



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

SISTEMA DE POSGRADO

MAESTRÍA EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

TÍTULO DE LA TESIS:

Determinación de la resistencia del hormigón a la que se puede remover el encofrado del revestimiento definitivo de un túnel.

**Previa a la Obtención del Grado Académico de:
MAGÍSTER EN INGENIERÍA DE LA CONSTRUCCIÓN**

AUTOR:

Yela Acosta, Rommel Walter

TUTOR:

Yépez Roca, Luis Octavio

**Guayaquil, Ecuador
2013.**



**UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL**

SISTEMA DE POSGRADO

CERTIFICACIÓN

Certificamos que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el Ing. Rommel Walter Yela Acosta, como requerimiento parcial para la obtención del Grado Académico de Magíster en Ingeniería de la Construcción.

TUTOR

MSc. Luis Octavio Yépez Roca

REVISORES

MSc. Alex Villacrés Sánchez

MSc. Carlos Chon Díaz

DIRECTORA DEL PROGRAMA

M.I. Mercedes Beltrán de Sierra

Guayaquil, a los 08 días del mes de julio del año 2013.



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

SISTEMA DE POSGRADO

DECLARACIÓN DE RESPONSABILIDAD

Yo, **Rommel Walter Yela Acosta**

DECLARO QUE:

El Trabajo de Titulación **Determinación de la resistencia del hormigón a la que se puede remover el encofrado del revestimiento definitivo de un túnel**, previa a la obtención del Grado Académico **de Magíster en Ingeniería de la Construcción**, ha sido desarrollado en base a una investigación exhaustiva, respetando derechos intelectuales de terceros conforme las citas que constan al pie de las páginas correspondientes, cuyas fuentes se incorporan en la bibliografía. Consecuentemente este trabajo es de mi total autoría.

En virtud de esta declaración, me responsabilizo del contenido, veracidad y alcance científico del Trabajo de Titulación referido.

Guayaquil, a los 08 días del mes de julio del año 2013.

EL AUTOR

Rommel Walter Yela Acosta



UNIVERSIDAD CATÓLICA
DE SANTIAGO DE GUAYAQUIL

SISTEMA DE POSGRADO

AUTORIZACIÓN

Yo, **Rommel Walter Yela Acosta**

Autorizo a la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, la **publicación** en la biblioteca de la institución del Trabajo de Titulación: **Determinación de la resistencia del hormigón a la que se puede remover el encofrado del revestimiento definitivo de un túnel**, cuyo contenido, ideas y criterios son de mi exclusiva responsabilidad y total autoría.

Guayaquil, a los 08 días del mes de julio del año 2013.

EL AUTOR:

Rommel Walter Yela Acosta

AGRADECIMIENTO

Al personal directivo, académico y administrativo de la Facultad de Ingeniería y del Instituto de Investigación y Desarrollo de la Universidad Católica de Santiago de Guayaquil, con quienes he compartido mis estudios universitarios de pregrado y posgrado, así como parte de mis actividades académicas, profesionales y laborales.

Al Consorcio OHL – SEMAICA, quienes contrataron el estudio que sirvió de base para realizar esta tesis.

A mi familia, por su paciencia y comprensión en los tiempos de mi ausencia durante los últimos años.

A DIOS, porque sin su ayuda todo esfuerzo humano sería estéril.

Rommel Walter Yela Acosta

DEDICATORIA

A Sara y Adrián.

A Silvia, Steven y Romina.

Rommel Walter Yela Acosta

ÍNDICE GENERAL

1. PLANTEAMIENTO.	1
1.1. Antecedentes.	1
1.2. Descripción metodológica.	1
1.3. Justificación.	2
1.4. Objetivo general.	3
1.5. Objetivos específicos.	3
2. INTRODUCCIÓN.	5
2.1. Definiciones.	5
2.2. Breve historia en la construcción de túneles.	6
3. FUNCIONAMIENTO Y EXCAVACIÓN DE TÚNELES.	16
3.1. Principio de funcionamiento.	16
3.2. Métodos de excavación.	17
3.3. Excavación en roca.	19
3.3.1. La mecánica de rocas.	19
3.3.2. Excavación mecanizada.	20
3.3.3. Voladura.	22
3.4. Excavación de túneles en suelos y rocas blandas.	23
3.4.1. Método tradicional.	24
3.4.2. Nuevo Método Austríaco (NATM).	27
3.4.3. Precorte mecánico.	31
3.4.4. Escudos.	32
4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE TÚNELES .	34
4.1. Sostenimiento primario de túneles.	34
4.1.1. Hormigón proyectado.	34
4.1.2. Anclajes.	36
4.1.3. Sostenimientos metálicos.	37
4.2. Sostenimiento secundario de túneles.	39
4.2.1. Paraguas ligeros (enfilajes).	39
4.2.2. Paraguas pesados (micropilotes).	40
4.2.3. Paraguas de “jet grouting”.	40
4.2.4. Otras intervenciones de sostenimiento secundario.	41

4.3. Revestimiento de túneles.	41
4.3.1. Tipos de revestimientos.	41
4.3.2. Necesidad de revestimiento en túneles.	43
4.4. Materiales para el revestimiento.	44
4.4.1. Hormigones fibro reforzados.	44
4.4.2. Nuevos Hormigones.	47
5. PROYECTOS DE TÚNELES EN GUAYAQUIL.	50
5.1. Los túneles de los cerros Santa Ana y El Carmen.	50
5.1.1. Secciones típicas en los túneles.	51
5.1.2. Caracterización geotécnica del macizo rocoso.	52
5.1.3. Metodología constructiva.	54
5.1.4. Revestimiento definitivo.	56
5.1.5. Especificaciones técnicas sobre el material y el encofrado del revestimiento.	57
5.2. Los túneles San Eduardo.	61
5.2.1. Características técnicas de los túneles.	62
5.2.2. Geología y geotecnia.	62
5.2.3. Perforaciones ejecutadas.	63
5.2.4. Secciones del túnel.	65
5.2.5. Especificaciones técnicas sobre el material y encofrado del revestimiento.	68
5.2.6. Remoción del encofrado según el ACI.	70
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO.	72
6.1. Características geométricas de la estructura.	72
6.2. Modelo o arreglo geométrico escogido.	74
6.3. Características mecánicas del material de revestimiento.	74
6.4. Conexiones de los elementos.	76
6.5. Cargas actuantes.	77
6.6. Secciones de interés.	78
6.7. Acciones actuantes.	80
6.8. Deformaciones calculadas por el programa.	85
7. DETERMINACIÓN DE ACCIONES RESISTENTES.	92

7.1. Acciones resistentes en flexión.	93
7.2. Acciones resistentes en cortante.	93
7.3. Agrietamientos.	95
7.4. Cálculo de deflexiones.	97
8. CONCLUSIONES.	99
9. BIBLIOGRAFÍA.	101

ÍNDICE DE TABLAS

2. INTRODUCCIÓN.	5
Tabla 2.1. Hitos significativos en la historia de los túneles.	15
Tabla 2.2. Evolución de la velocidad de avance en la construcción de túneles.	15
3. FUNCIONAMIENTO Y EXCAVACIÓN DE TÚNELES.	16
Tabla 3.1. Tipos de terreno, descripción y equipo de que se utiliza.	18
Tabla 3.2. Índice de clasificación de rocas según el RMR.	19
Tabla 3.3. Ciclo de excavación por medio de perforación y voladura.	22
Tabla 3.4. Valores del tiempo de ciclo T, Para excavación en roca mediante perforación y voladura.	22
Tabla 3.5: Características y los riesgos de los distintos tipos de roca.	23
Tabla 3.6. Algunos túneles ejecutados mediante el método del precorte mecánico.	31
4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE TÚNELES.	34
Tabla 4.1. Características de las fibras estructurales (referencia 4.1).	46
Tabla 4.2. Características de las fibras no estructurales (referencia 4.1)	47
5. PROYECTO DE TÚNELES EN GUAYAQUIL.	50
Tabla 5.1. Clases de macizo rocoso en los Túneles El Carmen y Santa Ana.	53
Tabla 5.2. Composición de los túneles naturales y artificiales.	54
Tabla 5.3. Clase de roca que prevalece en la secciones de los túneles.	54
Tabla 5.4. Cobertura en los terrenos sobre los túneles naturales.	54
Tabla 5.5. Características de las secciones tipo para metodología constructiva.	55
Tabla 5.6. Secciones en los tramos de túneles naturales.	56
Tabla 5.7. Tipos de hormigón utilizados en los túneles.	57
Tabla 5.8. Clasificación de las rocas en los túneles San Eduardo.	63
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO.	72
Tabla 6.1. Resultados del Ensayo de Módulo Elástico para diferentes proyectos en Guayaquil (1MPa = 10 kg/cm ²).	75
Tabla 6.2: Modelos generados por tipo de apoyo.	77
Tabla 6.3. Acciones actuantes para peso propio factor de carga 1.50.	81

Tabla 6.4. Acciones actuantes para peso propio ($e=0.35$ m), factor 1.30.	81
Tabla 6.5. Deformaciones en mm, calculadas por el programa en la Sección 4.	
Para cada nivel de resistencia (f_c) y para carga por peso propio.	86
7. DETERMINACIÓN DE ACCIONES RESISTENTES.	92
Tabla 7.1. Cálculo de las acciones resistentes para los tres espesores en la Sección 4.	94
Tabla 7.2. Cálculo de las acciones resistentes para los tres espesores en la Sección 1.	94
Tabla 7.3. Cuadro comparativo de acciones actuantes factoradas por 1.3 versus acciones resistentes calculadas para nivel de $f_c=60$ kg/cm².	94
Tabla 7.4. Cálculo de f_r y M_{cr} para distintos niveles de resistencia f_c	96
Tabla 7.5. Cálculo de M_{cr} versus momentos actuantes con factor de carga de 1.50 Sección 4.	96
Tabla 7.6. Cálculo de la Inercia Equivalente I_e.	98
8. CONCLUSIONES.	99
Tabla 8.1. Acciones resistentes en la Sección 4.	99

ÍNDICE DE FIGURAS

2. INTRODUCCIÓN.5

- Figura 2.1. Elementos constitutivos de un túnel. 5
- Figura 2.2. Vista de la entrada y del interior del túnel de Eupalinos. 8
(Fotografías tomadas de Wikipedia)
- Figura 2.3. Vista en planta del trazado del túnel de Eupalinos. 8
- Figura 2.4. Vista en elevación del trazado del túnel de Eupalinos. 8
- Figura 2.5. Grabado de la obra de De Re Metallica Proyecto de túnel bajo el Canal de la Mancha tomado de la referencia 2.3. 10
- Figura 2.6. Vista del interior del túnel de Malpas (tomada de Wikipedia). 11
- Figura 2.7. Imagen de la época del túnel construido bajo las aguas del río Támesis (Izq.); y del escudo utilizado y patentado por Brunel en 1843 (Der.). 13

3. FUNCIONAMIENTO Y EXCAVACIÓN DE TÚNELES. 16

- Figura 3.1. Formas de orificio que se practican en túneles (referencia 3.1) 16
- Figura 3.2. Clasificación de los túneles de acuerdo con el tipo de suelo a excavar. 18
- Figura 3.3. Fases constructivas del método Belga (Clásico de Madrid). 25
- Figura 3.4: Esquema constructivo Método Belga o Clásico de Madrid (referencia 3.2). 25
- Figura 3.5. Fases constructivas y su denominación en el método Alemán. 26
- Figura 3.6. Esquema de sistemas de corte con rozadoras (referencia 3.2). 29
- Figura 3.7. Esquema del proceso de excavación mediante rozadora (referencia 3.2). 30

4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE TÚNELES. 34

- Figura 4.1. Aplicación del hormigón proyectado (referencia 4.2). 35
- Figura 4.2. Esquema de la acción de los anclajes en el macizo rocoso (referencia 2.1). 36
- Figura 4.3. Componentes de los anclajes (referencia 2.1). 37
- Figura 4.4. Acción de anclaje en un tramo de túnel (referencia 4.3). Nótese el hormigón proyectado, la malla electrosoldada y la cercha o costilla. 38

Figura 4.5. Cercha metálica en combinación con la chapa Bernold (referencia 4.4).	38
Figura 4.6. Esquema de la combinación de la cercha metálica con la chapa Bernold.	38
Figura 4.7. Esquema de instalación de los paraguas ligeros (referencia 4.3).	39
Figura 4.8. Esquema de instalación de los paraguas ligeros o pesados en zonas de inestabilidad de longitudes mayores a 3 m (referencia 4.3).	40
Figura 4.9. Esquema de instalación de los paraguas de jet grouting (referencia 4.3).	41
Figura 4.10. Cuadro comparativo de fibras estructurales con los aceros convencionales (referencia 4.1).	45
5. PROYECTO DE TÚNELES EN GUAYAQUIL.	50
Figura 5.1. Ubicación de los túneles Santa Ana (en verde) y El Carmen (rojo).	51
Figura 5.2. Estructura de arco para encofrado del revestimiento definitivo.	60
Figura 5.3. Ubicación de los túneles San Eduardo, línea roja.	61
Figura 5.4. Sección típica del túnel con accesorios e instalaciones (referencia 4.3).	65
Figura 5.5a. Sección transversal para Roca Clase I.	66
Figura 5.5b. Sección transversal para Roca Clase II	66
Figura 5.5c. Sección transversal para Roca Clase III.	67
Figura 5.6. Colocación del sostenimiento (izq.) y fundición del pavimento (der.).	68
Figura 5.7. Instalación geotextil entre el sostenimiento (izq.) y el revestimiento (der.).	68
6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO.	72
Figura 6.1: Sección transversal del túnel San Eduardo en Roca Clase I	73
Figura 6.2a: Salida gráfica para apoyo tipo empotramiento (E).	79
Figura 6.2b: Identificación de elementos modelo tipo empotramiento (E).	79
Figura 6.3a: Salida gráfica para apoyo tipo resorte (R).	80

Figura 6.3b: Identificación de elementos modelo tipo empotramiento (R).	80
Figura 6.4a: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.5.	82
Figura 6.4b: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.5.	82
Figura 6.4c: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.3.	83
Figura 6.4d: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.3.	83
Figura 6.5a: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.5.	84
Figura 6.5b: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.5.	84
Figura 6.5c: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.3.	85
Figura 6.5d: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.3.	85
Figura 6.6a: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$.	86
Figura 6.6b: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=80 \text{ kg/cm}^2$.	87
Figura 6.6c: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$.	87
Figura 6.6d: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=125 \text{ kg/cm}^2$.	88
Figura 6.6e: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$.	88
Figura 6.7a: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$.	89
Figura 6.7b: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=80 \text{ kg/cm}^2$.	89

Figura 6.7c: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=100$ kg/cm².	90
Figura 6.7d: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=125$ kg/cm².	90
Figura 6.7e: Salida gráfica de la deformación por peso propio. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=150$ kg/cm².	91
7. DETERMINACIÓN DE ACCIONES RESISTENTES.	92
Figura 7.1: Salida gráfica de la carga axial, peso propio factorado 1.3. Apoyo tipo empotramiento (E).	92

ÍNDICE DE ANEXOS

ANEXO 1: Factores de carga para componentes y accesorios AASHTO 2002.	103
ANEXO 2: Acciones actuantes modelos E y R, Factor de carga 1.3 y 1.5.	104
ANEXO 2.1a: Acciones actuantes modelo E, Factor de carga 1.3.	104
ANEXO 2.1b: Acciones actuantes modelo E, Factor de carga 1.5.	107
ANEXO 2.2a: Acciones actuantes modelo R, Factor de carga 1.3.	110
ANEXO 2.2b: Acciones actuantes modelo R, Factor de carga 1.5.	113
ANEXO 3.1a: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=60\text{kg/cm}^2$.	117
ANEXO 3.1b: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=80\text{kg/cm}^2$.	118
ANEXO 3.1c: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=100\text{kg/cm}^2$.	119
ANEXO 3.1d: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=125\text{kg/cm}^2$.	120
ANEXO 3.1e: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=150\text{kg/cm}^2$.	121
ANEXO 3.2a: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=60\text{kg/cm}^2$.	122
ANEXO 3.2b: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=80\text{kg/cm}^2$.	124
ANEXO 3.2c: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=100\text{kg/cm}^2$.	126
ANEXO 3.2d: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=125\text{kg/cm}^2$.	128
ANEXO 3.2e: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=150\text{kg/cm}^2$.	130

1. PLANTEAMIENTO.

1.1. Antecedentes.

En la construcción de los Túneles de San Eduardo de la ciudad de Guayaquil, la compañía contratista de la obra, deseaba llevar a cabo un proceso constructivo en el revestimiento definitivo del túnel que consiste en emplear un encofrado móvil, el cual se desplazará continuamente conforme el hormigón del revestimiento alcanza una resistencia específica. Esta resistencia específica debe determinarse de tal forma que al remover el encofrado no se produzca falla por capacidad estructural y tampoco generen problemas de durabilidad en el tiempo. La capacidad estructural se determina y evalúa por medio de las teorías convencionales del hormigón armado y la durabilidad se la analiza considerando el posible agrietamiento al que estará expuesta la estructura.

Lo anterior conlleva plantear una investigación para explicar y entender primero a los túneles como grandes obras de ingeniería, desde su concepción, diseño construcción y posterior operación. En el desarrollo de la investigación fue importante extraer todo el antecedente histórico que involucra la ejecución de túneles, sus procedimientos constructivos, conocer y entender de su funcionamiento así como sus componentes, hacer un recuento de lo que se ha hecho en Guayaquil, en esta materia.

1.2. Descripción metodológica

La metodología propuesta para el desarrollo del trabajo contiene por tanto una introducción que incluye unas breves definiciones sobre el tema a tratar y la construcción de túneles a través de la historia. Luego, se desarrolla el marco teórico, donde se explica el estado del arte con respecto a los procedimientos constructivos: la excavación, el sostenimiento primario, el sostenimiento secundario y el revestimiento final de estas estructuras. En cuanto al procedimiento de excavaciones, se explica en detalle a partir de una clasificación de túneles en función del tipo de suelo a excavar, se hace un recuento sobre excavaciones en roca y excavaciones en suelos blandos en donde se incluyen las rocas blandas, previamente también se mencionan algunas definiciones sobre mecánica de rocas. En suelos y rocas blandas se explican detalladamente los métodos de excavación, incluidos los denominados métodos clásicos.

Finalmente se hace una descripción de lo que es sostenimiento primario, sostenimiento secundario y el revestimiento definitivo, sus ventajas de ejecutarlos o no ejecutarlos. Se hace mención sobre el hormigón como material de sostenimiento y revestimiento y dentro de ello el hormigón fibroreforzado y los nuevos hormigones. Se describe la clasificación de las fibras, según su naturaleza y modo de fabricación y las características que identifica a los nuevos hormigones: autocompactación y estrusionado.

Se analizan los casos de proyectos similares construidos en Guayaquil, los túneles de los cerros El Carmen, Santa Ana y San Eduardo, se describen sus componentes básicos, la exploración geotécnica ejecutada en cada caso, clasificación de los macizos rocosos y particularmente lo especificado para el revestimiento del túnel, el encofrado y el desencofrado, en este punto el lector podrá comparar con lo especificado en la norma del ACI (Instituto Americano del Concreto).

Para realizar el análisis de la estructura del revestimiento se recurre a un programa de elementos finitos ampliamente conocido en el medio, el SAP 2000, se analiza la sección transversal del túnel por metro lineal de profundidad. Se describen los tipos de apoyo modelados: empotramiento y resortes, se recurre a bibliografía destacada sobre el tema; se define la carga para la cual se ejecuta el análisis, factorada para dos diferentes valores, siempre mayores a la unidad. Finalmente los resultados se presentan agrupados comparativamente según tipo de apoyo y tipo de carga, se calculan las acciones resistentes, las deformaciones tanto con el programa, así como también por medio de la teoría del hormigón armado. Finalmente se determinan los rangos de valores de resistencia del hormigón a la que se puede desencofrar y así cumplir el objetivo propuesto.

1.3. Justificación.

Plantear este tema de investigación se justifica por las siguientes razones:

- Explora campos de la ingeniería civil no comunes respecto del estado del arte en la ciudad y la región, se abordan simultáneamente temas relativos a la mecánica de suelos, la mecánica de rocas, la resistencia de materiales, la ingeniería estructural y la durabilidad de estructuras.

- Esto es relevante por cuanto son áreas profesionales, que aunque parezcan diversas o dispersas, se articulan en proyectos de ingeniería importantes como los túneles.
- Utiliza herramientas de apoyo actuales en la investigación, los programas de análisis estructural y la investigación de nuevos materiales en el hormigón, por citar dos ejemplos.
- Permite conocer de manera breve, dos importantes proyectos de túneles ejecutados en Guayaquil.
- Aplica los conceptos de la ingeniería estructural y a la vez plantea la opción de ejecutar un componente de la obra (el revestimiento) con velocidad sin poner en riesgo a su seguridad y su durabilidad

1.4. Objetivo general.

Determinar el nivel de resistencia a la compresión simple del hormigón, a la que se puede remover el encofrado, en la estructura de revestimiento de un túnel, sin que ello represente riesgo para la seguridad y durabilidad de la estructura.

1.5. Objetivos específicos.

- Conocer en detalle a los túneles como importantes proyectos de la ingeniería civil, se incluye: su larga historia de 40 mil años iniciada con la minería y sus elementos constitutivos.
- Conocer los aportes constructivos de algunos túneles ejecutados a lo largo de la historia.
- Comparar los rendimientos constructivos, entendido como avance en el tiempo (m/mes), de los primeros túneles versus túneles construidos recientemente.
- Conocer los procedimientos constructivos de túneles, los métodos de excavación, así como los elementos de la mecánica de suelos y la mecánica de rocas en su planificación.
- Describir y diferenciar el sostenimiento y el revestimiento, como elementos constitutivos de los túneles.
- Estudiar las ventajas y desventajas que posee el hormigón como material para el sostenimiento y el revestimiento.
- Conocer el comportamiento de los hormigones fibroreforzados y los nuevos hormigones.

- Describir dos importantes proyectos de túneles desarrollados en Guayaquil: el de los Cerros de Santa Ana y El Carmen y los de San Eduardo.
- Establecer el estudio comparativo entre lo planteado en los diseños de estas obras sobre el revestimiento, con la normativa del ACI sobre el hormigón del revestimiento
- Realizar con la ayuda de un programa computarizado el análisis estructural del revestimiento, el cual es una estructura continua de forma curva.
- Procesar los resultados del análisis estructural a partir de los tipos de apoyo asignados al modelo: el empotramiento y los resortes.
- Determinar la capacidad estructural de los elementos que forman la estructura.
- Calcular por medio del programa, las deformaciones ante carga por peso propio, asumiendo que no existen agrietamientos
- Analizar los resultados desde dos frentes, la capacidad estructural y las deformaciones que se presentan
- Plantear definiciones como resistencia estructural y durabilidad estructural, sus diferencias y ubicación temporal en la operación y servicio de una estructura.

2. INTRODUCCIÓN.

2.1. Definiciones.

Un túnel surge de la necesidad de evadir o superar un obstáculo natural, el cual en términos viales es por lo general, un macizo rocoso o montañoso. Sin embargo además de las montañas o colinas existen otras barreras que se pueden salvar mediante túneles, como por ejemplo los cursos de agua (fluviales o marinos), así también en muchas zonas urbanas densamente construidas del planeta es muy común incorporar túneles para lograr corredores urbanos que posibiliten el tránsito de las personas y vehículos, tal es el caso de Guayaquil con sus cuatro túneles. Los usos más frecuentes son los túneles para vehículos, para redes de ferrocarril, para trenes urbanos o Metros, para uso peatonal, para abastecimiento de agua potable y saneamiento, galerías de servicio en presas y para almacenamiento de aguas residuales.

En adelante se menciona algunas veces la palabra galería. Por definición galería es una perforación, aproximadamente horizontal, o ligeramente inclinada, destinada a atravesar una montaña o cordillera, para permitir el paso de agua, o el tránsito de vehículos y trenes, por lo tanto es una acepción de túnel. En presas las galerías de servicio son túneles que sirven para captar las aguas de infiltración. En la Figura 2.1 se presenta la sección transversal típica de un túnel con algunos de sus elementos constitutivos.



Figura 2.1. Elementos constitutivos de un túnel.

La clave (también llamada bóveda o corona), es el arco superior de la sección del túnel. Los hastiales son los elementos o caras laterales de la

excavación del túnel. La contra bóveda es el arco inferior en la excavación del túnel. La solera es el nivel dentro de la sección final del túnel por donde transitan personas o vehículos (nivel de calzada). Se entiende como sostenimiento el conjunto de elementos que se colocan en una excavación subterránea para contribuir a su estabilización, el trabajo que debe realizar el sostenimiento está íntimamente ligado al reajuste de esfuerzos que se produce en el terreno como consecuencia de la ejecución de la excavación. Por la complejidad del macizo, el sostenimiento puede ser primario o secundario.

El revestimiento es un trabajo que asegura que la calidad del acabado de la obra es adecuada para el uso al que se destina. Normalmente, el revestimiento se coloca una vez que la excavación ya ha sido estabilizada por el sostenimiento; por ello, el revestimiento no se suele cargar una vez colocado. En esta situación la función estructural del revestimiento se limita a ofrecer un margen de seguridad adicional a la obra, en el caso de que el terreno o el sostenimiento se deterioren, o para hacer frente a fenómenos de carga diferidos en el tiempo.

2.2. Breve historia en la construcción de túneles.

Lo siguiente es desarrollado a partir de un resumen de la referencia 2.1 y aportes investigados por el autor. El origen del túnel nace con el arte de la minería, la mina más antigua conocida se localiza en el cerro de Bomvu, en Swazilandia (África), y sus inicios datan desde el año 40.000 a.C.; en esta mina el hombre de Neandertal extraía hematites (denominada piedra de sangre por su color rojizo y que al tocarla manchaba la piel). Era una piedra muy apreciada para ritos mortuorios; las herramientas que utilizaban los mineros eran piedras afiladas y sus manos sin protecciones.

El primer método de perforación de galerías mineras y que luego se aplicó en los túneles, fue la técnica del fuego, la cual consistía en provocar un incendio en el frente de la zona a excavar. Luego el fuego generado tenía que ser sofocado bruscamente con agua fría, para producir abruptamente el gradiente térmico que da lugar al agrietamiento de la roca. Esta técnica provoca una atmósfera tóxica en donde no se puede respirar, generando gases muchas veces venenosos, convirtiendo el trabajo del minero en una trampa mortal a la que pocos sobreviven.

El primer túnel de la historia se le atribuye a Semiramis (reina de Asiria y edificadora de Babilonia), quien mandó a construir un túnel bajo el río Éufrates aproximadamente en el año 2200 a.C., para comunicar el Palacio y el Templo de Belos en Babilonia. A este trabajo se refieren algunos historiadores como Diodoro de Sicilia, Herodoto y Estrabón, entre otros. En realidad se trataba de un falso túnel, por cuanto no fue una perforación subterránea, sino que el túnel se construyó mediante una zanja excavada a cielo abierto que posteriormente fue recubierta, previamente se desviaron las aguas del río Éufrates aprovechando el período de estiaje. Algunos detalles que menciona el historiador Diodoro son los siguientes:

- El material de revestimiento fue de ladrillo cocido.
- Las cámaras abovedadas fueron revestidas con betún caliente.
- El espesor del revestimiento fue de 4 codos, un codo equivale a 45 cm, por lo tanto su espesor es de 1.80 m.
- Las paredes laterales tenían 20 ladrillos de espesor, 12 pies de altura (sin la bóveda) y 15 pies de ancho.

A lo largo de la historia y bajo el desarrollo de distintas culturas se han proyectado y construido túneles con distintos motivos. Tanto en el antiguo Egipto, como en las culturas orientales, el túnel tuvo un marcado carácter religioso. En Egipto son conocidas las tumbas cavadas en roca donde sepultaban a los faraones, en China o la India se esculpieron en la roca templos y monasterios budistas. Ya en el medio oriente en zonas como las Tierras de Canaan (siglo X a.C.) el propósito de la construcción de túneles es ingenieril y también hidráulico, tenían como fin la captación de aguas y el abastecimiento a las ciudades. La razón de hacerlo bajo tierra era sin duda, evitar que un bien tan preciado como el agua, muy escaso por aquellas regiones, se evaporara como consecuencia de las altas temperaturas que se alcanzaban a cielo abierto, desde el punto de vista estratégico–militar el hacerlo bajo tierra evitaba también que el enemigo pudiera envenenar el agua que se distribuía a las ciudades.

Un hito importante en la historia de los túneles es el construido en la Isla de Samos, de 1036 m de longitud y el primero del que se tiene noticia del ingeniero – arquitecto que lo construyó, Eupalinos de Megara (Grecia). Esta obra construida por el año 530 a.C., servía para el abastecimiento de agua a la capital

de la isla, estuvo en funcionamiento durante un milenio y fue considerada como una de las tres maravillas del Mundo Heleno. Es también el primer túnel con un enfoque metódico en construirse y el segundo túnel en la historia que fue realizado desde dos frentes simultáneos. En la Figura 2.2, se presentan dos vistas del túnel de Eupalinos.



Figura 2.2. Vista de la entrada y del interior del túnel de Eupalinos. (Fotografías tomadas de Wikipedia).

Aportes importantes en la construcción del túnel de Eupalinos:

- Diseñó un sistema para que los túneles se encuentren en el medio de la montaña
- Horizontalmente hizo que los túneles cambien de dirección (uno a la izquierda y otro a la derecha), para garantizar la intersección de ambos, ver Figura 2.3.

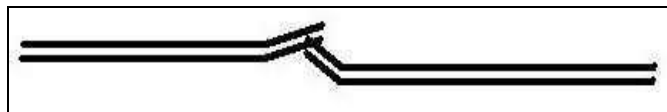


Figura 2.3. Vista en planta del trazado del túnel de Eupalinos.

- Verticalmente incrementó la altura de los túneles, en el lado norte mantuvo horizontal el fondo e incrementó la altura del techo y en el lado sur mantuvo el techo e incrementó el fondo, ver Figura 2.4.

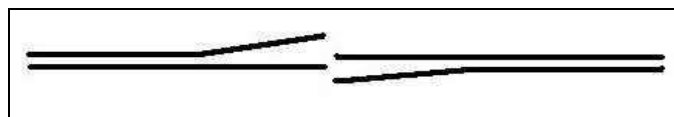


Figura 2.4. Vista en elevación del trazado del túnel de Eupalinos.

- El túnel está excavado en la roca y solo en algunos tramos se hizo necesario una protección artificial con bloques de piedra caliza y techos a dos aguas.
- A lo largo de toda la galería inferior corre una línea horizontal que indicaba el nivel exacto que había de seguirse en la excavación.
- Con ello se consiguió una pendiente longitudinal regular de aproximadamente 4 por mil.
- Cada 63 m hay una señal vertical, que lleva al lado un número y el nombre del responsable de cada uno de los grupos de trabajos.

Antes que el túnel de Eupalinos, el más antiguo túnel conocido en el que dos equipos avanzaron simultáneamente fue el túnel de Ezequías en Jerusalén, completado sobre el 700 a.C. Sin embargo numerosos intentos fallidos en direcciones equivocadas, llevaron a que el túnel inicialmente de 450 m, cubra solo una distancia de 300 m, esto permite concluir que el trabajo fue hecho sin un enfoque metódico, los trabajadores siguieron probablemente un cauce subterráneo (referencia 2.2).

En la época del Imperio Romano se construyeron túneles con muy diversos propósitos: galerías mineras, túneles para abastecimiento de agua, para alcantarillado, para el drenaje de lagos volcánicos (por ejemplo emisario de Fucino de 5500 m de longitud), en las calzadas romanas (como el túnel de Pausilippo, cerca de Nápoles, de 1500 m de longitud), además los túneles de propósito militar y las catacumbas.

En la Edad Media, los túneles pierden importancia como obras de ingeniería civil y derivan en galerías y pasadizos en castillos y fortalezas, en otras palabras, en obras menores. Sin embargo, al final del período, la minería se robustece y se consolida, fundamentalmente en Europa central, surgiendo al inicio del Renacimiento la obra maestra de la minería, denominada *De Re Metallica* publicada en 1556, cuyo autor fue el alquimista, químico y mineralogista alemán Georgius Agrícola (Georg Pawer, 1494 – 1555). Dicha obra recoge con minuciosidad en su texto y en sus grabados las prácticas y técnicas para actividades de minería, de túneles y metalurgia, siendo un libro básico de consulta durante los tres siglos siguientes a su publicación.

En 1912 fue traducida del latín al inglés por Herbert Hoover (presidente de los Estados Unidos entre 1929 y 1933) y su esposa Lou Henry Hoover, cuando ambos pertenecían a la Stanford University y eran miembros del Instituto Americano de Ingenieros de Minas. Se presentan a continuación algunos lineamientos de la obra De Re Metallica:

- El terreno rocoso se disgrega con la técnica del fuego
- Se enciende una hoguera en el frente de ataque, luego se enfría con una mezcla de agua y vinagre
- Los materiales disgregados se movilizan con herramientas manuales
- Se realizan entibaciones durante el proceso de avance de la excavación, el lector podrá suponer que estas acciones de sostenimiento eran rústicas.
- Se utilizan ventiladores para esparcir los gases, fabricados en madera
- En la Figura 2.5 se presenta un grabado de la obra, el mismo que contiene la forma en que se debía concebir un túnel bajo el Canal de la Mancha (referencia 2.3)

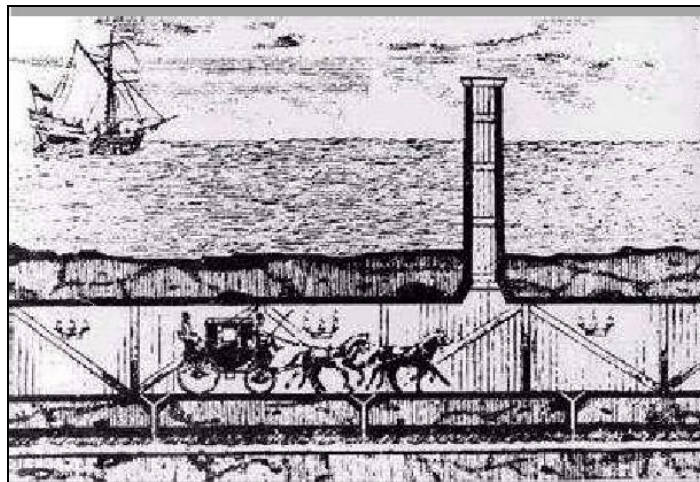


Figura 2.5. Grabado de la obra de De Re Metallica. Proyecto de túnel bajo el Canal de la Mancha tomado de la referencia 2.3.

En definitiva el Renacimiento marca el resurgir del hombre así como el de los túneles tras el letargo de la época medieval. Leonardo da Vinci concibe niveles subterráneos en sus proyectos de ciudades y piensa en la posibilidad de perforar túneles en donde los canales se encuentran con barreras montañosas. El primer túnel del Renacimiento es la Mina de Daroca en la provincia de Teruel, ubicada en Aragón, España. Cuenta con 600 m de longitud, 6 m de ancho y una altura variable entre los 7 y 8 m. Fue construido entre 1555 y 1570 por Quinto Pierres

Bedel, ingeniero, arquitecto y escultor francés, especialista en obras hidráulicas, de mucho prestigio en Aragón por esa época. El objetivo del túnel era reconducir y desviar las aguas provenientes de las lluvias torrenciales, directamente hacia el río Jiloca. Es el túnel más antiguo de Europa con propósitos hidráulicos.

En el siglo XVIII surge la Era de los Canales y dentro de ella los túneles, es en esta etapa donde los túneles y galerías comienzan a adquirir peso propio: el túnel de Malpas, en el Canal de Midi para la unión del océano Atlántico y el mar Mediterráneo, es el primer túnel para canal. Fue una obra extraordinaria que impulsa Colbert, quien fue primer ministro francés bajo el reinado de Luis XIV en 1680. Este túnel, de 165 m de longitud, 6.5 m de altura y 8 m de ancho, fue perforado por Pierre-Paul Riquet, ingeniero francés de gran valía que vivió entre 1609 y 1680, precisamente no alcanzó a terminar su obra. En resumen algunos de los aportes de su construcción fueron los siguientes:

- Se empleó la pólvora por primera vez
- Se perforó en una turba arenosa, bajo el monte Enserúne
- Los 165 m de longitud fueron ejecutadas en secreto en un tiempo record de 8 días
- Se utilizó una protección de hormigón en toda su longitud
- Lleva el nombre de “Malpaso” (traducción del término Malpas), debido a las múltiples complicaciones en su ejecución
- Riquet, su constructor, se inspiró tal vez en un canal preexistente de la edad media, el cual sirvió para drenar la laguna de Montady
- Actualmente, además del túnel del canal y de la laguna, existe un tercero que es un túnel para ferrocarril



**Figura 2.6. Vista del interior del túnel de Malpas.
(tomada de Wikipedia).**

Así comienza la Era de los túneles para canales, luego del túnel de Malpas muchos otros se construirán en las siguientes décadas destacando los túneles ingleses para canal, muchos de ellos obra del ingeniero inglés James Brindley. La experiencia adquirida con la construcción de túneles para canal resultaría muy valiosa en el período siguiente, el de la Revolución Industrial coincidente con el inicio de la denominada Era de los Ferrocarriles. En esta etapa, que se desarrolla a partir del siglo XIX, los túneles tuvieron gran auge; en la historia de los túneles de ferrocarril se agolpan grandes hazañas en una denodada lucha del hombre por dominar el arte de perforar la tierra; incorporando progresivamente maquinaria y procedimientos constructivos a partir de los cuales el esfuerzo manual va cediendo en pro de una incipiente mecanización.

El primer túnel ferroviario fue el de Terre-Noir en Francia, para comunicar las poblaciones de Roann y Andrezieux, era un camino de rieles traccionado por caballos, fue construido en 1826, tiene 1476 m de longitud, 5 m de altura y cerca de 3m de ancho. Los ferrocarriles de vapor, que comenzaron en Gran Bretaña, se multiplicaron de forma importante entre los años 1830 y 1845. El ferrocarril de Liverpool a Manchester, obra de Isambard Kingdom Brunel fue el primero; dicha línea atravesaba la montaña por dos túneles, uno de 4.8 km y otro de 1.6 km.

El siguiente túnel construido bajo el cauce de un río se perforó cuatro mil años después que el de Babilonia, fue obra también de Sir Marc Isambard Brunel y su hijo Isambard Kingdom Brunel, quienes iniciaron su obra en 1825 y la concluyeron en 1843. El denominado túnel del Támesis (Figura 2.7), de 405 m de longitud, fue el primer túnel perforado bajo un río construido en el mundo, ahora es parte del metro de Londres. Para su construcción Brunel padre diseñó y patentó una cubierta abovedada de 80 toneladas de hierro fundido, con ella se soportaba el lecho arcilloso del río y simultáneamente, como escudo, protegía a sus trabajadores de las inundaciones. Los elementos que se usaron fueron la pólvora para hacer explotar y fragmentar la roca y herramientas manuales como picos y palas. Algunos datos interesantes de su construcción son los siguientes:

- La cubierta de hierro fue la razón para que la licitación de la construcción del túnel fuera adjudicada a los Brunel.
- El túnel se diseñó para el tránsito de carruajes a caballo, sin embargo, sólo fue utilizado como paso para peatones.

- El 25 de marzo de 1843, día de su inauguración, lo recorrieron más de 50 mil personas.
- Fue visitado por dignatarios extranjeros y hasta por la Reyna Victoria y el Príncipe Alberto, su esposo
- Marcó un hito a nivel de proyecto de ingeniería civil, pero comercialmente hacia 1860 era un sitio desolado y muy mal visto.



Figura 2.7. Imagen de la época del túnel construido bajo las aguas del río Támesis (Izq.); y del escudo utilizado y patentado por Brunel en 1843 (Der.).

En un principio, la construcción de un ferrocarril era considerada como empresa de colosos, pero conforme los progresos se iban consolidando, los ferrocarriles se construían con relativa facilidad y economía, desarrollándose en todo el mundo como un gran modo de transporte terrestre. Ello llevó a una revolución en el transporte en todo el mundo y a un cambio trascendental en el estilo de vida. En la segunda mitad del siglo XIX se produce un avance impresionante con la construcción de los grandes túneles alpinos para ferrocarril. Los nombres de Mont Cenis (12.6 km), San Gotardo (15.2 km) y Simplón (19.7 km), constituyen las tres importantes obras en la lucha titánica por perforar los Alpes y que marca el punto de mayor esfuerzo en la historia de los túneles.

Los medios disponibles eran todavía modestos, aunque fue importantísima la incorporación de máquinas perforadoras (con taladros) accionadas por aire comprimido, ello sin duda marca un salto cualitativo en los rendimientos de construcción alcanzados. En aquellas décadas la temeridad y audacia de los ingenieros no tenía límites y tal vez por ello ninguno de los que emprendieron los

tres grandes túneles alpinos de ferrocarril pudieron ver su obra terminada. Probablemente, en ocasiones, también a causa de una ambición desmedida, las condiciones de trabajo resultaban inhumanas, destacando la negra historia del suizo Louis Favre (1822 – 1904) y el túnel de San Gotardo. El compromiso de un plazo de ejecución imposible de cumplir con duras penalizaciones por cada día de retraso condujo a Favre primero a la ruina, luego a la muerte y a sus trabajadores a unas condiciones laborales y sanitarias infernales, estimándose en cerca de doscientos el número de muertos durante las obras; un precio muy elevado.

También en Estados Unidos se van imponiendo los túneles en la segunda parte del siglo XIX. Cabe recordar dos túneles bajo el río de Chicago abiertos en 1869 y 1871, que sirvieron como la única vía de escape para los habitantes de la ciudad durante el feroz incendio que redujo la ciudad a cenizas en octubre de 1871, sólo cuatro meses después de inaugurarse el túnel de la calle La Salle. El túnel Hoosac marca también sin duda un hito a nivel de avances tecnológicos, como el de la utilización por primera vez de la nitroglicerina en este tipo de obras, y el túnel de Saint Clair construido a finales del XIX bajo el río que le da nombre entre EE.UU y Canadá mediante un escudo de 6.45 m de diámetro.

