco, sin fibras	60	2%
A2	Malla en compresión y tracción, sin marco, sin fibras	200	7%
B1	Malla en compresión y tracción, con marco, sin fibras	60	2%
B2	Malla en compresión y tracción, con marco, sin fibras	200	7%
DA1	Malla en compresión, con marco, con fibras de acero	60	2%
DA2	Malla en compresión, con marco, con fibras de acero	200	7%
DP1	Malla en compresión, con marco, con fibras de polipropileno	60	2%
DP2	Malla en compresión, con marco, con fibras de polipropileno	200	7%

Tabla 4.6: Refuerzos y cargas axiales para cada ensayo. Longitud entre apoyos de 1300 mm.

Las cargas axiales fueron escogidas para tener el comportamiento en flexión en el rango de cargas axiales que efectivamente solicitan al túnel. Los valores escogidos (60 kN y 200 kN) provienen de estimaciones mediante análisis por elementos finitos previos, y luego fueron corroborados por análisis posteriores independientes.

La Figura 4.12 muestra la posición de los LVDTs usados. Los LVDTs 1, 3 y 4, se colocaron en el centro de la viga, espaciados a 25 cm en el ancho de la viga, y proveen una medida directa del desplazamiento en el punto de aplicación de la carga. Los LVDTs 2 y 5 se colocaron a los cuartos de la viga (distancias de  $L/4$  de cada apoyo), y sirvieron principalmente para tener más datos para contrastar con fotogrametría.

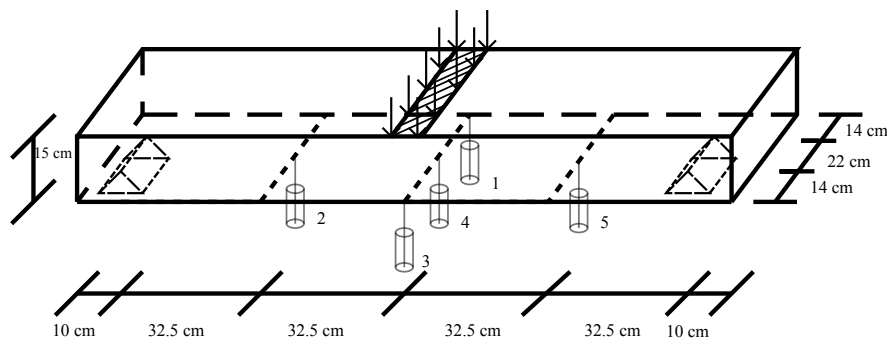
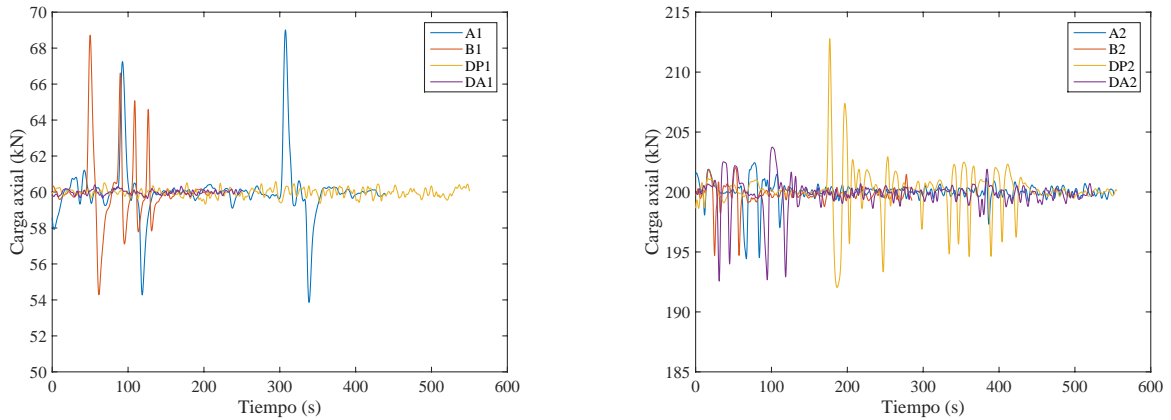


Figura 4.12: Esquema con posición de los LVDTs en ensayos sobre probetas A, B, DA y DP.

<sup>¶</sup>Durante el ensayo es posible, prestando atención, escuchar cómo fallan las fibras de acero.

La carga axial se mantuvo prácticamente constante durante los ensayos, con algo de variación en los ensayos A1, B1 y DP2, como se muestra en la Figura 4.13.



(a) Carga axial durante los ensayos A1, B1, DP1 y DA1. (b) Carga axial durante los ensayos A2, B2, DP2 y DA2.

Figura 4.13: Evolución de la carga axial durante los ensayos a flexión sobre probetas A, B, DP y DA.

La variación de las cargas axiales durante algunos de los ensayos es atribuible a que el acumulador del sistema no estaba funcionando apropiadamente, por lo que el autor decidió ocupar el sistema con la llave del acumulador cerrada, entregándole completamente a la bomba la responsabilidad de mantener la carga axial.

Durante algunos ensayos ocurrió un levantamiento de la probeta en el apoyo derecho debido a que la placa de aplicación de la carga estaba doblada. Lo anterior produjo que en un inicio las probetas no estuvieran apoyadas correctamente en el apoyo derecho, sino que en el sistema de aplicación de la carga axial (aproximadamente 10 cm más de luz). Lo anterior se corrigió por sí sólo durante el ensayo, y las probetas que tuvieron este problema volvieron a estar apoyadas correctamente antes de que la probeta se agrietara. Lo anterior se ilustra en la Figura 4.14. Las correcciones por este aspecto se detallan en el Apéndice.



(a) Probeta inicialmente apoyada en el perfil (y éste sobre una mesa). (b) Probeta apoyada correctamente al agrietamiento. (c) Probeta apoyada correctamente al final del ensayo.

Figura 4.14: Descripción fotográfica del problema de apoyos.

Otro problema experimental, aunque más que un accidente se explica por un diseño incorrecto, es la evolución de la posición de aplicación de la carga axial. La carga axial se aplica mediante barras en tracción, las que en un inicio se centran con respecto a la sección, sin embargo, se puede ver que la barra sube y por ende necesariamente debe existir una concentración de esfuerzos axiales en la parte superior (basta con hacer un diagrama de cuerpo libre). Lo anterior se ilustra en la Figura 4.15.



(a) Carga axial al inicio.

(b) Carga axial entre medio.

(c) Carga axial al final.

Figura 4.15: Descripción fotográfica del problema de la carga axial.

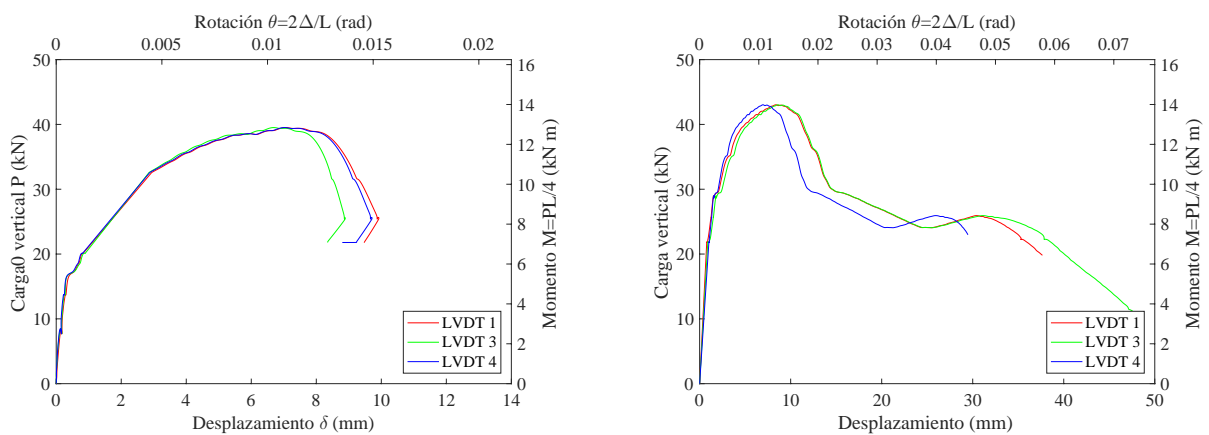
#### 4.7.1. Ensayos de probetas A1 y A2

El desarrollo del experimento, con las observaciones del autor, se muestran en la Tabla 4.7.

	Probeta A1	Probeta A2
Fecha de ensayo	16 de Mayo (hormigón de 170 días)	13 de Mayo (hormigón de 167 días)
Características	Doble malla ACMA C139. Hormigón sin fibras.	Doble malla ACMA C139. Hormigón sin fibras.
Carga axial	60 kN	200 kN
Observaciones	La bomba se usó con la válvula muy abierta, lo que generó un leve rebote en la carga al bombear. Lo anterior se traduce en señales ruidosas, que se corrigieron (ver Apéndice).	El experimento se desarrollaba correctamente hasta la falla repentina de la viga, atribuible al corte de la malla inferior y alta carga axial, que por efecto P- $\Delta$ hizo que la viga cayera.

Tabla 4.7: Datos y observaciones de los experimentos A1 y A2.

La Figura 4.16 muestra los diagramas P- $\delta$ .



(a) Probeta A1, 60 kN de carga axial.

(b) Probeta A2, 200 kN de carga axial.

Figura 4.16: Respuesta  $P - \delta$  de probetas A1 y A2.



La probeta A1 presentó agrietamiento en la cara a una carga estimada de 19 kN ( $\sim 6.1$  kN m)<sup>‡</sup>. El daño progresa concentrado en una única grieta central de flexión (fractura modo I). La probeta alcanza un máximo en carga de 40 kN (a  $\delta \approx 8$  mm, y luego decae hasta la rotura de la malla inferior (a un desplazamiento  $\delta \approx 10$  mm). El ensayo termina en este instante, cuando el autor estima que la degradación es muy rápida y existe riesgo de una falla súbita (como la probeta A2).

La probeta A2, por su parte, presentó agrietamiento a una carga estimada de 27 kN ( $\sim 8.7$  kN m). Nuevamente el daño se concentra en una única grieta de flexión. La carga alcanza un máximo de 42 kN (a  $\delta \approx 7$  mm), y luego decae a 30 kN (atribuible a que la malla inferior alcanza la rotura). Posteriormente, la curva degrada a pendiente aproximadamente constante, aunque a  $\delta \approx 20$  mm se presencia un leve aumento de la carga axial, lo que el autor aún no puede explicar físicamente. El ensayo termina en el momento en que la probeta impacta súbitamente contra el marco producto de una inestabilidad producida por la alta carga axial. La malla superior no alcanzó la rotura.

Se observa que los tres LVDT coinciden bastante bien en la zona de desplazamientos bajo, acentuándose la diferencia a medida que la deflexión aumenta. Lo anterior es debido a que los LVDTs 1 y 3 se encuentran en una zona que no está apoyada en la dirección longitudinal, por lo que existe un leve efecto de 'voladizo'.

Es interesante observar que la probeta A2 (200 kN) presenta mucha más ductilidad que la A1 (60 kN), pero presenta capacidades muy similares. Se verá en el Capítulo 5 que ninguna simulación razonable podrá dar cuenta de lo último. El autor ha calculado que una excentricidad de la carga axial de 2 cm producto, e.g., de un mal montaje experimental, podría explicar lo anterior.

La fotogrametría (Figura 4.17) corrobora la formación de una única grieta central (de flexión, fractura modo I) en ambos ensayos, sin la presencia de grietas menores. Lo anterior se traduce en curvaturas concentradas en el centro. Se aprecian leves deformaciones de corte en las zonas agrietadas y en la zona de aplicación de la carga, y una concentración leve de deformación en compresión vertical en la zona de aplicación de la carga. Se puede ver también la cinemática del ensayo, pudiéndose verificar mediante isógramas que la viga se rotula en el centro y el resto se mueve como sólido rígido. Lo anterior se muestra en la Figura 4.18\*\*.

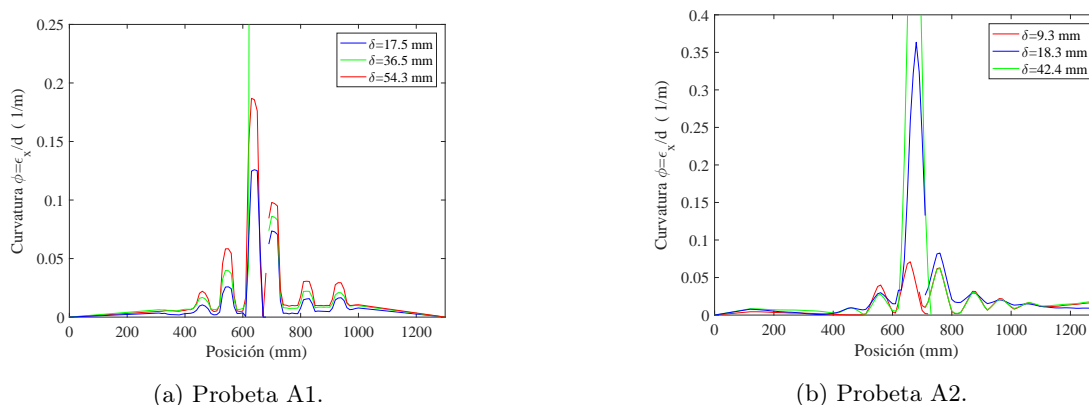
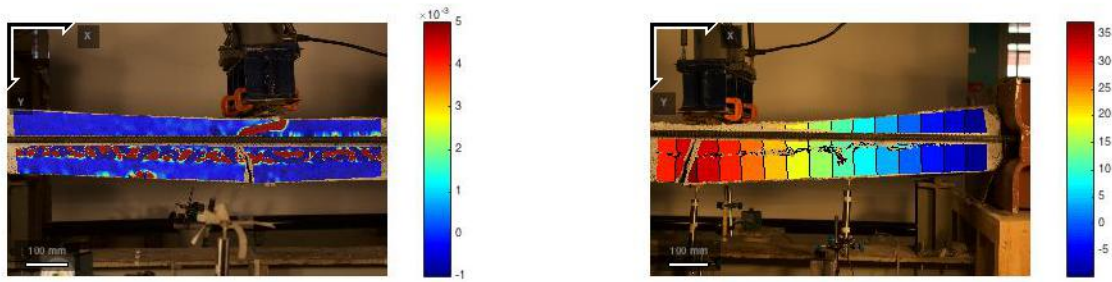


Figura 4.17: Curvaturas y concentración del daño para distintos instantes de tiempo, probetas A1 y A2.

<sup>‡</sup>Durante ningún ensayo se siguió el desarrollo de las grietas, por lo que la carga de agrietamiento se estimó ya sea interpolando entre fotografías y correlacionando con cargas, o bien cuando hubo un bombeo muy rápido se ocuparon los datos instrumentales, pues típicamente el agrietamiento se refleja en los instrumentos.

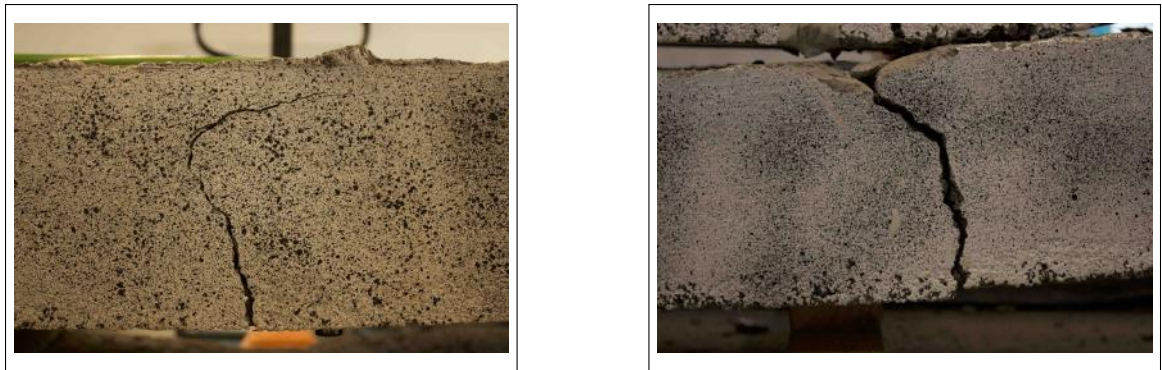
\*\*Este formato limita el despliegue de la información del programa a imágenes, lo que no alcanza a ser ilustrativo para entender el ensayo. El autor considera que la interacción con el programa provee mucho más entendimiento sobre el ensayo, pues el programa tiene muchas herramientas de análisis (extensómetros virtuales, análisis seccionales, etc.)



(a) Mitad izquierda A1, Deformaciones de corte. Deflexión de 30 mm. (b) Mitad derecha A2, Isógrama de desplazamientos (mm). Deflexión de 35 mm

Figura 4.18: Corte y cinemática de los ensayos.

Al verse con más detalle la probeta A2 después del ensayo (Figura 4.19b), se constató que la malla inferior se cortó, y la grieta de flexión central se propagó hasta arriba completamente. La probeta A1 (Figura 4.19a) no presentó lo anterior debido a que el autor decidió no deflectarla tanto, para evitar una falla brusca nuevamente. El agrietamiento en ambas no es completamente vertical, si no que se inclina a medida que sube, lo que insinúa una próxima falla en compresión.



(a) Probeta A1.

(b) Probeta A2.

Figura 4.19: Modos de falla de probetas A1 y A2.

#### 4.7.2. Ensayos de probetas B1 y B2

El desarrollo del experimento, con las observaciones del autor, se muestran en la Tabla 4.7.

	Probeta B1	Probeta B2
Fecha de ensayo	12 de Mayo (hormigón de 166 días)	12 de Mayo (hormigón de 166 días)
Características	Doble malla ACMA C139 y marco reticulado. Hormigón sin fibras.	Doble malla ACMA C139 y marco reticulado. Hormigón sin fibras.
Carga axial	60 kN	200 kN
Observaciones	El autor observó que el sistema de carga axial solo estuvo en contacto con la zona central de la viga, no en todo el ancho.	La carga axial hizo que se apoyara por fricción en los perfiles de acero que aplican la carga axial en un inicio, y luego entraron en contacto con los apoyos originales.

Tabla 4.8: Datos y observaciones de los experimentos B1 y B2.

La Figura 4.20 muestra los diagramas  $P-\delta$ .

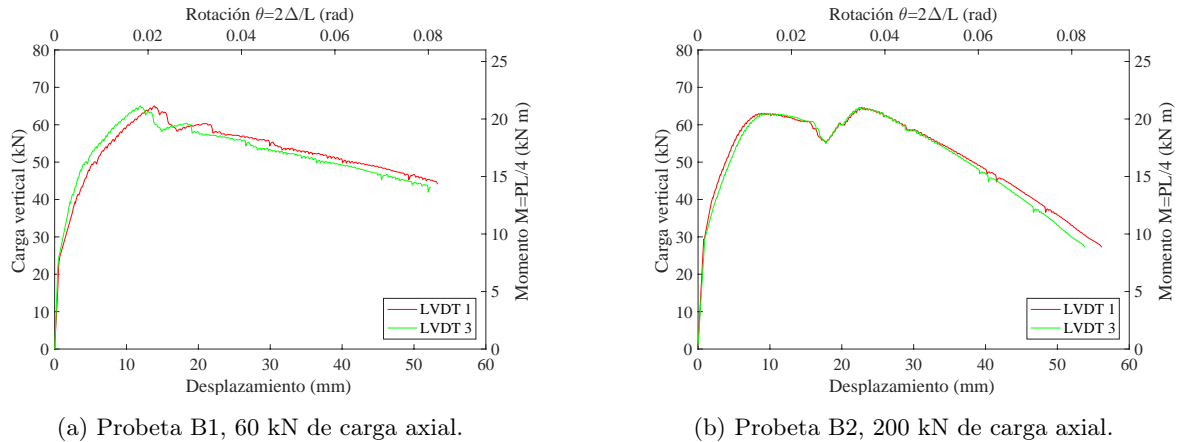


Figura 4.20: Respuesta  $P - \delta$  de probetas B1 y B2.

La probeta B1 presentó agrietamiento una carga estimada de 24 kN ( $\sim 7.8$  kN m). El daño progresa concentrado en una grieta principal central de flexión y grietas secundarias menores de flexión. La probeta alcanza un máximo en carga de 64 kN (a  $\delta \approx 13$  mm, momento en el que se estima se corta la malla inferior (la carga decae súbitamente un 10 %) y luego continúa decayendo con pendiente constante ( $-85$  kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ). El ensayo termina cuando la carrera de los LVDTs se ha acabado.

La probeta B2, por otro lado, presentó agrietamiento a una carga estimada de 30 kN ( $\sim 9.7$  kN m). El daño se concentra como en la probeta B1; con una grieta principal de flexión, y grietas secundarias, también de flexión. La carga alcanza un máximo de 62 kN (a  $\delta \approx 9$  mm), luego se presencia una zona de decaimiento leve hasta la rotura estimada de la malla inferior (a  $\delta \approx 16$  mm). En seguida se presencia un leve endurecimiento sin explicación física, y luego un decaimiento a tasa constante ( $-210$  kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ), hasta que se acaba la carrera de los LVDTs, momento en el que termina el ensayo.

Se observa nuevamente que los tres LVDT coinciden bastante bien en la zona de curvaturas bajas, aumentando la diferencia a medida de que la deflexión aumenta.

Nuevamente se aprecia que el efecto de la carga axial mayor es casi insignificante experimentalmente en términos de capacidad. Lo anterior se explica nuevamente por la excentricidad de la carga axial (no el efecto  $P-\Delta$ ). Esta vez la ductilidad es mayor para la carga axial baja, lo que se explica por la presencia del marco reticulado, el que le aporta más ductilidad en ambas situaciones.

La fotogrametría (Figuras 4.21) corrobora la formación de una grieta principal central y varias grietas secundarias en torno a aquella, a diferencia de las probetas A1 y A2. La distancia entre grietas es aproximadamente 120 mm (en promedio algo levemente menor). Nuevamente se aprecian leves deformaciones de corte sólo en las zonas agrietadas y en la zona de aplicación de la carga, y una concentración leve de deformación en compresión vertical en la zona de aplicación de la carga (no se muestra). Se puede ver también la cinemática del ensayo y constatar nuevamente la generación de una rótula en el centro y un comportamiento (giro) prácticamente rígido (no se muestra).

Al verse con más detalle y al demolerse la probeta B2, se encontró que la malla inferior se cortó, y la grieta de flexión principal se propagó hasta muy arriba, dejando sólo aproximadamente 1 cm en compresión. El marco reticulado interior no se fracturó, sólo fluyó. La probeta B1 presentó la misma falla. Lo anterior se ilustra en la Figura 4.22.

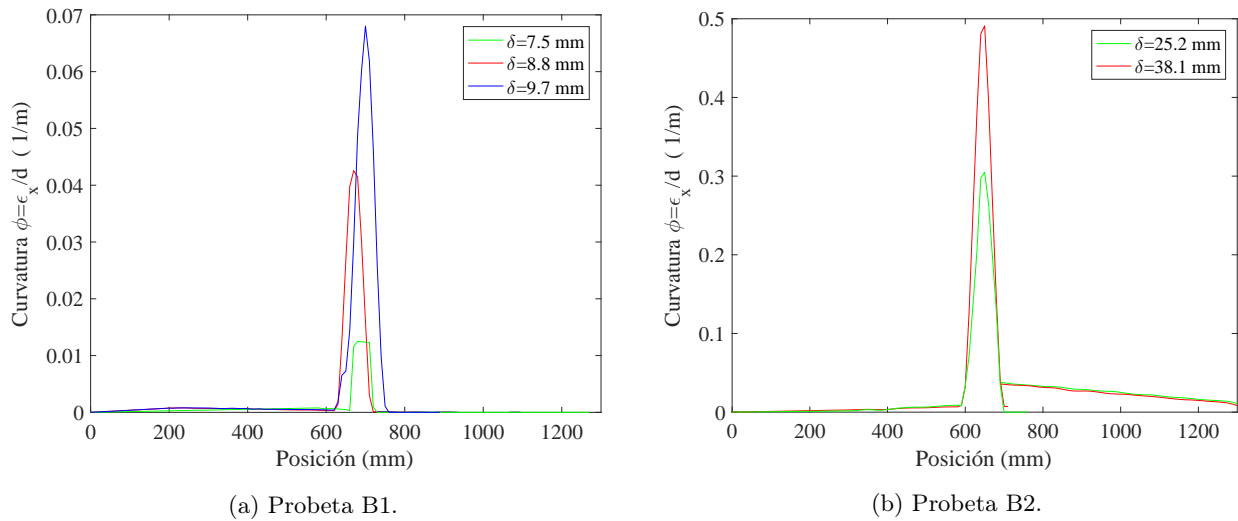


Figura 4.21: Curvaturas y concentración del daño para distintos instantes de tiempo, probetas B1 y B2.

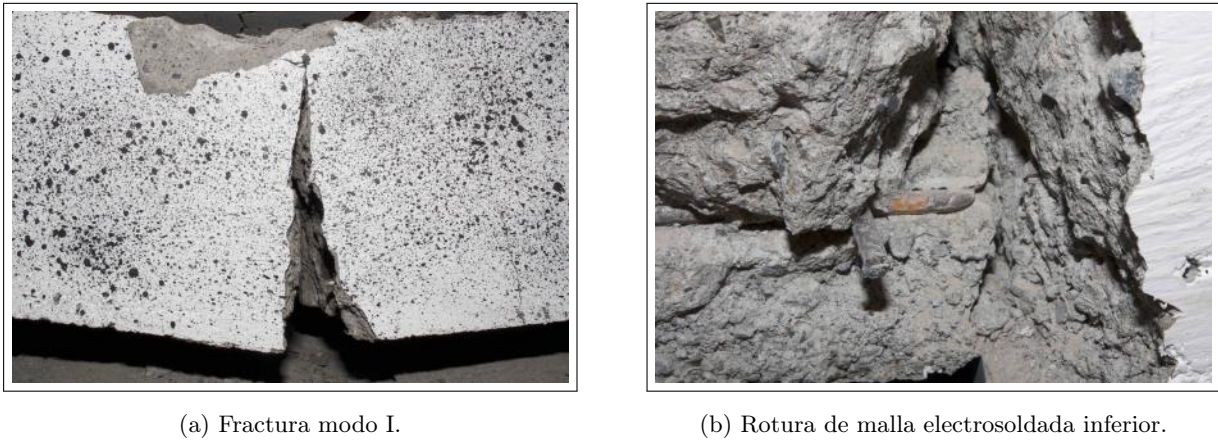


Figura 4.22: Modos de falla de probetas B1 y B2.

### 4.7.3. Ensayos de probetas DA1 y DA2

El desarrollo del experimento, con las observaciones del autor, se muestran en la Tabla 4.9.

	Probeta DA1	Probeta DA2
Fecha de ensayo	16 de Mayo (hormigón de 170 días)	13 de Mayo (hormigón de 167 días)
Características	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de acero.	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de acero.
Carga axial	60 kN	200 kN
Observaciones	El gato hidráulico se colocó con la válvula muy abierta, lo que generó un leve pero apreciable rebote en la carga al momento del bombeo. Lo anterior se traduce en señales ruidosas.	La carga axial levantó levemente la viga e hizo que se apoyara inicialmente por fricción en los perfiles de acero, entrando en posterior contacto con los apoyos originales.

Tabla 4.9: Datos y observaciones de los experimentos DA1 y DA2.

La Figura 4.23 muestra los diagramas  $P-\delta$ .

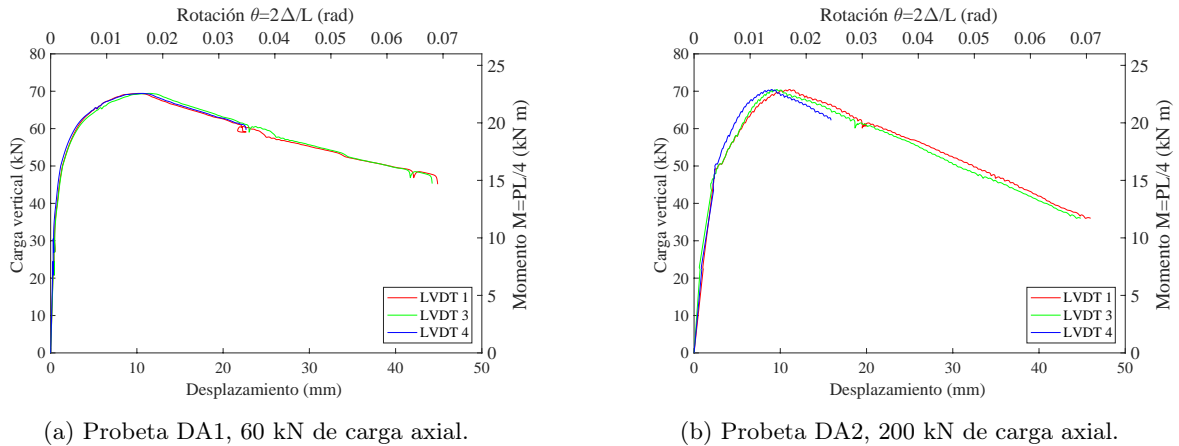


Figura 4.23: Respuesta  $P - \delta$  de probetas DA1 y DA2.

La probeta DA1 presentó agrietamiento a una carga estimada de 21 kN ( $\sim 6.8$  kN m). El daño progresa concentrado en una grieta principal central de flexión (esta vez algo diagonal) y grietas secundarias menores de flexión. La probeta alcanza un máximo en carga de 69 kN (a  $\delta \approx 10$  mm) y luego continúa decayendo con pendiente constante ( $-95$  kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ). El ensayo termina cuando la carrera de los LVDTs se ha acabado. Al final del ensayo es posible constatar que las fibras de acero cercanas a la cara traccionada fallaron por deslizamiento, sin embargo, no fue posible estimar a que nivel de desplazamientos comienzan a fallar las fibras. Se puede estimar (conjeturar) que lo anterior ocurrió en las partes finales del ensayo, debido a que las fibras que deslizaron se encontraban en una franja inferior de 5 cm de altura, y más arriba las fibras estaban intactas (ver Figura 4.25a).

La probeta DA2, por otro lado, presentó agrietamiento a una carga estimada de 24 kN ( $\sim 7.8$  kN m). El daño se concentra en dos grietas simétricas con respecto al centro, espaciadas a aproximadamente 12 cm y ligeramente inclinadas, además de grietas secundarias alrededor. La carga alcanza un máximo de 70 kN (a  $\delta \approx 9$  mm), y luego se tiene un decaimiento a tasa constante ( $-200$  kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ), hasta que se acaba la carrera de los LVDTs, momento en el que termina el ensayo. Nuevamente se constata rotura de algunas fibras, con la diferencia de que esta vez fueron muy pocas, lo que se atribuye a la presencia de dos grietas en lugar de una, cada una concentrando menos daño que el que se hubiera obtenido con una sola grieta.

Se observa esta vez que los tres LVDT no coinciden bien en la probeta DA2, y sí lo hacen (perfectamente) en la probeta DA1. Lo anterior es debido a que la probeta DA2 estaba levemente torcida longitudinalmente, lo que produjo un acomodo no uniforme en los apoyos al momento de la carga; en otras palabras, la probeta se apoyó en una franja menor al ancho de los apoyos en un comienzo, y durante el ensayo comenzó a apoyarse correctamente.

Nuevamente se aprecia que el efecto de la carga axial mayor es casi insignificante experimentalmente, lo que sí corresponde a lo esperado.

La fotogrametría (Figuras 4.24) constata nuevamente la formación de una grieta central, con grietas secundarias menores para la probeta DA1, y dos grietas centrales junto con grietas secundarias para la probeta DA2. Se observa que el daño se esparce mucho más que para las probetas A1 y A2, pero algo menos que para las probetas B1 y B2, lo que insinúa que el largo de rótula plástica es menor que para el caso B. La probeta DA1 ha tenido dificultades para procesarse con fotogrametría (en particular para la obtención de curvaturas) debido a que la parte izquierda de la probeta estaba mal preparada.

