



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
TUBERÍAS A PRESIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO
EL CAJÓN”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
GABRIEL MORENO NAZARIO

DIRECTOR DE TESIS:

ING. KARLA IVONNE GUTIÉRREZ VÁZQUEZ

SAN JUAN DE ARAGON, ESTADO DE MEXICO OCT. 2006





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



DEDICATORIAS

*En memoria de mi padre
Manuel...*

*A mi Mama por su invaluable ayuda
Rosa...*

*A mi Esposa por su infinito amor
Lilia...*

*A mis hijos por mostrarme la inmensa bondad y sabiduría de Dios
Ángel y José...*

A mis hermanos por su forma de ser hacia mi.

A mis amigos y compañeros.

A la UNAM por todo lo que me ha dado.

Gracias.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
TUBERÍAS A PRESIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN

CONTENIDO

INTRODUCCIÓN.....	4
CAPÍTULO I.....	5
CENTRALES HIDROELÉCTRICAS EN MÉXICO.....	5
<i>Generalidades.....</i>	<i>5</i>
CAPÍTULO II.....	8
DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN.....	8
<i>Generalidades.....</i>	<i>8</i>
<i>Descripción general del proyecto.....</i>	<i>9</i>
<i>Datos Principales.....</i>	<i>24</i>
CAPÍTULO III.....	29
MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONDUCCIONES A PRESIÓN.....	29
<i>Generalidades.....</i>	<i>29</i>
<i>Tubería Superficial y enterrada.....</i>	<i>31</i>
<i>Tubería embebida.....</i>	<i>46</i>
<i>Conducciones en túnel sin revestir.....</i>	<i>49</i>
<i>Conducciones en túnel revestido con concreto reforzado.....</i>	<i>50</i>
<i>Conducciones en túnel con blindaje metálico y empacado en concreto.....</i>	<i>55</i>
CAPÍTULO IV.....	61
TRATAMIENTO DE LAS SUPERFICIES EXCAVADAS.....	61
<i>Introducción.....</i>	<i>61</i>
<i>Tratamientos.....</i>	<i>61</i>
<i>Geología.....</i>	<i>63</i>
CAPÍTULO V.....	74
DESCRIPCIÓN E IDEALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL.....	74
<i>Generalidades.....</i>	<i>74</i>
<i>Modelado estructural.....</i>	<i>74</i>
<i>Análisis estructural.....</i>	<i>76</i>
CAPÍTULO VI.....	86
RESULTADOS DEL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	86
<i>Generalidades.....</i>	<i>86</i>
<i>Diseño por presión interior.....</i>	<i>86</i>
<i>Diseño por presión exterior.....</i>	<i>88</i>
CAPÍTULO VI.....	115
CONCLUSIONES.....	115
BIBLIOGRAFÍA.....	116

INTRODUCCIÓN

México cuenta con 41,241 Km. de red de transmisión de energía eléctrica y cada año se incorporan 800 mil clientes nuevos a dicha red. La CFE (*Comisión Federal de Electricidad*) es la encargada de generar, transmitir, distribuir y comercializar la energía eléctrica de nuestro país, esto representa a casi 80 millones de mexicanos que se benefician con este importante servicio.

La CFE lleva este servicio a los mexicanos mediante 168 centrales generadoras de energía eléctrica con una capacidad instalada de 46,176.76 MW (megawatts), de los cuales:

48.06% se generan mediante termoeléctricas,

22.27% corresponden a las hidroeléctricas,

5.63% centrales carboeléctricas,

2.08% las genera la geotérmica

2.96 a nucleoeeléctricas y

0.01 a eoloeléctrica.

18.99% Independientes

Al ser un tema tan importante y polémico en nuestros días, tanto en el aspecto técnico, económico y jurídico como en la cultura de nuestro país, únicamente se abordara el tema de la generación de energía eléctrica mediante centrales hidroeléctricas, enfocándose en el proyecto hidroeléctrico el Cajón, Tepic, Nayarit México.

La Comisión Federal de Electricidad tiene la misión de asegurar dentro de un marco de competencia y actualización tecnológica el servicio de energía eléctrica en condiciones de cantidad y calidad y precio con la adecuada diversificación de fuentes de energía.

Como nuevos retos es necesario crear y construir nuevas fuentes de energía renovables por lo que es necesario construir nuevas centrales generadoras. Es aquí donde resalta la importancia y magnitud del proyecto hidroeléctrico el Cajón.

Con la construcción de esta obra, la CFE incorpora 750 MW al sistema eléctrico nacional, a la vez que reactiva la reconocida tradición de la ingeniería civil mexicana en la construcción de grandes proyectos de infraestructura ya que desde hace más de 10 años no se realizaba la construcción de una central Hidroeléctrica de esta naturaleza; el ultimo antecedente se remonta a la presa de Aguamilpa.

Los estudios básicos en el sitio demostraron la factibilidad del proyecto y han sido realizados análisis específicos y a detalle con objeto de precisar el conocimiento topográfico, geológico y geotécnico, social y ambiental de dicha área. El embalse del Río Santiago, contribuirá a regular los escurrimientos de su cuenca y beneficiara a la central Aguamilpa, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del Río Santiago incrementara su generación firme y minimizara los derrames del vertedor.

Como parte de este trabajo se expondrán los puntos significativos de una central hidroeléctrica y por se un tema tan amplio únicamente se analiza la problemática del diseño de uno de sus componente que es la conducción a presión ó la tubería a presión

CAPÍTULO I

CENTRALES HIDROELÉCTRICAS EN MÉXICO

I.1 GENERALIDADES.

Las centrales hidroeléctricas utilizan la energía potencial del agua como fuente principal para la generación de electricidad y su localización es generalmente en sitios donde existe una diferencia de altura entre el vaso de almacenamiento de agua y la central eléctrica; de esta forma, la energía potencial del agua se convierte en energía cinética que se utiliza para impulsar el rodete de la turbina y hacerla girar para producir energía mecánica. Acoplado a la flecha se encuentra el generador que es el que finalmente convierte la energía mecánica en energía eléctrica.

Una característica muy importante de este tipo de centrales es la imposibilidad de estandarización, esto es en gran parte se debe a la heterogeneidad de los lugares en donde se dispone de aprovechamiento hidráulico, lo que da lugar a una gran variedad de diseño, métodos constructivos, tamaños y costos de inversión. Las centrales hidroeléctricas se pueden clasificar de acuerdo con dos criterios fundamentales:

- Por su tipo de embalse
- Por la altura de la caída del agua

En México existen 64 centrales hidroeléctricas en el país, siendo las más importantes por su capacidad efectiva instalada las siguientes:

C.H. Manuel Moreno Torres. Chicoasen, Chiapas. Cuenta con 8 unidades y tiene una capacidad de 2,400.00 MW (Fotografía 1)

C.H. Malpaso. Tecpatan, Chiapas tiene 6 unidades con una capacidad de 1,080.00 MW.

C.H. infiernillo. La unión, Guerrero. Cuenta con 6 unidades con una capacidad de 1000.00 MW.

C.H. Aguamilpa. Tepic, Nayarit tiene 3 unidades y su capacidad instalada es de 960 MW. (Fotografía 2)

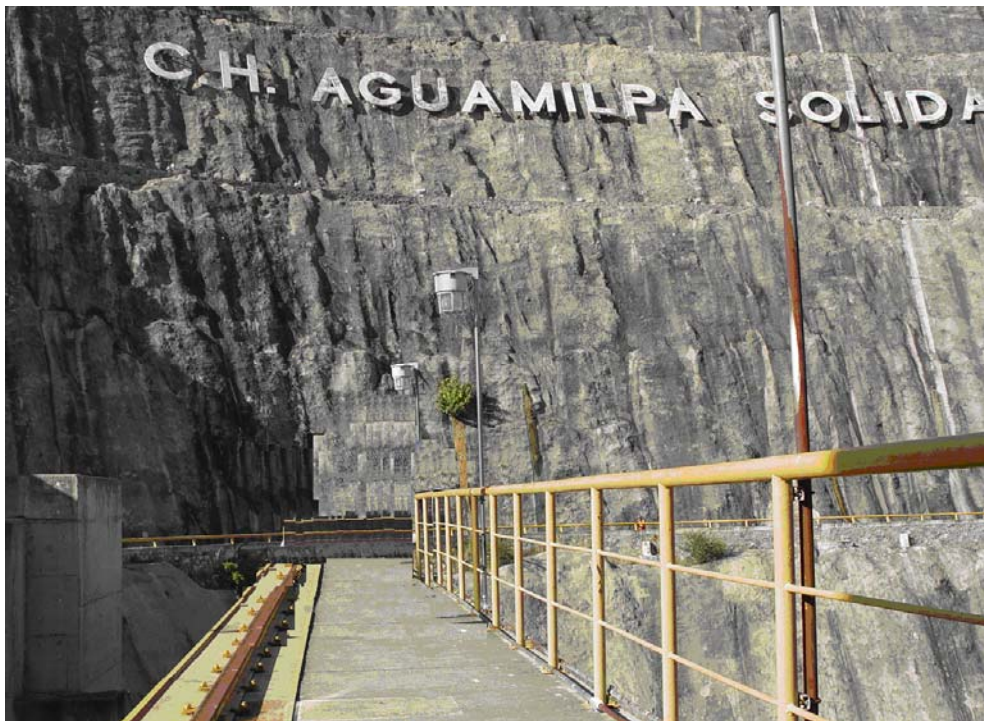
A continuación se muestra una tabla con las centrales en nuestro país

Nombre de la central	Número de unidades	Fecha de entrada en operación	Capacidad efectiva instalada (MW)	Ubicación
Plutarco Elías Calles (El Novillo)	3	12-Nov-1964	135	Soyopa, Sonora
Oviáchic	2	28-Ago-1957	19	Cajeme, Sonora
Mocúzari	1	03-Mar-1959	10	Álamos, Sonora
27 de Septiembre (El Fuerte)	3	27-Ago-1960	59	El Fuerte, Sinaloa
Salvador Alvarado (Sanalona)	2	08-May-1963	14	Culiacán, Sinaloa
Humaya	2	27-Nov-1976	90	Badiraguato, Sinaloa
Bacurato	2	16-Jul-1987	92	Sinaloa de Leyva, Sinaloa
Raúl J. Marsal (Comedero)	2	13-Ago-1991	100	Cosalá, Sinaloa
Luis Donaldo Colosio (Huites)	2	15-Sep-1996	422	Choix, Sinaloa
Boquilla	4	01-Ene-1915	25	San Francisco Conchos, Chihuahua
Colina	1	01-Sep-1996	3	San Francisco Conchos, Chihuahua

Nombre de la central	Número de unidades	Fecha de entrada en operación	Capacidad efectiva instalada (MW)	Ubicación
La Amistad	2	01-May-1987	66	Acuña, Coahuila
Falcón	3	15-Nov-1954	32	Nueva Cd. Guerrero, Tamaulipas
Infiernillo	6	28-Ene-1965	1,000	La Unión, Guerrero
Villita	4	01-Sep-1973	280	Lázaro Cárdenas, Michoacán
Cupatitzio	2	14-Ago-1962	72	Uruapan, Michoacán
Cubano	2	25-Abr-1955	52	Gabriel Zamora, Michoacán
Platanal	2	21-Oct-1954	9	Jacona, Michoacán
Botello	2	01-Ene-1910	13	Panindícuaro, Michoacán
Tirio	3	01-Ene-1905	1	Morelia, Michoacán
Bartolinas	2	20-Nov-1940	1	Tacámbaro, Michoacán
Itzícuaro	2	01-Ene-1929	1	Peribán los Reyes, Michoacán
Zumpimito	4	01-Oct-1944	6	Uruapan, Michoacán
San Pedro Porúas	2	01-Oct-1958	3	Villa Madero, Michoacán
Puente Grande	4	01-Ene-1912	17	Tonalá, Jalisco
Colimilla	4	01-Ene-1950	51	Tonalá, Jalisco
Luis M. Rojas (Intermedia)	1	01-Ene-1963	5	Tonalá, Jalisco
Juntas	3	01-Ene-1923	15	Guadalajara, Jalisco
Manuel M. Diéguez (Santa Rosa)	2	02-Sep-1964	61	Amatitlán, Jalisco
Jumatán	4	17-Jul-1941	2	Tepic, Nayarit
Valentín Gómez Farías (Agua Prieta)	2	15-Sep-1993	240	Zapopan, Jalisco
Aguamiipa	3	15-Sep-1994	960	Tepic, Nayarit
Carlos Ramírez Ulloa (El Caracol)	3	16-Dic-1986	600	Apaxtla, Guerrero
Ambrosio Figueroa (La Venta)	5	31-May-1965	30	La Venta, Guerrero
Colotlipa	4	01-Ene-1910	8	Quechultenango, Guerrero
Portezuelos I	4	01-Ene-1901	2	Atlixco, Puebla
Portezuelos II	2	01-Ene-1908	1	Atlixco, Puebla
Fernando Hiriart Valderrama (Zimapán)	2	27-Sep-1996	292	Zimapán, Hidalgo
Mazatepec	4	06-Jul-1962	220	Tlatlauquitepec, Puebla
Temascal	6	18-Jun-1959	354	San Miguel Soyaltepec, Oaxaca
Chilapan	4	01-Sep-1960	26	Catemaco, Veracruz
Camilo Arriaga (El Salto)	2	26-Jul-1966	18	Cd. Maíz, San Luis Potosí
Encanto	2	19-Oct-1951	10	Tlapacoyan, Veracruz
Electroquímica	1	01-Oct-1952	1	Cd. Valles, San Luis Potosí
Ixtaczoquitlán	1	10-Sep-2005	2	Ixtaczoquitlán, Veracruz
Micos	2	01-May-1945	1	Cd. Valles, San Luis Potosí
Minas	3	10-Mar-1951	15	Las Minas, Veracruz
Texolo	2	01-Nov-1951	2	Teocelo, Veracruz
Manuel Moreno Torres (Chicoasén)	8	29-May-1981	2,400	Chicoasén, Chiapas
Malpaso	6	29-Ene-1969	1,080	Tecpatán, Chiapas
Belisario Domínguez (Angostura)	5	14-Jul-1976	900	Venustiano Carranza, Chiapas
Ángel Albino Corzo (Peñitas)	4	15-Sep-1987	420	Ostuacán, Chiapas
José Cecilio del Valle (El Retiro)	3	26-Abr-1967	21	Tapachula, Chiapas
Bombaná	4	20-Mar-1961	5	Soyaló, Chiapas
Tamazulapan	2	12-Dic-1962	2	Tamazulapan, Oaxaca
Schpoiná	3	07-May-1953	2	Venustiano Carranza, Chiapas
El Durazno (S.H. Miguel Alemán)	2	01-Oct-1955	0	Valle de Bravo, México
Ixtapantongo (S.H. Miguel Alemán)	3	29-Ago-1944	0	Valle de Bravo, México
Santa Bárbara (S.H. Miguel Alemán)	3	19-Oct-1950	0	Santo Tomás de los Plátanos, México
Tingambato (S.H. Miguel Alemán)	3	24-Sep-1957	0	Otzoloapan, México
Tepazolco	2	16-Abr-1953	0	Xochitlán, Puebla
Las Rosas	1	01-Ene-1949	0	Cadereyta, Querétaro
Tuxpango	4	01-Ene-1914	0	Ixtaczoquitlán, Veracruz
Huazuntlán	1	01-Ago-1968	0	Zoteapan, Veracruz



Fotografía 1. CH. Hidroeléctrica Manuel Moreno Torres Chicoasen.



Fotografía 2. CH. Hidroeléctrica Aguamilpa Solidaridad

CAPÍTULO II

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO HIDROELÉCTRICO EL CAJÓN

II.1 GENERALIDADES

II.1.1 Antecedentes

El Proyecto Hidroeléctrico El Cajón forma parte de un plan global de aprovechamiento hidroeléctrico del río Santiago, ocupará el segundo lugar dentro del potencial del sistema, después de la central Aguamilpa y el noveno lugar en el ámbito nacional.

Su finalidad principal es la producción de energía eléctrica, en operación conjunta con las otras plantas previstas y construidas a lo largo del río y con factores de planta bajos para atender picos de consumo.

El aprovechamiento hidroeléctrico considera una Central equipada con dos grupos turbogeneradores los cuales permitirán una generación media anual de 1 243,74 GWh. El embalse contribuirá a regular los escurrimientos de cuenca propia y beneficiará a la central Aguamilpa, ya que al recibir su vaso las aportaciones reguladas del río incrementará su generación firme en 69,61 GWh y se reducirán las probabilidades de derrama por el vertedor. Por lo tanto la generación media anual total será de 1 313,35 GWh.

II.1.2 Localización

El sitio previsto para la construcción de las obras del proyecto se encuentra en el estado de Nayarit, al oriente de la ciudad de Tepic, en los municipios de La Yesca y Santa María del Oro, en terrenos comunales del poblado Cantiles, sobre el río Santiago a 60 km aguas arriba de la C.H. Aguamilpa, sus coordenadas geográficas son 21° 25' 41" de latitud norte y 104° 27' 14" de longitud oeste. Como se muestra en la Figura II.1

II.1.3 Vías de comunicación

El acceso actual al sitio de las obras a partir de la ciudad de Tepic, se logra mediante un recorrido total de 78 km, éste inicia por la carretera federal No. 15 o por la autopista Tepic-Guadalajara, con un desarrollo de 26 km hasta el entronque "La Lobera", donde se toma la desviación por la carretera estatal al poblado y Laguna de Santa María del Oro con un desarrollo de 20 km. A partir de la Laguna de Santa María del Oro se toma un camino rural de 6 km de terracería al poblado de El Buruato, de ahí, hasta el sitio del proyecto se recorren 26 km por un camino tipo brecha de terracería en malas condiciones de rodamiento. Ver Figura II.1

II.1.4 Hidroclimatología

- Temperatura media mensual máxima de 32°C en el mes de mayo y mínima de 23,2°C en el mes de enero.
- Evaporación media mensual máxima de 317,8 mm en mayo y mínima de 129 mm en diciembre.
- Precipitación media mensual máxima de 234,6 mm en julio y mínima de 10,7 mm en diciembre.
- Esguerrimiento medio mensual máximo de 918,8 millones de m³ en el mes de agosto y mínimo de 83 millones de m³ en febrero.

En la zona de las obras, la temporada de lluvias se presenta muy marcada entre los meses de junio a octubre y el estiaje entre los meses de noviembre a mayo. Durante el invierno se presentan lluvias en un porcentaje ligeramente mayor al 5% de la media anual.

II.2 DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

A continuación se describen los principales componentes del proyecto hidroeléctrico. A si mismo en la Figura II.2 se muestra el arreglo general de las obras

II.2.1 Obra de Desvío

Para el inicio de construcción de las obras de contención del Proyecto hidroeléctrico El Cajón, es necesario desviar el río, de tal manera que permita tener el área destinada a la construcción de la presa libre de los esguerrimientos del río.

El esquema consiste en dos túneles de desvío ubicados en la margen izquierda. Los túneles son de sección portal de 14 m de base y 14 m de altura, revestidos de concreto hidráulico en plantilla y muros y con concreto lanzado en la bóveda. La elevación de entrada del túnel 1 se ubica a la elevación 223 msnm y el piso del túnel 2 se ubica a la elevación 227 msnm.

Además se tiene la opción de construir un túnel auxiliar para predesvío, cuyas dimensiones de 8 m de base y 8 m de altura permiten la construcción rápida y anticipar la terminación del túnel 1, logrando así el inicio de la ataguía y Presa.

Para poder realizar el desvío del río dentro de los túneles es necesario construir dos ataguías que permitan tener el recito de la presa parcialmente seco, es decir, la ataguía de aguas abajo y ataguía de aguas arriba, esta ataguías son ataguías son bordos de materiales graduados.

Para mayores detalles de las secciones de los túneles y las ataguías de aguas abajo y aguas arriba ver las Figuras II.3, II.4 y II.5.

II.2.2 Obras de Contención

La cortina de P.H. El Cajón es una presa de enrocamiento con cara de concreto. El relleno de enrocamiento tendrá una altura máxima de 187 m desde el nivel más bajo de desplante hasta la corona en la elevación 396 y taludes del enrocamiento de 1.4H:1V en ambos lados con 10.3 millones de m³. Con cara de concreto, ver Figuras II.6 y II.7.

La cara de concreto es la parte estanca de la presa, forma la pantalla que impide el paso del agua al interior de la presa. El grado de impermeabilidad que se requiere no es total, admitiéndose algunas filtraciones, más no así francas aberturas o grietas que dejen pasar flujos importantes que puedan generar migración o pérdidas de material del relleno.

El plinto (Figura II.8) es la estructura que funciona como una extensión de la cara de concreto hacia la roca de la cimentación de la presa, con el objeto de continuar con el plano de estanqueidad de la presa. Físicamente es una zapata o losa de concreto reforzado adosada a la roca y ligada a ella mediante anclas. Otra función del plinto es servir de plataforma para efectuar la pantalla profunda de impermeabilización en la roca como continuación del plano de estanqueidad. El plinto se liga con la cara de concreto mediante la junta perimetral que es una junta diseñada para soportar movimientos de abertura, de cizallamiento y de asentamiento sin que se rompan los sellos.

II.2.3 Obras de excedencias

La obra de excedencias es una obra destinada específicamente al control de las avenidas extraordinarias del río Santiago que garantizan el gasto requerido para la funcionalidad de la central hidroeléctrica y la seguridad de la obra de contención. La obra de excedencias consta de tres estructuras principales: el canal de llamada corresponde a la entrada del agua al vertedor y consta de una excavación a cielo abierto en la ladera, con bermas y tratamientos en taludes; la estructura de control es donde se realiza la regulación del embalse cuando se lleguen a los niveles máximos de operación, consta de cimacio, pilas, muros laterales, compuertas, puente y mecanismos de manejo de las compuertas; y el canal de descarga es la salida del agua con muros laterales, losa, aireadores y cubeta deflectora y del canal de regreso al río.

La estructura de control es de concreto reforzado para seis compuertas de 12 m de ancho cada una, con pilas intermedias de 3,80 m de espesor, haciendo un ancho total de 91,0 m. El nivel superior del cimacio esta en la cota 372,0 y el nivel del puente de maniobras a la cota 396,0, las compuertas radiales son de 25 m de radio operadas mediante un sistema de servomotores apoyado en la viga testera en el extremo de aguas abajo de las pilas laterales. Además de las compuertas, la estructura de control dispone de ranuras para la colocación de agujas de cierre temporal para mantenimiento de las compuertas radiales. La longitud del cimacio en la dirección del flujo es de 53,6 m. Para mayor detalle ver Figura II.9.

El cimacio cuenta con una galería de inyección y drenaje que se conecta con la galería GD-2 con el mismo objetivo de servir para las inyecciones profundas y el drenaje, recolectando y conduciendo las filtraciones de la ladera derecha a una galería central que va del cimacio hasta el extremo de aguas abajo del canal vertedor. En el extremo de aguas abajo del cimacio y a todo lo largo del canal vertedor, se tienen colectores de filtraciones en arreglo de espina de pescado que se conectan con la galería central. En la galería del cimacio se efectúa la pantalla de inyección, este tratamiento permite reducir la fuerza de subpresión en la estructura de control.

En el canal de llamada, junto a la estructura de control, se dispone de una losa de concreto y muros laterales de 38,0 m de largo que tiene la función de crear una longitud mayor de gradiente hidráulico entre la presión del embalse y la presión nula en el extremo opuesto.

II.2.4 Obras de Generación

El arreglo de las Obras de Generación es del tipo subterránea ubicada en la margen derecha del río Santiago, las obras consisten en el canal de llamada, Obras de Toma, dos Tuberías a Presión de 7.95 m de diámetro que alimentan a las turbinas alojadas en la Casa de Maquinas, con cuatro

Túneles de Aspiración, una Galería de Oscilación, un sólo Túnel de desfogue y las vialidades subterráneas (túneles de acceso) que comunican la casa de maquinas con la galería de oscilación. Ver Figuras II.10 y II.11.

II.2.4 Tuberías a presión

Las tuberías a presión se encuentran delimitadas por la obra de toma y las turbinas de la Casa de Maquinas. Estas tuberías son paralelas y espaciadas a 28,70 m, con un diámetro de 7,95 m y una longitud de 235,098 m cada una de ellas, el desnivel es de 118,875 m a ejes de las tuberías. Ver Figura II.12.

Debido a las condiciones geológicas del sitio es necesario colocar un blindaje metálico en toda la conducción a presión, y este a su vez debe ser empacado en concreto.

El trazo de los conductos a presión consiste en 6 tramos que a continuación se describen:

- 1) *Transición de entrada*: Tramo en curva de sección rectangular de 6,224 x 7,95 m a sección circular de 7,95 m de diámetro con 21,332 m de longitud con una curvatura de radio de 31,80 m y 38,435°.
- 2) *Rama inclinada*: tramo recto en línea descendente de 86,38 m, de 7,95 m de diámetro
- 3) *Codo inferior*: Tramo en curva de 36,076 m de longitud, ángulo de 65° radio de 31,8 m. de 7,95 m de diámetro
- 4) *Rama horizontal*: tramo horizontal de 60,85 m. de 7,95 m de diámetro
- 5) *Transición de carcasa*: Transición recta de 28,06 m de sección circular de 7,95 m de diámetro a un diámetro de 5,50 m
- 6) *Manguito*: tramo horizontal de 2,40 m de longitud y de 5,50 m de diámetro que se conecta con la Carcasa Espiral.

Los espesores de de concreto son:

Transición de entrada tiene un concreto de empaque de espesor perimetral de 180cm
En los demás tramos tiene un concreto de empaque espesor perimetral de 80 cm.

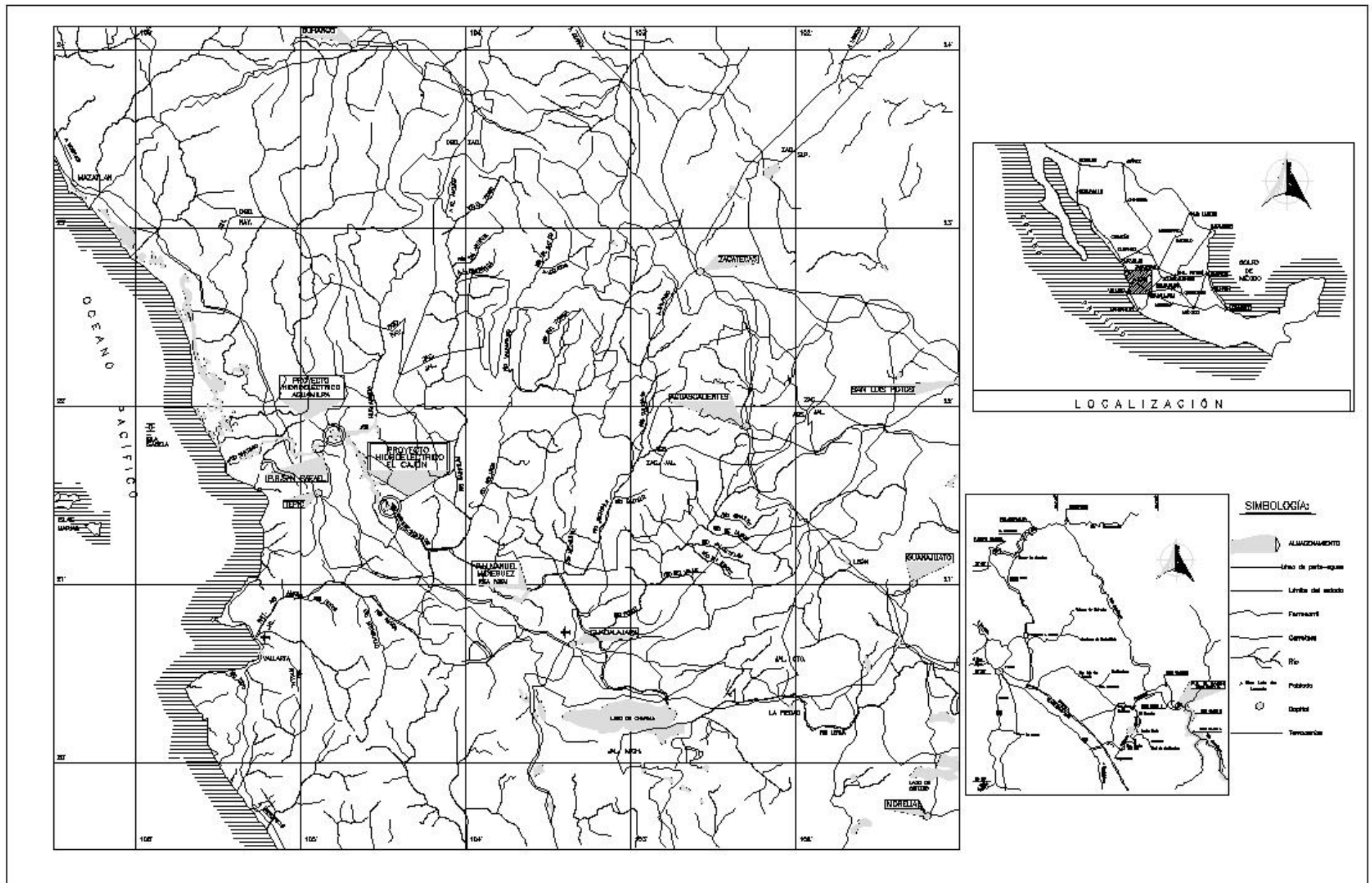


Figura II.1 Localización y vías de Acceso.

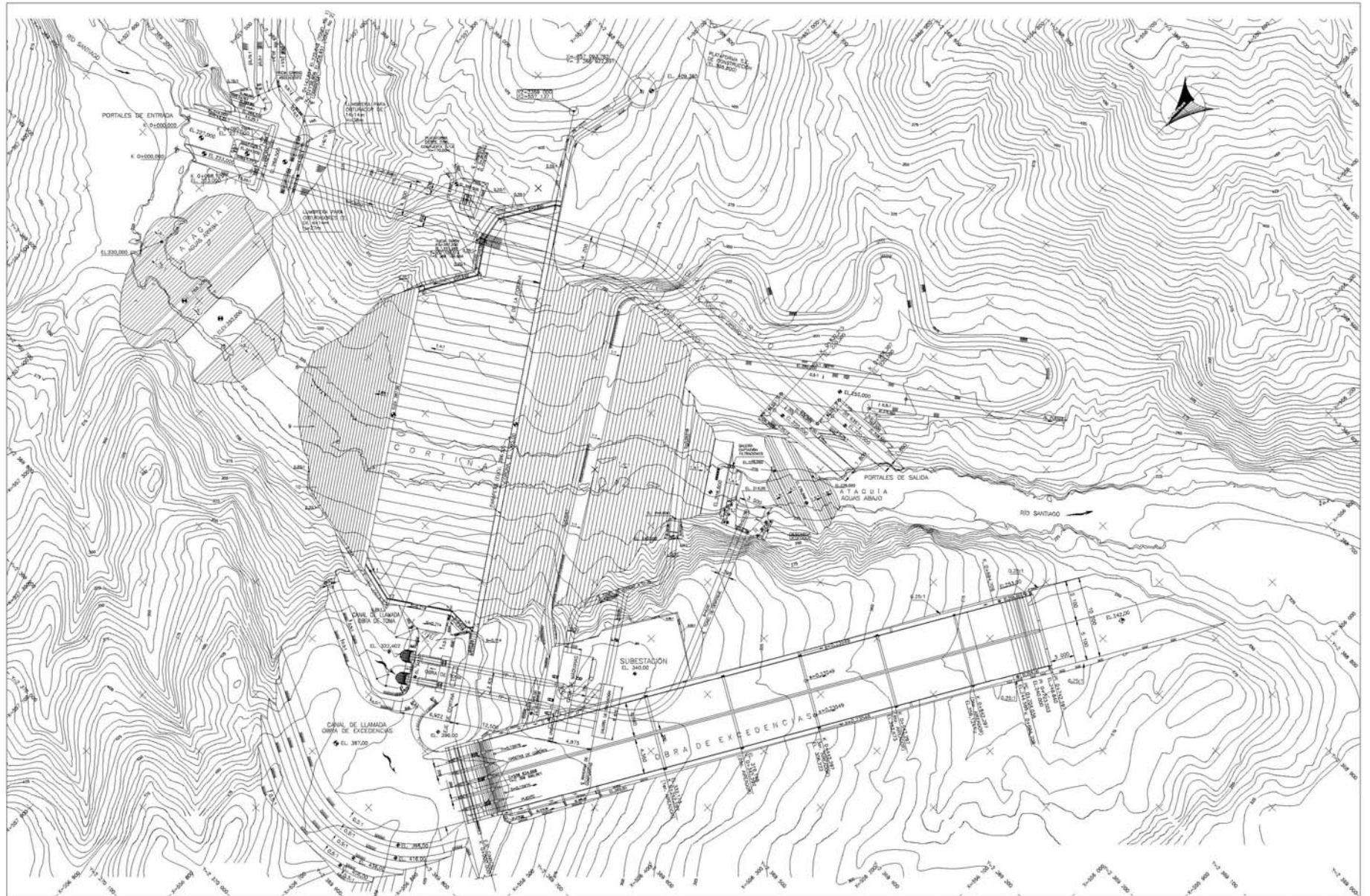


Figura II.2 Arreglo general - Planta.