Como se ha visto, el resurgimiento de los túneles como consecuencia de la Revolución Industrial, la máquina de vapor y los ferrocarriles marcaron un hito importante en el diseño y construcción de los mismos. Los siguientes avances fueron debidos a diversas causas. Así, la electricidad y la potencia eléctrica propició la aparición de los ferrocarriles subterráneos como el Metro. Por otra parte, las centrales de energía dieron lugar a la construcción de los túneles para enfriamiento de agua y para conducción de cables. La máquina de combustión interna, no sólo extendió la potencia de la ingeniería sino que dio lugar al motor de explosión, lo que condujo al desarrollo de las carreteras y por tanto a la demanda de un número creciente de túneles para vehículos a motor, no sólo perforados bajo montañas sino también bajo colinas menores o incluso bajo los cauces de los ríos y cruce cortos bajo el mar.

Este capítulo debe necesariamente concluir con la presentación de las Tablas 2.1 y 2.2, en la primera se presenta un resumen de los hitos significativos o históricos en la construcción de los túneles y la época en que sucedieron, complementadas con investigaciones del autor. En la segunda tabla, se presenta

un resumen de la evolución con que la velocidad de avance en la construcción de túneles ha tenido a lo largo de la historia (referencia 2.4).

Época	Hecho significativo
Año 530 a.C.	Primer túnel ejecutado con enfoque metódico, Eupalinos
Año 1556	Aparece primer tratado técnico de minería, túneles y metalurgia
Segundo cuarto del S. XVII	Por primera vez se empleó la pólvora negra para efectuar la demolición de la roca
Tercer cuarto del S. XIX	Se realiza la perforación mecánica, con dinamita y la ventilación desde un solo portal
Primer cuarto del S. XX	Se utilizan palas mecánicas para remover los escombros
Segundo cuarto del S. XX	Se usan brocas de carburo de tungsteno cambiables
Último cuarto del S. XX	Se desarrollan las máquinas de perforación a sección completa

Tabla 2.1. Hitos significativos en la historia de los túneles.

Época	Avance medio mensual (m)	Observaciones
Primera Centuria	< 2	El esfuerzo del trabajo de la excavación se confiaba a la fuerza del hombre, que lo realizaba con rocas y utensilios rudimentarios
	≈ 2.50	Se difundió el uso del pico, cuñas de hierro, cinceles, palancas, etc., con las cuales el hombre se ayudaba
Primera mitad S. XIX	5 – 15	Uso de la pólvora negra en las voladuras, la cual se depositaba abriendo fisuras en la roca
Segunda mitad S. XIX	30 – 70	Introducción de la perforación mecánica, empleo de explosivos como dinamita y gelatina y uso de sistemas de encendido
Primera mitad S. XX	80 – 150	Uso de métodos de perforación – voladura y mecanización de la extracción de escombros
Segunda mitad S. XX hasta la actualidad	200 – 800	Empleo de equipos electro – hidráulicos y sistematización de la extracción de escombros, además por la introducción de sistemas de perforación continua

Tabla 2.2. Evolución de la velocidad de avance en la construcción de túneles.

Referencias:

- 2.1 AYALA, Francisco (1994), Manual de Túneles y Obras Subterráneas, Madrid.
- 2.2 Antiguo Testamento, Crónicas Capítulo 2 Reyes 18-20 y 2 Crónicas 29-32.
- 2.3 Memorias de Diseño y Construcción de Túneles, Universidad Politécnica de Cataluña.
- 2.4 ROBLES, Nerio (1994), Excavación y Sosténimiento de Túneles en Roca, Lima.

3. FUNCIONAMIENTO Y EXCAVACIÓN DE TÚNELES.

Como se pudo observar en esta reseña anterior son innumerables los túneles construidos desde la antigüedad hasta la actualidad, así como las mejoras en las técnicas y elementos constructivos que poco a poco han alcanzado un grado de eficacia inimaginable. Debido precisamente a esta evolución es necesario revisar los distintos métodos de excavación de túneles que fueron surgiendo desde la Era de los Canales y los Ferrocarriles hasta la actualidad y que, aún, hoy día se utilizan en algunos casos concretos en los que el terreno no da otra opción.

3.1 Principio de funcionamiento.

Un túnel es un orificio practicado en un sólido tridimensional que es el terreno, si este sólido es muy competente, no se requiere un “refuerzo de borde”. Si ese sólido es menos competente, entonces se requiere un “refuerzo de borde” que es el sostenimiento. El terreno se sostiene a sí mismo con la colaboración del sostenimiento, diseñado para aportar el refuerzo que el terreno necesita, por lo tanto diseñar es elegir una forma estructural que ayude al terreno a sostenerse a sí mismo, en la Figura 3.1, tomada de la referencia 3.1, se presenta un ejemplo de lo indicado. La forma recta de la figura izquierda produce concentración de esfuerzos en las esquinas superiores y en la parte superior del orificio. La forma curva (de bóveda o corona), de la figura derecha permite una distribución más homogénea de esfuerzos en la misma zona, con ello este tipo de orificio ayuda al terreno a auto soportarse.

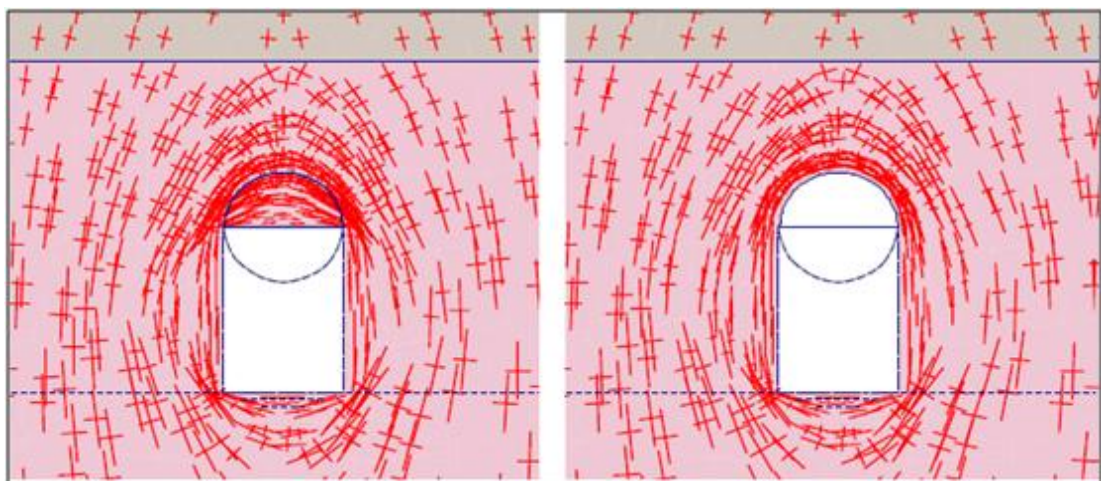


Figura 3.1. Formas de orificio que se practican en túneles (referencia 3.1).

Las características técnicas de los túneles dependen del tipo de proyecto y del terreno donde se construyen, en su planificación debe buscarse siempre el equilibrio de la triada economía – seguridad – servicio, tal como se indica a continuación:

- Las obras subterráneas son caras y debe tratarse de reducirlas al mínimo
- Es preferible no reducir su altura libre o gálibo en exceso para economizar el proyecto
- Deben tomarse siempre las precauciones en su seguridad, por cuanto son obras que una vez en servicio, es difícil cambiarlas o modificarlas, o en su defecto inutilizarlas por largos períodos.

En la construcción de los túneles se presentan dos problemas principales: el primero la ejecución de la excavación y el segundo la ejecución del sostenimiento y posteriormente la ejecución del revestimiento. Estos trabajos se ejecutan a partir de un número, muchas veces restringido, de frentes de ataque. Así, el plazo de la obra depende del número de frentes de ataque que se puedan utilizar simultáneamente, claro está que para una velocidad de construcción mayor, es conveniente multiplicar los frentes de ataque. En los numerales siguientes se hará una descripción de todo el proceso de excavación y en el capítulo cuarto, una descripción y últimas tendencias del sostenimiento y del revestimiento.

En la referencia 3.2, se presenta una clasificación de túneles de acuerdo con el tipo de suelo a excavar, para ello en la Figura 3.2, se presenta sucintamente esta clasificación, así mismo en lo que sigue se presenta un resumen del desarrollo presentado en la misma referencia 3.2.

3.2 Métodos de Excavación.

Como se desprende de la Figura 3.2, los métodos de excavación de túneles dependen en primer lugar, y de forma fundamental, del tipo de terreno a atravesar. De este modo cabe hablar por separado de la excavación de túneles en terrenos o suelos blandos y de túneles en roca. A modo indicativo en la Tabla 3.1 se recogen las observaciones y tipo de equipo a utilizar en función del tipo de terreno que se pretende excavar:

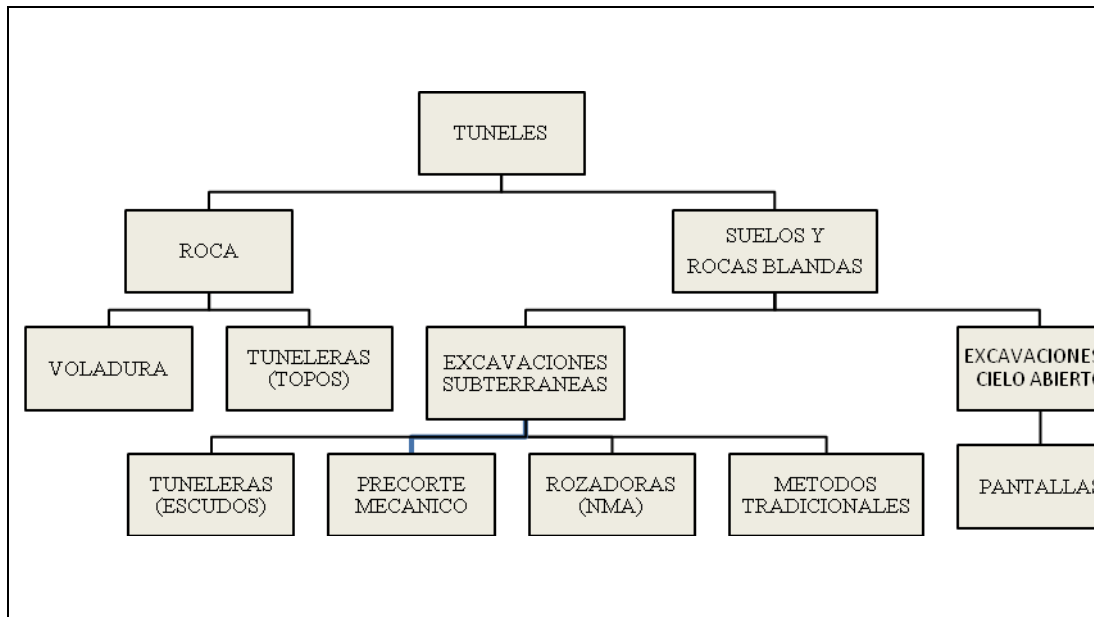


Figura 3.2. Clasificación de los túneles de acuerdo con el tipo de suelo a excavar.

TIPO DE TERRENO	DESCRIPCIÓN	EQUIPO A UTILIZAR
I	Suelos sueltos a semi compactos; arenas, gravas, limos, tierra vegetal, arcillas medias con humedad media, escombros de roca.	Se usa maquinaria de media a baja potencia: topos frontales, excavadora universal.
II	Suelos compactos a roca blanda; arcillas duras, arcillas esquistosas, margas (roca blanda calizo-arcillosa), masa de roca altamente fisurada o estratificada, roca blanda y roca fragmentada por el uso de explosivos.	Son terrenos que necesitan disgregación con un escarificador o arado. Se usa maquinaria de media a alta potencia (superior a los 80 HP).
III	Roca de dureza media; roca caliza, pizarra, conglomerados y rocas medianamente estratificadas, rocas muy alteradas y minerales blandos.	Se usan máquinas de potencia superior a los 140 HP, siempre se necesitará disgregación mediante explosivos de baja potencia o escarificadores pesados
IV	Roca dura; rocas calizas duras o silíceas, rocas ígneas y metamórficas y masas de rocas poco alteradas, cuarcita y minerales de baja densidad.	Sólo pueden ser excavadas por máquinas especiales para cada caso, se usan explosivos de media potencia.
V	Roca muy dura; rocas ígneas no alteradas como granito, diorita, diabasa, rocas metamórficas duras, minerales densos.	Se necesitan máquinas especialmente diseñadas y el uso de explosivos de alta potencia.

Tabla 3.1. Tipos de terreno, descripción y equipo de que se utiliza.

3.3 Excavación en roca.

3.3.1 La mecánica de rocas.

En el caso de los túneles en roca, dada la variabilidad de los distintos factores que intervienen en la mecánica de rocas, es frecuente abordar su estudio mediante las llamadas clasificaciones geomecánicas, entre las que destaca la clasificación geomecánica RMR (Rock Mass Rating). Esta clasificación fue presentada por el Ingeniero Bieniawski en 1973 y modificada sucesivamente en 1976, 1979, 1984 y 1989. Permite hacer una clasificación de las rocas en sitio y estimar el tiempo de sostenimiento y longitud de un claro sin apuntalar (L en la Tabla 3.2). Se utiliza usualmente en la construcción de túneles, de taludes y de cimentaciones.

El RMR se obtiene estimando cinco parámetros: la resistencia a compresión simple de la roca, el RQD (Rock Quality Designation), longitud de separación entre las diaclasas, estado de las diaclasas y la presencia de agua freática. Al resultado de cada uno de los parámetros se le asigna, según las tablas, un valor y se suman todos ellos para obtener el índice de calidad RMR sin correcciones. A este valor se le debe aplicar un factor de ajuste menor a la unidad en función de la orientación de las discontinuidades. El factor de corrección, definido cualitativamente, depende como ya se dijo de la orientación de las discontinuidades y tiene valores distintos según se aplique a túneles, cimentaciones o taludes. El índice RMR puede variar entre 0 y 100 y define cinco clases de roca designadas con números romanos que se corresponden con cinco calidades del macizo rocoso: muy buena, buena, media, mala y muy mala. La principal ventaja como método de clasificación es su sencillez y economía. El índice RMR se clasifica en función de la tabla 3.2:

Clase	RMR	Descripción	Tiempo medio de sostenimiento	Ángulo de rozamiento
I	81 – 100	Muy bueno	20 años L=15 m	>45°
II	61 – 80	Bueno	1 año L=10 m	35° - 45°
III	41 – 60	Regular	1 semana L= 5m	25° - 35°
IV	21 – 40	Pobre	10 horas L=2.50 m	15° - 25°
V	0 – 20	Muy pobre	30 minutos L= 1 m	< 15°

Tabla 3.2. Índice de clasificación de rocas según el RMR.

El índice RMR está correlacionado empíricamente con el módulo de Young (E_R) de la roca en unidades de GPa, con la siguiente relación:

$$E_R = 2 \text{ RMR} - 100 \text{ GPa (para índice RMR} > 50)$$

$$E_R = 10^{(\text{RMR}-10)/40}$$

Es común recurrir a la resistencia característica de compresión de la roca para tener una idea de si un sistema de excavación es aplicable o no, de forma que:

Roca con $f'_c < 100$ MPa, se pueden utilizar máquinas rozadoras.

Roca con $f'_c < 250$ MPa, permite el uso de máquinas tuneladoras o topes.

Roca con $f'_c > 80$ MPa, es válido el uso de la voladura.

3.3.2 Excavación mecanizada.

Las máquinas rozadoras o también denominadas tuneladoras de ataque puntual, fueron fruto del proceso de innovación desarrollado integralmente dentro de la industria minera del carbón. Se trata de máquinas aptas para terrenos de dureza baja o media, equipadas con un cabezal cortador o rozador en el extremo de un brazo mecánico de libre movimiento que excava barriendo el frente con movimientos horizontales, verticales o aleatorios. Fueron inventadas en la antigua Unión Soviética en los años '30 utilizándose en las minas británicas de carbón a partir de los años '60 del siglo XX.

Las máquinas tuneladoras o topes, conocidas también por sus siglas TBM (Tunnel Boring Machine), tienen como finalidad la excavación de túneles circulares a sección completa, normalmente en roca dura, provistas de cabeza giratoria con cortadores (denominadas picas), también pueden adaptarse para trabajar en terrenos blandos. Las primeras máquinas tuneladoras se inventaron alrededor de 1850, pero uno de los primeros resultados que alcanzaron el éxito corresponde a la perforadora a sección completa de Beaumont – English, utilizada en 1881 en el túnel del Canal de la Mancha. Las primeras aplicaciones de las TBM con buenos resultados en roca dura se registraron 100 años después, en 1950, en la perforación de la presa de Oahe, ubicada en Dakota del Sur, Estados Unidos. Con estos equipos se tiene una alta producción en obra, pero son muy caros, el túnel tiene que ser muy largo o ejecutar varios de ellos para amortizar la máquina. Otra desventaja que tienen es que cada túnel tiene una sección igual a la del diámetro de la cabeza, y siempre circular. No pueden salir hacia atrás, si se

hacen los túneles desde cada lado al encontrarse quedarían pérdidas. Se proyecta hormigón para evitar la caída de alguna roca que quedara suelta. Se destacan las tuneladoras de frente abierto y de frente cerrado:

Las tuneladoras de frente abierto consisten en un robusto escudo de acero que protege el perímetro de la excavación, pero dejando el frente del túnel abierto y desprotegido. A continuación se va colocando el anillo de revestimiento, pero se producen problemas de inestabilidad en el frente que queda sin sujeción. Un grave accidente debido a estos equipos fue el ocurrido en el Metro de Madrid en 1973. Se utilizaron tres de estos equipos en el Metro de Madrid, en la línea 6 y 9, durante los años 70 y 80. A partir de 1995 fueron prohibidas en España, aunque se utilizaron también en la construcción del metro de Atenas y se produjeron numerosos colapsos del terreno.

El desarrollo de las tuneladoras de frente cerrado se ha realizado en Japón, en los últimos 25 años, donde se han construido cientos de kilómetros de túneles, algunos de ellos submarinos. Con este método el túnel queda revestido a la vez que se excava. Estos equipos resuelven los problemas de estabilidad y protección del frente que se daban con las tuneladoras abiertas. Aquí la estabilidad del frente queda garantizada porque el material excavado queda almacenado en una cámara en la propia cabeza de la máquina donde se conserva a la misma presión horizontal que tenía en el terreno. La cámara cerrada sostiene también la presión del agua del terreno de forma que el túnel no puede colapsar y sigue sostenido tras ser excavado.

Este sistema se utiliza mayoritariamente en la excavación de túneles urbanos en suelos o rocas blandas. Con este tipo de tuneladoras se han abierto los túneles del Canal de la Mancha, metros de Lille, Lyon, Madrid, París, Toulouse, Londres, Milán, Roma, Colonia, El Cairo y Lisboa. Siendo el método más rápido y seguro tiene su desventaja en la rotura del rodamiento principal de la máquina, que debe diseñarse adecuadamente. Se ha utilizado para la ampliación del metro de Madrid desde 1995, donde se ha conseguido un récord mundial de avance de 1.020 metros al mes (Metro Sur en Móstoles, con la empresa FCC). Se han empleado seis tuneladoras de este tipo, que actualmente están realizando otras ampliaciones de menor magnitud.

3.3.3 Voladura.

Para utilizar voladura la resistencia a la compresión de la roca tiene que ser superior a 80 MPa, tal como se comentó anteriormente. Si la roca es muy blanda no se la puede romper con voladura, sólo se la deforma y se plastifica. El procedimiento típico empleado en la excavación en túneles por medio de perforación y voladura tiene una secuencia cíclica que consta de las siguientes actividades que se encuentran organizadas por etapas y como dato adicional se presenta el tiempo ponderado de cada etapa respecto al tiempo total del ciclo de excavación:

Actividades	Etapas	Tiempo ponderado
Trazado del diagrama de tiros	Perforación	40%
Instalación del equipo de perforación		
Perforación		
Carga de explosivos	Voladura	2%
Disparo y ventilación		
Avance del equipo de limpieza al frente y eliminación de escombros	Limpieza	33%
Perfilado de la sección y colocación opcional del sostenimiento	Sostenimiento empernado	15%
Colocación de líneas de gradiente y alineamiento	Sostenimiento concreto lanzado	10%
Trazado de un nuevo diagrama de tiros para un nuevo disparo	Inicio del ciclo	-

Tabla 3.3. Ciclo de excavación por medio de perforación y voladura.

Los porcentajes están referidos a un tiempo del ciclo denominado T, valor que de acuerdo a la información de la referencia 2.4, depende del área de la sección y de la presencia o no del sostenimiento, tal como se presenta en la Tabla 3.4:

Dimensiones: base por altura (m)	Tiempo del ciclo (T) en minutos	
	Sin sostenimiento	Con sostenimiento
3.20 x 3.20	300	340
5.00 x 5.00	360	420
6.75 x 8.75	410	500

**Tabla 3.4. Valores del tiempo de ciclo T.
Para excavación en roca mediante perforación y voladura.**

De la Tabla 3.4 se extraen las siguientes conclusiones:

- Las dimensiones del túnel inciden o afectan sensiblemente el ciclo de excavación y por consiguiente la obra misma
- Él promedio es del orden 1.5 ciclos por turnos de 8 horas de trabajo
- En rocas suaves este valor puede ser un poco mayor

Finalmente en la Tabla 3.5 se recogen, a grandes rasgos, las características y los riesgos que implica perforar los distintos tipos de roca:

TIPO DE ROCA	DESCRIPCIÓN
Caliza	Fácil de excavar; consumo reducido de explosivos y barrenos. Pueden encontrarse cavernas, a veces de grandes dimensiones, y manantiales de agua importantes. No suelen hallarse gases peligrosos.
Arenisca	Fácil de excavar; consumo de explosivos normalmente menor que en la caliza; mayor consumo de barrenos. No suele presentar discontinuidades ni se encuentran grandes manantiales de agua.
Pizarras	De excavación fácil; según su naturaleza y de la inclinación de los estratos, suele encontrarse poca agua, aunque a veces se presentan manantiales importantes cuando la capa freática está sobre la excavación. Las pizarras pueden ir asociadas al yeso y al carbón; en el caso del segundo, puede existir el metano, gas explosivo muy peligroso; puede hallarse también el hidrógeno sulfurado, mortal, aunque en pequeñas cantidades.
Rocas graníticas	Generalmente fáciles de excavar; no necesita entibar y el revestimiento es normalmente pequeño; el consumo medio de los explosivos es más del doble que en la arenisca normal; el de barrenos, depende de la naturaleza de la roca, que varía entre límites muy amplios; aunque, normalmente, las condiciones de esta roca son favorables, a veces se encuentran manantiales de agua con grandes caudales.
Rocas volcánicas	Las rocas volcánicas son costosas de barrenar y precisan importante consumo de explosivos; suelen encontrarse estratos de tobas descompuestas que dan lugar a grandes manantiales, como también gases peligrosos, tóxicos o explosivos.

Tabla 3.5: Características y los riesgos de los distintos tipos de roca.

3.4 Excavación de túneles en suelos y rocas blandas

La perforación de túneles en terrenos blandos es un tema muy complejo en el que se mezcla la excavación en sí y el tratamiento del terreno, existiendo un gran número de sistemas de ejecución: escudos, precorte mecánico, prebóveda de jet-grouting, congelación, incluso sostenimiento con hormigón proyectado de forma similar a los túneles en roca.

3.4.1 Método Tradicional

Dentro de los métodos tradicionales, los avances logrados se refieren tanto al aumento de los rendimientos como a la calidad de los trabajos y de las condiciones de seguridad y salud. Los problemas recurrentes en la ejecución de túneles en terrenos blandos son los siguientes:

- Se producen asentamientos en la superficie debido a la excavación.
- Desprendimientos de material durante la ejecución del túnel.

Para minimizar los asentamientos de la superficie, en el método tradicional se avanza dividiendo la excavación en dos fases, estas fases se denominan fase de avance (o calota, referido a la bóveda) y fase de destroza (zona inferior del túnel). A su vez, el avance se divide en otras varias fases, que dependerán del método utilizado, como se verá más adelante. Una vez que se concluye con la fase de avance se le aplica un sostenimiento primario. A continuación se excava la destroza, la cual puede llevarse a cabo de diferentes formas, pero en cualquier caso hay que colocar una contra bóveda para evitar que al romper el suelo éste entre por debajo de la excavación.

Existen a su vez varios métodos de excavación enmarcados dentro del método tradicional, en función de las fases de excavación del avance, entre ellos el Belga (o Método Clásico de Madrid) y el Alemán. Las dimensiones del túnel influyen en las deformaciones y esfuerzos del terreno en el contorno del túnel, estos indicadores se incrementan conforme se aumenta también el diámetro. El Método Clásico de Madrid no presenta nunca un frente abierto de grandes dimensiones (las áreas de excavación son menores a 3 m^2). La galería de avance (1 en la Figura 3.3), con una sección de unos 3 m^2 , puede reducirse en función de la estabilidad del terreno. Esto reduce la posibilidad de hundimiento del frente, ya que a la vista de la galería, que actúa no sólo como avance, sino también de reconocimiento previo, se decide en cada pase la longitud del mismo y las dimensiones de los ensanches (2 en la Figura 3.3). Terminado el avance y los ensanches, la parte inferior del frente queda soportada por el volumen de la destroza (3, 4 y 5 en la Figura 3.3), que se desfasa del avance según convenga para que la sección completa del túnel sea siempre estable.

De la misma forma, este método permite la ejecución de los hastiales (4 en la figura 3.3) por medio de batches (3 en la Figura 3.3), cercanos siempre al

comienzo de la destroza. Excavar por bataches es una técnica que se hace cuando el terreno junto al corte debe soportar cargas a una cota superior a la del fondo de la excavación, como los túneles o un edificio colindante. Consiste en ir excavando por tramos alternos, generalmente de anchura del orden de 2 m y ejecutar la contención también de forma alterna.

De esta forma, siempre se mantiene una cierta estabilidad del corte del terreno aunque nunca es completa y hay que tener mucho cuidado, sobre todo en ejecutarlos con bastante rapidez y en asegurar la conexión entre los distintos bataches.

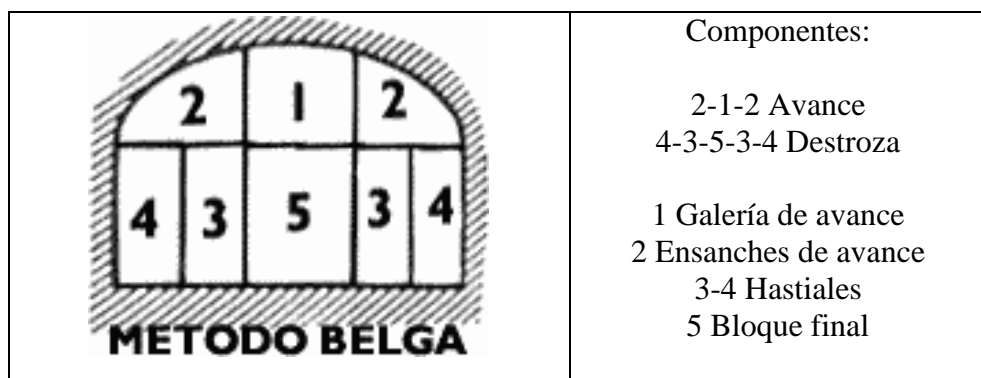


Figura 3.3. Fases constructivas del método Belga (Clásico de Madrid)

La combinación de estas variables ha dado como resultado una ejecución muy segura en los terrenos de Madrid (de ahí su nombre), la ejecución termina con la construcción de la contra bóveda bajo la solera la cual cierra la sección resistente. En la figura 3.4 se presenta el esquema constructivo del método clásico de Madrid (referencia 3.2), en donde se indican también palabras técnicas que se mencionan regularmente en el desarrollo de esta tesis.

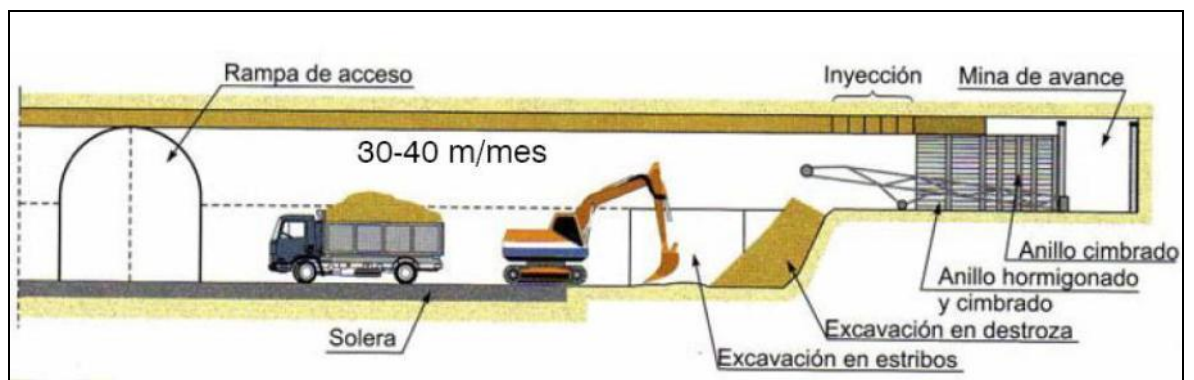


Figura 3.4: Esquema constructivo método belga o clásico de Madrid (referencia 3.2).

Sin embargo, este método mantiene tres condicionantes sin resolver:

- Primero: elección de la longitud de cada avance en función de las características del terreno.
- Segundo: apoyo del arco de bóveda hormigonado en cada avance, normalmente de 2.50 metros de longitud, hasta que se construyen los hastiales y se apoya en ellos.
- Tercero: conseguir una adecuada unión o contacto entre bóveda y hastiales.

Los riesgos al que puede estar expuesto el Método Clásico de Madrid son los siguientes:

- El terreno puede ceder como consecuencia del descalzamiento de parte de la bóveda al ejecutar los hastiales;
- Puede producirse el agrietamiento y rotura de la bóveda
- No es factible para longitudes mayores

La alternativa en estos casos es utilizar el Método Alemán, cuya única variante con el método clásico de Madrid es ejecutar los hastiales (1 y 2 en la figura 3.5) antes de la bóveda (3 y 4 en la Figura 3.5) para evitar los posibles asentamientos de esta.

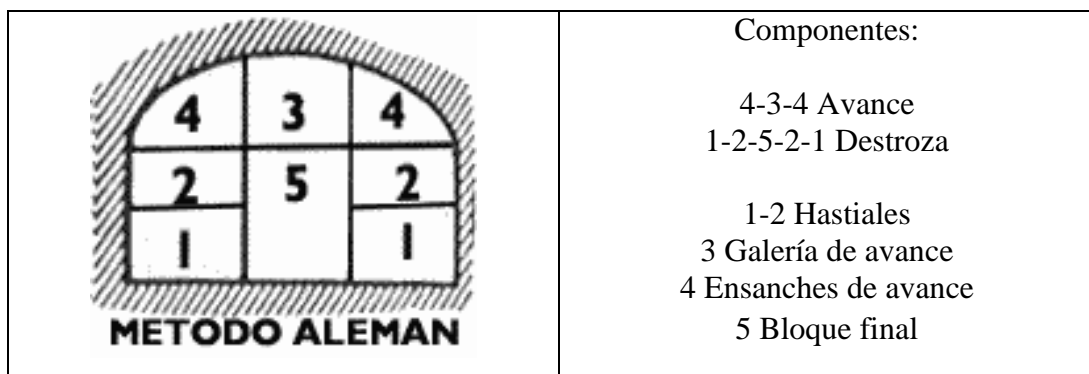


Figura 3.5. Fases constructivas y su denominación en el método alemán.

La influencia del tamaño de la excavación en las deformaciones del terreno puede verse en multitud de lugares, pero tal vez lo más sencillo es analizar el caso del medio infinito. Es conocida la solución analítica de las deformaciones y desplazamientos producidos por un orificio circular en un medio elástico sometido a tensiones vertical p_z y horizontal p_x (Terzaghi y Richart, 1952). El

desplazamiento vertical r_z en clave del túnel de radio R viene dado por la expresión:

$$r_z = [(1 - \nu^2) / E] R (3p_x - p_z)$$

En donde ν es la relación de Poisson del material. De la ecuación anterior se observa que el desplazamiento vertical r_z del terreno en la clave o corona, es proporcional al radio del túnel. El mismo resultado se conoce desde hace 70 años con una expresión analítica más compleja desarrollada por Raymond D. Mindlin en 1940.

Las expresiones de los esfuerzos dan resultados similares. Ello lleva a aplicar lo que el sentido común aconseja, es decir, utilizar métodos de excavación que produzcan una galería de poca área para que los esfuerzos y deformaciones sean pequeñas y controlables, y sólo a continuación ir ampliando la sección del túnel con cuidado y poco a poco. Esta es la razón por la que los métodos clásicos tienen como principio realizar las excavaciones pequeñas para que a su vez los esfuerzos y las deformaciones sean también pequeños. Como conclusión podemos destacar que la excavación del túnel por los métodos clásicos tiene los inconvenientes siguientes:

- Está basada en la utilización intensiva de mano de obra especializada. Ello quiere decir que si hay que abrir muchos frentes de trabajo pueden producirse problemas graves de imposibilidad de encontrar suficiente personal.
- Pese a lo dicho en estos párrafos, no cabe duda de que los trabajos son mucho más peligrosos que los correspondientes al trabajo con tuneladora. Deben por lo tanto extremarse las medidas de seguridad.
- Los trabajos deben estar dirigidos por personal muy experto, y esto quiere decir por personal que lleve muchos kilómetros de túnel construido por estos métodos.

3.4.2 Nuevo Método Austríaco (NATM, New Austrian Tunneling Method).

Llamado de esta forma por la ciudad en la que se presentó en 1962, Salzbugo (Austria). Se tiene en cuenta la colaboración del suelo para soportar los esfuerzos, se busca que una parte del suelo colabore en la resistencia, por lo que el revestimiento primario a colocar es mucho menor que en el caso anterior, de 20-

40 cm. de hormigón. Se completa el sostenimiento del túnel con la colocación de cerchas y malla de acero, o también se utiliza hormigón con fibras.

Cualquiera de estos conjuntos forma un revestimiento muy deformable que cuando se deforma hace que también se deforme el suelo que lo rodea de forma que ese suelo pasa a colaborar en el sostenimiento del túnel. Se miden deformaciones del túnel, se va añadiendo más o menos sostenimiento hasta que el túnel deje de deformarse, momento en el que se tiene el sostenimiento óptimo. En ocasiones se añaden bulones que también colaboran en el sostenimiento.

Sin embargo, realmente no se trata del Nuevo Método Austriaco, ya que no está basado en la filosofía del mismo, es decir de que el terreno coopera a su propio sostenimiento, permitiendo su deformación hasta un punto de equilibrio en que el sostenimiento controla dicha deformación, anclando este al propio terreno. Se le denomina así porque se utilizan los elementos de sostenimiento que se usan en el Método Austriaco, pero ahí termina toda su relación con dicho procedimiento. El túnel se realiza en dos fases: la de avance y la de destroza.

La excavación en avance, comprende la totalidad de la sección de la bóveda más aproximadamente un metro de altura de hastiales, se excava mediante equipos mecánicos, retroexcavadores, rozadora o pala cargadora, según las características del terreno, en una longitud de avance variable entre uno y dos metros, e inmediatamente se coloca un sostenimiento primario constituido por cerchas de acero de perfil omega (cerchas TH) separadas entre 0.5 y 1 m, previamente curvadas con la sección de la bóveda del túnel, se unen mediante soldadura con tresillones metálicos separados 1 m de acero de 32 mm de espesor, además una capa continua de hormigón proyectado de entre 15 y 20 cm de espesor con fibras metálicas en una cuantía de alrededor de 40 kg/m^3 .

La instalación de este sostenimiento primario se lleva con un desfase máximo de 2 m respecto a la excavación, que en los casos necesarios es previamente sellada y regularizada mediante una capa de 3 cm de espesor de hormigón proyectado. Posteriormente se coloca revestimiento definitivo de hormigón en la bóveda, con un desfase entre sostenimiento y revestimiento conveniente, para permitir realizar otros trabajos de mejora y consolidación del terreno. Todo el trabajo requiere una medición sistemática de la deformación del sostenimiento para tomar las medidas correctivas apropiadas.

La excavación en destroza se ejecuta de forma similar al método tradicional continuando con los hastiales y contra bóveda de la manera ya explicada. El NATM es un método adecuado para rocas duras o blandas, pero no en suelos que no aportan ninguna colaboración al sostenimiento. La excavación se puede realizar mediante rozadoras que es una máquina con una cabeza de corte con unos elementos dentados o de corte denominados picas, que al rotar van cortando el terreno.

Tiene gran flexibilidad pues puede inclinar la cabeza y sirven para la ejecución de varios túneles, pueden montarse sobre un chasis de orugas. Para sacar los escombros hay una cinta transportadora que pasa por el centro de la máquina y descarga en algún elemento de transporte. Los sistemas de corte empleados son el Milling o corte transversal y el Ripping o corte longitudinal. El Milling, posee un giro perpendicular al avance de la máquina, produce un mejor corte, además se puede realizar un mejor control geométrico, pues se la puede movilizar lateralmente. En el Ripping que también se denomina corte axial, el giro es en el sentido de avance de la máquina, se ejerce la fuerza hacia abajo por tanto la máquina tiende a levantarse, pero ese levantamiento es controlable por cuanto se tiene todo el peso de la máquina como reacción, sin embargo la desventaja es que la geometría de la excavación es irregular.

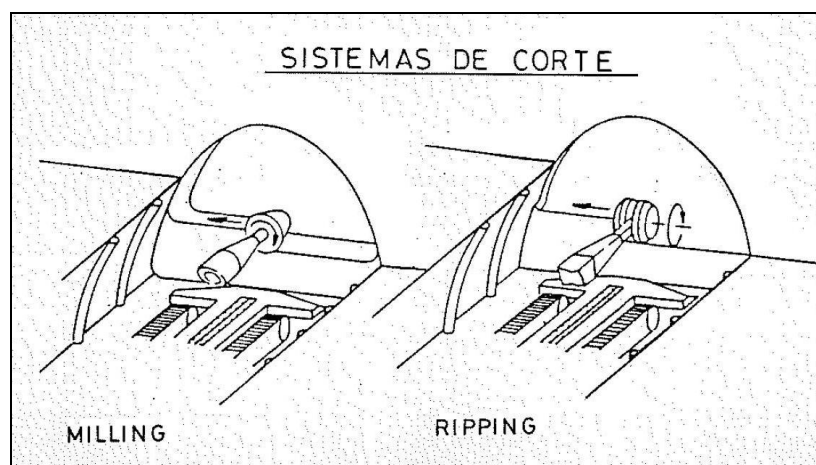


Figura 3.6. Esquema de sistemas de corte con rozadoras (referencia 3.2).

Ambos sistemas (milling y ripping) tienen sus ventajas y desventajas, cada uno tiene sus aplicaciones específicas. Existen máquinas en el mercado que permiten la utilización de ambos sistemas con la simple sustitución del cabezal de corte. Sin embargo, ensayos realizados demuestran que para un motor de corte de

las mismas características, el rendimiento de rozado aumenta hasta un 30% utilizando el sistema Ripping, sistema que también resulta ventajoso cuando se trate de excavar rocas duras. Las picas juegan un papel importante en el proceso de trabajo puesto que es el elemento sometido a mayor desgaste. Su geometría, disposición y material del que se componen, influyen en el rendimiento y durabilidad. Para rocas blandas se usan las picas radiales (tienen inclinación) y para rocas duras las picas cónicas (puramente tangenciales).

Las rozadoras más modernas echan un chorro de agua a la pica para evitar la generación de polvo, si no se lo hace se dificulta la visibilidad. Para evitar este polvo se riega el frente con floculante para que los flóculos caigan por gravedad. La rozadora es una máquina muy especializada y, como tal, es cara. Por ello, existen cabezas de rozadoras para acoplar a otras máquinas, como por ejemplo, una excavadora. En este caso se necesita recoger los escombros y montarlos en camiones, pero si el trayecto es corto, resulta más económico. En la Figura 3.7 se presenta un esquema del proceso de excavación mediante rozadoras:

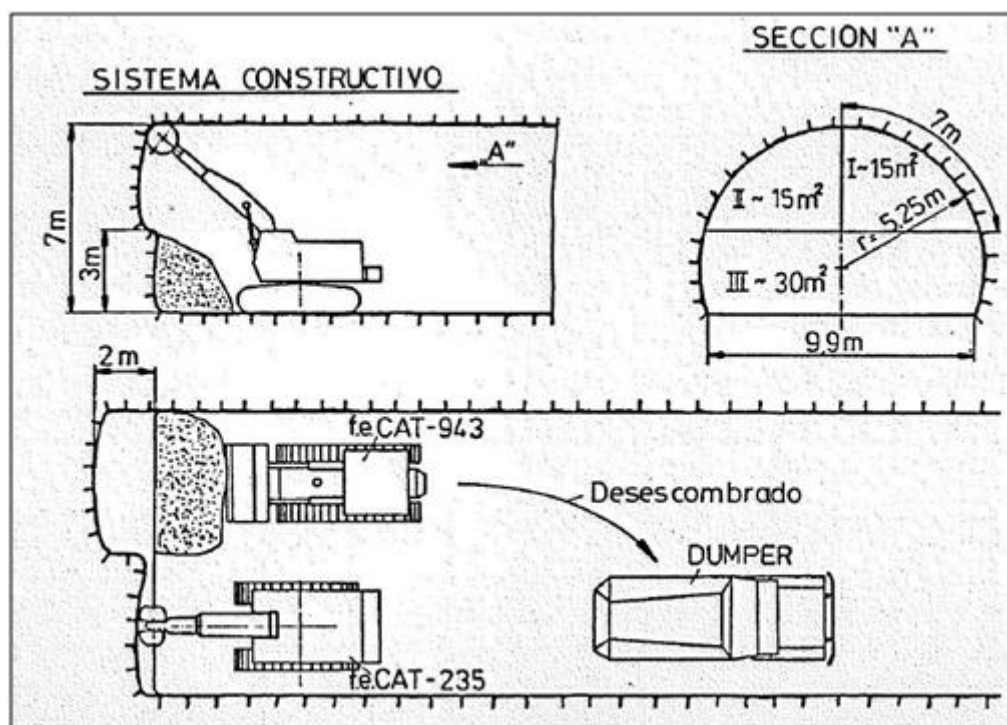


Figura 3.7. Esquema del proceso de excavación mediante rozadora (referencia 3.2).

3.4.3 Precorte mecánico.

Es un método patentado por el que hay que pagar para utilizarlo, sus inicios fueron en Europa en los años 70, ver Tabla 3.6. Consiste en una estructura mecánica con una gran sierra de unos tres metros que se utiliza para cortar el suelo. La estructura metálica tiene la forma de la sección del túnel y la sierra corta una rebanada de unos 20 centímetros, una vez cortado se pone el revestimiento de hormigón y se continúa excavando convencionalmente por debajo de dicho revestimiento.