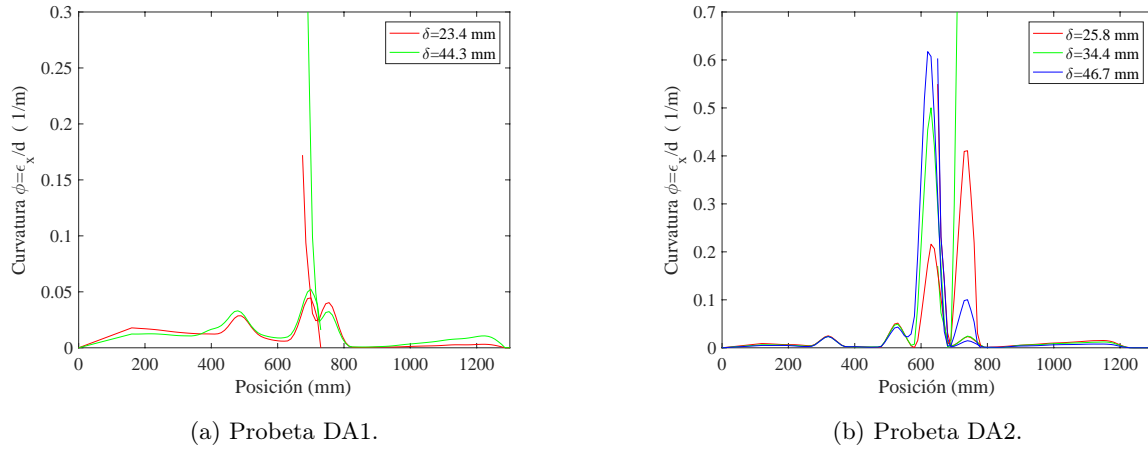
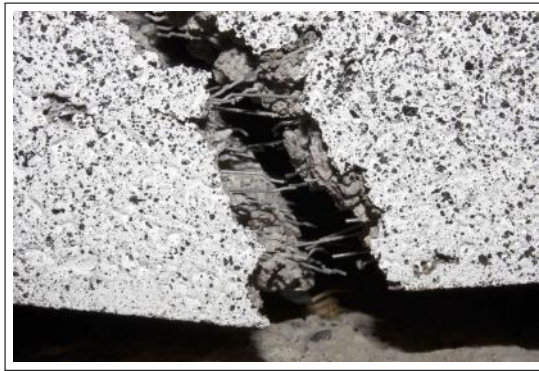


Figura 4.24: Curvaturas y concentración del daño para distintos instantes de tiempo, probetas DA.

Al verse con más detalle y al demolerse las probetas DA1 y DA2 (Figura 4.25), se constató la forma de falla de las fibras de acero en tracción, la que consiste en deslizamiento de la fibra con respecto al hormigón (falla de adherencia hormigón-fibra). Ninguna armadura alcanzó la rotura.



(a) Falla de desadherencia de la fibra.



(b) Agrietamiento doble en las probetas DA1 y DA2.

Figura 4.25: Modos de falla de probetas DA1 y DA2.

#### 4.7.4. Ensayos de probetas DP1 y DP2

El desarrollo del experimento, con las observaciones del autor, se muestran en la Tabla 4.10.

	Probeta DP1	Probeta DP2
Fecha de ensayo	16 de Mayo (hormigón de 170 días)	13 de Mayo (hormigón de 167 días)
Características	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de polipropileno.	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de polipropileno.
Carga axial	60 kN	200 kN
Observaciones	Por error la cámara izquierda se giró y apuntó hacia el centro de la viga durante todo el ensayo.	La probeta no se proyectó con la presión adecuada debido a una fuga (Cf. Capítulo 3).

Tabla 4.10: Datos y observaciones de los experimentos DP1 y DP2.

La Figura 4.26 muestra los diagramas  $P-\delta$ .

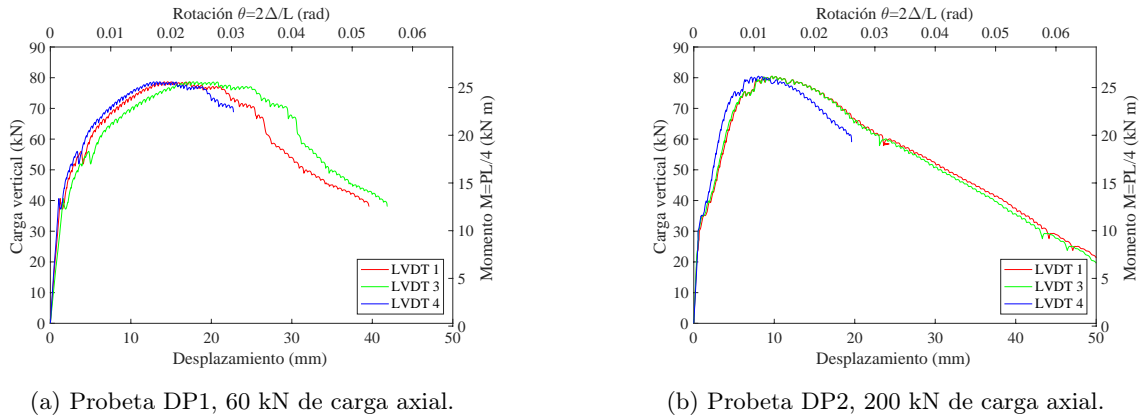


Figura 4.26: Respuesta  $P - \delta$  de probetas DP1 y DP2.

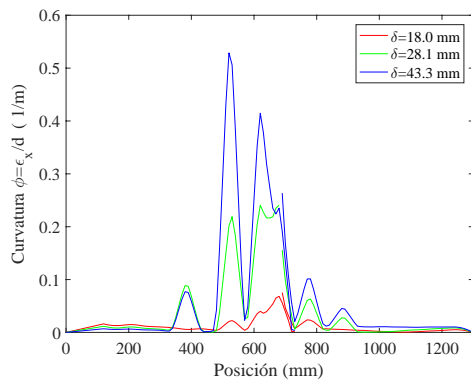
La probeta DP1 presentó agrietamiento a una carga estimada de 18 kN ( $\sim 5.8$  kN m)<sup>††</sup>. El daño progresa concentrado en dos grietas principales central de flexión (esta vez algo diagonal) y grietas secundarias de flexión. La probeta alcanza un máximo en carga de 80 kN (a  $\delta \approx 12$  mm) y luego continúa decayendo con pendiente variable ( $-275$  kN m / rad promedio, en el espacio  $M - \theta$ ). El ensayo termina a pedido del laboratorista cuando la probeta presenta un comportamiento degradante demasiado rápido y se presencia una grieta diagonal en una cara (ver Figura 4.28). Al final del ensayo es posible constatar que las fibras de polipropileno cercanas a la cara traccionada fallaron por rotura, sin embargo, no fue posible estimar a que nivel de desplazamientos comienzan a fallar las fibras. Nuevamente se puede estimar (conjeturar) que lo anterior ocurrió en las partes finales del ensayo, debido a que las fibras que deslizaron se encontraban en una franja inferior de 4 cm de altura, y más arriba las fibras estaban intactas (ver Figura 4.28).

La probeta DP2, por otro lado, presentó agrietamiento a una carga estimada de 32 kN ( $\sim 10.4$  kN m). El daño se concentra en una grieta central además de grietas secundarias alrededor. La carga alcanza un máximo de 80 kN (a  $\delta \approx 8$  mm), y luego se tiene un decaimiento a tasa constante ( $-360$  kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ), hasta que se acaba la carrera de los LVDTs, momento en el que termina el ensayo.

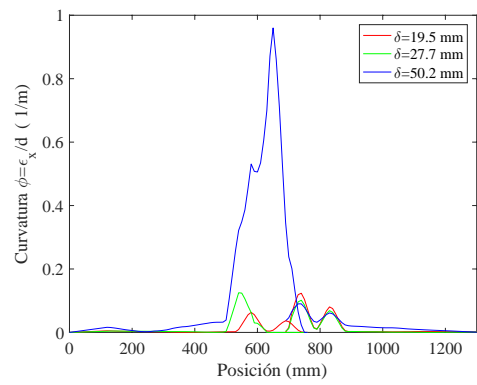
Se observa esta vez que los tres LVDT coinciden bien nuevamente en un inicio, y luego se van alejando lentamente, igual que los casos anteriores. Nuevamente se aprecia que el efecto de la carga axial mayor es poco significativo experimentalmente, lo cual se explica por las razones ya expuestas.

La fotogrametría (Figura 4.27) constata nuevamente la concentración del daño en el centro, pero esta vez con un largo de distribución mucho mayor que los ensayos anteriores. Al verse con más detalle y al demolerse la probeta DP2 (Figura 4.28), nuevamente se encontró que la malla inferior se cortó. El marco reticulado interior no se fracturó, solo fluyó. Algo interesante es que la probeta DP1 presentó un agrietamiento muy curioso en una de sus caras, al parecer de corte (lamentablemente la que no tenía fotogrametría). La otra cara presentó también una grieta longitudinal, aunque más cercana a la zona comprimida y no tan extensa. El autor conjetura que el causante es el fenómeno denominado *laminación*, el cual explicaría la grieta diagonal, característica de fallas de corte (la laminación genera planos de falla horizontales). Recordar que en el proceso de proyección, el bombeo del hormigón es discontinuo mientras que el del acelerante continuo. En consecuencia, en cierto instante de tiempo el pitón esta arrojando sólo acelerante, y si el pitonero no lo dispersa adecuadamente, se genera una lámina de acelerante entre capas, lo que debilita al producto. Como lo anterior es solo una presunción que no se verificó, el autor recomienda considerar este aspecto en estudios posteriores.

<sup>††</sup>Las curvas  $P-\delta$  no muestran esto debido a que el agrietamiento ocurrió antes de que se apoyara bien la probeta, por lo que la corrección realizada enmascara al agrietamiento

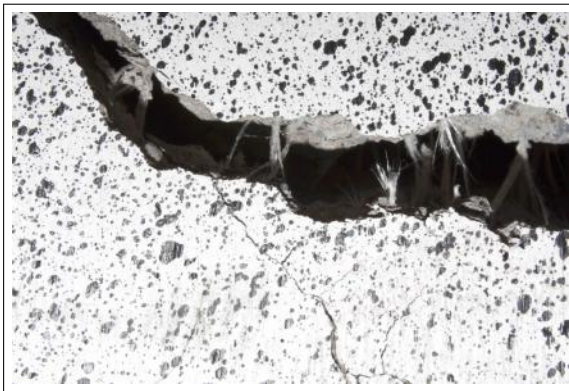


(a) Probeta DP1.

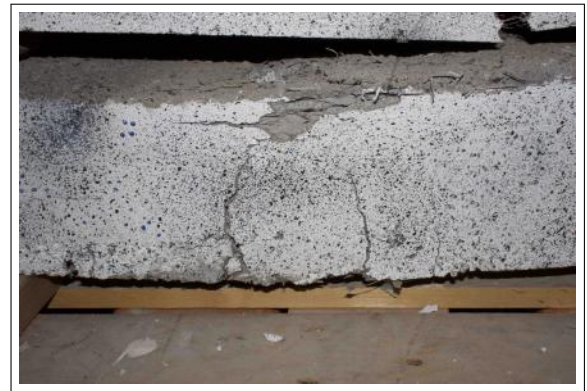


(b) Probeta DP2.

Figura 4.27: Curvaturas y concentración del daño para distintos instantes de tiempo, probetas DP.



(a) Falla de corte de la fibra.



(b) Agrietamiento doble en la DP1.



(c) Falla diagonal en la probeta DP1.



(d) Grieta horizontal cerca de la zona comprimida.

Figura 4.28: Modos de falla de probetas DP1 y DP2.

Cabe destacar que la fotogrametría muestra deformaciones de corte en torno a las grietas de flexión, simplemente porque inevitablemente existirá una rotación en la grieta. Esto no quiere decir que exista deslizamiento en la grieta (fracura modo II). El autor recomienda tomar con precaución (y entender) lo entregado por fotogrametría en las deformaciones de corte.



Como comentario adicional, en vista de que se ha constatado que las fibras de polipropileno degradan visiblemente más rápido pero al mismo tiempo tienen una distribución superficial de grietas más amplia (lo que permitiría suponer una distribución del daño mayor), los resultados dan pie para sospechar que el hormigón en las vigas ha degradado mucho más rápido de lo que indican los ensayos uniaxiales realizados sobre el material. Para concluir categóricamente lo anterior, es necesario realizar estudios más detallados sobre el efecto que puedan tener las fibras de polipropileno sobre la compresión en dirección paralela al revestimiento, en vista de que la distribución de daño se ha estimado sólo con fotogrametría (medida superficial), lo que puede no ser representativo de la sección completa.

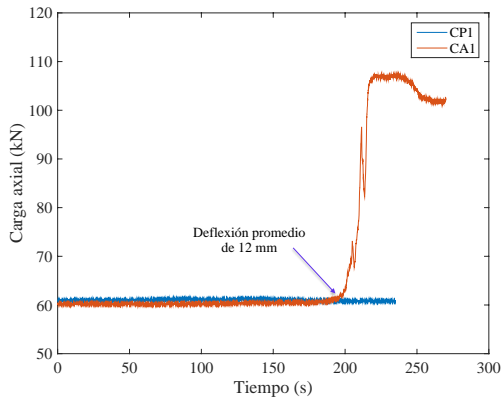
#### 4.8. Ensayos a flexión con carga axial de probetas cortas

Se realizaron 4 ensayos a flexión sobre secciones de túnel escaladas 1 a 2, con diferentes soluciones de refuerzo y cargas axiales. Al igual que las probetas largas anteriores, las cargas axiales fueron escogidas para tener el comportamiento en el rango de cargas axiales que efectivamente solicitan al túnel. La Tabla 4.6 muestra las cargas axiales para cada probeta.

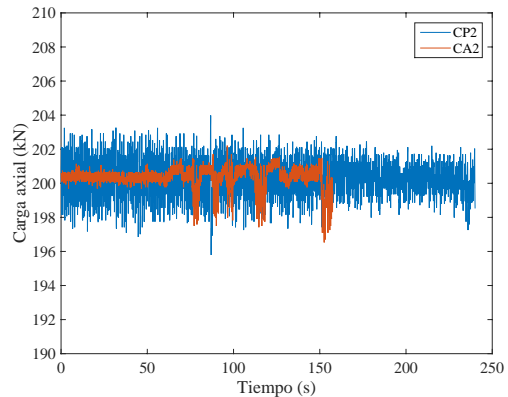
Probeta	Refuerzo	Carga axial (kN)	$(P/A_c)/f'_c$ (%)
CA1	Malla en compresión, marco, fibras de acero	60	2 %
CA2	Malla en compresión, marco, fibras de acero	200	7 %
CP1	Malla en compresión, marco, fibras de polipropileno	60	2 %
CP2	Malla en compresión, marco, fibras de polipropileno	200	7 %

Tabla 4.11: Refuerzos y cargas axiales para cada ensayo. Longitud entre apoyos de 500 mm.

La carga axial se mantuvo constante, mucho más pareja que para las probetas largas. Sin embargo, en el experimento CA1, la carrera de los actuadores axiales no alcanzó para acomodar el cambio de longitud durante el experimento y la carga axial aumentó hasta 11 toneladas al final del ensayo (a un desplazamiento promedio de LVDTs de 12 mm).



(a) Carga axial durante los ensayos CP1 y CA1.



(b) Carga axial durante los ensayos CA2, CP2

Figura 4.29: Evolución de la carga axial durante los ensayos a flexión sobre probetas CP y CA.

Debido a que estos ensayos se realizaron después que los largos, no ocurrió un cambio de apoyos producto de la carga axial (y el autor lo corroboró colocando LVDTs, observándose que se asentaban muy poco en un inicio, lo típico en un ensayo). Por otro lado, la variación del punto de aplicación de la carga axial pudo apreciarse nuevamente mediante fotografías.

Es importante mencionar, sin embargo, que debido a que las cargas son mucho mayores (las largas no sobrepasaban las 8 toneladas, y éstas alcanzaron 28), existió un asentamiento de los apoyos mismos al llegar a cargas altas (sobre 20 toneladas), por lo tanto, se ocuparon los datos de los LVDTs de los apoyos para corregir la deflexión central por este concepto, restándole los asentamientos de los apoyos a la medición central.

Otro aspecto importante a destacar es que inicialmente (probetas CP2 y CA2) se usó una separación entre apoyos de 500 mm, sin embargo, al no presenciarse una falla de corte (diagonal), se cambió la separación a 400 mm (probetas CP1 y CA1). En esta última tampoco se evidenciaron grietas de corte clásicas, aunque la fotogrametría si presenta fuertes deformaciones de corte (deslizamiento en la superficie).

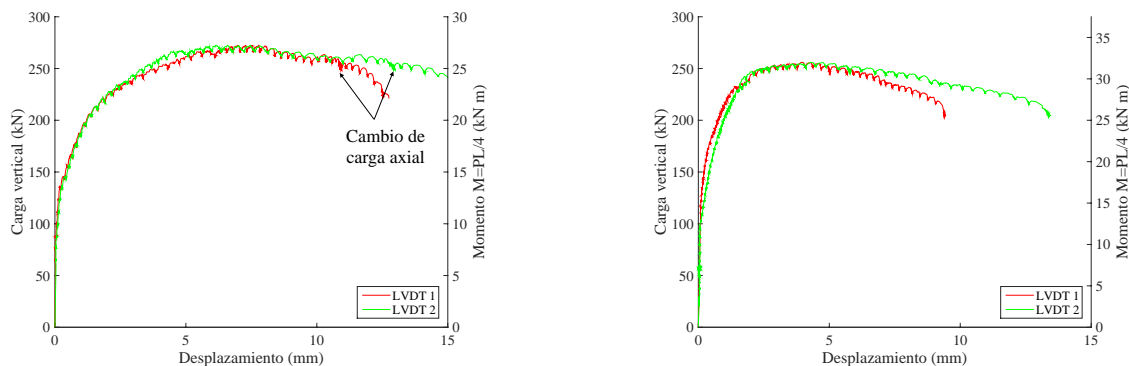
#### 4.8.1. Ensayos de probetas CA1 y CA2

El desarrollo del experimento, con las observaciones del autor, se muestran en la Tabla 4.12.

	Probeta CA1	Probeta CA2
Fecha de ensayo	29 de Junio (hormigón de 214 días)	23 de Junio (hormigón de 208 días)
Características	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de acero.	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de acero.
Carga axial	60 kN	200 kN
Distancia entre apoyos	400 mm	500 mm
Observaciones	La carga axial aumentó hasta 10 toneladas al final del ensayo debido a que la carrera de los actuadores axiales se acabó (error de preparación del autor).	Se activó la válvula de seguridad del gato hidráulico a una carga de 240 kN (capacidad de 550 kN), lo que terminó el experimento y se debió cambiar el gato por uno idéntico sin problemas.

Tabla 4.12: Datos y observaciones de los experimentos CA1 y CA2.

La Figura 4.30 muestra los diagramas  $P-\delta$ .



(a) Probeta CA1, 60 kN de carga axial.

(b) Probeta CA2, 200 kN de carga axial.

Figura 4.30: Respuesta  $P - \delta$  de probetas CA1 y CA2.

La probeta CA1 presentó agrietamiento a una carga estimada de 85 kN ( $\sim 10.6$  kN m). El daño progresa concentrado en dos grietas principales centrales de fractura modo I (flexión y tensión diagonal), sin grietas secundarias. La probeta alcanza un máximo en carga de 265 kN (a  $\delta \approx 5$  mm y luego continúa decayendo con pendiente muy baja ( $-65$  kN m / rad extrapolada, en el espacio  $M - \theta$ ). El ensayo termina cuando la carga axial comienza a subir producto de una carrera insuficiente para acomodar la deformación de la viga.

La probeta CA2, por otro lado, presentó agrietamiento a una carga estimada de 70 kN ( $\sim 8.8$  kN m). La probeta se cargó hasta los 235 kN momento en el cual se activa la válvula de seguridad del gato y el

experimento se pospone. Luego de cambiar el actuador, se continúa con el ensayo (se acoplan ambas curvas de manera directa<sup>††</sup>). Esta vez el daño se concentra en una grieta central inclinada de flexión (algo de tensión diagonal) sin grietas secundarias. La carga alcanza un máximo de 255 kN (a  $\delta \approx 3$  mm), y luego se tiene un decaimiento a tasa constante (-140 kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ), hasta que se acaba la carrera de los LVDTs centrales, momento en el que termina el ensayo.

Se aprecia que los LVDTs colocados en diferentes puntos del centro coinciden bien. La degradación post-peak es menos pronunciada que en el caso de las probetas largas. La fotogrametría muestra la formación de una grieta central principal y una grieta secundaria (caso CA1) o bien ninguna grieta adicional (caso CA2).

Fotogrametría (Figuras 4.31 y 4.32) muestra la evolución del agrietamiento y las deformaciones de flexión y corte, pudiéndose notar que, en contraste con las probetas largas, las cortas no presentan agrietamiento secundario alguno. La probeta CA2 presenta deformaciones predominantemente de flexión, mientras que para la probeta CA1 las de corte (junto con flexión) son apreciables.

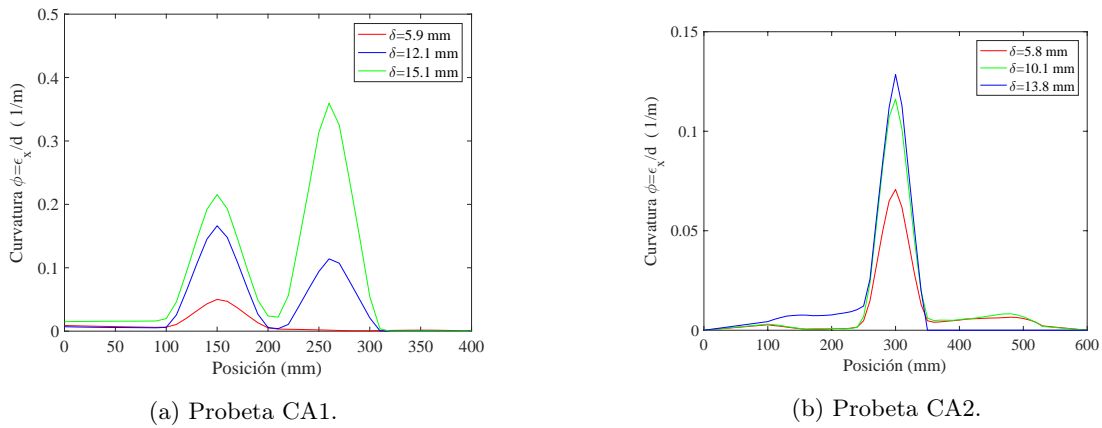


Figura 4.31: Curvaturas y concentración del daño para distintos instantes de tiempo, probetas CA.

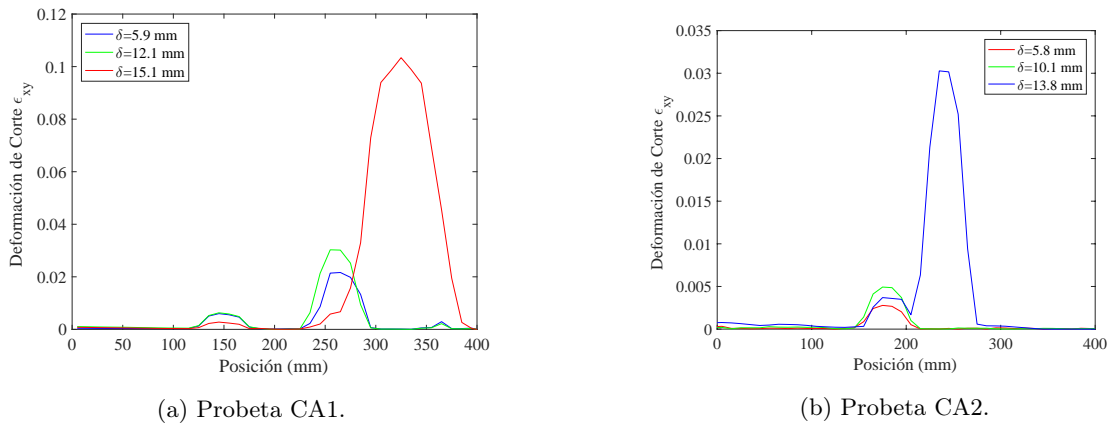


Figura 4.32: Deformaciones de corte para distintos instantes de tiempo, probetas CA.

Es interesante notar que la grieta de la probeta CA1 (separación entre apoyos de 400 mm) tiene un componente de corte, lo que se constata apreciando a simple vista la superficie de falla (Figura 4.33) . Inspeccionando la grieta se constata que ésta corresponde a una fractura tipo I con inclinación diagonal, es decir, la falla es en tracción diagonal.

<sup>††</sup>La probeta no alcanzó a plastificarse notoriamente, por lo que se asumió que no hay daño para acoplarlas

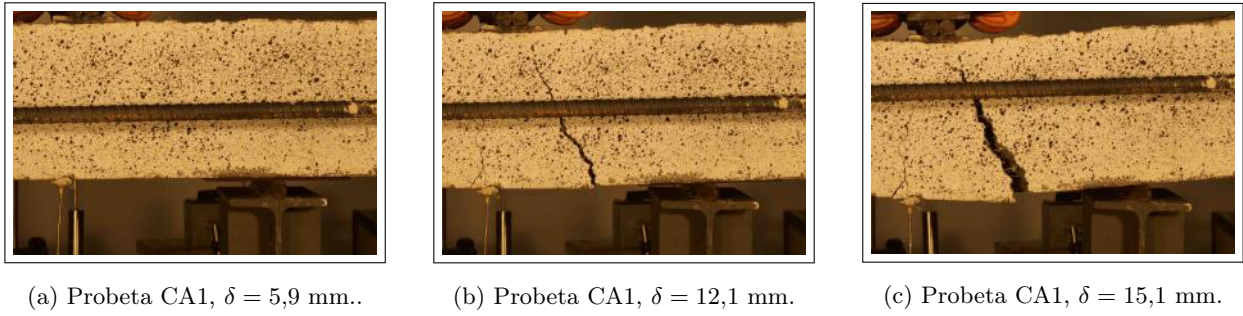


Figura 4.33: Deslizamiento en la grieta principal de la probeta CA1.

Otro aspecto interesante es que la probeta CA2 evidencia una grieta pequeña de corte diagonal que se cierra a medida que avanza el ensayo, mientras que la grieta principal (de flexión) se abre.

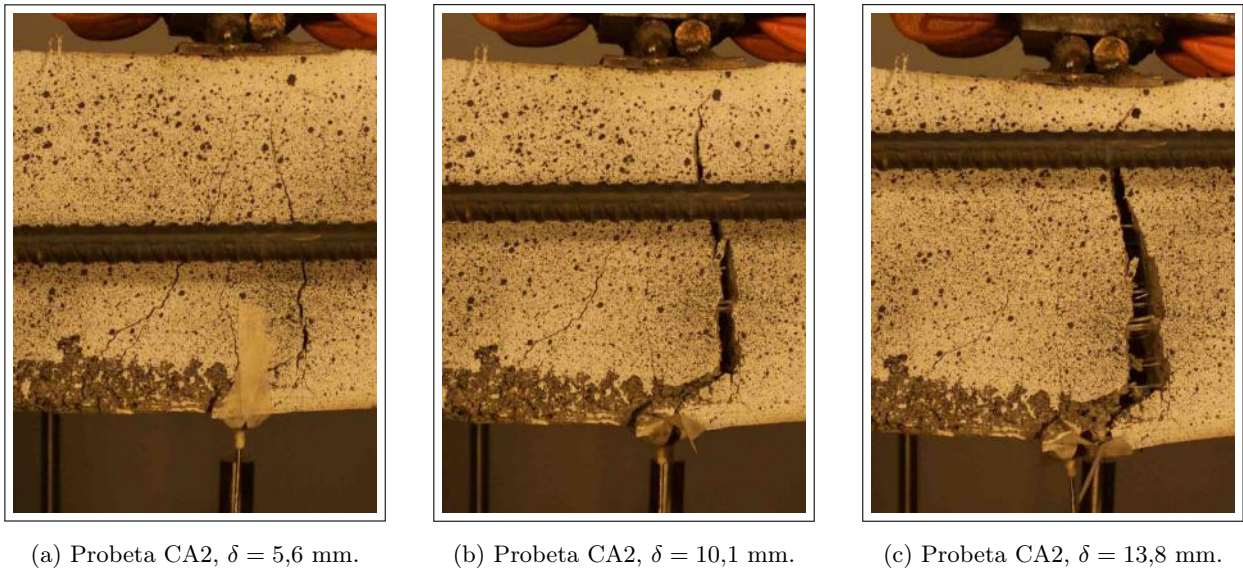


Figura 4.34: Desarrollo de grietas de la probeta CA2.

#### 4.8.2. Ensayos de probetas CP1 y CP2

El desarrollo del experimento, con las observaciones del autor, se muestran en la Tabla 4.13.

	Probeta CP1	Probeta CP2
Fecha de ensayo	29 de Junio (hormigón de 214 días)	24 de Junio (hormigón de 209 días)
Características	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de polipropileno.	Malla ACMA C139 en compresión y marco reticulado. Hormigón con fibras de polipropileno.
Carga axial	60 kN	200 kN
Distancia entre apoyos	400 mm	500 mm
Observaciones	Por distracción, las luces para la fotogrametría se encendieron luego de que 1/3 del ensayo ya había tomado lugar.	Los apoyos comenzaron a ceder a cargas grandes (se movieron horizontalmente), por lo que el autor tuvo que cambiar los pernos de sujeción antes de seguir con los siguientes ensayos.

Tabla 4.13: Datos y observaciones de los experimentos CP1 y CP2.

La Figura 4.35 muestra los diagramas  $P-\delta$ .

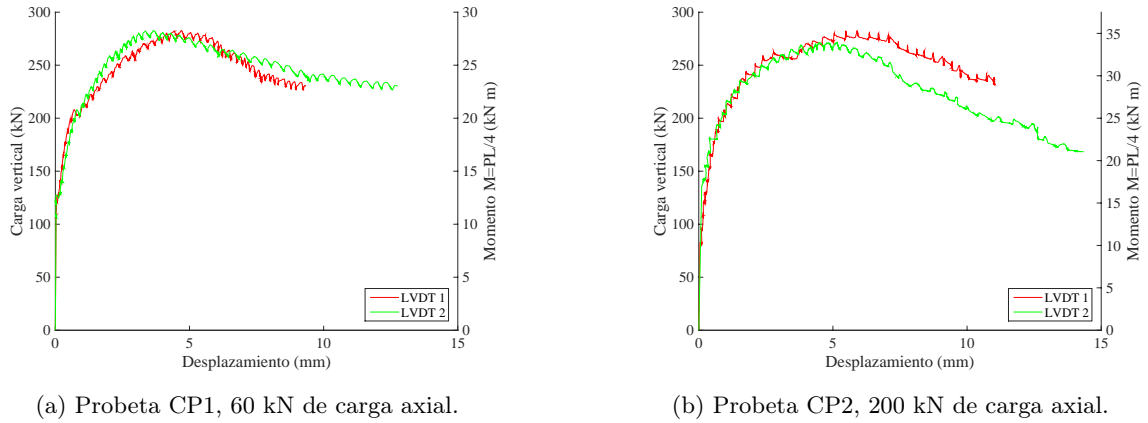


Figura 4.35: Respuesta  $P - \delta$  de probetas CP1 y CP2.

La probeta CP1 presentó agrietamiento a una carga estimada de 75 kN ( $\sim 7.5$  kN m). El daño progresa concentrado en una grieta única, sin grietas secundarias. La probeta alcanza un máximo en carga de 275 kN (a  $\delta \approx 5$  mm y luego continúa decayendo con pendiente muy baja ( $-140$  kN m / rad extrapolada, en el espacio  $M - \theta$ ). El ensayo termina cuando los apoyos comienzan a desplazarse horizontalmente de manera excesiva.