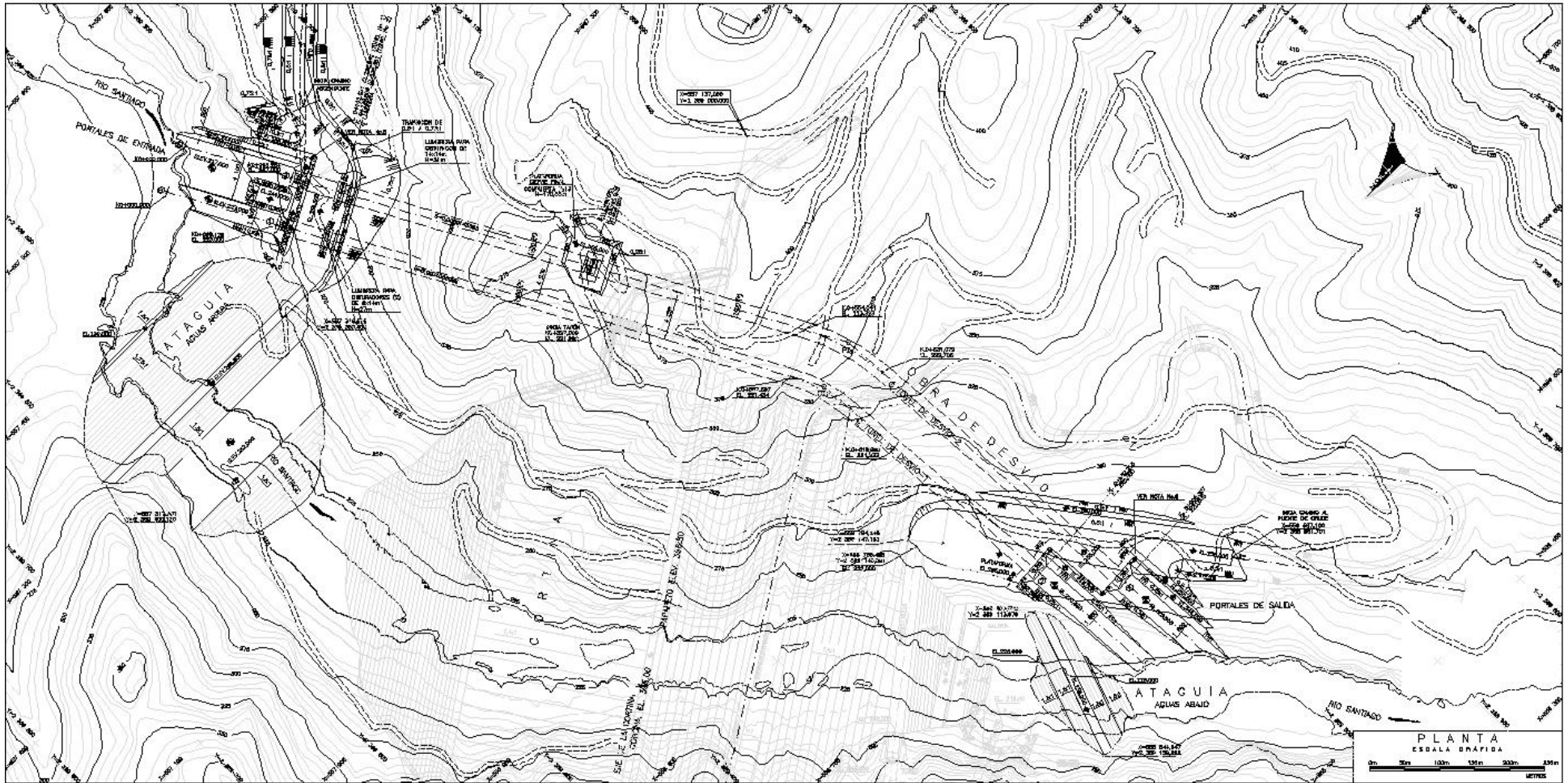


Figura II.3 Túneles de desvío - Planta.

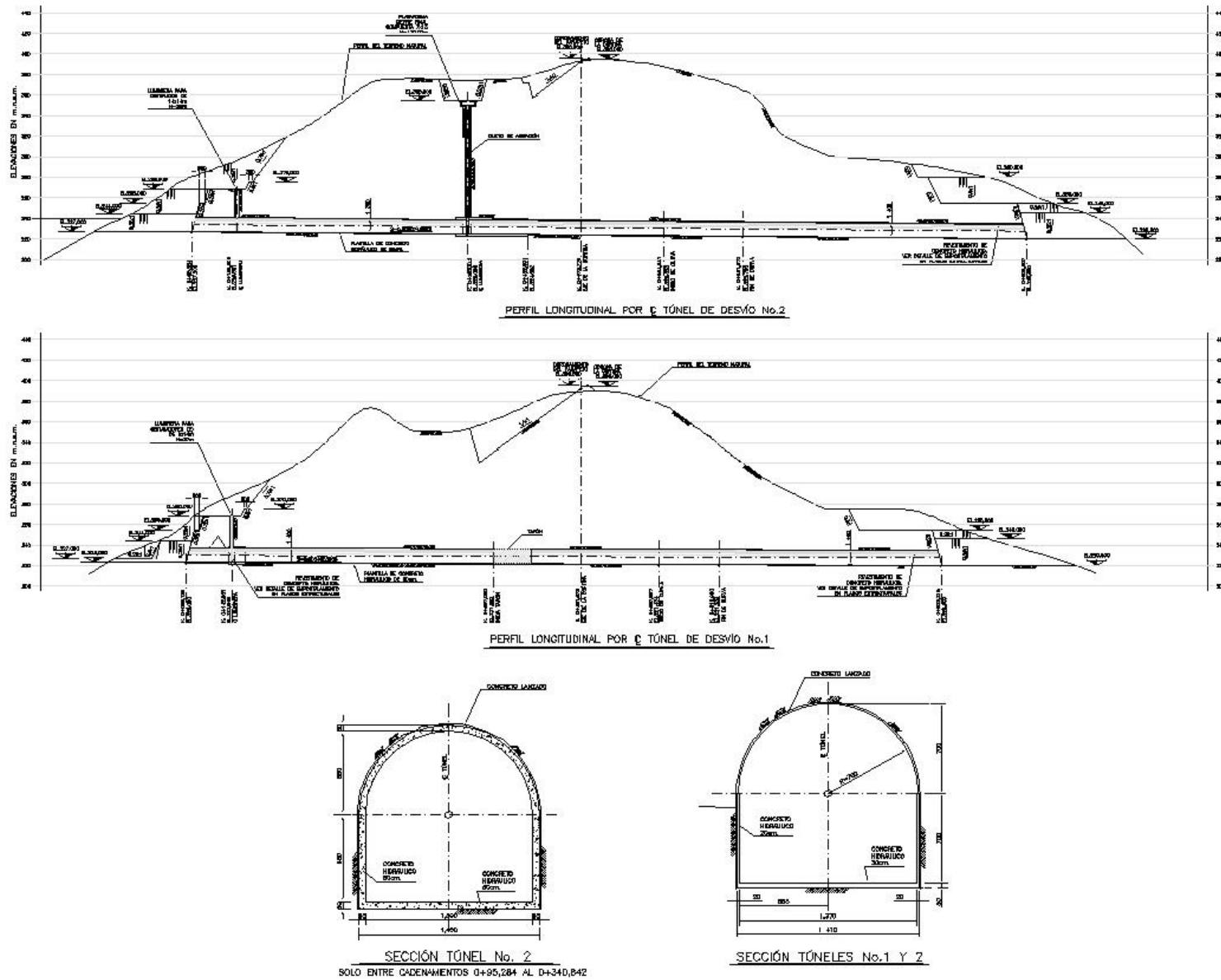


Figura II.4 Túneles de desvío- Perfil y Secciones.