Por detrás se va haciendo el revestimiento definitivo con malla y hormigón. Este método no funciona bien con agua pues el frente de excavación está libre y se tendría una entrada del flujo de agua en la excavación. La estructura metálica que soporta la cuchilla es hueca para que por el interior puedan pasar la excavadora que excava el frente tras el corte de la rebanada y los camiones donde se carga el material excavado por aquélla. Se va avanzando en dos o tres metros de longitud, coincidiendo con las dimensiones de la cuchilla de corte. Las ventajas del método, según Robert Longelin, de la casa Perforex de Francia, son entre otras:

- La inversión en equipos es del orden del 10% de la de un escudo de equilibrio a presión de tierra (EPB: Earth Pressure Balance)
- Posee un rendimiento de 60-80 m/mes, muy inferior a los escudos EPB
- El plazo de entrega de obras dice ser inferior a 6 meses frente a los 12 a 18 meses que puede ser el plazo al ejecutar con escudo.
- Hasta los 4 km. parece más ventajosa globalmente la utilización de dos equipos que una tuneladora.

- Túnel	Terreno	Año
RER Luxemburg - Chatelet	Caliza	1974 – 1977
RER Fontenay sous bois	Marga verde	1974 – 1976
Metro de Lille, Lots 6 y 7		1980 – 1982
TGV en Sceaux	Suelo blando. Bulones en el frente	1985
TGV Italia Dierettissima	Arcilla plástica	1986
Túnel Galaure Lyon 145 m ²	Molasa arenosa	1991
Metro Madrid Línea 6	Tosco arenoso. Arenas	1994
Túnel Carretera en Tolon	Rotura. Gran hundimiento en superficie	1996

Tabla 3.6. Algunos túneles ejecutados mediante el método del precorte mecánico.

3.4.4 Escudos.

El elemento cortante es una serie de cuchillos o dientes y la parte posterior consiste en un blindaje que protege de las inestabilidades del suelo, protegiendo así a los trabajadores del túnel. El blindaje impide el colapso hasta la colocación posterior e inmediata del sostenimiento. Los escudos presurizados garantizan la contención del terreno del frente de la excavación, impidiendo, además, la penetración del agua del subsuelo al interior del túnel.

La presurización se buscó inicialmente acudiendo al empleo de aire comprimido, que se aplicaba bien a un tramo completo del túnel excavado y revestido, al que se accedía mediante esclusas, bien a la zona inmediata al frente de excavación, que se concebía como una cámara hermética. Salvo que se pueda mantener a los operarios fuera de la zona presurizada, esta técnica tiene hoy en día importantísimas limitaciones, derivadas de la legislación sobre trabajos a presión y de la propia dificultad de las condiciones en las que se deben realizar las labores.

Se han desarrollado otros sistemas, más modernos, que persiguen los mismos objetivos de sostenimiento del frente y estanqueidad de la excavación. El primero, del que hay abundantes realizaciones en Europa y Japón, es el empleo de los hidroescudos (Slurry Shields), que presurizan el frente mediante la inyección de lodos bentoníticos a una cámara estanca situada tras la rueda de corte del escudo. Estos lodos sirven, además, como vehículo para la extracción del material excavado, que se realiza por vía húmeda mediante el bombeo del fango resultante por tuberías hasta una instalación situada en superficie en que se regenera el lodo y se separa el inerte para su transporte al vertedero. El último exponente de los escudos presurizados lo constituyen las tuneladoras, que desarrollan la técnica de Equilibrio a Presión de Tierras, las cuales, recogiendo las iniciales de su traducción inglesa (Earth Pressure Balance), se conocen genéricamente como escudos E.P.B.

El recubrimiento se realiza mediante dovelas prefabricadas puesto que está específicamente considerado para suelos inestables, en este caso no se proyecta hormigón, la sección resultante de esta excavación siempre es circular. Proyectar hormigón o instalar dovelas es parte del tratado siguiente sobre sostenimiento y revestimiento de túneles.

Referencias:

- 3.1 FIUBA, Ponencia de Túneles, Mecánica de Suelos, 2009.
- 3.2 PUERTAS, Jorge, 2010, Estimación del Coste y Plazo en proyectos de Túneles ejecutados mediante excavación convencional y voladura, UPC, Barcelona.

4. SOSTENIMIENTO Y REVESTIMIENTO DE TÚNELES.

4.1. Sostenimiento primario de túneles.

El sostenimiento primario de los túneles es una técnica que se emplea para evitar que las paredes del mismo una vez excavadas se desmoronen sobre los trabajadores, siendo su función asegurar la estabilidad de las excavaciones. Según esta definición, el trabajo que debe realizar el sostenimiento está ligado al reajuste de esfuerzos que se produce en el terreno como consecuencia de la ejecución de la excavación. Por ello, para comprender lo mejor posible el papel que juega el sostenimiento, lo cual es imprescindible para poderlo diseñar adecuadamente, es necesario tener claro la forma como se desarrolla el reajuste de esfuerzos inmediatamente después de realizar una excavación subterránea.

Para poder enmarcar adecuadamente los métodos actualmente empleados en el diseño del sostenimiento de túneles, el lector podrá consultar las referencias 2.1 y 2.4 sobre la distribución de esfuerzos en torno a una excavación subterránea y sobre el comportamiento mecánico del terreno para realizar una presentación más amplia sobre los métodos actualmente empleados en el diseño del sostenimiento de túneles. Existen al menos tres métodos esenciales de sostenimiento primario: el hormigón proyectado, los anclajes (o bulones) y el sostenimiento metálico.

4.1.1 Hormigón proyectado.

El hormigón proyectado tiene dos efectos principales sobre el macizo rocoso. El primero es de sellado de la superficie, cerrando las juntas que se han producido durante la excavación. Así, se evita la descompresión y la alteración de la roca. Por otro lado, el hormigón proyectado forma un anillo que, al adquirir resistencia, trabaja como lámina y resiste las cargas producidas por la deformación de la roca. También es capaz de resistir la carga puntual ejercida por pequeñas cuñas que se apoyan sobre la lámina.

El hormigón proyectado nace conceptualmente de la gunita, la misma que es un mortero proyectado compuesto por arena y cemento y puede contener áridos en la arena gruesa que llegan a diámetros de 4 mm, el contenido de cemento fluctúa entre 400 y 450 kg/m³ de mezcla. Se la utiliza en los siguientes casos:

- Como impregnación preliminar cuando se está consolidado áreas con filtraciones de agua en cuyo caso la arena deberá tener máximo 2 mm de diámetro, con mayor cantidad de cemento, del orden de 450 kg/m³.
- Para tratamiento de zonas especiales (rocas anhidríticas, yeso, esquistos, etc), donde sirve como filtro para intercambio de moléculas, durante el proceso de fraguado del hormigón rociado
- Para asegurar una mejor calidad en el acabado superficial y se encarga de que la masa rocosa participe de manera activa en el mecanismo de sostenimiento

Una variación y mejora a la gunita es justamente, el hormigón proyectado o “shotcrete”, obtenido con una mezcla previamente diseñada que se proyecta contra el terreno, bien por vía seca, por vía húmeda o semi húmeda, utilizando aire comprimido a presión. La operación se realiza con máquinas de proyectar hormigón de alto rendimiento y utilizando brazos robotizados para realizar las operaciones con facilidad y seguridad. Los materiales que se proyectan pueden ser hormigones tradicionales, hormigones cementíceos, hormigones poliméricos y polímeros (referencia 4.1). El hormigón proyectado puede combinarse con malla metálica (denominados también mallazos) y con fibras. En la Figura 4.1 se presenta un tramo de túnel donde se aplica como sostenimiento primario el hormigón proyectado, gráfica tomada de la referencia 4.2.



Figura 4.1. Aplicación del hormigón proyectado (referencia 4.2).

4.1.2 Anclajes.

Los anclajes (denominados también bulones, barras ancladas o pernos de anclaje) son el segundo de los sistemas de sostenimiento primario para macizos, tienen dos efectos:

- Permite que se cosan las juntas de la roca por medio de las armaduras de acero, impidiendo el deslizamiento de unas rocas sobre otras a favor de las fracturas.
- Produce un efecto de confinamiento de la roca, proporcionándole refuerzo o armado a la roca. Así, es capaz de absorber los esfuerzos de tracción que aparecen en el terreno y se impide la generación de zonas descomprimidas.

El concepto de anclaje de bloques se deriva directamente del planteamiento inicial del anclaje o bulonaje y se basa en que cada elemento debe estar anclado a lo largo de una longitud suficiente para agotar la carga axial que la barra del anclaje puede soportar y su densidad, expresada por el número de elementos por cada m^2 de roca a sostener, debe ser suficiente para equilibrar el peso de la roca que debe ser suspendida. En la Figura 4.2 se presenta un esquema de la acción de los anclajes en el macizo rocoso y en la figura 4.3 los componentes de los anclajes, ambas tomadas de la referencia 2.1.

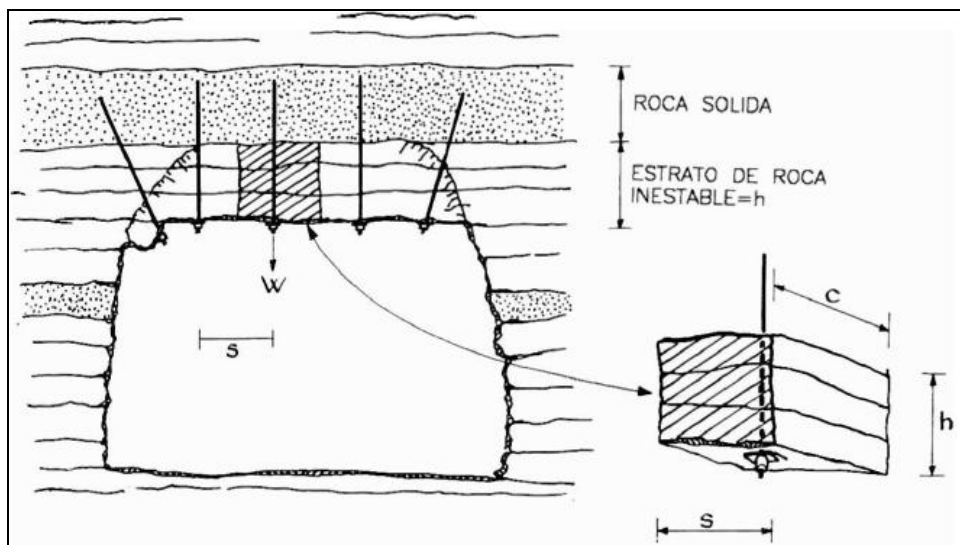


Figura 4.2. Esquema de la acción de los anclajes en el macizo rocoso (referencia 2.1)

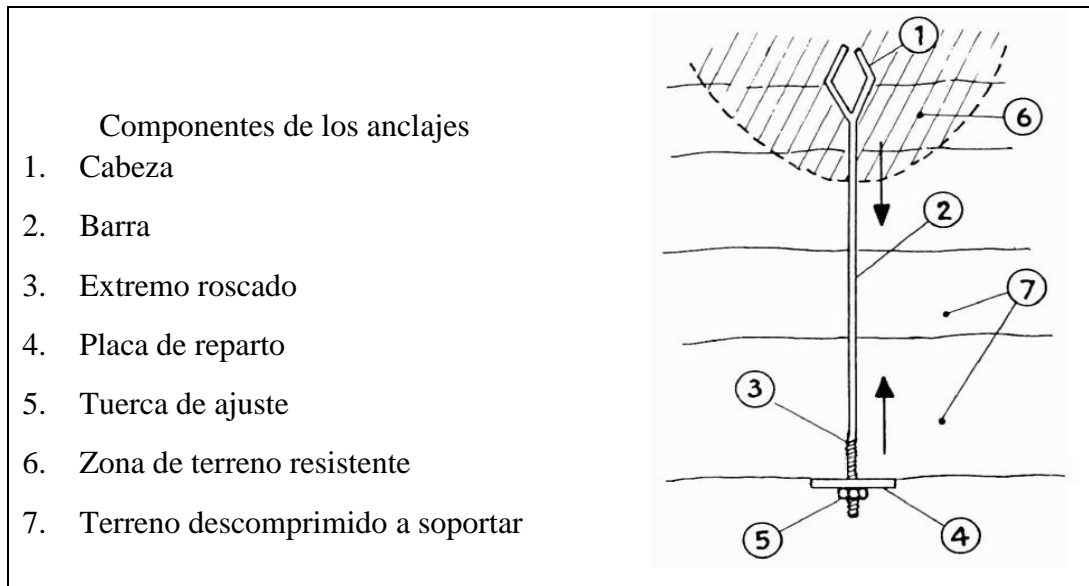


Figura 4.3. Componentes de los anclajes (referencia 2.1).

4.1.3 Sostenimientos metálicos.

Se definen como una estructura compuesta por vigas y perfiles metálicos que proporcionan un soporte rígido, cuya función es otorgar seguridad inmediata, ajustándose a la línea de excavación del frente de avance del túnel. Se utiliza en los tramos donde el macizo presenta grandes dificultades durante el proceso de excavación, por ejemplo:

- En zonas de roca fuertemente fracturadas
- Cruces en el núcleo de fallas
- Contactos con agua o materiales fluidos: lodos, arenas, etc.
- Cruces de zonas en rocas expansivas, o sin cohesión
- Tramos donde colapsó la excavación (derrumbes)
- En toda excavación donde hay que efectuar la operación de sostenimiento previa o simultáneamente con el avance del frente

Se destacan las cerchas (o costillas) y las chapas Bernold. Las cerchas permiten la definición de la geometría del túnel, y poseen una función resistente al trabajar como arco y colaborar con el hormigón proyectado. Las Chapas Bernold son elementos ranurados que se usan como encofrado perdido, para rellenado de oquedades o en zonas en las que ha habido un desprendimiento. Deben colocarse con el hormigón.

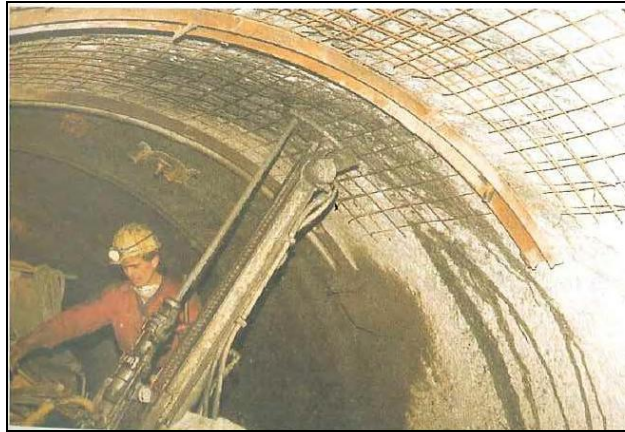


Figura 4.4. Acción de anclaje en un tramo de túnel (referencia 4.3).
Nótese el hormigón proyectado, la malla electrosoldada y la cercha o costilla.



Figura 4.5. Cercha metálica en combinación con la chapa Bernold (referencia 4.4).

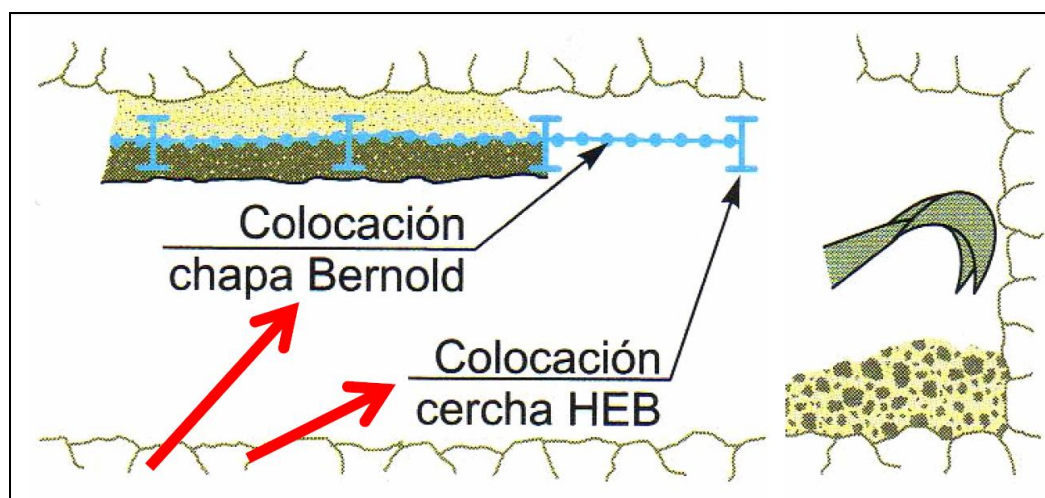


Figura 4.6. Esquema de la combinación de la cercha metálica con la chapa Bernold. El material aplicado entre la chapa y el macizo rocoso es el sostenimiento primario; el material aplicado bajo la chapa es el revestimiento definitivo (referencia 4.4).

4.2. Sostenimiento secundario de túneles.

Consisten en elementos de sostenimiento adicionales para tratar de reforzar el terreno en zonas o tramos que presentan debilidad, baja resistencia, inestabilidad, filtraciones, hinchamientos, etc. Los tratamientos se aplican en el frente de la excavación y tienen como objetivo lograr la consolidación, el refuerzo, la impermeabilización o el drenaje. Los elementos que se utilizan para lograr estos objetivos se denominan paraguas y de acuerdo a sus componentes y materiales del que están fabricados, reciben nombres como paraguas ligeros (enfilajes), paraguas pesados (micropilotes), corona de “jet grouting”, etc. (referencia 4.3)

4.2.1 Paraguas ligeros (enfilajes).

Son barras ancladas para estabilizar los tramos donde el terreno es muy suelto o existe roca muy fracturada, se instalan en la corona de la excavación, son barras sólidas de hierro normalmente de 32 mm de diámetro, inicialmente su longitud varía entre 3 y 4 m y su inclinación en el frente de ataque es entre 40° y 45° , tal como se presenta en la figura 4.7. Cuando la zona de terreno inestable que se atraviesa es amplia (> 3 m), se pueden instalar paraguas ligeros sucesivos de 9 m de longitud, con traslapes en uno y otro elemento de 3 m., en estos casos las barras pueden conservar el diámetro, pero la inclinación de los paraguas es menor (figura 4.8).

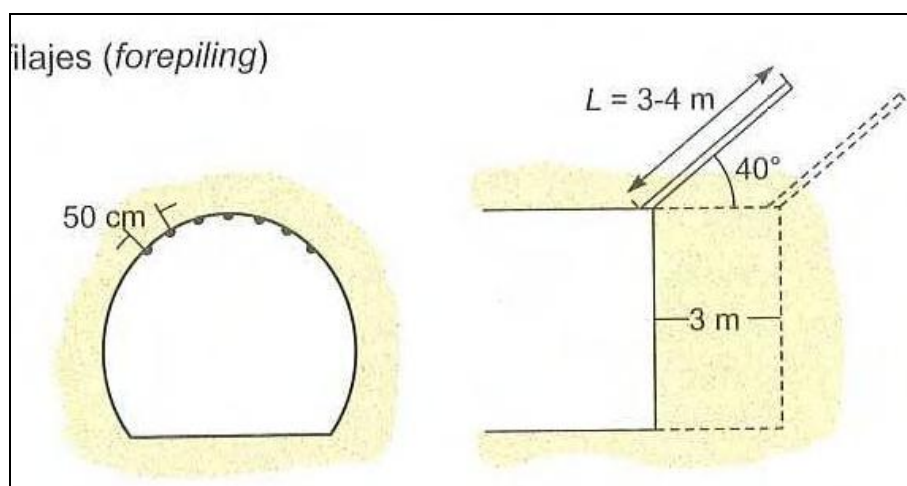


Figura 4.7. Esquema de instalación de los paraguas ligeros (referencia 4.3).

4.2.2 Paraguas pesados (micropilotes).

Son tubos metálicos huecos inyectados de lechada de cemento de 100 a 150 mm de diámetro y 3 o 4 mm de espesor de paredes. Al igual que los paraguas livianos, se instalan en la corona del túnel y cuando la zona de terreno inestable que se atraviesa es amplia (> 3 m), se pueden instalar estos elementos de 9 m de longitud, con traslapes entre uno y otro elemento de 3 m. (figura 4.8).

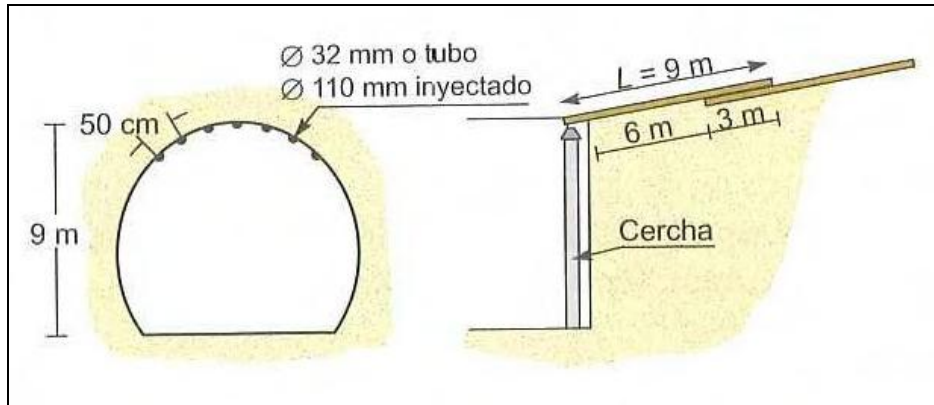


Figura 4.8. Esquema de instalación de los paraguas ligeros o pesados en zonas de inestabilidad de longitudes mayores a 3 m (referencia 4.3).

4.2.3 Paraguas de “jet grouting”.

En el caso de atravesar una zona muy suelta como rellenos de falla o roca descompuesta se puede tratar todo el contorno del túnel mediante inyecciones con la técnica del jet grouting, cuyo procedimiento se explica a continuación (referencia 4.3):

- Se tiene una perforadora que gira a gran velocidad para lograr una perforación
- Se obtiene una perforación de entre 40 cm y 1 m
- Se inyecta cemento a alta presión, entre 30 y 60 MPa
- Se obtiene una columna de alta resistencia formada por el terreno y la inyección
- Al instalar las columnas de “jet grouting” en todo el contorno del túnel, se tiene un esquema que por su forma se denomina “corona de jet grouting”, tal como se presenta en la figura 4.9.

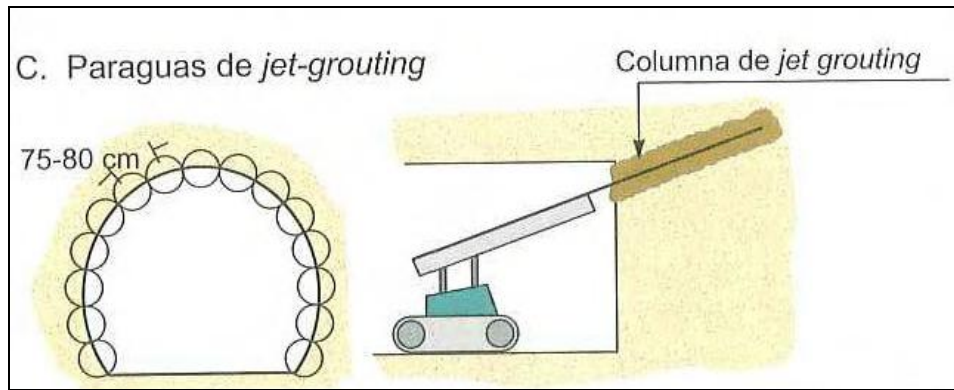


Figura 4.9. Esquema de instalación de los paraguas de jet grouting (referencia 4.3).

4.2.4 Otras intervenciones de sostenimiento secundario.

De acuerdo con la naturaleza del terreno pueden ejecutarse inyecciones para obtener rellenos, consolidación o impermeabilización del macizo rocoso. Así mismo pueden instalarse drenes o realizar perforaciones o galerías de drenaje con el propósito de captar filtraciones de las aguas subterráneas.

4.3. Revestimiento de túneles.

Como ya se mencionó el revestimiento de los túneles es uno de los tres componentes básicos en la construcción de estas obras. Su importancia es tal que en secciones normales, el gasto por este concepto puede alcanzar fácilmente el 30% (referencia 4.5) del precio total de la obra. Generalmente como material de revestimiento se recurre al hormigón mezclado o moldeado; sin embargo en ciertas ocasiones pueden obtenerse revestimientos de mampostería, de anillos metálicos u hormigón pretensado. Solo en casos de masas rocosas homogéneas o inalterables que puedan soportar los esfuerzos, es posible prescindir del revestimiento, pero esto normalmente no sucede en la realidad. En todos los otros casos tales como roca heterogénea, roca de resistencia insuficiente o terreno suelto, el revestimiento se impone. Se puede indicar que existen al menos tres tipos de revestimientos en túneles.

4.3.1 Tipos de revestimientos.

El primer tipo de revestimiento es no colocar un revestimiento adicional al sostenimiento, dejando a la vista el hormigón proyectado y los otros elementos estructurales como anclajes, malla electrosoldada o cerchas. El segundo de los revestimientos es decorativo, y se fija a los hastiales del túnel, proporcionando una finalidad estética y funcional para los conductores de los vehículos.

El último de los tipos de revestimiento es uno formado por un anillo de hormigón encofrado con una función estética y de impermeabilización. Cuando se utiliza este último tipo de revestimiento se tienen las siguientes opciones: hormigón bombeado, hormigón inyectado o dovelas prefabricadas.

a) Hormigón bombeado.

El hormigón de revestimiento, normalmente adicionado con fibras, se coloca mediante una bomba con pluma especial dentro de un encofrado o rellenando una franja perimetral de terreno. Cuando se utiliza hormigón auto compactante no es necesario realizar vibrado. El material de revestimiento que se bombea puede ser también un hormigón polimérico.

b) Hormigón inyectado (extrusionado).

Este método, por ser menos conocido y hasta el momento no muy utilizado, se describirá más en detalle por su interés técnico como método para reducir los asentamientos en túneles urbanos superficiales. Consiste en colocar el revestimiento inyectando a presión el hormigón en el interior de un encofrado (de ahí se deriva el nombre hormigón extrusionado del inglés extruded concrete), en una acción simultánea con los trabajos de excavación. Las cualidades de este método de hormigonado y de construcción de túneles, son las siguientes:

- La presión de colocación del hormigón (extrusionado) equilibra las presiones del terreno, las hidrostáticas y minimiza los asentamientos del terreno.
- Produce economía en costo y reducción de plazo.
- Reduce las deformaciones del terreno y los asentamientos en superficie.
- Reduce los momentos flectores en el revestimiento.

c) Dovelas.

Las dovelas de revestimiento prefabricado son, generalmente, de hormigón armado con o sin adición de fibras; estas pueden ser también de fundición o de acero según las características del túnel. La fabricación de las dovelas se realiza en un parque exterior, donde se puede realizar el proceso con las mejores garantías de calidad. Transcurrido el proceso de curado, se transportan dentro del túnel en plataformas sobre vía o en plataformas con ruedas. Su colocación se realiza de un modo semi-automático o automático, procediéndose, a continuación

a rellenar el espacio anular entre dovela y terreno, con una inyección de trasdós, que es el espacio entre la chapa Bernold y el perfil de la excavación identificado en la figura 4.6.

4.3.2 Necesidad de revestimiento en túneles.

A continuación se expondrán las necesidades de diverso tipo, por las que es necesario realizar el revestimiento de los túneles (referencia 4.5).

Aspectos hidráulicos

- En túneles para canales o líneas de conducción de agua, al revestir se disminuye la rugosidad de la paredes, con ello se disminuyen las pérdidas de carga, es necesario evaluar y comparar el costo de revestir con el costo de la pérdidas de carga y el costo de ampliar la galería.
- El revestimiento impermeabiliza los conductos de agua en galerías, en alta presión las pérdidas de agua pueden ser importantes. Es necesario comparar el costo de impermeabilizar o aceptar estas pérdidas de agua.

Alteración química de la roca

- En las galerías hidráulicas puede ser mejor opción el revestimiento en caso de que la roca sea alterable con el agua.
- Es necesario revestir para controlar empujes interiores y exteriores que se presentan al perforar la roca.

Estructural.

- La presencia del agua proveniente de la roca ataca al hormigón y al acero del sostenimiento y del revestimiento, deteriorándolos.
- El agua que cae sobre la calzada puede producir deslizamientos en la calzada o formación de áreas deslizantes para los vehículos, comprometiendo la seguridad vial.

Aspectos de servicio

- Las superficies lisas de los revestimientos favorecen la ventilación de los túneles.
- Si el revestimiento tiene superficie rugosa, absorbe más luz, requiriendo de mayores potencias luminosas.
- Un anillo de hormigón no requiere de mantenimiento, sólo la limpieza periódica. Por el contrario, el sostenimiento debe revisarse y reforzarse por su grado potencial de degradación.

Costo.

- Si bien es cierto a corto plazo, la solución más económica es únicamente aplicar el sostenimiento, especialmente en túneles de escasa longitud, a mediano plazo es mejor revestir.

4.4. Materiales para el revestimiento.

En la generalidad de los túneles se han utilizado hormigones fibro reforzados como material del revestimiento. Existe una amplia variedad de fibras que adicionándolas al hormigón consiguen mejorar su comportamiento estructural, su resistencia frente al fuego y aumentan la durabilidad. Existen también los denominados nuevos hormigones y sus técnicas de colocación como son: los compuestos cementíticos, los hormigones proyectados sin acelerante, los hormigones autocompactantes y los hormigones poliméricos (referencia 4.1).

4.4.1 Hormigones fibro reforzados.

Son hormigones convencionales al que se le adicionan fibras, las fibras según su resistencia pueden ser estructurales y no estructurales, según su método de fabricación pueden ser sintéticas o naturales y según la naturaleza de los materiales del que están hechas pueden ser orgánicas e inorgánicas. A continuación se analiza desde los grupos estructural y no estructural y desde ahí se desarrolla según su fabricación y según su naturaleza.

a) Fibras estructurales.

Se consideran Fibras Estructurales aquellas que son más resistentes y tienen un módulo de elasticidad de Young superior a 25 Gpa y mayores resistencias a la tracción. En la figura 4.10 se comparan el módulo de elasticidad Young, la resistencia a la tracción y la deformación de algunas de las principales fibras estructurales con los de los tradicionales refuerzos de acero, se extraen las siguientes conclusiones:

- Las fibras más resistentes son las de Carbono y Aramida.
- La fibra de Basalto ocupa una posición intermedia entre la fibra de Vidrio y la de Aramida, muy próxima a ésta.
- Las fibras de Acero tienen un módulo de elasticidad elevado (200 Gpa), únicamente superado por las fibras de Carbono de alto módulo (HM)

- Sin embargo, su resistencia a la tracción es muy inferior (1.2 Gpa) frente a otras fibras como las de Carbono (hasta 4.8 Gpa), Aramida, Basalto y Vidrio (hasta 4.7 Gpa).

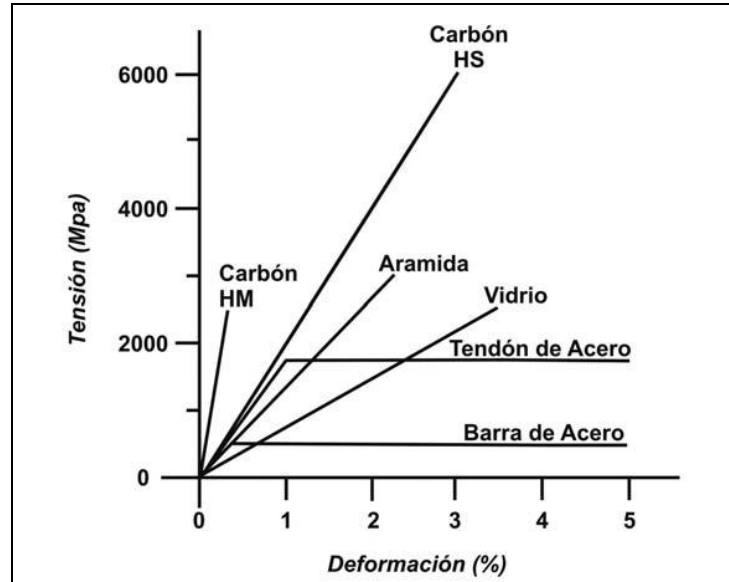


Figura 4.10. Cuadro comparativo de fibras estructurales con los aceros convencionales (referencia 4.1).

En la Tabla 4.1 se presenta un resumen de las principales fibras estructurales, su naturaleza y tipo de fabricación así como las principales ventajas que aportan al hormigón como material de revestimiento de túneles (referencia 4.1).

b) Fibras no estructurales.

Proporcionan a los hormigones unas propiedades muy interesantes como: resistencia a la corrosión, a los álcalis y a los ácidos, incremento de su ductilidad, reducción de la fisuración de fraguado. Se consideran fibras no estructurales aquellas que tienen un módulo de elasticidad Young < 25 Gpa. A este grupo pertenecen todas las fibras sintéticas termo – plásticas orgánicas fabricadas fundamentalmente a partir del polipropileno. En la Tabla 4.2 se presentan las características de las fibras no estructurales (referencia 4.1).

Fibra	Tipo	Ventajas
Carbono	Sintética: fabricadas de polímeros textiles y alquitranes	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada resistencia a tracción y a flexión - Mayor resistencia a la fisuración. - Gran durabilidad, menor densidad, estabilidad química. - Resistencia a la corrosión, a los ácidos, a los álcalis, altas temperaturas y a las vibraciones, sismos y explosiones. - Módulo E \approx 1000 GPa
Aramida	Sintéticas: fabricadas a partir de co-polímeros	<ul style="list-style-type: none"> - Elevada resistencia a tracción. - Gran tenacidad. - Comportamiento elasto - plástico, dúctil. - Eliminación de fisuras. - Resistente a la flexión, a la corrosión y a la oxidación.
Basalto	Inorgánica natural: se fabrica de la lava volcánica solidificada batida por centrifugación	<ul style="list-style-type: none"> - Alta resistencia a tracción. - Mayor módulo de elasticidad. - Elevada tenacidad, alta durabilidad. - Resistencia a elevadas temperaturas (\approx982°C), a los ataques químicos y a los ácidos. - Resistente a las vibraciones, sismos y mejor acabado superficial.
Vidrio	Inorgánica sintética: se fabrican por extrusión del vidrio fundido tamizado	<ul style="list-style-type: none"> - Incremento de resistencia a flexotracción (25%). - Aumenta la tenacidad y ductilidad, evita la fisuración posterior del fraguado. - Mejora la durabilidad y el acabado superficial.
Alcohol de polivinilo	Sintética: fabricada de alcohol de polivinilo endurecido con alcohol	<ul style="list-style-type: none"> - Buena unión molecular entre fibra y cemento. - Alta resistencia a la compresión (96.5 Mpa). - Alta resistencia a tracción y tenacidad. - Gran ductilidad. - Elimina o reduce las fisuraciones. - Incremento notable de la durabilidad. - Resistente a los ácidos, álcalis, a los ataques químicos, a la abrasión y a la corrosión. - Resistencia pasiva al fuego (con el calor las fibras se descomponen en vapor de agua y en CO₂).
Acero	Fabricada con acero de muy alta calidad	<ul style="list-style-type: none"> - Incrementa la trabazón entre las fibras y la matriz de cemento. - Eleva resistencia a tracción, a flexión, la ductilidad y la tenacidad. - Capacidad de absorción de energía de impacto - Evita las fisuraciones en el proceso de endurecimiento. - Resistente a la abrasión.

Tabla 4.1. Características de las fibras estructurales (referencia 4.1).

Fibra	Tipo	Ventajas
Polipropileno	Sintéticas fabricadas de polipropileno 100%	<ul style="list-style-type: none"> - Mayor ligereza, mejor adherencia. - Incrementa la ductilidad del hormigón. - Resistente a la corrosión, al ataque químico de álcalis y ácidos. - Incremento de la durabilidad de la resistencia pasiva al fuego con dosificaciones. - Elimina o reduce las fisuraciones en el proceso de endurecimiento del hormigón. - Incremento de la tenacidad y de la resistencia residual, al impacto y a la flexión. - Mejor calidad de acabados superficiales. - Alta capacidad de absorción de energía.
Poliiolefina	Se fabrica a partir del polipropileno y/o polietileno de muy alta calidad, impregnado con resina	<ul style="list-style-type: none"> - Hormigón más ligero. - Elimina o reduce la fisuración en el proceso de endurecimiento. - Tenacidad a flexión similar al acero. - Mayor durabilidad, mayor ductilidad. - Resistencia pasiva al fuego. - Todas las demás propiedades aportadas al hormigón con la utilización de las fibras sintéticas de polipropileno.
Micro sintéticas	Se fabrican del polietileno	<ul style="list-style-type: none"> - Existen fibras de resistencia pasiva al fuego y fibras contra la microfisuración. - Reduce la segregación, incrementa la hidratación. - Reduce la micro-fisuración (retracción) - Aumenta la resistencia a la abrasión y al impacto. Menos permeable. - Reduce la corrosión. Se incrementa su tenacidad. Se mejora su acabado superficial. - Mayor durabilidad.

Tabla 4.2. Características de las fibras no estructurales (Ref. 4.1).

4.4.2 Nuevos Hormigones.

La utilización de nuevos hormigones en el sostenimiento y revestimiento de las obras subterráneas permitirá mejorar su seguridad y su durabilidad a la vez que propiciará una reducción de los plazos y de los costes prolongando su vida útil hasta los 100 años. Se destacan tres tipos de nuevos hormigones:

a) Hormigones autocompactantes (Auto-nivelantes).

Los hormigones auto-compactantes o auto-nivelantes se vienen utilizando tradicionalmente, en la construcción de puentes y elementos prefabricados. Entre las ventajas que ofrece su utilización en la construcción del revestimiento de túneles es que posee mejor calidad, fiabilidad u durabilidad, con menores costos, por cuanto no requiere ser vibrado. Sus principales propiedades son:

- Autocompactación, autorrellenado sin necesidad de vibrado.
- Fluye con facilidad entre las armaduras.
- Alta resistencia a la segregación de los áridos.
- Garantía de llenado.
- Ausencia de hoquedades.
- Más denso y compacto.
- Mejor calidad del hormigón.
- Mayor durabilidad.
- Textura superficial uniforme.
- Si se les adiciona fibras, se les confiere las propiedades específicas de éstas.

b) Hormigones cementíceos (ECC).

Es hormigón diseñado micro mecánicamente, utilizado desde 1993, tiene propiedades muy superiores a la de los morteros y hormigones de uso habitual, es por tanto, un hormigón de tecnología avanzada. Sus principales propiedades son:

- Más ligero: (un 40% menos que un hormigón normal)
- Más resistente a la fisuración, 500 mayor a un hormigón normal
- Resistencias a compresión y tracción similares a la de los hormigones de alta resistencia, $f_c > 50\text{MPa}$.
- Tenacidad elevada. Muy dúctil (3% - 7%).
- Propiedades isotrópicas; no presenta planos débiles
- Durante la fase de deformación se forman micro fisuras menores que no afectan a la permeabilidad del hormigón.
- Alta durabilidad y más económico a largo plazo.
- Más impermeable, químicamente estable y resistente a la corrosión.

c) Hormigones poliméricos.

Son aquellos en los que se sustituye, parcial o totalmente, el cemento Pórtland por un polímero. Se utilizan en prefabricados de hormigón. Estos hormigones tienen un fraguado muy rápido son muy dúctiles y tienen una gran durabilidad. Sus principales propiedades son:

- Dependen del tipo de polímero y de la cantidad utilizada.
- Poseen rápido fraguado, son impermeable y tienen mayor durabilidad.

- Son resistentes a la corrosión, a los ataques químicos, a los álcalis, al sulfato sódico y al ácido clorhídrico, resistente al ciclo hielo-deshielo, muy dúctil, menor retracción.
- Buena adherencia a las armaduras y a los hormigones antiguos.
- Mejores características resistentes a tracción y a flexión.
- Sensible a las altas temperaturas (se utilizan inhibidores).

Referencias:

- 4.1 CORNEJO, Laureano, 2007, Nuevas Tendencias en los revestimientos de túneles, Revista de Obras Públicas, # 3473.
- 4.2 GEOCONSULT, Presentación en la Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, Módulo 5, Revestimiento e Impermeabilización, 2006, Quito.
- 4.3 GONZALEZ, Luis, 2002, Ingeniería Geológica, Madrid.
- 4.4 UNIVERSIDAD LA LAGUNA, 2005, Procedimiento de Construcción de Túneles.
- 4.5 GALABRU, Paul, 1965, Cimentaciones y Túneles, Barcelona.

5. PROYECTOS DE TÚNELES EN GUAYAQUIL.

5.1. Los túneles de los cerros Santa Ana y El Carmen.

El Proyecto de los Túneles de los Cerros El Carmen y Santa Ana (un resumen se presenta en la referencia 5.1), es una intervención estratégica en el ámbito del Sistema Vial Fundamental del área metropolitana de Guayaquil. Estos túneles más la construcción de los túneles de San Eduardo y los dos nuevos Puentes de la Unidad Nacional construidos recientemente, representan las obras de mayor importancia que se han construido por el Gobierno Nacional y el Municipio de Guayaquil en los últimos diez años en esta ciudad.

Específicamente este proyecto enfrenta y soluciona el problema de la comunicación vial entre el Sector Norte de la Ciudad y el Sector Sur, con particular referencia al casco comercial de la ciudad, garantizando una nueva conexión directa entre el Sistema Vial Fundamental del Sector Norte (Av. Menéndez Gilbert) y la Red Vial del Centro Urbano (Av. Boyacá, Calle Malecón Simón Bolívar), salvando, a través de los dos túneles, el obstáculo orográfico constituido por los Cerros El Carmen y Santa Ana y creando un recorrido alternativo a aquellos existentes, que requieren rodear los Cerros.

El proyecto comprende el conjunto de obras e instalaciones necesarias para la realización de esta nueva comunicación vial y para su integración en el contexto urbano. Por medio de una serie de intervenciones que, más allá del significado funcional, asumen gran importancia para la recuperación y el mejoramiento de la imagen urbana, el proyecto obtiene una integración óptima de la obra en el contexto vial y urbano existente y, además de alcanzar un grado satisfactorio de compatibilidad respecto a los principales componentes ambientales, consigue importantes y permanentes impactos positivos sobre el ambiente urbano.