La probeta CP2, por otro lado, presentó agrietamiento a una carga estimada de 90 kN ( $\sim 11.3$  kN m). La probeta nuevamente presenta daño concentrado en una grieta central inclinada de flexión (algo de tensión diagonal) sin grietas secundarias. La carga alcanza un máximo de 280 kN (a  $\delta \approx 5$  mm), y luego se tiene un decaimiento a tasa constante ( $-325$  kN m / rad, en el espacio  $M - \theta$ ). El ensayo termina cuando los apoyos comienzan a desplazarse horizontalmente de manera excesiva.

La fotogrametría (Figuras 4.36 y 4.37) muestra la formación de una grieta central principal y una grieta secundaria (caso CP2) o bien ninguna grieta adicional (caso CP1).

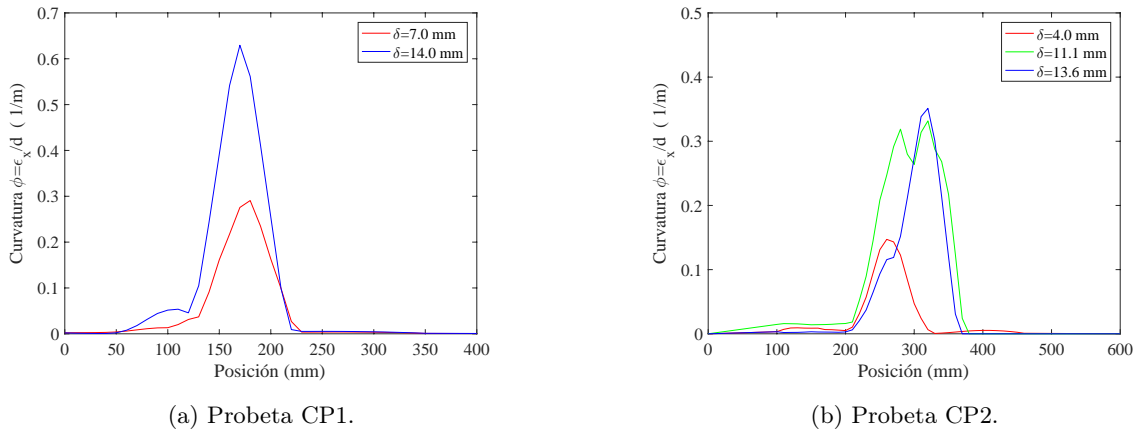


Figura 4.36: Curvaturas y concentración del daño para distintos instantes de tiempo, probetas CP.

Es posible apreciar nuevamente el fenómeno constatado anteriormente; (i) las cargas axiales 'cierran' las grietas; y (ii) aunque hay indicios de leves deslizamientos en las superficies de falla, estas grietas tanto verticales como diagonales corresponden predominantemente a fracturas modo I (flexión y tracción diagonal), con algo de deformaciones de corte ficticias producto del cálculo de las deformaciones por fotogrametría.

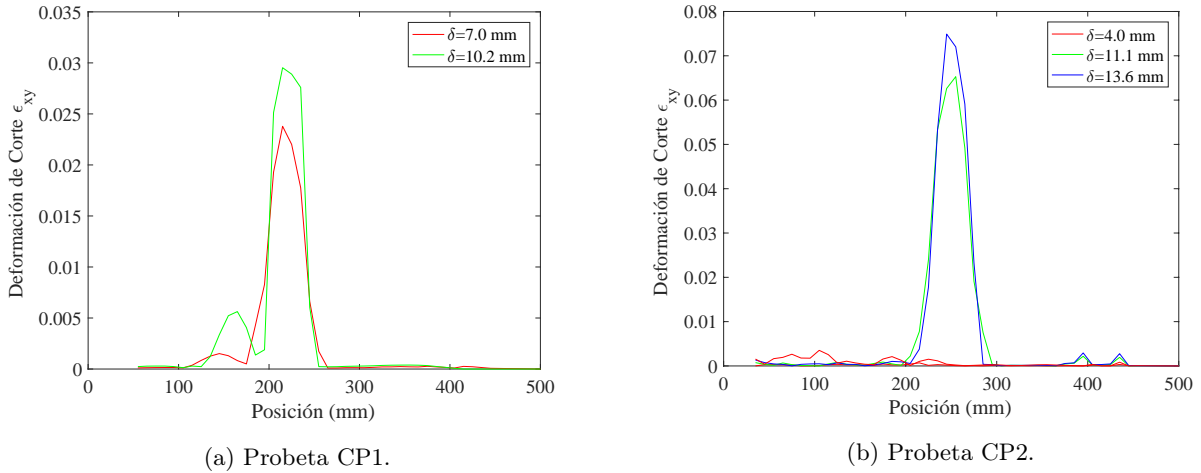


Figura 4.37: Deformaciones de corte para distintos instantes de tiempo, probetas CP.

### 4.8.3. Comparación entre refuerzos

En términos generales, se constata que el marco reticulado tiene una influencia muy importante tanto en la capacidad como en la ductilidad de la estructura, lo que puede apreciarse comparando la respuesta sin marco (A) con las respuestas con marco, tanto con malla (B) como con fibras (DA y DP). Es posible concluir también, que las fibras contribuyen a la capacidad seccional tanto o más que la malla electrosoldada ocupada, lo que igualmente es un aporte modesto (al igual que la malla).

Se constata que las probetas con fibras de acero presentan un comportamiento similar al de las probetas B (marco y doble malla), mientras que las probetas con fibras de polipropileno (DP) presentan capacidades seccionales mucho mayores a las probetas comparables con marco (DA y B), mostrando al mismo tiempo ductilidades peores. Lo anterior no puede ser atribuible al comportamiento del hormigón en tracción, si no más bien al comportamiento en compresión. Es posible argumentar que el hormigón con fibras de polipropileno se comportó más resistente y más frágil, aunque se requieren más estudios para determinar si efectivamente es la adición de las fibras lo que induce este cambio de comportamiento. Otra posibilidad es que los hormigones, aunque especificados iguales, sean en realidad diferentes por aspectos fuera del control del autor.

Comparaciones cuantitativas de lo anterior se muestran en las Figuras 4.38 y 4.39, y en la Tabla 4.14.

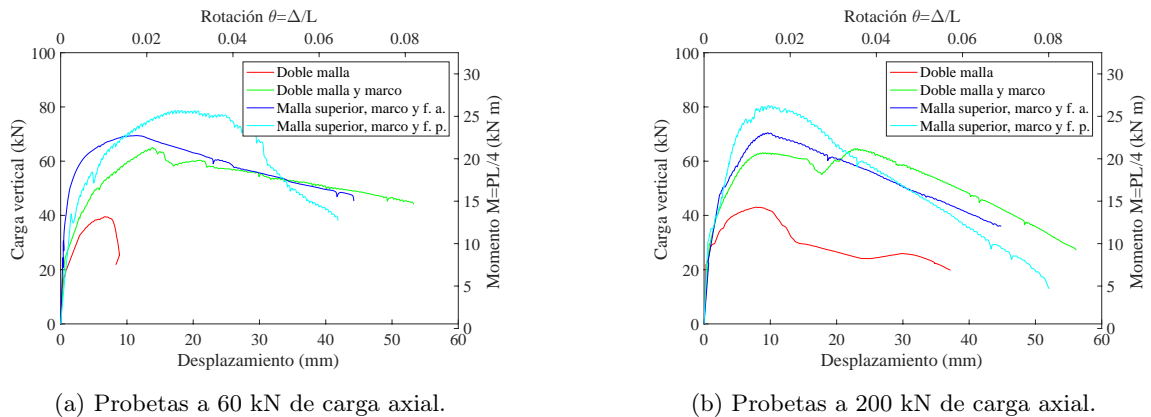
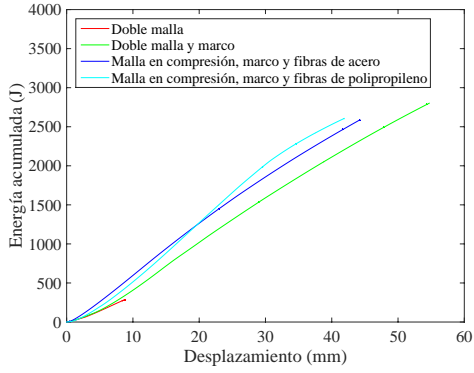
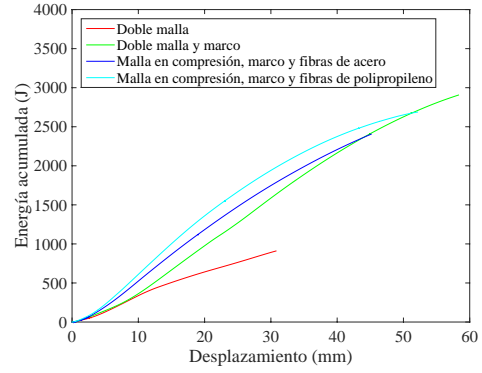


Figura 4.38: Comparación P- $\delta$  entre probetas largas con diferentes refuerzos según carga axial.



(a) Probetas a 60 kN de carga axial.



(b) Probetas a 200 kN de carga axial.

Figura 4.39: Comparación Energía- $\delta$  entre probetas largas con diferentes refuerzos según carga axial.

Ensayo	Pendiente Post-peak M- $\theta$ (kN m / rad)	Ductilidad de desplazamientos $\mu = \delta_m / \delta_y$
A1	-4000	1.5
A2	-190	2.5
B1	-85	3.8
B2	-210	2.8
DA1	-95	3.5
DA2	-200	2.7
DP1	-275	1.8
DP2	-360	2.4
CA1	-65	5.0 (extrapolada)
CA2	-140	3.8 (extrapolada)
CP1	-140	3.0 (extrapolada)
CP2	-325	2.8

Tabla 4.14: Indicadores de ductilidad basados en [47]. Se idealiza el comportamiento como bilineal y la deformación última se toma como la correspondiente a una degradación del 80 %.

En términos de distribución de daño, las conclusiones son de índole parecida; el daño se concentra mucho más en las probetas sin marco embebido, y dentro de las probetas con marco, las probetas con fibras de polipropileno (DP) distribuyen el largo mucho más que las otras soluciones (que entre ellas son comparables). El autor recomienda tomar con precaución estos resultados (particularmente los valores, la distribución es bastante confiable), debido a que el proceso de cálculo fotogramétrico tiene algo de influencia en los resultados (el procedimiento suaviza la localización de daño). Lo anterior es resumido en la Tabla 4.15.

Probeta	$l_p$ estimado	$l_p/H$	$\phi_{lp}$	$\delta_{medido}$ (mm)
A1	125 mm	0.83	0.068	9.7
A2	128 mm	0.85	0.49	38
B1	171 mm	1.14	0.18	54
B2	195 mm	1.3	0.36	42
DA1	164 mm	1.09	0.17	44
DA2	161 mm	1.07	0.62	47
DP1	263 mm	1.75	0.52	43
DP2	247 mm	1.64	0.98	50
CA1	154 mm	1.02	0.37	15.1
CA2	129 mm	0.86	0.13	13.8
CP1	113 mm	0.75	0.62	14.0
CP2	162 mm	1.08	0.37	13.6

Tabla 4.15: Largos de rótulas plásticas  $l_p$  estimados ( $l_p = (\int \phi dx) / \phi_{max}$ ).

Finalmente, aunque no se tienen datos sin fibras para las probetas cortas ( $a/d \sim 1.5$ ), se pueden comparar solo las probetas con fibras, constatándose algo similar al visto para las probetas largas ( $a/d \sim 5$ ); la degradación más rápida de la probeta con fibras de polipropileno, junto con una capacidad levemente mayor.



## Capítulo 5

# Estudios analíticos y numéricos

### 5.1. Descripción general del estudio analítico

En este capítulo se muestra un estudio analítico enfocado en cuantificar los esfuerzos y demandas sobre el revestimiento de los túneles interestación de la línea 6 del Metro de Santiago, pudiendo establecer si el reemplazo del refuerzo del sostenimiento desde malla electrosoldada a fibras tiene capacidad suficiente para soportar las solicitaciones.

La sección 5.2 se apoya en la literatura y también en los experimentos realizados para ajustar los modelos de materiales y poder emular de la mejor manera posible el comportamiento experimental observado o conocido de la literatura, principalmente en compresión y tracción (y flexión), y en menor medida en corte.

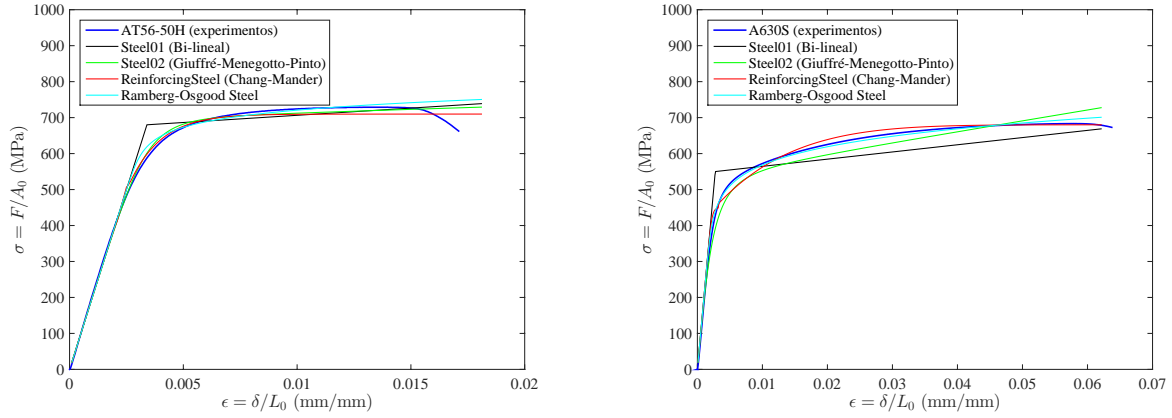
La sección 5.3 describe el modelo de elementos finitos del sistema suelo-revestimiento que será sujeto a un análisis para establecer las demandas de esfuerzos y deformaciones que experimenta el revestimiento ante cargas estáticas y sísmicas considerando el proceso constructivo del túnel. Esta sección describe los elementos y modelos usados, las condiciones de borde, las cargas y secuencias modeladas, y otros aspectos relevantes para el modelo.

La sección 5.4 muestra los resultados obtenidos desde este modelo, junto con una verificación y un análisis de sensibilidad de los parámetros usados.

### 5.2. Modelos de comportamiento de los experimentos.

#### 5.2.1. Modelo de comportamiento de aceros de refuerzo

En OpenSees existen al menos 8 modelos uniaxiales específicos para modelar el acero, entre los cuales destacan el modelo bilineal, Giuffré-Menegotto-Pinto, Dodd-Restrepo, Ramberg-Osgood, SteelMPF, etc. Existen también otros materiales no específicos para acero pero que también son aplicables, e.g., `MultiLinear` o `Pinching4`. El autor realizó 'experimentos numéricos' sobre elementos uniaxiales para hacer coincidir los modelos y parámetros de éstos a los ensayos uniaxiales de cada acero. Se determinó que el modelo específico para el acero que era más completo y que mejor representaba los comportamientos experimentales fue el modelo `ReinforcingSteel`, el cual se basa en el modelo uniaxial de Chang & Mander [13], incorporando fenómenos como endurecimiento isotrópico, fatiga, y pandeo. Ninguno de los modelos disponibles en OpenSees es capaz de capturar la caída en la zona de adelgazamiento (*necking*).



(a) Ajuste numérico sobre ensayos de acero AT56-50H. (b) Ajuste numérico sobre ensayos de acero A630S.

Figura 5.1: Ajuste de modelos de aceros AT56-50H y A630S a experimentos en tracción. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

Los parámetros de los modelos ajustados para cada tipo de acero se muestran en la Tabla 5.1.

Acero	$f_y$ (MPa)	$f_u$ (MPa)	$E_s$ (GPa)	$E_{sh}$ (GPa)	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_{ult}$
AT56-50H	510	710	200	150	0.0025	0.02
A630S	480	680	200	20	0.0028	0.09

Tabla 5.1: Parámetros de ajuste del modelo `ReinforcingSteel` para aceros ensayados.

Los materiales se acoplaron a un material `MinMax`, el que toma la ley constitutiva y la replica hasta el punto de rotura, desde donde el material no toma más carga.

El autor no modeló el pandeo de las barras de refuerzo, lo que no tuvo real relevancia debido a que la armadura en compresión queda típicamente bajo la línea neutra. En `OpenSees` este fenómeno sólo se puede modelar en la curva tensión-deformación y no su mecanismo real de falla por inestabilidad.

### 5.2.2. Modelo de comportamiento de los hormigones

En `OpenSees` existen al menos 7 modelos uniaxiales para modelar el hormigón en una sección de fibras. Entre estos modelos se pueden encontrar los de Kent-Scott-Park, Popovics, Thorenfeldt, Chang & Mander, Belarbi & Hsu, etc. Nuevamente, se realizaron experimentos numéricos con el fin de ajustar el comportamiento observado en los experimentos de los hormigones.

Se ve que para modelar el hormigón en compresión, el modelo más completo y flexible es `ConcreteCM` (Modelo de Chang y Mander [13]). Los principales parámetros de calibración de `ConcreteCM` para los ensayos realizados se muestran en la Tabla 5.2.

Hormigón	$f'_c$ (MPa)	$\epsilon_{f'_c}$ (MPa)	$E_c$ (GPa)	$r_c$ (parámetro de forma de Tsai [61])
Sin fibras	55	0.0025	25	8
Con fibras de acero	60	0.0035	25	9
Con fibras de polipropileno	62	0.0034	25	9

Tabla 5.2: Parámetros de ajuste del modelo `ConcreteCM` para hormigones ensayados a compresión.

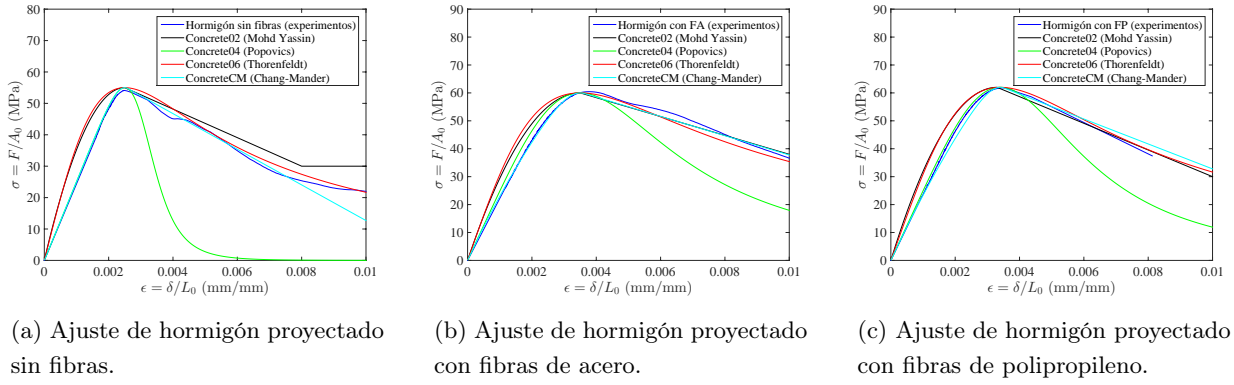


Figura 5.2: Ajuste de modelos de hormigones a experimentos uniaxiales en compresión. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

### 5.2.3. Modelo de elementos finitos de ensayos a flexión sin refuerzo (EN14651)

Se realizó un modelo de fibras [59] del ensayo EN14651, utilizando elementos `dispBeamColumn` de plasticidad distribuida. Como estos elementos están basados en desplazamientos (método de rigidez), asumen una distribución lineal de curvatura y una deformación axial constante, lo que no es una hipótesis demasiado apropiada. En consecuencia, es necesario ocupar muchos elementos para simular de manera fiel los ensayos. Sin embargo, estos elementos tienen la ventaja de ser muy robustos y rara vez no convergen.

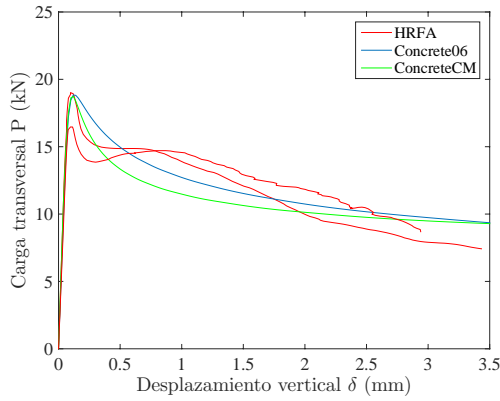
Se investigaron también los elementos `beamWithHinges` con rotulamiento en los extremos (plasticidad concentrada) y comportamiento lineal en el interior del elemento. Como estos elementos están basados en fuerzas (método de flexibilidad), asumen una distribución lineal de momento y una carga axial constante, lo que resulta ser una hipótesis mucho más apropiada para los ensayos. En consecuencia, basta con ocupar 2 elementos `beamWithHinges` para simular de manera extremadamente fiel los ensayos. Sin embargo, debido a que OpenSees es un ambiente basado en desplazamientos, estos elementos deben iterar internamente para encontrar las fuerzas que implican los desplazamientos que impone el programa, por lo que es común que tengan problemas de convergencia. No existieron grandes diferencias de resultados entre elementos, aunque se hizo necesario ocupar muchos elementos `dispBeamColumn` para simular lo mismo que con 2 elementos `beamWithHinges`, y la convergencia de `beamWithHinges` no se dió siempre.

Debido a que no todos los materiales de hormigón tienen comportamiento en tracción no nulo, se limitó el número de modelos a sólo `ConcreteCM` [13] y `Concrete06`, los cuales pueden modelar el comportamiento uniaxial en compresión de manera fiel (Cf. Sección 5.2.2). En la Tabla 5.3 se muestran los parámetros de ajuste del modelo `ConcreteCM` (el finalmente escogido) para tracción en los hormigones. En la Figura 5.3 se muestra el ajuste.

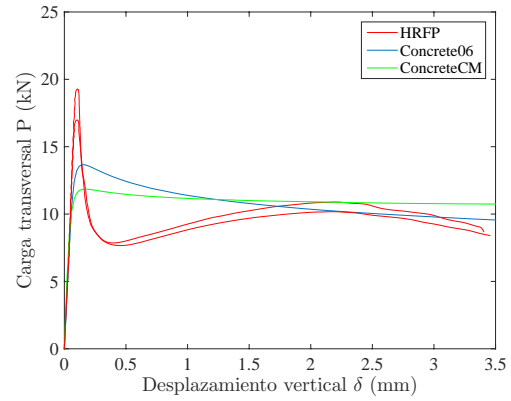
Hormigón	$f_t$ (MPa)	$\epsilon_t$ (MPa)	$r_t$ (parámetro de forma de Tsai [61] en tracción)
Sin fibras	4	0.0015	1.5 (decaimiento rápido)
Con fibras de acero	4	0.0015	0.9
Con fibras de polipropileno	4	0.0015	0.6

Tabla 5.3: Parámetros de ajuste del modelo `ConcreteCM` para hormigones ensayados a flexotracción.

Claramente, el ajuste no es el ideal, particularmente para el caso de fibras plásticas (el autor escogió ajustar el comportamiento post agrietamiento en lugar de ajustar los *peaks*). Sin embargo, es el mejor ajuste que los modelos disponibles en OpenSees permiten, y las potenciales discrepancias sólo se encuentran en la zona inmediatamente posterior al agrietamiento, la cual no es de gran importancia.



(a) Ajuste para hormigón con fibras de acero.



(b) Ajuste para hormigón con fibras de polipropileno.

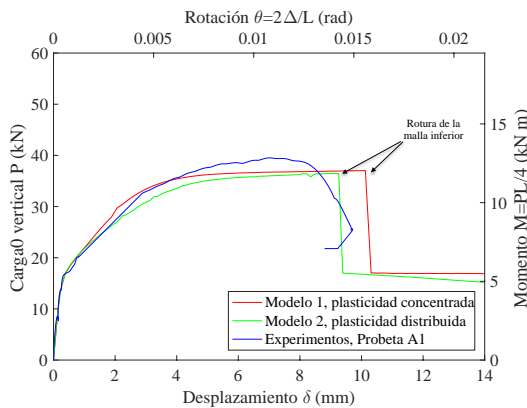
Figura 5.3: Ajuste numérico sobre ensayos EN14651. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

### 5.2.4. Modelos de elementos finitos de ensayos sobre probetas a escala 1 a 2.

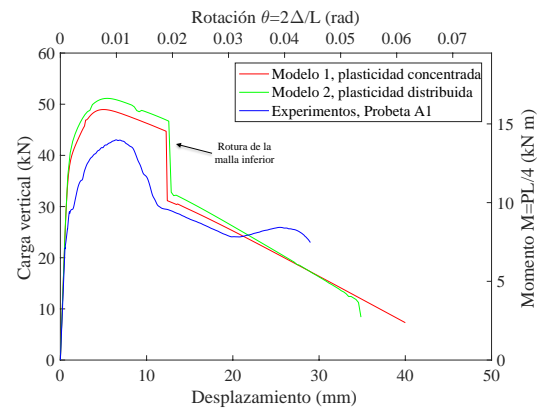
Debido a que las probetas no están armadas al corte, ellas en su mayoría presentaron un agrietamiento concentrado en el punto de aplicación, manifestándose en una gran grieta central de flexión, y grietas menores cerca. En consecuencia, una buena manera de modelar los ensayos es usar elementos que puedan concentrar la plasticidad en el punto de carga. Para lo anterior se usaron nuevamente elementos `beamWithHinges`. Adicionalmente, se ocuparon también elementos `dispBeamColumn`, necesitando muchos de ellos para simular apropiadamente el comportamiento, y `nonlinearBeamColumn`, necesitando ocupar pocos.

#### Probetas A1 y A2

La Figura 5.4 muestra los modelos de los ensayos sobre las probetas A1 y A2. Para el Modelo 1 se han ocupado 2 elementos de plasticidad concentrada con 3 puntos de integración (Gauss-Legendre), un largo de rótula plástica  $L_p = H = 150\text{mm}$  (75 mm por elemento), y los modelos de materiales ajustados anteriormente. Para el Modelo 2 se han ocupado 30 elementos equidistantes con plasticidad distribuida (basados en desplazamientos) con 3 puntos de integración (Gauss-Legendre) y los mismos materiales. Notar que lo anterior implica elementos de 50 mm de largo, por lo que la distancia entre puntos de integración siempre será un múltiplo del inverso multiplicativo de la zona de daño estimada  $l_p$  (150 mm).



(a) Ajuste para probeta A1 (60 kN de carga axial).



(b) Ajuste para probeta A2 (200 kN de carga axial).

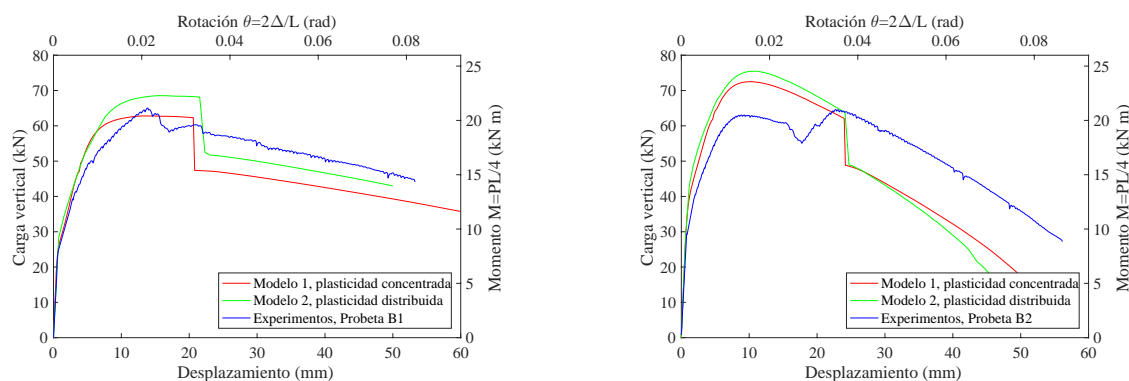
Figura 5.4: Ajuste numérico sobre ensayos A1 y A2. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

Claramente, el ajuste sobre la probeta A1 captura bien las rigideces y el proceso de rotulamiento, sin embargo, no captura correctamente la zona descendente de la curva, debido a que esto está asociado al ablandamiento suave del acero, el cual no se puede modelar con los materiales escogidos. En consecuencia, el modelo sigue recto hasta la rotura súbita de la malla inferior (lo que ocurrió para deformaciones unitarias levemente menores a las encontradas uniaxialmente).

El ajuste sobre la probeta A2, en cambio, dista de ser bueno. El modelo recoge el proceso de rotulamiento y ajusta bien las pendientes, además de capturar la rotura de las barras inferiores (que en el experimento es gradual y en el modelo es de golpe, por lo mismo que para la probeta A1). Sin embargo, en lo que no se presencia concordancia alguna es en la capacidad máxima, encontrando diferencias del 20%. El autor simuló la respuesta con varias hipótesis, realizando un análisis de sensibilidad para poder explicar el experimento, y llegó a la conclusión de que ésta capacidad menor a la estimada es debido a un montaje experimental inadecuado, donde la carga axial no actúa exactamente en el centro de la sección durante todo el ensayo, si no que su punto de aplicación se 'corre' hacia arriba. Basta con que el punto de aplicación de la carga axial pase 2 cm por sobre el centro de la sección para explicar completamente la diferencia de capacidades (recordar que la carga axial es de 200 kN, por lo que 2 cm generarían un momento adicional de 4 kN m).

## Probetas B1 y B2

La Figura 5.5 muestra los modelos de los ensayos sobre las probetas B1 y B2. El código del modelo se puede ver en el repositorio de GitHub. Para el Modelo 1 (2 elementos con plasticidad concentrada en los extremos con 3 puntos de integración de Gauss-Legendre) nuevamente se ha ocupado un largo de rótula plástica  $L_p = H = 150\text{mm}$ , y los modelos de materiales ajustados anteriormente. Para el Modelo 2 se han ocupado 30 elementos equidistantes con plasticidad distribuida (basados en desplazamientos), con 3 puntos de integración (Gauss-Legendre), y los mismos materiales.



(a) Ajuste para probeta B1 (60 kN de carga axial).

(b) Ajuste para probeta B2 (200 kN de carga axial).

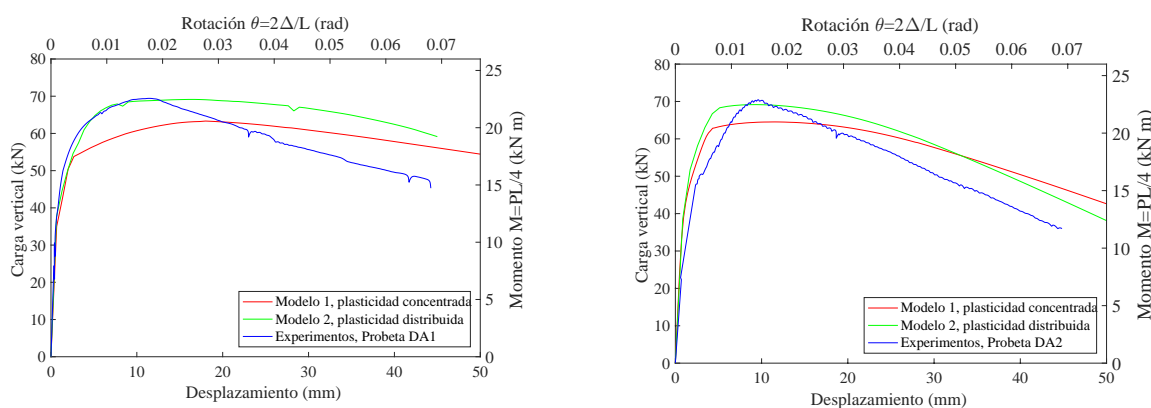
Figura 5.5: Ajuste numérico sobre ensayos B1 y B2. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

Claramente, el ajuste sobre la probeta B1 captura bien las rigideces, el proceso de rotulamiento, y aproximadamente bien la falla por corte de la malla inferior. La curva post-peak se ajusta de manera casi perfecta en cuanto a pendientes, de donde se deduce que el modelo del hormigón y el acero se han modelado en forma de manera bastante fiel. La diferencia entre valores es explicable por la variabilidad de los materiales ( $f'_c$ ).