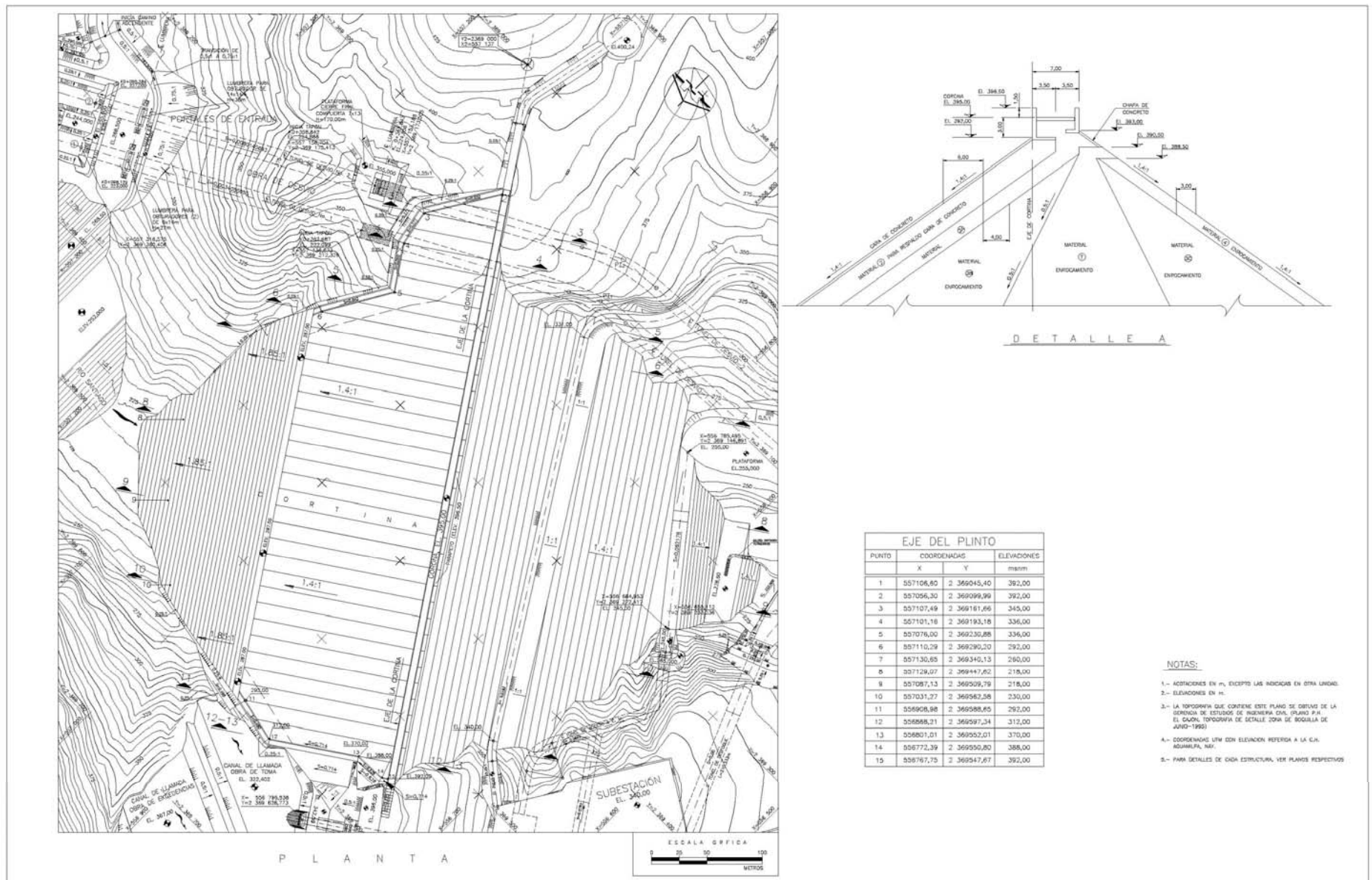


Figura II.6. Obras de Contención - Planta

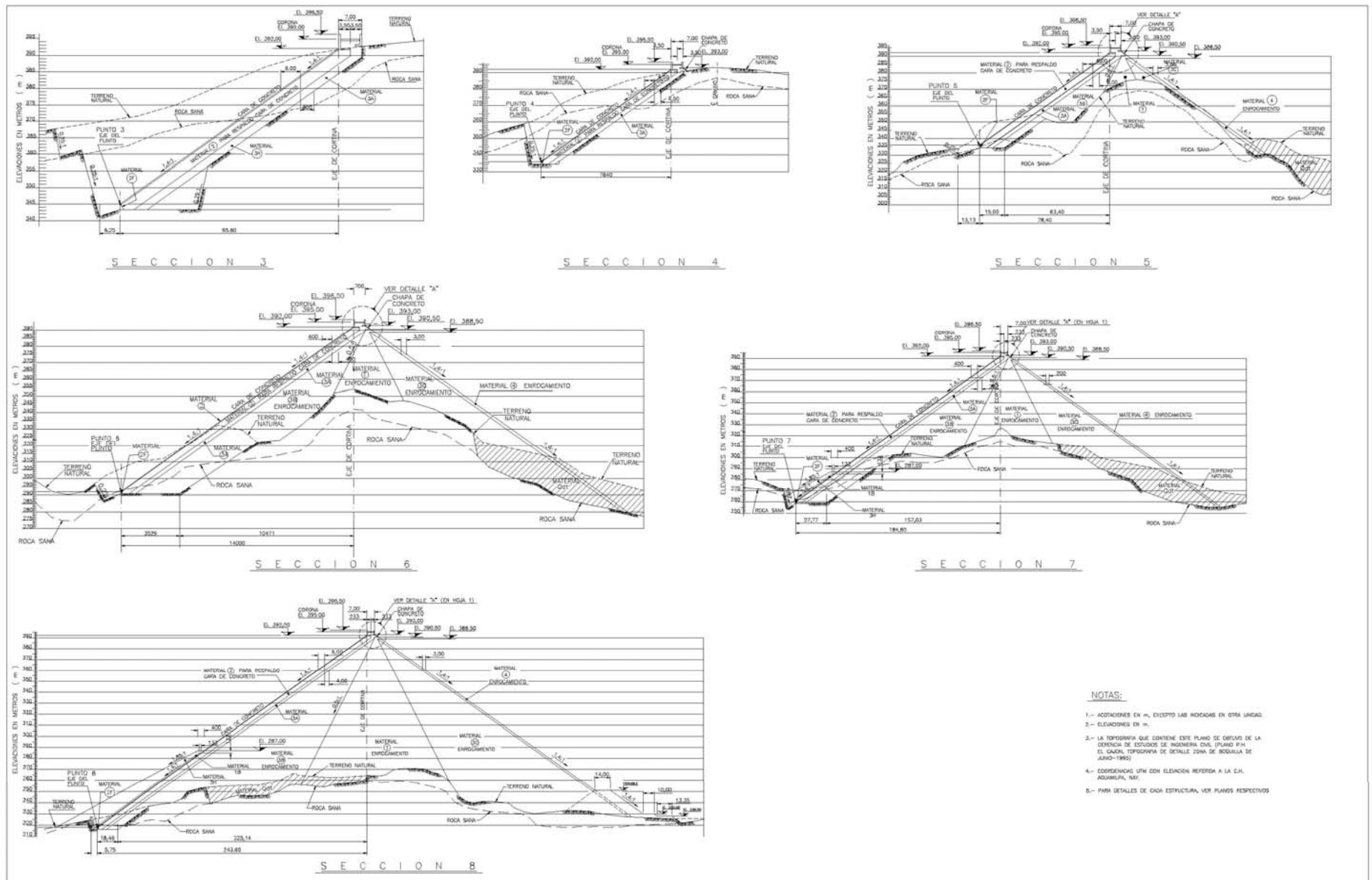


Figura II.7. Obras de Contención - Secciones

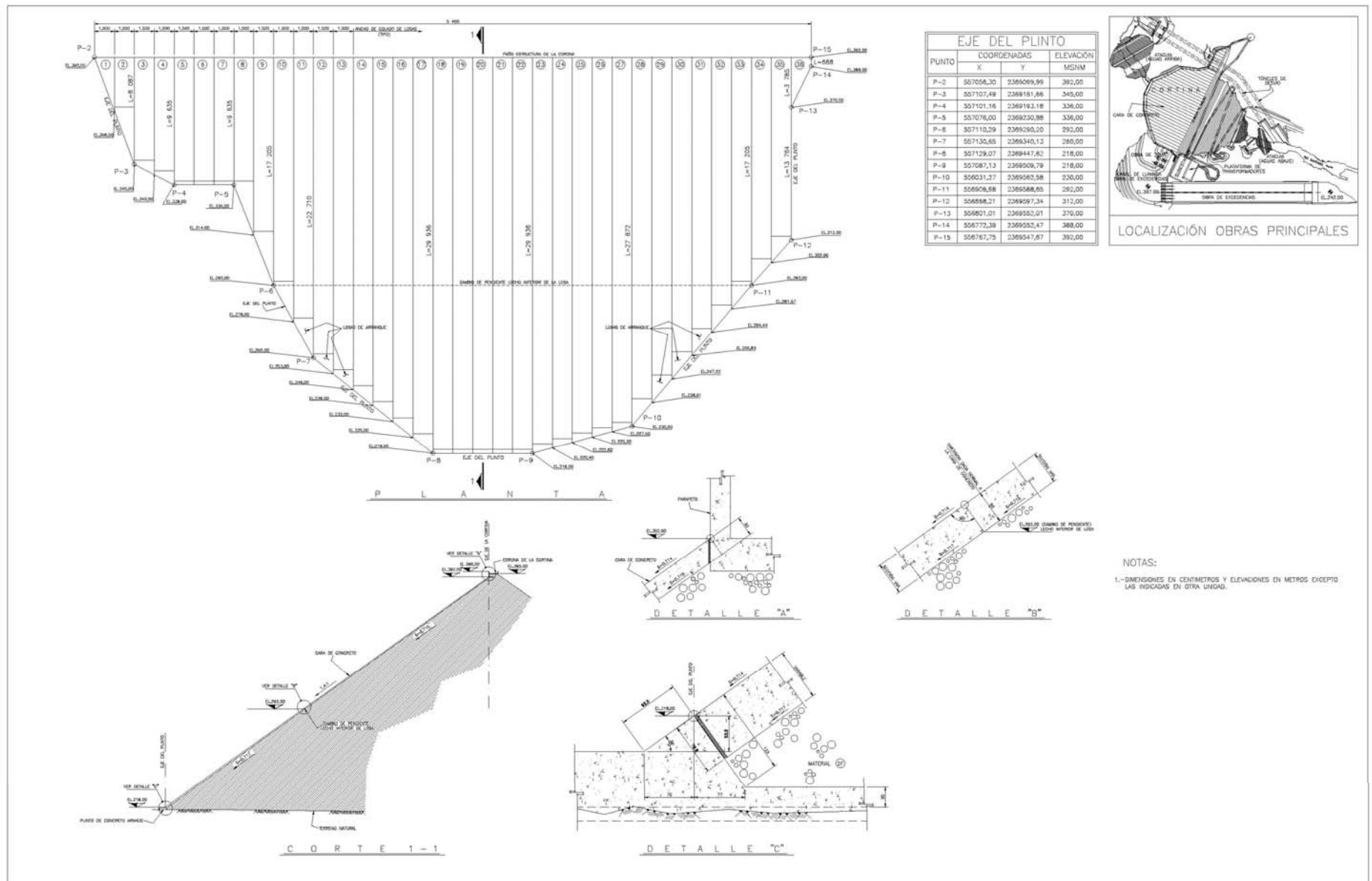


Figura II.8. Obras de Contención – Detalles plinto

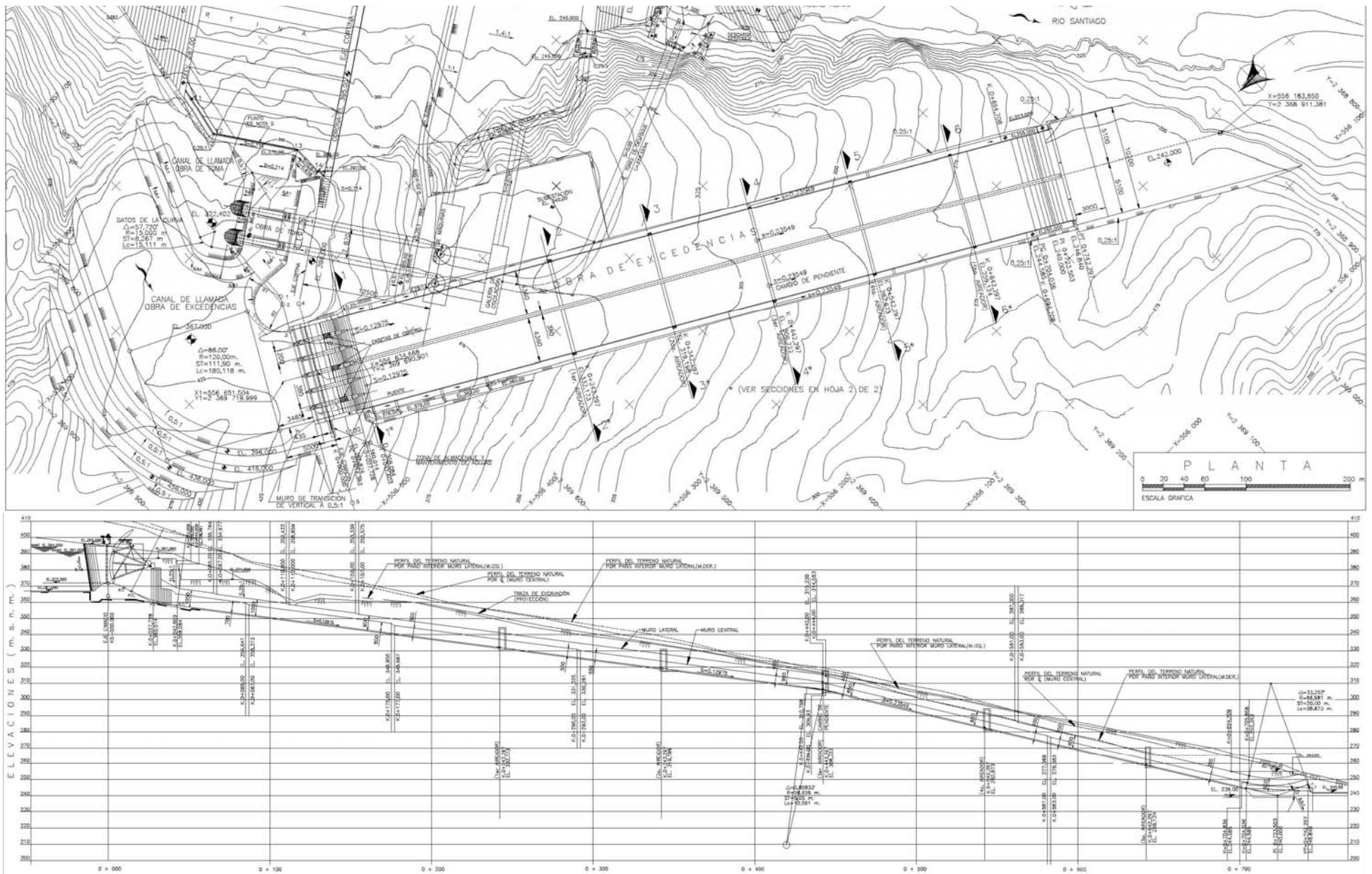


Figura II.9 Obra de Excedencias - Planta y Perfil

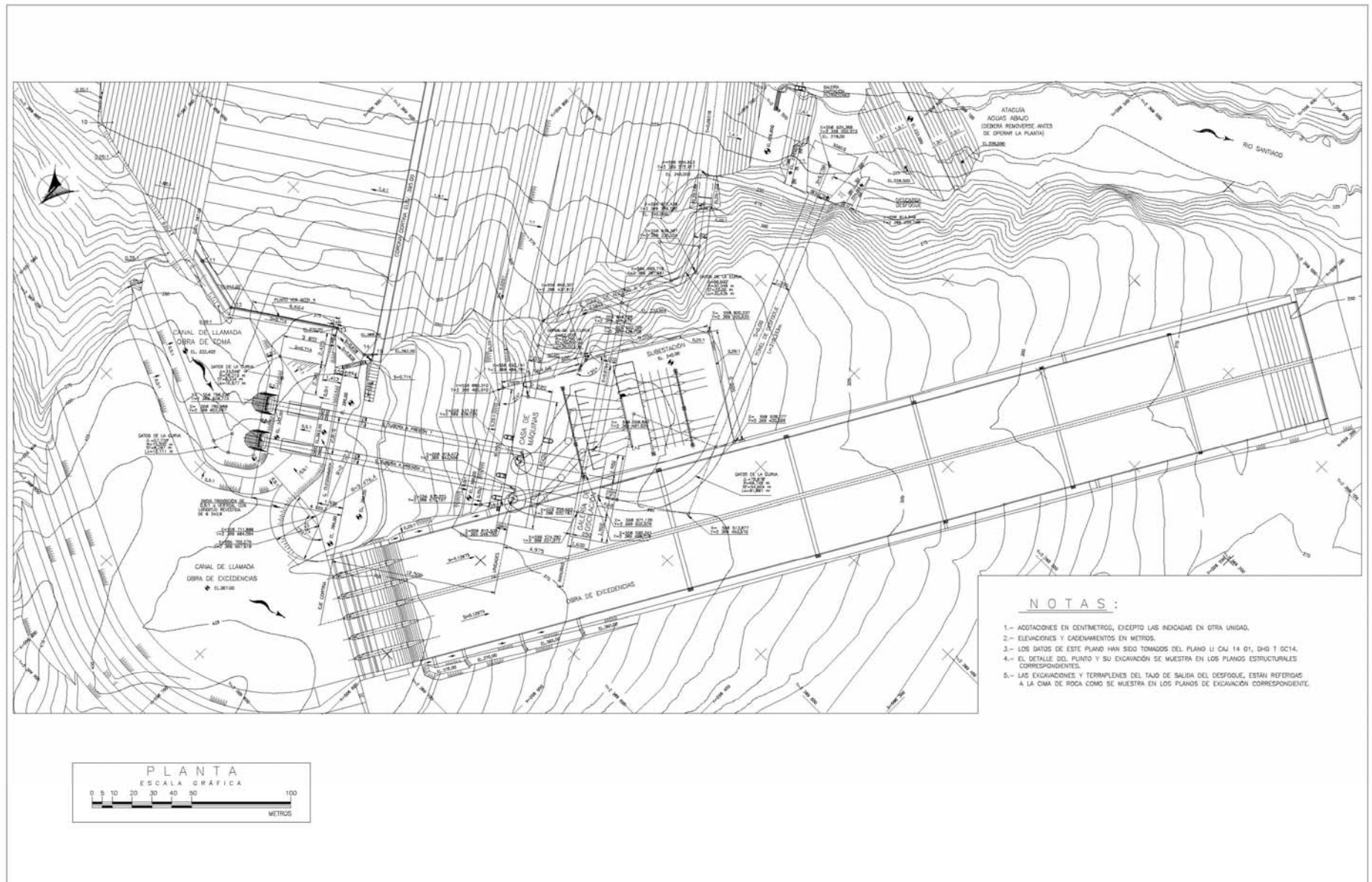


Figura II.10. Obras de Generación - Planta

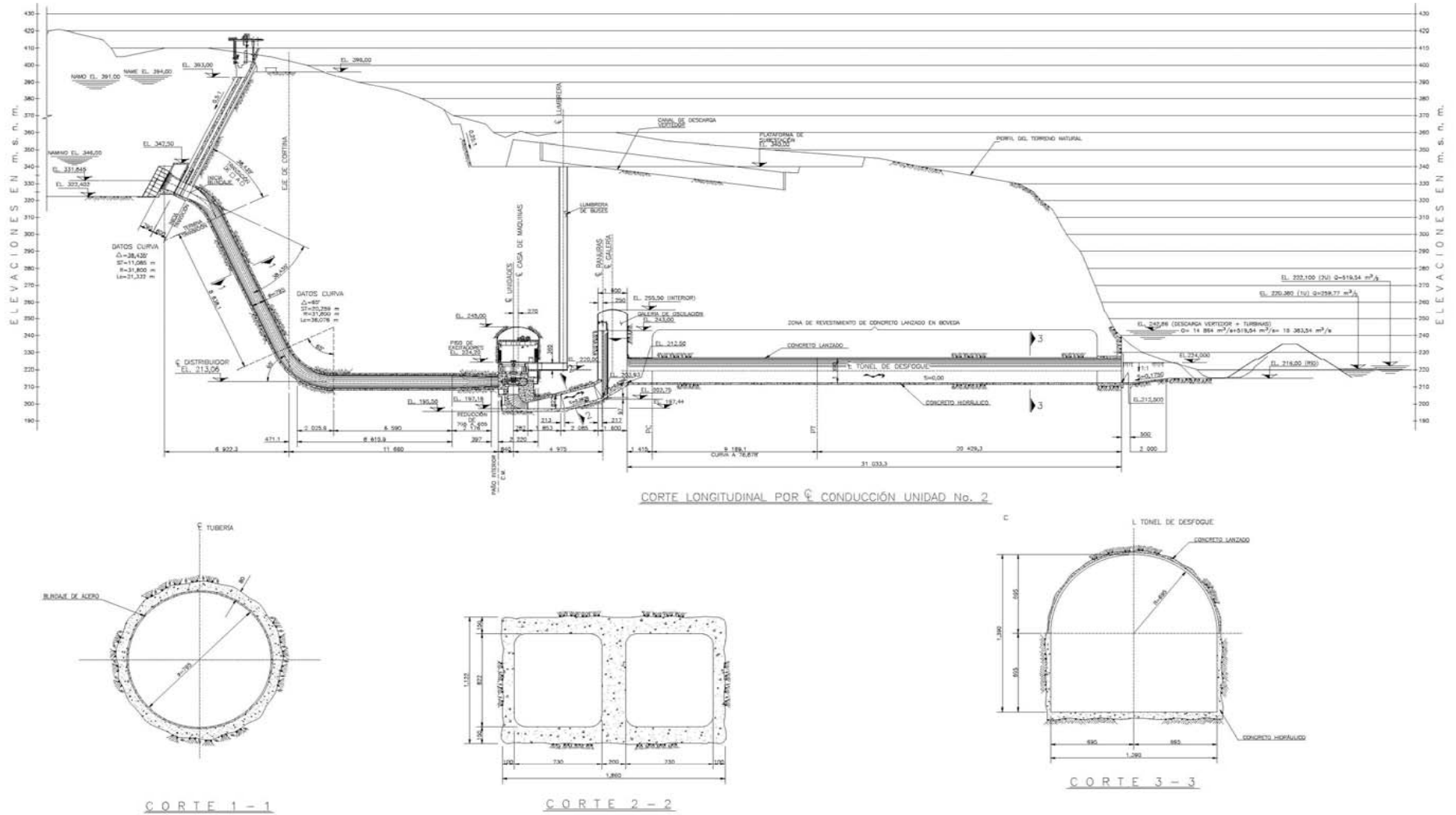


Figura II.11. Obras de Generación – Perfil y Secciones

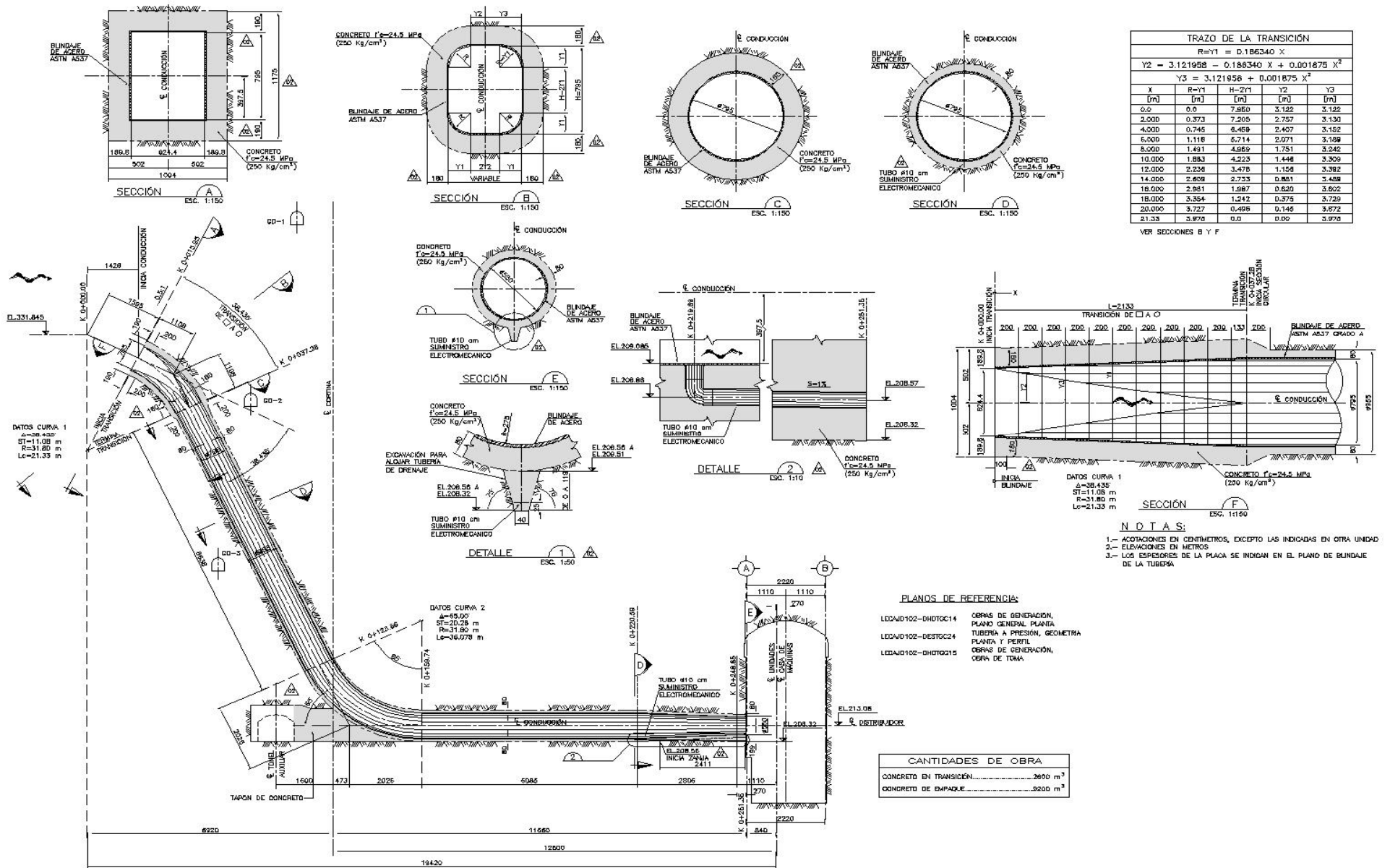


Figura II.12. Obras de Generación – Tuberías a Presión

II.3 DATOS PRINCIPALES

II.3.1 Generales

II.3.1.1 Meteorológicos

Temperatura máxima/mínima (ambiente)	46 / 6,5	°C
Temperatura de diseño máxima/mínima (ambiente)	46 / 6,5	°C
Temperatura de bulbo seco promedio	37	°C
Temperatura de bulbo húmedo promedio	25,2	°C
Temperatura máxima promedio verano (ambiente)	42	°C
Temperatura mínima promedio verano (ambiente)	21,5	°C
Temperatura de bulbo seco verano/invierno	30,2/26,2	°C
Zona climática/Ambiente	Cálida Subhúmeda/Rural	°C
Humedad relativa verano/invierno	36,4 / 48,6	%
Aceleración horizontal del terreno para sismo base de operación	0,2g	Gals
Aceleración horizontal del terreno para sismo máximo creíble	0,3g	Gals
Presión barométrica	98	kPa
Velocidad del viento	110	km/h
Altitud para casa de máquinas	221,05	m
Altitud para subestación	340	m
Temperatura máxima del agua	31,77	°C
Temperatura promedio del agua	27,18	°C
Temperatura mínima del agua	23,83	°C

II.3.1.2 Hidrológicos

Área de la cuenca	54 198	km ²
Escorrentamiento medio anual	3 326,35*10 ⁶	m ³
Escorrentamiento medio mensual	277,20*10 ⁶	m ³
Avenida máxima registrada	7 029,0	m ³ /s
Gasto medio anual	105,48	m ³ /s
Gasto medio aprovechable	100,4	m ³ /s
Periodo de registro	51	años

II.3.1.3 Generación

Factor de planta	0,187	
Generación media anual	1 228,637	GWh
Generación media anual firme	864,386	GWh
Generación media anual secundaria	364,251	GWh
Generación media anual firme (Incremento en la C.H. Aguamilpa Nay.)	69,912	GWh

II.3.1.4 Vaso de almacenamiento

Nivel de diseño (corresponde a la carga de diseño de la turbina)	380,07	m.
Elevación al NAMINO	346,00	m.
Elevación al NAMO	391,00	m.
Elevación al NAME	394,00	m.
Capacidad para azolve (Elev. 319,50 m.)	482,4*10 ⁶	m ³
Capacidad útil para generación (NAMO - NAMINO)	1 316,2*10 ⁶	m ³
Capacidad de control de avenidas (NAME - NAMO)	117,5*10 ⁶	m ³
Área al NAME	3 9,82*10 ⁶	m ²
Área al NAMO	3 8,52*10 ⁶	m ²
Área al NAMINO	2 0,87*10 ⁶	m ²

II.3.2 Desvío

II.3.2.1 Obra de desvío

Tipo	Túnel	
Longitud (túnel 1/ túnel 2)	734.09 / 811.05	m
Gasto máximo de diseño	6481	m ³ /s
Volumen de la avenida	1 930.39* 10 ⁶	m ³
Elevación de entrada (túnel 1/ túnel 2/...)	223 / 227	m
Elevación de salida (túnel 1 / túnel 2/...)	220.50 / 220.50	m
Elevación máxima de descarga	233. 385	m
Velocidad máxima de descarga	14.96	m/s
Periodo de retorno (Tr) para el diseño	50	Años
Cantidad (para el túnel N° 1-para el túnel N° 2)	2 - 1	pza
Dimensiones (ancho x alto)(túnel N° 1 - túnel N° 2)	6 x 14 / 14 x 14	m
Carga hidráulica máxima (túnel N° 1/ túnel N °2)	27 / 38	m
Masa estimada de cada obturador (túnel N° 1/ túnel N° 2)	86 / 220	ton
Mecanismo de izaje (tipo y capacidad) para el cierre provisional		
Elementos de cierre final (en túnel N°2).		
Cantidad	1	pza
Dimensiones (ancho x alto)	7 x 13	m
Carga hidráulica máxima	169.14	m
Masa estimada de la compuerta	160	ton
Mecanismo de izaje para el cierre final (tipo / capacidad).		

II.3.2.2 Ataguía aguas arriba

Elevación de la corona	268.5	m
Ancho de la corona	8.0	m
Longitud de la corona	248.0	m
Volumen	708 532	m ³

II.3.2.3 Ataguía aguas abajo

Elevación de la corona	235,0	m
Ancho de la corona	8,0	m
Longitud de la corona	128,5	m
Volumen	60 444	m ³

II.3.3 Presa

II.3.3.1 Cortina

Tipo	Enrocamiento cara de concreto (CFRD)	
Elevación de la corona	394.5	m
Elevación máxima del parapeto	396.00	m
Elevación máxima de terracerías	393.00	m
Longitud de la corona	550.0	m
Altura total al desplante	186.0	m
Volumen total de terracerías	10 299 696	m ³
Elevación de desplante	210.00	m
Talud aguas arriba	1.4:1	
Talud aguas abajo	1.4:1	
Altura bordo libre	2.00	m

II.3.4 Vertedor

II.3.4.1 Obra de Excedencias

Tipo	Controlado	
Avenida máxima probable	15 915	m ³ /s
Gasto máximo de diseño	14 905	m ³ /s
Gasto unitario máximo de descarga	207.01	m ³ /s/m
Volumen de la avenida de diseño	5 238*10 ⁶	m ³
Periodo de retorno de la avenida de diseño (Tr)	10 000	años
Velocidad máxima en la descarga	46	m/s
Carga sobre la cresta	22	m
Elevación de la cresta	372.00	m
Elevación del umbral compuertas/ aguías	371.597 / 371.95	m
Longitud total de la cresta	72	m
Elementos de cierre	Compuertas radiales	
Cantidad	6	puza
Dimensiones (ancho x alto)	12 x 20.70	m
Relación alto / ancho	1.73	
Carga hidráulica máxima	20.7	m
Masa estimada de cada compuerta	178	ton
Mecanismo de izaje para la compuerta radial	Servomotores	
Elementos de cierre auxiliar (para mantenimiento)	Tablero de agujas	
Cantidad	1	
Dimensiones del tablero completo (ancho x alto)	12 x 22.05	m
Carga hidráulica máxima	22.05	m
Masa estimada del tablero (completo)	144	ton
Mecanismo de izaje (tipo v capacidad) para elementos de cierre auxiliar	Grúa pórtico	

II.3.5 Obra de generación

II.3.5.1 Obra de toma

Tipo	En rampa	
Número de conductos	2	
Dimensiones del vano (ancho. alto)	6.244 x 7.95	m
Elevación del canal de llamada	322.402	m
Dimensiones de las reillas (ancho. alto) por conducto	15.38 x 18.89	M
Elementos de cierre de servicio	Compuerta tipo rodante	
Cantidad	2	puza
Elevación del umbral para abovo de las compuertas de servicio	322.867	m
Dimensiones (ancho x alto)	6.244 x 7.95	m
Carga hidráulica máxima	71.13	m
Masa estimada de cada elemento de servicio	75	ton
Mecanismo de izaje (tipo) para elementos de cierre de servicio	Servomotores	
Elementos de cierre auxiliar (para mantenimiento)	Compuerta tipo rodante	
Cantidad	1	puza
Elevación del umbral de compuertas auxiliares	324.332	m
Dimensiones (ancho x alto)	6.244 x 7.95	m
Carga hidráulica máxima	71.13	m
Masa estimada del elemento auxiliar	75	ton
Mecanismo de izaje (tipo v capacidad) para elementos de cierre auxiliar	Grúa pórtico	

II.3.5.2 Tubería a presión

Tipo	Túnel con blindaje de acero	
Diámetro	7,95	m
Longitud (concreto-acero)	37.28 – 222.49	m
Gasto de diseño	259,77	m ³ /s

II.3.5.3 Casa de Máquinas

Tipo	Subterránea	
Dimensiones (ancho, largo, alto)	22,2 x 97,5 x 49,5	m
Elevación piso de excitadores	224,2	m
Potencia total instalada (generadores)	789,48	MVA
Grúa viajera (cantidad - capacidad)	2 x 350	ton

II.3.5.4 Galería de oscilación

Tipo	Subterránea	
Dimensiones	16 x 66.70	m
Altura máxima	52.75	m
Dimensiones del vano para compuerta (ancho. alto)	7.30x9.74	m
Nivel del agua con vertedor en operación (a gasto de 5 750 m ³ /s) v dos	241.18	M
Elementos de cierre	Compuertas deslizantes	
Cantidad	4	oza
Dimensiones (ancho x alto)	7.30x9.69	m
Carga hidráulica máxima	42.70	m
Masa estimada	60	ton
Mecanismo de izaje (tipo v capacidad) para elementos de cierre	Grúa viajera (75)	Ton

II.3.5.5 Desfogue

Tipo	Túnel sección portal	
Dimensiones (diámetro)	13.90	m
Longitud	310.33	m
Nivel del agua en el río con 1 Unid./ 2Unid. (a gasto dediseño)	220.38 / 222.10	m

II.3.5. 6 Subestación

Tipo	Interior blindada aislada	
Tensión	400	KV
Elevación de la plataforma	340	m
Arrealo	Interrupotor v medio	

II.3.5.7 Líneas de transmisión-subestación

Número de líneas	2	
Longitud hacia la red	18	km
Calibre del conductor	2Cxfase de 1113	ACSR
Tensión	400	kV

II.3.6 Equipamiento Electromecánico

II.3.6.1 Turbinas

Tipo (posición del eje)	Francis (vertical)	
Número de unidades	2	
Velocidad síncrona nominal (preliminar)	150	r.p.m.
Altura de succión	-7.645	m
Caída neta máxima	168.94	m
Caída neta mínima	121.8	m
Caída neta de diseño	156.54	m
Potencia máxima (turbina)	422.56	MW
Potencia mínima (turbina)	249.19	MW
Potencia nominal (en la turbina a carga neta de diseño)	380.33	MW
Gasto de diseño	259.7	m ³ /s
Elevación al CL del distribuidor	213.06	m
Eficiencia considerada a caída mínima (100 % de carga)	93.75	%
Eficiencia considerada a caída de diseño (100% de carga)	95.4	%
Eficiencia considerada a caída máxima (100 % de carga)	94.54	%
Eficiencia media pesada a caída de diseño	95.00	%
Velocidad específica	167.07	kW-m/s
Momento volante mínimo (GD ²)	2 885	t-m ²
Tiempo de apertura del distribuidor	12	S
Tiempo de cierre del distribuidor	6	S
Tiempo efectivo de apertura del regulador	12	S
Tiempo efectivo de cierre del regulador	6	S
Tiempo de inercia incluyendo tubería a presión. carcasa v aspiración	1.20	
Sobre presión a caída neta máxima	28.27	m
Sobre velocidad	34.1	%
Velocidad de desboque	288.66	rpm
Consumo específico	2.57	M ³ /kWh
Capacidad del regulador		
Capacidad de la unidad auxiliar hidráulica	3 000	KVA

II.3.6.2 Generadores

Tipo (posición del eje)	Síncrono (vertical)	
Número de fases	3	
Capacidad nominal	394.74	MVA
Capacidad máxima	438.4	MVA
Corriente nominal	13.4	KA
Conexión	Estrella	
Velocidad nominal	150	r.p.m.
Tensión de generación	17	KV
Número de polos	48	
Factor de potencia	0.95 (atrasado)	
Frecuencia	60	Hz
Tipo de aislamiento	F	
Eficiencia media pesada	98.6	%
Número de unidades		
Constante de inercia (H)	4.51	kW-
Frecuencia natural de vibración del sistema eléctrico	0.747 - 0.8664	Hz
Frecuencia natural de vibración de la tubería a presión-turbina-desfoque	2.18	Hz
Momento volante mínimo del generador (GD ²)	57 700	t-m ²

II.3.6.3 Transformadores de potencia

Tipo	Monofásicos	
Tensión nominal	17/400	KV

CAPÍTULO III

MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CONDUCCIONES A PRESIÓN

III.1 GENERALIDADES

III.1.1 Introducción

El tipo de conducción a presión esta influida por varias condiciones que provienen de los requisitos hidráulicos, la adaptabilidad del lugar, geología y la relación reciproca con los métodos de construcción,

Hidráulicamente al conducir un caudal Q con una carga H utilizando un diámetro pequeño, disminuyen los costos de instalación pero a cambio aumenta la velocidad del flujo, lo que ocasiona mayores pérdidas de carga, h_f , en la tubería. Lo que representa perdidas en la generación. Por el contrario si se utiliza un diámetro más grande para la conducción, los costos de instalación aumentan mientras que las pérdidas de carga disminuyen.

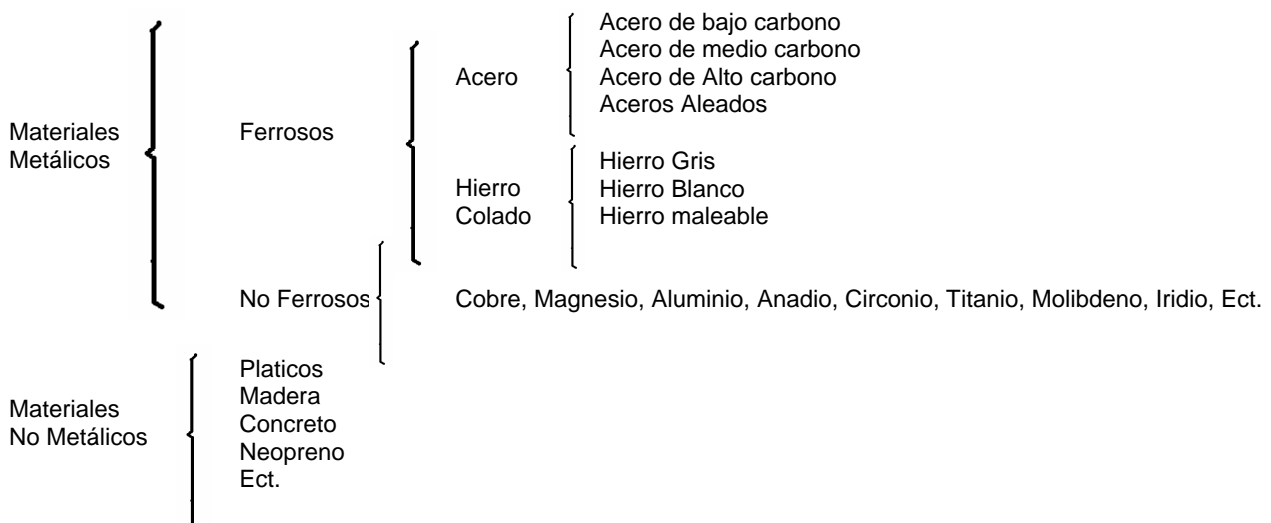
Adaptabilidad de lugar, si la topografía es uniforme es recomendable proyectar una conducción superficial o enterrada, pero si la topografía es muy escarpada y el diámetro lo permite es recomendable realizar un túnel de conducción.

Geológicamente el trazo de la conducción ya se superficial o en túnel tiene su importancia debido a que un mal trazo puede representar riesgos mayores

Es claro que para que una conducción sea económica y segura es importante tomar en cuenta toda la información disponible.

III.1.2 Materiales

La amplia gama de materiales utilizados se resumen a continuación:



III.1.3 Tipos de conducciones a presión

a) Conducciones Superficiales, se dividen en tres grupos:

- Exteriores (tubería libre)
- Enterradas
- Embebidas en concreto

b) Conducciones en túnel, se dividen en tres grupos

- Sin revestir
- Revestidos con concreto reforzado
- Revestidos con concreto y blindaje metálico

Para las conducciones a presión en tubería libre ya sea superficial, enterrada o embebida en concreto, los procedimientos para calcular el espesor, es diferente debido a las cargas.

En una tubería enterrada se deberán de revisar los esfuerzos provocados por la deflexión vertical y el pandeo local ocasionado por las cargas externas, peso del suelo, carga de vehículos, sismo y presión interna, las originadas por el fenómeno transitorio (golpe de ariete).

En una tubería superficial, se deberá de revisar los esfuerzos que coaccionados por las diferentes condiciones de carga que puedan presentarse, presión interna, golpe de ariete, carga viva, carga muerta, cambio de temperatura, sismo o viento.

Para una tubería embebida en concreto, se considera la presión interna, golpe de ariete, carga muerta, sismo.

Para las conducciones en túnel sin revestir pueden utilizarse exitosamente en diversos entornos geológicos siempre y cuando mecánicamente no tengan ningún problema tanto de estabilidad como de filtraciones.

Los túneles revestidos son utilizados cuando los entornos geológicos son de baja calidad, y de grandes filtraciones.

En túneles donde existen presiones excesivas es recomendable que se utilice un revestimiento metálico que debe soportar las presiones internas de operación y a la vez resistir el pandeo durante el vaciado para inspecciones.

III.2 TUBERÍA SUPERFICIAL Y ENTERRADA

III.2.1 INTRODUCCION

En este inciso se describe el procedimiento para calcular el espesor de pared requerido para una tubería sujeta a presión a si como las revisiones de dicho espesor, considerando las diferentes condiciones a las que estará sujeta la tubería. También se analizan las fuerzas básicas para el diseño de los diferentes tipos de soportes utilizados para una tubería superficial. Tales como atraques de concreto, juntas de expansión y los esfuerzos en conexiones.

III.2.2 Determinación del espesor por presión interna.

El procedimiento para determinar el espesor de la tubería, independientemente de su instalación, sea enterrada o superficial. Se calcula utilizando las siguientes expresiones, Cabe mencionar que la tubería embebida en concreto tiene otras consideraciones por lo que se describirá en la sección III.3.

III.2.2.1. Determinación del espesor por Presión interna

El espesor de pared de la tubería por requerimiento de presión interna se calcula como:

$$td = t + tc \quad (III.2.1)$$

$$t = \frac{P \cdot d}{2 \cdot s} \quad (III.2.2)$$

Donde:

td	es el espesor de diseño en milímetros
t	es el espesor calculado en milímetros
tc	es el espesor considerado por corrosión
P	es la presión de diseño en MPa
d	es el diámetro interior de la tubería en milímetros
$s = k \cdot fy$	es el esfuerzo permisible del material MPa
fy	es el esfuerzo de fluencia permisible del material MPa
k	es el factor de diseño (0.5 condición normal y 0.75 condición de transitorios)

III.2.2.2. Determinación del espesor por efectos transitorios

Para la determinación del espesor requerido para resistir el fenómeno transitorio (golpe de ariete) se empleara la expresión III.2, sustituyendo P por la presión total máxima adquirida durante el efecto transitorio.

Como el valor de esta sobre presión alcanza valores negativos y positivos pudiera suceder que la suma con el valor negativo resultara un valor menor a la presión atmosférica en cuyo caso se deberá de revisar el espesor por colapso y se empleara la expresión III.2.2.4.

III.2.2.3. Espesor mínimo por manejo:

De acuerdo al Manual A.W.W.A (American Water Works Association), los espesores mínimos para manejo son los siguientes:

a) para diámetros menores a 1370.00 mm.

$$t_m = \frac{dn}{288} \quad (\text{III.2.3})$$

a) para diámetros mayores a 1370.00 mm.

$$t_m = \frac{dn + 510}{400} \quad (\text{III.2.4})$$

Donde:

dn es el diámetro nominal de la tubería (mm.)

t_m es el espesor mínimo por manejo (mm)

Se optará por el espesor que resulte mayor de las expresiones anteriores.

III.2.2.4 Presión por colapso atmosférico:

Para determinar la presión externa de colapso, originada al actuar la presión atmosférica y generar un vacío en el interior del tubo, se calculará con la siguiente expresión:

$$P_c = \frac{2 \cdot E}{1 - \mu^2} \left(\frac{t}{dm} \right)^3 \quad (\text{III.2.5})$$

Donde:

P_c es la presión de colapso, en Mpa

E el módulo de elasticidad del acero en MPa

μ es la relación de Poisson del acero

t el espesor de pared de la tubería en (mm)

dm es el diámetro medio de la tubería en (mm)

Se han desarrollado ecuaciones empíricas para evaluar la presión de colapso las cuales consideran las tolerancias de fabricación referentes a espesores y redondez. La siguiente ecuación fue establecida por Stewart

$$P_c = 347112 \left(\frac{t}{dm} \right)^3 \quad (\text{III.2.6})$$

Esta fórmula se aplica cuando d/t es mayor de 45 y P_e es menor de 3.92 MPa, también cuando el acero tiene un esfuerzo de fluencia de al menos de 186 MPa y la longitud entre elementos rigidizantes es de 6 diámetros o más.

III.2.2.5 Esfuerzos permisibles:

Con relación a la presión interna, cabe señalar que una buena práctica consiste en limitar el esfuerzo actuante a un 50 % del esfuerzo de fluencia (f_y), bajo la presión máxima de diseño. El esfuerzo que produce el golpe de ariete más la presión interna no debe rebasar el 75 % del esfuerzo de fluencia.

III.2.3 TUBERÍA ENTERRADA.

Los esfuerzos predominantes en una tubería son de dos tipos: de membrana y de flexión. Los esfuerzos de membrana se refieren a las fuerzas internas resultantes que están alojadas en la superficie media del cascarón, mientras los esfuerzos de flexión se deben al peso de la tubería y fluido. En las tuberías enterradas los esfuerzos de flexión son mínimos debido al soporte continuo del suelo.

Las tuberías que operan bajo la acción de presión interna y carga externa, se deberán diseñar con la combinación más desfavorable que se pueda presentar.

Estas pueden alcanzar presiones exteriores máximas cuando la presión Interna es mínima. A continuación se describen las expresiones para evaluar la deflexión vertical (pandeo), así como la carga total y sus respectivos límites de aceptación.

III.2.3.1 Determinación de la deflexión vertical

La deflexión vertical provocada por el relleno en una tubería enterrada, se calculará por medio de la siguiente expresión.

$$\Delta c = \frac{D_1 \cdot K \cdot Wc \cdot r^3}{E \cdot I + 0.061 \cdot E' \cdot r^3} \quad (\text{III.2.7})$$

Donde:

Δc	Es la deflexión de la tubería (mm)
D_1	Es el factor de retardo puede tomarse un valor comprendido entre 1.25 y 1.50
K	Es la constante de apoyo, se recomienda un valor de 0.1
Wc	Es la carga por unidad de longitud de la tubería (N/mm)
r	Es el radio del tubo (mm)
E	Es el Módulo de elasticidad del material de la tubería (MPa)
E'	Es el Módulo de reacción del suelo (MPa)

$$I = \frac{t^3 \cdot b}{12} \quad \text{Es el momento de inercia de la pared del tubo (mm}^4\text{)}$$

El valor obtenido, se compara con la deflexión permisible.

La deflexión permisible de la tubería es del 5% del diámetro para evitar el colapso de la misma (el cual ocurre cuando se tiene un pandeo del 10 al 20%)

III.2.4 TUBERÍA EXTERIOR.

Para una tubería superficial, se revisaran los esfuerzos que coaccionados por diferentes condiciones de carga que puedan presentarse como son: golpe de ariete, carga viva, carga muerta, cambio de temperatura, sismo o viento. En este inciso se analizan las fuerzas básicas para el diseño de los diferentes tipos de soportes utilizados para una tubería superficial. Tales como atraques de concreto, juntas de expansión y los esfuerzos en conexiones.

III.2.4.1 Cálculo de esfuerzos

III.2.4.1.1 Peso propio, Agua y accesorios

Para determinar los esfuerzos, se debe considerar a la tubería como una viga simplemente apoyada. El esfuerzo debido al peso propio del tubo y del agua se obtiene empelado la expresión (III.2.7) para una carga uniformemente distribuida, siendo el momento máximo al centro del claro:

$$S_b = \frac{WL^2}{8S} \quad (\text{III.2.8})$$

Donde:

W	Es la (masa del tubo+masa del agua+carga viva)x (g) (considerar como mínimo una masa viva de 0.05 N/mm)(N/mm)
L	Es la separación entre apoyos (mm)
S	Es el módulo de sección de la tubería (en mm ³)
S_b	Es el esfuerzo actuante (MPa)

El esfuerzo ocasionado por los accesorios (válvulas), se calcula empleando la expresión (III.2.9) considerando una viga simplemente apoyada con una carga concentrada, por lo que se recomienda reducir la separación entre apoyos donde se va a situar la válvula.

$$S_b = \frac{Pab}{LS} \quad (\text{III.2.9})$$

Donde:

P	Es la masa de la válvula más masa de las bridas (N)
a, b	Es la distancia de la válvula a los apoyos adyacentes (mm)
L	Es la separación entre apoyos (mm)
S	Es el módulo de sección de la tubería (mm ³)

El esfuerzo total en el tramo donde se ubiquen válvulas o accesorios, será la suma del esfuerzo provocado por la masa del tubo y del agua más el esfuerzo de la masa del accesorio.

El esfuerzo y la flecha en la tubería están en función directa de la separación entre apoyos. La separación práctica en la tubería de acero está limitada más por la flecha permisible ($L/360$) que por el esfuerzo permisible del material (ver sección III.2.5.2)

III.2.4.1.2 Temperatura

Debido a los cambios de temperatura, se presentan esfuerzos longitudinales en la tubería que son transferidos a los puntos de apoyo que restringen el movimiento axial. Los esfuerzos se calculan

cuando la temperatura adquiere tanto su valor máximo (expansión) como su valor mínimo (contracción). Este esfuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$S_{LT} = E \alpha (T_2 - T_1) \quad (\text{III.2.10})$$

Donde:

S_{LT}	Es el esfuerzo longitudinal por gradiente de temperatura (MPa)
E	Es el módulo de elasticidad del acero (MPa)
α	Es el coeficiente de expansión térmico unitario por °K (11.7×10^{-6})
T_2	Es la temperatura máxima o mínima de operación (°K)
T_1	Es la temperatura promedio del lugar (°K)

Para el cálculo de esfuerzo longitudinal en operación, se recomienda como mínimo, tomar un gradiente de temperatura ($T_2 - T_1$) de 20 °K. Se recomienda también efectuar un análisis considerando la tubería vacía durante el proceso de construcción, resultando ésta situación más crítica que cuando la tubería conduce agua.