Se trata, por lo tanto, de una obra integrada de Ingeniería Civil, en la cual importantes soluciones de Ingeniería Vial se unen, no sólo a intervenciones de Ingeniería Civil de primer nivel (estructuras, túneles, drenajes etc.) sino también a soluciones arquitectónicas y ambientales de elevada importancia, motivadas por la ubicación de la obra y por sus funciones. En la figura 5.1 se presenta la ubicación de los túneles.



Figura 5.1. Ubicación de los Túneles Santa Ana (en color verde) y El Carmen (en color rojo)

5.1.1 Secciones típicas en los túneles.

Las secciones geométricas internas de los túneles tienen 3 tipologías distintas, dos para los tramos artificiales y una para los tramos naturales. Para el primer caso se tiene una sección rectangular y una sección circular con solera inferior; para el segundo caso una sección circular con contrabóveda. En todos los casos la calzada para circulación de vehículos de cada túnel se compone de la siguiente manera:

- 3 carriles, 2 bermas de 0.20 m de ancho y 2 aceras de servicio.
- El ancho de los carriles se mantiene constante a lo largo cada túnel, pero varía entre los dos túneles
- En el Túnel N° 1 (Norte – Sur), por su geometría plana requirió un ensanchamiento de carriles, el ancho es de 3.38 m por un ancho total de calzada pavimentada de 10.55 m
- En el Túnel N° 2 (Sur – Norte) el ancho de carriles es de 3.25 m por un ancho total de calzada pavimentada de 10.15 m.

Con el fin de mantener igual la geometría estructural interna de ambos túneles, por evidentes razones constructivas, los diferentes anchos de las calzadas

de los túneles son reabsorbidos a través de diferentes anchos de las aceras de servicio.

En los túneles con sección rectangular o circular la acera de servicio del Túnel N°1 tiene anchos respectivamente de 0.83 m y 0.85 m mínimo (en los túneles circulares el ancho varía con el valor de la sobre elevación) y la acera de servicio del Túnel N°2 tiene anchos respectivamente de 1.03 m y 1.05 mínimo.

La pendiente transversal en recta prevista en el proyecto es igual para toda la calzada con valor igual al 2%; el peralte máximo aplicado corresponde al 3.70% para el Túnel N°1 y al 2.90% para el Túnel N°2. El eje geométrico de la calzada está ubicado al centro de la misma; esto permite una reducción de la sección del túnel respecto a la solución con eje geométrico al borde de la calzada y la congruencia con la vialidad urbana de empalme final al sur de los túneles donde se deberá prever la doble pendiente transversal.

El drenaje de la calzada vial en túnel está previsto con un sistema de caídas a boca de lobo, pozos, tubería o canaletas puestas bajo las aceras de servicio, estos elementos actúan también como colectores del drenaje subterráneo externo. El drenaje de aguas que puedan infiltrarse bajo la calzada está garantizado por la presencia de un tubo de drenaje adicional puesto al centro de la sección. La pavimentación en hormigón, se realiza con paños de 0.24 m de espesor, con una base en cementante mixto de 0.15 m de espesor y una fundación en mixto granular de espesor variable según la geometría interna del túnel y siempre mayor de 0.15 m. La iluminación, la ventilación y el control de los túneles están garantizados por las instalaciones específicas previstas en el proyecto, lo cual puede ser consultado en la memoria del proyecto (referencia 5.1).

5.1.2 Caracterización geotécnica del macizo rocoso.

La caracterización geotécnica de los macizos afectados por la excavación de los túneles ha sido efectuada con base a los resultados de las campañas geotécnicas realizadas para la preparación del proyecto, comprendieron mediciones de las características geoestructurales y geomecánicas sobre los afloramientos y sobre las muestras extraídas de 22 sondeos, perforando la roca hasta profundidades comprendidas entre 15 y 68 m para un total de 629 m de perforación.

A partir de los resultados de los estudios geotécnicos se establecieron 4 tipos de macizos rocosos, cuyas características se sintetizan a continuación en la Tabla 5.1.

Clase de macizo rocoso	Descripción	Grado de meteorización
1 – 2	Constituida por areniscas calcáreas, con granulometría de media a fina, y lutitas calcáreas y/o silíceas. Con separación de juntas de amplia a muy amplia	Ausente o ligero (M1 – M2)
3	Constituida por lutitas calcáreas y/o silíceas y areniscas calcáreas. La porción de roca comprendida entre las juntas puede ser en parte degradada. Con separación de juntas de estrecha a muy estrecha	Ligero a medio (M2 – M3)
4	Constituida por lutitas y areniscas, con separación de las juntas de muy estrecha a estrecha. La porción rocosa comprendida entre las juntas puede ser en parte degradada.	Medio a alto (M3 – M4)
5	Lutitas y areniscas en parte descompuestas, , con separación de las juntas muy estrecha; comportamiento de roca suave a suelo débilmente cohesivo.	Completo a alto (M4 – M5)

Tabla 5.1. Clases de macizo rocoso en los Túneles El Carmen y Santa Ana.

Los suelos coluviales y los materiales de relleno tienen importancia solamente para los tramos de túnel previstos como artificiales y como parte integrante de porciones relevantes de la cobertura en los tramos previstos en túnel natural a poca profundidad. Están formados generalmente por materiales arenosos-limosos, débilmente cohesivos, con abundante presencia de clastos litoides. Las características físico – mecánicas, a nivel de macizo, están determinadas, además de las características de los materiales rocosos intactos, por la geometría y por las características de las discontinuidades y de las superficies de mínima resistencia que interceptan la masa rocosa.

Para las características de los macizos típicamente rocosos (clases 1-2, 3 y 4) en sus aspectos de interés técnico ha sido tomada como referencia la conocida clasificación RMR, explicada en el capítulo tercero. En la Tabla 5.2 se presenta la composición de los tramos de túneles que son naturales y los tramos que son

artificiales. En la Tabla 5.3 las clases de roca que prevalecen en los túneles naturales y en la Tabla 5.4 las coberturas que existen en los túneles naturales:

	Túnel N° 1		Túnel N° 2		Túneles 1+2	
	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%
Túnel natural	564	78	263.3	49	827.3	65
Túnel artificial	159	22	277.7	51	436.7	35
Total	723	100	541.0	100	1264.0	100

Tabla 5.2. Composición de los túneles naturales y artificiales.

Clase de roca (Tabla 5)	Túnel N° 1		Túnel N° 2		Túneles 1+2	
	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%
1-2	289	51	56	21	345	42
3	83	15	113	43	196	24
4	12	2	67	26	79	9
5	180	32	27.3	10	207.3	25
Total	564	100	263.3	100	827.3	100

Tabla 5.3. Clase de roca que prevalece en la secciones de los túneles.

Cobertura (m)	Túnel n° 1		Túnel n° 2		Túneles 1+2	
	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%
< 15	196	35	74	28	270	33
15 – 30	113.5	20	76.8	29	190.30	23
30 – 45	95.5	17	92	35	187.50	23
> 45	159	28	20.15	8	179.50	22
Total	564	100	263.3	100	827.3	100

Tabla 5.4. Cobertura en los terrenos sobre los túneles naturales.

5.1.3 Metodología constructiva

La poca longitud de los túneles a excavar y las secciones particularmente anchas excluyeron la conveniencia de utilizar tuneladoras a plena sección. Se ha preferido por lo tanto prever un método de construcción de tipo tradicional que, en todo caso, presenta indudables ventajas: es fácilmente adaptable a diferentes condiciones de roca, no requiere equipos sofisticados, ni mano de obra muy especializada, ni especial preparación del sitio. En ambos túneles del proyecto se pueden diferenciar tramos caracterizados respectivamente por dos situaciones límite, distintas en relación a los procedimientos de estabilización de las

excavaciones, las cuales sirven para identificar y denominarlas como secciones "tipo":

- a) Tramos donde la cubierta es mayor y contemporáneamente formada por terrenos con características de buenas a discretas. A los tramos mencionados se los ha identificado como secciones "Tipo B" y "Tipo A".
- b) Tramos donde la cubierta del túnel es escasa (menor de 1 a 2 diámetros) y, conjuntamente, formada por terrenos con deficientes características, en los que en la vertical de la excavación, o muy próximo en la superficie, están presentes construcciones. Para los tramos mencionados se ha previsto la sección "tipo D";
- c) Tramos de transición entre las situaciones de los dos casos precedentes. Para los tramos aquí considerados se ha previsto la sección "tipo C".

Considerando la alta sismicidad de la zona y las condiciones hidráulicas, todas las secciones tipo, aún la A y la B relativas a las mejores condiciones de la roca, son cerradas, con contra bóveda en la base; en la sección tipo A, completamente en roca poco subdividida y fresca, la contra bóveda presenta una flecha muy modesta. Cada sección se caracteriza por un dispositivo de afianzamiento preliminar y por un revestimiento permanente de hormigón que será armado también en la bóveda, en la sección tipo D solo para las cargas estáticas, y en las otras secciones tipo para las cargas sísmicas. Las características principales de las secciones y sus distribuciones en los túneles se presentan en las tablas 5.5 y 5.6.

Sección Tipo	Dispositivo provisional								Revestimiento definitivo	
	Cerchas		Hormigón proyectado	Pernos					Espe- sor r boved a (m)	Espe- sor contra boveda (m)
	Tipo	Intereje (m)	Espesor (cm)	N°	Diám. (mm)	Long. (m)	Intereje perimetra l (m)	Intereje axial (m)		
A	-	-	20	9-10	30	5.0	2.00	2.00	0.55	0.55
B	-	-	20	14-15	30	5.0	1.50	1.50	0.55	0.55
C*	HEB 200	0.75	28	-	-	-	-	-	0.55 (°)	0.55
D**	HEB 200	0.75	35	-	-	-	-	-	0.80 (°)	0.80

* Eventualmente con pilotes paraguas

** Con pilotes paraguas

(°) Espesor mínimo

Tabla 5.5. Características de las secciones tipo para metodología constructiva.

Secciones Tipo	Túnel # 1		Túnel # 2		Túneles 1+2	
	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%	Longitud (m)	%
A	133	24	60	23	193	23
B	53	9	38.3	14	91,3	11
C	114	20	39	15	153	19
D	264	47	126	48	390	47
Total	564	100	263.3	100	827.3	100

Tabla 5.6. Secciones en los tramos de túneles naturales.

En la selección de las secciones ha sido aplicado el criterio que el solo dispositivo de afianzamiento provisional asegure la estabilidad y limite las deformaciones de la excavación con suficiente margen de seguridad, adecuados a la delicada situación en la que se ejecutan los túneles. Dado el modesto espesor de cobertura y la intensa urbanización de las áreas en superficie, un eventual desequilibrio aún modesto del trabajo en subsuelo, con alta probabilidad podría propagarse hasta la superficie, con daños importantes a las personas y cosas.

En conformidad con las normas y a las prácticas conservadoras, la estabilidad de los túneles para las condiciones a largo plazo fue verificada, teniendo en cuenta los posibles fenómenos de relajamiento viscoso de los macizos y prescindiendo de la colaboración del dispositivo de afianzamiento provisional. Este último de hecho en relación a las cerchas y pernos no puede ser protegido adecuadamente de fenómenos de corrosión y en relación al hormigón proyectado puede ya haber alcanzado en su función estática provisional un esfuerzo de trabajo superior a los límites normalmente admisibles y haber sufrido en consecuencia un decrecimiento de las características.

5.1.4 Revestimiento definitivo.

En el dimensionamiento del revestimiento definitivo ha sido respetado el criterio conservador siguiente:

- Las cerchas de armadura son protegidas en cualquier medida de la corrosión por el hormigón proyectado que las cubren completamente.
- Los pernos (protegidos por las resinas) constituyen una seguridad adicional en relación con las sollicitaciones excepcionales posiblemente provocadas por eventos sísmicos violentos.

En todo caso el revestimiento está previsto que sea en hormigón armado tanto en la contra bóveda como en los hastiales y en menor medida en la bóveda. La exigencia de la armadura también en la bóveda deriva para las secciones tipo A, B y C sólo de la consideración de las solicitaciones sísmicas. Para la sección tipo D, además de las solicitaciones sísmicas, en todo caso de las reales o posibles asimetrías de carga debidas a la accidentalidad morfológica de la superficie externa, muy cercana, o de notables sobrecargas impuestas (por ejemplo presencia de agua) y, por último, en general para conseguir un mayor franco de seguridad con respecto a las construcciones presentes en la vertical del túnel o en las inmediaciones.

5.1.5 Especificaciones técnicas sobre el material y el encofrado del revestimiento.

a) Hormigón.

Las especificaciones del proyecto (referencia 5.1), identifican varios rubros para hormigón fundido en sitio o proyectado, tal como se indica en la tabla 5.7. El hormigón proyectado Tipo 1 se utiliza como función estructural (portante), generalmente temporal. El hormigón proyectado Tipo 2 se utiliza cuando se tiene función estructural (por ejemplo, como protección temporal del macizo rocoso o para el relleno de cavidades), dispuesta por el Fiscalizador.

Número	Descripción	Unidad	Uso
T- 503(2)b	Hormigón de cemento Portland Clase A $f_c=220 \text{ Kg/cm}^2$	m^3	Revestimiento
T- 503(3)a	Hormigón de cemento Portland Clase C $f_c=140 \text{ Kg/cm}^2$	m^3	No se especifica
T- 509 (1)	Hormigón proyectado tipo 1 en túnel $f_c=30 \text{ Mpa}$	m^3	Sostenimiento
T- 509 (1)a	Hormigón proyectado tipo 2 en túnel $f_c=25 \text{ MPa}$	m^3	Sostenimiento

Tabla 5.7. Tipos de hormigón utilizados en los túneles.

b) Encofrado para túneles.

El proyecto en su memoria de diseño (referencia 5.1), consideró utilizar encofrado en el revestimiento de túneles, incluida la cimbra de sostenimiento del encofrado en bóveda de túnel, y encofrados desplazables tipo carro de encofrar. La ejecución de la actividad de obra incluye las operaciones siguientes:

- Montaje del encofrado, con preparación de las superficies de apoyo, en su caso, y guías de desplazamiento para los carros.
- Montaje del carro galibero, que es una estructura metálica de celosía montada sobre las mismas guías que el carro de encofrado, en la sección tipo del túnel natural, está dotada de unos apéndices de caucho en forma de radios con longitud coincidente con el espesor mínimo de hormigón de revestimiento, utilizada para comprobar previamente al hormigonado, de tal forma que todas las secciones tienen el espesor mínimo del hormigón de revestimiento.
- Preparación de las superficies interiores del encofrado con desencofrante
- Tapado de juntas entre piezas.
- Apuntalamiento del encofrado.
- Desmontaje y retirada o desplazamiento del encofrado y todo el material auxiliar, un vez la pieza estructural esté en disposición de soportar los esfuerzos.

En el caso de que el rubro contenga la cimbra, se solicitaba se incluya, además de las operaciones anteriores, lo siguiente:

- Proyecto de la cimbra y cálculos de su capacidad portante.
- Preparación del cimientado de la cimbra.
- Montaje de la cimbra.
- Pruebas de carga de la cimbra cuando se requiera.
- Descimbrado y retirada de todos los elementos de la cimbra.

El encofrado, y la cimbra en su caso, han de estar diseñados de tal manera que permitan el paso de los elementos de transporte que se utilicen habitualmente a la obra. Los elementos que formen el encofrado, y la cimbra en su caso, y sus uniones serán suficientemente rígidos y resistentes para soportar, sin deformaciones superiores a las admisibles, las acciones estáticas y dinámicas que comporta su hormigonado.

El acabado superficial del encofrado es para dejar el hormigón visto, las superficies del encofrado en contacto con las caras que han de quedar vistas, serán lisas, sin rebabas ni irregularidades. Otras recomendaciones previstas en las especificaciones de obra son las siguientes:

- Se han de colocar angulares metálicos a las aristas exteriores del encofrado o cualquier otro procedimiento eficaz para que las aristas vivas del hormigón resulten bien acabadas.
- El encofrado será de tipo metálico o de madera adaptándose a la sección tipo del túnel natural que figura en los planos.
- El desencofrado de costeros verticales de elementos de canto pequeño, podrá hacerse a los 3 días del hormigonado, si durante este intervalo no se han producido temperaturas bajas o de otras causas que puedan alterar el procedimiento normal de endurecimiento del hormigón.
- Los costeros verticales de elementos de gran canto o los costeros horizontales no se han de retirar antes de los siete días (7 d), con las mismas salvedades anteriores.
- El Fiscalizador podrá reducir o aumentar los plazos anteriores cuando lo considere oportuno. Ningún elemento de obra podrá ser desencofrado sin la autorización del Fiscalizador.
- No se han de rellenar las oquedades o defectos que se puedan apreciar al hormigón al desencofrar, sin la autorización previa del Fiscalizador.
- Los alambres y anclajes del encofrado que hayan quedado fijados al hormigón se han de cortar al ras del paramento.
- Todos los huecos dejados por los separadores se han de llenar con mortero de cemento.

c) Retiro de encofrados y cimbras.

- La cimbra no se despegará hasta que el hormigón haya adquirido la resistencia adecuada. Para conocer el momento de despegado de la cimbra se han de realizar los ensayos informativos correspondientes sobre probetas de hormigón.
- El desmontaje se hará de forma suave, uniforme, sin producir golpes ni sacudidas y de conformidad con el programa previsto en el Proyecto.
- El orden, el recorrido del descenso de los apoyos en cada fase del descimbrado, la forma de ejecución y los medios a utilizar en cada caso, se han de ajustar a lo indicado por el Fiscalizador.

- Cuando los elementos sean de cierta importancia, al desmontar la cimbra es recomendable utilizar cuñas, cajas de arena, gatos u otros dispositivos similares.
- Si la estructura es de cierta importancia y cuando el Fiscalizador lo estime conveniente las cimbras se han de mantener despegadas dos o tres centímetros (2 o 3 cm) durante doce horas (12 h), antes de retirarlas completamente.
- Si no lo contraindica el sistema estático de la estructura, el descenso de la cimbra se empieza por el centro del tramo y continua hacia los extremos.

La remoción deberá hacerse cuando la resistencia del hormigón sea tal que se evite la formación de fisuras, grietas, descascaramientos o ruptura de aristas. Toda imperfección será inmediatamente corregida. Como regla general, los encofrados podrán ser retirados después de transcurrido, por lo menos 4 días, luego de la colocación del hormigón en superficies verticales o inclinadas y 14 días para superficies horizontales y soportantes. La figura 5.2 muestra la estructura metálica que se utilizó como encofrado en la construcción de los túneles.



Figura 5.2. Estructura de arco para encofrado del revestimiento definitivo.

Como se puede observar al revisar las especificaciones y las memorias lo que se indica respecto al encofrado de las estructuras y su remoción se limita a indicar que estos deberán ser retirados, tan pronto como el hormigón haya alcanzado la suficiente resistencia que impida deformaciones. El objetivo de la remoción es facilitar el curado especificado y reparar de inmediato las imperfecciones de las superficies verticales e inclinadas o las superficies alabeadas de transición..

5.2. Los Túneles San Eduardo

El proyecto Túneles del Cerro San Eduardo (referencias 5.2 y 5.3), se circunscribe dentro del Plan de Mejoras de la Infraestructura Vial que lleva a cabo el Gobierno Local con financiamiento de la Corporación Andina de Fomento (CAF), garantizado por el Gobierno Nacional. Incluye una propuesta importante que se requiere para incorporar un nuevo enlace vial de aproximadamente 3315 m. que conecte el intercambiador del Km 4.5 que distribuye el tráfico motorizado de las avenidas El Bombero, vía a Daule y Avenida Carlos Julio Arosemena Tola, con la avenida Barcelona.

Este nuevo enlace mejoró las condiciones de tráfico de la red vial de la ciudad, a la vez que reducirá los costos operativos de los usuarios, los índices de congestión, accidentes de tránsito, consumo de combustible y demás aspectos socioeconómicos y ambientales de la ciudad, disminuyendo el tiempo de recorrido. En la figura 5.3 se presenta la localización de los túneles.



Figura 5.3: Ubicación de los túneles San Eduardo, línea roja.

5.2.1 Características técnicas de los túneles.

- Dos túneles paralelos cada uno de 3 carriles.
- La separación entre los dos túneles es 13.5 m.
- La mayor cobertura sobre el túnel en la parte central es 150 m.
- Longitud de los túneles (natural) es de 1280 m medidos en el eje central.
- Longitud total de los túneles (natural y artificial) es 1295 m.
- El área de excavación del túnel es 102 m².
- Longitud de paradas de emergencia central es 49 m.
- Área de excavación en sector de paradas de emergencia central es 132 m².
- Separación entre Galerías de escape 300 m – 350 m.
- Revestimiento exterior con hormigón proyectado o lanzado.
- Revestimiento interior (sostenimiento) impermeable con hormigón in-situ.

5.2.2 Geología y Geotecnia.

Los túneles atraviesan el macizo rocoso del cerro San Eduardo, por lo cual es importante el estudio del mismo, su observación ha sido facilitada por el afloramiento de los estratos del mismo en sus laderas. La calidad de la roca observada en las laderas está fuertemente afectada por procesos de meteorización, pero al interior del macizo rocoso, la calidad de la misma mejora de manera substancial. A través del mapeo geológico se pudo identificar los diferentes tipos de roca; el rumbo, buzamiento de la estratificación, fallas y diaclasas. Para complementar el estudio geotécnico se realizaron calicatas y perforaciones profundas en diferentes sectores del proyecto, las cuales permitieron en algunos casos confirmar los datos obtenidos del mapeo y en otros obtener datos más exactos de la litografía del sector, así mismo fue necesario hacer controles piezométricos para obtener los niveles freáticos.

La información geotécnica de campo sirvió para clasificar las rocas según su grado de meteorización, empleando el criterio que se expone en la Tabla 5.8, de igual forma cada uno de los tipos de roca está asociado a un tipo de sección estructural del revestimiento, tal como se presenta en la figura 5.5. La perforaciones con recuperación de testigos sirvieron también para establecer la

secuencia de las diaclasas al interior del macizo, además para realizar los ensayos de laboratorio que incluyen la estimación de la permeabilidad de la roca para precisar el nivel de infiltración de agua que podría afectar a los túneles y finalmente estas perforaciones fueron utilizadas como pozos de control piezométrico del agua subterránea (referencia 5.3).

Grado	Descripción	Grado de meteorización	Sección estructural
I	Roca fresca, sin síntomas visible de meteorización	No hay	I
II	La meteorización penetra ligeramente en la roca por medio de las juntas más importantes presentándose con un cambio de color, generalmente del gris al parduzco o amarillento.	Ligero	II
III	La meteorización se extiende a través de toda la masa rocosa, pero conserva suficiente resistencia para no ser desmenuzada con la mano, podrían presentarse nódulos de roca desmenuzables con la mano.	Moderado	III
IV	La meteorización se extiende para toda la masa rocosa y puede desmenuzarse fácilmente con la mano.	Alto	III
V	La información recogida sirvió para confirmar y detallar la secuencia rocosa ya establecida por el mapeo geológico.	Completo	III

Tabla 5.8. Clasificación de las rocas en los túneles San Eduardo.

5.2.3 Perforaciones ejecutadas.

Se ejecutaron nueve perforaciones para el estudio geológico-geotécnico de los túneles, 4 durante el desarrollo del estudio de factibilidad (denominadas S-1, S-2, S-3 y S-4) y 5 en la etapa del diseño definitivo (denominadas S-5, S-6, S-7, S-8 y S-9). Las perforaciones fueron realizadas tomando énfasis en las zonas de portales debido a que las mismas son consideradas áreas críticas del proyecto. En el Portal Sur (hacia la ciudad deportiva), se contó con los resultados de ensayos obtenidos en el sondeo S-1, realizado en fase de factibilidad, además se complementó con la información obtenida de los sondeos, S-6 y S-9.

En el Portal Norte (Avenida Carlos Julio Arosemena), se contó con los resultados de los ensayos obtenidos en el sondeo S-4, realizado en fase de factibilidad, además se complementó con la información de los sondeos S-5 y SIN-03 (SIN son las siglas para los sondeos realizados en el intercambiador

norte), realizados en la fase de estudio del diseño definitivo, con esta información y conociéndose la disposición de los estratos se pudo identificar las condiciones del subsuelo en este sector.

En el trazado del túnel se ejecutaron perforaciones con recuperaciones de testigos, los sondeos, S-2 y S-3, realizados en etapa de factibilidad, llegaron hasta 10 m por debajo de la solera, los sondeos S-7 y S-8, que fueron ejecutados en etapa de diseño definitivo, también llegaron hasta 10 m por debajo de la solera. El sondeo S-8 fue ejecutado con la intención de conocer la litología e intersectar una falla inferida que fue detectada por medio de la interpretación de fotografías aéreas.

Adicionalmente a lo largo del trazado del túnel se ejecutaron calicatas con la finalidad de recabar información adicional sobre las fallas inferidas. Sobre las muestras de los testigos recuperados, en el tramo comprendido entre los 10m por debajo de la solera y 10m por encima del techo de los túneles, se realizaron los siguientes ensayos:

- Ensayo de compresión simple.
- Ensayo de carga directa (point load tests).
- Ensayo de corte directo y ángulo de fricción.
- Peso específico, absorción y porosidad.
- Ensayos del módulo de elasticidad y coeficiente de Poisson.
- Ensayo brasileño (resistencia a la tensión).
- Ensayo petrográfico de láminas delgadas.

Con los datos geológicos/geotécnicos recabados de las fuentes antes mencionadas se efectuaron las clasificaciones geomecánicas del valor RMR de Bieniawski y la Q de Barton. Esta clasificación geomecánica fue la base para la determinación de las diferentes clases de excavación y sostenimiento para los túneles de San Eduardo. Algunas perforaciones fueron instaladas con piezómetros para la observación del comportamiento del agua subterránea. Con las instalaciones de los piezómetros se controlará el comportamiento del nivel freático en el área del túnel.

5.2.4 Secciones del túnel.

a) Sección transversal típica.

De las referencias 5.2 y 5.3 se tomaron la siguiente sección típica de los túneles con todos los accesorios e instalaciones del mismo (figura 5.4).

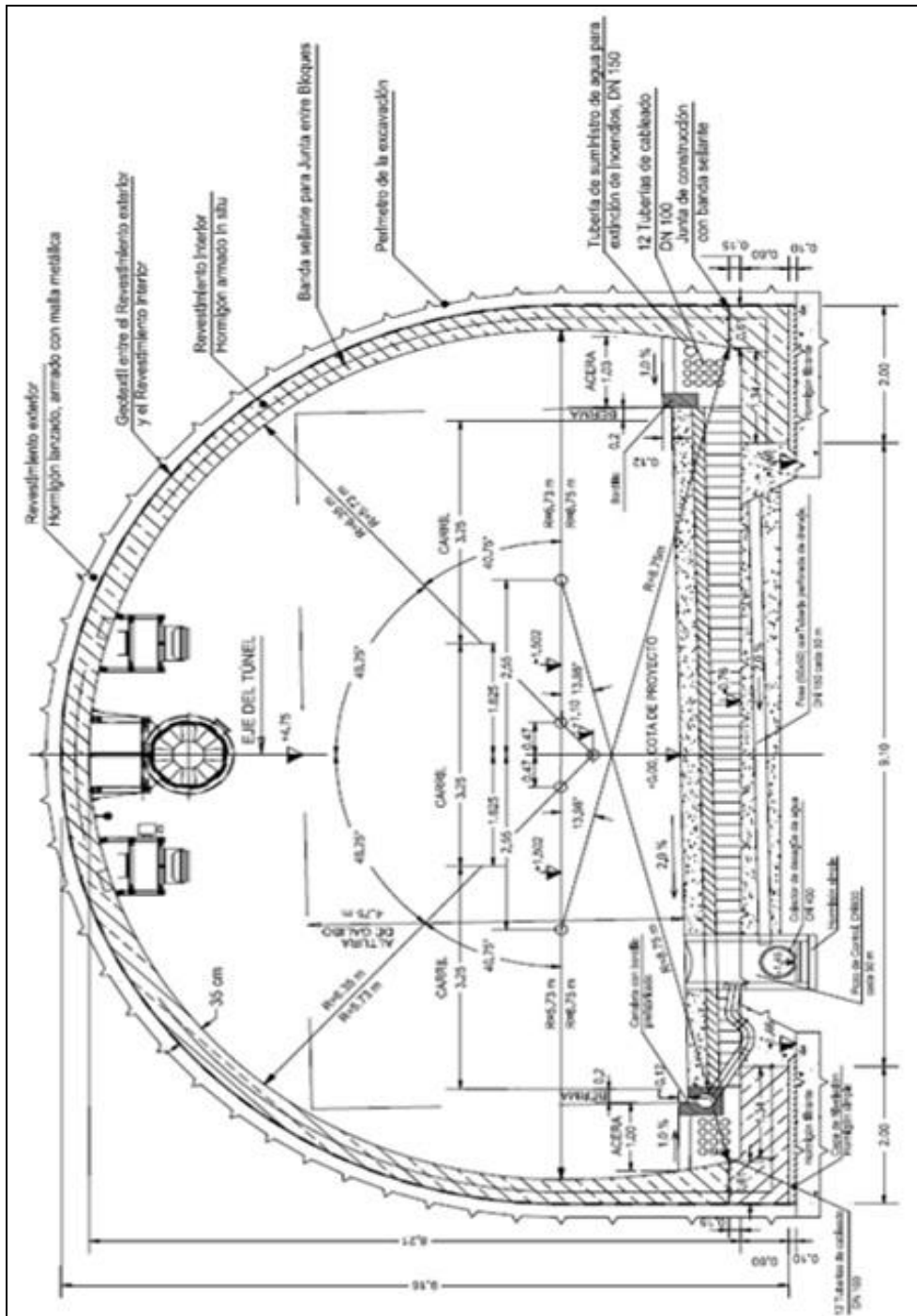


Figura 5.4. Sección típica del túnel con accesorios e instalaciones (referencia 4.3).

b) Secciones del armado del revestimiento.

Se presentan tres secciones diferentes de armado para rocas Clase I, II y III, en su orden, la sección III es la misma para las Clases de Roca IV y V de la Tabla 5.8.

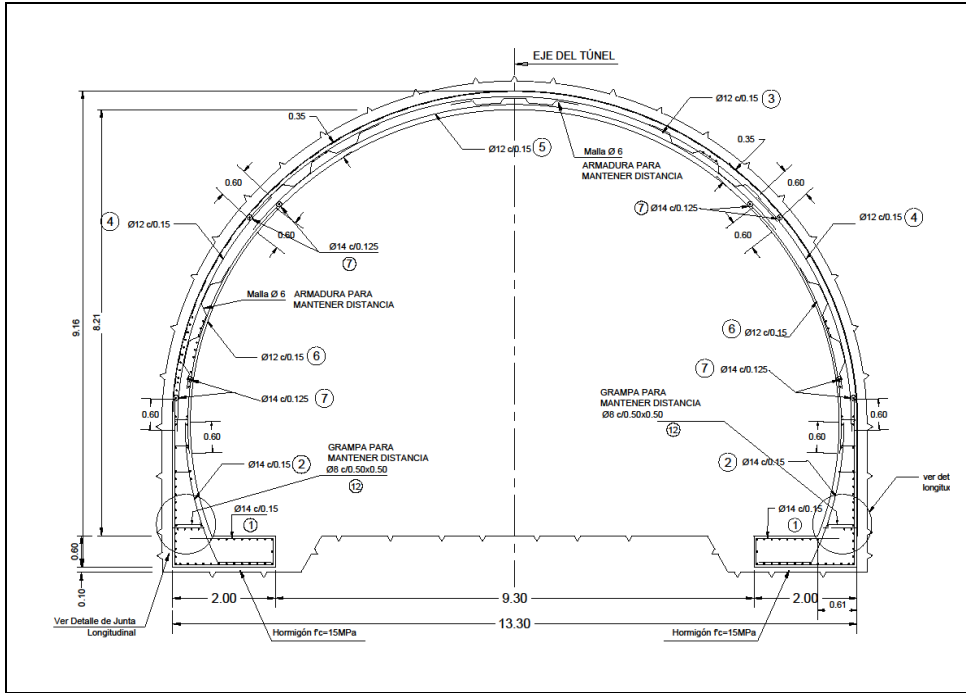


Figura 5.5a. Sección transversal para Roca Clase I.

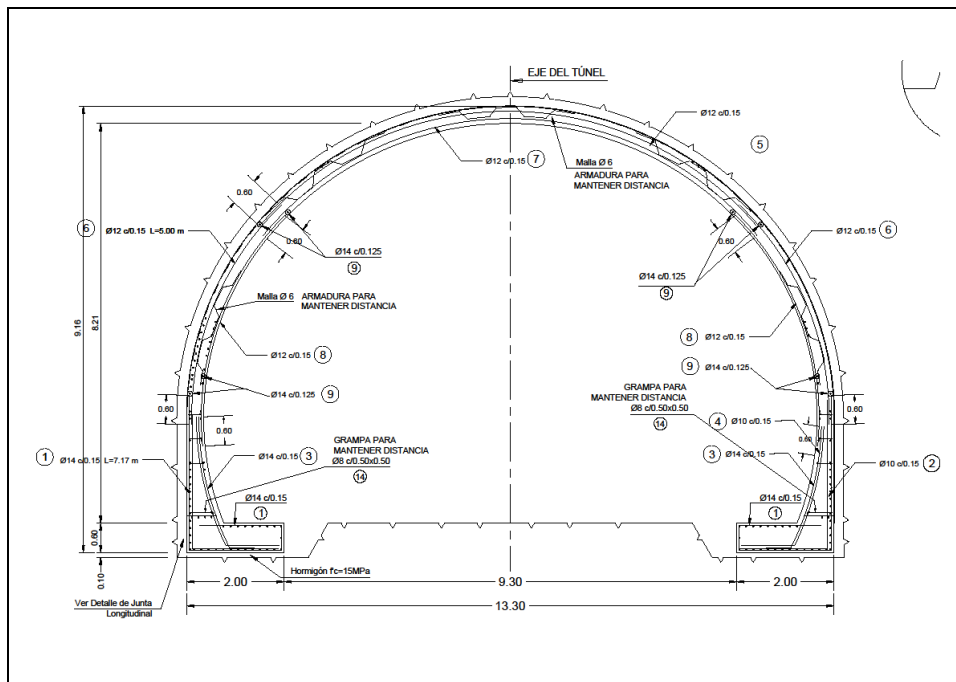


Figura 5.5b. Sección transversal para Roca Clase II.

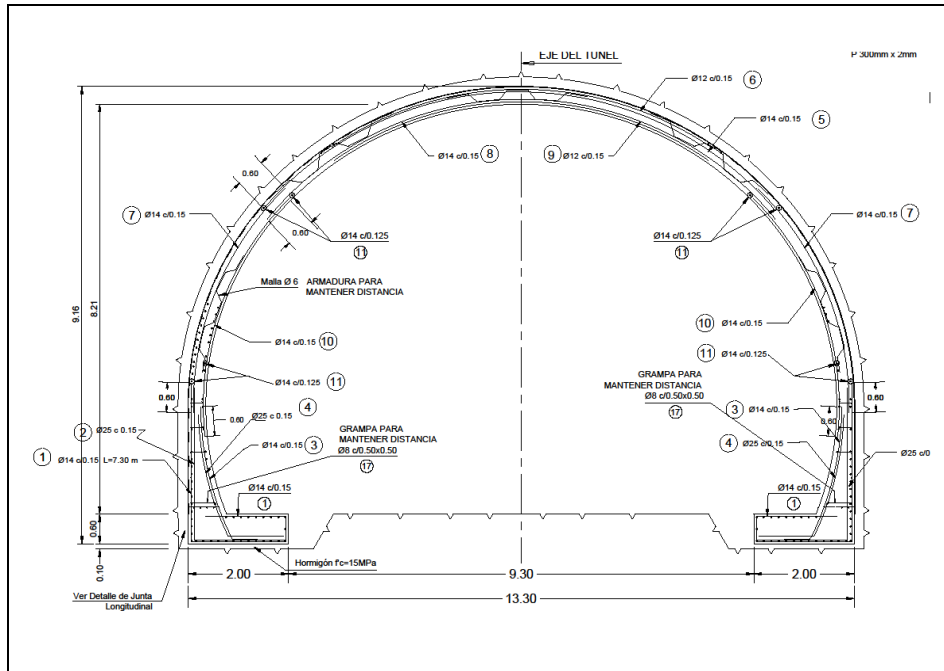


Figura 5.5c. Sección transversal para Roca Clase III.

De la observación a las figuras 5.4 y 5.5 se observan los siguientes componentes y comentarios a la vez:

- Existe el denominado perfil de excavación.
- Los diseñadores le denominan revestimiento exterior al sostenimiento, el cual se compone de hormigón lanzado armado con malla metálica.
- El revestimiento interior o definitivo es de hormigón armado fundido en sitio.
- Entre el sostenimiento y el revestimiento definitivo existe una malla de geotextil.
- En la figura 5.6 (referencia 5.3), se observa la instalación de la malla del sostenimiento (izq) y de la fundición del pavimento (der), nótese además en la figura izquierda los anclajes en el sostenimiento.
- En la figura 5.7 (referencia 5.3), se observan dos tomas de la instalación del geotextil entre el sostenimiento y revestimiento.



Figura 5.6. Colocación del sostenimiento (izquierda) y fundición del pavimento (derecha)



Figura 5.7. Instalación geotextil entre el sostenimiento (izquierda) y el revestimiento (derecha).

5.2.5 Especificaciones técnicas sobre el material y encofrado del revestimiento.

a) Hormigón.

Hormigón proyectado (sostenimiento del túnel y de taludes).

- Resistencia: Hormigón $f'c$: 25 MPa a 28 días.
- Cemento: Tipo I según NTE INEN 152 (ASTM C 150).
- Contenido mínimo de cemento: 300 Kg/m^3 .
- Tamaño máximo de Agregado grueso: 19 mm, si es proyectado vía húmeda.
- Tamaño máximo de Agregado grueso: 12.5 mm, si es proyectado vía seca
- Microsílice: $\geq 10\%$ del peso del cemento.
- Acelerantes y Plastificantes adecuados.

Hormigón impermeable de revestimiento de túnel (arco y cimiento).

- Resistencia: $f'c$ 35 MPa a los 28 días
- Cemento: Tipo I según NTE INEN 152 (ASTM C 150).
- Contenido mínimo de cemento: 350 Kg / m³.
- Relación agua – cemento máxima: 0.34.
- Tamaño Máximo de Agregado grueso: 38 o 25 mm.
- Hidrófugo en líquido o en polvo.
- Aire incorporado total: 4 +/- 1%.
- Fibras de polipropileno: 2 kg/m³.
- Fibras de acero: kg/m³ de acuerdo al ensayo de placa EFNARC.
- Superfluidificante.

b) Encofrado.

Las especificaciones en la memoria del proyecto (referencia 4.3), de manera general manifiestan que los encofrados, elementos de sostén y apuntalamiento cumplirán los requisitos establecidos en el ACI 347 – 01 (referencia 4.4). Serán de madera, acero, o de otro material que les permita tener la rigidez adecuada para resistir los esfuerzos a que serán solicitados, sin que se produzcan deformaciones ni desplazamientos mayores que los admisibles. Sin embargo, indican que para la fundición del recubrimiento interior del túnel el encofrado deberá ser metálico. En resumen, otras obligaciones que deben cumplirse son las siguientes:

- En todos los ángulos y esquinas de los encofrados se colocarán molduras o filetes de sección triangular, con catetos de 25 mm.
- En las estructuras de hormigón cuyas superficies quedarán expuestas a la vista, los encofrados de madera se construirán con tablas cepilladas de ancho y espesor uniformes.
- En el caso de utilizarse otros materiales, se deberá garantizar la obtención de superficies lisas y libres de defectos. Se cuidará especialmente el aspecto de las juntas entre tablas.
- El Contratista será el único responsable del diseño, ingeniería, construcción, integridad, seguridad y adecuación de todo el encofrado de hormigón.

- Los encofrados deben ser herméticos para prevenir la pérdida de mortero.

c) Remoción de encofrados.

La remoción de apuntalamientos y encofrados se regirá por lo especificado en ACI 318 capítulo 6.2 (referencia 4.5), y sólo podrá realizarse cuando el hormigón haya alcanzado la resistencia necesaria para que el elemento estructural posea la capacidad portante con el grado de seguridad que corresponda para resistir las cargas actuantes en el momento de realizar las tareas de remoción más las sobrecargas que actúen sobre la estructura a partir de ese momento en adelante, sin dañar, sobre esforzar o deformar en forma excesiva la estructura.

Como criterio general, el desencofrado de los fondos de losas y de vigas así como cualquier encofrado que soporte peso de hormigón, solo se autorizará una vez que el hormigón adquiera una resistencia superior al 70% de la resistencia especificada. Elementos comprimidos, fundaciones u otros encofrados que no soporten peso de hormigón, se podrán desencofrar a los 7 días. En caso que el Contratista requiera el desencofrado temprano de estos elementos se deberá contar con la autorización por escrito del Fiscalizador. Para verificar la resistencia del hormigón en el momento del desencofrado, se deberán moldear probetas adicionales a las de control de calidad del hormigón, las que serán curadas a pie de obra y ensayadas a edades oportunas para verificar que se ha alcanzado la resistencia mínima de desencofrado.

5.2.6 Remoción del encofrado según el ACI.

Para determinar el tiempo del retiro del encofrado deben considerarse las cargas de construcción y las posibles deflexiones. A edades tempranas una estructura puede ser capaz de soportar las cargas aplicadas, pero puede deflectarse lo suficiente como para causar un daño permanente. Antes del inicio de la construcción, el constructor debe definir un procedimiento y una programación para la remoción de los apuntalamientos y para la instalación de los reapuntalamientos, y para calcular las cargas transferidas a la estructura durante el proceso.

- a) El análisis estructural y los datos sobre resistencia del concreto empleados en la planificación e implementación del descimbrado y retiro de

apuntalamientos deben ser entregados por el constructor a la autoridad competente cuando ésta lo requiera;

- b) Solamente cuando la estructura, en su estado de avance, en conjunto con las cimbras y apuntalamiento aun existentes tengan suficiente resistencia para soportar de manera segura su propio peso y las cargas colocadas sobre ella, pueden apoyarse cargas de construcción sobre ella o descimbrarse cualquier porción de la estructura.
- c) La demostración de que la resistencia del hormigón es adecuada para retirar el encofrado debe basarse en un análisis estructural que tenga en cuenta las cargas propuestas, la resistencia del sistema de encofrado y cimbra, y la resistencia del concreto. La resistencia del concreto debe estar basada en ensayos de probetas curadas en obra o, cuando lo apruebe la autoridad competente, tales como:
 - Ensayos de cilindros fabricados en obra
 - Resistencia a la penetración
 - Resistencia a la extracción
 - Correlación y relaciones del factor de madurez

Referencias:

- 5.1 STIPE S.p.A. (Studio Tecnico Italiano Progettazioni Estero S.p.A.), 1995, Memoria de Diseño de los Túneles Santa y El Carmen, Guayaquil.
- 5.2 LAHMEYER, CONSULSÍSMICA & CONYFIS, 2005, Memorias de Diseño de los Túneles San Eduardo, Guayaquil.
- 5.3 MENDEZ, Oscar; VALLEJO, Teófilo, 2009, Materiales utilizados en la construcción del Túnel San Eduardo de la ciudad de Guayaquil: Características e Importancia de su uso, Guayaquil.
- 5.4 Requisitos de Reglamento para Diseño, Construcción y Materiales para Cimbras de Concreto Estructural (ACI 347).
- 5.5 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05).