El ajuste sobre la probeta B2 sufre del mismo problema que para el caso de la probeta A2; las pendientes se capturan de manera bastante acertada (exceptuando el post-peak para plasticidad distribuida), sin embargo, nuevamente hay diferencias de capacidades en torno al 10%. Tal y como en el caso de la probeta A2, una explicación es la concentración de la carga axial algunos centímetros por sobre el centro por un mal montaje.

## Probetas DA1 y DA2

La Figura 5.6 muestra los modelos de los ensayos sobre las probetas DA1 y DA2. El código del modelo se puede ver en el repositorio de GitHub. Para el Modelo 1 (2 elementos con plasticidad concentrada en los extremos con 3 puntos de integración de Gauss-Legendre) se ha ocupado un largo de rótula plástica  $L_p = H = 150\text{mm}$ , y los modelos de materiales ajustados anteriormente. Para el Modelo 2 se han ocupado 30 elementos equidistantes con plasticidad distribuida (basados en desplazamientos), 3 puntos de integración (Gauss-Legendre), y los mismos materiales.



(a) Ajuste para probeta DA1 (60 kN de carga axial). (b) Ajuste para probeta DA2 (200 kN de carga axial).

Figura 5.6: Ajuste de ensayos DA1 y DA2. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

El ajuste sobre la probeta DA1 captura medianamente bien las rigideces, y el proceso de rotulamiento. Nuevamente la curva post-máximo no se ajusta de manera perfecta en cuanto a pendientes, atribuible a que, contrario al comportamiento uniaxial, el comportamiento real del hormigón en la sección contempla una degradación más rápida que la simulada.

El ajuste sobre DA2 es mejor en cuanto a rigideces (pendientes) y capacidades. La pendiente post-máximo se simula de manera bastante fiel con las leyes uniaxiales usadas, al contrario de la probeta DA1.

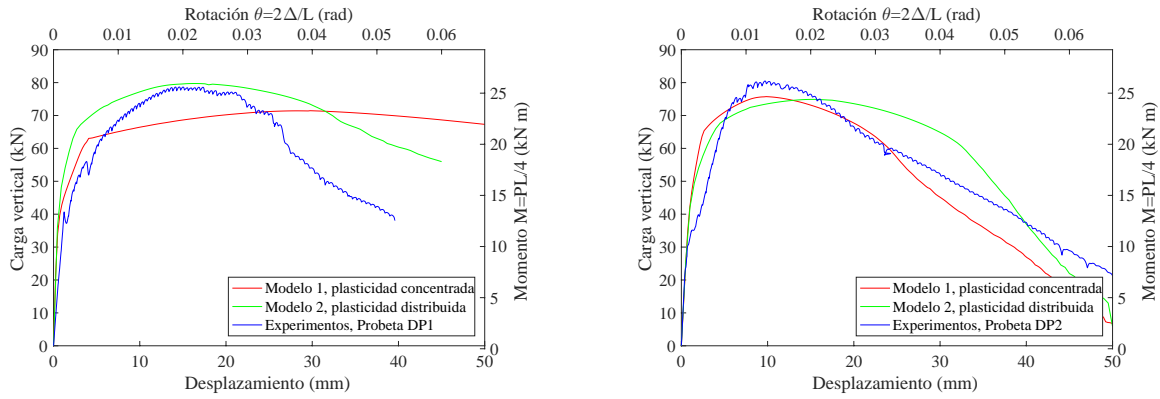
## Probetas DP1 y DP2

La Figura 5.7 muestra los modelos de los ensayos sobre las probetas DP1 y DP2. El código del modelo se puede ver en el repositorio de GitHub. Para el Modelo 1 (2 elementos con plasticidad concentrada en los extremos con 3 puntos de integración de Gauss-Legendre) se ha ocupado un largo de rótula plástica  $L_p = H = 150\text{mm}$ , y los modelos de materiales ajustados anteriormente. Para el Modelo 2 se han ocupado 20 elementos equidistantes\* con plasticidad distribuida (basados en desplazamientos), 3 puntos de integración (Gauss-Legendre) y los mismos materiales.

El ajuste sobre la probeta DP1 es bueno para el modelo de plasticidad distribuida, pero no tanto para el modelo de plasticidad concentrada. Nuevamente la curva post-peak no se ajusta de buena manera en cuanto a pendientes por lo que ya se ha discutido.

El ajuste sobre la probeta DP2, por otro lado, es bueno para el modelo de plasticidad concentrada y no tanto para el de plasticidad distribuida. La pendiente post-peak se ajusta mejor, aunque no perfectamente. Se encontraron problemas de convergencia en ambos elementos en la zona post-peak.

\*Nuevamente, el largo de rótula plástica coincide con un múltiplo la distancia entre puntos de integración. Se ocuparon 20 en lugar de 30 elementos por problemas de convergencia.

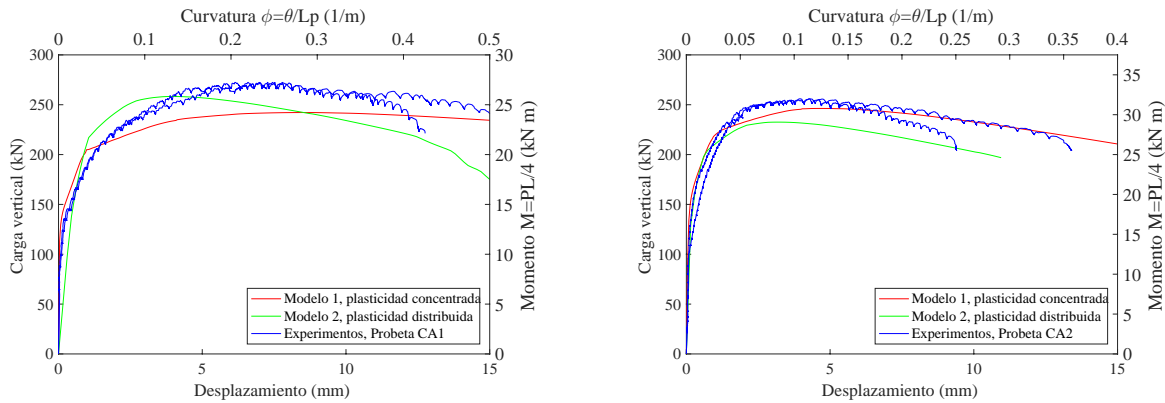


(a) Ajuste para probeta DP1 (60 kN de carga axial). (b) Ajuste para probeta DP2 (200 kN de carga axial).

Figura 5.7: Ajuste de DP1 y DP2. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

## Probetas CA1 y CA2

La Figura 5.8 muestra los modelos de los ensayos sobre las probetas CA1 y CA2. El código del modelo se puede ver en el repositorio de GitHub. Para el Modelo 1 (2 elementos con plasticidad concentrada, 3 puntos de integración de Gauss-Legendre) se ha ocupado un largo de rótula plástica  $L_p$  de entre 150 mm, y los modelos de materiales ajustados anteriormente. Para el Modelo 2 se han ocupado 4-6 elementos con plasticidad distribuida (basados en fuerzas), 3 puntos de integración de Gauss-Legendre, y los mismos materiales.



(a) Ajuste para probeta CA1 (60 kN de carga axial). (b) Ajuste para probeta CA2 (200 kN de carga axial).

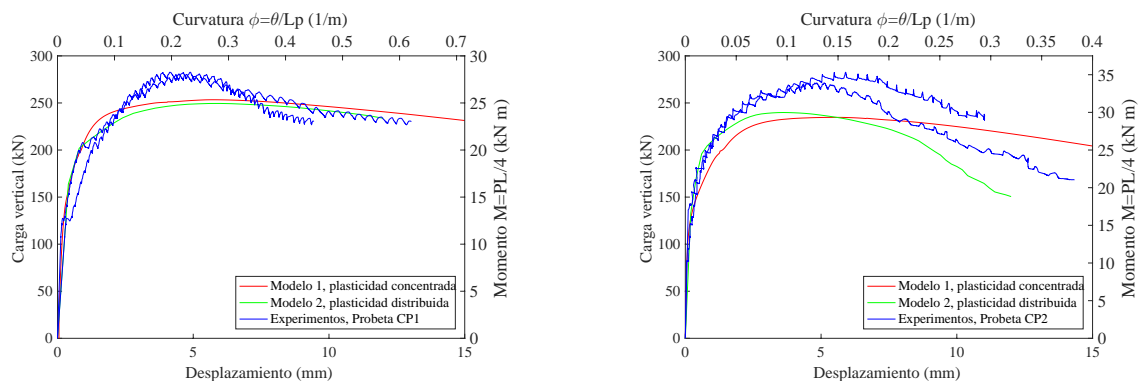
Figura 5.8: Ajuste sobre ensayos CA1 y CA2. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

El ajuste sobre la probeta CA1 mediante plasticidad concentrada es bastante bueno y simula de manera bastante ajustada el comportamiento, omitiendo la capacidad máxima. El modelo de plasticidad distribuida también se ajusta bastante bien. Lo mismo ocurre para el caso de la probeta CA2, en la que el ajuste por plasticidad concentrada es levemente mejor que el de plasticidad distribuida.

Es notable que, si bien un modelo de fibras (flexión) puede ser considerado inapropiado para estas probetas cortas ( $a/d \sim 1.5$ ) comparándose con otros modelos (e.g., puntal-tensor), igualmente simulan de manera fiel el comportamiento.

## Probetas CP1 y CP2

La Figura 5.9 muestra los modelos de los ensayos sobre las probetas CA1 y CA2. El código del modelo se puede ver en el repositorio de GitHub. Para el Modelo 1 (2 elementos con plasticidad concentrada, 3 puntos de integración de Gauss-Legendre) se ha ocupado un largo de rótula plástica  $L_p$  de 150 mm, y los modelos de materiales ajustados anteriormente. Para el Modelo 2 se han ocupado 4-6 elementos con plasticidad distribuida (basados en fuerzas), 3 puntos de integración de Gauss-Legendre, y los mismos materiales.



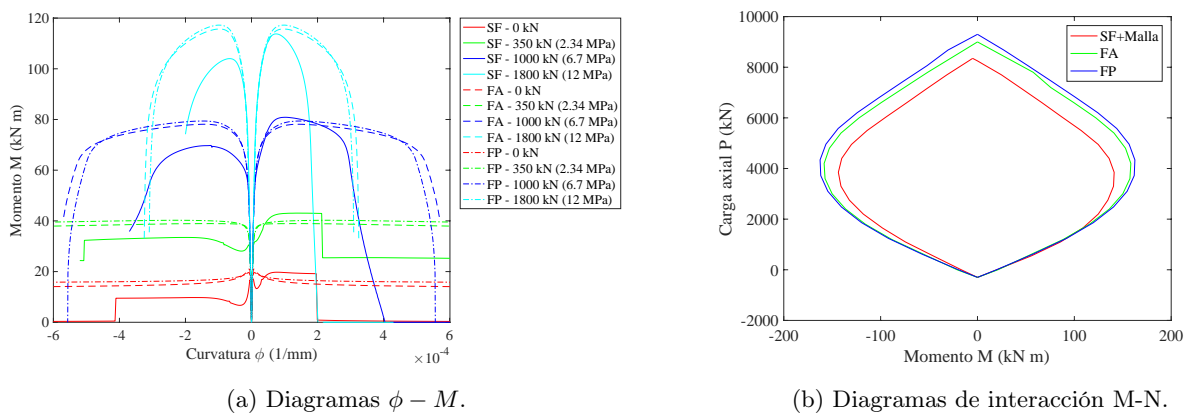
(a) Ajuste para probeta CP1 (60 kN de carga axial). (b) Ajuste para probeta CP2 (200 kN de carga axial).

Figura 5.9: Ajuste sobre ensayos CP1 y CP2. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

El ajuste sobre la probeta CP1 mediante plasticidad concentrada es bueno y simula de manera bastante ajustada el comportamiento. Lo mismo ocurre para el modelo de plasticidad distribuida. Lo mismo ocurre para el caso de la probeta CP2, donde ambos ajustes son buenos.

### 5.2.5. Comparación simulada entre refuerzo con fibras vs con malla sin marco reticulado para el sostenimiento

Debido a un diseño experimental poco precavido, el marco reticulado ha tenido una influencia alta en la respuesta, y la comparación experimental directa entre refuerzo de malla vs. fibras sin contemplar el marco reticulado no se ha realizado. Sin embargo, basados en los ensayos uniaxiales sobre el acero AT56-50H y en flexotracción y compresión sobre los hormigones, es posible realizar simulaciones para comparar la respuesta del sostenimiento con fibras vs. con malla, sin considerar el aporte del marco (Cf. Figura 5.10).



(a) Diagramas  $\phi - M$ .

(b) Diagramas de interacción M-N.

Figura 5.10: Comparación simulada entre malla y fibras. El código se puede ver en el repositorio GitHub.



## 5.3. Modelo de elementos finitos del túnel

### 5.3.1. Descripción general del análisis

El modelo de elementos finitos del túnel consiste en un modelo bidimensional de la sección transversal del sistema túnel-suelo, que será sujeta a un análisis de *ovalling*, esto es, a una desangulación pseudo-estática. El objetivo es estudiar de manera sencilla la respuesta sísmica transversal del sistema estructura-suelo y establecer las demandas sobre el revestimiento del túnel.

El suelo es modelado con elementos cuadriláteros bicuadráticos de 9 nodos con un modelo de material MultiYield desarrollado por Elgamal [72] (consistente en un criterio de fluencia tipo Drucker-Prager con ley tensión-deformación hiperbólica y con algunos parámetros para modelar el comportamiento volumétrico, licuación, y otros). El revestimiento es modelado con elementos viga-columna de secciones de fibras con modelos uniaxiales no lineales típicos, calibrados con experimentos uniaxiales estáticos monotónicos sobre los aceros y hormigones, y validados con los experimentos a escala 1 a 2 realizados. Finalmente, la interacción suelo-estructura se modeló con resortes rígidos en compresión y flexibles en tracción para en la dirección perpendicular, y en la dirección tangencial con tres modelos de fricción hormigón-suelo: (i) adherencia perfecta (*no-slip*), (ii) desadherencia perfecta (*full-slip*) y (iii) fricción de Coulomb ( $T = \mu N$ ). Se ha modelado sólo la no linealidad asociada a los materiales (suelo, hormigones y aceros). La no linealidad geométrica no juega un papel importante en el modelo. El modelo final tiene aproximadamente 8200 elementos cuadriláteros (32000 nodos), 250 elementos viga-columna (800 nodos) y 250 elementos de contacto (800 nodos).

Un acercamiento más riguroso que el anterior podría implicar realizar, por ejemplo, un análisis en el tiempo del sistema tridimensional sujeto al proceso constructivo y luego a algún registro sísmico. Sin embargo la capacidad computacional actual no permite analizar dinámicamente modelos medianamente grandes en tiempos razonables sin usar computación paralela y tiempos excesivos, por lo cual se descartó este camino. Un modelo 3D habría implicado:

- Mallas con demasiados elementos (200.000 o más), lo que habría implicado mayores tiempos de preprocesamiento y postprocesamiento, un tiempo de cálculo mucho mayor al presupuestado, y requiriendo computación paralela. O bien mallas demasiado gruesas.
- La necesidad de ocupar modelos tridimensionales de materiales cuando la mayoría han sido validados en experimentos uniaxialmente o en algunos pocos casos biaxialmente.
- Hacerlo habría conllevado a un modelo poco flexible y difícil de variar en la tercera dimensión (longitudinal), a diferencia de uno bidimensional, en el cual se pueden usar métodos sencillos (e.g., métodos  $\alpha$ ,  $\beta$  ó  $\delta$ ) para modelar los fenómenos longitudinales (efecto arco), posibilitando explorar el efecto de la elección de los parámetros de los métodos en los resultados finales y permitiendo definir envolventes cómodas para el diseño.

### 5.3.2. Elementos de suelo

OpenSees posee pocos elementos sólidos para modelar suelos como medios continuos:

- Elementos triangulares **Tri31**: elementos bidimensionales de 3 aristas y 3 nodos, con 2 grados de libertad cada nodo (traslacionales). Estos elementos son de uso general y no están formulados específicamente para suelos. Estos elementos tienen los mismos defectos que cualquier elemento formulado con 3 nodos: poseen un mapeo tensional pobre (debido a funciones de interpolación sencillas que implican curvatura constante en el elemento).
- Elementos cuadriláteros **Quad**, **QuadUP**, **9\_4\_quadUP**: elementos bidimensionales de 4 aristas y 4 ó 9 nodos, con 2 grados de libertad cada nodo (traslacionales). Los elementos de 9 nodos (**9\_4\_quadUP**,

bicuadráticos) permiten modelar tensiones efectivas en suelos saturados, donde 9 nodos corresponden a la fase sólida (esqueleto del suelo, grados traslacionales de libertad) y 4 nodos corresponden a la fase líquida (presión de poros).

- Elementos ladrillos (`stdBrick`, `brickUP`, `20_8_BrickUP`): elementos tridimensionales con 12 aristas y 8 o 20 nodos, con 3 grados de libertad (traslacionales), que extienden los elementos cuadrilateros anteriores a tres dimensiones.

El autor escogió los elementos de mayor orden que se adecuaron a la fase de preprocesamiento (generación de la malla mediante GiD), que en este caso son los elementos cuadrilaterales bicuadráticos (9 nodos), `9_4_QuadUP`. El uso de elementos cuadrilaterales es una práctica estandarizada en el modelamiento de suelos con OpenSees[3], en contraste con la tendencia a usar elementos triangulares en programas comerciales<sup>†</sup>.

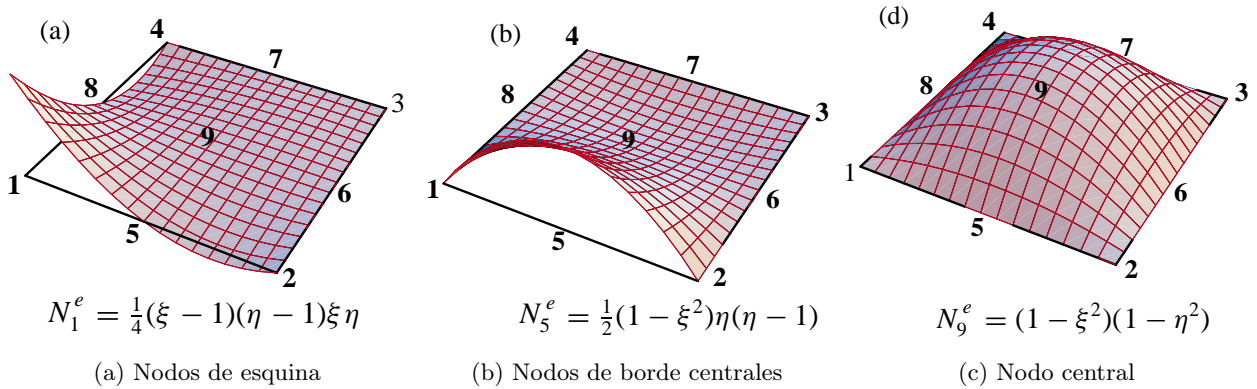


Figura 5.11: Funciones de interpolación para elementos cuadrilaterales bicuadráticos

### 5.3.3. Modelos de comportamiento del suelo

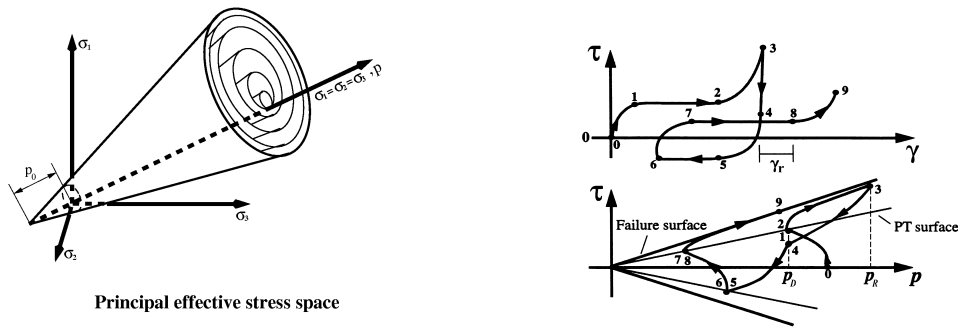
El alcance de esta memoria es estudiar el problema en la Grava de Santiago, material que se encuentra en gran parte de la cuenca, y en particular en gran parte de la línea 6 (Figura 5.12a). Una fotografía representativa de la grava de Santiago se muestra en la Figura 5.12b. En la Figura 5.12c se muestra una estratigrafía representativa de la grava de Santiago.



Figura 5.12: Descripción espacial, fotográfica y estratigráfica de la línea 6 y de la grava de Santiago

<sup>†</sup>Típicamente los programas comerciales tienen elementos triangulares de mayor orden, e.g., de 6 ó 15 nodos.

Para elementos bidimensionales como los usados para modelar el suelo, OpenSees ofrece una lista medianamente amplia de materiales n-dimensionales con diferentes grados de sofisticación a escogerse según el grado de refinamiento y/o el fenómeno particular que se quiera modelar. Entre los más usados para modelar suelos, se encuentran `ElasticIsotropic`, `J2Plasticity`, `DruckerPrager`, `ManzariDafalias`, `PIMY`, `PDMY`, y `FluidSolidPorous`. Otrora existió un material con superficie de fluencia de Mohr-Coulomb (Willam-Warnke), pero este modelo fue retirado del código de OpenSees. Hasta la fecha el modelo más completo, sofisticado y validado de los anteriores, es la familia de materiales Multi-Yield. La familia de materiales Multi-Yield tienen una superficie de falla del tipo Drucker-prager con una relación tensión deformación tipo hiperbólica.



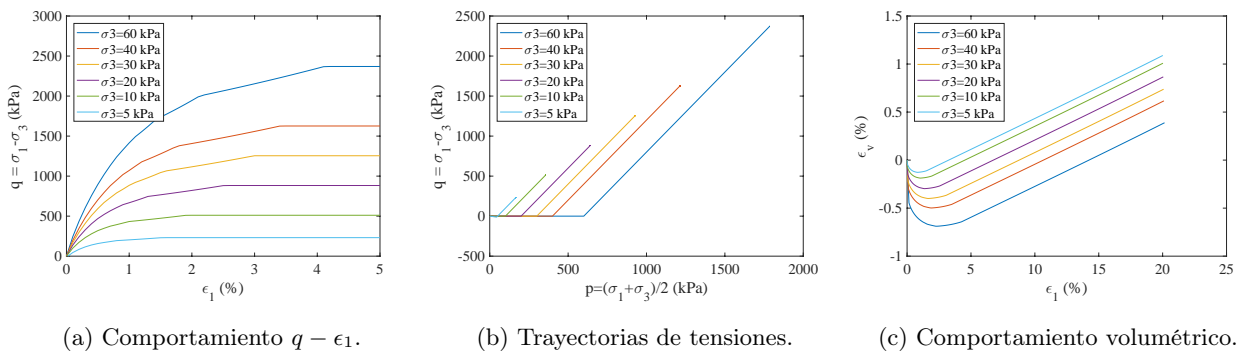
(a) Superficie de falla tipo Drucker Prager (dependiente de la presión de confinamiento). (b) Relaciones tensión deformación y trayectorias de tensiones.

Figura 5.13: Modelo n-dimensional PDMY02, [72]

La formulación del material está descrita en base de más de 15 parámetros, sin embargo:

- Los autores de la formulación [72] han calibrado mediante experimentos muchos de estos parámetros de acuerdo a tipo de suelo, desde arcillas hasta suelos arenosos densos.
- Al tratarse de un material muy completo, muchos de estos parámetros corresponden a fenómenos cíclicos o relacionados a licuación, lo que no se modeló en este problema.

Lo anterior en conjunto con información de otras fuentes sobre los parámetros de suelo de Santiago, llevan a los parámetros usados finalmente en el modelo, mostrados en la Tabla 5.4. Adicionalmente, se han hecho simulaciones de ensayos triaxiales sobre un elemento (experimentos numéricos) y se han calibrado los parámetros con experimentos en base a datos de [17, 30]. Si se comparan estos modelos con los experimentos, se obtiene un buen ajuste en el comportamiento mecánico, aunque un ajuste volumétrico discreto.



(a) Comportamiento  $q - \epsilon_1$ . (b) Trayectorias de tensiones. (c) Comportamiento volumétrico.

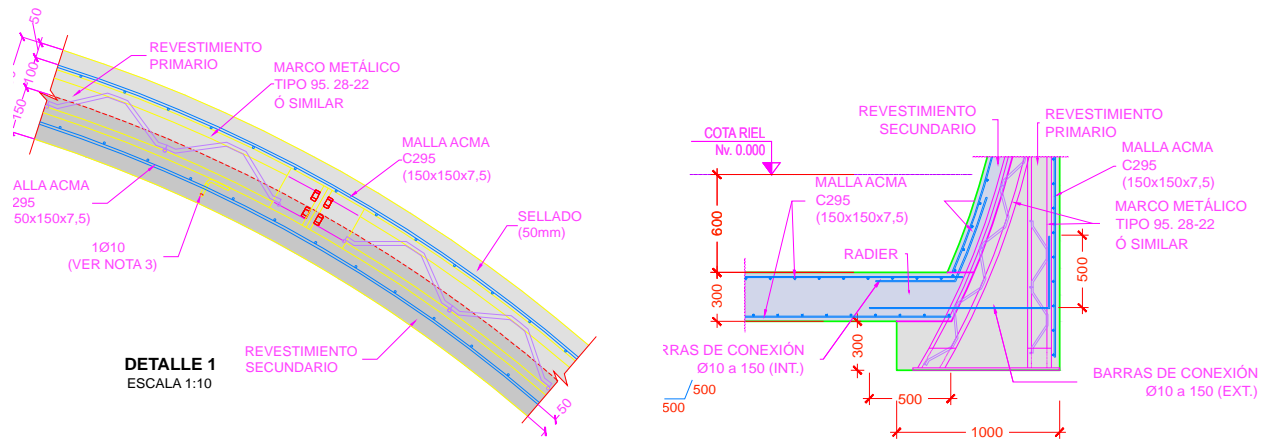
Figura 5.14: Comportamiento simulado de la grava de Santiago. El código se puede ver en el repositorio de GitHub.

Parámetro	Significado	Valor (o rango)	Comentario/Fuente
rho	Densidad	2250 kg/m <sup>3</sup>	De [74].
E	Módulo elástico	$E = \begin{cases} 46000 \cdot (Z(\text{m}))^{0,55} \text{ (kPa)}, & Z < 6 \text{ m} \\ 65000 \cdot (Z(\text{m}))^{0,53} \text{ (kPa)}, & Z > 6 \text{ m} \\ E > 100000 \text{ (kPa)} \end{cases}$	De [74].
$\nu$	Módulo de Poisson	0.25	De [74].
refShearModul	Módulo de corte	$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$	Teoría de materiales homogéneos isotrópicos lineales elásticos
refBulkModul	Módulo de compresibilidad	$B = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$	Teoría de materiales homogéneos isotrópicos lineales elásticos
frictionAng	Ángulo de fricción interno del suelo	52 °	De [74] y simulaciones propias contrastadas con experimentos.
peakShearStra	Deformación de corte al peak, para una presión de confinamiento $p'_r$	0.02 (a $p'_r = 20$ kPa)	Simulaciones propias. No coincide con lo propuesto por [72].
refPress, $p'_r$	Confinamiento referencial.	20 kPa	Simulaciones propias. No coincide con lo propuesto por [72].
pressDependCoe, $d$	Coefficiente de dependencia entre $G$ ó $B$ , y $p'_r$ , según $G = G_r \left(\frac{p'_r}{p'_r}\right)^d$	0.5	Recomendación de [72].
PTang	Ángulo de transformación de fase.	45 °	Simulaciones propias.
contrac1, contrac2, contrac3, dilat1, dilat2, dilat3	Constantes para el comportamiento volumétrico	0.01; 5; 0; 0.5; 3; y 0; respectivamente.	Simulaciones propias.
liquefact1, liquefact2, liquefact3	Constantes de licuación	0; 0; 0.	No se modela.
e, cs1, cs2, cs3	Constantes para líneas de estado crítico $e - p'$	0.3; 0.9; 0.02; 0.7	Recomendación de [72].
ce	Cohesión.	20 kPa	De [74].

Tabla 5.4: Parámetros usados para el modelo de material bidimensional Multi-Yield

### 5.3.4. Elementos del revestimiento

El revestimiento se modeló con elementos viga-columna (elementos de línea) no lineales basados en fibras (no lineales en materiales y geoméricamente, aunque esto último no implicó grandes diferencias). El uso de estos elementos se puede justificar constatando que la estructura de más interés (la zona de la bóveda) es esbelta. Sin embargo, el autor debe hacer notar que existen zonas de la estructura para las cuales un modelo de elementos viga-columna basados en fibras posiblemente no sea lo más apropiado. Tal es el caso de las esquinas (hastiales) y lo que concierne al revestimiento inferior. El detalle de estas zonas muestra aspectos como inclinación del marco dentro del sostenimiento, ancho variable, geometría no prismática, etc., aspectos que si bien los elementos viga-columna pueden incorporar mediante ciertas técnicas, el uso de otros elementos (e.g., sólidos) es más apropiado. La zona de interés en torno a la bóveda del túnel no presenta este problema, y modelarla con elementos viga-columna basados en fibras es bastante apropiado, pues el corte no tiene un gran efecto en la respuesta, y el deslizamiento de barras o desadherencia entre capas es improbable.



(a) Detallamiento de la bóveda.

(b) Detallamiento de los hastiales.

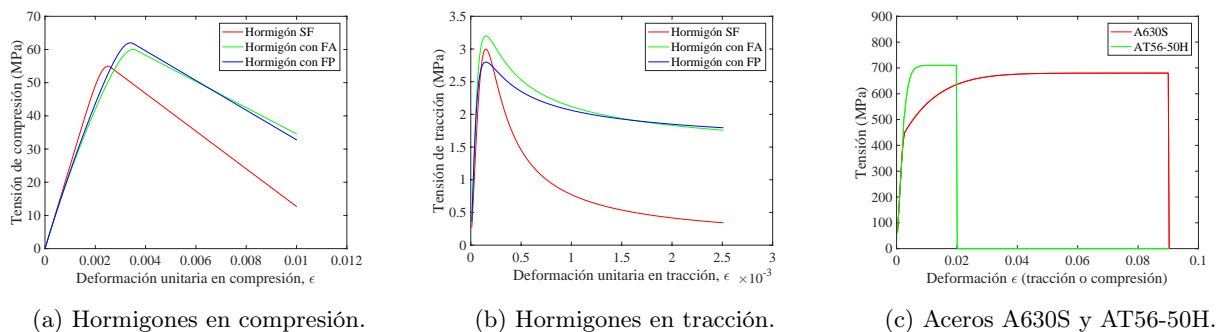
Figura 5.15: Detallamiento del sostenimiento y revestimiento. Figuras de Metro.

Basado en los ajustes experimentales, el uso de elementos de plasticidad concentrada pareciera ser un mejor camino para modelar los ensayos, pues permite usar menos elementos y su formulación es más apropiada para las cargas del ensayo. El revestimiento del túnel real, sin embargo, es una estructura hiperestática apoyada sobre el suelo, por lo que su mecanismo de falla no necesariamente es una concentración tan clara del daño. Más aún, no se espera que el modelo llegue a niveles de curvatura tan grandes. Por esta razón, el modelo se hará con muchos elementos de plasticidad distribuida `dispBeamColumn` (230 elementos para el revestimiento, lo que implica elementos de entre 12 y 13 cm), los cuales no presentan problemas de convergencia. También se investigaron los elementos `forceBeamColumn` (ex `beamWithHinges`), que dieron resultados iguales.

### 5.3.5. Materiales del revestimiento

Basado en los ajustes y experimentos realizados a escala 1 a 2, se ocupará el modelo de Chang & Mander [13] (`ConcreteCM`) para modelar los hormigones, puesto que son los que se ajustan mejor al comportamiento experimental uniaxial y en flexión. Tanto la sección escalada como la real no presentan elementos de confinamiento, por lo que se usarán directamente los ajustes de la Figura 5.2.