III.2.4.1.3 Presión

El esfuerzo longitudinal ocasionado por la presión interna entre dos apoyos que restringen el movimiento axial es igual a:

$$S_L = \mu \frac{P_i d_e}{2t} \quad (\text{III.2.11})$$

Donde:

S_L	Es el esfuerzo longitudinal en por presión interna (MPa)
μ	Es el coeficiente de Poisson para el acero (0.3)
P_i	Es la presión interna en (MPa)
d_e	Es el diámetro exterior de la tubería en (mm)
t	Es el espesor de la tubería en (mm)

III.2.4.1.4 Sismo

El efecto del sismo se evalúa tomando en cuenta la carga w por el coeficiente sísmico, aplicada a la tubería, considerándola como una viga simplemente apoyada en dirección horizontal, obteniendo los esfuerzos mediante la fórmula:

$$S_{bs} = \frac{W L^2}{8S} \quad (\text{III.2.12})$$

Donde:

S_{bs}	Es el esfuerzo flexionante por sismo (MPa)
W	Es la carga horizontal uniforme provocada por el sismo (N/mm)
L	Es la separación entre apoyos (mm)
S	Es el módulo de sección de la tubería (mm^3)

III.2.4.1.5 Viento

La carga uniforme obtenida mediante las expresiones para viento, se aplica en dirección transversal de la tubería, considerándola como una viga simplemente apoyada en dirección horizontal, los esfuerzos máximos se calculan por medio de la expresión siguiente:

$$S_{bv} = \frac{W_v L^2}{8S} \quad (\text{III.2.13})$$

Donde:

S_{bv}	Es el esfuerzo máximo flexionante debido a viento (MPa)
W_v	Es la carga provocada por el viento (N/mm)
L	Es la separación entre apoyos (mm)
S	Es el módulo de sección de la tubería (mm ³)

III.2.4.2 Combinación de esfuerzos

Para el cálculo de los esfuerzos actuantes deberán realizarse las siguientes combinaciones de carga:

- Masa de la tubería, más masa del agua y accesorios, más carga viva, más presión interna.
- Masa de la tubería, más masa del agua y accesorios, más carga viva, más presión interna, más cargas accidentales (sismo o viento).
- Masa de la tubería, más masa del agua y accesorios, más carga viva, más presión interna, más carga por variación de temperatura, más cargas accidentales (sismo o viento).

III.2.4.3 determinación de esfuerzos permisibles

En la determinación de los esfuerzos permisibles en la tubería, se observarán las recomendaciones indicadas en (III.2.2.5), así como lo establecido por la A.P.I, para las combinaciones de carga siguientes:

- Para la combinación de cargas indicadas en (III.2.4.2.a) el esfuerzo en la tubería no deberá rebasar el valor de 62.5% del punto de fluencia mínimo especificado del material.
- Para la combinación de cargas indicadas en (III.2.4.2.b) el esfuerzo en la tubería no deberá rebasar el 80% del punto de fluencia mínimo especificado del material.
- Para la combinación de cargas indicadas en (III.2.4.2.c) el esfuerzo en la tubería no deberá rebasar el 100% del punto de fluencia mínimo especificado del material.

III.2.5 SOPORTERIA

Las tuberías podrán apoyarse de varias maneras, dependiendo del diámetro de la tubería, de las condiciones topográficas y de operación, así mismo, los soportes deberán diseñarse para resistir las fuerzas provocadas, por efecto de la variación de temperatura, fuerzas sísmicas, masa propia, viento o por una combinación de ellas.

III.2.5.1 Tipos de soportes

El tipo de soporte seleccionado, esta en función de las condiciones técnicas, económicas o de instalación. Los soportes podrán ser fijos o móviles, o una combinación de ambos según se requiera. Los apoyos fijos usualmente se denominan atraques y a los apoyos móviles se conocen como silletas.

III.2.5.2 Claro entre soportes

La longitud máxima entre apoyos está en función de la flecha máxima permisible por flexión que pueda presentarse en la tubería. La deformación en cualquier punto, depende de la longitud del claro, de las condiciones de apoyo, de las diferentes condiciones de cargas verticales y de la rigidez de la tubería.

Debido a la gran variedad de condiciones y combinaciones de carga que pueden existir, para la determinación de la flecha podrán utilizarse expresiones para claros simplemente apoyados.

El comportamiento adecuado de un sistema sujeto a diferentes condiciones de carga, se puede lograr mediante el control de sus deformaciones, para lo cual se tomará un valor permisible de $L/360$, siendo éste de uso común para estructuras de acero, las cuales se pueden dañar con deformaciones mayores.

III.2.5.2.1 Cálculo de la flecha

La flecha máxima deberá ser calculada en función de las condiciones de apoyo de la tubería y las cargas a que este sometida. En el caso de tubería simplemente apoyada con carga uniforme la flecha al centro del claro puede calcularse con:

$$Y = \frac{5WL^4}{384EI} \quad (\text{III.2.14})$$

Donde:

Y	Es la flecha máxima al centro del claro (mm)
W	Es la carga o masa uniforme por unidad de longitud (N/mm)
L	Es la distancia entre apoyos (mm)
E	Es el módulo de elasticidad del material (MPa)
I	Es el momento de inercia de la sección transversal de la tubería (mm)

Para el cálculo de la flecha de una tubería con extremos restringidos y carga uniforme, el valor obtenido en la ecuación (III.2.14) deberá multiplicarse por un factor de 0.2 y cuando la tubería se encuentre simplemente apoyada con claros iguales se utilizará un factor de 0.6. Si las condiciones de la tubería difieren de las mencionadas, la flecha se calcula usando expresiones que impliquen las condiciones reales.

III.2.5.2.2 Pendiente mínima

El perfil de la tubería deberá tener una pendiente mínima, con el fin de que drene libremente, evitando la generación de bolsas de aire, esto es, cada soporte tendrá una elevación diferente que la anterior, la cual depende de la flecha al centro del claro entre ellos; un valor práctico recomendado es la siguiente:

$$N = \frac{4Y}{L} \quad (\text{III.2.15})$$

Donde:

- N Es la pendiente (adimensional)
 L Es la distancia entre apoyos (mm)
 Y Es la flecha calculada en (mm, según fórmula III.2.14)

III.2.5.3 Silletas

La soportaría a base de silletas, consiste generalmente en una base de concreto cimentado con una zapata; la tubería se apoya directamente en la parte superior de la silleta, la cual debe tener un área cóncava. El espacio anular entre esta área y la tubería, debe rellenarse con un material blando para proporcionar una superficie de contacto suave y uniforme. Se recomienda que el ángulo de la superficie de contacto sea de 1.57 rad a 2.09 rad (90° a 120°). En los puntos donde se traten de evitar los desplazamientos laterales, la tubería llevará una abrazadera que estará anclada en la silleta de concreto por medio de pernos. Este tipo de soporte puede ser instalado en forma continua, uniformizando la separación de ellos; de tal manera que las deformaciones entre apoyos sean menores que las flechas permisibles.

III.2.5.4 Tubería sin anillos rigidizantes

Para la condición de tuberías apoyadas sobre silletas, la mayor concentración de esfuerzos está localizada en la zona adyacente a la silleta. Cuando dichos esfuerzos se encuentran dentro de los permisibles, la tubería podrá apoyarse directamente sobre la silletas sin la utilización de anillo rigidizante, procurando que el ángulo de la superficie de contacto sea entre 1.57 rad y 2.09 rad (90° y 120°). Si se trata de tuberías de solución es aumentar el espesor, resultando una mayor rigidez. El aumento en el espesor puede ser en la longitud total de la tubería o únicamente una longitud igual a dos diámetros más el ancho de la silleta, verificando que fuera de esta zona de cambio de espesor los esfuerzos estén dentro de la tolerancia. En el caso diámetros mayores a 0.914 m la solución más económica es utilizar anillos rigidizantes.

El esfuerzo total de la tubería en la zona del apoyo, se calcula de la siguiente manera:

$$S_t = S_b + S_L \quad (\text{III.2.16})$$

$$S_b = S_f + \mu S_p \quad (\text{III.2.17})$$

$$S_f = \frac{W_T L^2}{12 S} \quad (\text{III.2.18})$$

$$S_p = \frac{P d_e}{2t} \quad (\text{III.2.19})$$

$$S_A = \left[\frac{KF}{t^2} \right] \ln \left(\frac{r}{t} \right) \quad (\text{III.2.20})$$

Donde:

- S_t Es el esfuerzo total en la zona del apoyo (MPa)
 S_b Es el esfuerzo de flexión total en el apoyo cuando el movimiento axial está restringido, para tuberías no restringidas el término μS_p es igual a cero (MPa)
 S_f Es el esfuerzo en los apoyos debido a flexión, considerando la tubería como una viga continua (MPa)

S_p	Es el esfuerzo circunferencial (MPa)
P	Es la presión interna (MPa)
d_e	Es el diámetro exterior (mm)
μ	Es el módulo de Poisson (0.3)
W	Es la masa del tubo más masa el agua por unidad de longitud (N/mm)
L	Es la separación entre apoyos (mm)
S	Es el módulo de sección de la tubería (mm ³)
S_A	Es el esfuerzo local en la tubería debido a la reacción en el apoyo (MPa)
F	Es la reacción total en el apoyo (N)
r	Es el radio del tubo (mm)
t	Es el espesor del tubo (mm)
K	Es el factor de transferencia $\left[0.02 - 0.00688 \left(\beta - \left(\pi / 2\right)\right)\right]$, donde β es el ángulo de apoyo en rad

El máximo esfuerzo de la tubería en la zona del apoyo deberá ser menor que el permisible indicado en el (III.2.4.3)

El efecto de otro tipo de cargas tales como; cargas vivas, fuerzas producidas por viento, así como los efectos sísmicos, deberán sumarse al esfuerzo en la zona del apoyo. Utilizando para el cálculo la ecuación (III.2.18), donde W es igual a la carga uniforme.

III.2.5.5 Tubería con anillos rigidizantes

Cuando se presenten esfuerzos en la tubería en la zona del apoyo que excedan a los permisibles, una solución será incrementar el espesor en la tubería en dicha zona, o utilizar anillos rigidizantes. Cuando se tengan tuberías de gran diámetro ($d > 0.914$ m), se recomienda utilizar anillos rigidizantes en los apoyos.

III.1.5.5.1 Esfuerzos en la tubería en la zona del anillo

Los esfuerzos máximos radiales, combinados en el tubo en la zona del anillo rigidizante, están dados por:

$$S_r = \left(\frac{d_e}{2 \times 10^6} \right) (w) + qh \quad (\text{III.2.21})$$

Donde

S_r	Es el esfuerzo máximo combinado en la pared de la tubería (MPa)
W	Es el peso de la pared de la tubería por unidad de área (Pa)
q	Es la masa específica del agua (N/m ³)
h	Es la columna de agua sobre el lomo inferior de la tubería (m.c.a)
d	Es el diámetro exterior de la tubería (mm)
t	Es el espesor de pared de la tubería (mm)

El esfuerzo máximo longitudinal en el tubo en la zona del anillo está dado por:

$$S_{LM} = \left(\frac{L^2}{6t} \right) \left(\frac{2W}{d} + \frac{q}{1,960} \right) \quad (\text{III.2.22})$$

Donde:

S_{LM}	Es el esfuerzo máximo longitudinal (MPa)
----------	--

L Es la longitud del claro centro a centro entre soportes (m)

El esfuerzo radial flexionante máximo, en el tubo en la zona del anillo debido a presión interna, esta dado por:

$$S_{bo} = \frac{1.82(A_r - C^1 t)}{A_r + 1.56t\sqrt{r_m t}} \left(\frac{P_i \cdot r_m}{t} \right) \quad (\text{III.2.23})$$

Donde

S_{bo} Es el esfuerzo radial flexionante máximo (MPa)
 A_r Es el área transversal del anillo (mm²)
 C^1 Es el ancho de contacto del anillo rectangular de la sección transversal (mm)
 P_i Es la presión interior de la tubería (MPa)
 r_m Es el radio medio de la tubería (mm)

Esta ecuación se obtiene suponiendo que el anillo proporciona mayor rigidez al integrarlo con la tubería, siendo la carga en la periferia simétrica. Como en realidad la carga no es simétrica, debido al contenido de agua, una aproximación del valor máximo de S_{bo} se obtiene sustituyendo el valor de S_r en la ecuación (III.2.23) en lugar de $\left(\frac{P_i \cdot r_m}{t} \right)$.

El esfuerzo longitudinal total (S_T) combinado en la pared del tubo está dado por:

$$S_T = S_{LM} + S_{bo} \quad (\text{III.2.24})$$

El valor obtenido de la expresión (III.2.21) deberá ser menor que el permisible indicado en la sección III.2.4.3.

III.2.5.5.2 Esfuerzos en el anillo rigidizante

El máximo valor del esfuerzo flexionante en el anillo ocurre cuando $a=0.04R$, donde a es la excentricidad de la reacción desde el eje centroidal del anillo rigidizante. Cuando esto se cumple, el máximo momento flexionante M en la viga está dado por:

$$M = 0.01 Q \quad (\text{III.2.25})$$

Donde:

M Es el momento flexionante en sección del anillo (N-mm)
 Q Es la fuerza total de la tubería transmitida al anillo (N)

El esfuerzo máximo flexionante se calcula por medio de la siguiente expresión:

$$S_1 = \frac{M}{I} \quad (\text{III.2.26})$$

Donde:

S_1 Es el esfuerzo máximo flexionante (MPa)
 M Es el momento flexionante (N-mm)

y Es la distancia del eje neutro a la fibra extrema del anillo (mm)

I Es el momento de inercia de la sección considerara como refuerzo (mm^4)

El esfuerzo máximo del anillo S_2 , debido a la fuerza cortante está dado por:

$$S_2 = \frac{Q}{4 A_r} \quad (\text{III.2.27})$$

Donde:

S_2 Es el esfuerzo cortante máximo en el anillo (MPa)

Q Es la fuerza total de la tubería transmitida al anillo (N)

A_r Es el área transversal del anillo (mm^2)

El esfuerzo en el anillo debido a la fuerza radial está dado por:

$$S_3 = \left(\frac{P r_m}{A_r} \right) \left[\left(C^1 + 1.56 \sqrt{r_m t} \right) \frac{A_r - C^1 t}{A_r + 1.56 t \sqrt{r_m t}} \right] \quad (\text{III.2.28})$$

Donde:

S_3 Es el esfuerzo en el anillo debido a la fuerza radial (MPa)

Los términos están definidos en las expresiones anteriores.

Todos estos esfuerzos son combinados en la dirección horizontal, el esfuerzo total máximo f en el anillo rigidizante está dado por:

$$S_T = S_1 + S_2 S_3 \quad (\text{III.2.29})$$

El esfuerzo en el anillo rigidizante o en la tubería, considerando que el anillo es del mismo material del tubo, debe ser menor que el indicado en la sección III.2.4.3.

Si los extremos de la tubería están empotrados o fijos, los esfuerzos longitudinales ocasionados por cambios de temperatura deben ser sumados a S_L en la ecuación (III.2.22). Sin embargo, cuando se utilicen placas de deslizamiento en los apoyos, el esfuerzo por temperatura será prácticamente nulo.

III.2.6 ATRAQUES.

En las líneas de conducción se presentan cambios de dirección, si la línea es aérea y utiliza juntas de expansión, se requerirá utilizar atraques para resistir las fuerzas que se generan en los cambios de dirección horizontales como verticales, así mismo, en los cruces con barrancas donde puede existir una pendiente muy pronunciada.

Estos puntos se modelan como empotres, restringiendo todos sus posibles movimientos con atraques que absorban las fuerzas axiales que produzcan la tubería en operación ver siguiente fotografía.



Fotografía III.2.1 Tubería Superficial donde se muestran a traques y silletas.

Para lograr que el atraque contribuya a contrarrestar las fuerzas que produce la tubería, será necesario anclarla.

Para conseguir la mayor resistencia del atraque al volteo y disminuir el tamaño del bloque, pueden instalarse anclas al terreno, siempre y cuando las condiciones de éste lo permitan.

Los anclajes se deberán diseñar para soportar todas las fuerzas, tanto verticales como horizontales, que se presenten. Deberá considerarse un factor de seguridad al volteo y deslizamiento no menor de 2.0.

Se hará un análisis considerando las condiciones y combinaciones de carga que sean más favorables, incluyendo en éste la acción de accesorios tales como válvulas de desfogue, juntas de expansión, etc.

III.2.6.1 Fuerza por cambio de dirección

Cuando debe diseñarse un atraque en los puntos donde se tenga un tapón o una "T", la fuerza que se presenta por presión hidrostática se calcula de la siguiente manera:

$$F_T = P_i A \quad (\text{III.2.30})$$

Donde:

F_r Es la fuerza debida a la tapa o una "T" (N)

P_i Es la presión interna máxima (Pa)

A Es el área de la sección transversal de la tubería, en caso de ser una "T", el área corresponde a la sección transversal del ramal (m^2)

Cuando el atraque se coloque en un cambio de dirección, la fuerza resultante se obtiene:

$$F_T = (2 A P_i) \text{sen} \left(\frac{\Delta}{2} \right) \quad (\text{III.2.31})$$

Donde:

Δ Es el ángulo de deflexión del codo (rad).

Una solución para el diseño del atraque en el cambio de dirección en tubería aérea horizontal es considerar la tubería ahogada en el atraque de concreto, otra solución podría ser anclar la tubería al bloque de concreto a través de anillos rigidizantes. La elevación del tipo de atraque dependerá de cada caso en particular.

III.2.6.2 Fuerza en pendiente

En este caso se considera la fuerza hidráulica originada por el cambio de dirección (fórmula III.2.31) más el debido al empuje por la pendiente.

El empuje ejercido en el atraque aguas arriba se calcula de acuerdo con la siguiente expresión:

$$E_1 = q_1 L_1 \text{sen } \alpha_1 \quad (\text{III.2.32})$$

Y el empuje aguas abajo se calcula con la siguiente fórmula:

$$E_2 = q_2 L_2 \text{sen } \alpha_2 \quad (\text{III.2.33})$$

Donde:

E_1	Es la componente del peso en la dirección paralela a la línea aguas arriba (N)
E_2	Es la componente del peso en la dirección paralela a la línea aguas abajo (N)
q_1 y q_2	Es la masa de la tubería por metro de longitud, aguas arriba y aguas abajo, respectivamente (N)
L_1 y L_2	Es la longitud entre el atraque y la junta de expansión (m)
α_1 y α_2	Es el ángulo de inclinación de la línea, aguas arriba y aguas abajo (rad)

Para el diseño del atraque, se considera la suma de las fuerzas de las secciones III.2.6.1 y III.2.6.2.

Para el diseño de atraque en tuberías inclinadas, existen varias soluciones, entre las cuales se puede considerar la tubería anclada al bloque de concreto a través de anillos rigidizantes, y de ser necesario se instalaran, anclas al terreno con el propósito de disminuir el volumen de concreto.

III.2.6.3 Cambio de Sección

En tuberías donde se necesite un cambio de sección, se genera una fuerza por presión hidrostática radial, la cual se determina de la siguiente forma:

$$F_r = P_i (A_1^2 - A_2^2) \quad (\text{III.2.34})$$

Donde:

A_1 y A_2	Es el área de la tubería antes y después de la reducción respectivamente (m)
---------------	--

III.2.7 JUNTAS DE EXPANSION.

Las juntas de expansión se emplean en tramos rectos de tubería superficial para absorber los desplazamientos por temperatura. Las juntas permiten suficiente movimiento de expansión y contracción.

En líneas de conducción instaladas en terrenos, planos, las juntas de expansión deben colocarse en medio de dos atraques. En terrenos inclinados, las juntas normalmente se colocarán cercanas

al atraque, del lado cuesta abajo. La localización y espaciado de las juntas de expansión se debe determinar en función de los requerimientos y del perfil topográfico. En puentes, la localización de las juntas de expansión deberá ser acorde con la ubicación de las juntas de expansión de la estructura del puente. Normalmente se instalan juntas de expansión del tipo de caja empaque, la cual consiste en anillos de hule instalados en medio de camisas, permitiendo un cierto movimiento permitido debe ser establecido dependiendo de la longitud del tubo y el gradiente de temperatura del lugar, de acuerdo a la siguiente expresión.

$$\Delta L = (1.17 \times 10^{-5}) L (\Delta t) \quad (\text{III.2.35})$$

Donde:

1.17×10^{-5}	Es el coeficiente de expansión para tubería de acero por cada °K
ΔL	Es el incremento o decremento de la longitud (m)
L	Es la longitud de tubería analizada (m)
Δt	Es el gradiente de temperatura (°K)

Para el análisis de deformación por efecto de la temperatura en operación se recomienda que como mínimo se tome un gradiente de temperatura de 20 °K. También se recomienda que se efectúe un análisis considerando la tubería vacía en el proceso de construcción, ya que ésta situación es más crítica que cuando la tubería conduce agua.

III.2.8 REFUERZO EN CONEXIONES.

Los ramales son necesarios para dividir el flujo de una tubería. No tienen la misma resistencia a la presión interna que tiene un tramo recto del mismo diámetro y espesor. Lo anterior se debe a que se remueve una porción de pared para dar lugar a la conexión.

En la mayoría de las tuberías de conducción de agua, el espesor que se utiliza es mayor que el requerido por presión interna. Cuando se tenga un ramal se verificara si éste requiere refuerzo y de que tipo.

Los ramales pueden reforzarse de varias maneras para resistir la presión interna. Los refuerzos típicos son las solapas, envoltentes y placas. El esfuerzo de diseño en el refuerzo no debe exceder al esfuerzo circunferencial actuante en la tubería principal.

El tipo de refuerzo puede determinarse por la magnitud del valor de la relación presión – diámetro (VPD) y la relación del diámetro del ramal al diámetro del cabezal (d/D). El VPD se calcula como:

$$VPD = \frac{P d_e^2}{D_e \text{sen} \alpha^2 \Delta} \quad (\text{III.2.36})$$

Donde:

P	Es la presión de diseño (MPa)
d	Es el diámetro exterior del ramal (mm)
D_e	Es el diámetro exterior del cabezal (mm)
Δ	Es el ángulo de deflexión del ramal (rad)

Para VPD mayores de 1,050, el refuerzo debe consistir de una placa.

Para VPD menores de 1,050, el refuerzo debe ser una solapa o una envoltente, dependiendo de la relación d_e/D_e .

Para una relación d_e/D_e mayor de 0.7, se debe utilizar una envolvente, y para una relación menor de 0.7 una solapa o una envolvente.

La relación d_e/D_e no toma en cuenta el ángulo del ramal como en la determinación del VPD, ya que el factor determinante es la dimensión circunferencial. La sección transversal de acero removida en el cabezal se reemplaza en forma de solapa o envolvente.

El área de refuerzo requerida A_4 bajo presión interna es igual a:

$$A_4 = A_3 - A_2 - A_1 = 2wT \quad (\text{III.2.37})$$

Siendo:

$$A_3 = M T_r (d_e - 2t_y) / \text{sen } \Delta \quad (\text{III.2.38})$$

$$A_2 = (d_e - 2t_y)(t_y - t_r) / \text{sen } \Delta \quad (\text{III.2.39})$$

$$A_1 = 5t_y (t_y - t_r) / \text{sen } \Delta \quad (\text{III.2.40})$$

$$T_r = \frac{P_i D_e}{2 S_p} \quad (\text{III.2.41})$$

$$t_r = \frac{p_i d_e}{2 S_p} \quad (\text{III.2.42})$$

Donde:

A_3	Representa la sección del cabezal removida para el ramal (mm^2)
A_2	Representa el área de exceso en el espesor del cabezal (mm^2)
A_1	Representa el área de exceso en el espesor del ramal (mm^2)
w	Es el ancho de la solapa o envolvente, la cual no será menor de $0.33d_e/\text{sen}(\Delta\text{rad})$, ni mayor de $0.5d_e/\text{sen}(\Delta\text{rad})$
T	Es el espesor de la solapa o envolvente (mm)
M	Es el factor de ampliación del refuerzo
T_r	Representa el espesor requerido en el cabezal por presión interna (mm)
d_e	Es el diámetro exterior del ramal (mm)
t_y	Es el espesor del ramal (mm)
Δ	Es el ángulo entre los ejes del cabezal y ramal (rad)
T_y	Es el espesor del cabezal (mm)
t_r	Representa el espesor requerido en el ramal por presión interna (mm)
P_i	Es la presión interna del cabezal (MPa)
D_e	Es el diámetro exterior del cabezal (mm)
S_p	Es el esfuerzo permisible de material ($0.5 f_y$; donde, f_y = esfuerzo de fluencia (MPa))
p_i	Es la presión interna del ramal (MPa)

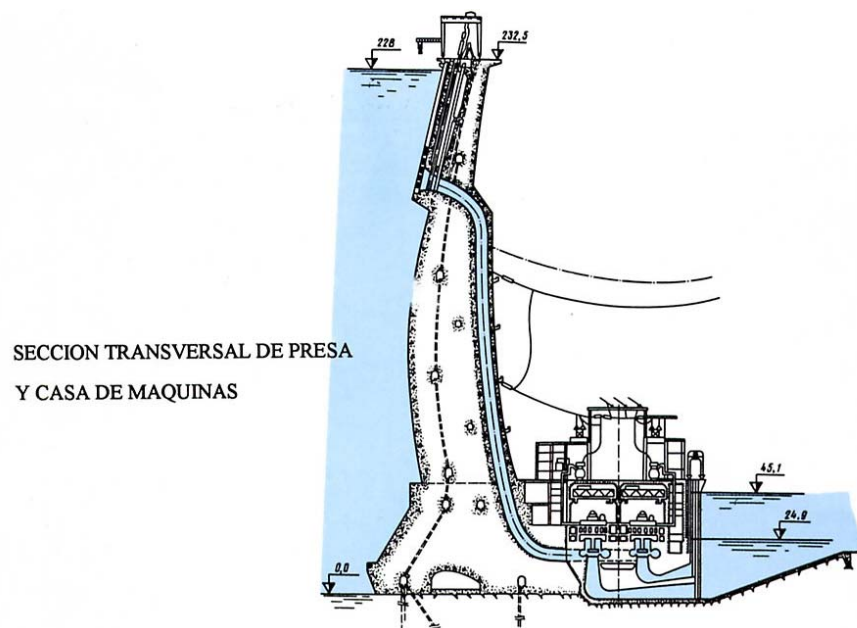
Cuando el VPD se encuentra en el rango de 700 a 1,050 el área de acero reemplazada debe multiplicarse por un factor "Fa" de 0.0014 VPD.

III.3 TUBERÍA EMBEBIDA

III.3.1 INTRODUCCIÓN

Quando la factibilidad de utilizar una tubería superficial no es viable, es decir, cuando se tenga grandes diámetros y costos excesivos en las juntas de expansión silletas o atraques, es recomendable embeber las tuberías para disminuir los efectos de temperatura y los esfuerzos adicionales. Las tuberías embebidas son especialmente utilizadas dentro de las Presas de Concreto, en México existe la conducción a presión de la Central Hidroeléctrica Huites. Sin. En Rusia la central hidroeléctrica CHIRKEY.

En las siguientes figuras se muestra el arreglo típico de una tubería embebida.





Proyecto hidroeléctrico CHIRKEY

III.3.1 Métodos comunes para el diseño de tuberías embebidas en concreto

La división de la carga entre la carcasa de acero y el empaque debe considerarse en el diseño de una tubería a presión. Sin embargo, es práctica común determinar el espesor de la tubería cuando esta embebida en una masa de concreto como si el concreto no estuviera presente, sin hacer ningún ajuste en los esfuerzos permisibles.

Esto es reconocido como un procedimiento no realista de diseño, el cual, resulta en una instalación antieconómica en muchos casos.

Existen varios criterios el diseño de las tuberías, a continuación se describe dos:

III.3.1.1 Criterio empírico

Este criterio se basa en calcular el espesor con la siguiente expresión

$$\sigma = \frac{P \cdot r}{t} \quad (\text{III.3.1})$$

Donde:

- σ Es el esfuerzo en la tubería
- P Es la presión interna
- r Es el radio interno de la tubería

Pero se un permite un incremento en el esfuerzo permisible, mayor que para tuberías no embebidas bajo condiciones normales de carga.

El esfuerzo permisible del material es incrementado a 2/3 como mínimo esfuerzo a tensión.

III.3.1.2 Análisis Elástico

Diseño por Presión Interna:

Un Gap se genera entre la tubería y el concreto durante el fraguado, es decir, una separación entre materiales, esta separación, es el espesor radial de liga por temperatura y resulta de la contracción térmica durante el fraguado del concreto más la diferencia que haya entre la temperatura que se alcanza durante la instalación (incluyendo el efecto de la elevación de la temperatura durante la hidratación de cemento) y la temperatura más baja del agua de operación. Por lo que la tubería tiene que soportar la presión interna, sin ayuda del concreto de empaque, hasta que el gap es cerrado y la carcasa llega a estar en contacto con el concreto. El residuo de la carga de la presión interna es distribuido entre la carcasa y el concreto de empaque.

El esfuerzo que se produce en la tubería empacada debido a la diferencial de temperatura se calcula como:

$$\sigma_{Tem} = E \cdot \varepsilon \cdot \Delta t \quad (III.3.2)$$

Donde:

σ_{Tem} Es el esfuerzo de tensión en libras por pulgada cuadrada

E Es el módulo de elasticidad en libras por pulgada cuadrada

ε Es el coeficiente de expansión $6.5 \times 10^{-6} \cdot in/in/^\circ F$

Δt Es el diferencial de temperatura $^\circ F$

El esfuerzo circunferencial en tubería, el cual esta en contacto con la masa de concreto, es calculada por:

$$\sigma = \frac{P \cdot r}{t} \cdot R_1^2 \quad (III.3.3)$$

Donde:

σ Es el esfuerzo en la tubería

P Es la presión interna

r Es el radio interno de la tubería

t Es el espesor de la tubería

R Es la relación del decremento por el empaque $R_1 = 1 - \frac{1}{1 + \frac{E_s}{E_c} \cdot (1 + \nu)}$

El esfuerzo combinado con el esfuerzo calculado con la ecuación III.3.2 resultando en un máximo esfuerzo normal en el acero.

Diseño por Presión externa.

Para este tipo de conducción únicamente se debe de revisar el diseño por colapso atmosférico presentado en la *supcapitulo III.2.2.4 ó III.6.2.11*

III.4 CONDUCCIONES EN TÚNEL SIN REVESTIR.

III.4.1 INTRODUCCIÓN

Los túneles sin revestir pueden utilizarse exitosamente en diversos entornos geológicos siempre que:

- La roca alrededor de la excavación sea auto soportante, no susceptible a disolución, erosión, deterioro, o a reducción sustancial de su resistencia.
- El esfuerzo in situ a lo largo del trazo sea adecuado para prevenir el hidrofracturamiento o la sedación hidráulica (hydrojacking) de la roca.
- La permeabilidad de la roca sea baja
- Las secciones sin revestir localizadas en zonas de calidad regular a pobre sean tratadas con barras de anclaje, revestimientos

Las situaciones de falla más comunes observadas en túneles presurizados sin revestir son:

III.4.1.1 Pérdidas excesivas.

Las pérdidas excesivas pueden desarrollarse en áreas de bajo esfuerzo donde el fracturamiento hidráulico de la masa de roca circundante puede ocasionar grandes flujos hacia el exterior del túnel.

III.4.1.2 Presiones de poro excesivas.

Las presiones de poro excesivas en la masa rocosa han provocado deslizamientos extensivos y/o movimientos significativos en laderas cercanas, ocasionando suspensiones temporales de centrales eléctricas y necesidades de reparación extensiva. En caso de conductos a presión paralelos que operan independientemente, las grandes presiones de poro inducidas alrededor de un conducto presurizado han provocado el colapso del túnel que no opera.

El tratamiento de este tipo de conducto es prácticamente desde el punto de vista geológico y de mecánica de rocas.

III.4.1.3 Desplome o colapso de excavaciones.