6. ANÁLISIS ESTRUCTURAL DEL REVESTIMIENTO.

El objetivo del presente Capítulo es estudiar el comportamiento de la estructura ante el requerimiento de remover el encofrado a edades tempranas, como ya se indicó puede soportar las cargas aplicadas pero también deflectarse excesivamente. Si no se estudia su comportamiento adecuadamente puede ocurrir un daño permanente. Para el análisis de la estructura del revestimiento se hará uso del programa de elementos finitos SAP2000 (referencia 6.1), específicamente se modela con la opción de elementos “frame”, la misma que permite analizar la estructura por medio de un modelo analítico compuesto por elementos lineales continuos los cuales poseen sus características geométricas, mecánicas y de conexión respectivas. Las características geométricas están asociadas con las dimensiones de los elementos estructurales, luego y a partir de estas dimensiones se obtienen otras características geométricas como el área y la inercia de los elementos, las cuales son calculadas por el programa.

Las características mecánicas están asociadas con la resistencia a la compresión simple del material ($f'c$), en este caso hormigón armado, a partir de la resistencia se obtiene también el módulo de rigidez (E_c). Durante el período de ejecución de los trabajos las características mecánicas del diseño ($f'c$), fue contrastada y verificada con resultados experimentales. Finalmente, es necesario indicar que las conexiones de los elementos tienen que ver con la forma en que interactúan con los elementos vecinos y los apoyos de la estructura. Con esta información se podrán obtener por medio del programa las acciones actuantes para el análisis, así como también información de las deformaciones.

6.1. Características geométricas de la estructura.

Los requerimientos de diseño de los túneles fueron de la siguiente manera:

- Dos veredas de seguridad de 1.00 metros de ancho, una a cada lado del túnel.
- Una cuneta de 0.20 metros a cada lado.
- Tres carriles de 3.25 metros cada uno.
- Además se ha establecido en los diseños la necesidad de tener un gálibo libre no menor a 4.75m metros.

La estructura definitiva del arco en la corona posee un espesor (h) de 0.35 m. Los hastiales se desarrollan desde el nivel de la zapata, en donde su espesor es de 0.65 m, hasta una altura de 1.79 m, en donde inicia el espesor de la clave de 0.35 m. Sin embargo es necesario indicar que el análisis se realizó para espesores de corona adicionales de 0.45 y 0.52 m y espesores de hastiales y zapatas de 0.75 y 0.82 m, respectivamente. La altura total desde la cara inferior de la zapata a la cara exterior de la corona es 9.16 m, el ancho entre la cara exterior de los hastiales es 13.30 m.

En la solera se desarrollan las zapatas de la estructura, que tienen un espesor de 0.60 m y 2 m de longitud, el ancho entre las caras laterales interiores de las zapatas es 9.30 m. La sección transversal del Túnel se presenta en la figura 6.1. Como se puede observar de la figura el área de excavación posee más o menos una sección constante, las modificaciones en los espesores de los elementos estructurales (corona – hastiales), se realizan hacia el interior de la sección excavada en los elementos de hormigón armado.

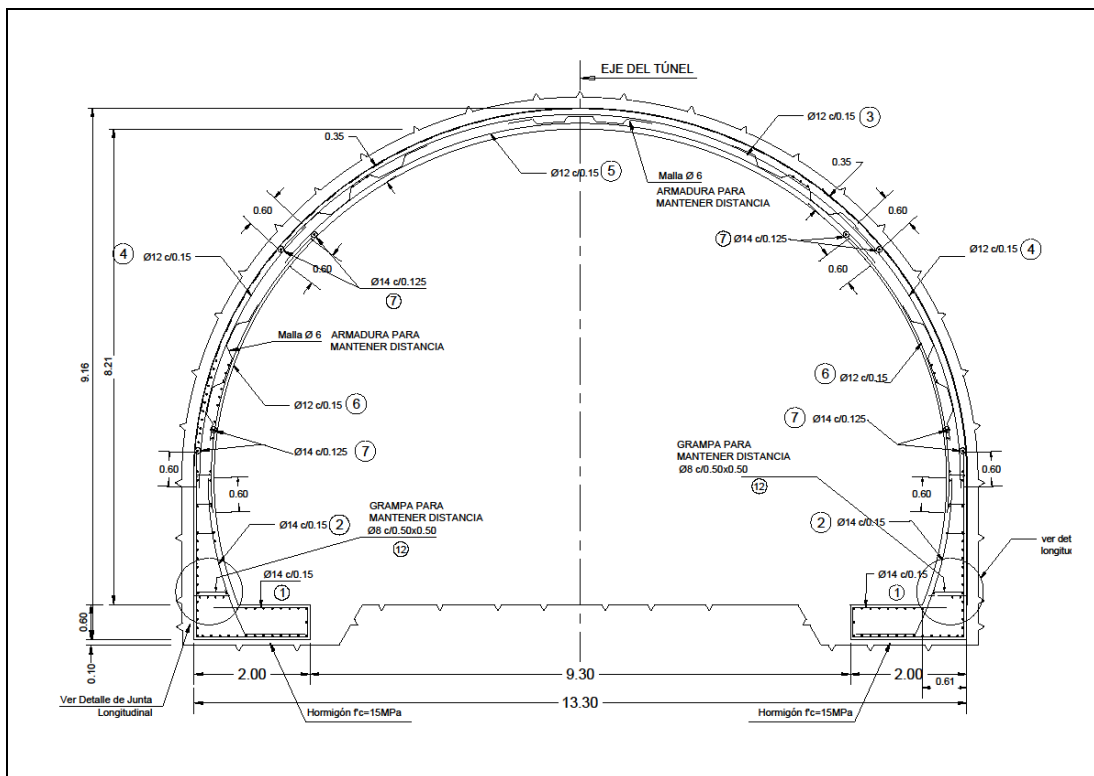


Figura 6.1. Sección transversal del túnel San Eduardo en roca clase I.

6.2. Modelo o arreglo geométrico escogido.

Está compuesto por tramos rectos de aproximadamente 0.50 m de longitud, de esta forma se determinó que con esa longitud se representan las características geométricas de la estructura. Con este arreglo el comportamiento estructural puede conocerse y se puede reproducir fielmente la forma en que la construcción responderá ante las acciones que se presenten. El modelo fue realizado en el plano, por metro de profundidad, esto se puede observar en las figuras 6.2 para el modelo con empotramiento y figuras 6.3 para el modelo con resortes.

6.3. Características mecánicas del material de revestimiento.

Como ya se indicó estas características están asociadas con la resistencia a la compresión simple del hormigón armado y con el módulo de elasticidad (E_c). En este caso la resistencia de diseño (f'_c) fue de 30 MPa y en la propuesta de modificación fue de 35 Mpa, que es la resistencia con la que finalmente se fabricó el hormigón armado de la estructura de revestimiento, que además fue fibroreforzado. Se supone una relación esfuerzo – deformación (o acción – respuesta) elástico lineal. El Módulo de elasticidad E_c , es la relación entre el esfuerzo normal y la deformación unitaria correspondiente, para esfuerzos de tensión o compresión menores que el límite de proporcionalidad del material. El módulo de elasticidad, E_c , para el hormigón puede tomarse como:

$$E_c = 0.043 \gamma^{1.50} \sqrt{f'_c}, \text{ en MPa}$$

Expresión que es válida para valores de γ comprendidos entre 1500 y 2500 kg/m³, en donde γ es el peso volumétrico del hormigón (referencias 5.5 Capítulo 8, 6.2 y 6.3). Para concreto de peso normal, puede tomarse como $E_c = 4700 \sqrt{f'_c}$, en MPa.

En este punto es necesario mencionar la experiencia local que se tiene en la ejecución de ensayos de módulo elástico conforme al ACI 469, realizadas en diferentes estructuras de la ciudad de Guayaquil, el lector puede consultar los trabajos en las referencias 6.4, 6.5, 6.6 y 6.7. En la Tabla 6.1 se presentan estos resultados ordenados en tres grupos: el primer grupo corresponde a diferentes estructuras que tienen más de 35 años de construidas, el segundo y tercer grupos corresponden a dos sectores de la subestructura del puente de la Unidad Nacional, tramo Puntilla – Guayaquil, construido hace 10 años.

No.	PROYECTO	DENSIDAD Kg/m ³	fc MPa	MÓDULO Ec (MPa)		RELACIÓN Ec LAB / ACI
				LAB.	ACI	
1	Cascarones Coca Cola	2.207	24,42	13.714	22.034	0,62
2	Cascarones Coca Cola	2.248	45,79	42.022	31.011	1,36
3	Country Club	2.202	14,64	12.430	17.001	0,73
4	Hospital Valenzuela	2.112	18,90	13.035	18.144	0,72
5	Hospital Vernaza	2.188	34,00	16.014	25.661	0,62
6	Hospital Policía	2.107	31,10	16.830	23.192	0,73
7	Hospital Militar	2.142	18,40	13.209	18.285	0,72
					-	
1	Puente Puntilla - Guayaquil	2.237	37,96	23.536	28.030	0,84
2	Puente Puntilla - Guayaquil	2.303	53,38	30.180	34.722	0,87
3	Puente Puntilla - Guayaquil	2.215	20,23	17.911	20.162	0,89
4	Puente Puntilla - Guayaquil	2.297	32,75	26.639	27.090	0,98
5	Puente Puntilla - Guayaquil	2.267	33,63	22.009	26.916	0,82
6	Puente Puntilla - Guayaquil	2.302	26,69	21.427	24.536	0,87
7	Puente Puntilla - Guayaquil	2.310	24,07	20.928	23.422	0,89
8	Puente Puntilla - Guayaquil	2.381	45,87	27.516	33.835	0,81
9	Puente Puntilla - Guayaquil	2.318	40,29	22.611	30.461	0,74
10	Puente Puntilla - Guayaquil	2.290	29,82	25.546	25.732	0,99
					-	
1	Puente Puntilla - Guayaquil	2.237	43,89	27.438	30.140	0,91
2	Puente Puntilla - Guayaquil	2.306	49,62	32.224	33.542	0,96
3	Puente Puntilla - Guayaquil	2.297	52,21	32.705	34.205	0,96
4	Puente Puntilla - Guayaquil	2.335	58,63	29.619	37.150	0,80
5	Puente Puntilla - Guayaquil	2.278	45,11	36.805	31.400	1,17
6	Puente Puntilla - Guayaquil	2.294	50,96	34.847	33.727	1,03
7	Puente Puntilla - Guayaquil	2.303	55,75	33.475	35.484	0,94
8	Puente Puntilla - Guayaquil	2.331	56,64	33.269	36.420	0,91
9	Puente Puntilla - Guayaquil	2.353	54,45	29.075	36.216	0,80

Tabla 6.1. Resultados del Ensayo de Módulo Elástico para diferentes proyectos en Guayaquil (1MPa = 10 kg/cm²).

Como se puede observar en el primer grupo el promedio de los valores de módulos determinados en laboratorio respecto al calculado conforme al ACI 469 es del orden de 69% (exceptuando el mayor de ellos cuya presencia es atípica). En el segundo y tercer grupos, ese promedio es del 87 y 91%, respectivamente. De la revisión histórica a estos proyectos se ha visto que los controles en la supervisión que se tienen actualmente son más rigurosos que en el pasado, pero a pesar de ello no se alcanzan los valores que sugiere el ACI. Estas afectaciones se tendrán presente para calcular las deformaciones finales que se presentan en el Numeral 6.8 de esta Tesis.

6.4. Conexiones de los elementos.

La conectividad de los elementos estructurales tiene que ver en la forma en que están conectados con sus adyacentes, si a través de un nudo rígido o permitiendo algún tipo de deformación relativa. Para definir estas restricciones se hace uso de la simplificación y se analiza en el plano, por metro lineal de profundidad. Definido el tema, las conexiones entre elementos tienen posibilidades de desplazamientos en el plano y de giro fuera del plano. En los apoyos se pueden establecer condiciones de giros y desplazamientos nulas (empotramiento perfecto) o permiten algo de desplazamiento y/o giro. La realidad es que este último estado es más representativo y para ello se pueden modelar resortes con su respectiva constante. Bajo la primera opción de empotramiento perfecto, puntos de apoyos se asignan sin posibilidad de giro o desplazamiento, bajo la segunda opción, el tratamiento de resortes exige hacer realizar varias consideraciones como se explica a continuación.

En estructuras con zapatas continuas como el presente caso, los movimientos diferenciales de los apoyos modifican la distribución de presiones en el suelo e introducen fuerzas internas en la cimentación, estas fuerzas son muy importantes en suelos que tienen alta compresibilidad. En el presente análisis se sustituirá al suelo por una cama de resortes cada uno de los cuales actúa independientemente de los demás. Según el modelo, la presión con que reacciona el suelo ante la carga transmitida por la cimentación es proporcional al hundimiento que ésta presenta en el punto en cuestión. A la constante de proporcionalidad se le denomina módulo de reacción cuyas unidades son en unidades de fuerza sobre longitud al cubo (F/L^3).

El autor Roberto Meli, en su texto de diseño estructural, tabla 7.2 (referencia 6.8), recomienda valores para este módulo de reacción (k_s). En granito meteorizado estos valores varían desde 30 a 9000 k/cm^3 . Como variación a la propuesta de resortes continuos, puede variarse a un sistema de resortes discretos, colocados convenientemente debajo del elemento. Estos resortes representan la rigidez del suelo, definida como la carga concentrada que es necesario aplicar en el punto en cuestión para tener en el suelo un asentamiento unitario. Si a k_s se la afecta por el área de la porción de zapata continua tributaria

del punto indicado se obtiene así la constante K del resorte, de la siguiente manera:

$K = k_s \cdot A$, en donde A es el área de los elementos discretizados en la cimentación cuyas dimensiones son 50 x 100 cm, $A = 5000 \text{ cm}^2$.

Si se toma $k_s = 200 \text{ kg/cm}^3$, se tiene que

$$K = 200 \times 5000 = 1000 \text{ ton/cm.}$$

En la tabla 6.2 siguiente se identifican los análisis realizados bajo el punto de vista de tipo de apoyo.

MODELO	APOYO EN LA BASE	ARCHIVOS GENERADOS
E	Empotramiento	SANEDUARDO1E: e=35 cm SANEDUARDO2E: e=45 cm SANEDUARDO3E: e=52 cm
R	Resortes	SANEDUARDO1R: e=35 cm SANEDUARDO2R: e=45 cm SANEDUARDO3R: e=52 cm

Tabla 6.2. Modelos generados por tipo de apoyo.

6.5. Cargas actuantes.

Al realizar la evaluación requerida es necesario determinar las cargas que actúan en la estructura. Es claro que en este análisis se trabajará básicamente con cargas permanentes, no se da paso a las cargas sísmicas debido a que el tiempo para el cual se analiza la estructura para resistencias tempranas del hormigón es corto, apenas de horas. Las cargas permanentes están asociadas al peso propio, en este caso el hormigón armado, para ello se asignó un peso volumétrico al hormigón simple de 2300 kg/m^3 y 100 kg adicionales como aporte del acero de refuerzo, total 2400 kg/m^3 . Con la geometría dada, el programa SAP 2000, calcula automáticamente las cargas bajo esta condición, cuyo valor es 840 kg/m.

En todo caso y para cualquier eventualidad, se tomaron factores de mayoración de cargas, los factores utilizados fueron inicialmente 1.5 y luego 1.3, el objetivo de incorporarlos es tomar en cuenta la geometría irregular en la excavación del túnel y posibles impactos causados por las acciones propias de la remoción del encofrado. La decisión de disminuirlo de 1.5 a 1.3 se tomó durante el proceso constructivo: por un lado se redujo la incertidumbre de la irregularidad geométrica durante la excavación del túnel, corregida con la colocación del

sostenimiento, y por otro lado se adelantaba en por lo menos 2 horas el proceso de desencofrado.

Además de la experiencia observada en obra, una base reglamentaria para disminuir el factor de carga se presenta en el Anexo 1, que contiene las Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-2 de AASHTO 2002 (referencia 6.9). En ambas tablas el lector puede observar que para el tipo de carga DC (componentes y accesorios), el máximo factor de carga Y_p es 1.25.

6.6. Secciones de interés.

Al realizar la corrida del programa, este calcula para las condiciones de carga actuantes, las acciones internas en los elementos. El usuario escoge las secciones que se consideren como críticas o simplemente denominadas secciones de interés, para las cuales se presentan sus resultados representativos:

- Sección 1 (elemento 1): en el apoyo para el modelo de empotramiento y en la unión entre los hastiales y la zapata de apoyo para el modelo de resortes.
- Sección 2 (elementos 4 – 5): a 1.79 m desde la cara superior de la zapata, en la zona donde termina el hastial y es el punto donde se produce la mayor diferencia de las secciones de hastiales y bóveda.
- Sección 3 (elementos 9 – 10): en la bóveda a ambos lados del eje central.
- Sección 4 (elementos 24 – 25): en la cima de la bóveda.

La salida gráfica del programa para la condición de empotramiento (modelo E) con la ubicación de las secciones de interés se presenta en la Figura 6.2a, mientras que en la Figura 6.2b se presenta el mismo modelo con la identificación de los elementos FRAME. Igualmente en la figura 6.3a se presenta la salida gráfica y ubicación de secciones de interés para condición de apoyo con resortes (modelo R), en la figura 6.3b, se presenta el mismo modelo con la identificación de elementos FRAME. El lector podrá observar que el modelo R es visualmente más representativa que el modelo E, respecto de la sección transversal del túnel mostrada en la figura 6.1.

La identificación de los elementos FRAME en cada modelo es importante, por cuanto permitirá comparar y analizar los resultados que se presentan a partir del Anexo 2, en ambos modelos dicha identificación es la misma para los elementos de la sección curva desde el número 1 hasta el número 48. En el modelo de resortes se agregan 8 elementos desde el 51 hasta el 58, para modelar

las zapatas. Como dato adicional es necesario indicar que el nudo en la cima de la bóveda es identificado como 109, lo que permitirá identificarlo también en las deformaciones que se presentan en el Anexo 3.

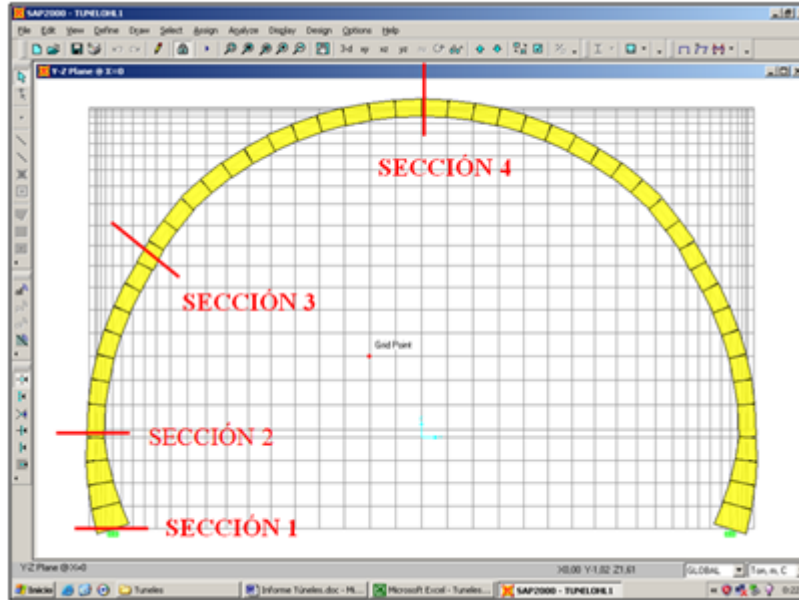


Figura 6.2a: Salida gráfica para apoyo tipo empotramiento (E).

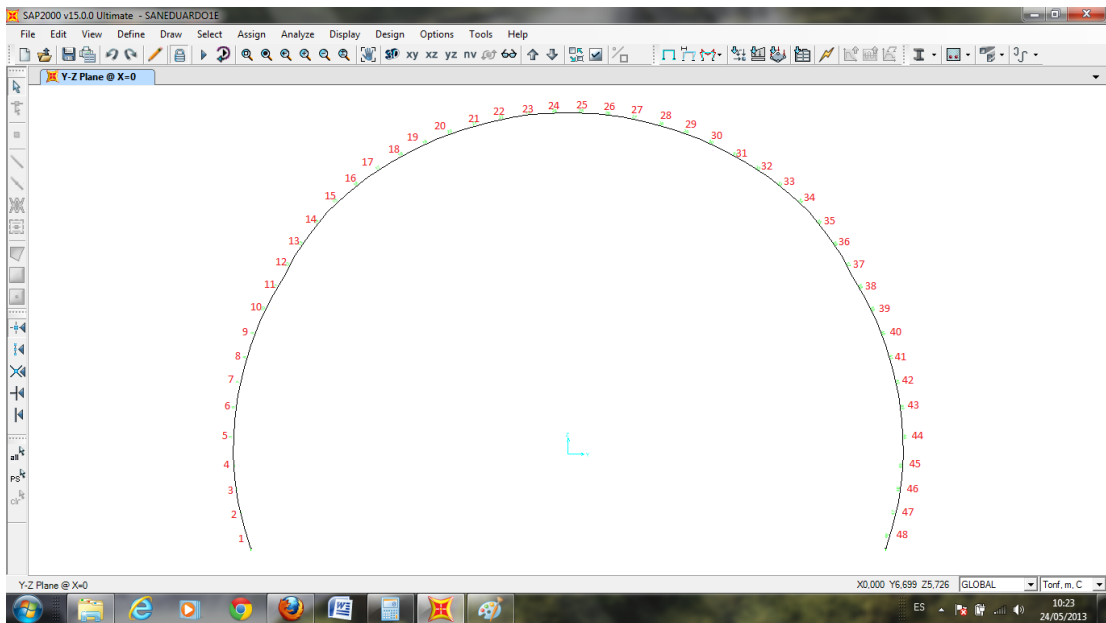


Figura 6.2b: Identificación de elementos modelo tipo empotramiento (E).

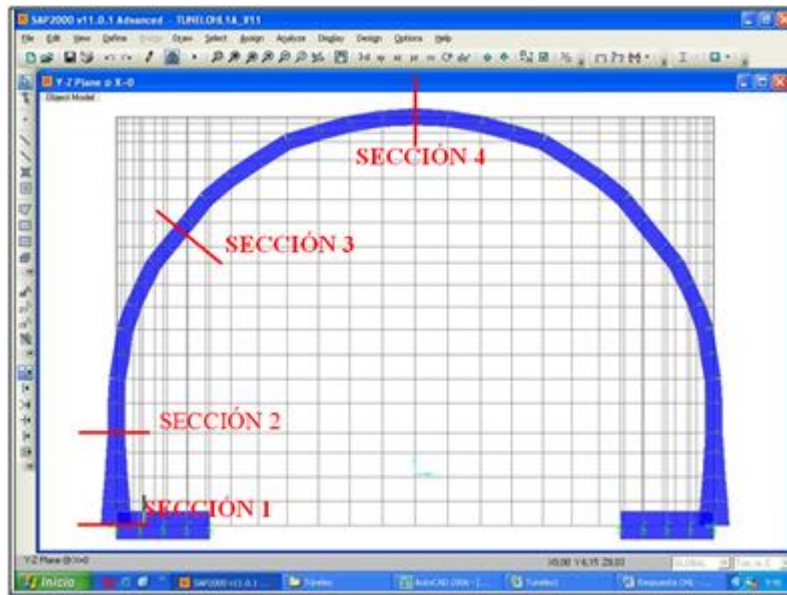


Figura 6.3a: Salida gráfica para apoyo tipo resorte (R).

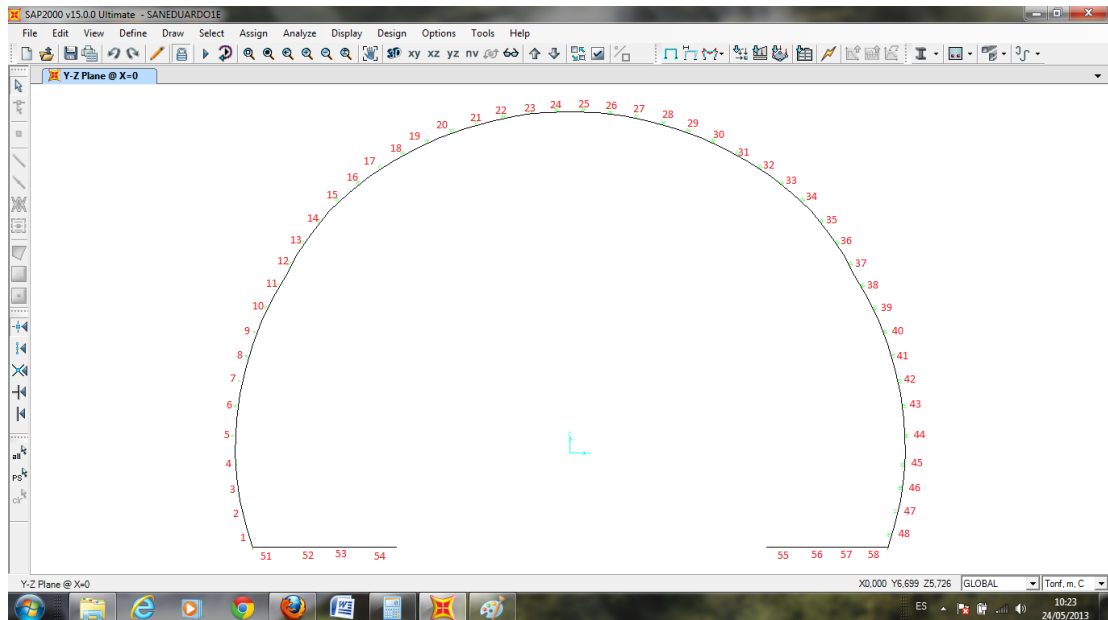


Figura 6.3b: Identificación de elementos modelo tipo empotramiento (R).

6.7. Acciones actuantes.

La Tabla 6.3 presenta los resultados de las acciones actuantes para peso propio, con factor de carga de 1.50, para los tres espesores inicialmente analizados. La tabla 6.4 presenta lo mismo, con factor de carga 1.30 y para el espesor definitivo de corona de 35 cm. Todos estos valores son resultados obtenidos con el programa SAP2000, fuerzas y momentos se expresan en ton y ton – m, respectivamente.

SECCIÓN	RESPUESTA	MODELO e=35 cm		MODELO e=45 cm		MODELO e=52 cm	
		E	R	E	R	E	R
1	Momento	15,52	14,16	19,12	18,07	21,55	19,84
	Cortante	9,00	8,88	11,38	11,22	13,03	12,74
2	Momento	2,45	1,81	2,58	1,82	2,60	1,35
	Cortante	5,28	5,16	4,77	4,62	5,43	5,17
3	Momento	3,21	3,58	4,39	4,74	5,24	5,81
	Cortante	1,83	1,92	1,59	1,43	1,76	1,50
4	Momento	3,21	3,58	4,34	4,63	5,15	5,63
	Cortante	0,17	0,17	0,21	0,21	0,25	0,24

Tabla 6.3. Acciones actuantes para peso propio factor de carga 1.50.

SECCIÓN	RESPUESTA	MODELO	
		E	R
1	Momento	13,61	12,28
	Cortante	7,80	7,70
2	Momento	2,13	1,57
	Cortante	4,58	4,47
3	Momento	2,78	3,10
	Cortante	1,59	1,66
4	Momento	2,78	3,10
	Cortante	0,14	0,13

Tabla 6.4. Acciones actuantes para peso propio (e=0.35 m), factor 1.30.

A continuación en las figuras 6.4 se presentan las salidas gráficas del programa SAP2000 para acciones de momento y de cortante en las secciones de interés mencionadas en el numeral 6.6, para apoyo tipo empotramiento, factores de carga 1.5 y 1.3, espesor definitivo de corona de 35 cm. Fuerzas y momentos se expresan en ton y ton – m, respectivamente.

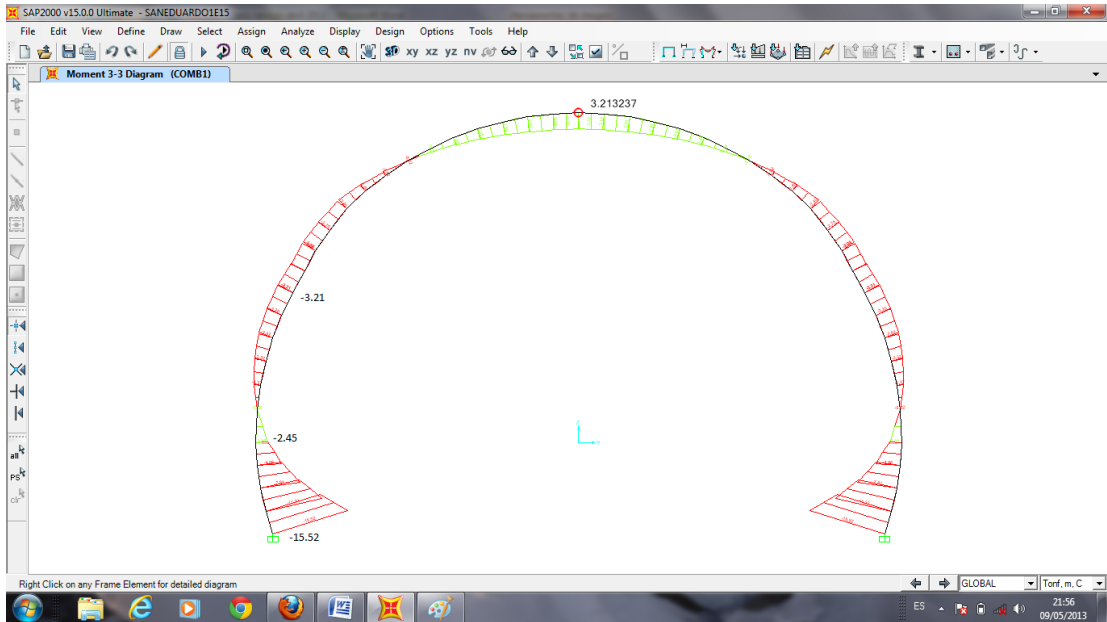


Figura 6.4a: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.5.

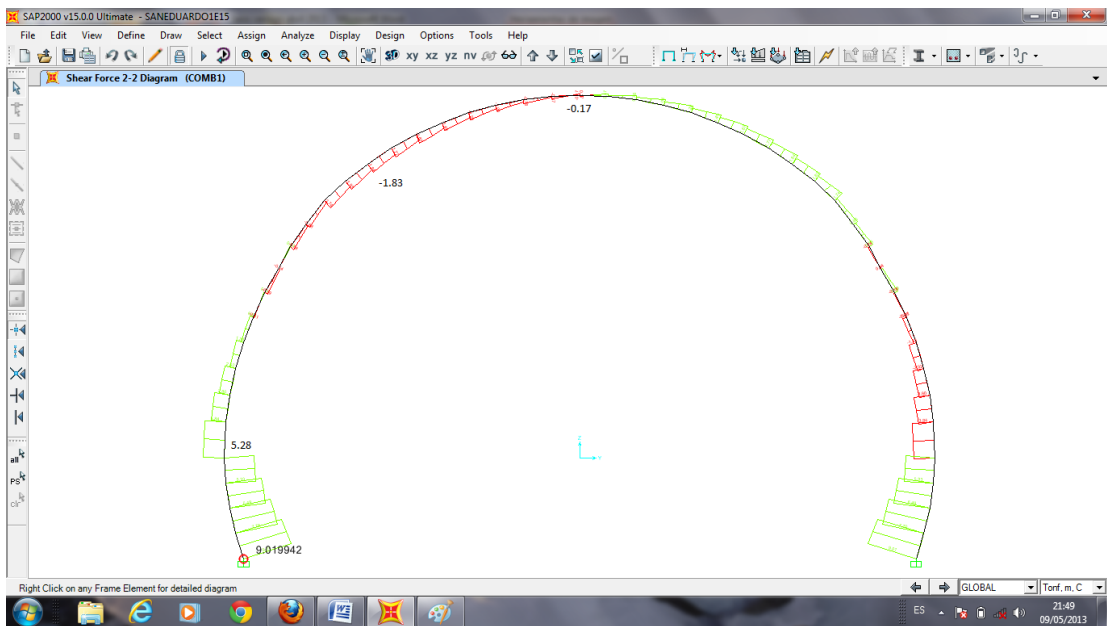


Figura 6.4b: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.5.

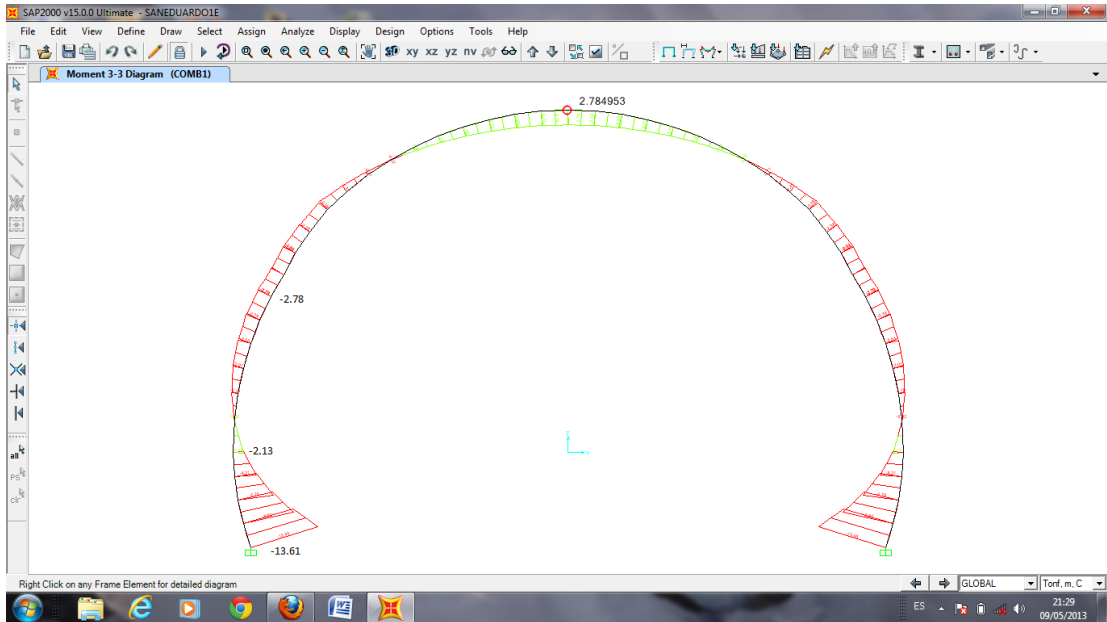


Figura 6.4c: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.3.

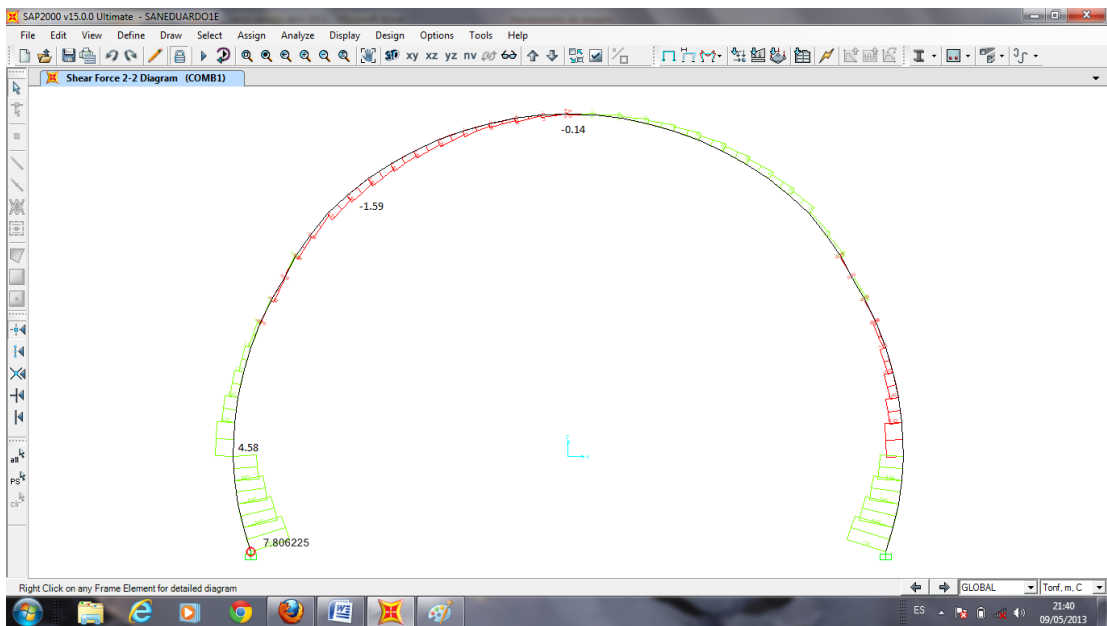


Figura 6.4d: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm apoyo tipo empotramiento (E) y factor de carga 1.3.

Así mismo, a continuación en las figuras 6.5 se presentan las salidas gráficas del programa SAP2000 para acciones de momento y de cortante en las secciones de interés mencionadas en el numeral 6.6, para apoyo tipo resorte, factores de carga 1.5 y 1.3, espesor definitivo de corona de 35 cm. Fuerzas y momentos se expresan en ton y ton – m, respectivamente.

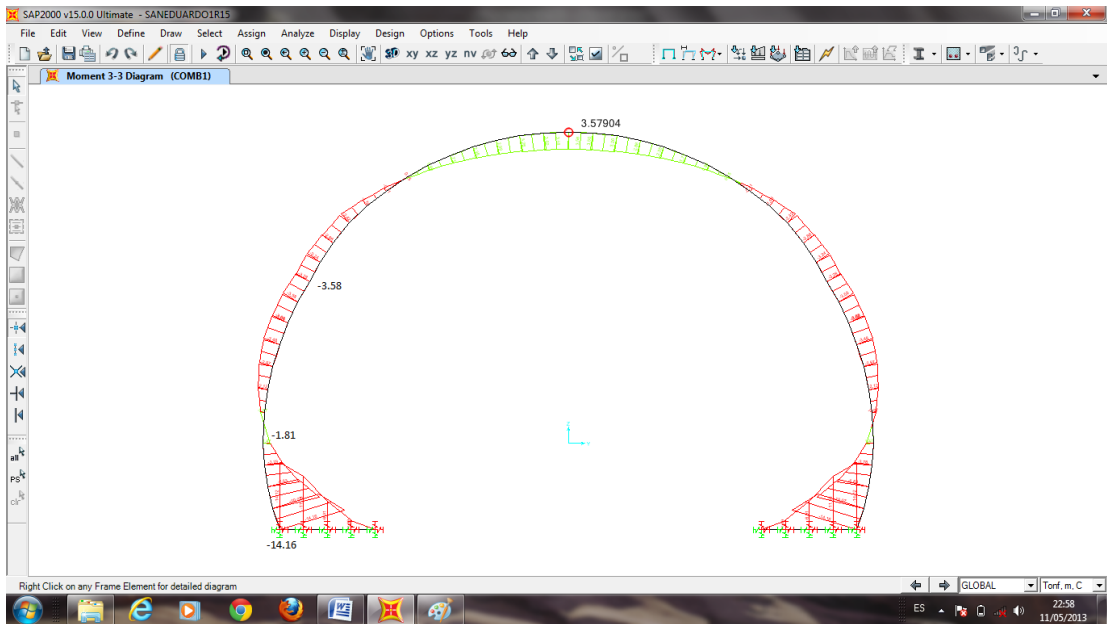


Figura 6.5a: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.5.

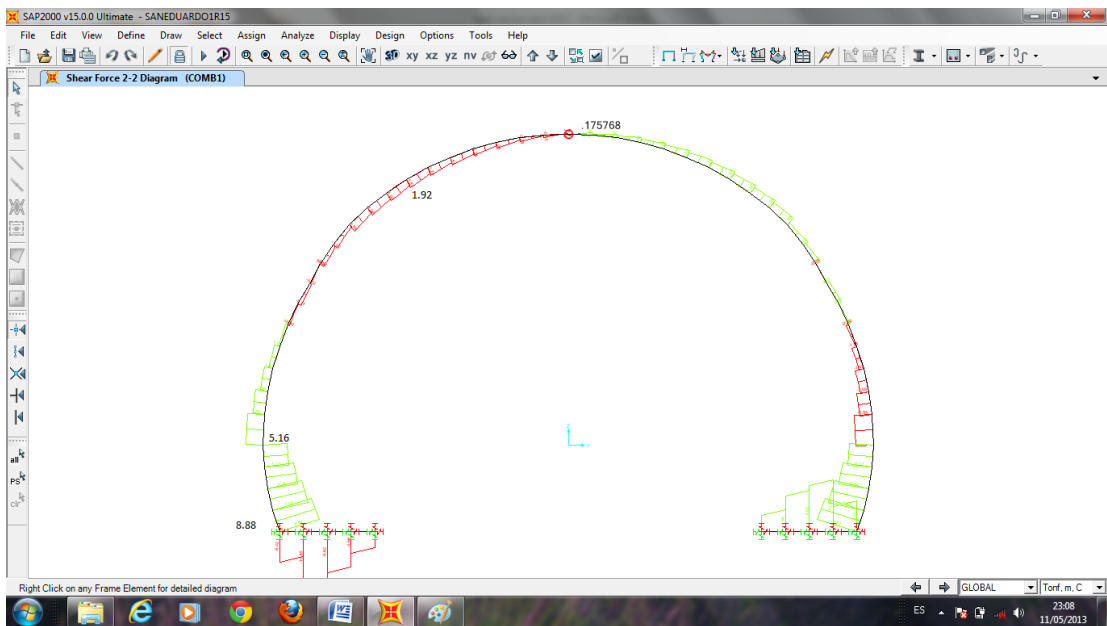


Figura 6.5b: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.5.