Para el caso del acero, se usará también el modelo de Chang & Mander [13] (`ReinforcingSteel`), el cual ajusta bien el comportamiento experimental uniaxial y al ser usado en secciones de fibras también ajusta bien el comportamiento en flexión de las vigas ensayadas.



(a) Hormigones en compresión.

(b) Hormigones en tracción.

(c) Aceros A630S y AT56-50H.

Figura 5.16: Modelos de materiales ocupados.

No se realizaron ajustes de las leyes constitutivas según la longitud de los elementos.

### 5.3.6. Elementos de interfaz suelo-revestimiento

Opensees ofrece dos formas específicas para modelar la interacción suelo-estructura:

1. Resortes P-y, Q-z y T-z, derivados de trabajos relacionados con la modelación de pilotes.
2. Elementos de contacto clásicos, e.g., `zeroLengthContact2D`, que siguen la ley friccional de Coulomb, resortes perpendiculares rígidos en compresión y con tracción nula, etc.

En un inicio el autor investigó la primera clase de elementos, pero finalmente fueron descartados en favor de los segundos, debido entre otras razones a:

- La especificidad de los elementos P-y, Q-z y T-z: éstos fueron desarrollados para modelar la interacción entre suelos arcillosos o arenosos, y pilotes, y la literatura no muestra su uso extendido a otros ejemplos, e.g., la interacción entre un revestimiento de túnel y un suelo gravoso.
- Poca flexibilidad: Es necesario considerar longitudes tributarias a cada nodo para modelar el contacto entre superficies, lo cual implica que las leyes constitutivas dependen del mallado. En un mallado no regular como el desarrollado en este documento, lo anterior implica un gasto muy alto de tiempo en preparación del modelo (asignación individual de los resortes según tamaño de los elementos).
- Poca información de parámetros de los resortes P-y, Q-z y T-z: La pobre información sobre la calibración de las curvas para materiales diferentes a arcillas y arenas, en particular para suelos como la grava de Santiago o cualquier suelo gravoso, en contraste con la reconocida hipótesis de fricción de Coulomb.

En consecuencia, se continuó la modelación con elementos de contacto clásicos. En la dirección perpendicular al revestimiento, se utilizó un resorte elástico sin tensión (ENT, *Elastic - No tension*), con una rigidez alta en compresión (para simular el contacto evitando problemas por convergencia), mientras que en la dirección paralela al revestimiento se investigaron tres resortes:

1. Un resorte de longitud nula tipo Mohr-Coulomb, que sigue la ley friccional de Coulomb:  $F = \mu N + c$ . Se ocupó  $\mu = 2/3 \tan(\phi) \approx 0,7 - 0,9$ . Notar que la matriz de rigidez de estos elementos de contacto no es simétrica.
2. Un resorte infinitamente rígido, simulando adherencia tangencial perfecta entre el revestimiento y el suelo. En la práctica se escoge una rigidez suficientemente grande.
3. Un resorte infinitamente flexible, simulando desadherencia tangencial perfecta entre el revestimiento y el suelo. En la práctica se escoge una rigidez suficientemente pequeña.

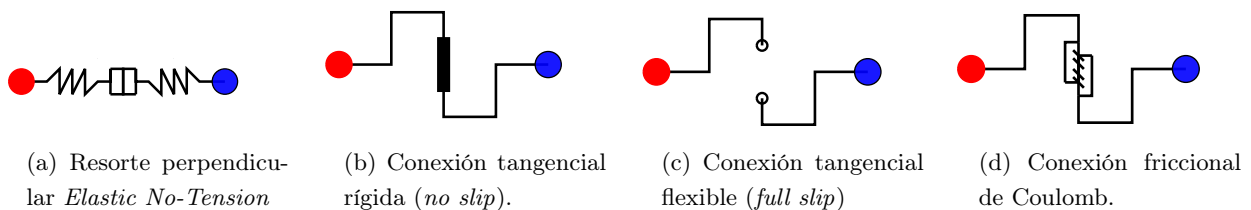


Figura 5.17: Elementos de interfaz suelo-revestimiento ocupados.

Se puede pensar que el modelo de fricción de Coulomb es más fiel a la realidad, sin embargo, la literatura da cuenta de que detrás del revestimiento se genera una capa de material sumamente alterado (zona de Trompeter), por lo que un análisis más detallado debería incluir un aumento de la rugosidad por este fenómeno (el cual claramente no es un fenómeno friccional), además de un modelo más flexible del suelo. Esto significa que la hipótesis de adherencia perfecta puede ser más realista de lo inicialmente sospechado.

### 5.3.7. Elementos auxiliares

Para imponer un ovalamiento sobre el sistema se hizo uso de elementos auxiliares que no forman parte del modelo conceptual pero que permiten que el análisis sea más sencillo. Se colocaron barras rígidas en los bordes laterales de la malla de suelo, conectadas entre ellas y al suelo adyacente mediante resortes rígidos horizontales (no verticales), permitiendo a las barras pivotar en torno a sus respectivos apoyos de manera sincronizada. Lo anterior tiene dos objetivos: i) permitir realizar un ovalamiento igual por ambos costados; e ii) imponer una restricción lateral al suelo como condición de borde, pues al conectarse ambas vigas, se impide el desplazamiento horizontal en ese borde. La Figura 5.18 muestra lo anterior.

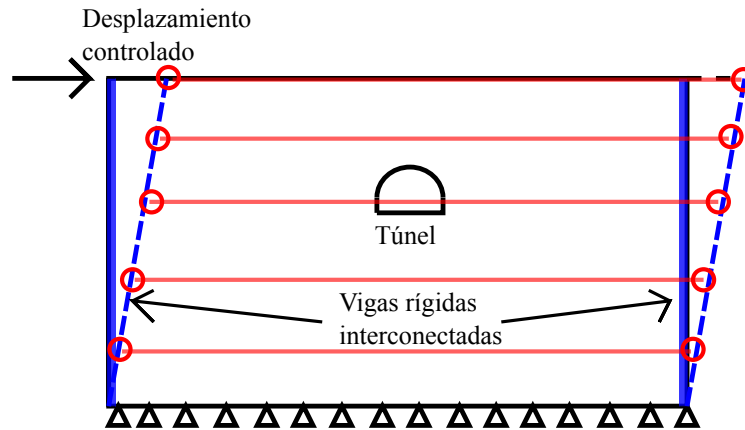
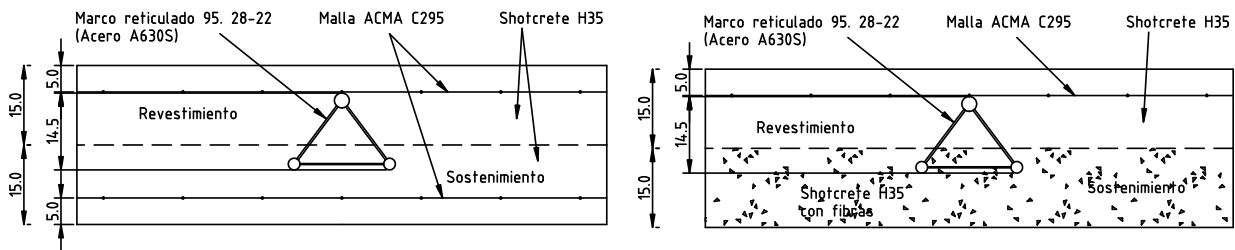


Figura 5.18: Diagrama de los elementos auxiliares (vigas rígidas)

### 5.3.8. Análisis de secciones a escala completa

La Figura 5.19 muestra la geometría de las secciones originales sin escalar. Los modelos y materiales descritos anteriormente serán usados en el modelo de elementos finitos del sistema suelo-revestimiento.



(a) Sección tradicional con doble refuerzo de malla electrosoldada (una en el revestimiento primario y otra en el secundario) y marco reticulado.

(b) Sección propuesta con malla electrosoldada en el revestimiento secundario, fibras de acero o polipropileno en el revestimiento primario, y marco reticulado.

Figura 5.19: Secciones del revestimiento de la Línea 6 del Metro. Dimensiones en cm.

Debido a que la sección se construye de manera secuencial (primero se pone el sostenimiento con el marco, y luego el revestimiento), el estado tensional de la sección debe estimarse considerando este aspecto, asumiendo que primero se carga el sostenimiento, luego se adhiere el revestimiento, y finalmente se carga la sección completa. Sin embargo, primero, se estima la capacidad por separado sin asumir construcción secuencial, y luego se realiza un pequeño ejercicio para simular la respuesta considerando la fase constructiva.

La Figura 5.20 muestra los diagramas  $\phi - M$  para los tres sostenimientos (malla electrosoldada, fibra de acero y fibra de polipropileno) por separado, y la Figura 5.21 los muestra para las secciones completas (sostenimiento y revestimiento combinados).

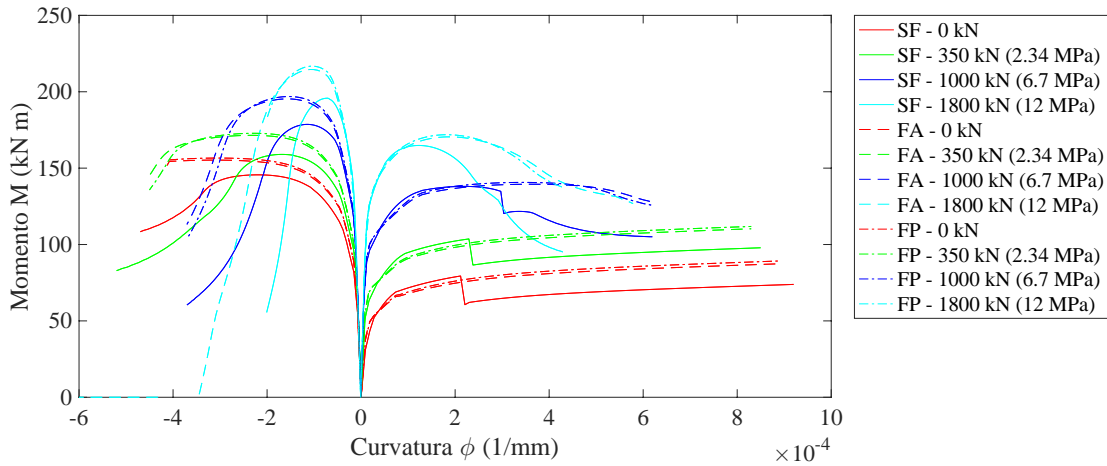


Figura 5.20: Diagramas  $\phi - M$  con cargas axiales bajas para diferentes sostenimientos.

Es claro que debido a la no simetría de la sección al ser incluido el marco reticulado, las capacidades son diferentes para curvaturas positivas (fibra hacia el terreno traccionada) que para curvaturas negativas (fibras hacia el terreno comprimida). Al compararse las fibras con la malla, se observa que en términos de capacidades son similares (la malla es algo mayor), sin embargo, la malla falla en rotura a 2% de deformaciones, mientras que las fibras continúan actuando en tracción. Para compresiones grandes, las fibras aportan algo de ductilidad adicional debido a que permiten deformaciones en compresión mayores.

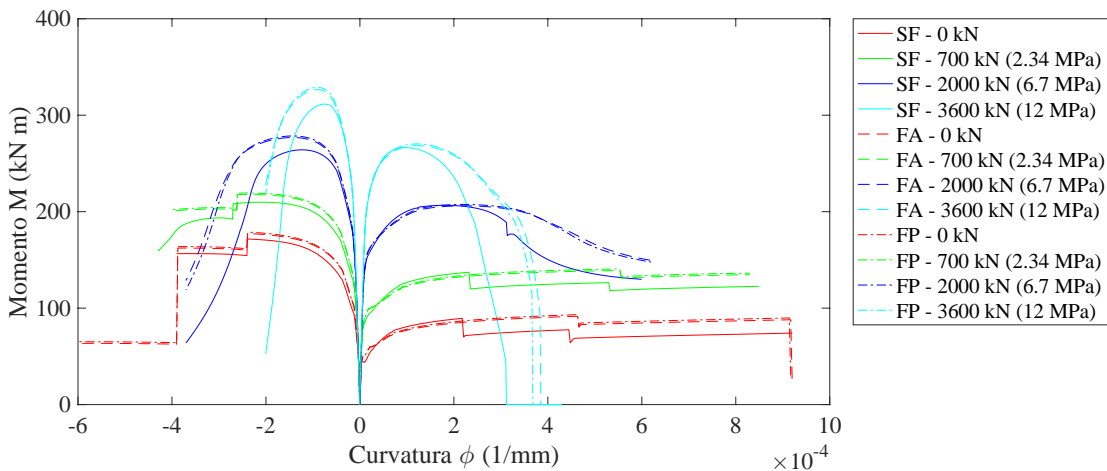


Figura 5.21: Diagramas  $\phi - M$  con cargas axiales bajas para los diferentes revestimientos completos.

Se puede apreciar que el aporte del revestimiento no es significativo para cargas axiales bajas, siendo de mayor importancia para las altas. Lo anterior se explica porque para cargas axiales bajas el revestimiento permite subir levemente la línea neutra y aumentar en algo el brazo de palanca del marco reticulado, aunque no mucho.

La Figura 5.22 muestra los diagramas de interacción M-N de los sostenimientos y de las secciones en conjunto, asumiendo que no hay desfase entre la construcción del sostenimiento y el revestimiento.



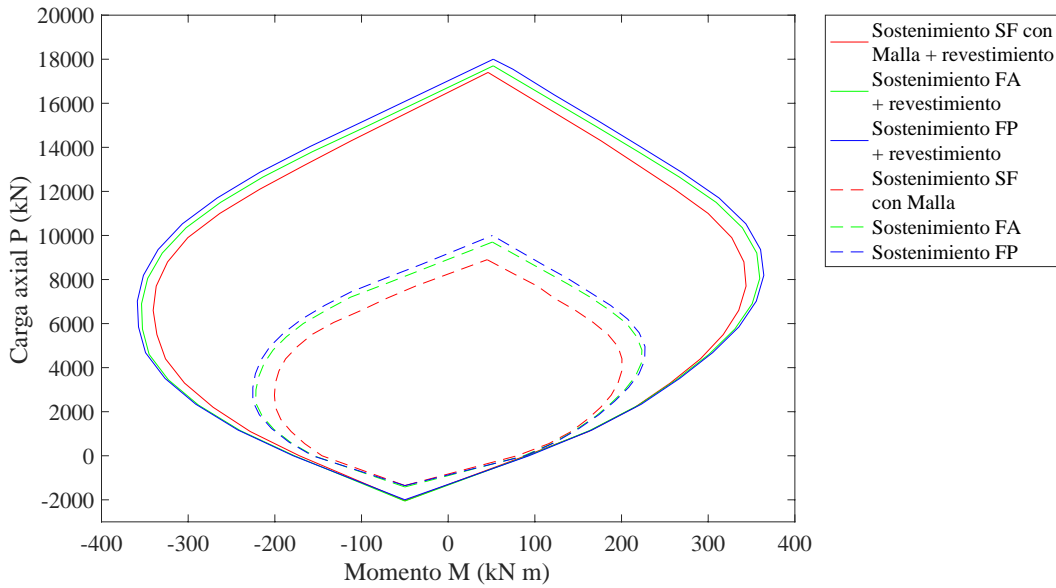


Figura 5.22: Diagramas de interacción sin minorar para los sostenimientos y secciones completas.

Para estimar de mejor manera la respuesta de la sección en conjunto considerando la secuencia constructiva, primero se han escogido pares  $(P, M)$  (dentro de la envolvente  $M - N$ ) y se han aplicado al sostenimiento, y luego, se ha conectado en paralelo el revestimiento, y se han calculado las respuestas para la sección completa (diagramas  $M-N$ ). Este procedimiento se escogió debido a que se asemeja más al procedimiento de carga del túnel, el que es sometido a fuerzas antes que a demandas de desplazamientos en la etapa estática del análisis. Los resultados se muestran gráficamente en la Figura 5.23 para el caso con malla sin fibras. Para los casos con fibras las figuras son de la misma índole.

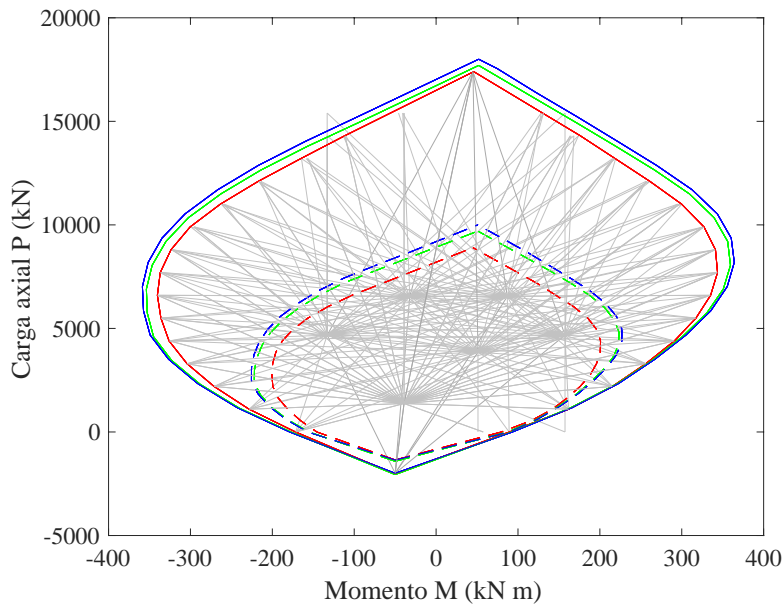


Figura 5.23: Análisis seccional con incorporando desfase de cargas sostenimiento-revestimiento. La Figura se ha construido dibujando las trayectorias desde puntos  $(M, P)$  de precarga sobre el sostenimiento hasta puntos del nuevo diagrama interacción de la sección completa.

El autor encontró que para la mayoría de los puntos iniciales dentro del diagrama M-N del sostenimiento, el diagrama M-N de la sección completa no varió con respecto al que no contempla desfase de cargas. Sólo se encontraron variaciones (principalmente problemas de convergencia) para puntos muy cercanos al diagrama M-N, cercanos al 80-90 % del diagrama del sostenimiento.

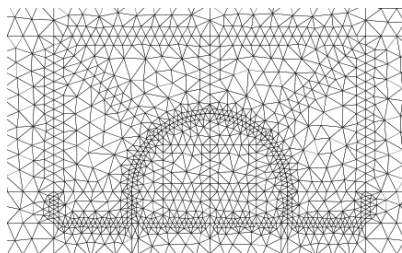
La conclusión de este pequeño análisis es que para demandas de fuerzas iniciales menores al 80 % de los diagramas M-N del sostenimiento (e incluso más), el sostenimiento y el revestimiento actúan como una sección conjunta para efectos de calcular el diagrama de interacción de la sección completa, independiente de que se haya cargado el sostenimiento primero.

La explicación de lo anterior es bastante simple; pensando analógicamente en resortes elastoplásticos (que representan las secciones), al cargar primero uno y luego conectar en paralelo el otro, las fuerzas deben sumarse, y la respuesta total final (a grandes desplazamientos) será muy parecida a la sin desfase de cargas, siempre que el resorte inicial no sea muy demandado al inicio (o siempre que la ley constitutiva no degrade rápido). Como la fase inicial consiste en un procedimiento incremental por fuerzas, el punto en el que se conecta el segundo resorte se encuentra siempre a deformaciones bajas, o dicho de otro modo, el gap es pequeño, y lo anterior se cumple.

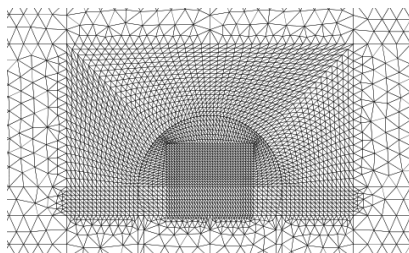
Se desprende de lo anterior que si se hubiera realizado otro tipo de análisis (por ejemplo, haber impuesto inicialmente una curvatura mayor a la correspondiente al peak en el sostenimiento mediante un procedimiento incremental por desplazamientos), los resultados serían posiblemente diferentes. Sin embargo, el procedimiento por fuerzas escogido es apropiado para esta fase de carga de la sección.

### 5.3.9. Malla de elementos

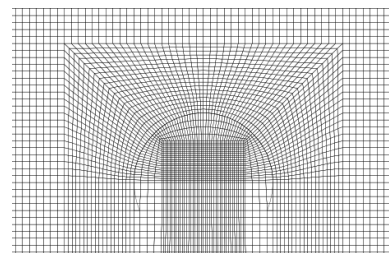
Se generaron diferentes mallados de la geometría, con el objetivo de estudiar y evaluar las diferentes configuraciones de elementos. Algunas mallas investigadas se muestran en la Figura 5.24.



(a) Mallado tipo no estructurado con triángulos de 3 nodos en todo el dominio. Tiene aproximadamente 16000 elementos y 33000 nodos.



(b) Mallado tipo estructurado con triángulos de 3 nodos en todo el dominio. Tiene aproximadamente 20000 elementos y 43000 nodos.



(c) Mallado tipo estructurado con cuadriláteros de 9 nodos en todo el dominio. Tiene aproximadamente 24000 elementos y 100000 nodos.

Figura 5.24: Comparación entre los diferentes tipos de mallados investigados inicialmente.

En términos de calidad (forma y orden de los elementos, cantidad de ellos, etc.), el mejor mallado es el 5.24c, pero éste tiene aproximadamente 4 veces más elementos que todo el resto, por lo tanto, el mallado escogido para realizar todos los análisis posteriores es el de la Figura 5.25. Este mallado implica un error relativamente bajo (menor a las mallas (a) y (b), pero mayor que la malla (c)), y una cantidad de nodos y elementos pequeña (menor que las mallas (a), (b) y (c)). El mallado y las dimensiones del dominio, junto con un acercamiento, se muestran en la Figura 5.25.

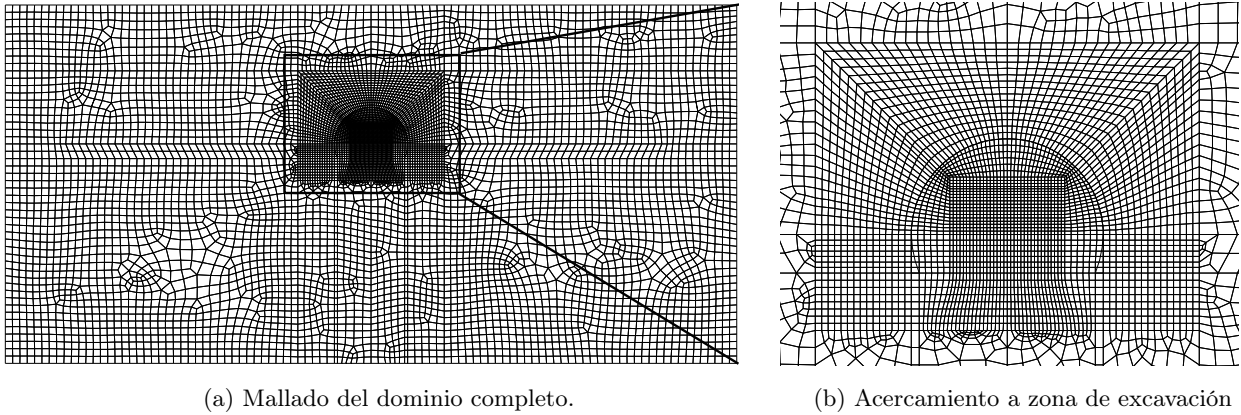


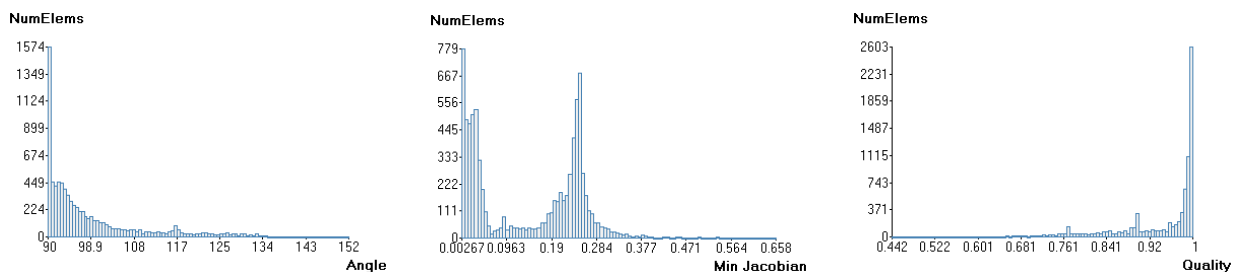
Figura 5.25: Mallado escogido para posteriores análisis. Malla de cuadriláteros híbrida consistente en cuadriláteros estructurados en torno a la excavación y cuadriláteros no estructurados en el resto del dominio. La malla tiene 7963 elementos y 32169 nodos.

Se usaron los siguientes criterios para escoger el mallado final:

- Para definir la geometría del dominio, se tomaron en cuenta recomendaciones de diversos autores [6, 11, 40, 42, 45] y se escogió un tamaño del dominio de  $10D$  (diámetros de túnel) en la dirección horizontal (de esta forma la distancia desde el túnel hasta el borde es de  $5D$ ) y una distancia de  $3D$  desde el túnel hacia el borde inferior del dominio. El borde superior está condicionado por la profundidad del túnel (14 m es una profundidad representativa). Análisis preliminares con distancias horizontales de  $2D$  mostraron que los efectos de borde para este problema (usando estos modelos constitutivos, estos elementos particulares, etc.) eran ya muy bajos.
- Se prefirieron elementos cuadriláteros (Quad y 9\_4\_QuadUP) por sobre triangulares (Tri31), para evitar la oblicuedad (skewness) que podría inducir una malla de triángulos, para obtener un mapeo tensional más creíble en zonas de gradientes tensionales importantes (los elementos triangulares de tres nodos poseen funciones de interpolación de menor orden, siendo de deformación constante dentro del elemento), y para mejorar la calidad general de la malla.
- Se prefirieron mallados estructurados por sobre no estructurados en las zonas cercanas a la excavación, para mejorar la velocidad de convergencia y la precisión en esta zona, que es la de mayor interés para estimar las sollicitaciones sobre los revestimientos.
- En zonas lejanas a la excavación el mapeo tensional no es de gran interés, por lo que se hace un mallado no estructurado para usar menos elementos y nodos y disminuir el tiempo de cálculo. Se asume que al posicionarse los bordes tan lejos, los efectos de borde (*boundary effects*) son despreciables aún con mallas no estructuradas como ésta.
- Se concentraron los elementos de tamaños menores en zonas de mayor interés ( en torno al túnel), y se dejaron los elementos de mayor tamaño en zonas de menor interés (suelo lejano a la excavación), en donde igualmente se encontraron errores numéricos bajos (como se verá más adelante).

### Calidad de la malla

La calidad geométrica de la malla medida bajo criterios estándar (tamaño máximo de elementos, forma de elementos, ángulos de aristas, etc.) resulta ser buena, como se muestra en la Figura 5.26. Adicionalmente, el orden de los elementos es alto (9 nodos, lo de mayor orden disponible en OpenSees en problemas planos), y las leyes constitutivas usadas son suficientemente sofisticadas (son lo mejor que ofrece OpenSees).



(a) Ángulos máximos en los vértices de los elementos. Elementos con ángulos mayores se consideran de menor calidad por la doctrina. (b) Jacobiano mínimo de los elementos. Jacobianos negativos pueden inducir problemas de cálculo en algunos procesos iterativos. (c) Índice de calidad calculado como  $q = \frac{2A_n}{l_1^2 + l_2^2}$ , con  $l_1, l_2$  las longitudes que llegan al nodo y  $A_n$  el área del paralelogramo formado por  $l_1 y l_2$ .

Figura 5.26: Histogramas con indicadores generales de la calidad geométrica del mallado usada. Diagramas obtenidos desde el programa de preprocesamiento comercial GiD<sup>®</sup>. Se puede apreciar que la mayoría de los elementos tiene ángulos cercanos a 90 (cuadriláteros perfectos) con jacobianos positivos y con índices de calidad cercanos a 1 (óptimo).

En problemas elementales de mecánica estructural resueltos mediante elementos finitos es común realizar ‘verificaciones’, que contemplan realizar un nuevo mallado más fino y verificar la convergencia de los resultados. Lo anterior no se realizó en este análisis, debido a (i) el modelo actual tiene más de 33000 nodos y 8000 elementos con leyes no lineales, lo que bordea el límite computacional de un computador personal corriente (como el usado), tanto en tiempo como en capacidad de memoria; (ii) la malla ya es buena en calidad y número de elementos según métrica estándar; (iii) el tiempo de preparación del modelo tanto en el programa de preprocesamiento (GiD) como el adecuamiento posterior hacia OpenSees es considerable, lo que hacen poco práctico preparar más de un modelo (de alta calidad); y (iv) debido a la incerteza de los parámetros de suelo, materiales, y modelos de contacto, se han realizado análisis de sensibilidad sobre los parámetros usados, lo que más adelante mostrará una variabilidad mucho mayor a la esperada por problemas de mallado.

### 5.3.10. Condiciones de borde

En vista de que el dominio es grande (4900 m<sup>2</sup>) y la abertura (excavación) pequeña, el autor usó condiciones de borde clásicas para modelar espacios semi-infinitos como suelos, las que son del tipo esenciales (Dirichlet) y consisten básicamente en:

1. Imponer desplazamientos nulos en el borde inferior, simulando una condición de apoyo fijo.
2. Imponer desplazamientos horizontales nulos en los bordes laterales, simulando una condición de borde ‘confinada’ o impedida de deformarse lateralmente. Lo anterior permite que las tensiones horizontales sean no nulas en la etapa de cargas de gravedad, las que se inducen por efecto Poisson.

En vista de que más adelante en el análisis se impondrá una deformación de corte en el modelo, se han conectado los grados de libertad del borde izquierdo con los del derecho, de tal forma que se desplacen de manera ligada. Lo anterior es una solución inteligente que permite imponer la condición de borde lateral y posteriormente la desangulación sin tener que liberar grados de libertad y restringirlos nuevamente.

Dado que este modelo es solamente estático (esencialmente un pushover), sólo se han modelado las propiedades estáticas y no las dinámicas, y consecuentemente, las condiciones de borde impuestas son sólo estáticas (desplazamientos nulos, cargas puntuales, etc.), no se ha modelado el amortiguamiento ni global (e.g., de Rayleigh) ni en los bordes (e.g., amortiguadores viscosos de Lysmer-Kuhlemeyer). Si se desea extender el modelo a uno dinámico (e.g., ‘tiempo-historia’), se debe contemplar este aspecto.

### 5.3.11. Cargas y secuencia de modelos

Sobre un túnel en suelo existen esencialmente dos cargas de interés en el diseño; (i) el empuje del suelo producto de la gravedad que actúa sobre este último; y (ii) el empuje del suelo producto de un sismo. Las sollicitaciones generadas producto de cargas que actúan sobre la superficie del suelo son típicamente despreciables para la mayoría de los casos.

Es importante destacar que en diseño se suelen separar los efectos del empuje de suelos de los de cargas muertas, para efectos de calcular sollicitaciones mayoradas. En este caso, sin embargo, aquello es imposible, puesto que el empuje producido por el suelo es producto del peso propio de éste.

La dificultad de la modelación de las cargas radica en que para modelar el sistema de manera realista, las cargas deben aplicarse en fases consistentes a la etapa de construcción del túnel. Lo anterior es un fenómeno inherentemente tridimensional, por lo que para modelos simples bidimensionales deben usarse ajustes en base a mayor información, o en base a experiencia.