La pérdida de resistencia de los materiales alrededor de la excavación, cuando están en contacto con el agua, ha ocasionado el desplome y cierre de secciones de túneles a presión revestidos únicamente con concreto lanzado o sin este (en longitudes de hasta 1 Km.). Ejemplos típicos de esta condición son las excavaciones en esquitos que pueden estar soportadas inicialmente por un sistema de barras de anclaje y concreto lanzado. Sin embargo, una vez que el túnel es llenado y el agua hace contacto con los materiales alrededor de la excavación, estos se hidratan, y ocurre una reducción sustancial de la resistencia a cortante que puede producir el colapso del túnel.

III.5 CONDUCCIONES EN TÚNEL REVESTIDO CON CONCRETO REFORZADO

III.5.1 GENERALIDADES

Los túneles revestidos son utilizados cuando los entornos geológicos son de baja calidad:

Un modo de falla de un revestimiento que puede estar expuesto a condiciones de carga que no hayan estado previstas o condiciones mucho más severas que las consideradas.

En un túnel revestido, las pérdidas por filtración al exterior y la distribución de presión de poro en la masa de roca, se determinan por la permeabilidad del revestimiento y la permeabilidad de la roca que rodea al túnel.

III.5.1.1 Espesor del revestimiento de concreto y el recubrimiento del acero de refuerzo

En la mayoría de los túneles, el espesor de concreto es determinado por consideraciones prácticas de construcción, y no por requisitos estructurales. Únicamente para los túneles profundos con cargas hidrostáticas externas muy grandes o en túneles sujetos a grandes cargas no uniformes y/o distorsiones, el espesor del revestimiento del túnel será requerido por diseño estructural. Un espesor mínimo puede ser de 230 milímetros (9 pulg.), pero son recomendables espesores mayores a 300 milímetros (12 pulg.).

El recubrimiento del acero de refuerzo, en estructuras subterráneas que transportan agua, es de 100 milímetros (4 pulg.) y donde el concreto está en contacto con tierra es 75 milímetros (3 pulg.). Estos espesores son los más usados para estructuras de concreto y permiten variaciones en el acabado durante el colado del concreto, la abrasión y efectos de cavitación, y exposición a largo plazo al agua.

III.5.1.4 Diseño de la mezcla de concreto

Para el trabajo túneles subterráneos, el esfuerzo a la compresión a los 28 días debe ser 21 MPa (3.000 PSI) y la relación de agua/cemento menor a 0.45 es satisfactoria. Se justifica tener mayores esfuerzos a la compresión hasta cerca de 35 MPa (5.000 PSI) para alcanzar revestimiento más fino, una mejor resistencia y durabilidad a la abrasión, o módulos más altos. Los revestimientos de una lumbrera (túnel vertical) pueden requerir hasta una resistencia de 42 MPa (6.000 PSI) o más.

El concreto para los revestimientos del túnel se colocan durante el día, y el curado se realiza durante la noche, Por lo tanto, el concreto puede requerir suficiente dureza después de 12 horas para retirar la cimbra. La fuerza requerida a 12 horas variará dependiendo de las cargas reales en el revestimiento a la hora del retiro de la cimbra.

A menudo el concreto se transporta a grandes distancias a través del túnel para ser colocado. El diseño de la mezcla debe dar lugar a un concreto bombeable con un revenimiento de 100 a 125 milímetros (4 a 5 pulg) a menudo hasta 90 minutos después de mezclarse. Los aceleradores se pueden agregar y mezclar en el concreto momentos antes de la colocación.

Los requisitos de trabajabilidad, Funcionalidad, durabilidad, pueden estar en conflicto con la selección de la mezcla de concreto. Es recomendable realizar pruebas a las 12 horas para verificar el retiro de la cimbra.

III.5.1. 3 Control de fisuras con acero de refuerzo

El esfuerzo de tensión en el concreto debido a la contracción curado es del orden de 0.05 por ciento. Los esfuerzos de tensión adicionales que resultan de la exposición a largo plazo a la atmósfera (carbonización y otros efectos) y a las variaciones de la temperatura. En el agua que lleva del túnel, estos efectos a largo plazo son generalmente pequeños.

A menos que el agrietamiento debido a la contracción sea controlado, las grietas ocurrirán en algunas localizaciones discretas, controladas generalmente por variaciones en el espesor del concreto, por ejemplo áreas de fallas de la roca o en las localizaciones de acero de la costilla.

Debido a que el revestimiento de concreto se coloca contra una superficie áspera de la roca, concreto lanzado y anclajes; el concreto se adhiere con la roca en la dirección longitudinal. Por lo que la incorporación de las juntas de dilatación tiene poco efecto en la formación y el control de grietas.

En los revestimientos de concreto se deben construir sin juntas de dilatación, y el acero de refuerzo debe ser continuo a través de empalmes. Se han construido túneles con revestimientos usando fibras de acero o propileno para el control de las grietas en lugar del acero de refuerzo. La experiencia en el uso de fibras para este propósito, es limitado.

En túneles, el refuerzo de la contracción es generalmente 0.28 por ciento del área de la sección transversal. Para las condiciones altamente corrosivas, se utilizan hasta 0.4 por ciento.

Cuando sean sobre excavados los túnel debido a fallas en el macizo rocoso, el espesor de diseño se debe tomar como el espesor de concreto teórico más mitad de la dimensión típica estimada de la sobre excavación.

III.5.2 Diseño por Presión Interna.

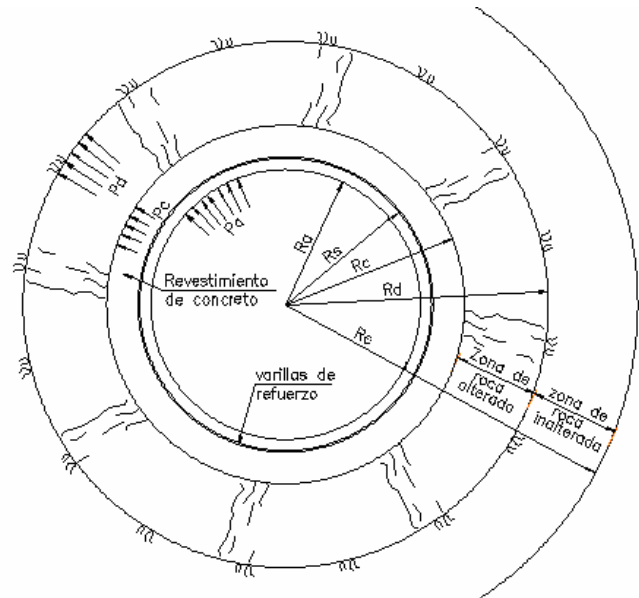
Cuando la presión esta aplicada dentro del túnel, el revestimiento y la roca tienden a expandirse induciendo un desplazamiento exterior en las paredes del túnel. Durante el llenado inicial, los desplazamientos radiales del revestimiento y roca son iguales en la frontera roca-revestimiento y la magnitud de los desplazamientos esta determinada por la interacción mecánica del revestimiento y la roca.

El refuerzo del revestimiento interactúa elásticamente con el concreto de empaque y con la roca circundante para compartir su carga.

En el análisis se determina el desplazamiento radial de la circunferencia del refuerzo Δ_s , que es igual a:

$$\Delta_s = \Delta_c + \Delta_R + \Delta_d \quad (\text{III.5.1})$$

- Δ_s ; Es la deformación radial del acero de refuerzo del revestimiento
- Δ_c ; Es la deformación radial del concreto de empaque
- Δ_R ; Es la deformación radial de la roca circundante fisurada por el proceso de excavación
- Δ_d ; Es la deformación radial del radio interior de la roca intacta



La deformación radial del acero de refuerzo del revestimiento esta dada por:

$$\Delta_s = \left(\frac{Pa \cdot Ra - Pc \cdot Rc}{As} \right) \cdot \left(\frac{Rs}{Es} \right) \quad (\text{III.5.2})$$

Donde:

- Pa Presión interior
- Ra Radio de aplicación de la presión interior
- Pc Presión transmitida del revestimiento a la roca alterada
- Rc Radio de aplicación de la presión transmitida
- Rs Radio al centro de las varillas refuerzo
- Es Módulo de elasticidad del acero
- As Área de las varillas refuerzo por ancho unitario

Para el cálculo de la deformación radial del concreto de empaque Δ_c , se asume que el concreto de empaque se fracturara radialmente durante la etapa de carga, así que la tensión que se ejerza en dirección lateral no es afectada por la constante de Poisson. El esfuerzo radial del concreto esta dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_R = P_C \cdot \frac{R_C}{R} \quad (\text{III.5.3})$$

La deformación se define por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_R}{E_C} \quad (\text{III.5.4})$$

Sustituyendo la ecuación (III.5.3) en (III.5.4)

$$\varepsilon_r = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C \cdot R} \quad (\text{III.5.5})$$

Por lo que la deformación radial es

$$\Delta_C = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C} \int_{R_C}^{R_d} \frac{dR}{R} \quad (\text{III.5.6})$$

Integrando la ecuación (III.5.6) se tiene que

$$\Delta_C = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C} \cdot \log_e \left(\frac{R_C}{R_S} \right) \quad (\text{III.5.7})$$

Los efectos de las explosiones durante la excavación ocasionan, una zona rocosa de bajo esfuerzo, fisurada, en la periferia del túnel excavado, por lo que la tensión radial aplicada a este material tampoco es afectada por la constante de Poisson. Se asume que la presión que se transmite a la superficie del concreto P_C , se distribuye radialmente hacia el exterior, a través de los materiales fisurados en un sentido inversamente proporcional al radio.

El esfuerzo radial en la roca fisurada esta dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_R = P_C \cdot \frac{R_C}{R} \quad (\text{III.5.8})$$

La deformación se define por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_R}{E_{r1}} \quad (\text{III.5.9})$$

Sustituyendo la ecuación (III.5.8) en (III.5.9)

$$\varepsilon_r = \frac{P_C \cdot R_C}{E_{r1} \cdot R} \quad (\text{III.5.10})$$

Si los esfuerzos se distribuyen radialmente hacia el exterior en sentido inversamente proporcional al radio se tiene que:

$$P_C \cdot R_C = P_d \cdot R_d$$

Por lo que la deformación radial es

$$\Delta_R = \frac{P_C \cdot R_C}{E_{r1}} \int_{R_C}^{R_d} \frac{dR}{R} \quad (\text{III.5.11})$$

Integrando la ecuación (III.5.11) se tiene que

$$\Delta_R = \frac{P_C \cdot R_C}{E_{r1}} \cdot \log_e \left(\frac{R_d}{R_C} \right) \quad (\text{III.5.12})$$

Para el caso del cálculo de la deformación radial de la roca inalterada por el proceso de excavación Δ_d , durante la etapa de carga, la tensión que se ejerza en dirección lateral es afecta por la constante de Poisson. Por lo que el esfuerzo radial de la roca esta dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta_d = \frac{P_d \cdot R_d}{E_{r2}} \cdot (1 - \nu_{R2}) \quad (\text{III.5.13})$$

Si los esfuerzos se distribuyen radialmente hacia el exterior en sentido inversamente proporcional al radio se tiene que:

$$P_d \cdot R_d = P_R \cdot R_R = P_C \cdot R_C \quad (\text{III.5.14})$$

Sustituyendo la relación (III.5.13) en la ecuación (III.5.14) se tiene:

$$\Delta_d = \frac{P_c \cdot R_c}{E_{r2}} \cdot (1 - \nu_{r2}) \quad (\text{III.5.15})$$

Sustituyendo las ecuaciones III.5.2, III.5.7, III.5.12 y III.5.15 en la ecuación (III.5.1) se tiene

$$\left(\frac{Pa \cdot Ra - Pc \cdot Rc}{As} \right) \cdot \left(\frac{Rs}{Es} \right) = \frac{P_c \cdot R_c}{E_c} \cdot \log_e \left(\frac{R_c}{R_s} \right) + \frac{P_c \cdot R_c}{E_{r1}} \cdot \log_e \left(\frac{R_d}{R_c} \right) + \frac{P_c \cdot R_c}{E_{R2}} \cdot (1 - \nu_{r2}) \quad (\text{III.5.16})$$

Despejando P_c de la ecuación (III.5.16) ya que es la única incógnita.

$$P_c = Pa \left[\frac{\frac{Ra \cdot Rs}{As \cdot Es}}{\frac{Rc \cdot Rs}{As \cdot Es} + \frac{R_c}{E_c} \cdot \log_e \left(\frac{R_c}{R_s} \right) + \frac{P_c \cdot R_c}{E_{r1}} \cdot \log_e \left(\frac{R_d}{R_c} \right) + \frac{P_c \cdot R_c}{E_{R2}} \cdot (1 - \nu_{r2})} \right]$$

Donde:

Pa

Presión interna

$Rc = Ra + t$

t Es el espeso de concreto de empaque

$Rs = Ra + se$

se Es el recubrimiento de las varillas de refuerzo

$Rd = Rc + e_{roca}$

e_{roca} = El espesor de roca fisurada se estima entre 50 y 100 cm.

Ec

Módulo de elasticidad del concreto

Es

Módulo de elasticidad de la placa de acero

E_{r2}

Módulo de elasticidad de la roca

$E_{r1} = 0.25 \cdot E_{r2}$

Módulo de elasticidad de la roca fisurada

ν_s

Módulo de poisson

As

Área de las varillas refuerzo por ancho unitario

$fs = \left(\frac{Pa \cdot Ra - Pc \cdot Rc}{As} \right)$

Esfuerzo permisible de refuerzo

III.5.3 Diseño por Presión externa.

El aumento de presión hidráulica por filtraciones en el exterior del túnel, y si excede la presión interna, se desarrollara una separación o gap a través de la frontera roca-revestimiento

Por lo que el diseño se realiza, utilizando el diseño de anillos circulares de concreto reforzado.

III.6 CONDUCCIONES EN TÚNEL CON BLINDAJE METÁLICO Y EMPACADO EN CONCRETO.

III.6.1 INTRODUCCIÓN

Con frecuencia, se requieren placas de revestimientos de acero para conducciones a presión en muchas centrales hidroeléctricas, con el fin de evitar las posibles fugas ocasionadas por condiciones geológicas desfavorables o fracturas en la masa rocosa circundante. Cuando se instala en un túnel una placa de revestimiento de acero, esta debe analizarse para comprobar si puede resistir las presiones interiores de operación, así como el pandeo derivado de presiones exteriores que transmite la roca a tubo vacío, cuando el túnel se desagua, para labores de inspección y/o mantenimiento. Si no se satisfacen estos requisitos, los resultados pueden ser devastadores. En consecuencia, es necesario contar con un diseño seguro, práctico y económico.

III.6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO CONSIDERANDO PRESIÓN INTERNA

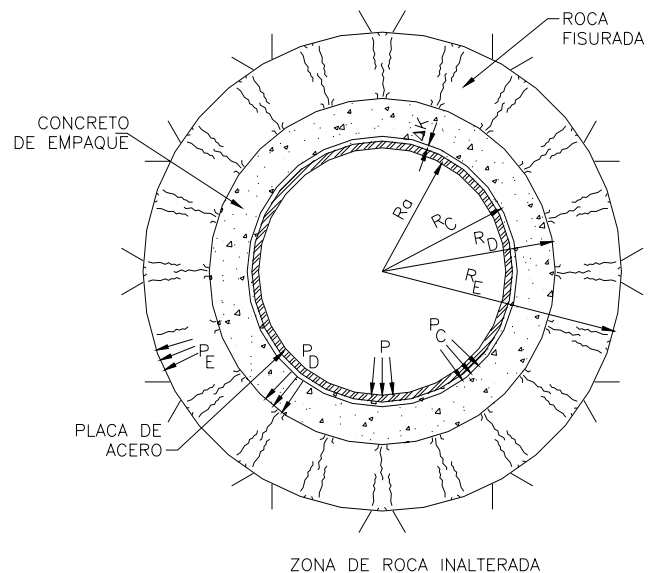
Una placa de acero de revestimiento interactúa elásticamente con el concreto de empaque y con la roca circundante para compartir su carga.

En el análisis se determina el desplazamiento radial de la circunferencia de la placa Δ_S , que es igual a:

$$\Delta_S = \Delta_K + \Delta_C + \Delta_D + \Delta_E \quad (\text{III.6.1})$$

Donde:

- Δ_S ; Es la deformación radial de la placa de acero de revestimiento
- Δ_K ; Es el espesor radial de liga por temperatura
- Δ_C ; Es la deformación radial del concreto de empaque
- Δ_D ; Es la deformación radial de la roca circundante fisurada por el proceso de excavación
- Δ_E ; Es la deformación radial del radio interior de la roca intacta



El espesor radial de liga por temperatura Δ_K , resulta de la contracción térmica durante el fraguado del concreto más la diferencia que haya entre la temperatura que se alcanza durante la instalación (incluyendo el efecto de la elevación de la temperatura durante la hidratación de cemento) y la temperatura más baja del agua de operación.

$$\Delta_K = C_s \cdot \Delta_T \cdot Ra \quad (III.6.2)$$

Donde:

$$C_s = 6.5 \times 10^{-6} \cdot in/in/^\circ F$$

Δ_T Máxima diferencia de temperatura de instalación y la temperatura mínima del agua.

$$Pk = C_s \cdot \Delta t \cdot \frac{t}{Ra} \cdot \frac{Es}{(1-\nu^2)} \quad Pk = \text{Presión necesaria para cerrar el gap}$$

Para el caso del cálculo de la deformación radial del concreto de empaque Δ_C , se asume que el concreto de empaque se fracturara radialmente durante la etapa de carga, así que la tensión que se ejerza en dirección lateral no es afectada por la constante de Poisson. El esfuerzo radial del concreto esta dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_R = P_C \cdot \frac{R_C}{R} \quad (III.6.3)$$

La deformación se define por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_R}{E_C} \quad (III.6.4)$$

Sustituyendo la ecuación (III.5.3) en (III.5.4)

$$\varepsilon_r = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C \cdot R} \quad (III.6.5)$$

Por lo que la deformación radial es

$$\Delta_C = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C} \int_{R_C}^{R_D} \frac{dR}{R} \quad (III.6.6)$$

Integrando la ecuación (III.5.6) se tiene que

$$\Delta_C = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C} \cdot \log_e \left(\frac{R_D}{R_C} \right) \quad (III.6.7)$$

Los efectos de las explosiones durante la excavación ocasionan, una zona rocosa de bajo esfuerzo, fisurada, en la periferia del túnel excavado, por lo que la tensión radial aplicada a este material tampoco es afectada por la constante de Poisson. Se asume que la presión que se transmite a la superficie del concreto P_C , se distribuye radialmente hacia el exterior, a través de los materiales fisurados en un sentido inversamente proporcional al radio.

El esfuerzo radial en la roca fisurada esta dado por la siguiente ecuación:

$$\sigma_R = P_D \cdot \frac{R_D}{R} \quad (\text{III.6.8})$$

La deformación se define por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon_r = \frac{\sigma_R}{E_{r1}} \quad (\text{III.6.9})$$

Sustituyendo la ecuación (III.6.8) en (III.6.9)

$$\varepsilon_r = \frac{P_D \cdot R_D}{E_{r1} \cdot R} \quad (\text{III.6.10})$$

Si los esfuerzos se distribuyen radialmente hacia el exterior en sentido inversamente proporcional al radio se tiene que:

$$P_D \cdot R_D = P_C \cdot R_C$$

Por lo que la deformación radial es

$$\Delta_D = \frac{P_C \cdot R_C}{E_{r1}} \int_{R_D}^{R_E} \frac{dR}{R} \quad (\text{III.6.11})$$

Integrando la ecuación (III.6.11) se tiene que

$$\Delta_D = \frac{P_C \cdot R_C}{E_C} \cdot \log_e \left(\frac{R_E}{R_D} \right) \quad (\text{III.6.12})$$

Para el caso del cálculo de la deformación radial de la roca inalterada por el proceso de excavación Δ_E , durante la etapa de carga, la tensión que se ejerza en dirección lateral es afecta por la constante de Poisson. Por lo que el esfuerzo radial de la roca esta dado por la siguiente ecuación:

$$\Delta_E = \frac{P_E \cdot R_E}{E_{r2}} \cdot (1 - \nu_{R2}) \quad (\text{III.6.13})$$

Si los esfuerzos se distribuyen radialmente hacia el exterior en sentido inversamente proporcional al radio se tiene que:

$$P_E \cdot R_E = P_D \cdot R_D = P_C \cdot R_C \quad (\text{III.6.14})$$

Sustituyendo la relación (III.5.13) en la ecuación (III.5.14) se tiene:

$$\Delta_E = \frac{P_C \cdot R_C}{E_{r2}} \cdot (1 - \nu_{R2}) \quad (\text{III.6.15})$$

La deformación radial de la placa de acero de revestimiento esta dada por la siguiente ecuación:

$$\Delta_s = (P - P_c) \frac{Ra}{t \cdot E_s} \cdot (1 - \nu_s^2) \quad (\text{III.6.16})$$

Sustituyendo las ecuaciones III.5.2, III.5.7, III.5.12, III.5.15 y III.5.16 en la ecuación (III.5.1) se tiene

$$(P - P_c) \cdot \frac{Ra^2}{t \cdot E_s} \cdot (1 - \nu_s^2) = Cs \cdot \Delta_T Ra + \frac{P_c \cdot R_c}{E_c} \cdot \log_e \left(\frac{R_D}{R_c} \right) + \frac{P_c \cdot R_c}{E_{r1}} \cdot \log_e \left(\frac{R_E}{R_D} \right) + \frac{P_c \cdot R_c}{E_{R2}} \cdot (1 - \nu_{r2}) \quad (\text{III.6.17})$$

Despejando P_c de la ecuación (III.6.17) ya que es la única incógnita.

$$P_c = \frac{(P) \cdot \frac{Ra^2}{t \cdot E_s} \cdot (1 - \nu_s^2) - Cs \cdot \Delta_T Ra}{\left[\frac{Ra^2}{t \cdot E_s} \cdot (1 - \nu_s^2) + \frac{R_c}{E_c} \cdot \log_e \left(\frac{R_D}{R_c} \right) + \frac{R_c}{E_{r1}} \cdot \log_e \left(\frac{R_E}{R_D} \right) + \frac{R_c}{E_{R2}} \cdot (1 - \nu_{r2}) \right]}$$

$$\alpha = \frac{P - P_c}{P} \quad \text{Relación llevada por la línea de acero (de la presión interna total)}$$

Basado en la experiencia se tiene que $\log_e \left(\frac{R_E}{R_D} \right) = 0.693 \cdot \frac{R_c}{E_{r1}}$

Datos:

P	Presión interna
$R_c = Ra + t$	
$R_d = R_c + e_{roca}$	e_{roca} = El espesor de roca fisurada se estima entre 50 y 100 cm.
E_c	Módulo de elasticidad del concreto
E_s	Módulo de elasticidad de la placa de acero
E_{r2}	Módulo de elasticidad de la roca
$E_{r1} = 0.25 \cdot E_{r2}$	Módulo de elasticidad de la roca fisurada
ν_s	Módulo de poisson
ν_{r2}	
$Cs = 6.5 \times 10^{-6} \cdot \text{in}/\text{in}/^\circ F$	Coefficiente de expansión térmica
Δ_T	Máxima diferencia de temperatura 0°F a 25°F
t	Espesor de la palca

III.6.2 ANÁLISIS Y DISEÑO CONSIDERANDO PRESIÓN EXTERNA.

El diseño por presión exterior para túneles vacíos debe considerarse la carga exterior potencial que pueda desarrollarse desde los diversos elementos que actúan sobre la placa de revestimiento de acero. Uno de los elementos a considerar procede del agua subterránea. Durante la construcción, el túnel funcionara como colector del drenaje que, con el tiempo, puede aparecer seco, dando la impresión de que no se ha establecido una capa freática sobre el túnel. No obstante, después de que la placa de revestimiento de acero se ha instalado, dicho nivel freático será tomado lentamente.

Otro elemento proviene del agua a alta presión contenida en la inducción a presión situado aguas arriba, dicha agua escurre, a través de las grietas del revestimiento de concreto del túnel y desciende por entre la masa rocosa circundante. La línea piezométrica del agua subterránea puede ser mayor que la distancia vertical que haya a la superficie del suelo. Lo cual ocurre cuando al agua que procede de grandes alturas desciende a lo largo de sistemas de juntas o de una zona fisurada y fracturada alrededor del túnel y que no fue cerrada adecuadamente por las de inyecciones de contacto.

Se requiere únicamente una pequeña acumulación de agua para iniciar el pandeo, cuando el túnel se vacía con fines de inspección y de mantenimiento. La presión crítica de diseño se selecciona de tal manera que considera un factor de seguridad de 1.5 contra pandeo.

Cuando el análisis de la presión exterior indica que la presión exterior crítica requiere de un revestimiento no reforzado, que tenga un espesor mayor a los espesores que impone la presión interior señalada en el diseño.

III.6.2.1 Análisis del pandeo en revestimientos nos reforzados (sin anillos)

La experiencia ha demostrado que el pandeo aparece en un solo machihembrado o unión entre piezas. La presión crítica exterior del pandeo se determina sólo si se considera un espacio intermedio entre la placa de revestimiento de acero y el relleno de concreto circundante, debido a la contracción del concreto y una diferencia de temperatura. Prácticamente, el espacio puede variar de 0 a 0.001 veces el radio más la separación por cambios de temperatura indicados anteriormente.

La placa de acero sirve de cimbra para el relleno perimetral de concreto. En ciertas condiciones, la placa de acero podría llegar a cambios diferenciales de 46°F lo que daría un gap de 0.0003R.

La formación de machihembrado sería de esperarse se formara en el punto más débil, ubicado en la curvatura más abierta producida por la elipticidad de la placa de la tubería a presión. Las desviaciones bruscas de la placa, a la altura de las soldaduras longitudinales, debidas a la colocación y sujeción incorrecta en las alineaciones de la placa durante la soldadura provoca que ese lugar se el mas débil.

Durante el empaque de la tubería existen diversos factores que pueden provocar oquedades en el concretó por lo que es necesario realizar inspecciones e inyecciones de contacto con lechada entre el concreto–blindaje. Generalmente los huecos pueden ser poco profundos, no es raro que en algunos sitios apareciera un espacio intermedio entre el concreto y la placa de 0.003R.

III.6.2.1.1 Teoría de pandeo de Amstutz

La aproximación básica de Amstutz provee un método de amplia aplicabilidad y ha estado mostrando resultados que están en buen acuerdo con los valores de pruebas. En el análisis el autor asume que se forma un solo machambrado en un sitio en particular. Una extensión considerable del pandeo, aparece siempre en sentido paralelo al eje de la conducción, ya que únicamente hay que superar la pequeña resistencia de la placa por flexión. Por lo que el análisis de limita a un anillo circunferencial de ancho unitario

Las condiciones de la deformación durante el pandeo se exponen a continuación:

$$\left(\frac{\sigma_N - \sigma_V}{\sigma_F^* - \sigma_N} \right) \cdot \left[\left(\frac{r}{i} \right) \cdot \frac{\sqrt{\sigma_N}}{E^*} \right]^3 \cong 1.73 \cdot \left(\frac{r}{e} \right) \cdot \left[1 - 0.225 \cdot \left(\frac{r}{e} \right) \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right] \quad (\text{III.6.18})$$

$$p_{cr} \cong \left(\frac{F}{r} \right) \cdot \sigma_N \cdot \left[1 - 0.175 \cdot \left(\frac{r}{e} \right) \cdot \frac{\sigma_F^* - \sigma_N}{E^*} \right] \quad (\text{III.6.19})$$

$$\varepsilon = \sqrt{1 + 3 \cdot \left(\frac{D}{t} \right) \cdot \frac{\sigma_N}{E^*}} \quad (\text{III.6.20})$$

Donde:

$$i = \frac{t}{\sqrt{12}}$$

$$e = \frac{t}{2}$$

$$F = t \quad \text{Es el espesor de la tubería}$$

$$r = \frac{D}{2} \quad \text{Es el radio del revestimiento}$$

$$D \quad \text{Es el diámetro del revestimiento}$$

$$\sigma_V = - \left[\left(\frac{k}{r} \right) \cdot E^* \right] \quad \text{Limite de deformación}$$

$$k \quad \text{Es el gap espacio entre el acero y concreto.}$$

$$\frac{k}{r} \quad \text{Es la relación del gap}$$

E Es el Módulo de elasticidad

$$E^* = \frac{E}{(1 - \nu^2)}$$

σ_N Es el esfuerzo axial circunferencia en la tubería

σ_F Es el esfuerzo de fluencia

ν Es la relación de Poisons

$$\mu = 1.5 - 0.5 \left[\frac{1}{\left(1 + 0.002 \cdot \frac{E}{\sigma_F} \right)} \right]^2$$

$$\sigma_F^* = \frac{\mu \cdot \sigma_F}{\sqrt{1 - \nu + \nu^2}}$$

Tratándose de proporciones muy pequeñas de espacios intermedios y de revestimientos relativamente gruesos, el valor de la deformación axial de la placa σ_N , se aproxima al de la deformación permanente y σ_V a la presión crítica por pandeo, así que se debe tener cuidado, cuando la deformación axial del revestimiento se acerca a la carga de deformación permanente desde una posición diferencial, el esfuerzo es proporcional a la deformación. La relación es lineal, debido a la constante E, es decir, el módulo de elasticidad.

Los resultados pueden considerarse satisfactorios cuando ε sea menor de 5 y σ_N se menor de $0.80 \sigma_V$

CAPÍTULO IV

TRATAMIENTO DE LAS SUPERFICIES EXCAVADAS

IV.1. INTRODUCCIÓN

Para el diseño de las conducciones a presión es importante conocer las características del medio geológico donde se van a ubicar. Esto es con el fin de saber que tipo de roca, discontinuidades y tratamientos se tienen que hacer para poder realizar el montaje de las tuberías.

La ubicación de las conducciones es determinada por las condiciones geológicas. Una vez que se ha definido la ubicación e inician las excavaciones de los túneles, se procede a realizar los tratamientos de las superficies excavadas a fin de tener excavaciones seguras y poder realizar el montaje. Por ello es necesario incluir la descripción de estos tratamientos.

Por ser un tema tan amplio únicamente se enunciarán los lineamientos básicos de los tratamientos y se describirá la geología donde se ubican las conducciones a presión.

IV.2 TRATAMIENTOS

Las características geológicas del terreno son fundamentales en los análisis de estabilidad de cavernas o túneles, por lo que deben tomarse en cuenta la litología y la geología estructural.

La litología nos define el tipo de roca, su composición, origen, clasificación y demás características de interés, lo cual sirve para tener una idea del comportamiento que puede tener dicho material.

Por lo que respecta a la geología estructural, ésta proporciona los datos de las discontinuidades más representativas de la masa rocosa, cuya combinación puede provocar la formación de un bloque potencialmente inestable, pero cuando la masa rocosa está muy alterada, su comportamiento puede llegar a regirse como un suelo más que como un bloque sólido.

Las discontinuidades deben ser descritas a partir del rumbo y el echado de la inclinación, así como la rugosidad, persistencia, frecuencia, apertura y relleno (si es que lo hubiera), entre otras.

IV.2.1 PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LA MASA ROCOSA

Los parámetros de resistencia de la masa rocosa son los que determinan si un bloque de roca o una masa de suelo es estable por sí mismo o requiere de algún tratamiento de soporte para llegar a serlo.