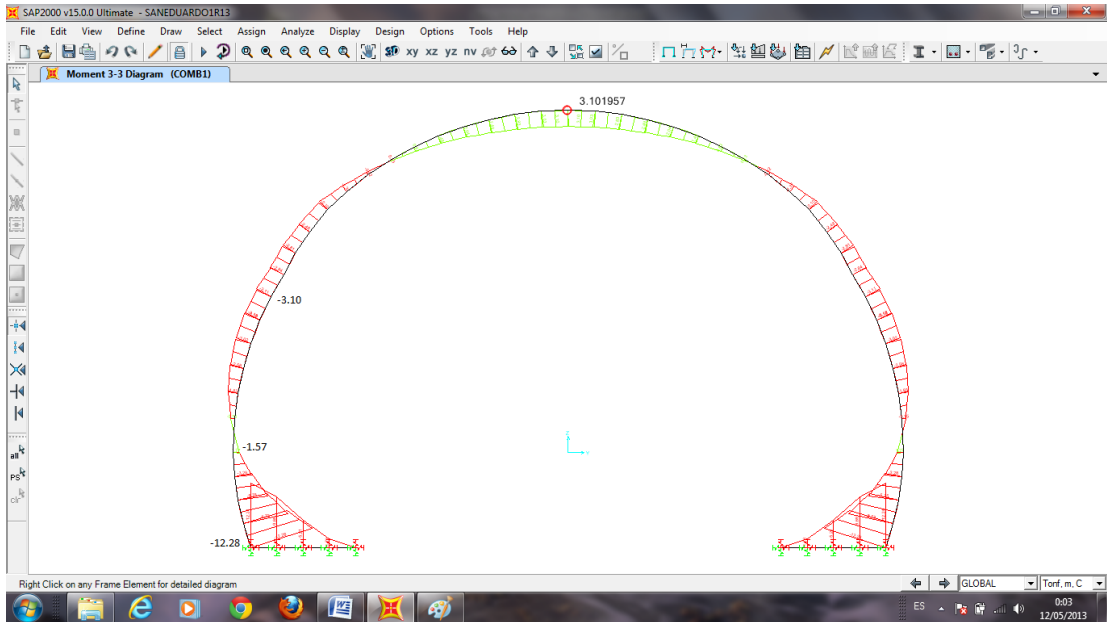


Figura 6.5c: Salida gráfica de momento: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.3.

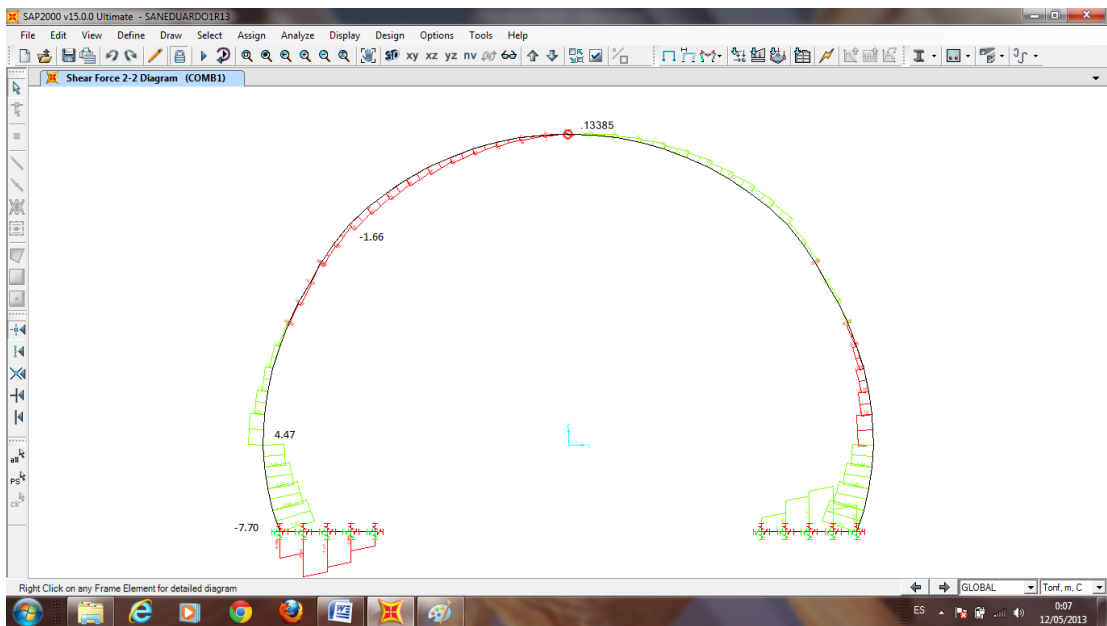


Figura 6.5d: Salida gráfica de cortante: espesor 35 cm, apoyo tipo resorte (R) y factor de carga 1.3.

6.8. Deformaciones calculadas por el programa.

En cuanto a las deformaciones, estas también son un resultado del programa, para ello se ha preparado las Tabla 6.4. El programa SAP 2000 calcula las deformaciones utilizando el módulo de elasticidad y el módulo de corte para cada nivel determinado de esfuerzo ($f'c$).

Las características geométricas como el área y la inercia las calcula con las dimensiones asignadas a los elementos, la inercia calculada de esta manera se denomina también como inercia de la sección llena. Esta suposición es válida siempre que no se produzcan agrietamientos para los niveles de esfuerzos analizados. La variable utilizada para comparar es el módulo elástico, que como ya se dijo depende de la resistencia del hormigón ($f'c$). En la tabla 6.5 se presentan las deformaciones críticas para el modelo de 0.35 m de espesor, en la sección 4, comparadas contra la altura del túnel: 6.53 m + 1.81 m = 8.34 m. En las figuras 6.6 se presentan las salidas gráficas del programa SAP2000 con información de las deformaciones por peso propio sin factorar, para cada nivel de resistencia analizada ($f'c$) y para apoyo tipo empotramiento (E).

fc (kg/cm ²)	Módulo E (kg/cm ²)	Deformaciones para peso propio			
		Modelo E	Def unit por mil	Modelo R	Def unit por mil
60	108.444	4,6	0,6	5,6	0,7
80	125.220	4,0	0,5	4,9	0,6
100	140.000	3,6	0,4	4,4	0,5
125	156.525	3,2	0,4	4,0	0,5
150	171.464	2,9	0,3	3,7	0,4

Tabla 6.5. Deformaciones en mm, calculadas por el programa en la Sección 4, Nudo 109 del modelo, determinadas para cada nivel de resistencia ($f'c$) y para carga por peso propio.

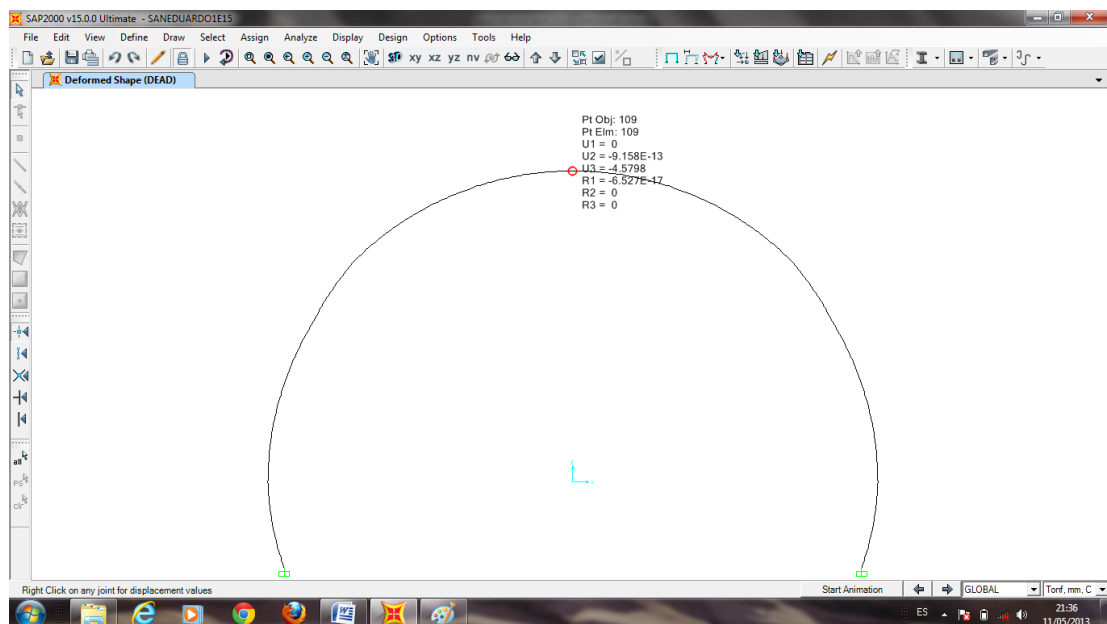
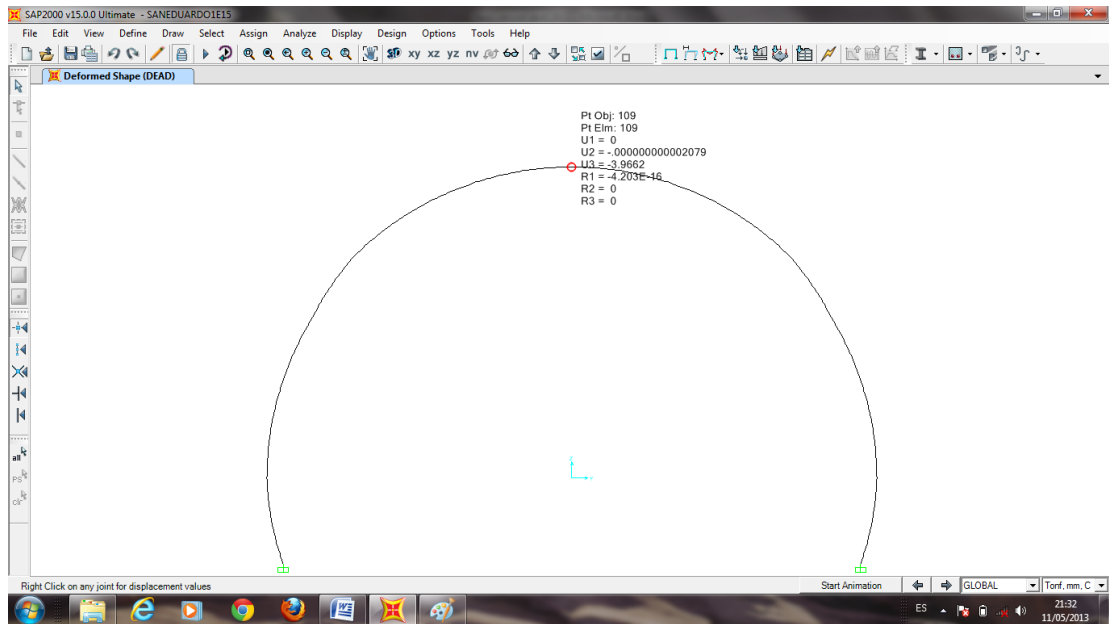
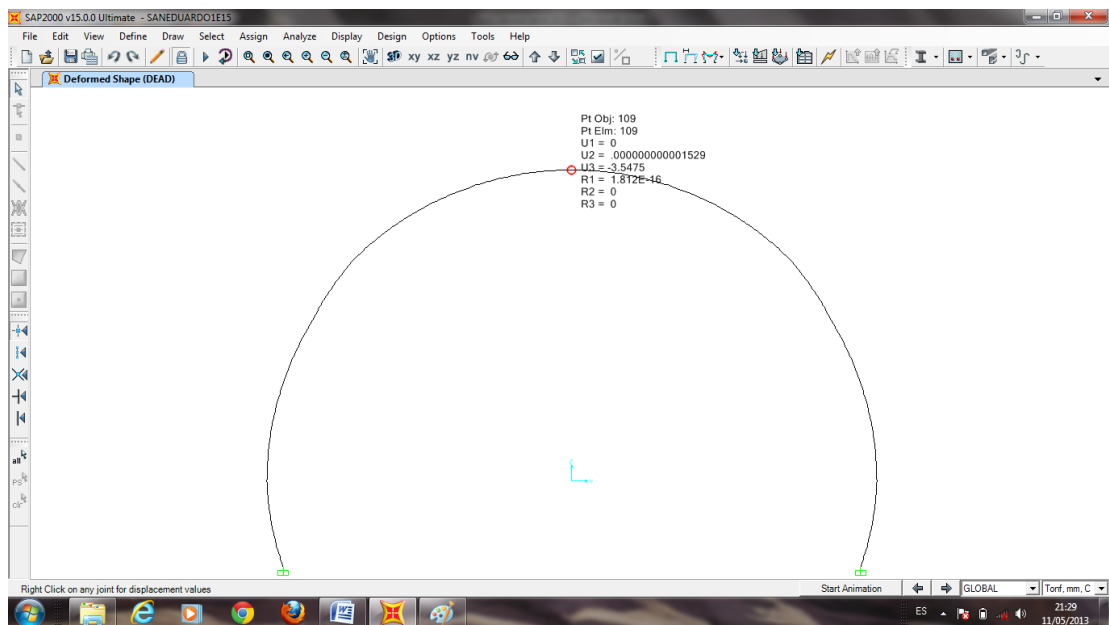


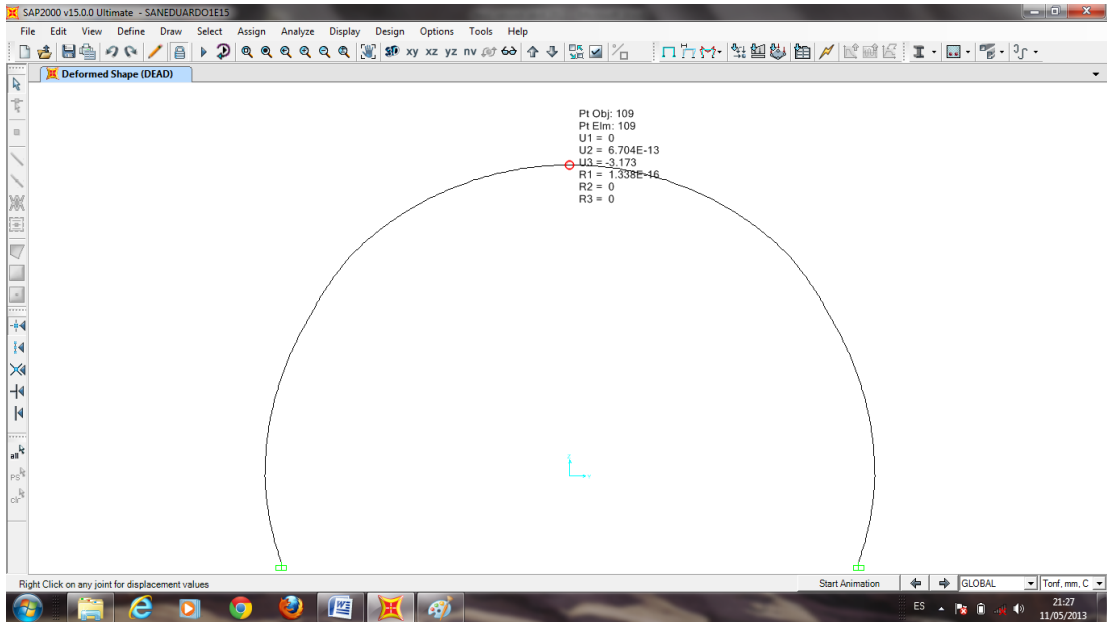
Figura 6.6a: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109. Apoyo tipo empotramiento (E), $f'c=60$ kg/cm².



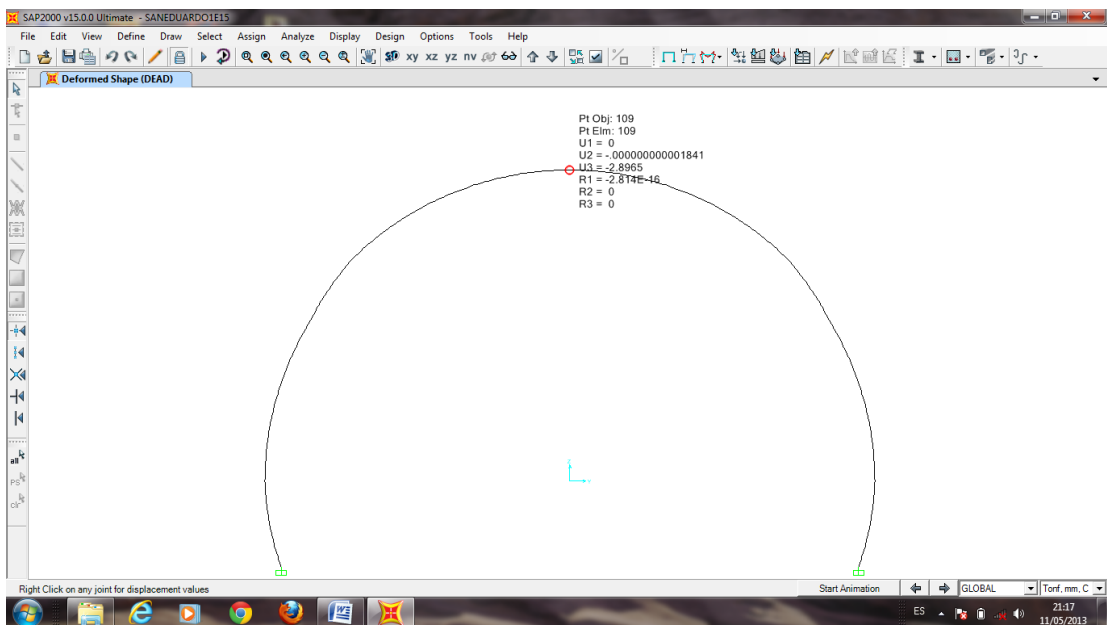
**Figura 6.6b: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109.
Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=80 \text{ kg/cm}^2$.**



**Figura 6.6c: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109.
Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$.**



**Figura 6.6d: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109.
Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=125 \text{ kg/cm}^2$.**



**Figura 6.6e: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109.
Apoyo tipo empotramiento (E), $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$.**

En las figuras 6.7 se presentan las salidas gráficas del programa SAP2000 con información de las deformaciones por peso propio para cada nivel de resistencia analizada (f'_c) y para apoyo tipo resorte (R).

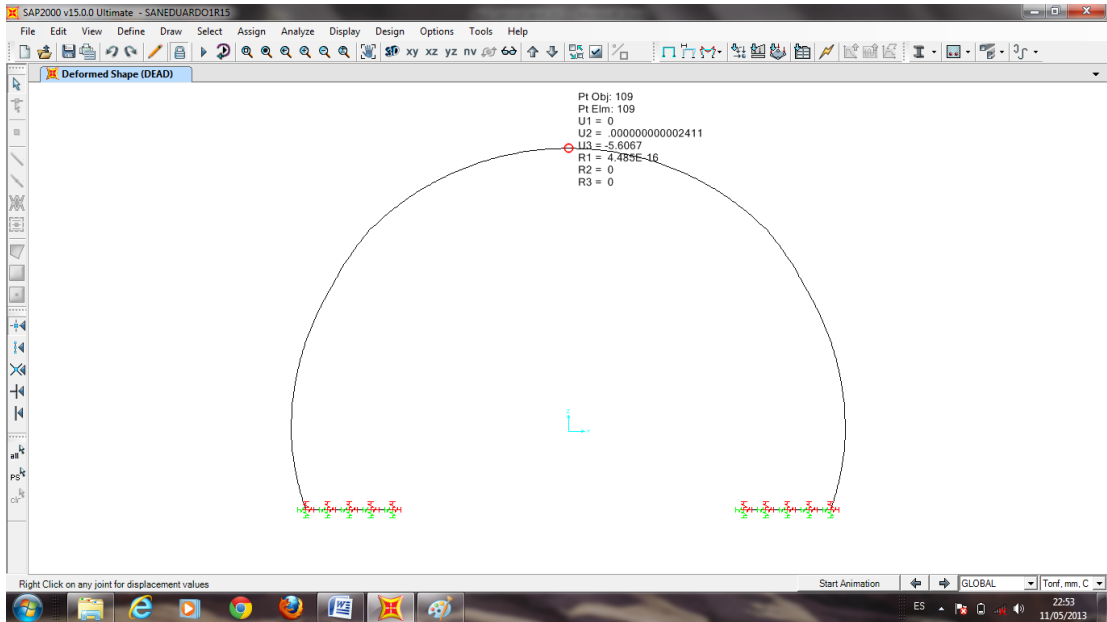


Figura 6.7a: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$.

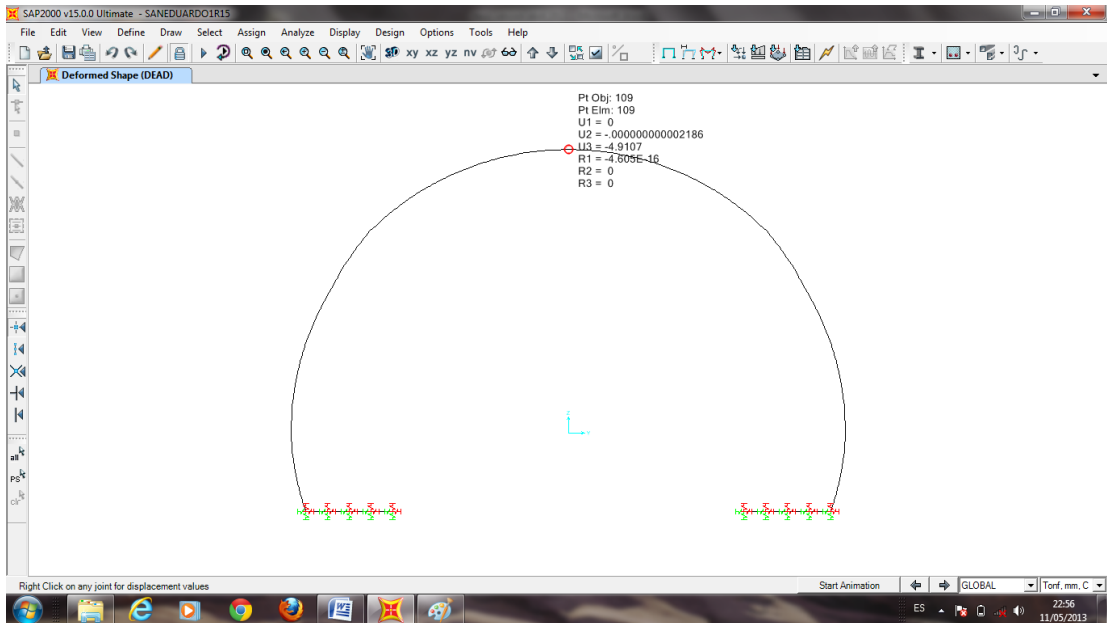
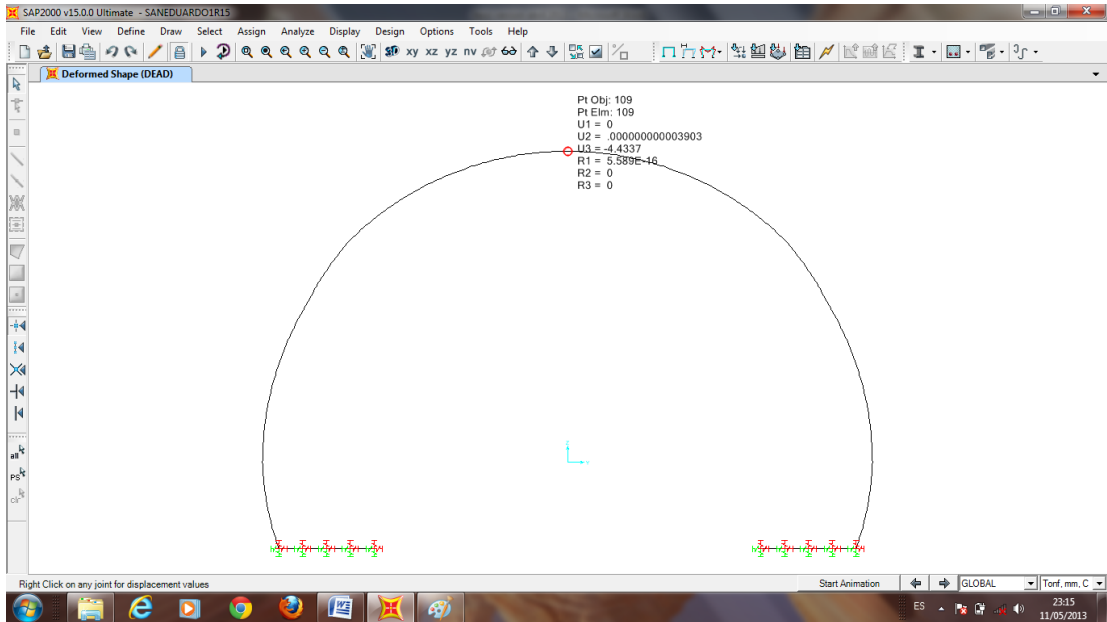
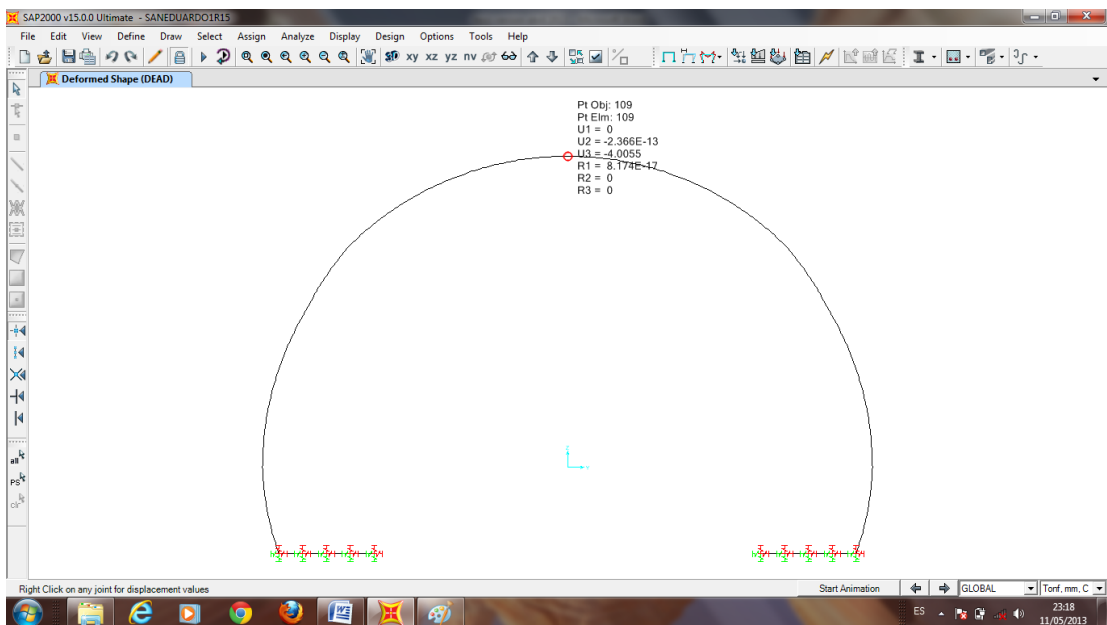


Figura 6.7b: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=80 \text{ kg/cm}^2$.



**Figura 6.7c: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109.
Apoyo tipo resorte (R), $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$.**



**Figura 6.7d: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109.
Apoyo tipo resorte (R), $f_c=125 \text{ kg/cm}^2$.**

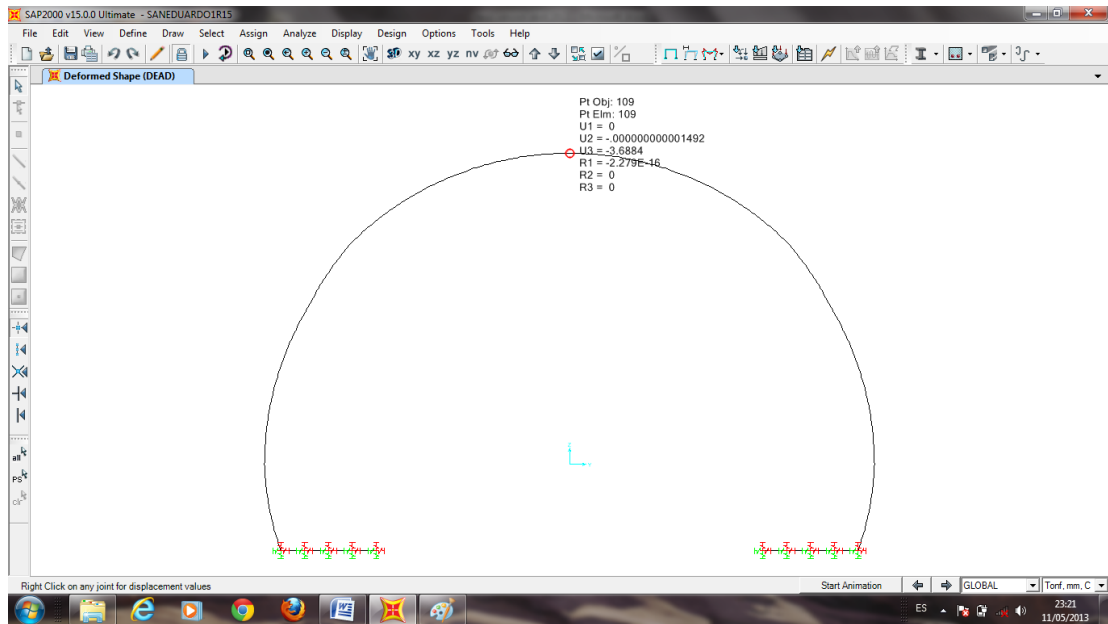


Figura 6.7e: Salida gráfica de la deformación por peso propio, Nudo 109. Apoyo tipo resorte (R), $f_c=150 \text{ kg/cm}^2$.

En el capítulo siguiente se determinarán las acciones resistentes, conforme a la teoría convencional del hormigón armado, desarrollada en el ACI 318 – 05 (referencia 5.5), se determinan las acciones resistentes en flexión y en cortante, sus resultados se compararán con los valores de acciones actuantes obtenidos en este capítulo. Adicionalmente para la sección 4, se calculan los esfuerzos de agrietamiento desarrollado en el mismo reglamento y se comparan con las acciones actuantes en esa misma sección.

Referencias:

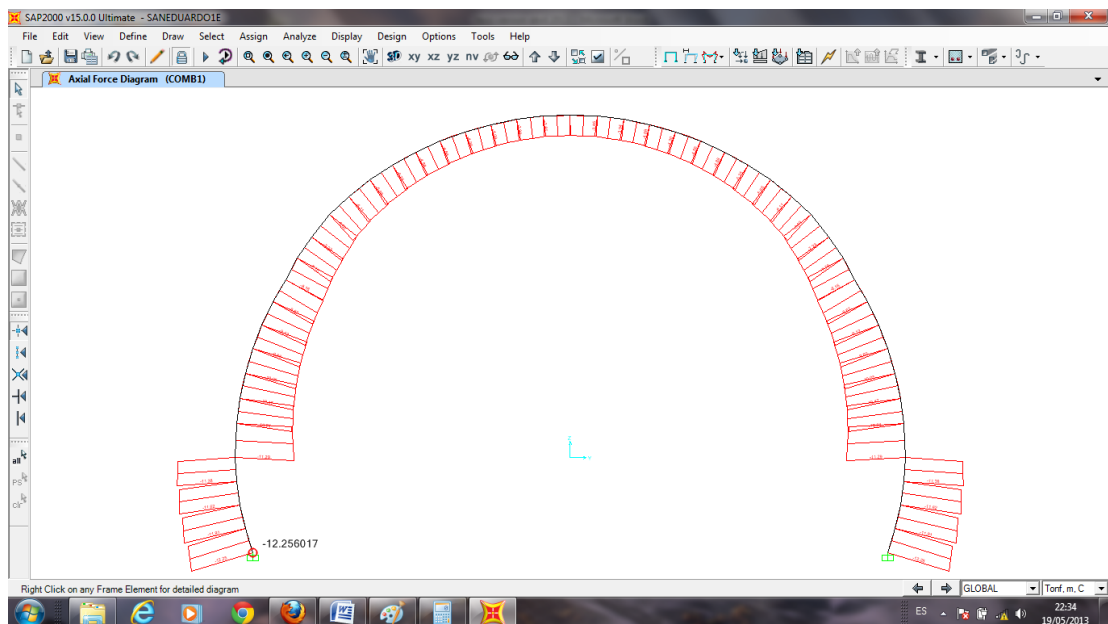
- 6.1 Programa SAP 2000, Habibulah Ashraff.
- 6.2 GONZALEZ, Cuevas, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
- 6.3 NILSON, Wilson; WINTER, George; Diseño de Estructuras de Concreto.
- 6.4 ARGUDO, Jaime; YELA, Rommel; Vulnerabilidad Estructural de Hospitales de Guayaquil, 1995.
- 6.5 YÉPEZ, Luis Octavio; MERA, Walter; Estudios de la Evaluación Estructural y Calidad de Materiales, Ecuador Bottling Company. Guayaquil, 2005.
- 6.6 YELA, Rommel; MERA, Walter; Estudios de la Evaluación Estructural y Calidad de Materiales Antiguo Country Club de Guayaquil, Septiembre 2005.
- 6.7 YÉPEZ, Luis Octavio; Ensayos de Módulo Elástico a Pilotes Puente Pérez Perasso, Guayaquil, Septiembre 2004.
- 6.8 MELI, Roberto; Diseño Estructural.
- 6.9 AASHTO, 2002, Capítulo 3.

7. DETERMINACIÓN DE ACCIONES RESISTENTES.

Una vez que se tienen los resultados de las acciones actuantes, proporcionadas por el programa, es necesario determinar las acciones resistentes. Estas acciones resistentes se calculan por medio de la teoría convencional del hormigón armado para flexión y cortante, utilizando como variable la resistencia a la compresión simple del hormigón ($f'c$), los cálculos se realizan para el espesor de 0.35 m de corona y 0.65 para hastiales y zapatas. La decisión de utilizar las relaciones solo para flexión y cortante surge por cuanto el nivel de fuerzas axiales son menores al 10% de la capacidad última axial de estos elementos (referencia 5.5, Capítulo 21). Para confirmar lo indicado se realiza el ejercicio para determinar la capacidad última de las secciones en compresión, despreciando el aporte del acero de refuerzo:

$$P_u = f'c A = 35 \text{ MPa} \times 350 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm} = 1225 \text{ ton}$$

El cálculo anterior toma la resistencia de diseño del hormigón y las dimensiones del espesor y ancho del elemento en la corona, antes de iniciar los hastiales. Los resultados de acciones axiales actuantes son del orden de 11 ton en compresión, en este sector antes de que se inicie el ensanchamiento del espesor. En el apoyo son del orden de 12 ton en compresión, por lo tanto la suposición indicada es válida, esto se puede observar en la figura 7.1.



**Figura 7.1: Salida gráfica de la carga axial, peso propio factorado 1.3
Apoyo tipo empotramiento (E).**

7.1. Acciones resistentes en Flexión.

Existen varias expresiones para determinar la capacidad de los elementos estructurales, en la referencias 7.1 y 7.2, el lector podrá consultar trabajos específicos desarrollados para elementos a flexión pura y a flexo compresión. En el presente estudio se hará uso de la siguiente expresión:

$$M_r = \phi b d^2 f'_c w (1 - 0.59w)$$

Donde,

M_r es el momento resistente

ϕ , es el factor de resistencia a la flexión $\phi = 0,9$

b es el ancho de la cara de compresión del elemento, en este caso el análisis se lo ha realizado por metro de profundidad, por lo tanto $b = 100$ cm.

d es la distancia desde la fibra extrema a compresión hasta el centroide del refuerzo longitudinal en tracción.

En las secciones 3 y 4, donde el espesor $h=35$ cm, $d = 31$ cm.

En las secciones 1 y 2, d se toma 4 cm menos que el espesor h .

w es la cuantía mecánica o índice de refuerzo, $w = r f'_c / f_y$

r es la cuantía de refuerzo, $r = A_s / bd$

A_s es el área de refuerzo longitudinal no presforzado a tracción, en cm^2

A_s se determina a partir del diseño estructural del túnel

Por ejemplo para la sección 4, el número de varillas para calcula $A_s = 6 \phi 12$ mm

$$A_s = 7.91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Con ello se calculan r , w y M_r .

7.2. Acciones resistentes en Cortante.

La expresión para determinación las acciones resistentes al cortante es la siguiente:

Donde,

V_r es el cortante resistente

$$V_r = 0.53 \phi b d \sqrt{f'_c}$$

ϕ está ya indicado en el ítem anterior y para cortante $\phi = 0,85$

Todos los demás términos están identificados en el numeral anterior.

Como en la presentación de los cuadros es necesario presentar los valores del módulo elástico, es necesario calcular E_c en función de la variable $f'c$. En la Tabla 7.1 se presenta el cálculo de las acciones resistentes en la sección 4; en la Tabla 7.2 las acciones resistentes para la sección 1, en ambos casos calculadas para los tres espesores.

f_c (kg/cm ²)	$w=r f_y/f_c$	Espesor e=0.35 m		Espesor e=0.45 m		Espesor e=0.52 m	
		M_r ton/m	V_r ton	M_r ton/m	V_r ton	M_r ton/m	V_r ton
60	0,1786	8,29	10,82	14,50	14,31	19,88	16,75
80	0,1340	8,54	12,49	14,93	16,52	20,47	19,34
100	0,1072	8,68	13,97	15,19	18,47	20,82	21,62
125	0,0857	8,80	15,61	15,39	20,65	21,10	24,18
150	0,0714	8,88	17,10	15,53	22,62	21,29	26,48

Tabla 7.1. Cálculo de las acciones resistentes para los 3 espesores en la sección 4.

f_c (kg/cm ²)	$w=r f_y/f_c$	Espesor e=0.35 m		Espesor e=0.45 m		Espesor e=0.52 m	
		M_r ton/m	V_r ton	M_r ton/m	V_r ton	M_r ton/m	V_r ton
60	0,1237	23,04	21,29	31,22	24,78	37,68	27,22
80	0,0928	23,50	24,58	31,83	28,61	38,42	31,43
100	0,0742	23,77	27,48	32,20	31,99	38,86	35,14
125	0,0594	23,99	30,72	32,49	35,76	39,22	39,29
150	0,0495	24,13	33,66	32,69	39,17	39,46	43,04

Tabla 7.2. Cálculo de las acciones resistentes para los 3 espesores en la Sección 1.

En la Tabla 7.3 se presenta un resumen comparativo entre las cargas actuantes y las resistentes para el espesor de 0.35 m y para nivel de esfuerzos $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$, de donde se puede observar que en ningún caso las acciones actuantes, factoradas por 1.3, son mayores a las resistentes.

Sección	Tipo de acción	Acciones actuantes		Acciones resistentes
		Modelo E	Modelo R	
1	Momento	13.61	12.28	23.04
	Cortante	7.80	7.70	21.29
4	Momento	2.78	3.10	8.29
	Cortante	0.14	0.13	10.82

Tabla 7.3. Cuadro comparativo de acciones actuantes factoradas por 1.3 versus acciones resistentes calculadas para nivel de $f'c=60 \text{ kg/cm}^2$

Las unidades de acciones de momento están en ton m y la de fuerza cortante en ton. Con los resultados presentados en la tabla 7.3 se puede concluir que la estructura posee suficiente capacidad si es necesario remover el encofrado a edades tan tempranas como 60 kg/cm^2 . Es necesario entonces resolver la segunda parte del problema, es decir analizar la estructura desde el punto de vista de los agrietamientos que se presenten en ella.

7.3. Agrietamientos.

La teoría convencional del hormigón armado, establece que debido a la baja resistencia a la tensión, los elementos construidos con este material tienden a agrietarse. Las razones que provocan agrietamiento en el hormigón son las deformaciones originadas por cambios volumétricos y los esfuerzos ocasionados por cargas de tensión, momentos flexionantes o fuerzas cortantes.

Los cambios volumétricos ocasionados por variaciones en la temperatura y por contracción producen esfuerzos de tensión en los elementos estructurales cuando existe algún tipo de restricción. Si estos esfuerzos son superiores a los que soporta el hormigón, se presentan agrietamientos. Las fuerzas axiales de tensión, los momentos flexionantes o las combinaciones de ambos, producen grietas normales a los ejes de los elementos estructurales. Aunque el agrietamiento no pueda eliminarse por completo, en estructuras adecuadamente diseñadas y detalladas las grietas son de ancho pequeño, del orden de 0.1 mm y raras veces superiores a 0.5 mm. En todo caso ambos valores no afectan ni a la resistencia ni a la durabilidad de los elementos estructurales.

En cambio las fuerzas cortantes producen grietas inclinadas, su desarrollo excesivo se contrarresta con la presencia de refuerzo en el alma. Las razones por las que se requiere controlar el agrietamiento en estructuras en general son la apariencia y el riesgo de corrosión. Este último elemento es fundamental en el análisis del presente trabajo y está asociado con la durabilidad de la estructura, el lector podrá intuir que la Sección 4 es la que merece el mayor cuidado para abordar este tema. Para analizar los efectos de agrietamientos, se hace uso de la ecuación 9.9 del ACI – 318 – 05 (referencia 5.5), para determinar el momento de agrietamiento M_{cr} , en la sección de análisis indicada:

$$M_{cr} = f_r I_g / y$$

f_r es el esfuerzo de agrietamiento en el hormigón $f_r = 0.62 \sqrt{f'_c}$, en MPa.

I_g es la inercia total de la sección llena, $I_g = bh^3/12$, $h = 35$ cm, $b = 100$ cm, esto es válido siempre que no se produzcan agrietamientos en la sección.

y es la distancia desde el centroide de la sección llena hasta la fibra de tracción, $y = h/2 = 17.5$ cm.