La secuencia de carga modelada por el autor es la siguiente:

1. Aplicación de la gravedad sobre el suelo no afectado por la excavación. Estas cargas se modelan como fuerzas de cuerpo (*body forces*) sobre cada elemento de suelo sin excavar. Lo anterior genera el estado tensional de terreno original, incluyendo tensiones horizontales y también la posible plastificación del suelo. En el caso de gravas no existe plastificación en esta fase, como se verá más adelante.
2. Generación de la excavación (abertura) en el modelo de elementos finitos, sin la colocación de ningún revestimiento. En el modelo 2D realizado, esto se realiza flexibilizando el material interno de la excavación (técnica conocida como Método  $\alpha$  [42], donde los valores de  $\alpha$  serán tratados posteriormente). Lo anterior genera nuevos estados tensionales puesto que el peso del material debe redistribuirse en alguna medida hacia el terreno circundante.
3. Colocación del sostenimiento (revestimiento primario) en el modelo de elementos finitos y nueva flexibilización del material interno, la que viene a simular el avance de la excavación. De esta forma, sólo este nuevo desequilibrio se traduce en esfuerzos sobre el revestimiento, y no todo el peso asociado al suelo.
4. Colocación del revestimiento secundario en el modelo de elementos finitos, y una nueva y final flexibilización del material interno, la que viene a simular la posible relajación en el tiempo del material circundante<sup>‡</sup>. De esta forma, este nuevo desequilibrio se reparte entre dos los revestimientos y el suelo, implicando que el revestimiento secundario toma muy poca carga estática realmente.
5. Aplicación del modelo sísmico, el que en este caso es una carga lateral para desangular el suelo como condición de borde. En el modelo se ha hecho imponiendo un giro rígido en las vigas laterales (imponiendo una nueva condición de borde esencial o de Dirichlet), las que desangularán el suelo mediante control por desplazamientos.

Los pasos 2 y 3 típicamente pueden sofisticarse aún más; por ejemplo, para túneles grandes en la práctica es común cavar una sección de túnel por partes, partiendo desde arriba y terminando abajo. En el caso de un túnel interestación de la Línea 6, sin embargo, la excavación se realiza en un solo paso.

---

<sup>‡</sup>El revestimiento secundario se coloca una vez que se ha avanzado 50 m en la excavación,  $\approx 3$  semanas después.

## 5.4. Resultados

### 5.4.1. Aplicación de las cargas de gravedad sobre el suelo no excavado.

Los resultados entregados por el modelo de elementos finitos de la fase 1 (aplicación de la gravedad sobre el suelo no excavado) se muestran en la Figura 5.27.

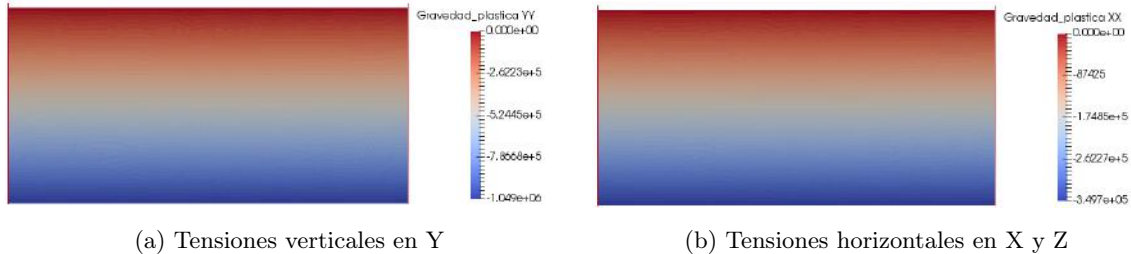


Figura 5.27: Tensiones iniciales en el suelo sin excavar, en Pa

- Lo anterior muestra que las tensiones verticales siguen la ley hidrostática ( $\sigma_v = \gamma h$ ), lo esperable.
- Las tensiones horizontales son iguales en X y en Z, e implican un  $K_0 \approx 0,3$ , valor cercano al entregado por la fórmula de Jaky  $K_0 = (1 - \sin \phi)$  (suelos normalmente consolidados). En la práctica existe debate en torno al valor de  $K_0$ , ocupándose un amplio rango de valores (0.4 a 0.8), las que asumen un suelo algo preconsolidado, sin embargo, OpenSees no permite modelar este aspecto fácilmente, y por lo demás no tiene gran influencia sobre el sostenimiento.
- Las tensiones de corte (no mostradas) debiesen ser nulas, sin embargo el análisis entrega tensiones del orden de 1 kPa en algunos elementos inclinados lejanos al revestimiento (de menor calidad bajo métrica típica), 3 órdenes de magnitud menores a las tensiones en Y, lo que implica un error bajo.
- Teóricamente los desplazamientos nodales horizontales (no se muestran) debiesen ser nulos, sin embargo, el análisis entrega desplazamientos del orden de  $10^{-2}$  mm, lo que nuevamente implica un error bajo.
- Los resultados anteriores se obtuvieron usando la ley constitutiva no lineal del suelo establecida anteriormente (hiperbólica), sin embargo, el autor no encontró diferencias numéricas apreciables con respecto al uso de una ley constitutiva lineal, al menos en esta fase del análisis. Lo anterior se explica por que la grava de Santiago es bastante rígida.

Este primer paso de análisis, aunque no concierne demasiado al revestimiento, permite establecer las tensiones in situ en el material y visualizar posibles inconsistencias numéricas (las que se corrigieron). Se puede concluir que el error numérico, siendo no posible reducirlo desde este punto. Se ha puesto a disposición en el repositorio de GitHub los datos en formato .vtk para ser analizados con más detalle por el lector.

### 5.4.2. Excavación del material interior (Método Alpha)

Los resultados entregados por el modelo de elementos finitos de la fase 2 (flexibilización inicial del material interior sin colocación del sostenimiento) se muestran en la Figura 5.28. Típicamente los valores de  $\alpha$  se encuentran en torno a 0.3 - 0.5 [42] para tunelería de frente abierto sin TBM, significando que un 50 % de las cargas se las lleva inmediatamente el propio suelo por efecto arco, y el 50 % restante se reparte entre el suelo y la estructura. Como en este caso existen dos estructuras (sostenimiento y revestimiento secundario) colocadas con desfase, y se ocupará un  $\alpha_1 = 0,5$  para la colocación del sostenimiento, y un  $\alpha_2 = 0,1$  para la colocación del revestimiento secundario. Esto implica que el revestimiento secundario solo comienza a actuar cuando el material interno está flexibilizado un 90 %, lo que implica solicitaciones (estáticas) bajas.

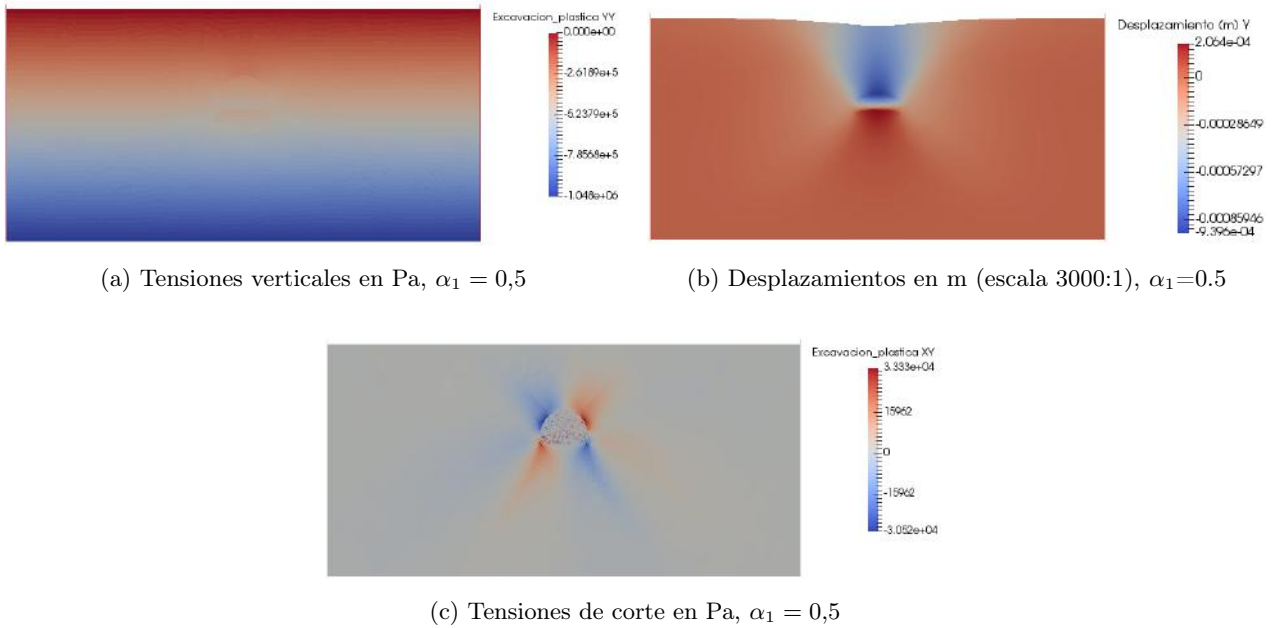


Figura 5.28: Tensiones y desplazamientos en el suelo en la fase de excavación ( $\alpha = 0,5$ )

Las líneas de flujo de las partículas de suelo se muestran en la Figura 5.29. Se observa que el suelo superior se desplaza hacia la bóveda, mientras que el suelo inferior busca evitar los hastiales y subir por la zona recta de la abertura (piso).

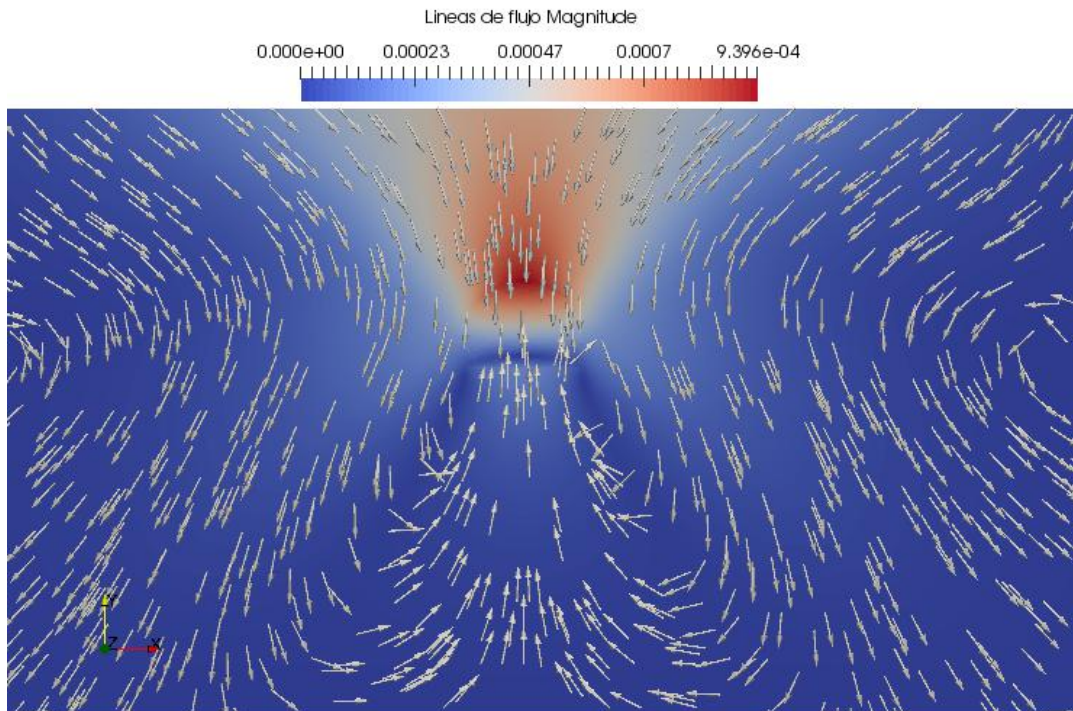


Figura 5.29: Líneas de flujo de partículas,  $\alpha_1 = 0.5$

Sobre el valor escogido de  $\alpha$ , típicamente los valores  $\alpha$  se calibran mediante mediciones, por ejemplo, del desplazamiento máximo vertical. En la Tabla 5.5 se simulan los desplazamientos según el  $\alpha$  escogido, de donde se observa que  $\alpha$  bajos ( $\alpha < 0.5$ ) coinciden mejor con los pocos datos experimentales que se tienen.

$\alpha$	Desplazamiento máximo vertical (mm)
1	0
0.8	0.6
0.5	1
0.2	1.8
0.1	2.3
0.04	3.2
0.02	4.7
0.01	8

Tabla 5.5: Desplazamientos verticales máximos como función de  $\alpha$

Es claro de la Figura 5.28a que no existe un gran cambio de deformaciones en el suelo, explicable por la alta rigidez del material, que por efecto arco toma el desequilibrio inducido por la excavación.

### 5.4.3. Colocación del sostenimiento y revestimiento

Los resultados entregados por el modelo de la siguiente fase (colocación del sostenimiento, y una nueva flexibilización del material) se muestran en las Figuras 5.30 y 5.31, y para  $\alpha_1 = 0,5$ . Se ha simulado la inclusión del revestimiento secundario con un desfase tal que  $\alpha = 0,1$  cuando éste se incluye. En la Figura 5.32 se muestran los diagramas de interacción junto con las solicitaciones estáticas.

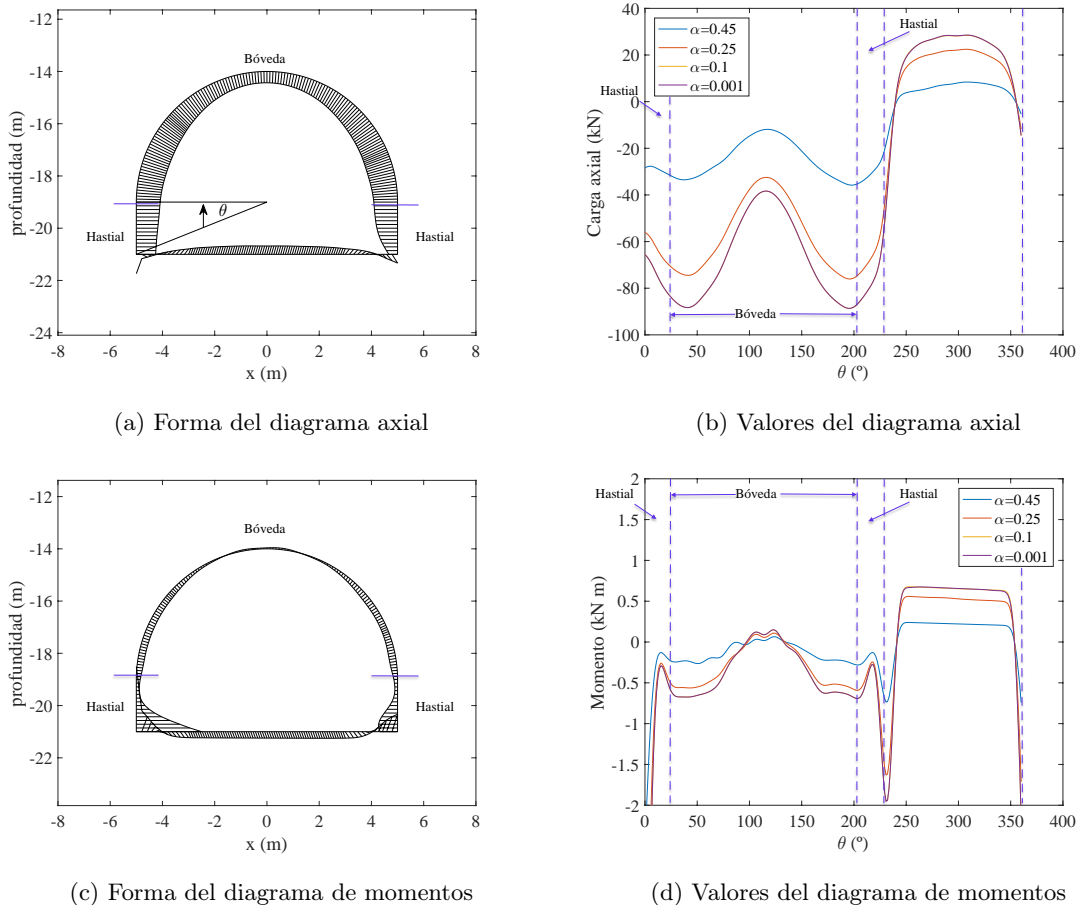
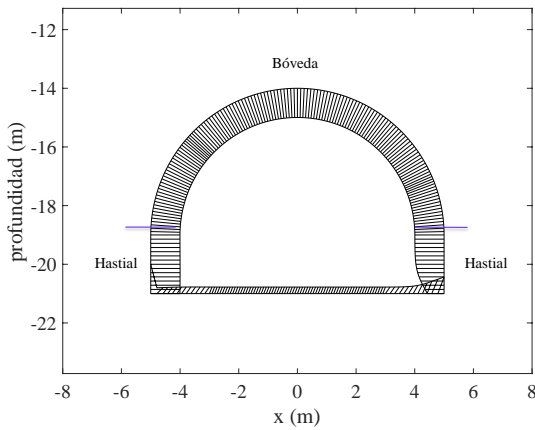
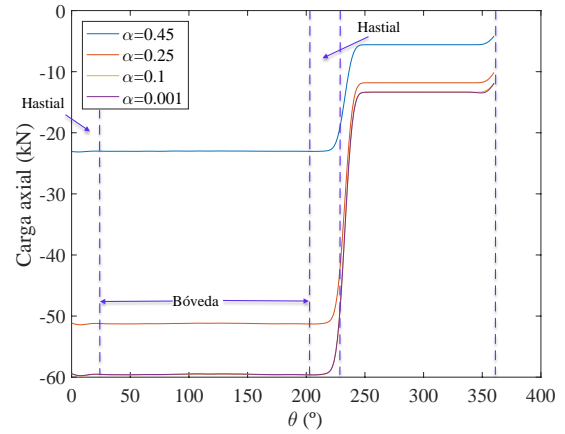


Figura 5.30: Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase estática, hipótesis No-slip.  $\theta$  corresponde al ángulo formado entre el punto que se grafica y la esquina izquierda, con respecto al centro del túnel (2 m sobre el piso). De esta forma,  $0^\circ$  y  $360^\circ$  corresponden al mismo punto (esquina izquierda).

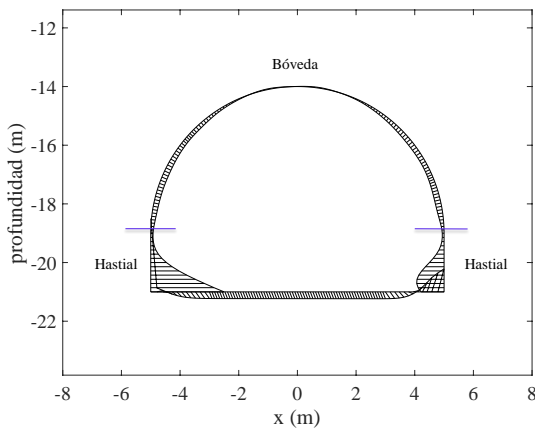




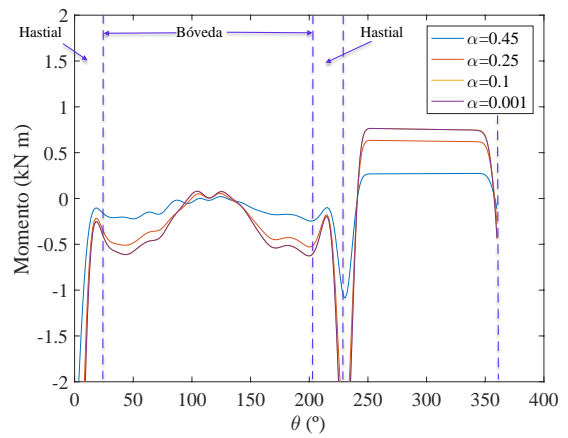
(a) Forma del diagrama axial



(b) Valores del diagrama axial

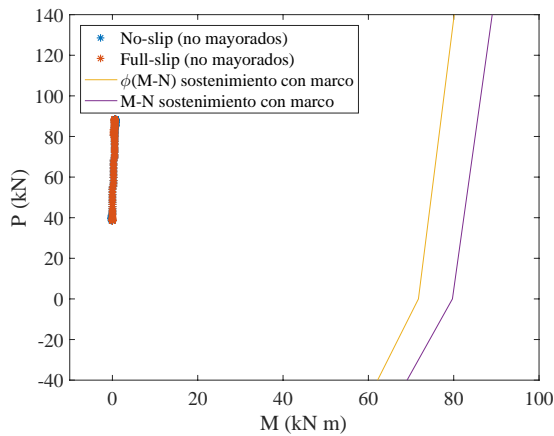


(c) Forma del diagrama de momentos

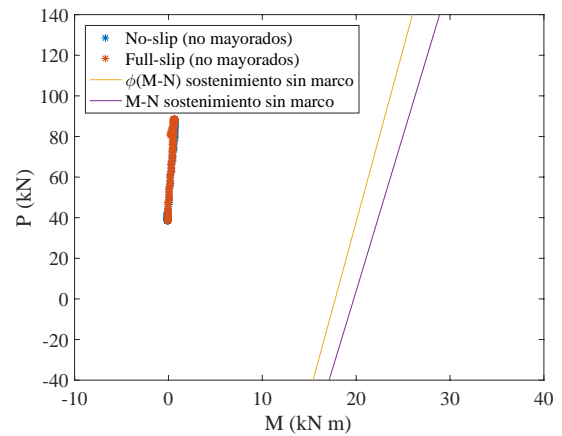


(d) Valores del diagrama de momentos

Figura 5.31: Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase estática, hipótesis Full-slip.



(a) Interacción M-N, cargas estáticas, marco considerado.



(b) Interacción M-N, cargas estáticas, sin marco.

Figura 5.32: Interacción M-N para cargas estáticas. No se incluye la zona de hastiales ni contrabóveda, dado que la capacidad en esas zonas no es la misma.

Inspeccionando las Figuras, es posible notar que los momentos son, en general, bajos en la zona de la bóveda (0.6 kN m), independiente de la hipótesis de adherencia. Por otro lado, las cargas axiales se sitúan entre 40 y 90 kN, con un promedio en torno a los 60 kN.

Como se observa, en esta fase la hipótesis de adherencia juega un papel relevante y las diferencias son apreciables en forma y valores. El hecho de asumir adherencia perfecta permite que el revestimiento no deslice con respecto al suelo, lo que impide un reacomodo e induce esfuerzos axiales diferentes al caso de desadherencia perfecta. En términos de momentos, la distribución es prácticamente idéntica en ambos casos, y muy baja para la bóveda (no así para los hastiales). Una tercera hipótesis de adherencia fue investigada (contacto de Coulomb), sin embargo, no fue posible converger el modelo. En cualquier caso, el autor ha estimado que el comportamiento se encuentra muy cercano al caso No-slip, por existir gran adherencia suelo-hormigón (estimada mediante fórmulas típicas, e.g.,  $2/3 \tan \phi$ ).

Otro aspecto relevante es que los esfuerzos inducidos desde el paso  $\alpha = 0,1$  al paso  $\alpha = 0,001$  son prácticamente nulos (las líneas se superponen), y en consecuencia el revestimiento no toma casi nada de carga. Aunque es posible ajustar  $\alpha$  para que el revestimiento tome carga, el autor piensa que el resultado anterior refleja bastante bien la realidad, en la cual el revestimiento se coloca cuando el avance lleva 50 m (aproximadamente 3 semanas con rendimientos de 3 m por día, en consecuencia, existe una distribución de esfuerzos hacia el revestimiento por concepto de relajación en el tiempo del material, que es despreciable).

Otra observación clara es la concentración de momentos en la zona de los hastiales. Lo anterior es consistente con la experiencia en túneles rectangulares, donde las zonas de esquinas son las que concentran el daño en terremotos, y por ende deben ser diseñadas y detalladas considerando esto. Como se ha señalado anteriormente, esa zona no funciona como viga-columna por lo que la estimación de su capacidad debe realizarse con más detalle con modelos más completos. Por esta razón, cualquier resultado de este estudio en esa zona debe tomarse con precaución.

Finalmente, se observa que las solicitaciones estáticas en la bóveda se encuentran bastante lejos de los límites que el diseño basado en e.g., ACI 318, permitiría.

#### 5.4.4. Análisis sísmico de ovalamiento

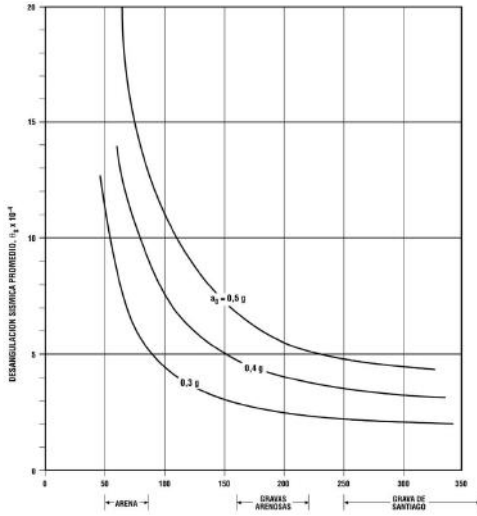
##### Estimación de la deformación de corte máxima

Anteriormente, en la práctica, se ha usado como desangulación  $\gamma$  el valor de 0.035% para gravas. Estos valores provienen del Volumen 3 del Manual de Carreteras, el cual se sustenta en la propuesta de Kuesel [31], la que fue utilizada para el diseño sísmico del Metro de San Francisco [54]. Esta propuesta asume, como lo hace también la mayoría de las filosofías de diseño de túneles, que la solicitación que controla el diseño son las desangulaciones producto de las ondas de corte verticales. Como ejercicio independiente, el autor ha estimado los valores usando otras hipótesis además de las del Manual. En particular, se ha utilizado OpenSees para realizar un análisis de respuesta de sitio. Se ha modelado una columna de suelo con elementos cuadrilaterales de 4 nodos con la ley constitutiva ocupada para el modelo de elementos finitos (PDMY02), escogiéndose las mismas propiedades de materiales ocupadas anteriormente (que dependen de la profundidad), y el perfil de velocidades de ondas de corte consistente con éstas (Figura 5.34c). Adicionalmente, el amortiguamiento se modeló con (i) amortiguamiento de Rayleigh en los elementos <sup>§</sup> y (ii) un amortiguador de Lysmer-Kuhlemeyer en la base de la columna, el cual permite representar la amortiguación de un dominio infinito mediante un elemento explícito colocado en el borde del dominio finito usado. Se realiza un análisis dinámico en el tiempo con registros de velocidades obtenidos de <http://terremotos.ing.uchile.cl/> con algunos terremotos de

---

<sup>§</sup>Si bien se ocupó un modelo de material no lineal, lo que implica inherentemente una histéresis, se ocupó amortiguamiento de Rayleigh para simular el amortiguamiento a deformaciones pequeñas.

Santiago. Este análisis sigue muy de cerca lo expuesto en [36]. Del análisis se obtiene que para profundidades de 20 metros, las deformaciones de corte  $\gamma$  no superan los 0.03 %, incluso considerando registros en suelos poco representativos de la estratigrafía de Santiago (e.g. Maipú).



(a) Desamplificación como función del parámetro  $K_{2,max}$ .

TABLA 3.1003.501(2).A  
COEFICIENTE DE CORTE MAXIMO PARA PEQUEÑAS DEFORMACIONES,  $K_{2,max}$

Tipo de suelo	Rango $K_{2,max}$
Arenas	50 – 85
Gravas arenosas	160 – 220
Suelos finos y suelos con cementación	25 $q_u$ <sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Relación aproximada en la que  $q_u$  es la resistencia a la compresión no confinada en (kgf/cm<sup>2</sup>).

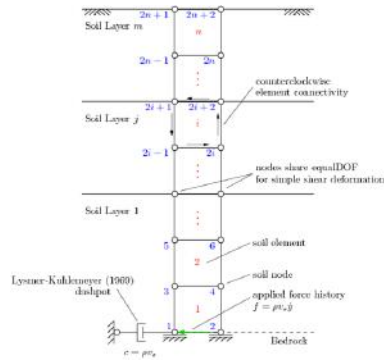
(b) Parámetro  $K_{2,max}$  según suelo.

TABLA 3.1003.501(3).A  
DESAMPLIFICACION SISMICA DE DISEÑO

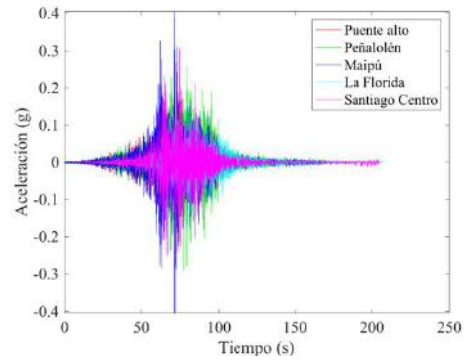
Tipo de suelo	Desamplificación de diseño, $\theta_s$		
	$a_g = 0,3 \text{ g}$	$a_g = 0,4 \text{ g}$	$a_g = 0,5 \text{ g}$
Arenas	$7,5 \times 10^{-4}$	$13 \times 10^{-4}$	$20 \times 10^{-4}$
Gravas arenosas	$2,5 \times 10^{-3}$	$4 \times 10^{-3}$	$5,5 \times 10^{-3}$
Suelos finos y suelos con cementación			
$q_u$ (kgf/cm <sup>2</sup> )			
0,25	$18 \times 10^{-2}$	$30 \times 10^{-2}$	$44 \times 10^{-2}$
1,00	$5,0 \times 10^{-3}$	$21 \times 10^{-3}$	$45 \times 10^{-3}$
2,00	$11,0 \times 10^{-4}$	$22 \times 10^{-4}$	$35 \times 10^{-4}$
4,00	$4,0 \times 10^{-4}$	$6 \times 10^{-4}$	$8,5 \times 10^{-4}$
8,00	$2,5 \times 10^{-4}$	$4 \times 10^{-4}$	$5,5 \times 10^{-4}$

(c) Desamplificación según suelo y aceleración.

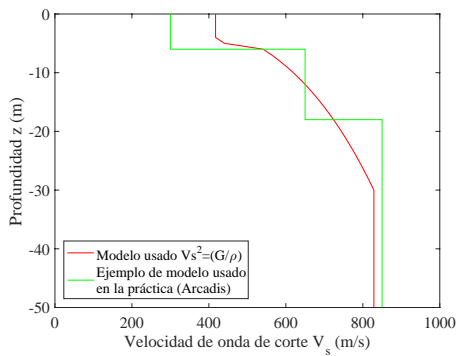
Figura 5.33: Análisis por desamplificación según el Manual de carreteras Vol. 3.



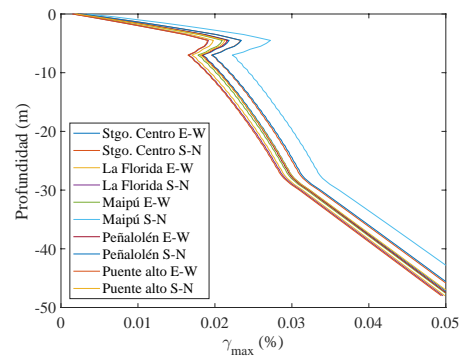
(a) Esquema del análisis



(b) Registros usados (en suelo)



(c) Perfil de velocidades  $V_s$ .



(d)  $\gamma_{max}$  vs. profundidad

Figura 5.34: Análisis de sitio en OpenSees. De [36].

El ejercicio anterior permite ver que las deformaciones máximas de corte en campo libre para las gravas de Santiago han sido del orden de 0.025 %, y que el Manual de Carreteras provee una estimación conservadora aunque cercana. De todas formas, como medio para evaluar la sensibilidad de las solicitaciones sobre el revestimiento como función de la desangulación, los análisis posteriores usarán hasta 0.05 %.

### Interacción cinemática suelo-revestimiento

Es importante reconocer que el modelo será deformado en el costado y debido a que la formulación de los elementos del suelo no implica necesariamente un comportamiento de corte perfecto, la desangulación del suelo en el centro (en la coordenada del túnel) no necesariamente es la misma que en el costado. Además, debido a la interacción cinemática entre el túnel y el revestimiento, la desangulación dentro del túnel tampoco es la misma que la desangulación del suelo en la misma coordenada. En consecuencia, existen tres desangulaciones en el modelo: (i)  $\gamma_l$ , la del suelo en el costado; (ii)  $\gamma_c$ , la del suelo en el centro; y (iii)  $\gamma_r$ , la del revestimiento. Las relaciones obtenidas en el pushover entre estas desangulaciones se muestran en la Figura 5.35. El cálculo se ha hecho de acuerdo a la Figura 5.36a. En la Figura 5.36b se muestra un mapa de calor con la cinemática real del sistema completo.