Por lo anterior, deben obtenerse tales parámetros a partir de pruebas de campo o laboratorio durante la etapa de exploración, o bien, durante la construcción. Si no es posible mediante pruebas experimentales, entonces debe recurrirse a tablas de consulta o material bibliográfico disponibles, siendo muy importante en todos los casos aplicar la experiencia para obtener valores representativos que conlleven a un diseño seguro y sin sobrecostos.

Los parámetros de interés para los casos involucrados, son el ángulo de fricción interna y la cohesión (c) de las discontinuidades cuando no tienen relleno, o bien, del relleno cuando haya; la resistencia a la compresión simple de la roca intacta y de la masa roca; los valores de la permeabilidad y por último, las velocidades de onda sísmica de compresión (V_p) y transversales (V_s). Otra propiedad importante de la masa rocosa es el peso volumétrico.

IV.2.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Con los datos de las discontinuidades y la geometría de las excavaciones, es posible hacer el análisis para determinar si se forman cuñas o volúmenes de masa inestables. Para este análisis se emplean programas de cómputo.

Para el caso de análisis en roca, una vez que se ha determinado la geometría de los bloques inestables, se procede a obtener el factor de seguridad. Dicho factor de seguridad no debe ser menor que 1.2 considerando únicamente el peso propio.

El coeficiente sísmico es el utilizado P.H. El Cajón y para cuando haya presencia de agua, la presión que se genera será disminuida mediante barrenos de drenaje con una eficiencia del 80%, es decir, solamente actuará el 20% restante en el bloque analizado.

IV.2.3 OBTENCIÓN DEL FACTOR DE SEGURIDAD

Los bloques que se forman están limitados por tres discontinuidades, cuyo deslizamiento puede ser por uno o dos de los planos. En este caso, se determina la geometría de la cuña, con lo que se puede saber el peso de la misma, además de otras características.

Posteriormente, basándose en la ecuación del factor de seguridad

$$FS = \frac{F_R}{F_{ACT}} \quad (IV.2.1)$$

Donde:

F_R Es la fuerza resistente

F_{ACT} Es la fuerza actuante

Se puede estimar si la cuña es estable por sí misma o no. En este caso, de acuerdo con la posición de la cuña en el perímetro del túnel de conducción, las fuerzas actúan generalmente sobre tres planos, por lo que debe hacerse el desglose de fuerzas en cada plano y posteriormente sumarlos para conocer los valores totales.

Si el factor de seguridad es menor al mínimo requerido, entonces debe aplicarse una fuerza que contrarreste a la fuerza actuante, en cuyo caso, la ecuación pasa a ser:

$$FS = \frac{F_R + F_{refuerzo}}{F_{ACT}} \quad (IV.2.2)$$

En las figuras IV.1 y IV.2 se muestran los tratamientos y las consolidaciones.

IV.3 GEOLOGÍA

IV.3.1 GENERALIDADES

La excavación de los dos túneles donde se alojan las tuberías a presión se llevo a cabo en varias etapas y por distintos formas: el tramo horizontal se realizo por el túnel auxiliar de construcción, el tramo inclinado por la galería GD-2 y la obra de toma y el proceso de rezagado de estos frentes se hizo por el túnel auxiliar de construcción y el tramo horizontal de las tuberías a presión.

A continuación se muestra el proceso de excavación de los túneles de conducción:

1. Se excavaron los tamos horizontales de las tuberías a presión a partir del túnel auxiliar de construcción del codo inferior hasta casa de máquinas, a la elevación 208,28 (Fotografía IV.1).
2. Se excavaron dos nichos auxiliares por la galería de inyección y drenaje GD-2 en la elevación 311,00 para instalar una maquina contrapocera.
3. Se excavó un barreno piloto que posteriormente se rimó hasta un diámetro de 2,40 m.
4. Se excavó desde la obra de toma el codo superior hasta la conexión al nicho auxiliar de la galería GD-2 (Fotografía IV.2).
5. Se fue ampliando la excavación del tramo inclinado de la tubería a presión auxiliándose en la perforación con una adecuación del “jumbo” para perforar en posición inclinada (Fotografía IV.3).
6. Posteriormente se fue colocando soporte localizado para asegurar la estabilidad temporal de la excavación.



Fotografía IV.1.- Tramo de la excavación horizontal de la tubería a presión No.1.



Fotografía IV.2.- Inicio de la excavación de las dos tuberías a presión en su sección rectangular por la obra de toma



Fotografía IV.3.- Vista de la excavación del tramo inclinado de la tubería a presión 1 a la elevación 232,00.

IV.3.2 Litología

Las condiciones geológicas de ambas tuberías, por su cercanía fueron similares, algunos accidentes geológicos variaron solo en elevación, las características se describen a continuación:

En la excavación de las dos tuberías a presión quedaron expuestas dos unidades de roca, la Unidad ignimbrítica el cajón (TicU3) y la Unidad ignimbrítica el cajón (TicU2) en sus fases aglomerática e ignimbrítica, las cuales fueron intrusionadas por varios diques diabásicos de regular a mala calidad; en general, las rocas se presentaron de buena calidad, excepto en la zona Donde se cruzó la Falla Crucero-Lagartos.

La Unidad 3 (TicU3) se excavó desde las bocatomas hasta la elevación 294,00 en la tubería de presión 1 y hasta la elevación 273,00 en la tubería a presión 2. Esta unidad se presentó como una roca inalterada, dura, masiva, compacta que se rompe en forma de bloques, su fracturamiento es continuo, en general de buena de buena calidad, con algunas zonas aisladas con fracturamiento intenso como se presentó en los primeros tramos del codo superior que provocaron una disminución en su calidad. Se trata de una ignimbrita de composición riodacítica, constituida por cuarzo, feldespatos, líticos de composición andesítica y fiammes de pómez de 0,5 a 1 cm de diámetro, todo sostenido en una matriz tobácea vitrocrystalina bien soldada (Fotografías IV.4).



Fotografía No. IV.4 Vista de la excavación de las dos tuberías en el codo superior, donde se observa las características de la roca, al fondo la conexión con la galería GD-2.

En general, sus características geomecánicas corresponden a una roca de dureza media a alta, masiva bien compacta y de regular a buena calidad. También esta roca está pseudoestratificada y basculada hacia el SW con inclinación que varía de 19° a 30° .

El horizonte aglomerático superior de la Unidad 2 (TicU2) que marca el contacto con la unidad TicU3 también quedó expuesto en las dos tuberías, a partir de las elevaciones anotadas en el párrafo anterior (tubería 1 elev. 294,00, y tubería 2, elev. 273,00) y hacia la parte inferior de la excavación. Se presentó como un horizonte aglomerático de 5 m de espesor con un rumbo e inclinación variable, en promedio al N 25° W inclinado 30° hacia el SW, (hacia aguas abajo). Esta constituido por fragmentos subangulosos y subredondeados cuyo tamaño varía de 10 a 15 cm, en su mayoría de pórfidos andesíticos, empaçados en una matriz de aspecto tobaceo y brechoide; este horizonte marca el contacto entre las unidades ignimbríticas TicU3 y TicU2, y se ha tomado

como índice estratigráfico en la secuencia ignimbrítica. Este aglomerado en general se presenta de buena calidad con poco fracturamiento y cuando existe tiene poca continuidad, su color es gris verdoso.

Bajo el horizonte aglomerático descrito, en el tramo inclinado de las tuberías a presión y hasta la elevación 237,00 en la Tubería 1 y 238,00 en la Tubería 2 y en el tramo horizontal de estas tuberías a partir del cadenamiento 0+204,00 y casa de máquinas, se excavó la fase ignimbrítica de esta unidad; se presentó ligeramente alterada con escaso fracturamiento, de aspecto masivo, dura, compacta, en general se comportó de buena calidad. En muestra de mano es de color gris claro, tiene textura piroclástica-eutaxítica, cuyo tamaño varía de 0,2 a 4 cm de diámetro de fiammes y de pómez alargados de 0,4 a 3 cm de ancho, también tiene fragmentos líticos angulosos de andesita hasta 5 cm en una matriz fina bien soldada.

Por último, también en el tramo inclinado de estas tuberías, a partir de la elevación 237,00 y hasta el cadenamiento 0+204,00 se excavó el aglomerado inferior también de la unidad 2 (TicU2), tiene un espesor promedio de 25 m, se caracteriza por tener mejores índices de calidad de roca que el superior, presenta una matriz con mayor capacidad de soldamiento de todos sus componentes, su dureza es alta, se presenta poco fracturada, en general de buena calidad, a pesar de que es afectada por el sistema de fallas IV. En muestra de mano es de color rosáceo claro, muy compacta, rugosa y ligeramente alterada, se trata de un aglomerado bien consolidado y cuyos componentes son los mismos del aglomerado superior (Fotografía IV.5).



Fotografía IV.5.- Vista de la tubería a presión 1 en el cadenamiento 0+060,00 donde se observa con detalle las características del horizonte aglomerático inferior de la fase de la ignimbrítica de la unidad TicU2.

IV.3.3 DISCONTINUIDADES

Las discontinuidades geológicas más importantes cartografiadas en las dos tuberías a presión (conductos a presión) y que afectaron al macizo rocoso están representadas por fallas, diques y fracturas las cuales se describen a continuación:

IV.3.3.1 Fallas

En la excavación de cada una de las tuberías a presión se encontraron los mismos accidentes geológicos pero a diferente elevación y cadenamiento de las que destacan la fallas Crucero-Lagartos y el sistema de fallas F-IV. La falla Crucero-Lagartos provoca un desplazamiento de bloques tipo normal, se cortó en el tramo inclinado de ambos túneles, primero apareció en la tubería 2 entre las elevaciones 308,50 a 284,50 y en la tubería 1 entre las elevaciones 274,00 a 259,50; en este tramo las condiciones geológicas se presentaron inestables por la mala calidad de la roca, el material de relleno presentó alteración avanzada, probablemente por la influencia de la percolación de agua meteórica y/o por procesos hidrotermales, el material de relleno está compuesto por roca triturada y arcilla plástica el cual tiene 5 m de espesor, el rumbo promedio medido de sus respaldos fue de N 42° E / 48° SE. Esta falla presenta una franja de afectación de 20 m que se manifiesta por una zona de roca densamente fracturada (de 15 a 20 fracturas por metro) y que se observó en ambas tuberías; primero se cortó en la tubería 2 entre las elevaciones 313,50 a 290,00 y en la tubería 1 entre las elevaciones 288,50 a 265,00 (Fotografía IV.6).



Fotografía IV.6.- Vista de la excavación de la tubería a presión 2 (tramo inclinado) a la elevación 293,85, nótese la mala calidad de la roca, alterada y muy fracturada, en el piso aflora uno de los planos de la falla Crucero-Lagartos.

El sistema de falla IV cuyos planos están intrusionados por diques fueron descritos ampliamente en el párrafo de litología no representaron ningún riesgo de estabilidad en el interior de la tubería, debido a la orientación de estos con respecto a la excavación.

IV.3.3.2 *Fracturamiento*

La orientación de los sistemas de fracturamiento expuestos en ambas tuberías a presión es semejante, sin embargo con la finalidad de analizar estereográficamente se agruparon en dos zonas, el tramo inclinado y el tramo horizontal.

En el tramo inclinado de las tuberías del análisis resultó que el fracturamiento principal se agrupa en tres sistemas, considerando la falla Crucero expuesta en este tramo, los cuales tienen las siguientes orientaciones: el S1.- de rumbo N 52° W / 72° NE el S2.- con rumbo N 59° E / 73° NW, la Falla Crucero-Lagartos N 50° E / 72° SE. Estos datos nos muestran que la combinación del S2 y la falla Crucero-Lagartos formó cuñas con salida a la excavación (Figura 4), sin embargo, cuando se presentó esta situación el soporte oportuno evitó estas condiciones de inestabilidad. En el tramo horizontal de estas tuberías se realizó el mismo análisis, incluyendo el sistema de fallas IV, el cual mostró que el fracturamiento se agrupa en dos sistemas principales, uno de rumbo S1.- N 39° W / 63° NE, y otro S2.- N 70° W / 72° SW, la combinación de los sistemas de fracturas, la escasa presencia y la poca continuidad no permitieron la formación de cuñas inestables en estos tramos

A continuación se describe mas a detalle el fracturamiento de cada tubería a presión conforme se fueron excavando donde mostraban una orientación definida:

IV.3.3.3 Tubería a presión 1 (Tramo inclinado)

En la elevación 321,00 y cadenamamiento 0+023,00, se identificaron 16 fracturas de las cuales tres de ellas presentan relleno de calcita y la mayoría se alinean en dos direcciones definidas una corta en forma diagonal a la tubería tiene un rumbo de N 30° W / 82 a 85° NE y la otra de rumbo de N 18° E / 76 a 85° SE.

En la elevación 307,00, se identificaron 16 discontinuidades de los cuales uno corresponde a un plano de falla con estrías de movimiento y 15 fracturas, el plano de falla tiene un rumbo de N 23° E / 88° SE, el fracturamiento principal se alinea en dos direcciones el primero tiene un rumbo de N 08° W / 68° NE, el otro tiene un rumbo de N 79° W / 73° NE.

En la elevación 296,00 y en el cadenamamiento 0+053,50, el fracturamiento es poco denso, se identificaron 22 discontinuidades 5 corresponden a planos de falla con estrías de movimiento y 16 fracturas los cuales se alinean en dos direcciones: uno de ellos tiene un rumbo N 15° W / 72° NE, el otro se orienta al N 68° W / 65° NE.

En la elevación 284,00 y en el cadenamamiento 0+063,00 el fracturamiento se alinea en dos direcciones preferenciales, uno de ellos de N 37° W / 72° NE y el otro se orienta al N 54° E / 73° NW y la Falla Crucero-Lagartos con un rumbo de N 50° E / 46° SE. En la elevación 274,00 y cadenamamiento 0+077,00, el fracturamiento principal expuesto corresponde al sistema de la falla Crucero-Lagartos con un rumbo de N 50° E / 46° SE

IV.3.3.4 Tubería a presión 1 (Tramo horizontal)

Del cadenamamiento 0+110,00 al 0+180,00, se identificaron 4 planos de falla dos de los cuales ponen en contacto la ignimbrita aglomerática y el aglomerado inferior, la orientación de estas es N 15° W / 70° NE. También en este tramo aparecieron 12 fracturas sin continuidad ni orientación definida.

Del cadenamamiento 0+180,00 al 0+220,00 se cortaron 6 planos de falla con estrías de movimiento y 5 fracturas, en general estas discontinuidades se alinean en tres direcciones preferenciales uno de rumbo N 35 a 40° W con inclinaciones variables de S 69° W y N 44° E, otro orientado al N 40° E / 88 a 55° NE-NW y el último con un rumbo de N 70 a 75° W / 86° NE. Del cadenamamiento 0+220,00

al 0+250,00 se cortaron 16 fracturas importantes con un rumbo e inclinación que varían de de N 33 a 77° W / 84° SW y N 44 a 77° E

IV.3.3.5 Tubería a presión 2 (Tramo inclinado)

De la elevación 331,00 al cadenamiento 0+023,00 se identificaron 3 planos de falla con estrías de movimiento y por lo menos 11 fracturas y 2 franjas de fracturamiento (7 a 10 fracturas por un metro), el fracturamiento se agrupa en dos direcciones preferenciales, uno de forma diagonal a la tubería y se correlaciona con el de la tubería 1, su rumbo es de N 30° W / 82 a 85° NE, el otro tiene un rumbo de N-S / 66 a 70° al Este.

De la elevación 311,00 y en el cadenamiento 0+037,28, se identificaron 10 discontinuidades de los cuales 9 corresponden a planos de falla con estrías de movimiento y una fractura, los sistemas de discontinuidades se agrupan en dos direcciones preferenciales, el primero se orienta casi N-S / 73° E y el segundo al N 55-80° W / 63-68° NE; además se presentó una franja de fracturamiento denso (10 fracturas por metro) que se orienta al N 85° W / 63 a 68° NE.

De la elevación 305,00 y cadenamiento 0+042,50 el fracturamiento es mas frecuente, se identificaron 30 discontinuidades de los cuales, 15 corresponden a planos de falla con estrías de movimiento, una franja de intenso fracturamiento (10 fracturas por metro) que se orientan al N 85° W / 63 a 68° NE y 14 fracturas. Estas discontinuidades se alinean en dos direcciones, semejantes a los de la tubería a presión, una de rumbo de N 05° W / 72° NE, y la otra de N 08° W / 66° NE.

En la elevación 293,00 y cadenamiento 0+054,50 el fracturamiento principal se alinea en dos direcciones el primero de rumbo de N 05° W / 72° NE, y el segundo al N 08° W / 66° NE.

En la elevación 291,85 y cadenamiento 0+056,50 los sistemas de fracturamiento, previo análisis estereográfico, se orientaron en dos sistemas principales, uno (el S1) de rumbo el S1.- N 52° W / 72° NE y otro (el S2) al N 68° E / 72° NE. En este tramo se consideró probable que la falla Crucero-Lagartos de rumbo N 50° E / 46° SE en combinación con el S1 formara cuñas con salida hacia la excavación, como en el caso de la tubería 1, sin embargo la colocación del soporte fue oportuno y evitó algún derrumbe.

En la elevación 264,00 el fracturamiento se alinea en dos direcciones uno de rumbo de N 37° W / 72° NE y el otro se orienta al N 54° E / 73° NW.

A partir de la elevación 240,00 el fracturamiento se presento escaso hasta la conexión con el tramo horizontal

IV.3.3.6 Tubería a presión 2 (Tramo horizontal)

Del cadenamiento 0+110,00 al 0+142,00 se identificaron cinco planos de falla importantes que pusieron en contacto la ignimbrita aglomerática y el aglomerado intermedio, estos planos de falla se proyectan a la otra tubería, uno de ellos con echado contrario. El rumbo de dos planos de falla es de N 09° W / 42 y 53° SW y el tercer plano de falla de N 20° W / 68° NE, el cuarto con un rumbo de N 09° W / 79° NE y el otro de N 58° W / 81° SW; respecto al fracturamiento éste es escaso, en los últimos 9 metros se cortaron únicamente 2 fracturas con poca continuidad.

Del cadenamiento 0+142,00 al 0+160,00 el fracturamiento es escaso y las que aparecen tienen poca continuidad.

Del cadenamiento 0+160,00 al 0+210,00 el fracturamiento continua presentándose escaso solo se cartografiaron 6 fracturas importantes que se agrupan en una dirección preferencial, hacia el N 20° E / 50° SE.

Del cadenamiento 0+210,00 al 0+250,00 el fracturamiento se presento con mayor densidad, se dentificaron 25 fracturas 4 presentan relleno de arcilla y calcita, se alinean en dos direcciones, una de rumbo N 55 a 70° W / con inclinaciones variables de 83 a 89° hacia el SW y 53 a 58° NE, la otra de rumbo de N 70° E / 88° NW.

Para mayor entendimiento de lo anterior en la figura IV.3 se muestra la geología de los túneles de conducción.

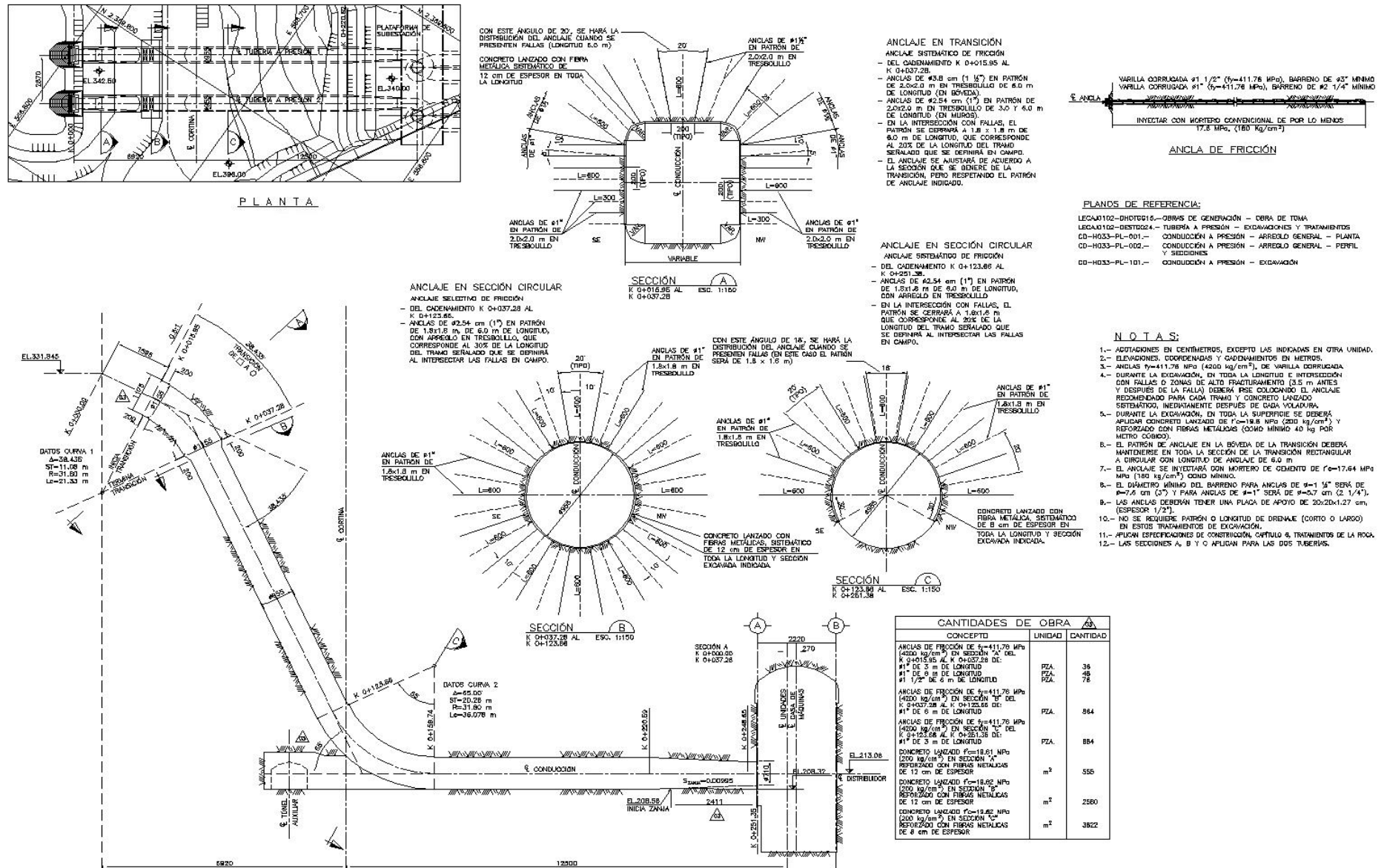


Figura IV.1 Tratamientos del macizo rocoso, Anclaje.

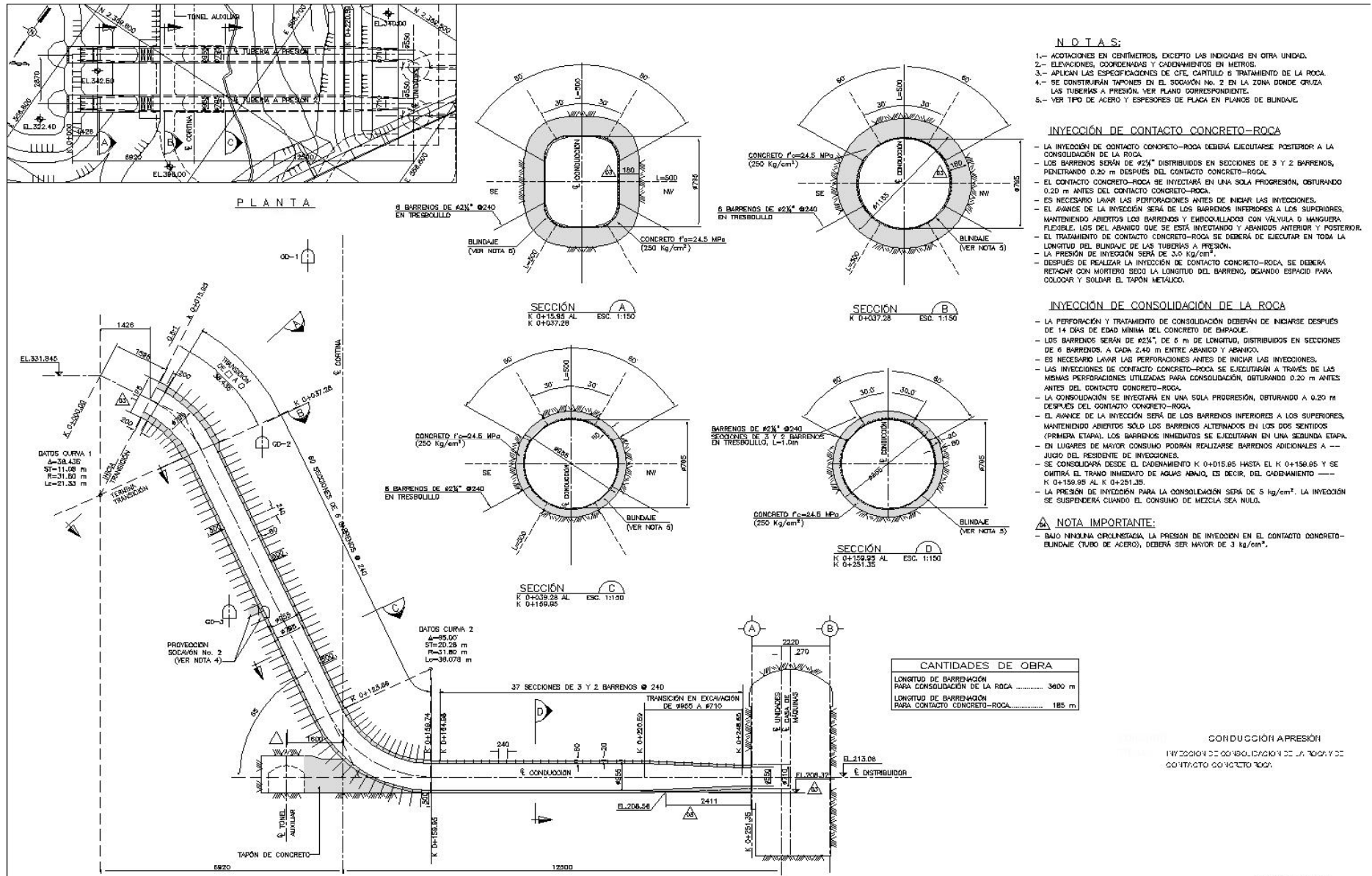


Figura IV.2 Tratamientos del macizo rocoso, Consolidación.

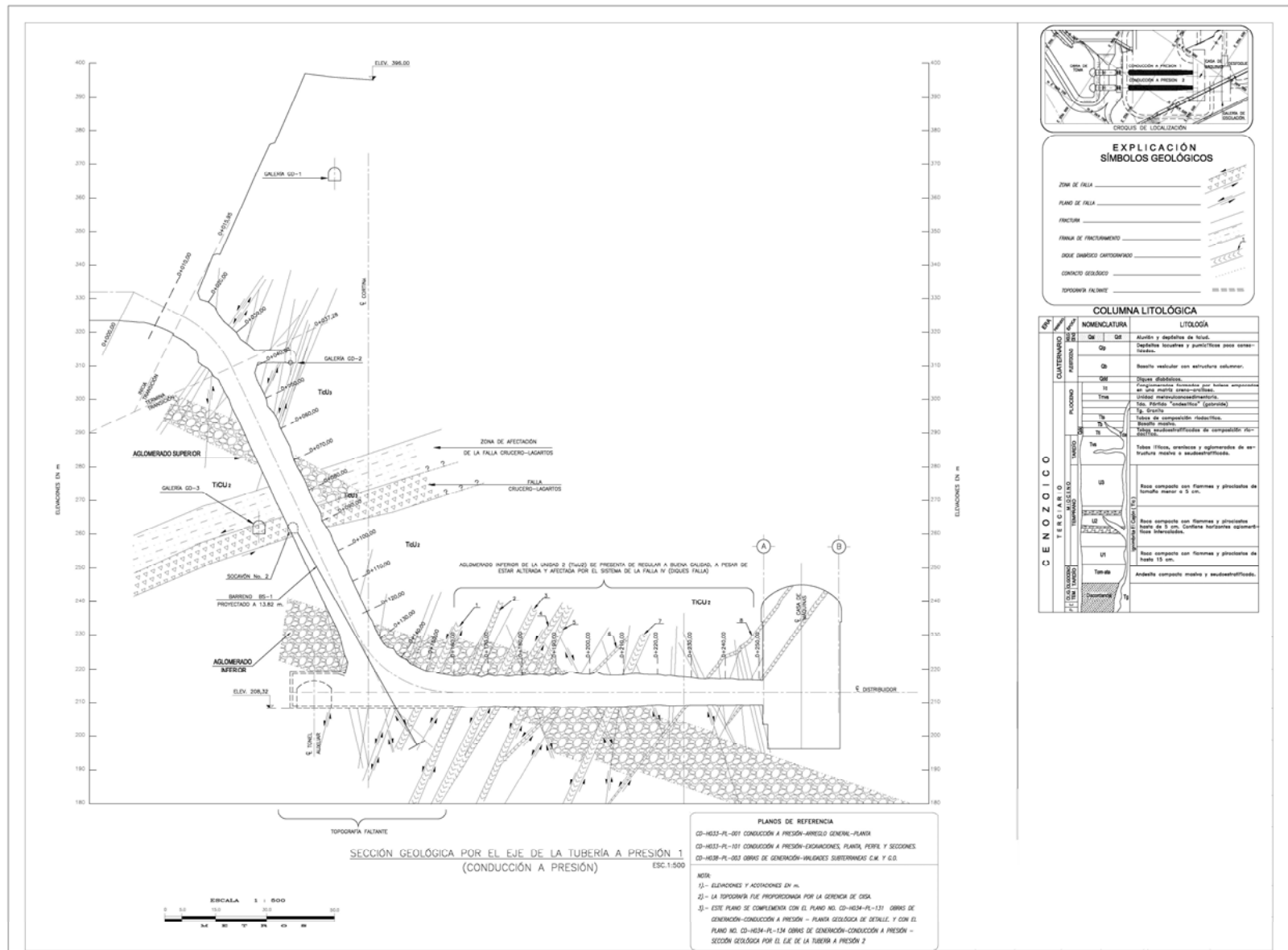


Figura IV.3. Geología de los túneles de conducción.

CAPÍTULO V

DESCRIPCION E IDEALIZACIÓN DEL MODELO ESTRUCTURAL

V.1. GENERALIDADES

Para el análisis se utilizó el programa STAAD Pro 2004 para Windows que es un programa de análisis estructural completo que maneja los aspectos de la ingeniería estructural. Desarrollado por Reaserch Engineers, Inc. (REI), California. U.S.A.

V.2. MODELADO ESTRUCTURAL.

En el capítulo II.2.5 se presentó la descripción del arreglo de las conducciones a presión, las cuales se dividen en 6 tramos:

- 1) Transición de entrada.
- 2) Rama inclinada
- 3) Codo inferior
- 4) Rama horizontal
- 5) Transición de carcasa
- 6) Manguito

Cabe señalar que el modelado y diseño de cada tramo está en función de las cargas que se presentan en la tubería a Presión:

V.2.1 PARA LA PRESIÓN INTERIOR:

El modelado y análisis para cada uno de los tramos se realiza conforme a lo indicado en el inciso III.6 CONDUCCIONES EN TÚNEL CON BLINDAJE METÁLICO Y EMPACADO EN CONCRETO.