En la tabla 7.4 se presentan los resultados de esfuerzos (f_r) y momentos (M_{cr}) de agrietamiento para distintos niveles de esfuerzos f_c , espesor de corona 0.35 m. En la tabla 7.5 se presentan los resultados comparativos de los momentos de agrietamientos en la Sección 4, para distintos niveles de esfuerzos f_c versus los resultados de los momentos actuantes para el modelo de resortes R, con factor de carga de 1.50.

f_c (kg/cm ²)	Módulo E (kg/cm ²)	Momento agrietamiento	
		f_r kg/cm ²	M_{cr} ton/m
60	108.444	15,34	3,13
80	125.220	17,71	3,62
100	140.000	19,80	4,04
125	156.525	22,14	4,52
150	171.464	24,25	4,95

Tabla 7.4. Cálculo de f_r y M_{cr} para distintos niveles de resistencia f'_c .

f_c (kg/cm ²)	Esfuerzo de agrietam. f_r (kg/cm ²)	Momentos de agrietamiento M_{cr} vs actuantes M_{act} (ton m)					
		h=35 cm		h=45 cm		h=52 cm	
		M_{cr}	M_{act}	M_{cr}	M_{act}	M_{cr}	M_{act}
60	15,34	3,13		5,18		6,91	
80	17,71	3,62	Modelo 1R 3,58 ton m	5,98	Modelo 2R 4,63 ton m	7,98	Modelo 3R 5,63 ton m
100	19,80	4,04		6,68		8,92	
125	22,14	4,52		7,47		9,98	
150	24,25	4,95		8,18		10,93	

Tabla 7.5. Cálculo de M_{cr} versus momentos actuantes con factor de carga de 1.50. Sección 4.

La tabla 7.5 permite concluir que usando un factor de carga de 1.50, se producen agrietamientos en la sección de corona, en donde el espesor es 0.35 m, para niveles de esfuerzos de 60 kg/cm² y para 80 kg/cm² se está al límite.

Al hacer la corrida con factor de carga de 1.3 (tablas 6.3 y 7.3), se observa que el valor de momento actuante es 2.78 ton – m (empotramiento) y 3.10 ton – m (resortes), por lo tanto no se producen agrietamientos y las asunciones del análisis

de cálculo con la inercia de la sección llena es válida. Para niveles de esfuerzos iguales o mayores a 80 kg/cm^2 no se producen agrietamientos y también son válidas las suposiciones de cálculo con la inercia de la sección llena.

7.4. Cálculo de deflexiones.

El autor propone en este momento asumir que por diversas razones, la reducción del factor de cargas de 1.5 a 1.3 no fue aceptada por la supervisión del proyecto y por la entidad contratante. En este caso se observa de la Tabla 7.4 que se producen agrietamientos para niveles de esfuerzos del orden de 60 kg/cm^2 . Por lo tanto se deben volver a calcular las deformaciones y calcular también los agrietamientos. Cuando ocurren deflexiones, se presentan inmediatamente con la aplicación de la carga (el hecho de remover el encofrado es este caso), las deflexiones deben calcularse mediante los métodos o fórmulas usuales para deflexiones elásticas, tomando en consideración efectos de fisuración. Las deflexiones inmediatas deben calcularse en función de E_c y del momento de inercia efectivo I_e , denominado también Inercia equivalente, que se indica a continuación, pero no mayor a I_g (referencia 5.5, capítulo 9).

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

En donde M_a es el momento actuante M del programa, I_{cr} es la inercia de la sección agrietada, todos los demás datos han sido identificados previamente. En la tabla 7.6 se presenta el cálculo de la inercia equivalente en la sección 4, para distintos niveles de resistencia, las acciones fueron calculadas para factor de carga 1.5 y modelo de resortes. Esto significa que las deflexiones calculadas con el SAP 2000 presentadas en tabla 6.5 cuyo valor es 5.6 mm, debe verse doblemente afectada, primero por el factor de inercia equivalente (83%) y segundo para considerar aspectos constructivos y materiales locales que inciden en el ensayo de módulo elástico, esa segunda afectación será del 90%.

Por lo tanto la deformación final será $5.6 \text{ mm} / 0.83 / 0.90 = 7.5 \text{ mm}$ y su deformación unitaria será de 0.8 por mil.

fc (kg/cm ²)	Módulo Ec (kg/cm ²)	fr kg/cm ²	Mcr ton m	Ma ton m	(Mcr / Ma) ³ Modelo E	Ie = % Ig Modelo E
60	108.444	15,34	3,13	3,58	0,67	83%
80	125.220	17,71	3,62	3,58	1,03	> Ig
100	140.000	19,80	4,04	3,58	1,44	> Ig
125	156.525	22,14	4,52	3,58	2,01	> Ig
150	171.464	24,25	4,95	3,58	2,65	> Ig

**Tabla 7.6. Cálculo de la Inercia Equivalente Ie en la Sección 4
Considerando acciones con factor de carga 1.50.**

La afectación del 90% por el módulo elástico, es porque se considera que los túneles de San Eduardo, tuvieron una supervisión de su construcción de características similares a las que tuvo el Puente Puntilla – Guayaquil. Es claro que si la estructura fuera de mayor edad porcentaje sería menor como se ha determinado en esta Tesis.

Referencias

- 7.1 MERA, Walter, 1989, Programa Momento Curvatura (MONCUR), Guayaquil.
7.2 BRAVO, Fausto; YELA, Rommel; 1993, Estudio comparativo entre las metodologías de diseño sismorresistente en el rango elástico y una propuesta de diseño inelástico para edificios de hormigón armado, Tesis de Grado, Guayaquil.

8. CONCLUSIONES.

Los resultados para los dos tipos de apoyo analizados (empotramiento y resorte), tienen una variación poco significativa, sin embargo como el lector pudo observar con la opción de resortes (R) se pudo realizar un modelo que en opinión del autor es más representativo de la sección transversal estudiada. Por lo tanto es recomendable procurar que en la preparación de los modelos estructurales de análisis se elaboren considerando todas las opciones y facilidades de los programas de análisis, de tal forma que se obtenga un modelo lo más representativo posible a la estructura real. La estructura no presentará problemas por resistencia a edades tempranas, sus acciones resistentes son mayores que las actuantes para el tipo de carga y factores de mayoración analizados, por lo tanto la seguridad presente de la estructura está garantizada, con esto se demuestra lo prescrito por el ACI que fue comentado en la sección 5.2.6.

Adicionalmente se demuestra que en secciones de hormigón armado, al calcular sus acciones resistentes en flexión, con resistencias $f'c$ a edades tempranas, los valores difieren poco (del orden del 12%), respecto de las acciones resistentes calculadas usando niveles de resistencias de diseño $f'c$ tan altos como 350 o 420 kg/cm^2 . Obsérvese al analizar la Tabla 8.1, en donde se presentan nuevamente las acciones resistentes en la Sección 4, incorporando nuevos niveles de resistencia $f'c$, el valor de momento resistente crece de 8.29 hasta 9.13 ton m, para los valores de $f'c$ indicados.

fc (kg/cm ²)	w=r fy/fc	MODELO e=35 cm	
		Mr ton/m	Vr ton
60	0,1786	8,29	10,82
80	0,1340	8,54	12,49
100	0,1072	8,68	13,97
125	0,0857	8,80	15,61
150	0,0714	8,88	17,10
210	0,0510	8,99	20,24
280	0,0383	9,06	23,37
350	0,0306	9,10	26,13
420	0,0255	9,13	28,62

Tabla 8.1. Acciones resistentes en la Sección 4.

Al analizar el comportamiento en cortante, se observa que las acciones resistentes crecen en el orden de 140%, desde 11 hasta 29 ton.

Como ya se dijo, el nivel de acciones por peso propio mayorado ocasiona agrietamientos en la sección 4 para el factor de mayoración de 1.5 para resistencia $f_c=60 \text{ kg/cm}^2$. Si se reduce el factor de mayoración a 1.3, no se ocasionan agrietamientos para ningún valor del rango de resistencias analizadas. El hecho de que no se produzcan agrietamientos garantiza la durabilidad y la seguridad futura de la estructura, más aún si el hormigón es fibro reforzado. A este respecto se detecta que es necesario realizar mayor investigación sobre el comportamiento del hormigón fibroreforzado, estudiar por ejemplo cual es su comportamiento ante fenómenos como el agrietamiento.

Sin embargo ante posibles eventualidades como las asumidas en la Sección 7.4 de esta tesis, se recomienda tener presente herramientas confiables ante los posibles fenómenos que se presenten en la estructura. Por ejemplo, la Tabla 7.5 es una buena herramienta para calcular deformaciones con inercias equivalentes, particularmente cuando se conoce que los esfuerzos de agrietamiento serán alcanzados fácilmente por las acciones actuantes en una estructura, lo cual es la generalidad en la ingeniería estructural.

Para el proceso constructivo se debe garantizar que luego de la remoción del encofrado no se produzcan incrementos de carga sobre la cima de la sección 4.

Para contrarrestar las deformaciones que se presentarán luego de la remoción de la cimbra, se recomienda instalar el encofrado con su respectiva contraflecha en el centro de la estructura. Para el nivel de carga comparado, la resistencia a la que se puede desencofrar es del orden de 60 kg/cm^2 , siempre que se disminuyan las incertidumbres respecto a la irregularidad geométrica en el proceso de excavación del túnel (lo que implica utilizar factor de mayoración de 1.3).

Sin embargo la recomendación final fue que se remueva el encofrado cuando la resistencia alcance los 80 kg/cm^2 .

9. BIBLIOGRAFÍA

- 2.1 AYALA, Francisco (1994), Manual de Túneles y Obras Subterráneas, Madrid.
- 2.2 Antiguo Testamento, Crónicas Capítulo 2 Reyes 18-20 y 2 Crónicas 29-32.
- 2.5 Memorias de Diseño y Construcción de Túneles, Universidad Politécnica de Cataluña.
- 2.6 ROBLES, Nerio (1994), Excavación y Sostenimiento de Túneles en Roca, Lima.
- 3.1 FIUBA, Ponencia de Túneles, Mecánica de Suelos, 2009.
- 3.2 PUERTAS, Jorge, 2010, Estimación del Coste y Plazo en proyectos de Túneles ejecutados mediante excavación convencional y voladura, UPC, Barcelona.
- 4.1 CORNEJO, Laureano, 2007, Nuevas Tendencias en los revestimientos de túneles, Revista de Obras Públicas, # 3473.
- 4.2 GEOCONSULT, Presentación en la Asociación de Ingenieros de Minas del Ecuador, Módulo 5, Revestimiento e Impermeabilización, 2006, Quito.
- 4.3 GONZALEZ, Luis, 2002, Ingeniería Geológica, Madrid.
- 4.4 UNIVERSIDAD LA LAGUNA, 2005, Procedimiento de Construcción de Túneles.
- 4.5 GALABRU, Paul, 1965, Cimentaciones y Túneles, Barcelona.
- 5.1 STIPE S.p.A. (Studio Tecnico Italiano Progettazioni Estero S.p.A.), 1995, Memoria de Diseño de los Túneles Santa y El Carmen, Guayaquil.
- 5.2 LAHMEYER, CONSULSÍSMICA & CONYFIS, 2005, Memorias de Diseño de los Túneles San Eduardo, Guayaquil.
- 5.3 MENDEZ, Oscar; VALLEJO, Teófilo, 2009, Materiales utilizados en la construcción del Túnel San Eduardo de la ciudad de Guayaquil: Características e Importancia de su uso, Guayaquil.
- 5.4 Requisitos de Reglamento para Diseño, Construcción y Materiales para Cimbras de Concreto Estructural (ACI 347).
- 5.5 Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-05) y Comentario (ACI 318SR-05).
- 6.1 Programa SAP 2000, Habibulah Ashraff.
- 6.2 GONZALEZ, Cuevas, Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.
- 6.3 NILSON, Wilson; WINTER, George; Diseño de Estructuras de Concreto.

- 6.4 ARGUDO, Jaime; YELA, Rommel; Vulnerabilidad Estructural de Hospitales de Guayaquil, 1995.
- 6.5 YÉPEZ, Luis Octavio; MERA, Walter; Estudios de la Evaluación Estructural y Calidad de Materiales, Ecuador Bottling Company. Guayaquil, 2005.
- 6.6 YELA, Rommel; MERA, Walter; Estudios de la Evaluación Estructural y Calidad de Materiales Antiguo Country Club de Guayaquil, Septiembre 2005.
- 6.7 YÉPEZ, Luis Octavio; Ensayos de Módulo Elástico a Pilotes Puente Pérez Perasso, Guayaquil, Septiembre 2004.
- 6.8 MELI, Roberto; Diseño Estructural.
- 6.9 AASHTO, 2002, Capítulo 3.
- 7.1 MERA, Walter, 1989, Programa Momento Curvatura (MONCUR), Guayaquil.
- 7.2 BRAVO, Fausto; YELA, Rommel; 1993, Estudio comparativo entre las metodologías de diseño sismorresistente en el rango elástico y una propuesta de diseño inelástico para edificios de hormigón armado, Tesis de Grado, Guayaquil.

ANEXO 1: Factores de carga para componentes y accesorios AASHTO 2002

ESPECIFICACIONES

COMENTARIO

factor de resistencia para el empuje pasivo lateral

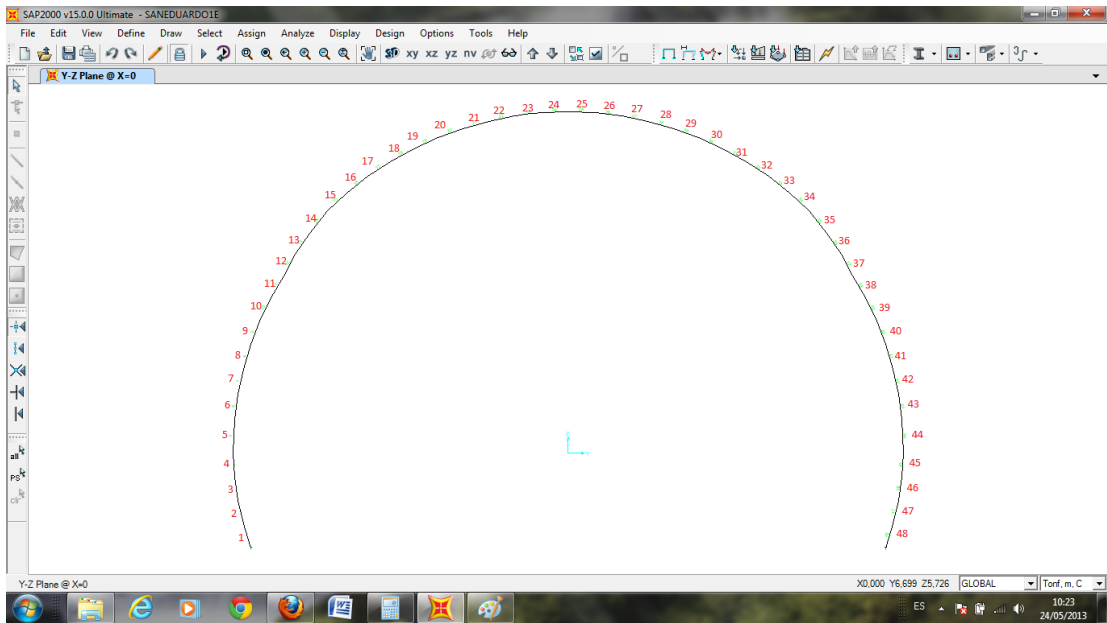
Tabla 3.4 1-1 – Combinaciones de cargas y Factores de carga

Combinación de Cargas Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar uno de estos por vez			
										EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	Y_F	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TD}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	Y_F	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TD}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	Y_F	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	Y_{TD}	Y_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV Sólo EH, EV, ES, DW, DC	Y_F 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	Y_F	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	Y_{TD}	Y_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	Y_E	Y_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	Y_E	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	Y_{TD}	Y_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	Y_{TD}	Y_{SE}	-	-	-	-
FATIGA Sólo LL, IM y CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

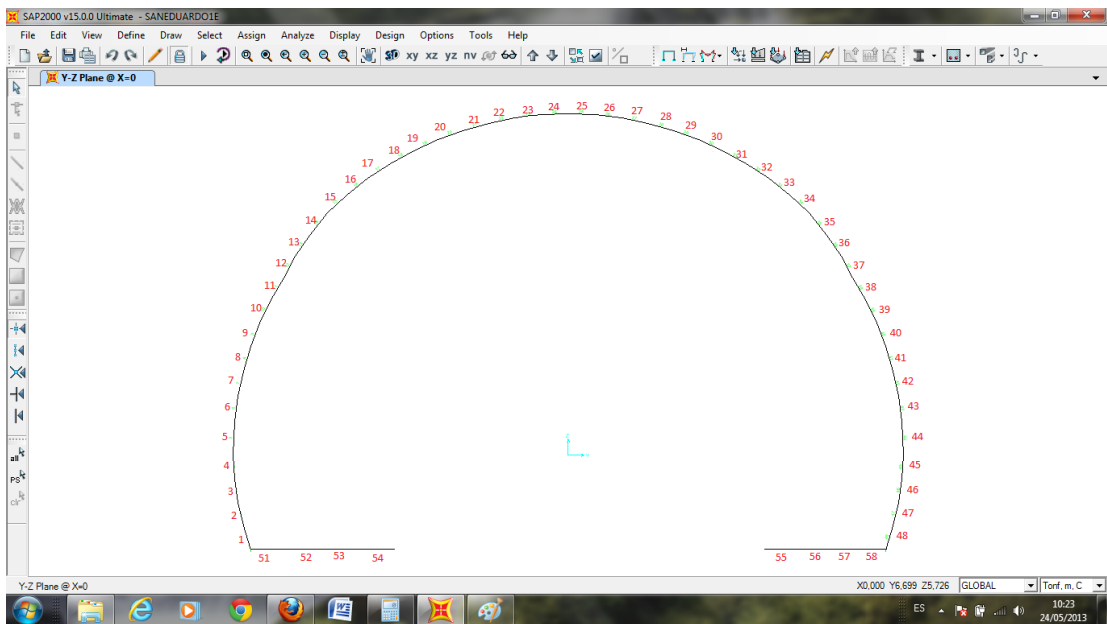
Tabla 3.4 1-2 – Factores de carga para cargas permanentes, Y_P

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Componente y accesorios	1,25	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag)	1,80	0,45
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

ANEXO 2: Acciones actuantes modelos E y R, Factor de carga 1.3 y 1.5



Identificación de los elementos modelo empotramiento, Anexos 2.1a y 2.1.b



Identificación de los elementos modelo resortes, Anexos 2.2a y 2.2.b

ANEXO 2.1a: Acciones actuantes modelo E, Factor de carga 1.3

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
1	0,00000	COMB1	Combination	-11,3869	7,5373	-9,82153
1	0,23683	COMB1	Combination	-11,8065	7,6672	-11,62182
1	0,47366	COMB1	Combination	-12,2527	7,8052	-13,45383
2	0,00000	COMB1	Combination	-11,1542	6,4986	-6,76468
2	0,23215	COMB1	Combination	-11,5208	6,5828	-8,28297
2	0,46430	COMB1	Combination	-11,9139	6,6732	-9,82153
3	0,00000	COMB1	Combination	-10,9659	5,5259	-4,21424
3	0,22879	COMB1	Combination	-11,2795	5,5731	-5,48384
3	0,45758	COMB1	Combination	-11,6197	5,6242	-6,76468
4	0,00000	COMB1	Combination	-10,8283	4,5858	-2,12608
4	0,22678	COMB1	Combination	-11,0889	4,6036	-3,16804
4	0,45356	COMB1	Combination	-11,3760	4,6233	-4,21424
5	0,00000	COMB1	Combination	-11,2874	3,2977	-2,12608
5	0,32337	COMB1	Combination	-10,9343	3,3147	1,05696
5	0,64674	COMB1	Combination	-10,5812	3,3316	-0,01765
6	0,00000	COMB1	Combination	-10,8416	2,3494	-0,01765
6	0,24438	COMB1	Combination	-10,5771	2,3866	-0,59633
6	0,48875	COMB1	Combination	-10,3125	2,4238	-1,18410
7	0,00000	COMB1	Combination	-10,4660	1,6387	-1,18410
7	0,24361	COMB1	Combination	-10,2058	1,6956	-1,59025
7	0,48723	COMB1	Combination	-9,9456	1,7524	-2,01024
8	0,00000	COMB1	Combination	-10,0495	0,9966	-2,01024
8	0,24425	COMB1	Combination	-9,7937	1,0731	-2,26301
8	0,48849	COMB1	Combination	-9,5378	1,1497	-2,53446
9	0,00000	COMB1	Combination	-9,5986	0,3990	-2,53446
9	0,24393	COMB1	Combination	-9,3499	0,4952	-2,64352
9	0,48785	COMB1	Combination	-9,1011	0,5914	-2,77605
10	0,00000	COMB1	Combination	-9,1198	-0,0952	-2,77605
10	0,24422	COMB1	Combination	-8,8788	0,0196	-2,76681
10	0,48845	COMB1	Combination	-8,6377	0,1344	-2,78561
11	0,00000	COMB1	Combination	-8,6234	-0,5153	-2,78561
11	0,24367	COMB1	Combination	-8,3921	-0,3830	-2,67618
11	0,48733	COMB1	Combination	-8,1609	-0,2507	-2,59897
12	0,00000	COMB1	Combination	-8,1647	-0,0323	-2,59897
12	0,22930	COMB1	Combination	-7,9439	0,0863	-2,60516
12	0,45859	COMB1	Combination	-7,7230	0,2049	-2,63854
13	0,00000	COMB1	Combination	-7,6960	-0,6774	-2,63854
13	0,24536	COMB1	Combination	-7,4757	-0,5243	-2,49112
13	0,49072	COMB1	Combination	-7,2554	-0,3712	-2,38125
14	0,00000	COMB1	Combination	-7,2267	-0,7435	-2,38125
14	0,27123	COMB1	Combination	-6,9922	-0,5620	-2,20420
14	0,54246	COMB1	Combination	-6,7577	-0,3805	-2,07638
15	0,00000	COMB1	Combination	-6,5983	-1,5079	-2,07638
15	0,25478	COMB1	Combination	-6,4097	-1,3029	-1,71830
15	0,50956	COMB1	Combination	-6,2211	-1,0980	-1,41245
16	0,00000	COMB1	Combination	-6,1149	-1,5861	-1,41245
16	0,25536	COMB1	Combination	-5,9427	-1,3664	-1,03548
16	0,51071	COMB1	Combination	-5,7705	-1,1466	-0,71462
17	0,00000	COMB1	Combination	-5,6623	-1,5975	-0,71462
17	0,25502	COMB1	Combination	-5,5082	-1,3651	-0,33686
17	0,51005	COMB1	Combination	-5,3540	-1,1328	-0,01834
18	0,00000	COMB1	Combination	-5,2531	-1,5344	-0,01834
18	0,25496	COMB1	Combination	-5,1169	-1,2911	0,34186
18	0,50993	COMB1	Combination	-4,9808	-1,0479	0,64005
19	0,00000	COMB1	Combination	-4,8789	-1,4502	0,64005
19	0,25507	COMB1	Combination	-4,7630	-1,1966	0,97761

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
19	0,51014	COMB1	Combination	-4,6471	-0,9430	1,25047
20	0,00000	COMB1	Combination	-4,5615	-1,2952	1,25047
20	0,25516	COMB1	Combination	-4,4653	-1,0333	1,54753
20	0,51031	COMB1	Combination	-4,3691	-0,7715	1,77779
21	0,00000	COMB1	Combination	-4,2956	-1,1101	1,77779
21	0,25501	COMB1	Combination	-4,2201	-0,8417	2,02666
21	0,51002	COMB1	Combination	-4,1447	-0,5733	2,20709
22	0,00000	COMB1	Combination	-4,0866	-0,8982	2,20709
22	0,25534	COMB1	Combination	-4,0325	-0,6244	2,40148
22	0,51069	COMB1	Combination	-3,9784	-0,3505	2,52594
23	0,00000	COMB1	Combination	-3,9396	-0,6557	2,52594
23	0,25477	COMB1	Combination	-3,9068	-0,3791	2,65777
23	0,50954	COMB1	Combination	-3,8740	-0,1025	2,71913
24	0,00000	COMB1	Combination	-3,8539	-0,4073	2,71913
24	0,25520	COMB1	Combination	-3,8429	-0,1285	2,78749
24	0,51039	COMB1	Combination	-3,8320	0,1503	2,78472
25	0,00000	COMB1	Combination	-3,8320	-0,1503	2,78472
25	0,25520	COMB1	Combination	-3,8429	0,1285	2,78749
25	0,51039	COMB1	Combination	-3,8539	0,4073	2,71913
26	0,00000	COMB1	Combination	-3,8740	0,1025	2,71913
26	0,25477	COMB1	Combination	-3,9068	0,3791	2,65777
26	0,50954	COMB1	Combination	-3,9396	0,6557	2,52594
27	0,00000	COMB1	Combination	-3,9784	0,3505	2,52594
27	0,25534	COMB1	Combination	-4,0325	0,6244	2,40148
27	0,51069	COMB1	Combination	-4,0866	0,8982	2,20709
28	0,00000	COMB1	Combination	-4,1447	0,5733	2,20709
28	0,25501	COMB1	Combination	-4,2201	0,8417	2,02666
28	0,51002	COMB1	Combination	-4,2956	1,1101	1,77779
29	0,00000	COMB1	Combination	-4,3691	0,7715	1,77779
29	0,25516	COMB1	Combination	-4,4653	1,0333	1,54753
29	0,51031	COMB1	Combination	-4,5615	1,2952	1,25047
30	0,00000	COMB1	Combination	-4,6471	0,9430	1,25047
30	0,25507	COMB1	Combination	-4,7630	1,1966	0,97761
30	0,51014	COMB1	Combination	-4,8789	1,4502	0,64005
31	0,00000	COMB1	Combination	-4,9808	1,0479	0,64005
31	0,25496	COMB1	Combination	-5,1169	1,2911	0,34186
31	0,50993	COMB1	Combination	-5,2531	1,5344	-0,01834
32	0,00000	COMB1	Combination	-5,3540	1,1328	-0,01834
32	0,25502	COMB1	Combination	-5,5082	1,3651	-0,33686
32	0,51005	COMB1	Combination	-5,6623	1,5975	-0,71462
33	0,00000	COMB1	Combination	-5,7705	1,1466	-0,71462
33	0,25536	COMB1	Combination	-5,9427	1,3664	-1,03548
33	0,51071	COMB1	Combination	-6,1149	1,5861	-1,41245
34	0,00000	COMB1	Combination	-6,2211	1,0980	-1,41245
34	0,25478	COMB1	Combination	-6,4097	1,3029	-1,71830
34	0,50956	COMB1	Combination	-6,5983	1,5079	-2,07638
35	0,00000	COMB1	Combination	-6,7577	0,3805	-2,07638
35	0,27123	COMB1	Combination	-6,9922	0,5620	-2,20420
35	0,54246	COMB1	Combination	-7,2267	0,7435	-2,38125
36	0,00000	COMB1	Combination	-7,2554	0,3712	-2,38125
36	0,24536	COMB1	Combination	-7,4757	0,5243	-2,49112
36	0,49072	COMB1	Combination	-7,6960	0,6774	-2,63854
37	0,00000	COMB1	Combination	-7,7230	-0,2049	-2,63854
37	0,22930	COMB1	Combination	-7,9439	-0,0863	-2,60516
37	0,45859	COMB1	Combination	-8,1647	0,0323	-2,59897
38	0,00000	COMB1	Combination	-8,1609	0,2507	-2,59897
38	0,24367	COMB1	Combination	-8,3921	0,3830	-2,67618
38	0,48733	COMB1	Combination	-8,6234	0,5153	-2,78561
39	0,00000	COMB1	Combination	-8,6377	-0,1344	-2,78561
39	0,24422	COMB1	Combination	-8,8788	-0,0196	-2,76681

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
39	0,48845	COMB1	Combination	-9,1198	0,0952	-2,77605
40	0,00000	COMB1	Combination	-9,1011	-0,5914	-2,77605
40	0,24393	COMB1	Combination	-9,3499	-0,4952	-2,64352
40	0,48785	COMB1	Combination	-9,5986	-0,3990	-2,53446
41	0,00000	COMB1	Combination	-9,5378	-1,1497	-2,53446
41	0,24425	COMB1	Combination	-9,7937	-1,0731	-2,26301
41	0,48849	COMB1	Combination	-10,0495	-0,9966	-2,01024
42	0,00000	COMB1	Combination	-9,9456	-1,7524	-2,01024
42	0,24361	COMB1	Combination	-10,2058	-1,6956	-1,59025
42	0,48723	COMB1	Combination	-10,4660	-1,6387	-1,18410
43	0,00000	COMB1	Combination	-10,3125	-2,4238	-1,18410
43	0,24438	COMB1	Combination	-10,5771	-2,3866	-0,59633
43	0,48875	COMB1	Combination	-10,8416	-2,3494	-0,01765
44	0,00000	COMB1	Combination	-10,5812	-3,3316	-0,01765
44	0,32337	COMB1	Combination	-10,9343	-3,3147	1,05696
44	0,64674	COMB1	Combination	-11,2874	-3,2977	2,12608
45	0,00000	COMB1	Combination	-10,8283	4,5858	-2,12608
45	0,22678	COMB1	Combination	-11,0889	4,6036	-3,16804
45	0,45356	COMB1	Combination	-11,3760	4,6233	-4,21424
46	0,00000	COMB1	Combination	-10,9659	5,5259	-4,21424
46	0,22879	COMB1	Combination	-11,2795	5,5731	-5,48384
46	0,45758	COMB1	Combination	-11,6197	5,6242	-6,76468
47	0,00000	COMB1	Combination	-11,1542	6,4986	-6,76468
47	0,23215	COMB1	Combination	-11,5208	6,5828	-8,28297
47	0,46430	COMB1	Combination	-11,9139	6,6732	-9,82153
48	0,00000	COMB1	Combination	-11,3869	7,5373	-9,82153
48	0,23683	COMB1	Combination	-11,8065	7,6672	-11,62182
48	0,47366	COMB1	Combination	-12,2527	7,8052	-13,45383

ANEXO 2.1b: Acciones actuantes modelo E, Factor de carga 1.5

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
1	0,00000	COMB1	Combination	-13,1388	8,6969	-11,33254
1	0,23683	COMB1	Combination	-13,6229	8,8467	-13,40980
1	0,47366	COMB1	Combination	-14,1377	9,0060	-15,52365
2	0,00000	COMB1	Combination	-12,8702	7,4983	-7,80539
2	0,23215	COMB1	Combination	-13,2933	7,5956	-9,55727
2	0,46430	COMB1	Combination	-13,7469	7,6998	-11,33254
3	0,00000	COMB1	Combination	-12,6530	6,3761	-4,86259
3	0,22879	COMB1	Combination	-13,0149	6,4305	-6,32751
3	0,45758	COMB1	Combination	-13,4073	6,4894	-7,80539
4	0,00000	COMB1	Combination	-12,4942	5,2913	-2,45317
4	0,22678	COMB1	Combination	-12,7949	5,3119	-3,65543
4	0,45356	COMB1	Combination	-13,1261	5,3346	-4,86259
5	0,00000	COMB1	Combination	-13,0239	3,8051	2,45317
5	0,32337	COMB1	Combination	-12,6165	3,8246	1,21957
5	0,64674	COMB1	Combination	-12,2090	3,8442	-0,02036
6	0,00000	COMB1	Combination	-12,5096	2,7109	-0,02036
6	0,24438	COMB1	Combination	-12,2043	2,7538	-0,68808
6	0,48875	COMB1	Combination	-11,8990	2,7966	-1,36627
7	0,00000	COMB1	Combination	-12,0761	1,8909	-1,36627
7	0,24361	COMB1	Combination	-11,7759	1,9565	-1,83490
7	0,48723	COMB1	Combination	-11,4757	2,0220	-2,31951
8	0,00000	COMB1	Combination	-11,5956	1,1499	-2,31951
8	0,24425	COMB1	Combination	-11,3004	1,2382	-2,61116
8	0,48849	COMB1	Combination	-11,0052	1,3265	-2,92438
9	0,00000	COMB1	Combination	-11,0753	0,4604	-2,92438
9	0,24393	COMB1	Combination	-10,7883	0,5714	-3,05022
9	0,48785	COMB1	Combination	-10,5013	0,6824	-3,20314
10	0,00000	COMB1	Combination	-10,5229	-0,1099	-3,20314
10	0,24422	COMB1	Combination	-10,2447	0,0226	-3,19248
10	0,48845	COMB1	Combination	-9,9666	0,1550	-3,21417
11	0,00000	COMB1	Combination	-9,9500	-0,5945	-3,21417
11	0,24367	COMB1	Combination	-9,6832	-0,4419	-3,08790
11	0,48733	COMB1	Combination	-9,4164	-0,2893	-2,99882
12	0,00000	COMB1	Combination	-9,4208	-0,0373	-2,99882
12	0,22930	COMB1	Combination	-9,1660	0,0995	-3,00595
12	0,45859	COMB1	Combination	-8,9112	0,2364	-3,04447
13	0,00000	COMB1	Combination	-8,8800	-0,7816	-3,04447
13	0,24536	COMB1	Combination	-8,6258	-0,6050	-2,87437
13	0,49072	COMB1	Combination	-8,3716	-0,4284	-2,74760
14	0,00000	COMB1	Combination	-8,3385	-0,8579	-2,74760
14	0,27123	COMB1	Combination	-8,0680	-0,6485	-2,54331
14	0,54246	COMB1	Combination	-7,7974	-0,4391	-2,39582
15	0,00000	COMB1	Combination	-7,6134	-1,7399	-2,39582
15	0,25478	COMB1	Combination	-7,3958	-1,5034	-1,98266
15	0,50956	COMB1	Combination	-7,1782	-1,2669	-1,62976
16	0,00000	COMB1	Combination	-7,0557	-1,8302	-1,62976
16	0,25536	COMB1	Combination	-6,8570	-1,5766	-1,19479
16	0,51071	COMB1	Combination	-6,6583	-1,3230	-0,82456
17	0,00000	COMB1	Combination	-6,5335	-1,8432	-0,82456
17	0,25502	COMB1	Combination	-6,3556	-1,5752	-0,38868

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
17	0,51005	COMB1	Combination	-6,1777	-1,3071	-0,02116
18	0,00000	COMB1	Combination	-6,0612	-1,7704	-0,02116
18	0,25496	COMB1	Combination	-5,9042	-1,4898	0,39446
18	0,50993	COMB1	Combination	-5,7471	-1,2091	0,73851
19	0,00000	COMB1	Combination	-5,6295	-1,6734	0,73851
19	0,25507	COMB1	Combination	-5,4958	-1,3807	1,12801
19	0,51014	COMB1	Combination	-5,3621	-1,0880	1,44286
20	0,00000	COMB1	Combination	-5,2633	-1,4944	1,44286
20	0,25516	COMB1	Combination	-5,1523	-1,1923	1,78562
20	0,51031	COMB1	Combination	-5,0413	-0,8902	2,05129
21	0,00000	COMB1	Combination	-4,9564	-1,2809	2,05129
21	0,25501	COMB1	Combination	-4,8694	-0,9712	2,33845
21	0,51002	COMB1	Combination	-4,7823	-0,6615	2,54664
22	0,00000	COMB1	Combination	-4,7153	-1,0364	2,54664
22	0,25534	COMB1	Combination	-4,6529	-0,7204	2,77093
22	0,51069	COMB1	Combination	-4,5904	-0,4044	2,91454
23	0,00000	COMB1	Combination	-4,5457	-0,7566	2,91454
23	0,25477	COMB1	Combination	-4,5078	-0,4375	3,06665
23	0,50954	COMB1	Combination	-4,4700	-0,1183	3,13745
24	0,00000	COMB1	Combination	-4,4468	-0,4700	3,13745
24	0,25520	COMB1	Combination	-4,4342	-0,1483	3,21634
24	0,51039	COMB1	Combination	-4,4215	0,1734	3,21313
25	0,00000	COMB1	Combination	-4,4215	-0,1734	3,21313
25	0,25520	COMB1	Combination	-4,4342	0,1483	3,21634
25	0,51039	COMB1	Combination	-4,4468	0,4700	3,13745
26	0,00000	COMB1	Combination	-4,4700	0,1183	3,13745
26	0,25477	COMB1	Combination	-4,5078	0,4375	3,06665
26	0,50954	COMB1	Combination	-4,5457	0,7566	2,91454
27	0,00000	COMB1	Combination	-4,5904	0,4044	2,91454
27	0,25534	COMB1	Combination	-4,6529	0,7204	2,77093
27	0,51069	COMB1	Combination	-4,7153	1,0364	2,54664
28	0,00000	COMB1	Combination	-4,7823	0,6615	2,54664
28	0,25501	COMB1	Combination	-4,8694	0,9712	2,33845
28	0,51002	COMB1	Combination	-4,9564	1,2809	2,05129
29	0,00000	COMB1	Combination	-5,0413	0,8902	2,05129
29	0,25516	COMB1	Combination	-5,1523	1,1923	1,78562
29	0,51031	COMB1	Combination	-5,2633	1,4944	1,44286
30	0,00000	COMB1	Combination	-5,3621	1,0880	1,44286
30	0,25507	COMB1	Combination	-5,4958	1,3807	1,12801
30	0,51014	COMB1	Combination	-5,6295	1,6734	0,73851
31	0,00000	COMB1	Combination	-5,7471	1,2091	0,73851
31	0,25496	COMB1	Combination	-5,9042	1,4898	0,39446
31	0,50993	COMB1	Combination	-6,0612	1,7704	-0,02116
32	0,00000	COMB1	Combination	-6,1777	1,3071	-0,02116
32	0,25502	COMB1	Combination	-6,3556	1,5752	-0,38868
32	0,51005	COMB1	Combination	-6,5335	1,8432	-0,82456
33	0,00000	COMB1	Combination	-6,6583	1,3230	-0,82456
33	0,25536	COMB1	Combination	-6,8570	1,5766	-1,19479
33	0,51071	COMB1	Combination	-7,0557	1,8302	-1,62976
34	0,00000	COMB1	Combination	-7,1782	1,2669	-1,62976
34	0,25478	COMB1	Combination	-7,3958	1,5034	-1,98266
34	0,50956	COMB1	Combination	-7,6134	1,7399	-2,39582
35	0,00000	COMB1	Combination	-7,7974	0,4391	-2,39582

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
35	0,27123	COMB1	Combination	-8,0680	0,6485	-2,54331
35	0,54246	COMB1	Combination	-8,3385	0,8579	-2,74760
36	0,00000	COMB1	Combination	-8,3716	0,4284	-2,74760
36	0,24536	COMB1	Combination	-8,6258	0,6050	-2,87437
36	0,49072	COMB1	Combination	-8,8800	0,7816	-3,04447
37	0,00000	COMB1	Combination	-8,9112	-0,2364	-3,04447
37	0,22930	COMB1	Combination	-9,1660	-0,0995	-3,00595
37	0,45859	COMB1	Combination	-9,4208	0,0373	-2,99882
38	0,00000	COMB1	Combination	-9,4164	0,2893	-2,99882
38	0,24367	COMB1	Combination	-9,6832	0,4419	-3,08790
38	0,48733	COMB1	Combination	-9,9500	0,5945	-3,21417
39	0,00000	COMB1	Combination	-9,9666	-0,1550	-3,21417
39	0,24422	COMB1	Combination	-10,2447	-0,0226	-3,19248
39	0,48845	COMB1	Combination	-10,5229	0,1099	-3,20314
40	0,00000	COMB1	Combination	-10,5013	-0,6824	-3,20314
40	0,24393	COMB1	Combination	-10,7883	-0,5714	-3,05022
40	0,48785	COMB1	Combination	-11,0753	-0,4604	-2,92438
41	0,00000	COMB1	Combination	-11,0052	-1,3265	-2,92438
41	0,24425	COMB1	Combination	-11,3004	-1,2382	-2,61116
41	0,48849	COMB1	Combination	-11,5956	-1,1499	-2,31951
42	0,00000	COMB1	Combination	-11,4757	-2,0220	-2,31951
42	0,24361	COMB1	Combination	-11,7759	-1,9565	-1,83490
42	0,48723	COMB1	Combination	-12,0761	-1,8909	-1,36627
43	0,00000	COMB1	Combination	-11,8990	-2,7966	-1,36627
43	0,24438	COMB1	Combination	-12,2043	-2,7538	-0,68808
43	0,48875	COMB1	Combination	-12,5096	-2,7109	-0,02036
44	0,00000	COMB1	Combination	-12,2090	-3,8442	-0,02036
44	0,32337	COMB1	Combination	-12,6165	-3,8246	1,21957
44	0,64674	COMB1	Combination	-13,0239	-3,8051	2,45317
45	0,00000	COMB1	Combination	-12,4942	5,2913	-2,45317
45	0,22678	COMB1	Combination	-12,7949	5,3119	-3,65543
45	0,45356	COMB1	Combination	-13,1261	5,3346	-4,86259
46	0,00000	COMB1	Combination	-12,6530	6,3761	-4,86259
46	0,22879	COMB1	Combination	-13,0149	6,4305	-6,32751
46	0,45758	COMB1	Combination	-13,4073	6,4894	-7,80539
47	0,00000	COMB1	Combination	-12,8702	7,4983	-7,80539
47	0,23215	COMB1	Combination	-13,2933	7,5956	-9,55727
47	0,46430	COMB1	Combination	-13,7469	7,6998	-11,33254
48	0,00000	COMB1	Combination	-13,1388	8,6969	-11,33254
48	0,23683	COMB1	Combination	-13,6229	8,8467	-13,40980
48	0,47366	COMB1	Combination	-14,1377	9,0060	-15,52365