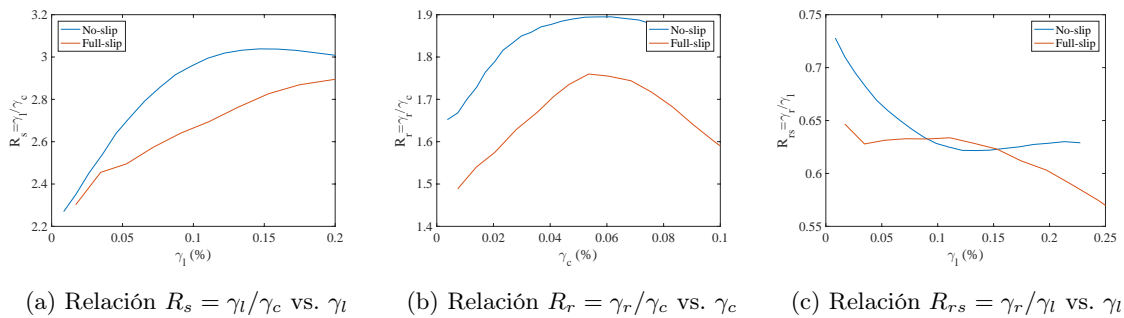


Figura 5.35: Factores de interacción R como función de las desangulaciones

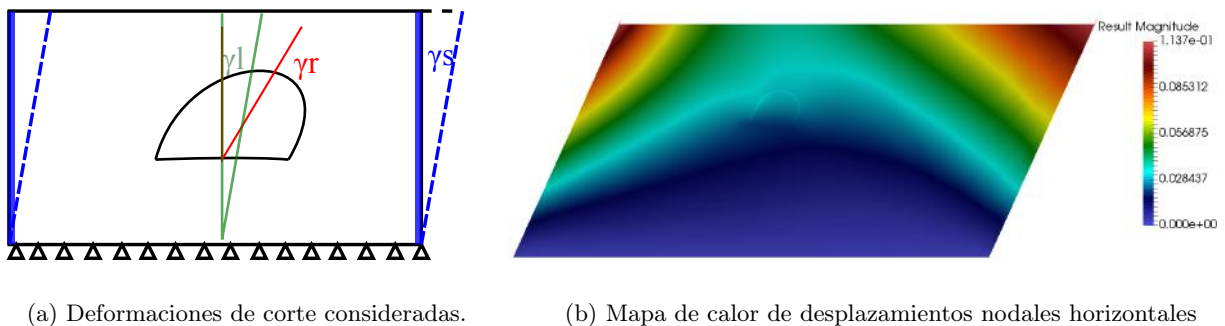


Figura 5.36: Factores de interacción R como función de las desangulaciones

Esto entrega resultados algo diferentes a los obtenidos mediante procedimientos analíticos cerrados [44] para considerar la interacción suelo-estructura cinemática, donde se obtienen típicamente factores de interacción R en torno a 2.4, cuando el factor implícito que resulta del modelo de elementos finitos varía entre 1.5 y 1.65 para deformaciones de suelo bajas, y entre 1.7 y 1.9 para deformaciones de suelo altas (Figura 5.35b).

El autor ha considerado como representativa la desangulación del suelo central, debido a que la diferencia entre ésta y la lateral se explica por cómo se ha aplicado la desangulación (con una carga lateral, que genera una desangulación local mayor). Por lo tanto, el factor de interacción para un  $\gamma_c = 0,035$  % es de 1.86, lo que implica que la desangulación en el revestimiento sería de 0,065 % (y de casi 0.09 % si se ocupa  $R = 2,5$ ).

## Resultados sobre los revestimientos producto del ovalamiento

En la Figura 5.37 se muestra cómo se deforma el suelo y el sostenimiento ante una desangulación.



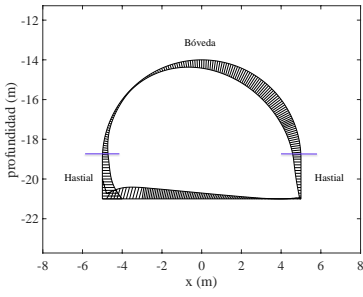
Figura 5.37: Formas de deformada del suelo y la estructura

Se observa que la deformada del suelo no es corte puro sino que también pareciera presentar un levantamiento relativo entre los puntos extremos. El autor ha probado imponiendo otros modelos cinemáticos sin éxito. En todo caso, se observa que no hay hundimiento relativo en el centro del modelo (posición del túnel), y además las deformadas del túnel no se ven afectadas por este fenómeno de borde, por lo que se considera este modelo cinemático válido como representativo para un ovalamiento.

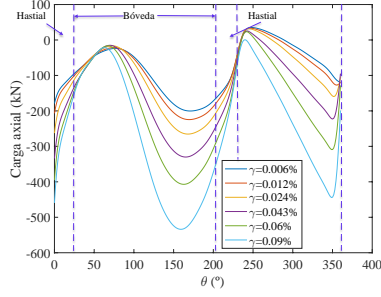
En las Figuras 5.38 y 5.39 se muestran los esfuerzos obtenidos en el sostenimiento y revestimiento para diferentes ovalamientos para el caso No-slip. Ambos permanecen en el rango lineal y por lo tanto las curvaturas se obtienen linealmente de las relaciones  $\phi - M$ . En las Figuras 5.40 y 5.41 se muestran los esfuerzos obtenidos en el sostenimiento y revestimiento para diferentes ovalamientos para el caso Full-slip. Nuevamente, ambos permanecen en el rango lineal y por lo tanto las curvaturas se obtienen linealmente de las relaciones  $\phi - M$ . Las Figuras 5.41 y 5.42 muestran la suma de esfuerzos entre revestimiento y sostenimiento. La Figura 5.44 muestra el diagrama M-N. Finalmente, la Figura 5.45 muestra las demandas de curvatura para la bóveda, en el sostenimiento y revestimiento.

De los gráficos se desprenden las siguientes observaciones:

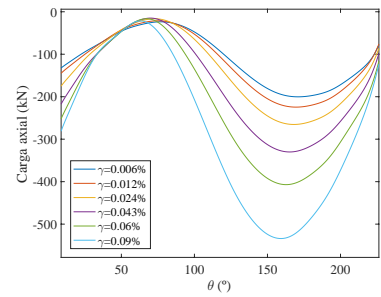
- Tanto para el caso No-slip como el Full-slip, existe una concentración de momentos (y curvaturas) en el hastial de la esquina inferior. Lo anterior es consistente con la experiencia en túneles rectangulares, donde típicamente las esquinas se diseñan pensando en su rotulamiento, mientras que el resto de la estructura permanece lineal.
- Las demandas sobre el sostenimiento y el revestimiento son prácticamente las mismas (diferencias no apreciables gráficamente). Lo anterior reafirma que las secciones actúan en conjunto a su capacidad completa cada una, y que el hecho de precargar una primero (el sostenimiento), no tiene efecto final sobre las capacidades debido a que la precarga es baja y el sostenimiento es dúctil.
- Existe una diferencia apreciable entre los resultados según las hipótesis de adherencia que se ocupen. Para el caso No-slip, las cargas axiales presentan una distribución curva con la presencia de tracciones en la zona lateral superior, mientras que para el caso Full-slip, las cargas son casi constantes en la bóveda, variando muy poco. En relación a los momentos, las distribuciones son similares en forma, sin embargo en cuanto a valores la hipótesis Full-slip alcanza más del doble de momentos que la hipótesis No-slip. Es probable, sin embargo, que la hipótesis No-slip sea mucho más realista.
- En términos de la capacidad del diseño, los factores de seguridad implícitos asociados a cargas son altos cuando se considera al marco como estructural, y no tanto cuando no se considera el marco.
- Se observa que las demandas de curvatura son prácticamente las mismas para sostenimiento y revestimiento (reafirmando que las cargas estáticas solicitan muy poco al sostenimiento), y que están muy lejos de la fluencia seccional.



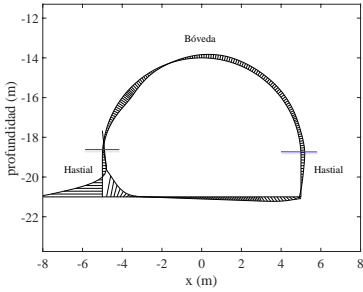
(a) Forma del diagrama axial



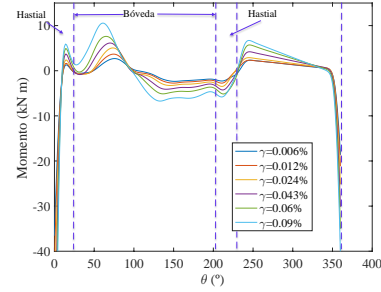
(b) Valores del diagrama axial



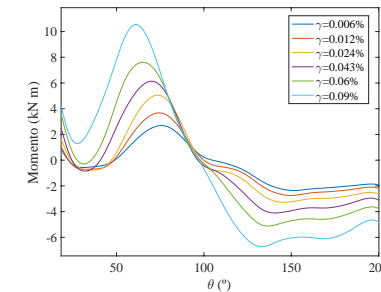
(c) Valores en la bóveda



(d) Forma del diagrama de momentos

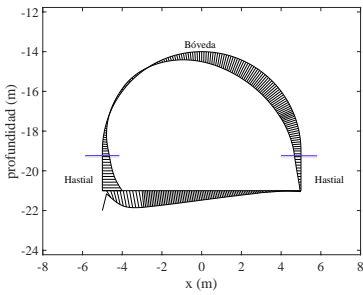


(e) Valores del diagrama de momentos

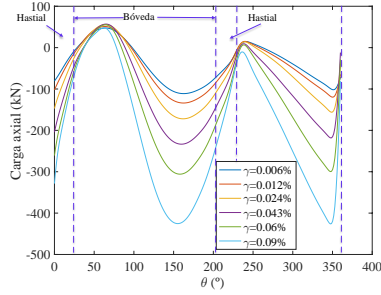


(f) Valores en la bóveda

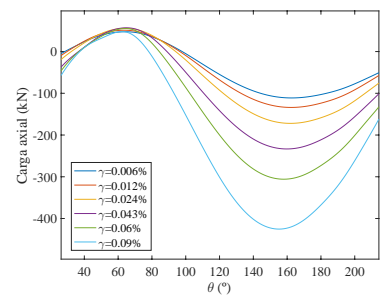
Figura 5.38: Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase sísmica, hipótesis No-slip.



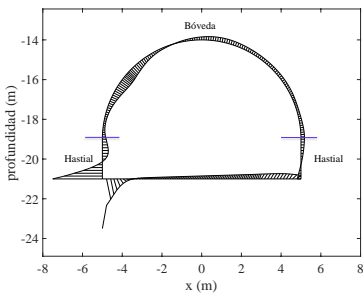
(a) Forma del diagrama axial



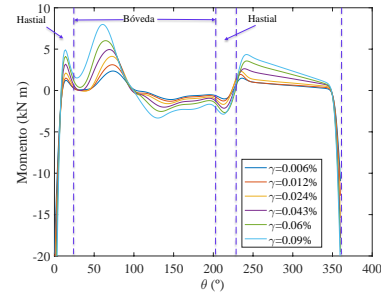
(b) Valores del diagrama axial



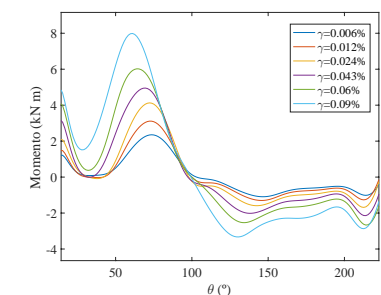
(c) Valores en la bóveda



(d) Forma del diagrama de momentos

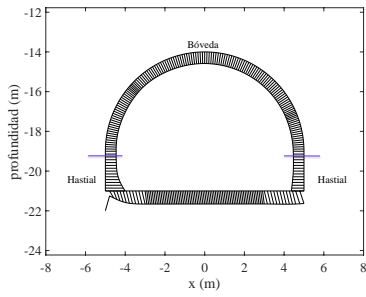


(e) Valores del diagrama de momentos

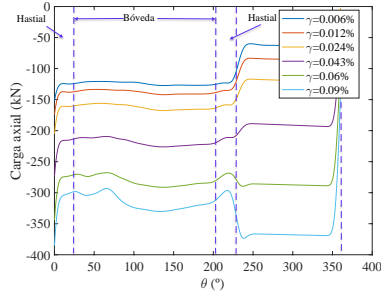


(f) Valores en la bóveda

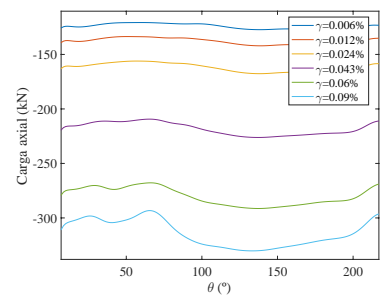
Figura 5.39: Esfuerzos sobre el revestimiento en la fase sísmica, hipótesis No-slip.



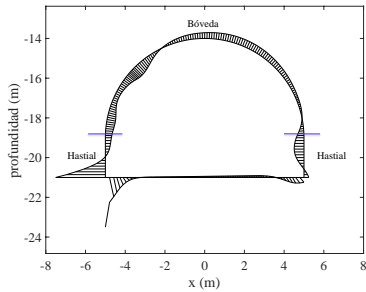
(a) Forma del diagrama axial



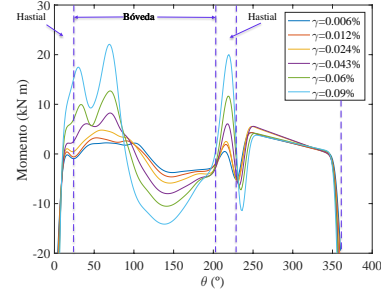
(b) Valores del diagrama axial



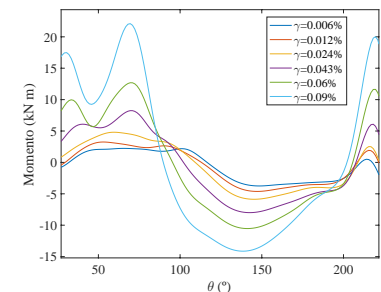
(c) Valores en la bóveda



(d) Forma del diagrama de momentos

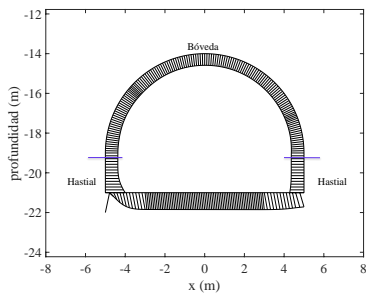


(e) Valores del diagrama de momentos

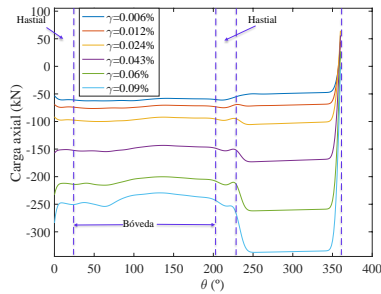


(f) Valores en la bóveda

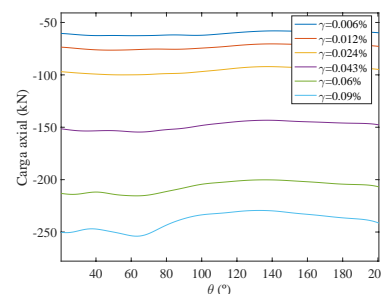
Figura 5.40: Esfuerzos sobre el sostenimiento en la fase sísmica, hipótesis Full-slip.



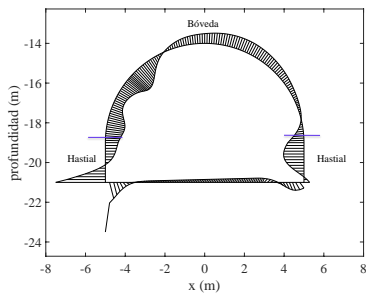
(a) Forma del diagrama axial



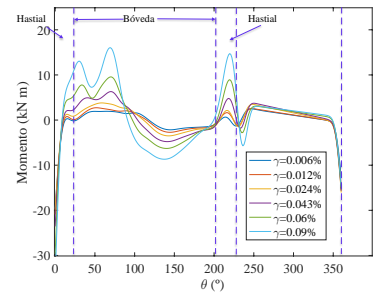
(b) Valores del diagrama axial



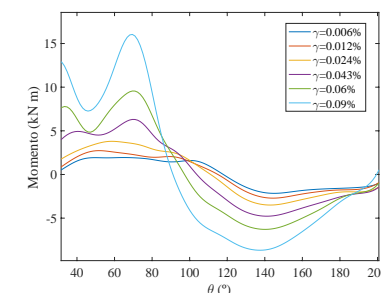
(c) Valores en la bóveda



(d) Forma del diagrama de momentos

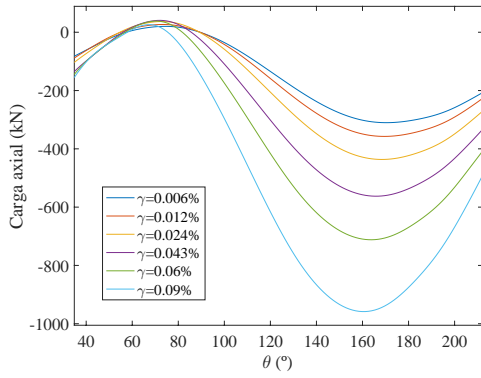


(e) Valores del diagrama de momentos

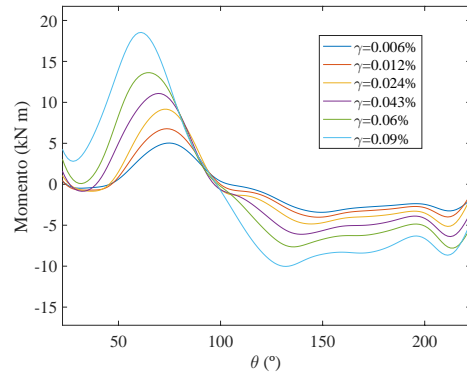


(f) Valores en la bóveda

Figura 5.41: Esfuerzos sobre el revestimiento en la fase sísmica, hipótesis Full-slip.

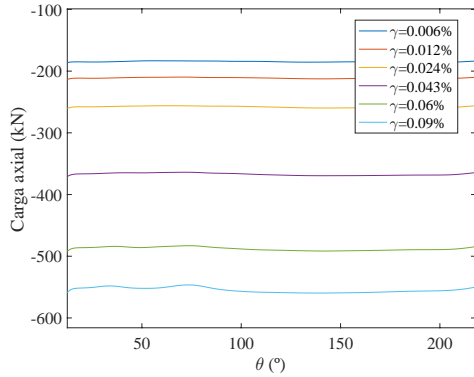


(a) Carga axial en la bóveda.

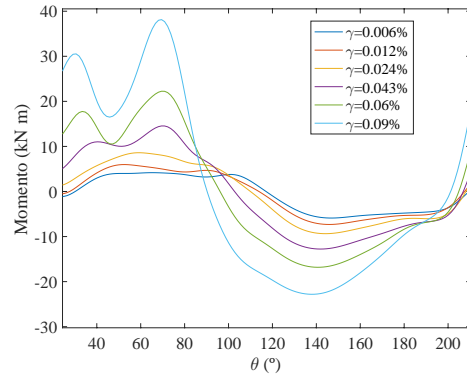


(b) Momento total en la bóveda

Figura 5.42: Esfuerzos totales, hipótesis No-slip

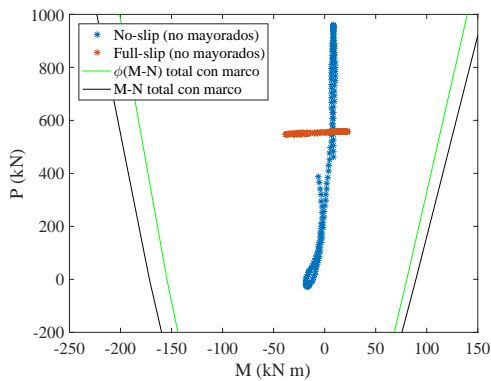


(a) Carga axial en la bóveda.

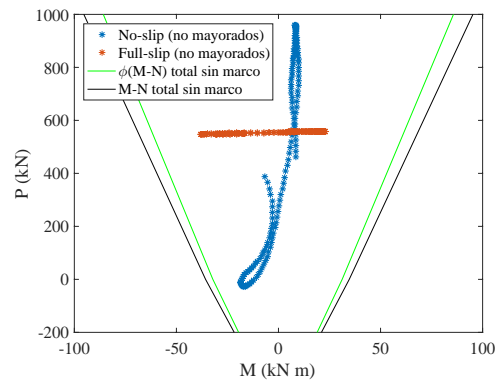


(b) Momento total en la bóveda

Figura 5.43: Esfuerzos totales, hipótesis Full-slip



(a) Interacción M-N, cargas sísmicas, marco considerado.



(b) Interacción M-N, cargas sísmicas, sin marco.

Figura 5.44: Interacción M-N para cargas sísmicas. No se incluye la zona de hastiales ni contrabóveda, dado que la capacidad en esas zonas no es la misma.



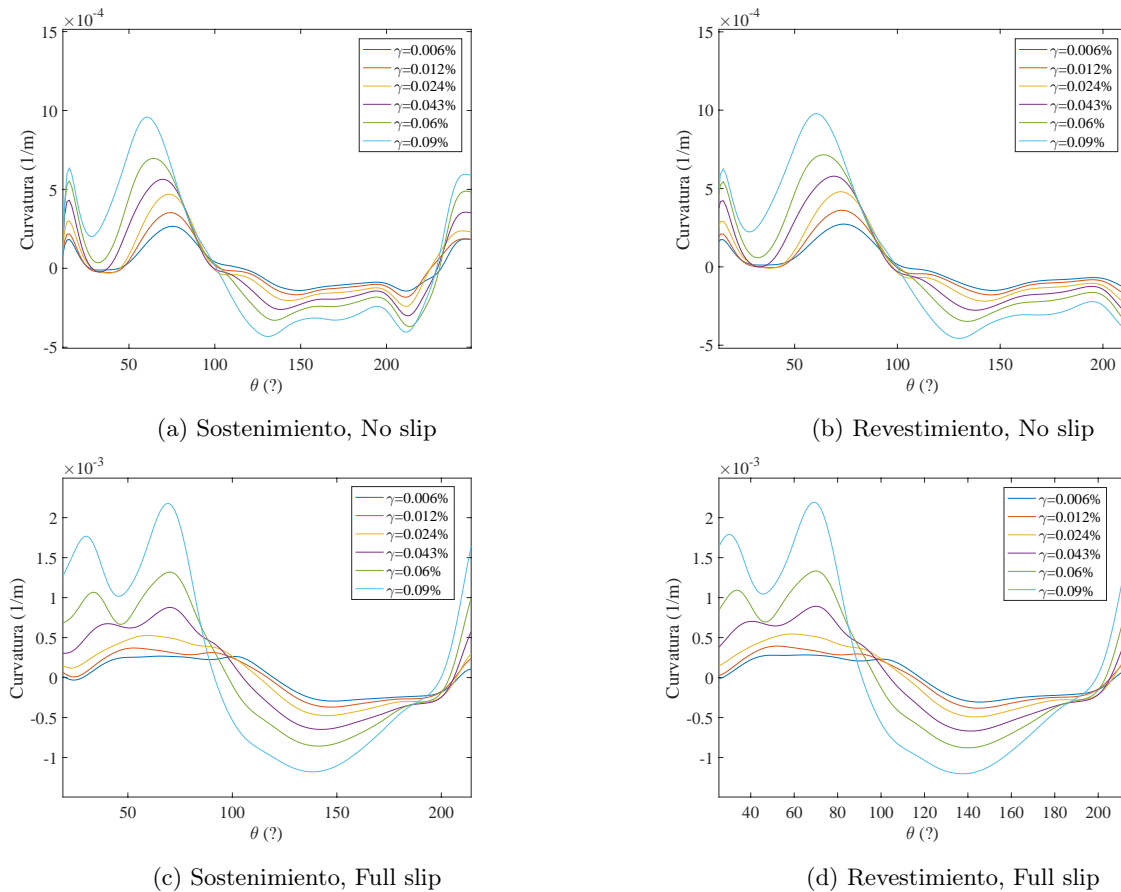


Figura 5.45: Demandas de curvatura sísmicas

#### 5.4.5. Discusión sobre los parámetros ocupados

En análisis por elementos finitos es típico verificar los resultados mediante análisis de convergencia por malla, lo que significa resolver el problema para mallas más finas y comparar el resultado. Como se explica anteriormente, lo anterior no se ha hecho debido a que (i) la malla es difícil de variar; (ii) ya es bastante buena según parámetros estándar; y (iii) debido a la naturaleza del modelo, los parámetros asumidos tienen una influencia mucho mayor en la respuesta. En consecuencia, se resume un pequeño análisis sobre los parámetros ocupados según las fases del modelo en el tiempo:

- Para la fase estática de excavación, los parámetros que más influencia tienen sobre la respuesta del suelo son (i) la profundidad del túnel; (ii) la capacidad y rigidez del suelo ( $\phi$ ,  $E$ ,  $G$ ); y (iii) el valor del parámetro  $\alpha$  que simula el efecto arco.
  - La elección de la profundidad representativa (14 m) se ha basado en información de análisis previos provistos por consultores, y para posteriores análisis debería justificarse mejor. Este parámetro es de importancia por dos aspectos: (i) la rigidez del suelo aumenta con la profundidad; y (ii) las cargas por peso propio del material aumentan también. En consecuencia, no es directo afirmar qué condición es conservadora para efectos de encontrar las solicitaciones sobre el sostenimiento o revestimiento. Análisis simples indican que túneles de menor profundidad presentan menos cargas axiales pero más demandas por concepto sísmico.
  - Las capacidades y rigideces del suelo se han justificado mediante las simulaciones realizadas expuestas anteriormente, y mediante las expresiones típicamente usadas en la práctica. Se ha ocupado

un valor de  $\phi = 52^\circ$  aún cuando la práctica ocupa  $\phi = 45^\circ$ , debido a que simula de mejor manera los experimentos de la literatura. Se puede afirmar que para deformaciones pequeñas como las obtenidas, este parámetro deja de ser relevante.

- El valor del parámetro  $\alpha$  es netamente empírico y deberá justificarse de mejor manera para modelos posteriores. El autor simplemente ha ocupado un valor típico ofrecido en la literatura y ha corroborado que los desplazamientos verticales obtenidos son razonables.
- Para la fase de colocación del sostenimiento y revestimiento, los parámetros que más influencia tienen sobre los esfuerzos estáticos desarrollados en el sostenimiento son (i) los resultados del análisis anterior (la profundidad del túnel, la capacidad y rigidez del suelo ( $\phi$ , E, G), y el valor del parámetro  $\alpha$ ); y (ii) la rigidez del revestimiento. En lo relativo a los materiales del sostenimiento, no se encontró diferencia entre las distintas soluciones (fibras o malla en el sostenimiento), debido a que tienen rigideces prácticamente idénticas y las sollicitaciones del modelo no dan para llegar a deformaciones plásticas (donde la diferencia es algo mayor, aunque leve igualmente).
- Para la fase del análisis sísmico, es evidente que el parámetro clave es la desangulación impuesta. Además, es posible que los parámetros en los puntos anteriores también jueguen un papel importante en lo relativo al factor de interacción R implícito del modelo.

Análisis posteriores deberán estudiar y justificar con más detalle estos aspectos.

## Capítulo 6

# Conclusiones y recomendaciones

### 6.1. Campaña experimental

#### 6.1.1. Conclusiones

- Se ha encontrado que reemplazo de la malla electrosoldada de acero AT56-50H en cuantía 0.092 % ( $A_s/bd$ ) por fibras de acero Dramix 3D 65/35 BG con dosificaciones de 25 kg/m<sup>3</sup>, bajo las condiciones de los ensayos realizados (rango de cargas axiales y relaciones de aspecto), e incluyendo el marco reticulado en la sección, ha entregado capacidades seccionales aproximadamente iguales a la solución con malla, y presenta similares indicadores de ductilidad y degradación. Para el caso de las fibras de polipropileno, la solución que las incluye ha presentado capacidades seccionales aproximadamente un 15-20 % mayores a la solución con malla, presentando una ductilidad mucho menor (i.e., una degradación más rápida) pero una distribución del daño mayor, lo que se explicaría por un comportamiento mucho más degradante del obtenido uniaxialmente. La cantidad de ensayos realizados no permiten ser categóricos y establecer si el reemplazo es adecuado para el túnel real, por lo que es aconsejable evaluar la realización de más ensayos.
- Se ha constatado en los ensayos realizados que el hormigón con fibras presenta capacidades máximas en tracción mayores a 4 MPa y capacidades residuales a flexotracción mayores a 2.5 MPa en la dirección paralela al revestimiento, algo bastante mejor que lo sospechado inicialmente. Se ha constatado también que en la dirección normal al revestimiento (en la que se extraen los testigos), la capacidad máxima a tracción es muy variable (0.5-2.5 MPa) y prácticamente no existe capacidad residual. Lo anterior es explicable tanto por una orientación favorable de las fibras como por una posible ortotropía en la matriz, ambos aspectos ligados posiblemente a la proyección del hormigón. Se requieren más estudios para validar lo anterior.
- Se ha constatado la poca ductilidad ofrecida por el acero AT56-50H de la malla electrosoldada, el cual presenta deformaciones pre-rotura de en torno al 1.8 %, tanto en ensayos uniaxiales como en los ensayos a escala (basado en el comportamiento  $P - \delta$  de las probetas).
- Se ha constatado en los ensayos de compresión uniaxial sobre testigos de hormigón extraídos paralelos a la dirección de proyección (como es usual), que la adición de fibras de acero parece no afectar la capacidad máxima, pero sí afecta la deformación máxima correspondiente, moviéndola desde 0.0025 hasta 0.003-0.0035. Para las fibras de polipropileno los ensayos han sido algo variables para extraer conclusiones categóricas, por lo que se requieren más ensayos, sin embargo, todo parece indicar que la conclusión es la misma. Para la zona post- máximo, la adición de fibras previene una falla frágil de los cilindros, lo que entrega algo más de capacidad post-degradación.

- Se ha constatado que el elemento de soporte de mayor aporte estructural en flexión en la sección es el marco reticulado. El aporte en capacidad y ductilidad que tienen tanto la malla como las fibras es muy pequeño en comparación al que tiene el marco. Es posible que las fibras y malla permitan prevenir el descascaramiento o distribuyan mejor el agrietamiento, sin embargo, desde el punto de vista estructural tienen un aporte bajo.

### 6.1.2. Recomendaciones

- Se recomienda estudiar la ortotropía del material producto de la proyección, tanto con fibras como sin fibras, mediante ensayos especiales (e.g., scanners, ensayos sobre cilindros extraídos en diferentes direcciones, etc.).
- Se recomienda reevaluar el uso de acero AT56-50H en vista de la poca capacidad de deformación que ofrece, atribuible al trabajo en frío al que es sometido durante su fabricación. Proveedores de mallas electrosoldadas típicos ofrecen las mismas soluciones con aceros soldables más dúctiles (e.g., A630S).
- Se recomienda reevaluar ensayos en tracción directa o indirecta (brazileño) como métodos de control de las propiedades del hormigón con fibras. Los primeros son caros en tiempo de preparación y no entregan resultados fieles al estado de carga real (flexotracción en la dirección paralela al revestimiento), además de ser poco confiables en vista de la ortotropía del material asociada a su orientación (que se relaciona a cómo se proyecta el hormigón) y a las pocas fibras que cruzan las grietas en cilindros de tamaños estándar extraídos perpendiculares al sostenimiento. Los segundos contrastan solo cualitativamente las propiedades entre hormigones con y sin fibras, y no es posible extraer indicadores cuantitativos útiles.
- Se recomienda establecer ensayos de naturaleza isostática (EN14651, ASTM C1609, etc.) para el control de los hormigones con fibras cuando se entienda a las fibras como refuerzo estructural, en vista de que se extraen parámetros de diseño de manera más directa y sin el uso de hipótesis de análisis (como es el caso de los ensayos hiperestáticos).
- En vista de que los ensayos realizados no son categóricos, se recomienda realizar una nueva campaña experimental con los aprendizajes recogidos de ésta, y con los aspectos que se dejaron de lado (por ejemplo, construcción por capas). También se sugiere para el siguiente paso experimental evaluar la realización de ensayos hiperestáticos de la estructura, lo que podría entregar resultados diferentes por el posible endurecimiento producto de la redistribución de esfuerzos.