Es claro que la tubería transmitirá esfuerzos al concreto y a la roca; por lo que es necesario realizar trabajos de consolidación de la roca e inyección de contacto entre el concreto y la roca y entre la placa y el concreto como se muestra en el capítulo IV.2 TRATAMIENTO

V.2.1 PARA LA PRESIÓN EXTERIOR

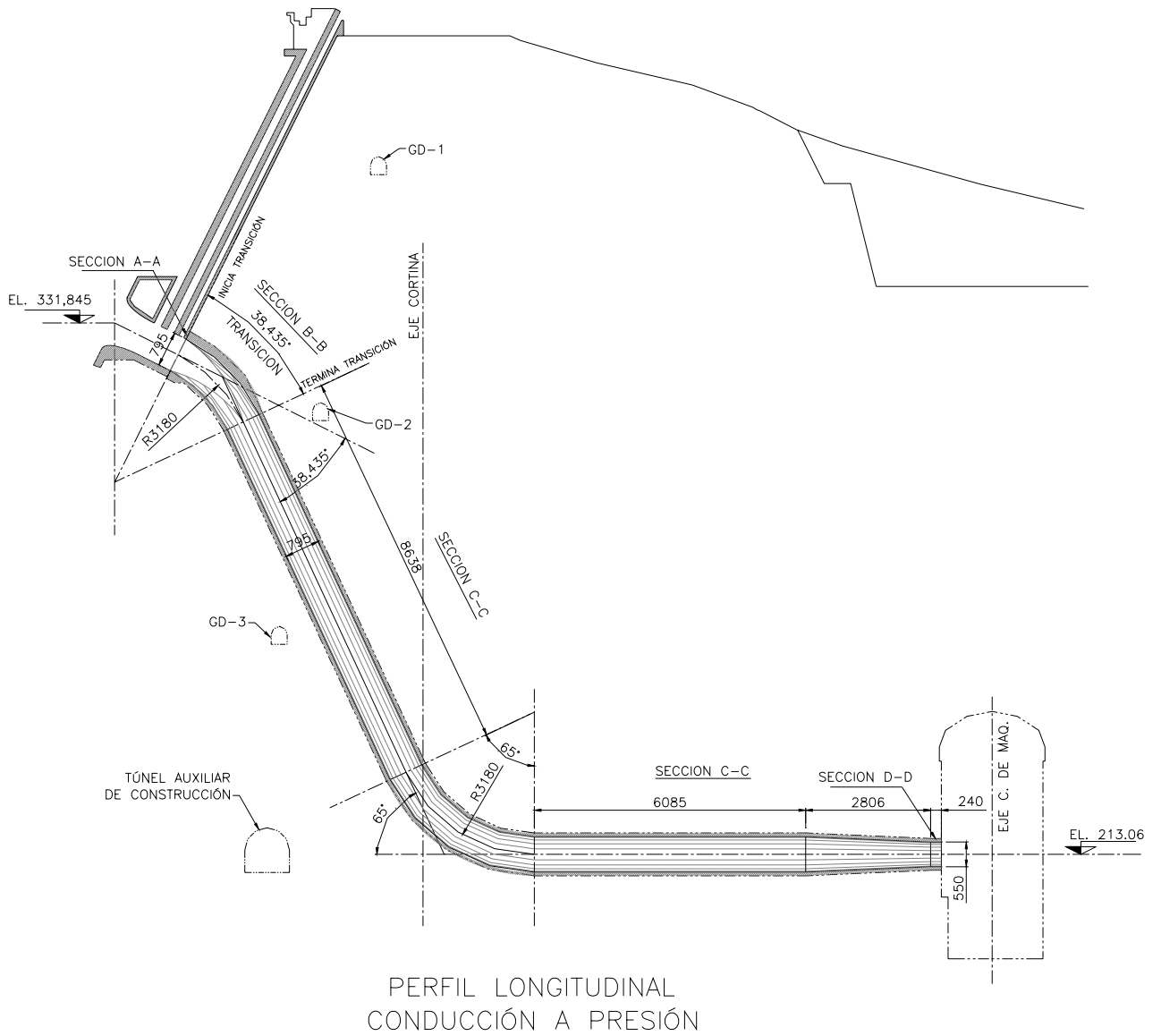
El modelado y método análisis del blindaje metálico para cada uno de los tramos se realiza conforme a lo indicado en el inciso III.6.2 Presión externa

Cabe resaltar que en la Transición de entrada la Presión Exterior es crítica por lo que el modelo se realiza como un anillo de concreto.

Adicionalmente el blindaje no es suficiente y requiere sujetarse al concreto de empaque.

Debido a que el empaque en la transición de entrada es de concreto reforzado de tal forma que tenga capacidad para tomar los esfuerzos de cortante y de tensión debidos a las cargas y presiones externas, se tiene la necesidad de realizar un análisis estructural para obtener los elementos mecánicos.

A continuación se muestra el esquema general de la conducción a presión:



V.3. ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

Como se indico en el inciso anterior el análisis estructural se realizara únicamente para el tramo 1, Transición de entrada, por lo que a continuación se describe el procedimiento de análisis:

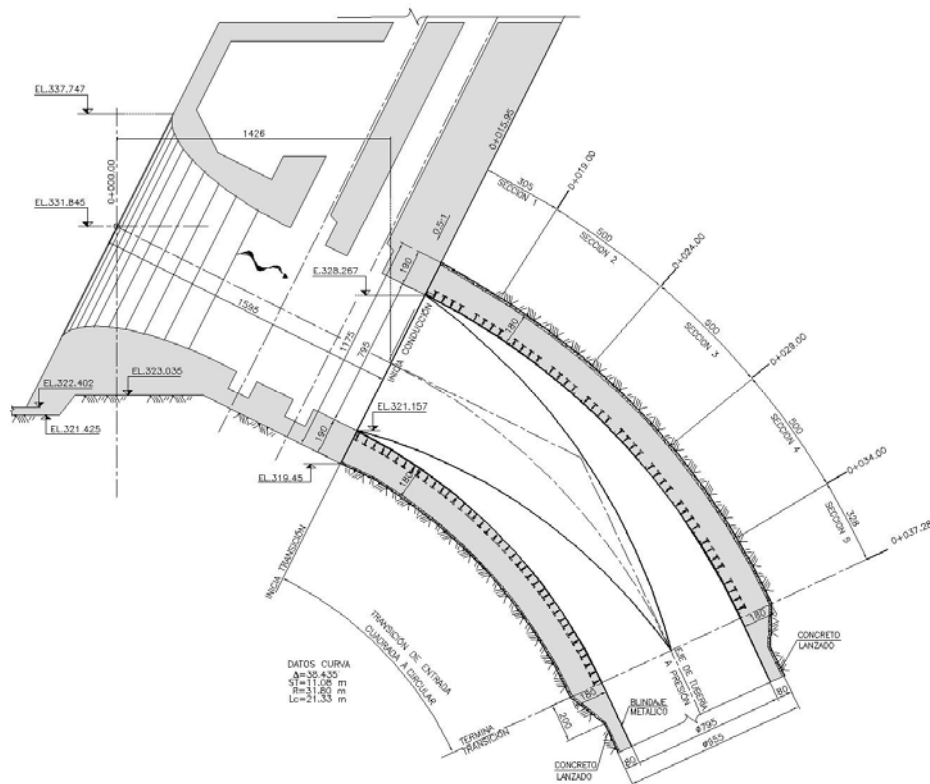
Una vez definido el arreglo geométrico de los elementos que conforman la transición de entrada, se procede a modelar la estructura para su análisis estructural. Para tal finalidad se empleo el programa de calculo estructural STAAD PRO 2004.

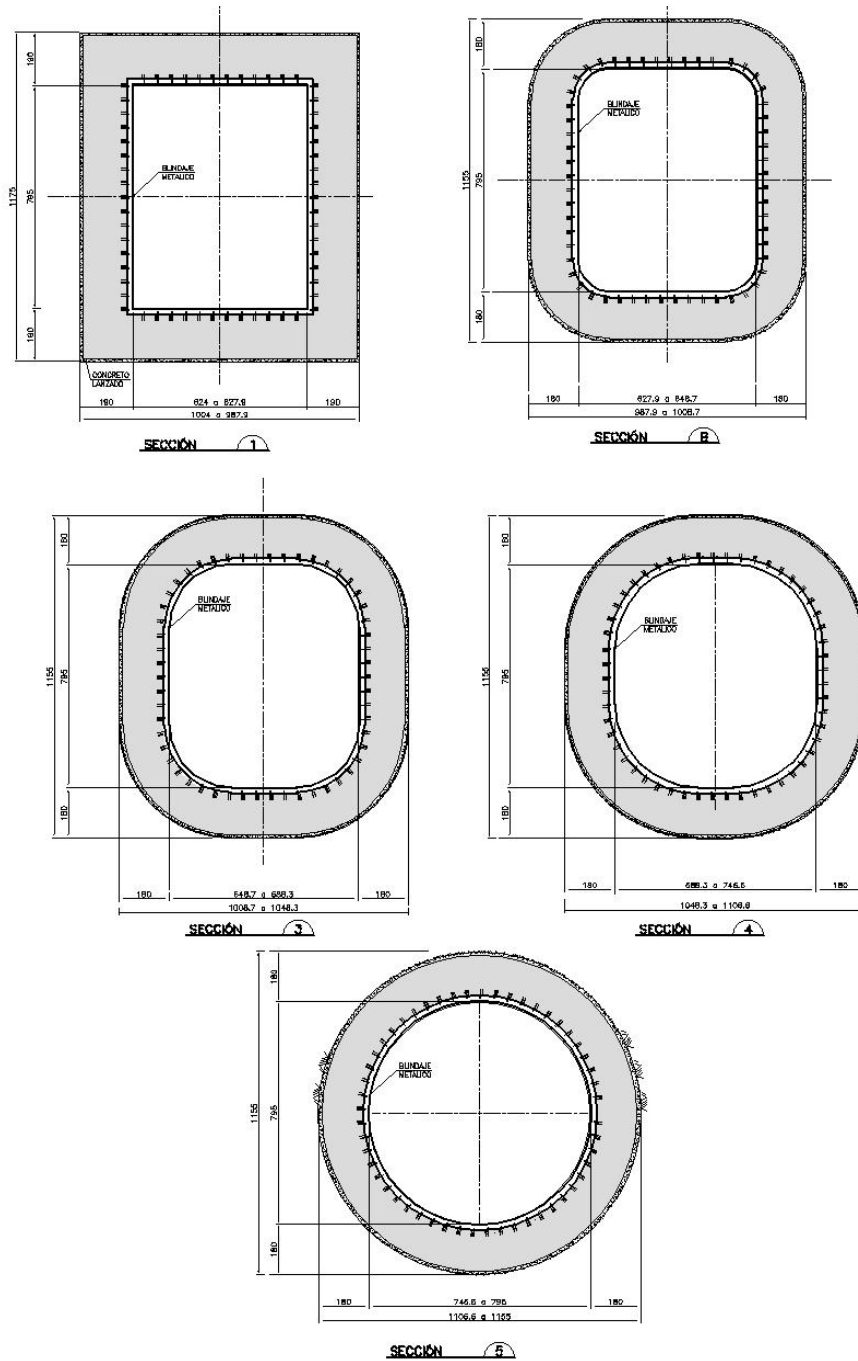
Para representar el comportamiento de la estructura se elaboraron cinco modelos bidimensionales. Los modelos consisten en marcos cerrados con miembros prismáticos de ancho unitario cabe señalar que debido a que el blindaje metálico se puede despegar del concreto de empaque no se toma en cuenta para el comportamiento estructural.

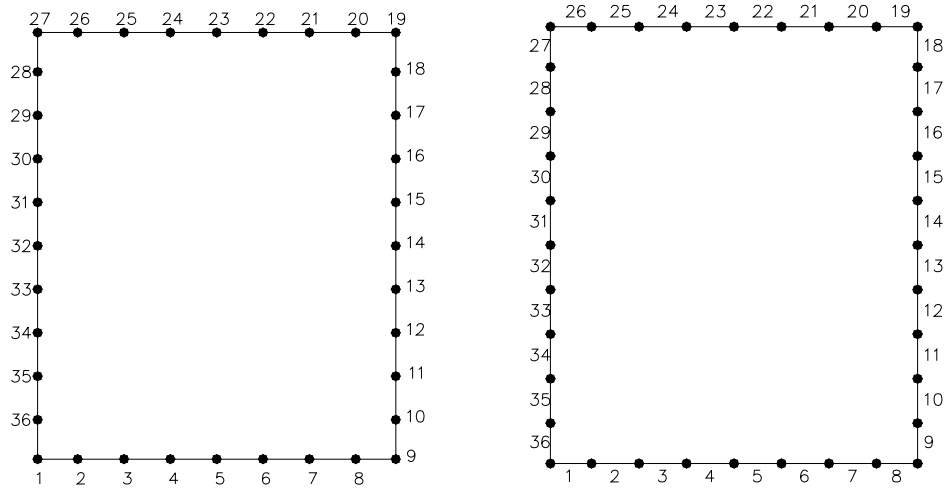
- Modelo Sección 1 al inicio de la transición (Rectangular)
- Modelo Sección 2 a 1/4 de la longitud de la transición
- Modelo Sección 3 a 1/2 de la longitud de la transición
- Modelo Sección 4 a 3/4 de la longitud de la transición
- Modelo Sección 5 al final de la transición (Circular)

Las propiedades de los miembros que conforman cada modelo de análisis, se refieren a las secciones de concreto (espesor de 1,80 m).

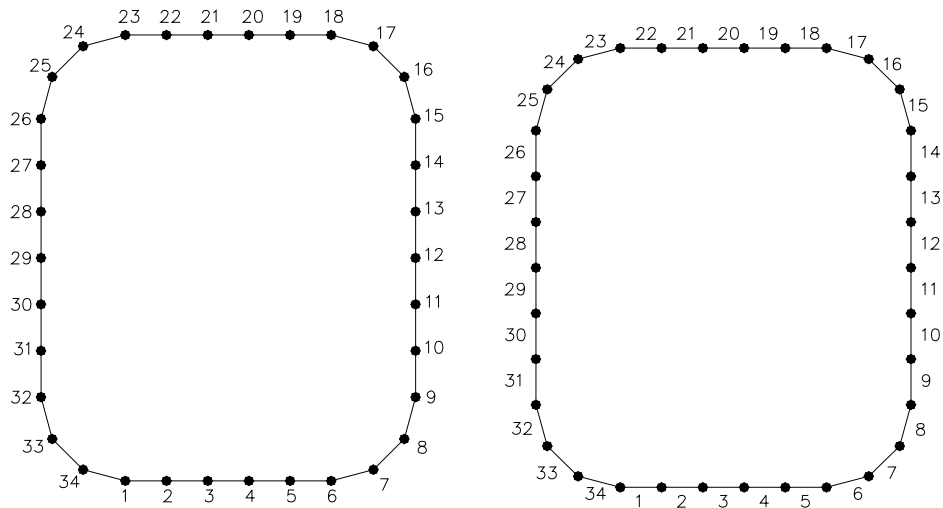
A continuación se muestra la transición de entrada para su modelado y análisis.



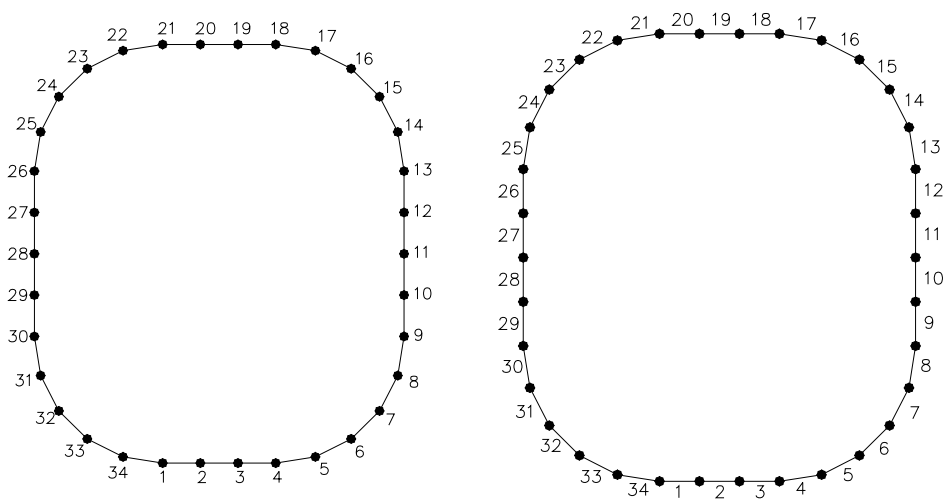




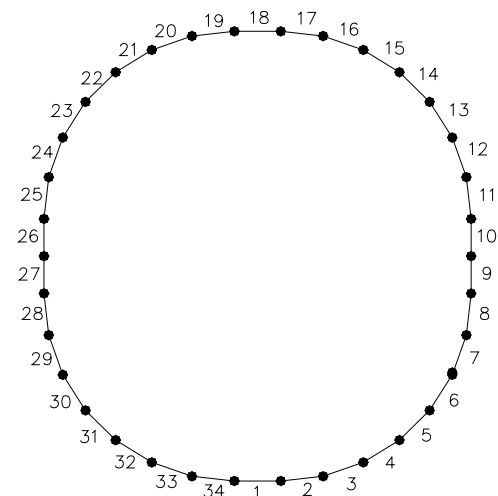
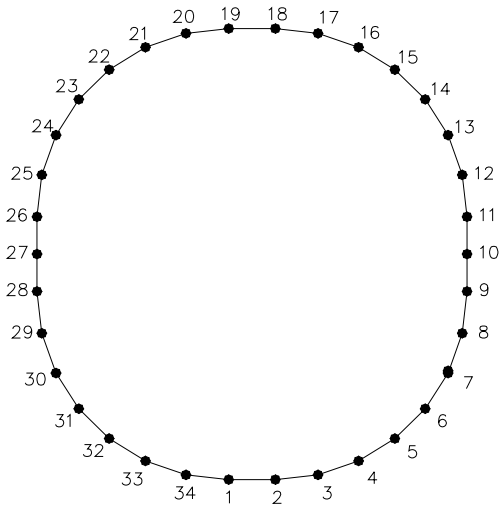
Modelo 1
Nodos, Miembros



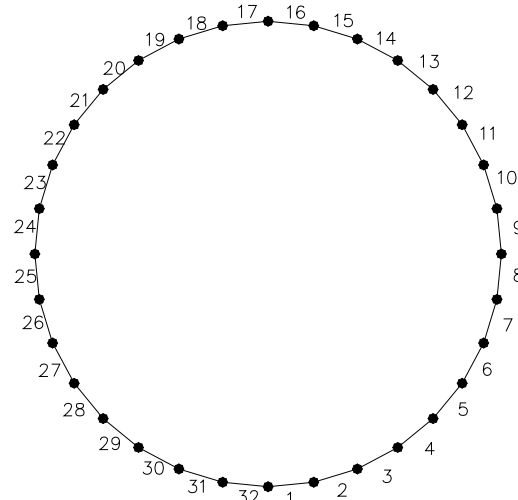
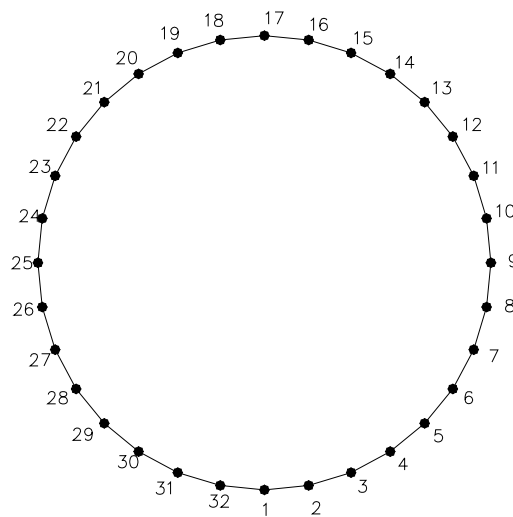
Modelo 2
Nodos, Miembros



Modelo 3
Nodos, Miembros



Modelo 4
Nodos, Miembros



Modelo 5
Nodos, Miembros

V.3.1. Constantes de análisis

Como datos de entrada, el programa de análisis estructural requiere las constantes de los materiales que conforman los elementos del modelo, como son módulo de elasticidad, peso volumétrico y relación de Poisson. Las constantes dependen de la resistencia del material utilizado, para este caso se considero un concreto con la siguiente:

Resistencia a la compresión del concreto $f'_c = 24.5MPa$

El Módulo de elasticidad del concreto utilizado en el análisis esta conforme a la referencia [1] ACI-318, y se determina con la siguiente ecuación en el sistema internacional de unidades:

$$E_c = 4733.4\sqrt{f'_c} \quad E_c = 23413MPa$$

Relación de poisson del concreto utilizada es:

$$\nu = 0.18$$

El Peso volumétrico del concreto reforzado se considera como:

$$\gamma = 23.54 \frac{kN}{m^3}$$

V.3.2. Condiciones de apoyo

Los revestimientos de la transición se apoyan sobre la roca, por tal razón, la roca de apoyo para la estructura fue idealizada por medio de resortes elásticos, cuya rigidez lineal fue determinada basándose en módulo de reacción de la Roca.

El módulo de reacción es un parámetro que define la respuesta de la roca a la aplicación de una presión y por lo tanto depende: del nivel de presión aplicada, de la forma y dimensiones del elemento que aplica la presión, de su rigidez, de la distribución de la presión y de las propiedades elásticas del terreno, como son: el módulo de elasticidad y la relación de Poisson $\mu = 0.20$

El módulo de reacción del terreno se obtiene con la siguiente ecuación:

Para los modelos 1, 2 y 3

$$\text{Módulo de reacción} \quad K_s = \frac{Er}{\alpha_e \cdot 2 \cdot B \cdot (1 - \mu^2)} \quad K_s = 1'180,000 \frac{KN}{m^3}$$

Para los modelos 4 y 5

$$\text{Módulo de reacción} \quad K_s = \frac{Er}{R \cdot (1 + \mu)} \quad K_s = 1'274,000 \frac{KN}{m^3}$$

Para determinar las condiciones de frontera en el modelo de análisis se procede de la siguiente forma:

Se ubican resortes elásticos en todo el contacto de la estructura con la roca. Para calcular la rigidez de cada resorte se multiplica el área tributaria de cada nudo por la constante del resorte (módulo de reacción).

Se liberan los grados de libertad asociados a momentos en las tres direcciones ortogonales en todos los casos y a las direcciones no ortogonales a la superficie de contacto, dejando restricciones en algunos nudos que no afecten el análisis y para que el programa no marque inestabilidad del sistema. El grado de libertad lineal que corresponde a la dirección normal del modelo se libera en el caso de resultar a tensión.

Se realiza la corrida para cada una de las hipótesis y se revisa la dirección de la fuerza de cada resorte, si alguno de los resortes trabaja a tensión debe eliminarse. Este proceso es iterativo, eliminando resortes hasta que en una corrida los resortes que se conservan estén todos a compresión. Debe seguirse este proceso para cada combinación de cargas.

V.3.3. Condiciones de carga

Para el diseño del revestimiento, las condiciones de carga primarias se muestran en la siguiente tabla:

Cargas Primarias (CP)

No. CARGA	NOMBRE
1	Carga Muerta
2	Carga de Roca
3	Presión Externa
4	Presión Interna
5	Sismo

En los siguientes incisos se identifican los tipos de cargas utilizadas y la forma de cómo se especificaron en los datos de entrada del programa.

V.3.3.1 Carga muerta

El concepto de carga muerta considera la suma de los pesos propios de todos aquellos elementos que forman parte de la estructura y cuyas dimensiones son conocidas con adecuada precisión.

El programa determina automáticamente el peso propio de la estructura, cuya magnitud está en función directa de la geometría del modelo, de los espesores de los elementos y del peso volumétrico del material que lo compone.

V.3.3.2 Carga de roca

Es el peso de roca que gravita sobre el revestimiento de concreto se considera que se estabiliza con el tratamiento mediante anclas y concreto lanzado y las inyecciones de consolidación por lo que esta carga no actúa.

V.3.3.3 Presión externa

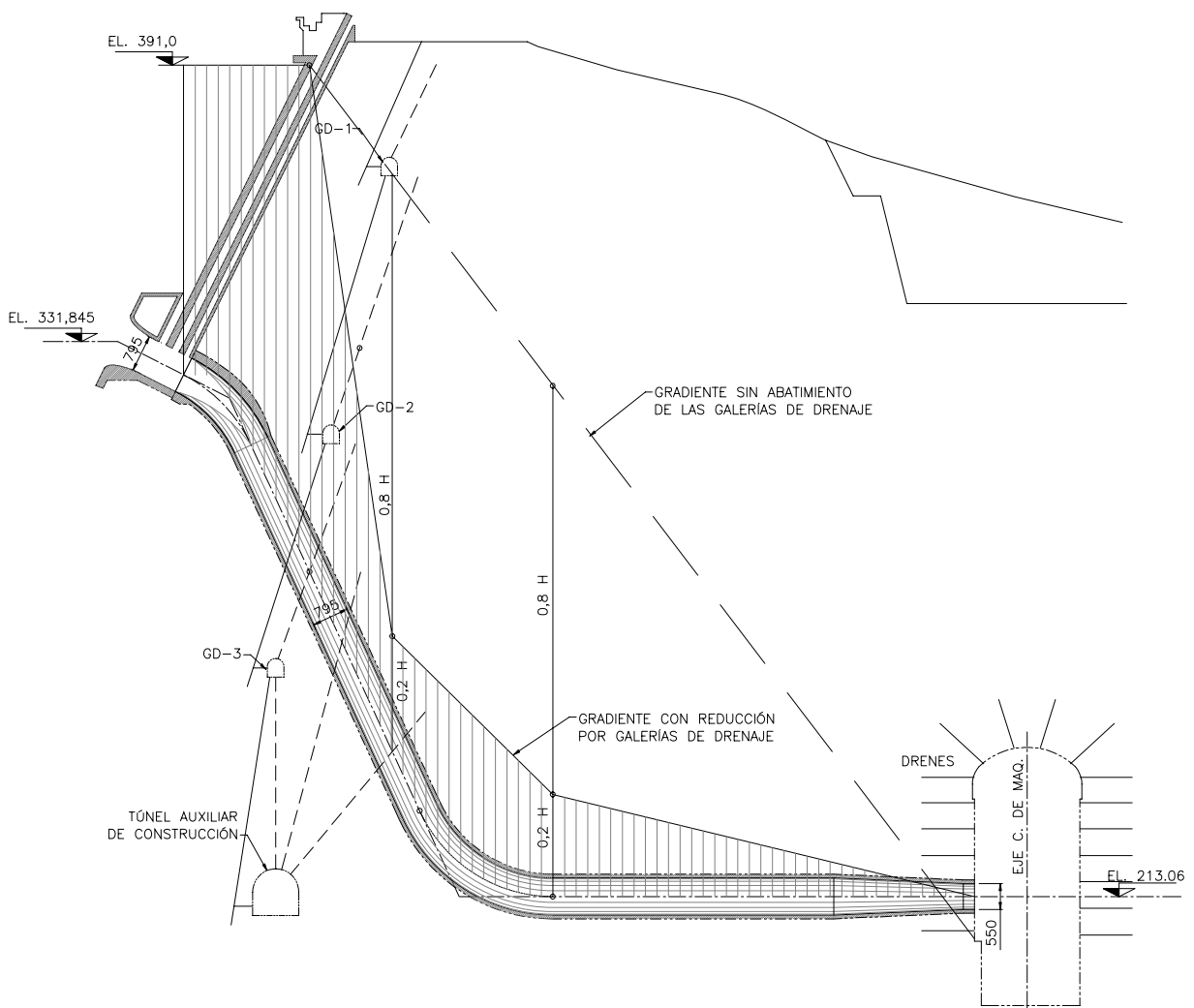
Se presenta cuando la tubería está vacía y el nivel del agua en la roca ejerce presión hacia dentro de la tubería y el nivel del embalse se encuentra al NAMO.

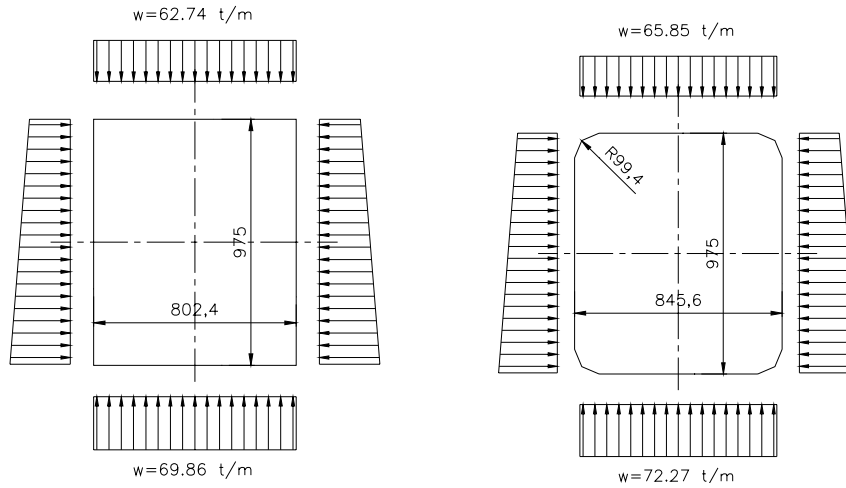
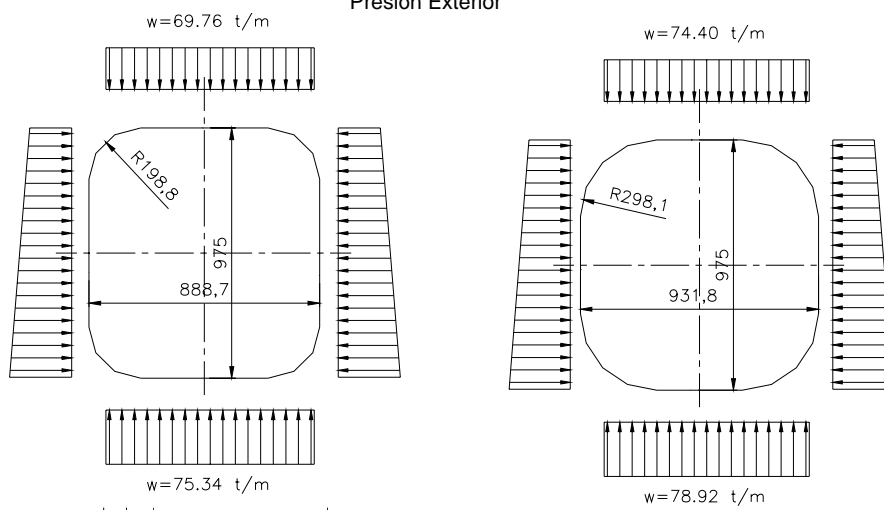
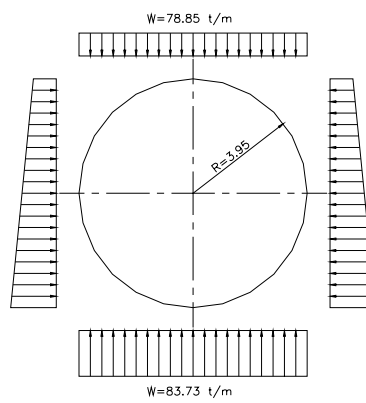
En el caso particular de El Cajón, la condición de nivel de embalse al NAME es apenas 3 m superior a la de NAMO, pero su ocurrencia es extraordinaria, por lo cual no regirá el diseño, ya que los 3 m representan un % de sobrecarga menor que la modificación que procedería hacerse en el esfuerzo de trabajo del acero o en los factores de carga aplicados en el diseño estructural.