ANEXO 2.2a: Acciones actuantes modelo R, Factor de carga 1.3

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
1	0,00000	COMB1	Combination	-11,4399	7,3660	-8,72514
1	0,23683	COMB1	Combination	-11,8595	7,4958	-10,48486
1	0,47366	COMB1	Combination	-12,3057	7,6339	-12,27629
2	0,00000	COMB1	Combination	-11,1944	6,3238	-5,74943
2	0,23215	COMB1	Combination	-11,5610	6,4081	-7,22715
2	0,46430	COMB1	Combination	-11,9541	6,4984	-8,72514
3	0,00000	COMB1	Combination	-10,9926	5,3486	-3,28014
3	0,22879	COMB1	Combination	-11,3062	5,3957	-4,50917
3	0,45758	COMB1	Combination	-11,6463	5,4468	-5,74943
4	0,00000	COMB1	Combination	-10,8405	4,4069	-1,27313
4	0,22678	COMB1	Combination	-11,1011	4,4247	-2,27451
4	0,45356	COMB1	Combination	-11,3882	4,4444	-3,28014
5	0,00000	COMB1	Combination	-11,2788	3,1186	1,27313
5	0,32337	COMB1	Combination	-10,9257	3,1355	0,26193
5	0,64674	COMB1	Combination	-10,5726	3,1525	-0,75476
6	0,00000	COMB1	Combination	-10,8167	2,1718	-0,75476
6	0,24438	COMB1	Combination	-10,5521	2,2090	-1,29004
6	0,48875	COMB1	Combination	-10,2875	2,2462	-1,83442
7	0,00000	COMB1	Combination	-10,4277	1,4635	-1,83442
7	0,24361	COMB1	Combination	-10,1675	1,5204	-2,19788
7	0,48723	COMB1	Combination	-9,9073	1,5772	-2,57520
8	0,00000	COMB1	Combination	-9,9981	0,8248	-2,57520
8	0,24425	COMB1	Combination	-9,7423	0,9013	-2,78600
8	0,48849	COMB1	Combination	-9,4864	0,9779	-3,01549
9	0,00000	COMB1	Combination	-9,5339	0,2318	-3,01549
9	0,24393	COMB1	Combination	-9,2852	0,3280	-3,08376
9	0,48785	COMB1	Combination	-9,0364	0,4242	-3,17549
10	0,00000	COMB1	Combination	-9,0427	-0,2571	-3,17549
10	0,24422	COMB1	Combination	-8,8017	-0,1423	-3,12671
10	0,48845	COMB1	Combination	-8,5606	-0,0275	-3,10597
11	0,00000	COMB1	Combination	-8,5343	-0,6709	-3,10597
11	0,24367	COMB1	Combination	-8,3031	-0,5386	-2,95860
11	0,48733	COMB1	Combination	-8,0719	-0,4063	-2,84347
12	0,00000	COMB1	Combination	-8,0798	-0,1903	-2,84347
12	0,22930	COMB1	Combination	-7,8590	-0,0717	-2,81343
12	0,45859	COMB1	Combination	-7,6382	0,0469	-2,81059
13	0,00000	COMB1	Combination	-7,5937	-0,8246	-2,81059
13	0,24536	COMB1	Combination	-7,3734	-0,6716	-2,62704
13	0,49072	COMB1	Combination	-7,1531	-0,5185	-2,48104
14	0,00000	COMB1	Combination	-7,1170	-0,8853	-2,48104
14	0,27123	COMB1	Combination	-6,8825	-0,7038	-2,26552
14	0,54246	COMB1	Combination	-6,6480	-0,5224	-2,09923
15	0,00000	COMB1	Combination	-6,4663	-1,6293	-2,09923
15	0,25478	COMB1	Combination	-6,2778	-1,4244	-1,71022
15	0,50956	COMB1	Combination	-6,0892	-1,2194	-1,37344
16	0,00000	COMB1	Combination	-5,9738	-1,6967	-1,37344
16	0,25536	COMB1	Combination	-5,8016	-1,4770	-0,96822
16	0,51071	COMB1	Combination	-5,6294	-1,2572	-0,61912
17	0,00000	COMB1	Combination	-5,5129	-1,6966	-0,61912
17	0,25502	COMB1	Combination	-5,3588	-1,4643	-0,21607
17	0,51005	COMB1	Combination	-5,2046	-1,2320	0,12774
18	0,00000	COMB1	Combination	-5,0966	-1,6219	0,12774
18	0,25496	COMB1	Combination	-4,9605	-1,3787	0,51026
18	0,50993	COMB1	Combination	-4,8243	-1,1354	0,83077
19	0,00000	COMB1	Combination	-4,7158	-1,5248	0,83077
19	0,25507	COMB1	Combination	-4,5999	-1,2711	1,18734

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
19	0,51014	COMB1	Combination	-4,4840	-1,0175	1,47922
20	0,00000	COMB1	Combination	-4,3932	-1,3570	1,47922
20	0,25516	COMB1	Combination	-4,2970	-1,0952	1,79206
20	0,51031	COMB1	Combination	-4,2008	-0,8333	2,03809
21	0,00000	COMB1	Combination	-4,1229	-1,1586	2,03809
21	0,25501	COMB1	Combination	-4,0475	-0,8902	2,29934
21	0,51002	COMB1	Combination	-3,9720	-0,6219	2,49214
22	0,00000	COMB1	Combination	-3,9107	-0,9330	2,49214
22	0,25534	COMB1	Combination	-3,8566	-0,6591	2,69540
22	0,51069	COMB1	Combination	-3,8024	-0,3853	2,82874
23	0,00000	COMB1	Combination	-3,7615	-0,6769	2,82874
23	0,25477	COMB1	Combination	-3,7287	-0,4003	2,96595
23	0,50954	COMB1	Combination	-3,6959	-0,1237	3,03269
24	0,00000	COMB1	Combination	-3,6747	-0,4143	3,03269
24	0,25520	COMB1	Combination	-3,6638	-0,1355	3,10285
24	0,51039	COMB1	Combination	-3,6528	0,1432	3,10187
25	0,00000	COMB1	Combination	-3,6528	-0,1432	3,10187
25	0,25520	COMB1	Combination	-3,6638	0,1355	3,10285
25	0,51039	COMB1	Combination	-3,6747	0,4143	3,03269
26	0,00000	COMB1	Combination	-3,6959	0,1237	3,03269
26	0,25477	COMB1	Combination	-3,7287	0,4003	2,96595
26	0,50954	COMB1	Combination	-3,7615	0,6769	2,82874
27	0,00000	COMB1	Combination	-3,8024	0,3853	2,82874
27	0,25534	COMB1	Combination	-3,8566	0,6591	2,69540
27	0,51069	COMB1	Combination	-3,9107	0,9330	2,49214
28	0,00000	COMB1	Combination	-3,9720	0,6219	2,49214
28	0,25501	COMB1	Combination	-4,0475	0,8902	2,29934
28	0,51002	COMB1	Combination	-4,1229	1,1586	2,03809
29	0,00000	COMB1	Combination	-4,2008	0,8333	2,03809
29	0,25516	COMB1	Combination	-4,2970	1,0952	1,79206
29	0,51031	COMB1	Combination	-4,3932	1,3570	1,47922
30	0,00000	COMB1	Combination	-4,4840	1,0175	1,47922
30	0,25507	COMB1	Combination	-4,5999	1,2711	1,18734
30	0,51014	COMB1	Combination	-4,7158	1,5248	0,83077
31	0,00000	COMB1	Combination	-4,8243	1,1354	0,83077
31	0,25496	COMB1	Combination	-4,9605	1,3787	0,51026
31	0,50993	COMB1	Combination	-5,0966	1,6219	0,12774
32	0,00000	COMB1	Combination	-5,2046	1,2320	0,12774
32	0,25502	COMB1	Combination	-5,3588	1,4643	-0,21607
32	0,51005	COMB1	Combination	-5,5129	1,6966	-0,61912
33	0,00000	COMB1	Combination	-5,6294	1,2572	-0,61912
33	0,25536	COMB1	Combination	-5,8016	1,4770	-0,96822
33	0,51071	COMB1	Combination	-5,9738	1,6967	-1,37344
34	0,00000	COMB1	Combination	-6,0892	1,2194	-1,37344
34	0,25478	COMB1	Combination	-6,2778	1,4244	-1,71022
34	0,50956	COMB1	Combination	-6,4663	1,6293	-2,09923
35	0,00000	COMB1	Combination	-6,6480	0,5224	-2,09923
35	0,27123	COMB1	Combination	-6,8825	0,7038	-2,26552
35	0,54246	COMB1	Combination	-7,1170	0,8853	-2,48104
36	0,00000	COMB1	Combination	-7,1531	0,5185	-2,48104
36	0,24536	COMB1	Combination	-7,3734	0,6716	-2,62704
36	0,49072	COMB1	Combination	-7,5937	0,8246	-2,81059
37	0,00000	COMB1	Combination	-7,6382	-0,0469	-2,81059
37	0,22930	COMB1	Combination	-7,8590	0,0717	-2,81343
37	0,45859	COMB1	Combination	-8,0798	0,1903	-2,84347
38	0,00000	COMB1	Combination	-8,0719	0,4063	-2,84347
38	0,24367	COMB1	Combination	-8,3031	0,5386	-2,95860
38	0,48733	COMB1	Combination	-8,5343	0,6709	-3,10597
39	0,00000	COMB1	Combination	-8,5606	0,0275	-3,10597
39	0,24422	COMB1	Combination	-8,8017	0,1423	-3,12671

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
39	0,48845	COMB1	Combination	-9,0427	0,2571	-3,17549
40	0,00000	COMB1	Combination	-9,0364	-0,4242	-3,17549
40	0,24393	COMB1	Combination	-9,2852	-0,3280	-3,08376
40	0,48785	COMB1	Combination	-9,5339	-0,2318	-3,01549
41	0,00000	COMB1	Combination	-9,4864	-0,9779	-3,01549
41	0,24425	COMB1	Combination	-9,7423	-0,9013	-2,78600
41	0,48849	COMB1	Combination	-9,9981	-0,8248	-2,57520
42	0,00000	COMB1	Combination	-9,9073	-1,5772	-2,57520
42	0,24361	COMB1	Combination	-10,1675	-1,5204	-2,19788
42	0,48723	COMB1	Combination	-10,4277	-1,4635	-1,83442
43	0,00000	COMB1	Combination	-10,2875	-2,2462	-1,83442
43	0,24438	COMB1	Combination	-10,5521	-2,2090	-1,29004
43	0,48875	COMB1	Combination	-10,8167	-2,1718	-0,75476
44	0,00000	COMB1	Combination	-10,5726	-3,1525	-0,75476
44	0,32337	COMB1	Combination	-10,9257	-3,1355	0,26193
44	0,64674	COMB1	Combination	-11,2788	-3,1186	1,27313
45	0,00000	COMB1	Combination	-10,8405	4,4069	-1,27313
45	0,22678	COMB1	Combination	-11,1011	4,4247	-2,27451
45	0,45356	COMB1	Combination	-11,3882	4,4444	-3,28014
46	0,00000	COMB1	Combination	-10,9926	5,3486	-3,28014
46	0,22879	COMB1	Combination	-11,3062	5,3957	-4,50917
46	0,45758	COMB1	Combination	-11,6463	5,4468	-5,74943
47	0,00000	COMB1	Combination	-11,1944	6,3238	-5,74943
47	0,23215	COMB1	Combination	-11,5610	6,4081	-7,22715
47	0,46430	COMB1	Combination	-11,9541	6,4984	-8,72514
48	0,00000	COMB1	Combination	-11,4399	7,3660	-8,72514
48	0,23683	COMB1	Combination	-11,8595	7,4958	-10,48486
48	0,47366	COMB1	Combination	-12,3057	7,6339	-12,27629
51	0,00000	COMB1	Combination	2,6866	-5,5615	-12,23525
51	0,50000	COMB1	Combination	2,6866	-4,5463	-9,70830
52	0,00000	COMB1	Combination	1,8826	-9,4416	-9,68632
52	0,50000	COMB1	Combination	1,8826	-8,4264	-5,21931
53	0,00000	COMB1	Combination	1,1943	-7,4707	-5,21026
53	0,50000	COMB1	Combination	1,1943	-6,4555	-1,72872
54	0,00000	COMB1	Combination	0,5794	-3,9556	-1,72565
54	0,50000	COMB1	Combination	0,5794	-2,9404	-0,00164
55	0,00000	COMB1	Combination	0,5794	2,9404	-0,00164
55	0,50000	COMB1	Combination	0,5794	3,9556	-1,72565
56	0,00000	COMB1	Combination	1,1943	6,4555	-1,72872
56	0,50000	COMB1	Combination	1,1943	7,4707	-5,21026
57	0,00000	COMB1	Combination	1,8826	8,4264	-5,21931
57	0,50000	COMB1	Combination	1,8826	9,4416	-9,68632
58	0,00000	COMB1	Combination	2,6866	4,5463	-9,70830
58	0,50000	COMB1	Combination	2,6866	5,5615	-12,23525

ANEXO 2.2b: Acciones actuantes modelo R, Factor de carga 1.5

Table: Element Forces - Frames, Part 1 of 2

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
1	0,00000	COMB1	Combination	-13,2073	8,4753	-9,91437
1	0,23683	COMB1	Combination	-13,6915	8,6251	-11,93914
1	0,47366	COMB1	Combination	-14,2062	8,7844	-14,00051
2	0,00000	COMB1	Combination	-12,9222	7,2723	-6,49219
2	0,23215	COMB1	Combination	-13,3452	7,3695	-8,19159
2	0,46430	COMB1	Combination	-13,7988	7,4737	-9,91437
3	0,00000	COMB1	Combination	-12,6875	6,1467	-3,65436
3	0,22879	COMB1	Combination	-13,0493	6,2011	-5,06679
3	0,45758	COMB1	Combination	-13,4418	6,2600	-6,49219
4	0,00000	COMB1	Combination	-12,5100	5,0598	-1,34991
4	0,22678	COMB1	Combination	-12,8107	5,0804	-2,49968
4	0,45356	COMB1	Combination	-13,1420	5,1031	-3,65436
5	0,00000	COMB1	Combination	-13,0128	3,5733	1,34991
5	0,32337	COMB1	Combination	-12,6054	3,5929	0,19123
5	0,64674	COMB1	Combination	-12,1979	3,6124	-0,97377
6	0,00000	COMB1	Combination	-12,4773	2,4811	-0,97377
6	0,24438	COMB1	Combination	-12,1720	2,5240	-1,58534
6	0,48875	COMB1	Combination	-11,8667	2,5669	-2,20740
7	0,00000	COMB1	Combination	-12,0266	1,6642	-2,20740
7	0,24361	COMB1	Combination	-11,7264	1,7298	-2,62081
7	0,48723	COMB1	Combination	-11,4261	1,7954	-3,05021
8	0,00000	COMB1	Combination	-11,5291	0,9277	-3,05021
8	0,24425	COMB1	Combination	-11,2339	1,0160	-3,28758
8	0,48849	COMB1	Combination	-10,9387	1,1043	-3,54652
9	0,00000	COMB1	Combination	-10,9916	0,2440	-3,54652
9	0,24393	COMB1	Combination	-10,7046	0,3550	-3,61958
9	0,48785	COMB1	Combination	-10,4176	0,4660	-3,71972
10	0,00000	COMB1	Combination	-10,4232	-0,3193	-3,71972
10	0,24422	COMB1	Combination	-10,1450	-0,1869	-3,65791
10	0,48845	COMB1	Combination	-9,8668	-0,0544	-3,62845
11	0,00000	COMB1	Combination	-9,8348	-0,7959	-3,62845
11	0,24367	COMB1	Combination	-9,5680	-0,6433	-3,45312
11	0,48733	COMB1	Combination	-9,3012	-0,4906	-3,31497
12	0,00000	COMB1	Combination	-9,3110	-0,2417	-3,31497
12	0,22930	COMB1	Combination	-9,0562	-0,1048	-3,27525
12	0,45859	COMB1	Combination	-8,8014	0,0321	-3,26691
13	0,00000	COMB1	Combination	-8,7476	-0,9721	-3,26691
13	0,24536	COMB1	Combination	-8,4934	-0,7955	-3,05006
13	0,49072	COMB1	Combination	-8,2392	-0,6189	-2,87655
14	0,00000	COMB1	Combination	-8,1966	-1,0413	-2,87655
14	0,27123	COMB1	Combination	-7,9260	-0,8319	-2,62250
14	0,54246	COMB1	Combination	-7,6554	-0,6225	-2,42526
15	0,00000	COMB1	Combination	-7,4427	-1,8970	-2,42526
15	0,25478	COMB1	Combination	-7,2251	-1,6605	-1,97208
15	0,50956	COMB1	Combination	-7,0075	-1,4239	-1,57916
16	0,00000	COMB1	Combination	-6,8731	-1,9732	-1,57916
16	0,25536	COMB1	Combination	-6,6744	-1,7197	-1,10765
16	0,51071	COMB1	Combination	-6,4757	-1,4661	-0,70089
17	0,00000	COMB1	Combination	-6,3402	-1,9715	-0,70089
17	0,25502	COMB1	Combination	-6,1623	-1,7034	-0,23230

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
17	0,51005	COMB1	Combination	-5,9844	-1,4353	0,16793
18	0,00000	COMB1	Combination	-5,8588	-1,8837	0,16793
18	0,25496	COMB1	Combination	-5,7017	-1,6030	0,61243
18	0,50993	COMB1	Combination	-5,5447	-1,3224	0,98537
19	0,00000	COMB1	Combination	-5,4185	-1,7698	0,98537
19	0,25507	COMB1	Combination	-5,2848	-1,4771	1,39945
19	0,51014	COMB1	Combination	-5,1511	-1,1844	1,73889
20	0,00000	COMB1	Combination	-5,0455	-1,5744	1,73889
20	0,25516	COMB1	Combination	-4,9345	-1,2723	2,10206
20	0,51031	COMB1	Combination	-4,8235	-0,9702	2,38815
21	0,00000	COMB1	Combination	-4,7331	-1,3437	2,38815
21	0,25501	COMB1	Combination	-4,6460	-1,0340	2,69132
21	0,51002	COMB1	Combination	-4,5590	-0,7243	2,91551
22	0,00000	COMB1	Combination	-4,4877	-1,0814	2,91551
22	0,25534	COMB1	Combination	-4,4253	-0,7654	3,15129
22	0,51069	COMB1	Combination	-4,3628	-0,4494	3,30638
23	0,00000	COMB1	Combination	-4,3153	-0,7839	3,30638
23	0,25477	COMB1	Combination	-4,2775	-0,4648	3,46545
23	0,50954	COMB1	Combination	-4,2396	-0,1456	3,54321
24	0,00000	COMB1	Combination	-4,2150	-0,4790	3,54321
24	0,25520	COMB1	Combination	-4,2024	-0,1574	3,62442
24	0,51039	COMB1	Combination	-4,1897	0,1643	3,62353
25	0,00000	COMB1	Combination	-4,1897	-0,1643	3,62353
25	0,25520	COMB1	Combination	-4,2024	0,1574	3,62442
25	0,51039	COMB1	Combination	-4,2150	0,4790	3,54321
26	0,00000	COMB1	Combination	-4,2396	0,1456	3,54321
26	0,25477	COMB1	Combination	-4,2775	0,4648	3,46545
26	0,50954	COMB1	Combination	-4,3153	0,7839	3,30638
27	0,00000	COMB1	Combination	-4,3628	0,4494	3,30638
27	0,25534	COMB1	Combination	-4,4253	0,7654	3,15129
27	0,51069	COMB1	Combination	-4,4877	1,0814	2,91551
28	0,00000	COMB1	Combination	-4,5590	0,7243	2,91551
28	0,25501	COMB1	Combination	-4,6460	1,0340	2,69132
28	0,51002	COMB1	Combination	-4,7331	1,3437	2,38815
29	0,00000	COMB1	Combination	-4,8235	0,9702	2,38815
29	0,25516	COMB1	Combination	-4,9345	1,2723	2,10206
29	0,51031	COMB1	Combination	-5,0455	1,5744	1,73889
30	0,00000	COMB1	Combination	-5,1511	1,1844	1,73889
30	0,25507	COMB1	Combination	-5,2848	1,4771	1,39945
30	0,51014	COMB1	Combination	-5,4185	1,7698	0,98537
31	0,00000	COMB1	Combination	-5,5447	1,3224	0,98537
31	0,25496	COMB1	Combination	-5,7017	1,6030	0,61243
31	0,50993	COMB1	Combination	-5,8588	1,8837	0,16793
32	0,00000	COMB1	Combination	-5,9844	1,4353	0,16793
32	0,25502	COMB1	Combination	-6,1623	1,7034	-0,23230
32	0,51005	COMB1	Combination	-6,3402	1,9715	-0,70089
33	0,00000	COMB1	Combination	-6,4757	1,4661	-0,70089
33	0,25536	COMB1	Combination	-6,6744	1,7197	-1,10765
33	0,51071	COMB1	Combination	-6,8731	1,9732	-1,57916
34	0,00000	COMB1	Combination	-7,0075	1,4239	-1,57916
34	0,25478	COMB1	Combination	-7,2251	1,6605	-1,97208
34	0,50956	COMB1	Combination	-7,4427	1,8970	-2,42526
35	0,00000	COMB1	Combination	-7,6554	0,6225	-2,42526

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
35	0,27123	COMB1	Combination	-7,9260	0,8319	-2,62250
35	0,54246	COMB1	Combination	-8,1966	1,0413	-2,87655
36	0,00000	COMB1	Combination	-8,2392	0,6189	-2,87655
36	0,24536	COMB1	Combination	-8,4934	0,7955	-3,05006
36	0,49072	COMB1	Combination	-8,7476	0,9721	-3,26691
37	0,00000	COMB1	Combination	-8,8014	-0,0321	-3,26691
37	0,22930	COMB1	Combination	-9,0562	0,1048	-3,27525
37	0,45859	COMB1	Combination	-9,3110	0,2417	-3,31497
38	0,00000	COMB1	Combination	-9,3012	0,4906	-3,31497
38	0,24367	COMB1	Combination	-9,5680	0,6433	-3,45312
38	0,48733	COMB1	Combination	-9,8348	0,7959	-3,62845
39	0,00000	COMB1	Combination	-9,8668	0,0544	-3,62845
39	0,24422	COMB1	Combination	-10,1450	0,1869	-3,65791
39	0,48845	COMB1	Combination	-10,4232	0,3193	-3,71972
40	0,00000	COMB1	Combination	-10,4176	-0,4660	-3,71972
40	0,24393	COMB1	Combination	-10,7046	-0,3550	-3,61958
40	0,48785	COMB1	Combination	-10,9916	-0,2440	-3,54652
41	0,00000	COMB1	Combination	-10,9387	-1,1043	-3,54652
41	0,24425	COMB1	Combination	-11,2339	-1,0160	-3,28758
41	0,48849	COMB1	Combination	-11,5291	-0,9277	-3,05021
42	0,00000	COMB1	Combination	-11,4261	-1,7954	-3,05021
42	0,24361	COMB1	Combination	-11,7264	-1,7298	-2,62081
42	0,48723	COMB1	Combination	-12,0266	-1,6642	-2,20740
43	0,00000	COMB1	Combination	-11,8667	-2,5669	-2,20740
43	0,24438	COMB1	Combination	-12,1720	-2,5240	-1,58534
43	0,48875	COMB1	Combination	-12,4773	-2,4811	-0,97377
44	0,00000	COMB1	Combination	-12,1979	-3,6124	-0,97377
44	0,32337	COMB1	Combination	-12,6054	-3,5929	0,19123
44	0,64674	COMB1	Combination	-13,0128	-3,5733	1,34991
45	0,00000	COMB1	Combination	-12,5100	5,0598	-1,34991
45	0,22678	COMB1	Combination	-12,8107	5,0804	-2,49968
45	0,45356	COMB1	Combination	-13,1420	5,1031	-3,65436
46	0,00000	COMB1	Combination	-12,6875	6,1467	-3,65436
46	0,22879	COMB1	Combination	-13,0493	6,2011	-5,06679
46	0,45758	COMB1	Combination	-13,4418	6,2600	-6,49219
47	0,00000	COMB1	Combination	-12,9222	7,2723	-6,49219
47	0,23215	COMB1	Combination	-13,3452	7,3695	-8,19159
47	0,46430	COMB1	Combination	-13,7988	7,4737	-9,91437
48	0,00000	COMB1	Combination	-13,2073	8,4753	-9,91437
48	0,23683	COMB1	Combination	-13,6915	8,6251	-11,93914
48	0,47366	COMB1	Combination	-14,2062	8,7844	-14,00051
51	0,00000	COMB1	Combination	3,1487	-5,0722	-13,96175
51	0,50000	COMB1	Combination	3,1487	-3,9008	-11,71850
52	0,00000	COMB1	Combination	2,2457	-10,5368	-11,69605
52	0,50000	COMB1	Combination	2,2457	-9,3654	-6,72050
53	0,00000	COMB1	Combination	1,4434	-9,2408	-6,70972
53	0,50000	COMB1	Combination	1,4434	-8,0694	-2,38216
54	0,00000	COMB1	Combination	0,7059	-5,3327	-2,37711
54	0,50000	COMB1	Combination	0,7059	-4,1613	-0,00360
55	0,00000	COMB1	Combination	0,7059	4,1613	-0,00360
55	0,50000	COMB1	Combination	0,7059	5,3327	-2,37711
56	0,00000	COMB1	Combination	1,4434	8,0694	-2,38216
56	0,50000	COMB1	Combination	1,4434	9,2408	-6,70972

Frame	Station m	OutputCase	CaseType	P Tonf	V2 Tonf	M3 Tonf-m
57	0,00000	COMB1	Combination	2,2457	9,3654	-6,72050
57	0,50000	COMB1	Combination	2,2457	10,5368	-11,69605
58	0,00000	COMB1	Combination	3,1487	3,9008	-11,71850
58	0,50000	COMB1	Combination	3,1487	5,0722	-13,96175

ANEXO 3.1a: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=60\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 Mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,204008	-0,065320
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,449118	-0,110173
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,790607	-0,142822
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,400756	-0,127890
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,868455	-0,072761
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,275432	0,005843
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,585925	0,088605
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,777519	0,152805
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,845915	0,175639
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,798633	0,139040
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,654471	0,053225
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,412122	-0,124209
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,050659	-0,413663
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,687342	-0,818350
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,311598	-1,307843
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,955748	-1,854440
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,641961	-2,426054
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,389490	-2,990482
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,203113	-3,511113
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,082866	-3,955070
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,019996	-4,294761
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,001133	-4,507214
109	DEAD	LinStatic	0,000000	-9,158E-13	-4,579754
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,001133	-4,507214
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,019996	-4,294761
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,082866	-3,955070
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,203113	-3,511113
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,389490	-2,990482
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,641961	-2,426054
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,955748	-1,854440
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,311598	-1,307843
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,687342	-0,818350
119	DEAD	LinStatic	0,000000	2,050659	-0,413663
120	DEAD	LinStatic	0,000000	2,412122	-0,124209
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,654471	0,053225
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,798633	0,139040
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,845915	0,175639
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,777519	0,152805
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,585925	0,088605
126	DEAD	LinStatic	0,000000	2,275432	0,005843
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,868455	-0,072761
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,400756	-0,127890
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,790607	-0,142822
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,449118	-0,110173
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,204008	-0,065320
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,055232	-0,023874
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000

ANEXO 3.1b: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=80\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 Mm	U3 Mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,176677	-0,056569
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,388949	-0,095413
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,684688	-0,123687
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,213094	-0,110757
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,618134	-0,063013
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,970587	0,005060
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,239483	0,076735
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,405409	0,132333
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,464641	0,152108
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,423694	0,120412
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,298845	0,046095
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,088965	-0,107568
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,775927	-0,358244
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,461285	-0,708714
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,135880	-1,132628
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,827705	-1,605996
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,555956	-2,101030
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,337309	-2,589840
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,175902	-3,040722
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,071764	-3,425201
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,017317	-3,719382
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000982	-3,903373
109	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,079E-12	-3,966194
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000982	-3,903373
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,017317	-3,719382
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,071764	-3,425201
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,175902	-3,040722
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,337309	-2,589840
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,555956	-2,101030
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,827705	-1,605996
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,135880	-1,132628
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,461285	-0,708714
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,775927	-0,358244
120	DEAD	LinStatic	0,000000	2,088965	-0,107568
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,298845	0,046095
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,423694	0,120412
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,464641	0,152108
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,405409	0,132333
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,239483	0,076735
126	DEAD	LinStatic	0,000000	1,970587	0,005060
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,618134	-0,063013
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,213094	-0,110757
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,684688	-0,123687
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,388949	-0,095413
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,176677	-0,056569
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,047833	-0,020675
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000

ANEXO 3.1c: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=100\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,158025	-0,050597
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,347887	-0,085340
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,612404	-0,110630
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,085026	-0,099064
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,447306	-0,056360
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,762550	0,004526
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,003058	0,068634
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,151467	0,118363
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,204445	0,136050
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,167821	0,107700
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,056153	0,041228
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,868430	-0,096212
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,588440	-0,320424
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,307015	-0,633894
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,015964	-1,013055
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,740323	-1,436449
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,497263	-1,879221
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,301699	-2,316427
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,157331	-2,719708
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,064188	-3,063597
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,015489	-3,326722
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000878	-3,491288
109	DEAD	LinStatic	0,000000	1,529E-12	-3,547477
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000878	-3,491288
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,015489	-3,326722
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,064188	-3,063597
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,157331	-2,719708
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,301699	-2,316427
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,497263	-1,879221
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,740323	-1,436449
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,015964	-1,013055
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,307015	-0,633894
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,588440	-0,320424
120	DEAD	LinStatic	0,000000	1,868430	-0,096212
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,056153	0,041228
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,167821	0,107700
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,204445	0,136050
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,151467	0,118363
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,003058	0,068634
126	DEAD	LinStatic	0,000000	1,762550	0,004526
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,447306	-0,056360
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,085026	-0,099064
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,612404	-0,110630
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,347887	-0,085340
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,158025	-0,050597
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,042783	-0,018493
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000

ANEXO 3.1d: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=125\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 Mm	U3 mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,141341	-0,045255
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,311159	-0,076330
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,547750	-0,098950
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,970475	-0,088605
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,294507	-0,050410
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,576470	0,004048
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,791586	0,061388
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,924327	0,105867
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,971713	0,121687
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,938955	0,096330
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,839076	0,036876
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,671172	-0,086055
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,420742	-0,286595
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,169028	-0,566971
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,908704	-0,906103
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,662164	-1,284797
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,444765	-1,680824
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,269847	-2,071872
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,140721	-2,432577
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,057412	-2,740160
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,013854	-2,975506
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000785	-3,122698
109	DEAD	LinStatic	0,000000	6,704E-13	-3,172955
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000785	-3,122698
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,013854	-2,975506
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,057412	-2,740160
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,140721	-2,432577
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,269847	-2,071872
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,444765	-1,680824
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,662164	-1,284797
117	DEAD	LinStatic	0,000000	0,908704	-0,906103
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,169028	-0,566971
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,420742	-0,286595
120	DEAD	LinStatic	0,000000	1,671172	-0,086055
121	DEAD	LinStatic	0,000000	1,839076	0,036876
122	DEAD	LinStatic	0,000000	1,938955	0,096330
123	DEAD	LinStatic	0,000000	1,971713	0,121687
124	DEAD	LinStatic	0,000000	1,924327	0,105867
125	DEAD	LinStatic	0,000000	1,791586	0,061388
126	DEAD	LinStatic	0,000000	1,576470	0,004048
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,294507	-0,050410
128	DEAD	LinStatic	0,000000	0,970475	-0,088605
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,547750	-0,098950
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,311159	-0,076330
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,141341	-0,045255
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,038266	-0,016540
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000

ANEXO 3.1e: Deformaciones por peso propio, modelo E, $f_c=150\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 Mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,129027	-0,041312
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,284049	-0,069680
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,500027	-0,090329
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,885921	-0,080885
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,181722	-0,046018
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,439118	0,003696
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,635492	0,056039
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,756668	0,096643
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,799925	0,111085
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,770021	0,087937
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,678845	0,033663
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,525569	-0,078557
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,296958	-0,261625
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,067175	-0,517573
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,829532	-0,827157
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,604472	-1,172858
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,406014	-1,534380
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,246336	-1,891358
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,128461	-2,220636
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,052409	-2,501421
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,012647	-2,716261
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000717	-2,850629
109	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,841E-12	-2,896508
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000717	-2,850629
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,012647	-2,716261
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,052409	-2,501421
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,128461	-2,220636
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,246336	-1,891358
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,406014	-1,534380
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,604472	-1,172858
117	DEAD	LinStatic	0,000000	0,829532	-0,827157
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,067175	-0,517573
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,296958	-0,261625
120	DEAD	LinStatic	0,000000	1,525569	-0,078557
121	DEAD	LinStatic	0,000000	1,678845	0,033663
122	DEAD	LinStatic	0,000000	1,770021	0,087937
123	DEAD	LinStatic	0,000000	1,799925	0,111085
124	DEAD	LinStatic	0,000000	1,756668	0,096643
125	DEAD	LinStatic	0,000000	1,635492	0,056039
126	DEAD	LinStatic	0,000000	1,439118	0,003696
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,181722	-0,046018
128	DEAD	LinStatic	0,000000	0,885921	-0,080885
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,500027	-0,090329
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,284049	-0,069680
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,129027	-0,041312
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,034932	-0,015099
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000000	0,000000

ANEXO 3.2a: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=60\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,007718	-0,155008
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,506974	-0,300383
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,880743	-0,364589
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,330117	-0,404638
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,042190	-0,384805
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,547501	-0,324367
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,962923	-0,243881
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-3,257348	-0,165875
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-3,413125	-0,115465
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-3,430548	-0,116823
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-3,321866	-0,188453
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-3,110188	-0,310447
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,794306	-0,538854
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,350472	-0,891909
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,920018	-1,369379
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,484128	-1,935405
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,076994	-2,559025
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,721393	-3,205051
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,437177	-3,838572
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,228285	-4,420001
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,093799	-4,913995
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,023377	-5,291008
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000652	-5,526428
109	DEAD	LinStatic	0,000000	2,411E-12	-5,606747
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000652	-5,526428
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,023377	-5,291008
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,093799	-4,913995
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,228285	-4,420001
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,437177	-3,838572
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,721393	-3,205051
116	DEAD	LinStatic	0,000000	1,076994	-2,559025
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,484128	-1,935405
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,920018	-1,369379
119	DEAD	LinStatic	0,000000	2,350472	-0,891909
120	DEAD	LinStatic	0,000000	2,794306	-0,538854
121	DEAD	LinStatic	0,000000	3,110188	-0,310447
122	DEAD	LinStatic	0,000000	3,321866	-0,188453
123	DEAD	LinStatic	0,000000	3,430548	-0,116823
124	DEAD	LinStatic	0,000000	3,413125	-0,115465
125	DEAD	LinStatic	0,000000	3,257348	-0,165875
126	DEAD	LinStatic	0,000000	2,962923	-0,243881
127	DEAD	LinStatic	0,000000	2,547501	-0,324367
128	DEAD	LinStatic	0,000000	2,042190	-0,384805
129	DEAD	LinStatic	0,000000	1,330117	-0,404638
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,880743	-0,364589
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,506974	-0,300383
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,215594	-0,226137
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,007718	-0,155008
134	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004318	0,020153
135	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004318	0,020153

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
136	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,006267	-0,034193
137	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,005259	0,010462
138	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004625	0,019563
139	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004625	0,019563
140	DEAD	LinStatic	0,000000	0,005259	0,010462
141	DEAD	LinStatic	0,000000	0,006267	-0,034193

ANEXO 3.2b: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=80\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 Mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,007454	-0,150567
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,452823	-0,279990
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,782178	-0,336446
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,176091	-0,371455
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,797233	-0,354064
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,236479	-0,301493
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,596591	-0,231713
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,850834	-0,164376
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,984130	-0,121339
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,996941	-0,123597
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,900081	-0,187192
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,713756	-0,294453
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,436923	-0,494527
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,048888	-0,803110
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,673119	-1,219847
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,292955	-1,713441
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,938089	-2,256933
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,628272	-2,819714
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,380724	-3,371428
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,198819	-3,877660
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,081718	-4,307693
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,020395	-4,635853
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000543	-4,840752
109	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,186E-12	-4,910656
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000543	-4,840752
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,020395	-4,635853
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,081718	-4,307693
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,198819	-3,877660
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,380724	-3,371428
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,628272	-2,819714
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,938089	-2,256933
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,292955	-1,713441
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,673119	-1,219847
119	DEAD	LinStatic	0,000000	2,048888	-0,803110
120	DEAD	LinStatic	0,000000	2,436923	-0,494527
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,713756	-0,294453
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,900081	-0,187192
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,996941	-0,123597
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,984130	-0,121339
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,850834	-0,164376
126	DEAD	LinStatic	0,000000	2,596591	-0,231713
127	DEAD	LinStatic	0,000000	2,236479	-0,301493
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,797233	-0,354064
129	DEAD	LinStatic	0,000000	1,176091	-0,371455
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,782178	-0,336446
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,452823	-0,279990
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,194202	-0,214248
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,007454	-0,150567
134	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004457	0,022619
135	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004457	0,022619

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 Mm
136	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,006184	-0,037656
137	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,005295	0,007352
138	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004730	0,019230
139	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004730	0,019230
140	DEAD	LinStatic	0,000000	0,005295	0,007352
141	DEAD	LinStatic	0,000000	0,006184	-0,037656

ANEXO 3.2c: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=100\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,007267	-0,147263
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,415290	-0,265646
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,714086	-0,316775
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,069941	-0,348330
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,628831	-0,332615
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,022919	-0,285423
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,345268	-0,222953
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,572119	-0,162888
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,690143	-0,124857
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,699903	-0,127682
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,611231	-0,185727
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,442337	-0,282864
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,192293	-0,463504
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,842497	-0,741615
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,504178	-1,116765
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,162159	-1,560780
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,843061	-2,049442
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,564570	-2,555269
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,342106	-3,051021
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,178661	-3,505819
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,073452	-3,892106
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,018354	-4,186855
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000470	-4,370882
109	DEAD	LinStatic	0,000000	3,903E-12	-4,433663
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000470	-4,370882
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,018354	-4,186855
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,073452	-3,892106
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,178661	-3,505819
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,342106	-3,051021
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,564570	-2,555269
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,843061	-2,049442
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,162159	-1,560780
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,504178	-1,116765
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,842497	-0,741615
120	DEAD	LinStatic	0,000000	2,192293	-0,463504
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,442337	-0,282864
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,611231	-0,185727
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,699903	-0,127682
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,690143	-0,124857
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,572119	-0,162888
126	DEAD	LinStatic	0,000000	2,345268	-0,222953
127	DEAD	LinStatic	0,000000	2,022919	-0,285423
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,628831	-0,332615
129	DEAD	LinStatic	0,000000	1,069941	-0,348330
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,714086	-0,316775
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,415290	-0,265646
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,179300	-0,205769
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,007267	-0,147263
134	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004553	0,024490
135	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004553	0,024490

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
136	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,006124	-0,040146
137	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,005317	0,004983
138	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004803	0,018914
139	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004803	0,018914
140	DEAD	LinStatic	0,000000	0,005317	0,004983
141	DEAD	LinStatic	0,000000	0,006124	-0,040146

ANEXO 3.2d: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=125\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 Mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,007093	-0,144091
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,381265	-0,252477
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,652534	-0,298812
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,974184	-0,327267
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,477237	-0,313059
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,830877	-0,270685
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,119436	-0,214757
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,321809	-0,161189
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,426227	-0,127615
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,433336	-0,130911
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,352078	-0,183938
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,198879	-0,271965
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,972908	-0,435147
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,657439	-0,685906
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,352717	-1,023748
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,044908	-1,423302
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,757880	-1,862805
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,507471	-2,317577
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,307493	-2,763171
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,160592	-3,171871
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,066042	-3,518954
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,016522	-3,783762
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000405	-3,949084
109	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,366E-13	-4,005482
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000405	-3,949084
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,016522	-3,783762
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,066042	-3,518954
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,160592	-3,171871
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,307493	-2,763171
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,507471	-2,317577
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,757880	-1,862805
117	DEAD	LinStatic	0,000000	1,044908	-1,423302
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,352717	-1,023748
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,657439	-0,685906
120	DEAD	LinStatic	0,000000	1,972908	-0,435147
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,198879	-0,271965
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,352078	-0,183938
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,433336	-0,130911
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,426227	-0,127615
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,321809	-0,161189
126	DEAD	LinStatic	0,000000	2,119436	-0,214757
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,830877	-0,270685
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,477237	-0,313059
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,974184	-0,327267
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,652534	-0,298812
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,381265	-0,252477
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,165735	-0,197897
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,007093	-0,144091
134	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004641	0,026307
135	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004641	0,026307

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 Mm
136	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,006066	-0,042467
137	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,005336	0,002669
138	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004869	0,018559
139	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004869	0,018559
140	DEAD	LinStatic	0,000000	0,005336	0,002669
141	DEAD	LinStatic	0,000000	0,006066	-0,042467

ANEXO 3.2e: Deformaciones por peso propio, modelo R, $f_c=150\text{kg/cm}^2$

Table: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
86	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,006962	-0,141601
87	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,355846	-0,242526
88	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,606664	-0,285303
89	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,902957	-0,311462
90	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,364691	-0,298371
91	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,688435	-0,259560
92	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,952044	-0,208461
93	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,136366	-0,159685
94	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,230777	-0,129386
95	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,235980	-0,133005
96	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,160258	-0,182294
97	DEAD	LinStatic	0,000000	-2,018711	-0,263560
98	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,810583	-0,413803
99	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,520536	-0,644308
100	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,240682	-0,954538
101	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,958185	-1,321197
102	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,694882	-1,724335
103	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,465244	-2,141346
104	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,281895	-2,549845
105	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,147230	-2,924458
106	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,060561	-3,242552
107	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,015167	-3,485222
108	DEAD	LinStatic	0,000000	0,000358	-3,636715
109	DEAD	LinStatic	0,000000	-1,492E-12	-3,688393
110	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,000358	-3,636715
111	DEAD	LinStatic	0,000000	0,015167	-3,485222
112	DEAD	LinStatic	0,000000	0,060561	-3,242552
113	DEAD	LinStatic	0,000000	0,147230	-2,924458
114	DEAD	LinStatic	0,000000	0,281895	-2,549845
115	DEAD	LinStatic	0,000000	0,465244	-2,141346
116	DEAD	LinStatic	0,000000	0,694882	-1,724335
117	DEAD	LinStatic	0,000000	0,958185	-1,321197
118	DEAD	LinStatic	0,000000	1,240682	-0,954538
119	DEAD	LinStatic	0,000000	1,520536	-0,644308
120	DEAD	LinStatic	0,000000	1,810583	-0,413803
121	DEAD	LinStatic	0,000000	2,018711	-0,263560
122	DEAD	LinStatic	0,000000	2,160258	-0,182294
123	DEAD	LinStatic	0,000000	2,235980	-0,133005
124	DEAD	LinStatic	0,000000	2,230777	-0,129386
125	DEAD	LinStatic	0,000000	2,136366	-0,159685
126	DEAD	LinStatic	0,000000	1,952044	-0,208461
127	DEAD	LinStatic	0,000000	1,688435	-0,259560
128	DEAD	LinStatic	0,000000	1,364691	-0,298371
129	DEAD	LinStatic	0,000000	0,902957	-0,311462
130	DEAD	LinStatic	0,000000	0,606664	-0,285303
131	DEAD	LinStatic	0,000000	0,355846	-0,242526
132	DEAD	LinStatic	0,000000	0,155563	-0,191890
133	DEAD	LinStatic	0,000000	0,006962	-0,141601
134	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004706	0,027742
135	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004706	0,027742

Joint	OutputCase	CaseType	U1 mm	U2 mm	U3 mm
136	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,006020	-0,044240
137	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,005349	0,000831
138	DEAD	LinStatic	0,000000	-0,004917	0,018245
139	DEAD	LinStatic	0,000000	0,004917	0,018245
140	DEAD	LinStatic	0,000000	0,005349	0,000831
141	DEAD	LinStatic	0,000000	0,006020	-0,044240