## 6.2. Modelamiento

### 6.2.1. Conclusiones

- Se ha constatado que bajo las hipótesis estudiadas el suelo permanece en un rango bajo de deformaciones, con un comportamiento homologable al lineal (no necesariamente elástico), en la fase estática. Esto es una consecuencia de la alta rigidez de la grava de Santiago. Lo anterior no ocurre para la fase sísmica, por lo que para estudios a futuro se recomienda seguir con el uso de materiales no lineales, lo que no afecta mayormente los tiempos de cálculo.
- La modelación del contacto interfacial suelo-estructura es de alta relevancia en la obtención de los esfuerzos, tanto en la dirección tangencial, como en la normal. No obstante esto, la interfaz suelo-hormigón en la zona de Trompeter posee buena adherencia tangencial y se recomienda modelar mediante resortes tangenciales tradicionales, en lugar de elementos de contacto, los que conllevan dificultades numéricas debido a su rigidez tangente no simétrica y pueden resultar en modelos poco representativos debido a que asumen una interfaz lisa, cuando en la práctica la interfaz es altamente rugosa y existe una

trabazón de naturaleza no friccional. La hipótesis de adherencia perfecta entrega resultados similares a Coulomb (cuando converge), por lo que se recomienda descartar la hipótesis de desadherencia (*full-slip*).

- Los modelos indican despegue normal entre el hormigón y el suelo, por lo que se recomienda continuar modelando la interfaz normal mediante resortes sin tracción (o tracción baja).

### 6.2.2. Recomendaciones

- Se recomienda investigar el modelamiento de la estructura de soporte (sostenimiento + revestimiento) mediante el uso de elementos sólidos y con las armaduras y marcos modelados explícitamente. Esto permitiría una mejor solución en zonas donde los elementos viga-columna no son apropiados (e.g., hastiales, donde además las solicitaciones tienden a ser mayores que en la bóveda).
- Se recomienda investigar el modelamiento más fino de la zona de Trompeter, admitiendo que existe una flexibilidad adicional en la zona de excavación producto del proceso de excavado, que puede tener un efecto sobre el empuje que genera el suelo sobre la estructura.
- Se recomienda sofisticar la estimación de solicitaciones sísmicas. En particular, se recomienda cuantificar de manera completa las solicitaciones producto de las ondas sísmicas restantes (e.g., de Rayleigh), reconociendo que las estimaciones de solicitaciones debido a las ondas de corte verticales (ovalamiento impuesto) ya han sido cuantificadas extensamente en la literatura y que el Manual de Carreteras provee buenas estimaciones de éstas.

## 6.3. Diseño

### 6.3.1. Conclusiones

- En términos de diseño estructural, el elemento que más aporta en la sección es el marco reticulado, y las fibras o malla no generan grandes contribuciones de capacidad o ductilidad a la estructura. En vista de ésto, resta establecer un criterio para definir espaciamientos apropiados entre marcos reticulados, de tal forma que ante las solicitaciones la sección se comporte como compuesta, como es efectivamente lo asumido.
- El diseño actual en los túneles interestación (en cuanto a espesores) no reconoce que la grava de Santiago tiene la capacidad buena para sostenerse a sí misma, y que las deformaciones en el entorno son muy pequeñas.
- Los modelos indican que la zona de los hastiales es la más demandada, lo que es consistente con la experiencia en túneles rectangulares, donde típicamente las esquinas se diseñan pensando en su posible rotuamiento.

### 6.3.2. Recomendaciones

- Se recomienda investigar la optimización de los revestimientos en cuanto a espesores, tomando en cuenta que los métodos empíricos para su estimación son sólo aproximados y que existe experiencia en túneles con espesores menores, particularmente en túneles relativamente pequeños (como los interestación).
- Aunque los esfuerzos de flexión estimados son bajos para arcos de tipologías circulares o tipo herradura, se recomienda investigar la optimización de la forma del túnel y llevarla a la curva funicular de cargas. Aún reconociendo la dificultad para modelar y estimar los esfuerzos sobre los revestimientos, tanto este como otros estudios encuentran momentos no nulos en la bóveda.

# Bibliografía

- [1] ABBEY, T. The Art of Idealization in Finite Element Analysis. <http://www.deskeng.com/de/the-art-of-idealization-in-finite-element-analysis/>. Accedido: 2016-03-30.
- [2] AHRENS, J., GEVECI, B., AND LAW, C. ParaView: An End-User Tool for Large Data Visualization. Tech. rep., Los Alamos National Laboratory, 2005.
- [3] ARDUINO, P. Geotechnical elements and models in OpenSees. <http://opensees.berkeley.edu/OpenSees/workshops/OpenSeesDays2014/GeotechExamples.pdf><https://www.youtube.com/watch?v=T8tyCXObPwA>, 2014.
- [4] A.S.C.E TASK COMMITTEE ON AUTOMATED ANALYSIS AND DESIGN. Guidelines for Finite Element Idealization: Papers Presented at the National Structural Engineering Meeting of the American Society of Civil Engineers, New Orleans, Louisiana. Tech. rep., ASCE, 1975.
- [5] BAKER, T. J. Mesh generation: Art or science? *Progress in Aerospace Sciences* 41, 1 (2005), 29–63.
- [6] BEER, G. *Numerical simulation in tunnelling*. Springer Science & Business Media, 2012.
- [7] BELLETTI, B., CERIONI, R., MEDA, A., AND PLIZZARI, G. Experimental and numerical analyses of FRC slabs on grade. In *Proceedings of FRAMCOS5 Conference, Vail Colorado* (2004), pp. 973–980.
- [8] BENTUR, A., AND MINDESS, S. *Fibre Reinforced Cementitious Composites, Second Edition*. Modern Concrete Technology. Taylor & Francis, 2006.
- [9] BERNARD, E. S. Age-dependent changes in post-crack performance of fibre reinforced shotcrete linings. *Tunnelling and Underground Space Technology* 49 (2015), 241–248.
- [10] BLABER, J., ADAIR, B., AND ANTONIOU, A. Ncorr: Open-Source 2D Digital Image Correlation Matlab Software. *Experimental Mechanics* 55, 6 (2015), 1105–1122.
- [11] BLIEM, C. *3D Finite Element Berechnungen im Tunnelbau*. Logos Verlag, 2001.
- [12] CELADA, B., ADASME, J., AND GONZÁLEZ, H. Incremento de rendimientos en la construcción del Túnel Interestación de la L-6 del Metro de Santiago de Chile. Accedido: 2016-04-04.
- [13] CHANG, G., AND MANDER, J. B. Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1- evaluation of seismic capacity. Tech. rep., MCEER, University of Buffalo, 1994.
- [14] CHIAIA, B., FANTILLI, A. P., AND VALLINI, P. Combining fiber-reinforced concrete with traditional reinforcement in tunnel linings. *Engineering Structures* 31, 7 (2009), 1600–1606.
- [15] CUENCA, E. *On shear behavior of structural elements made of steel fiber reinforced concrete*. Springer, 2014.
- [16] DE LA FUENTE, A., PUJADAS, P., BLANCO, A., AND AGUADO, A. Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings. *Tunnelling and Underground Space Technology* 27, 1 (2012), 60–71.
- [17] DE LA HOZ ALVAREZ, K. Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos. Master’s thesis, Universidad de Chile, 2007.

- [18] DEIERLEIN, G. G., REINHORN, A. M., AND WILLFORD, M. R. Nonlinear structural analysis for seismic design. *NEHRP Seismic Design Technical Brief No 4* (2010).
- [19] DIAS-DA COSTA, D., VALENÇA, J., AND DO CARMO, R. Curvature assessment of reinforced concrete beams using photogrammetric techniques. *Materials and Structures* 47, 10 (2014), 1745–1760.
- [20] DORA, A. K., AND HAMID, N. A. Seismic Performance of SFRC Beam-Column Joint with Corbel under Reversible Lateral Cyclic Loading. *International Journal of Engineering and Technology* 4, 1 (2012), 76.
- [21] DU BÉTON, F., AND WALRAVEN, J. *Model Code 2010 - Final draft: Volume 1*. Bulletin (fib Fédération internationale du béton). International Federation for Structural Concrete (fib), 2012.
- [22] DUTTON, M., TAKE, W. A., AND HOULT, N. A. Curvature monitoring of beams using digital image correlation. *Journal of Bridge Engineering* (2013).
- [23] FREY, P., AND GEORGE, P. L. *Mesh generation*. John Wiley & Sons, 2013.
- [24] GENCTURK, B., HOSSAIN, K., KAPADIA, A., LABIB, E., AND MO, Y.-L. Use of digital image correlation technique in full-scale testing of prestressed concrete structures. *Measurement* 47 (2014), 505 – 515.
- [25] HASHASH, Y. M., HOOK, J. J., SCHMIDT, B., AND YAO, J. I.-C. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 4 (2001), 247 – 293.
- [26] HO-LE, K. Finite element mesh generation methods: a review and classification. *Computer-aided design* 20, 1 (1988), 27–38.
- [27] HOVER, E., PSOMAS, S., AND EDDIE, C. Estimating crack widths in steel fibre-reinforced concrete. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Construction Materials* 0, 0 (0), 1–12.
- [28] KASPER, T., EDVARDSEN, C., WITTNEBEN, G., AND NEUMANN, D. Lining design for the district heating tunnel in Copenhagen with steel fibre reinforced concrete segments. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23, 5 (2008), 574–587.
- [29] KOOIMAN, A., VAN DER VEEN, C., AND DJORAI, M. Steel fibre reinforced concrete segments in the second heinenoord tunnel. In *fib Symposium Prague, Czech Republic* (1999), pp. 13–15.
- [30] KORT, I., MUSANTE, H., AND FAHRENKROG, C. In situ mechanical properties measurements of gravelly soil used in an interaction and foundation model for the Santiago Metro. In *Proceedings of the 6th Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering, Perú* (1979), pp. 217–24.
- [31] KUESEL, T. R. Earthquake design criteria for subways. *Journal of the structural division* (1969).
- [32] LANZANO, G., BILOTTA, E., AND RUSSO, G. Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. *Strategy for Reduction of the Seismic Risk* (2008), 65–74.
- [33] LO, D. *Finite Element Mesh Generation*. Taylor & Francis, 2015.
- [34] LÖFGREN, I. *Fibre-reinforced Concrete for Industrial Construction – a fracture mechanics approach to material testing and structural analysis*. Doktorsavhandlingar vid Chalmers tekniska högskola. Ny serie, no: 2378. Institutionen för bygg- och miljöteknik, Konstruktionsteknik, Chalmers tekniska högskola,, 2005.
- [35] MAZZONI, S., MCKENNA, F., SCOTT, M. H., FENVES, G. L., ET AL. OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center* (2006).
- [36] MCGANN, C., AND ARDUINO, P. Site Response Analysis of a Layered Soil Column (Total Stress Analysis). [http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site\\_Response\\_Analysis\\_of\\_a\\_Layered\\_Soil\\_Column\\_\(Total\\_Stress\\_Analysis\)](http://opensees.berkeley.edu/wiki/index.php/Site_Response_Analysis_of_a_Layered_Soil_Column_(Total_Stress_Analysis)). Accedido: 2016-07-20.

- [37] MCKENNA, F. T. *Object-oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis, Algorithms and Parallel Computing*. PhD thesis, University of California, Berkeley, 1997. AAI9827036.
- [38] MEDA, A., PLIZZARI, G., AND RIVA, P. Fracture behavior of SFRC slabs on grade. *Materials and Structures* 37, 6 (2004), 405–411.
- [39] MEHTA, P., AND MONTEIRO, P. J. M. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. McGraw Hill professional. McGraw-Hill Education, 2006.
- [40] MEISSNER, H., ET AL. Tunnelbau unter Tage, Empfehlungen des Arbeitskreises. *Geotechnik* 19, 2 (1996), 99–108.
- [41] MENKITI, C., MAIR, R., AND MILES, R. Highway tunnel performance during the 1999 Duzce earthquake. In *Proceedings of the 15th international conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (2001), AA Balkema, pp. 1365–1368.
- [42] MÖLLER, S. C. *Tunnel induced settlements and structural forces in linings*. Univ. Stuttgart, Inst. f. Geotechnik, 2006.
- [43] NEŽERKA, V., ANTOŠ, J., SAJDLOVÁ, T., AND TESÁREK, P. Use of Open Source DIC Tools for Analysis of Multiple Cracking in Fiber-Reinforced Concrete. In *Applied Mechanics and Materials* (2016), vol. 827, Trans Tech Publ, pp. 336–339.
- [44] PENZIEN, J. Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* 29, 5 (2000), 683–691.
- [45] POTTS, D. *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*. Thomas Telford, 2002.
- [46] POWER, M., ROSIDI, D., AND KANESHIRO, J. Vol. iii strawman: screening, evaluation, and retrofit design of tunnels. report draft. *National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York* (1996).
- [47] PRIESTLEY, M., AND PAULAY, T. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. *New York: John Wiley & Sons, Inc* (1992).
- [48] RAO, S. S. *The finite element method in engineering*. Butterworth-heinemann, 2005.
- [49] ROMERO, V. NATM in soft ground - A contradiction in terms? Views on NATM and its application to soft-ground tunnelling dispelling some misconceptions about this sometimes controversial. *World Tunnelling* 15, 7 (2002), 338–344.
- [50] SÁEZ, E., PARDO, G., AND LEDEZMA, C. Seismic response of a pile-supported excavation on Santiago gravel. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 76 (2015), 2–12.
- [51] SCHIKORA, K., AND OSTERMEIER, B. Two-dimensional calculation model in tunneling-verification by measurement results and by spatial calculation. proceedings of the sixth international conference on numerical methods in geomechanics, 11-15 april 1988, innsbruck, austria. volumes 1-3. *Publication of: Balkema (AA)* (1988).
- [52] SHAMSABADI, A., SEDARAT, H., AND KOZAK, A. Seismic Soil-Tunnel-Structure Interaction Analysis and Retrofit of The Posey-Webster Street Tunnels. In *The 2nd UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction, Tsukuba, Japan* (2001).
- [53] SIKA. Setting and hardening accelerator for shotcrete. <http://mys.sika.com/en/concrete-redirect/sika-concrete-technology/sika-sprayed-concrete-topics/admixtures/setting-and-hardening-accelerator-for-shotcrete.html>. Accedido: 2016-06-01.
- [54] SOLANS, D., HORMAZÁBAL, C., ROJAS, B., AND LEÓN, R. Comparación de tres metodologías de análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos de Santiago. *Obras y proyectos* (2015), 14 – 21.



- [55] ST JOHN, C., AND ZAHRAH, T. Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and underground space technology* 2, 2 (1987), 165–197.
- [56] STANIER, S. A., BLABER, J., TAKE, W. A., AND WHITE, D. Improved image-based deformation measurement for geotechnical applications. *Canadian Geotechnical Journal* (2015).
- [57] STOILOV, G., KAVARDZHNIKOV, V., AND PASHKOULEVA, D. A comparative study of random patterns for digital image correlation. *Journal of Theoretical and Applied Mechanics* 42, 2 (2012), 55–66.
- [58] SZÉCHY, K. *The art of tunnelling*. John Deere Publishing, 1973.
- [59] TAUCER, F., SPACONE, E., AND FILIPPOU, F. C. *A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced concrete structures*, vol. 91-17. Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California Berkeley, California, 1991.
- [60] TEIXEIRA BUTTIGNOL, T. E., COLOMBO, M., AND DI PRISCO, M. Long-term aging effects on tensile characterization of steel fibre reinforced concrete. *Structural Concrete* (2016), n/a–n/a.
- [61] TSAI, W. T. Uniaxial compressional stress-strain relation of concrete. *Journal of Structural Engineering* 114, 9 (1988), 2133–2136.
- [62] TSINIDIS, G., ROVITHIS, E., PITILAKIS, K., CHAZELAS, J., HERON, C., MADABHUSHI, S., AND STRINGER, M. Dynamic Behavior of Shallow Rectangular Underground Structures in Soft Soils, May 2013.
- [63] VANDEWALLE, M. *Tunnelling is an Art*. NV Bekaert SA, 2005.
- [64] VERGARA, L., AND VERDUGO, R. Condiciones geológicas-geotécnicas de la cuenca de Santiago y su relación con la distribución de daños del terremoto del 27F. *Obras y proyectos* (2015), 52 – 59.
- [65] VOLLUM, R., CLARKE, J., AND SWANNELL, N. Technical Report 63: Guidance for the design of steel-fibre reinforced concrete. Tech. rep., The Concrete Society, 2007.
- [66] WANG, J. *Seismic Design of Tunnels: A Simple State-of-the-art Design Approach*. Monograph (Parsons, Brinckerhoff, Quade & Douglas). Parsons Brinckerhoff, 1993.
- [67] WANG, W., WANG, T., SU, J., LIN, C., SENG, C., AND HUANG, T. Assessment of damage in mountain tunnels due to the Taiwan Chi-Chi Earthquake. *Tunnelling and Underground Space Technology* 16, 3 (2001), 133 – 150.
- [68] WEE, T., AND MANSUR, M. Deformation and ductility of high-strength concrete. <http://www.eng.nus.edu.sg/EResnews/9611/nov96p7.html>. Accedido: 2016-06-01.
- [69] WETZIG, V., WEISS, R., DI PRISCO, M., FELICETTI, R., AND PLIZZARI, G. Fibre reinforced shotcrete for long tunnel projects in Switzerland. In *6th International RILEM Symposium on Fibre Reinforced Concretes* (2004), RILEM Publications SARL, pp. 545–552.
- [70] WIKIPEDIA. Digital image correlation. [https://en.wikipedia.org/wiki/Digital\\_image\\_correlation](https://en.wikipedia.org/wiki/Digital_image_correlation). Accedido: 2016-06-04.
- [71] YAN, L., AND SIU, D. Seismic design of New Westminster rapid transit tunnel. In *Proceedings of 14th Vancouver geotechnical society symposium, Vancouver* (2000).
- [72] YANG, Z., AND ELGAMAL, A.-W. M. *Numerical modeling of earthquake site response including dilation and liquefaction*. University of California at San Diego, Dept. of Structural Engineering, 2000.
- [73] YOSHIDA, N. Underground and buried structure, earthquake geotechnical engineering. In *Proceedings of the 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* (1999), pp. 987–992.
- [74] ZAÑARTU, G. Memoria de cálculo: Definición de secciones tipo en sostenimientos en el túnel interestación. Tech. rep., Zañartu-Geocontrol, 2016.

# Apendice A: Correcciones de datos experimentales

## 1. Corrección de datos entregados por la máquina universal Instron 600 LX por flexibilidad.

Las deformaciones entregadas por la máquina universal Instron 600LX fueron sistemáticamente mayores a las entregadas por los instrumentos de medición ad-hoc ocupados\*. La solución directa a este problema es ocupar los datos de los instrumentos de medición externos en lugar de los de la máquina, y solo ocupar la máquina para medir fuerzas. Sin embargo, a veces los sensores externos no funcionan durante todo el experimento (e.g., los extensómetros hay que retirarlos antes de que la probeta falle para no dañarlos, o el compresómetro se suelta en la parte descendiente de la curva  $\sigma$ - $\epsilon$ ), por lo que el autor encontró una solución mejor realizando un pequeño ejercicio teórico: si se considera que los desplazamientos entregados por la máquina corresponden a los desplazamientos de un sistema en serie de elementos, siendo la probeta un 'resorte' no lineal y asumiendo que el resorte que representa al sistema es lineal durante todo el experimento, la ecuación que describe el sistema es

$$\delta_{total} = \delta_p + \delta_{sistema} = \delta_{probeta} + \frac{F}{K_{sistema}}$$

donde  $\delta_{total} = \delta_{sensor}$  representa el valor entregado por el sensor,  $\delta_p$  el valor que nos interesa para caracterizar el material,  $\delta_{sistema}$  el valor asociado al sistema,  $F$  la fuerza en cada instante, y  $K_{sistema}$  la constante de rigidez asociada a los suples, sistemas de agarre, etc. De esto se despeja el valor de interés

$$\delta_p = \delta_{sensor} - \frac{F}{K_{sistema}}$$

donde  $K_{sistema}$  se puede medir mediante los mismos experimentos con los sensores externos en el rango en que se sabe que miden bien.

$$K_{sistema} = \frac{F}{\delta_{sensor} - \delta_{probeta}}$$

La hipótesis ( $K_{sistema}$  constante) se puede corroborar a posteriori, encontrando que se cumple bien para el rango elástico inicial (ver ejemplo de Figura 1).

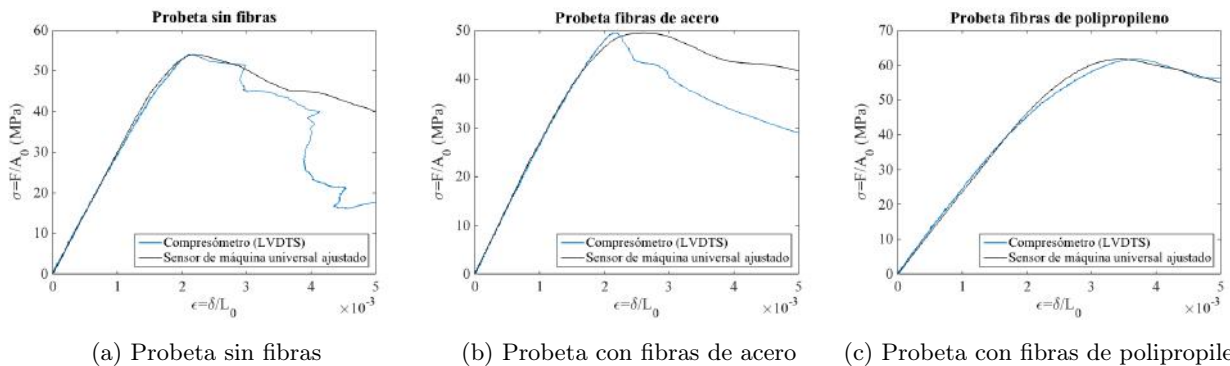


Figura 1: Ejemplos del ajuste del sensor de la máquina universal vía el compresómetro con LVDTs.

\*Compresómetro con LVDTs en el caso de hormigón.

## .2. Filosofía y ejemplos de ajuste de datos de ensayos

Un conjunto de señales directamente obtenidas de los instrumentos de medición (celdas, LVDTs, etc.) consiste en datos ordenados en columnas, tomados con cierta frecuencia de muestreo (e.g. 20 Hz), y típicamente lucen como se muestra en la Figura 2.

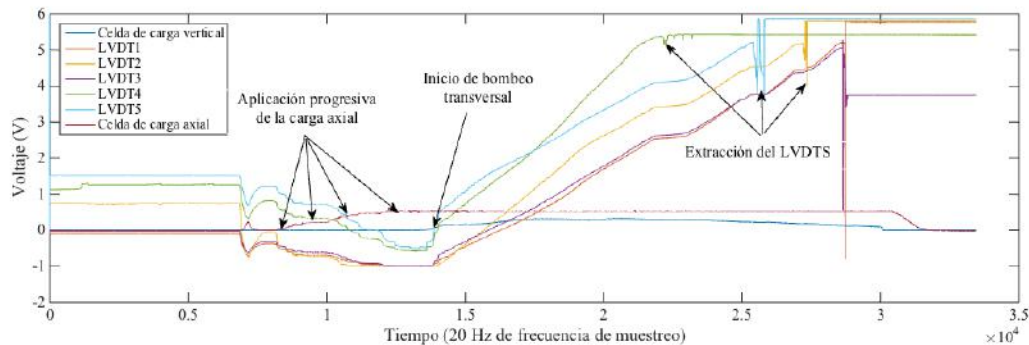


Figura 2: Señales de salida crudas de los instrumentos.

El primer paso es, por lo tanto, establecer el inicio y término de cada ensayo (esto es, en qué momento se empieza a cargar el elemento, y en qué momento se termina de cargar, en que momento no tiene carga, etc.) y establecer la conversión entre el voltaje y el parámetro físico que queremos medir (e.g., voltaje a desplazamientos), vía una calibración que normalmente viene nominalmente en los documentos de los instrumentos<sup>†</sup>. La corrección entrega algo como la Figura 3.

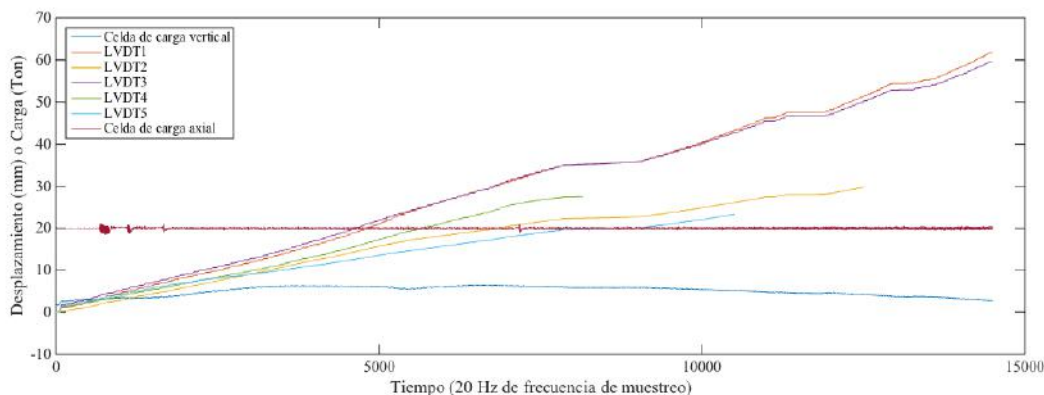


Figura 3: Señales de salida semiprocesadas de los instrumentos.

Hasta este punto no se ha hecho nada que pueda ser interpretado como manipulación de datos, sin embargo, en ciertos casos, se observa que los gráficos obtenidos desde el punto anterior no se consideran satisfactorios, y pueden 'mejorarse' más o corregirse. En otros casos, este proceso es suficiente.

Las siguientes situaciones fueron objeto de correcciones:

1. Cuando la pendiente inicial no era constante, por ajuste de apoyos. Esto ocurrió en algunos ensayos a escala con cargas axiales altas, donde la probeta se apoyó por fricción con el perfil de carga axial en el

<sup>†</sup>En esta memoria se ocupó la calibración nominal de todos los instrumentos (ligeramente diferente entre instrumentos del mismo modelo), puesto que todos los datos son coherentes y no existe evidencia de que hallan cambiado su calibración o medido en diferentes rangos.

inicio de los ensayos (y este estaba apoyado sobre madera), y también en la máquina servo-hidráulica Instron 600 LX con el ensayo de tracción indirecta (método brasileño), donde las placas de madera se aplastaban e inducían una flexibilidad clara en un inicio. La solución es corregir los desplazamientos restándole los desplazamientos de los apoyos, los cuales pueden ser medidos con LVDTs o fotogrametría (en el primer set de ensayos se midió con fotogrametría, mientras que en el segundo set se colocaron LVDTs en los apoyos específicamente para esto).

2. Cuando se reconoce que en cierto rango de datos el algún instrumento no midió correctamente, y que los datos sin ese rango son plausibles. Lo anterior ocurrió para la probeta A1, donde la celda de carga transversal tuvo una variación que no se puede explicar ni que se puede constatar con fotogrametría. La corrección realizada consiste en filtrar los datos incorrectos.

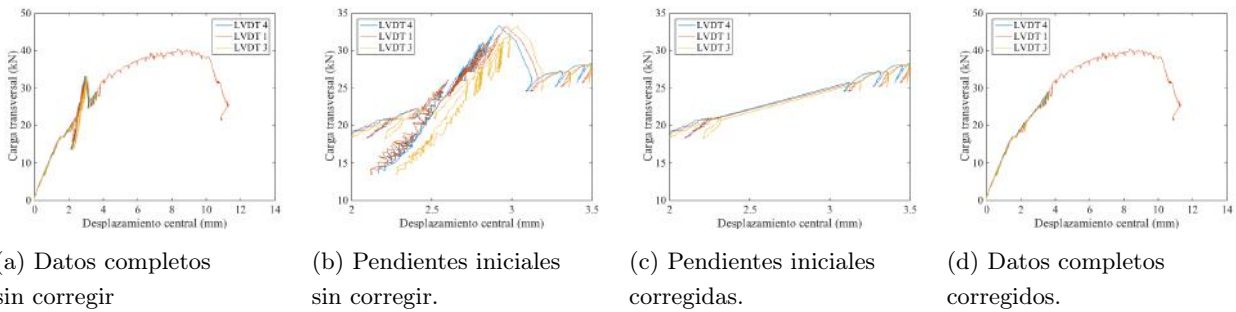


Figura 4: Corrección de datos por medición incorrecta de carga transversal. Probeta A1.

3. Cuando los datos tienen mucho 'ruido' atribuible a un bombeo de flujo poco parejo. Lo anterior ocurrió en la probeta A1. La solución tomar un set de datos que entreguen el comportamiento *grosso modo*, o bien usar algún suavizador. MATLAB<sup>®</sup> posee la función `smooth`, la cual usándose con cuidado puede suavizar cualquier señal de manera apropiada<sup>‡</sup>.
4. Cuando un LVDT se sale de rango en un inicio del experimento. Lo anterior ocurrió con varios LVDTs en por lo menos 3 probetas, debido a que el núcleo se colocaba en el límite de medición y al momento de cargar axialmente los apoyos se levantaban ligeramente, y movían al núcleo fuera de rango. Usualmente el LVDT volvía a medir para cargas de 5 kN, aunque en un caso (Probeta A2) el instrumento volvió a medir para una carga de 20 kN. La solución a este problema fue asumir que el material no se ha agrietado (la carga de agrietamiento nominal es aproximadamente 30 kN) y por ende asumir que la rigidez inicial es la misma que la rigidez hasta la carga de agrietamiento, y correr el 0 de los desplazamientos.

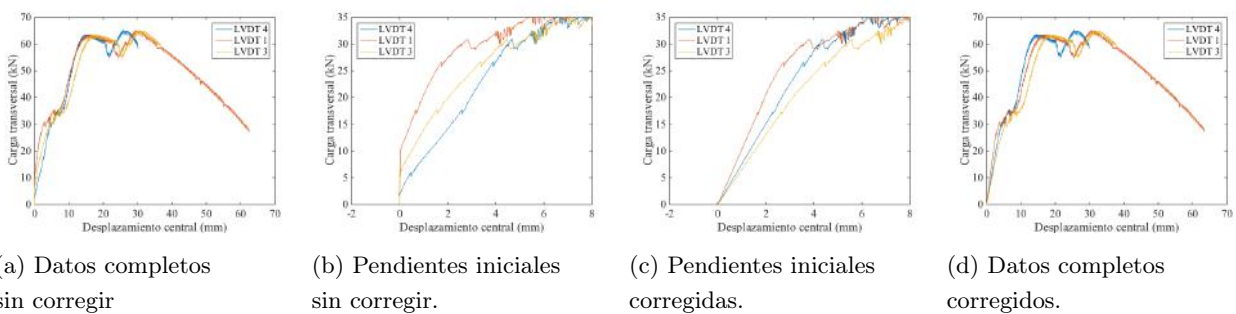


Figura 5: Corrección de datos por no medición de desplazamientos iniciales. Probeta A2.

<sup>‡</sup>Se debe tener cuidado con los datos de los bordes.