Se mide de la línea supuesta de saturación del terreno a la línea del eje de la tubería. La línea de gradiente de presión se obtiene trazando una línea del nivel del vaso aguas arriba hasta el nivel inferior de drenes en la casa de máquinas, donde se supone se tiene abatido el nivel freático, este nivel corresponde la cota 205.50 piso de la galería de inspección, con cambios de dirección en los cruces con la pantalla de drenes desde las galerías. El sistema de drenaje desde las galerías y desde la casa de máquinas, el túnel auxiliar de construcción (que recorre tanto aguas arriba como en forma paralela a las tuberías a presión), el túnel de acceso a la casa de máquinas y la red de socavones de exploración geológica permite suponer que prácticamente no habrá saturación del terreno, sin embargo, se ha supuesto un nivel conservador correspondiente a un 20% del

gradiente que se habría tenido sin drenaje ni túneles aguas debajo de la línea de drenes y variando hasta el piso de la galería de inspección de la casa de máquinas.

La condición de trabajo más conservadora supondría que actúe la presión exterior según la línea de saturación mencionada, la conducción vacía y el anillo de concreto no agrietado, de tal forma que no exista equilibrio de presiones entre las zonas interna y externa del anillo de concreto. En este caso se revisará la capacidad de compresión del anillo de concreto sujeto a una presión hidrostática externa usando ya sea la solución numérica exacta para el anillo o mediante un modelo de elemento finito que simule la sección de concreto; en cualquier caso se despreciará el aporte de la placa. Siendo la máxima presión exterior la que se presenta justo antes de la pantalla impermeable, cerca del punto de tangencia del codo superior, la carga máxima será del orden de 90 mca.



**Modelo 1****Modelo 2****Presión Exterior****Modelo 3****Modelo 4****Presión Exterior****Modelo 5**
Presión Exterior

V.3.3.3 Presión interna

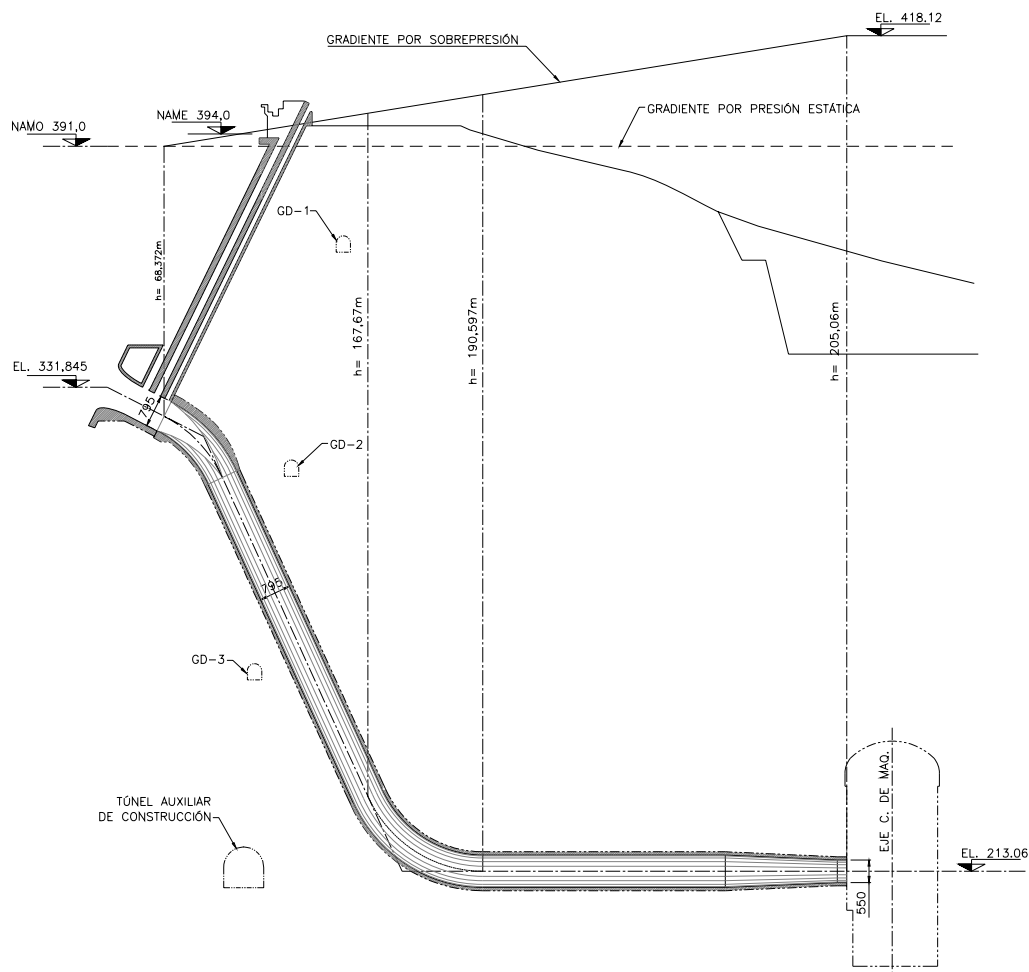
La presión interna en la conducción a presión se obtiene de la diferencia de niveles: la de la línea de presión al punto de la tubería donde se hace el análisis:

En condiciones normales se toma la presión interna con el nivel al N.A.M.O. (El. 391,0), más una sobrepresión generada por un cierre brusco de turbinas. Por información del fabricante de las turbinas, el cierre de emergencia se efectúa en 6 segundos, lo que genera un golpe de ariete que eleva la presión un equivalente a 27,12 m de columna de agua, que si se suma al nivel del NAMO, la línea de presión interna de agua que produce el golpe de ariete llega a la elevación 418,12 m.

- en condiciones extraordinarias se toma la presión interna con el nivel al N.A.M.E. (El. 394,0), no se revisa, pues no es una condición que rijas,

Considerando que la tubería es diseñada para esta carga, los esfuerzos transmitidos al concreto y a la roca confinante, ante esta carga el concreto es sólo un elemento de empaque y no tiene un trabajo estructural útil para la tubería.

Debido al embalse siempre existirá la presión externa, por lo que la diferencia entre la presión exterior e interior son prácticamente de la misma magnitud y se equilibran. Por lo que no es una condición que rijas. Esta carga no se analiza



V.3.3.3 Sismo

El sismo en este tipo de estructuras se desprecia debido a que la interacción roca estructura es mínima, Para el diseño del blindaje metálico se utilizó la sobrepresión por sismo.

No se realiza un análisis por sismo

V.3.3.4. Combinaciones de carga

Los factores de carga para cada una de las cargas primarias y las combinaciones entre ellas que se aplican, son los que se especifican en la referencia [1].

No. COMBINACIÓN	DESCRIPCIÓN	NC P	FC		NC P	FC		NC P	FC		NC P	FC		NC P	FC
6	Condición de Mantenimiento (Tubería Vacía)	1	1.4	+	2	0	+	3	0	+	4	1.7	+	5	0
FC factor de carga NCP numero de carga primaria															

CAPÍTULO VI

RESULTADOS DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

VI.1. GENERALIDADES

En el capítulo anterior se describió la forma de analizar las conducciones a presión, este capítulo realiza el diseño de las conducciones a presión.

VI.2. DISEÑO POR PRESION INTERIOR.

Como se indico en el capítulo III.6 CONDUCCIONES EN TÚNEL CON BLINDAJE METÁLICO Y EMPACADO EN CONCRETO, el diseño se realiza por el método elástico, a continuación se muestran los resultados del diseño efectuado.

Tramo	Presión interior (MPa)	Diámetro (m)	Espesor Blindaje (in)	Espesor Concreto (m)	Esfuerzo Tubo confinado (MPa)	Esfuerzo Tubo libre (MPa)	Esfuerzo Concreto (MPa)
1	0.86	8.35	1"	1.80	73.4	151.21	1.03
2	1.21	7.95	1"	0.80	76.98	202.59	3.74
	1.35		1 1/8"	0.80	77.98	199.52	4.40
	1.61		1 1/4"	0.80	80.45	212.98	5.00
	1.69		1 3/8"	0.80	80.65	208.35	5.07
3	1.91	7.95	1 1/2"	0.80	82.56	208.89	5.77
4	2.02	7.95	1 5/8"	0.80	83.11	203.33	5.97
5	2.03	6.75	1 5/8"	0.80	82.10	174.07	4.56
6	2.05	5.5	1 5/8"	0.80	80.32	143.07	3.11

VI.2.2. Diseño del tramo 4 utilizando el método elástico

A continuación se muestra el desglose del diseño para el tramo 4, cabe aclarar que este procedimiento se sigue para cada tramo, además se utiliza el sistema internacional de unidades (SI):

VI.2.2.1 Datos

Presión interior considerando golpe de ariete $P := 2.02 \cdot \text{MPa}$
 Diámetro de la tubería $\Phi := 7.95 \cdot \text{m}$

VI.2.2.1 Propiedades del blindaje metálico

Acero tipo A-131 EH-36	$F_y := 381 \cdot \text{MPa}$	
Esfuerzo permisible	$f_y := 0.50 \cdot F_y$	$f_y = 190.5 \text{ MPa}$
Modulo de Young	$E := 206000 \cdot \text{MPa}$	
Modulo de Poisson	$\nu := 0.27$	
Se propone el espesor de placa de	$e := \left(1 + \frac{5}{8}\right) \cdot \text{in}$	
Espesor de la placa de acero		
Eliminando el recubrimiento por corrosión	$t := e - \frac{1}{16} \cdot \text{in}$	
Radio del blindaje metálico	$R_a := \frac{\Phi}{2} + \frac{t}{2}$	$R_a = 3.995 \text{ m}$

VI.2.2.2 Propiedades del concreto de empaque

Esfuerzo a la compresión	$f'_c := 24.517 \cdot \text{MPa}$
Modulo de Young	$E_c := 20810 \cdot \text{MPa}$
Modulo de Poisson	$\nu_c := 0.18$
Espesor del empaque de concreto	$e_c := 80 \cdot \text{cm}$

VI.2.2.3 Propiedades de la roca Alterada

Modulo de Young	$E_{r_2} := 17300 \cdot \text{MPa}$	
Modulo de Poisson	$\nu_{r_2} := 0.25$	
Radio roca fisurada	$R_D := \frac{\Phi}{2} + e + e_c$	$R_D = 4.816 \text{ m}$

VI.2.2.4 Propiedades de la roca Inalterada

Modulo de Young	$E_r := 19600 \cdot \text{MPa}$	
Modulo de Poisson	$\nu_r := 0.27$	
Espesor de roca fracturada	$r_{roc} := 1 \cdot \text{m}$	
Radio roca inalterada	$R_E := R_D + r_{roc}$	$R_E = 5.816 \text{ m}$
Máxima diferencia de temperatura entre instalación y mínima temperatura del agua	$\Delta T := 50 \cdot ^\circ\text{F}$	
Coefficiente Térmico	$C_s := 6 \times 10^{-6} \cdot ^\circ\text{F}$	
Gap	$\Delta k := C_s \cdot \Delta T \cdot R_a$	$\Delta k = 1.198 \text{ mm}$
Presión de temperatura por gap	$P_k := C_s \cdot \Delta T \cdot \frac{t}{R_a} \cdot \frac{E}{(1 - \nu)}$	$P_k = 0.841 \text{ MPa}$
Radio del concreto	$R_C := R_a + \Delta k$	$R_C = 3.996 \text{ m}$

$$P_c := \frac{\left[(P) \cdot \frac{R_a^2}{t \cdot E} \cdot (1 - \nu^2) - \Delta k \right]}{\left[\frac{R_a^2}{t \cdot E} \cdot (1 - \nu^2) + \frac{R_C}{E_c} \cdot \ln\left(\frac{R_D}{R_C}\right) + \frac{R_C}{E_r} \cdot \ln\left(\frac{R_E}{R_D}\right) + \frac{R_C}{E_{r_2}} \cdot (1 - \nu_{r_2}) \right]}$$

$P_c = 1.194 \text{ MPa}$

Deformación del concreto $\Delta_c := \frac{P_c \cdot R_C}{E_c} \cdot \ln\left(\frac{R_D}{R_C}\right)$ $\Delta_c = 0.043 \text{ mm}$

Esfuerzo concreto $\sigma_c := \frac{P_c \cdot R_C}{e_c}$ $\sigma_c = 5.97 \text{ MPa}$

Carga sobre la roca fisurada $P_D := \frac{P_c \cdot R_C}{R_D}$ $P_D = 0.991 \text{ MPa}$

Deformación de la roca fisurada $\Delta_d := \frac{P_c \cdot R_C}{E_{r2}} \cdot \ln\left(\frac{R_E}{R_D}\right)$ $\Delta_d = 0.005 \text{ cm}$

Carga sobre la roca sana $P_E := \frac{P_c \cdot R_C}{R_E}$ $P_E = 0.821 \text{ MPa}$

Deformación de la roca sana $\Delta_e := \frac{P_c \cdot R_E}{E_{r2}} \cdot (1 + \nu_{r2})$ $\Delta_e = 0.05 \text{ cm}$

Carga tubería confinada $P_s := P - P_c$ $P_s = 0.826 \text{ MPa}$

Deformación tubería confinada $\Delta_s := \Delta_k + \Delta_c + \Delta_d + \Delta_e$ $\Delta_s = 1.795 \text{ mm}$

Esfuerzo como tubo confinado $\sigma_s := \frac{P_s \cdot R_a}{t}$ $\sigma_s = 83.11 \text{ MPa}$

El esfuerzo de la tubería resulta menor al permisible

Deformación como tubo aislado $\Delta := \left(\frac{P \cdot R_a}{E t}\right) \cdot (2R_a)$ $\Delta = 7.886 \text{ mm}$

Esfuerzo como tubo aislado $\sigma := \frac{P \cdot R_a}{t}$ $\sigma = 203.33 \text{ MPa}$

El esfuerzo de la tubería resulta aceptable si se considera el incremento del esfuerzo permisible.

VI.3. DISEÑO POR PRESION EXTERIOR.

Como se indico en el capitulo III.6 CONDUCCIONES EN TÚNEL CON BLINDAJE METÁLICO Y EMPACADO EN CONCRETO, el diseño se realiza por el método de Amstutz, a continuación se muestran los resultados del diseño efectuado.

Tramo	Presión Exterior (MPa)	Diámetro (m)	Espesor Blindaje (in)	Espesor Concreto (m)	Carga Máxima resistente exterior (MPa)
1	0.294	8.35	1"	1.80	0.237
2	0.147	7.95	1"	0.80	0.301
	0.147		1 1/8"	0.80	0.341
	0.147		1 1/4"	0.80	0.423
	0.147		1 3/8"	0.80	0.513
3	0.16	7.95	1 1/2"	0.80	0.610
4	0.00	7.95	1 5/8"	0.80	0.713
5	0.00	6.75	1 5/8"	0.80	0.974
6	0.00	5.5	1 5/8"	0.80	1.432

Como se observa en la tabla anterior el tramo 1 se requiere sujetar el blindaje por lo que se recomiendan anclas en patrón de 50x50 cm y se debe diseñar el concreto de empaque de acuerdo al análisis estructural.

VI.3.1. Diseño del tamo 4 utilizando el método Amstutz

Debido a los coeficientes de Amstutz el sistema de unidades que se debe utilizar es el Ingles

VI.2.1.1 Datos

Espesor en in $t := 1 + \frac{5}{8}$

Radio en in $r := 156.5$

Coefficiente de expansión Térmica in/in/°F $\xi := 6.5 \cdot 10^{-6}$

Diferencial de temperatura °F $\Delta t := 50$

Gap espacian entre el concreto y el acero $k := \xi \cdot \Delta t \cdot r$ $k = 0.051$

Modulo de elasticidad psi $E := 2.987 \cdot 10^7$

Esfuerzo de fluencia psi $\sigma_F := 5.526 \cdot 10^4$

Relación de poisson $v := 0.30$

$$E_m := \frac{E}{(1 - v^2)} \quad E_m = 3.282 \times 10^7$$

$i := \frac{t}{\sqrt{12}}$ $i = 0.469$

$\frac{r}{i} = 333.62$

Limite de deformación $\sigma_v := -\left(\frac{k}{r}\right) \cdot E_m$ $\sigma_v = -1.067 \times 10^4$

$$\mu := 1.5 - 0.5 \cdot \left[\left[\frac{1}{\left(1 + 0.002 \frac{E}{\sigma_F}\right)} \right]^2 \right] \quad \mu = 1.385$$

$\sigma_m := \frac{\mu \cdot \sigma_F}{\sqrt{1 - v + v^2}}$ $\sigma_m = 8.608 \times 10^4$

$\sigma_N := 12 \cdot 10^3$ Esfuerzo axial circunferencial propuesto

Calculo de la raíz por método numérico

$$x := \text{root} \left[\left(\frac{\sigma_N - \sigma_v}{\sigma_m - \sigma_N} \right) \cdot \left[\left(\frac{r}{i} \right) \cdot \sqrt{\frac{\sigma_N}{E_m}} \right]^3 - \left[1 - 0.225 \frac{2r}{t} \cdot \left(\frac{\sigma_m - \sigma_N}{E_m} \right) \right] \cdot 1.73 \frac{2 \cdot r}{t}, \sigma_N \right] \quad x = 2.135 \times 10^4$$

$$\sigma_N := x \quad \sigma_N = 2.135 \times 10^4$$

Presión externa $P_{cr} := \left(\frac{t}{r} \right) \cdot \sigma_N \cdot \left[1 - 0.175 \left(\frac{2r}{t} \right) \cdot \frac{(\sigma_m - \sigma_N)}{E_m} \right]$ $P_{cr} = 206.968$

Para un factor de 2 $P_{per} = 103.484 \text{ psi}$

Presión externa de diseño $P_{per} = 0.713 \text{ MPa}$

En la figura VI.1 se muestra los espesores.

VI.3.2 Análisis estructural del concreto de tramo 1

VI.3.2.1 SECCION 1

```
*****
*
*          STAAD.Pro
*          Version 2004   Bld 1001.US
*          Proprietary Program of
*          Research Engineers, Intl.
*          Date=   MAR 16, 2005
*          Time=   11:44:36
*
*          USER ID:
*****
```

```
1. STAAD PLANE MODELO 1
2. START JOB INFORMATION
3. ENGINEER DATE 20-DEC-04
4. END JOB INFORMATION
5. INPUT WIDTH 79
6. UNIT METER KN
7. JOINT COORDINATES
8. 1 0 0.05 0; 2 0.9 0.05 0; 3 1.941 0.05 0; 4 2.981 0.05 0; 5 4.022 0.05 0
9. 6 5.063 0.05 0; 7 6.103 0.05 0; 8 7.144 0.05 0; 9 8.044 0.05 0
10. 10 8.044 0.95 0; 11 8.044 1.944 0; 12 8.044 2.938 0; 13 8.044 3.931 0
11. 14 8.044 4.925 0; 15 8.044 5.919 0; 16 8.044 6.912 0; 17 8.044 7.906 0
12. 18 8.044 8.9 0; 19 8.044 9.8 0; 20 7.144 9.8 0; 21 6.103 9.8 0; 22 5.063 9.8 0
13. 23 4.022 9.8 0; 24 2.981 9.8 0; 25 1.941 9.8 0; 26 0.9 9.8 0; 27 0 9.8 0
14. 28 0 8.9 0; 29 0 7.906 0; 30 0 6.912 0; 31 0 5.919 0; 32 0 4.925 0
15. 33 0 3.931 0; 34 0 2.938 0; 35 0 1.944 0; 36 0 0.95 0
16. MEMBER INCIDENCES
17. 1 1 2; 2 2 3; 3 3 4; 4 4 5; 5 5 6; 6 6 7; 7 7 8; 8 8 9; 9 9 10; 10 10 11
18. 11 11 12; 12 12 13; 13 13 14; 14 14 15; 15 15 16; 16 16 17; 17 17 18; 18 18 19
19. 19 19 20; 20 20 21; 21 21 22; 22 22 23; 23 23 24; 24 24 25; 25 25 26; 26 26 27
20. 27 27 28; 28 28 29; 29 29 30; 30 30 31; 31 31 32; 32 32 33; 33 33 34; 34 34 35
21. 35 35 36; 36 36 1
22. DEFINE MATERIAL START
23. ISOTROPIC MATERIAL1
24. E 2.34136E+007
25. POISSON 0.18
26. DENSITY 24
27. DAMP 2.8026E-044
28. END DEFINE MATERIAL
29. MEMBER PROPERTY AMERICAN
30. 1 TO 36 PRIS YD 1.8 ZD 1
31. CONSTANTS
```

```

32. MATERIAL MATERIAL1 MEMB 1 TO 36
33. SUPPORTS
34. 1 2 8 9 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 1228026
35. 10 36 FIXED BUT FY FZ MX MY MZ KFX 5
36. LOAD 1 CARGA MUERTA
37. SELFWEIGHT Y -1
38. LOAD 3 PRESION EXTERNA
39. MEMBER LOAD
40. 1 TO 8 UNI GY 685.093
41. 9 TRAP GX -685.093 -678.65
42. 10 TRAP GX -678.65 -671.53
43. 11 TRAP GX -671.53 -664.41
44. 12 TRAP GX -664.41 -657.301
45. 13 TRAP GX -657.301 -650.181
46. 14 TRAP GX -650.181 -643.061
47. 15 TRAP GX -643.061 -635.951
48. 16 TRAP GX -635.951 -628.832
49. 17 TRAP GX -628.832 -621.712
50. 18 TRAP GX -621.712 -615.269
51. 19 TO 26 UNI GY -615.269
52. 27 TRAP GX 615.269 621.712
53. 28 TRAP GX 621.712 628.832
54. 29 TRAP GX 628.832 635.951
55. 30 TRAP GX 635.951 643.061
56. 31 TRAP GX 643.061 650.181
57. 32 TRAP GX 650.181 657.301
58. 33 TRAP GX 657.301 664.41
59. 34 TRAP GX 664.41 671.53
60. 35 TRAP GX 671.53 678.65
61. 36 TRAP GX 678.65 685.093
62. LOAD COMB 6 CONDICION DE MANTENIMIENTO
63. 1 1.4 3 1.7
64. PERFORM ANALYSIS
    
```

P R O B L E M S T A T I S T I C S

```

-----
NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =    36/    36/    6
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=    35/    2/    9 DOF
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =    2, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =    108
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =    1 DOUBLE KILO-WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE =    12.1/    >2000 MB, EXMEM = 1009.6 MB
    
```

```

65. LOAD LIST 6
66. PRINT JOINT DISPLACEMENTS ALL
67. PRINT SUPPORT REACTION
68. PRINT MEMBER FORCES ALL
    
```

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE
 ALL UNITS ARE -- KN METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	6	1	5505.03	-4732.95	0.00	0.00	0.00	-7643.40
		2	-5505.03	3739.19	0.00	0.00	0.00	3830.93
2	6	2	5505.03	-3447.24	0.00	0.00	0.00	-3830.93
		3	-5505.03	2297.79	0.00	0.00	0.00	840.64
3	6	3	5505.03	-2297.79	0.00	0.00	0.00	-840.64
		4	-5505.03	1149.45	0.00	0.00	0.00	-951.93
4	6	4	5505.03	-1149.45	0.00	0.00	0.00	951.93
		5	-5505.03	0.00	0.00	0.00	0.00	-1550.21
5	6	5	5505.03	0.00	0.00	0.00	0.00	1550.21
		6	-5505.03	-1149.45	0.00	0.00	0.00	-951.93
6	6	6	5505.03	1149.45	0.00	0.00	0.00	951.93
		7	-5505.03	-2297.80	0.00	0.00	0.00	840.64
7	6	7	5505.03	2297.80	0.00	0.00	0.00	-840.64
		8	-5505.03	-3447.25	0.00	0.00	0.00	3830.94
8	6	8	5505.03	3739.19	0.00	0.00	0.00	-3830.94
		9	-5505.03	-4732.95	0.00	0.00	0.00	7643.40
9	6	9	5039.77	-5505.03	0.00	0.00	0.00	-7643.40
		10	-4985.34	4461.77	0.00	0.00	0.00	3159.08
10	6	10	4985.34	-4461.78	0.00	0.00	0.00	-3159.08
		11	-4925.22	3321.01	0.00	0.00	0.00	-707.97
11	6	11	4925.22	-3321.01	0.00	0.00	0.00	707.97

		12	-4865.10	2192.28	0.00	0.00	0.00	-3447.08
12	6	12	4865.10	-2192.28	0.00	0.00	0.00	3447.08
		13	-4805.05	1076.69	0.00	0.00	0.00	-5069.13
13	6	13	4805.05	-1076.69	0.00	0.00	0.00	5069.13
		14	-4744.93	-28.01	0.00	0.00	0.00	-5589.32
14	6	14	4744.93	28.01	0.00	0.00	0.00	5589.32
		15	-4684.81	-1120.67	0.00	0.00	0.00	-5017.44
15	6	15	4684.81	1120.67	0.00	0.00	0.00	5017.44
		16	-4624.76	-2200.22	0.00	0.00	0.00	-3367.62
16	6	16	4624.76	2200.22	0.00	0.00	0.00	3367.62
		17	-4564.64	-3268.83	0.00	0.00	0.00	-648.51
17	6	17	4564.64	3268.83	0.00	0.00	0.00	648.51
		18	-4504.52	-4325.42	0.00	0.00	0.00	3126.82
18	6	18	4504.52	4325.42	0.00	0.00	0.00	-3126.82
		19	-4450.09	-5271.71	0.00	0.00	0.00	7446.27
19	6	19	5271.71	4450.09	0.00	0.00	0.00	7446.27
		20	-5271.71	-3454.30	0.00	0.00	0.00	-3889.30
20	6	20	5271.71	3454.30	0.00	0.00	0.00	3889.30
		21	-5271.71	-2302.50	0.00	0.00	0.00	-892.89
21	6	21	5271.71	2302.50	0.00	0.00	0.00	892.89
		22	-5271.71	-1151.80	0.00	0.00	0.00	903.35
22	6	22	5271.71	1151.80	0.00	0.00	0.00	-903.35
		23	-5271.71	0.00	0.00	0.00	0.00	1502.86
23	6	23	5271.71	0.00	0.00	0.00	0.00	-1502.86
		24	-5271.71	1151.80	0.00	0.00	0.00	903.35
24	6	24	5271.71	-1151.80	0.00	0.00	0.00	-903.35
		25	-5271.71	2302.50	0.00	0.00	0.00	-892.89
25	6	25	5271.71	-2302.50	0.00	0.00	0.00	892.89
		26	-5271.71	3454.30	0.00	0.00	0.00	-3889.30
26	6	26	5271.71	-3454.30	0.00	0.00	0.00	3889.30
		27	-5271.71	4450.09	0.00	0.00	0.00	-7446.27
27	6	27	4450.09	-5271.71	0.00	0.00	0.00	7446.27
		28	-4504.52	4325.42	0.00	0.00	0.00	3126.82
28	6	28	4504.52	-4325.42	0.00	0.00	0.00	-3126.82
		29	-4564.64	3268.83	0.00	0.00	0.00	-648.51
29	6	29	4564.64	-3268.83	0.00	0.00	0.00	648.51
		30	-4624.76	2200.22	0.00	0.00	0.00	-3367.62
30	6	30	4624.76	-2200.22	0.00	0.00	0.00	3367.62
		31	-4684.81	1120.67	0.00	0.00	0.00	-5017.44
31	6	31	4684.81	-1120.67	0.00	0.00	0.00	5017.44
		32	-4744.93	28.01	0.00	0.00	0.00	-5589.32
32	6	32	4744.93	-28.01	0.00	0.00	0.00	5589.32
		33	-4805.05	-1076.69	0.00	0.00	0.00	-5069.13
33	6	33	4805.05	1076.69	0.00	0.00	0.00	5069.13
		34	-4865.10	-2192.28	0.00	0.00	0.00	-3447.08
34	6	34	4865.10	2192.28	0.00	0.00	0.00	3447.08
		35	-4925.22	-3321.01	0.00	0.00	0.00	-707.97
35	6	35	4925.22	3321.01	0.00	0.00	0.00	707.97
		36	-4985.34	-4461.78	0.00	0.00	0.00	3159.08
36	6	36	4985.34	4461.77	0.00	0.00	0.00	-3159.08
		1	-5039.77	-5505.03	0.00	0.00	0.00	7643.40

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

69. FINISH

VI.3.2.2 SECCION 2

1. STAAD PLANE **MODELO 2**
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KN
4. JOINT COORDINATES
5. 1 12.830 0.000 0.000
6. 2 13.725 0.000 0.000
7. 3 14.620 0.000 0.000
8. 4 15.515 0.000 0.000
9. 5 16.409 0.000 0.000
10. 6 17.304 0.000 0.000
11. 7 18.220 0.245 0.000
12. 8 18.891 0.916 0.000
13. 9 19.136 1.832 0.000
14. 10 19.136 2.846 0.000

15.	11	19.136	3.861	0.000
16.	12	19.136	4.875	0.000
17.	13	19.136	5.889	0.000
18.	14	19.136	6.904	0.000
19.	15	19.136	7.918	0.000
20.	16	18.891	8.834	0.000
21.	17	18.220	9.505	0.000
22.	18	17.304	9.750	0.000
23.	19	16.409	9.750	0.000
24.	20	15.515	9.750	0.000
25.	21	14.620	9.750	0.000
26.	22	13.725	9.750	0.000
27.	23	12.830	9.750	0.000
28.	24	11.914	9.505	0.000
29.	25	11.244	8.834	0.000
30.	26	10.998	7.918	0.000
31.	27	10.998	6.904	0.000
32.	28	10.998	5.889	0.000
33.	29	10.998	4.875	0.000
34.	30	10.998	3.861	0.000
35.	31	10.998	2.846	0.000
36.	32	10.998	1.832	0.000
37.	33	11.244	0.916	0.000
38.	34	11.914	0.245	0.000

39. MEMBER INCIDENCES

40.	1	1	2
41.	2	2	3
42.	3	3	4
43.	4	4	5
44.	5	5	6
45.	6	6	7
46.	7	7	8
47.	8	8	9
48.	9	9	10
49.	10	10	11
50.	11	11	12
51.	12	12	13
52.	13	13	14
53.	14	14	15
54.	15	15	16
55.	16	16	17
56.	17	17	18
57.	18	18	19
58.	19	19	20
59.	20	20	21
60.	21	21	22
61.	22	22	23
62.	23	23	24
63.	24	24	25
64.	25	25	26
65.	26	26	27
66.	27	27	28
67.	28	28	29
68.	29	29	30
69.	30	30	31
70.	31	31	32
71.	32	32	33
72.	33	33	34
73.	34	34	1

74. MEMBER PROPERTY AMERICAN

75. 1 TO 34 PRI YD 1.8 ZD 1.

76. CONSTANT

77. E 23413569 ALL

78. DENSITY CONCRETE ALL

79. POISSON CONCRETE ALL

80. SUPPORT

81. 1 2 5 6 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 1055864

82. 7 34 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 924872

83. 8 33 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 804896

84. 9 32 FIXED BUT FY FZ MX MY MZ KFX 5

85. LOAD 1 CARGA MUERTA

86. SELFWEIGHT Y -1.

```

87. LOAD 3 PRESION EXTERNA
88. MEMBER LOAD
89. 1 TO 5 UNI GY 708.727
90. 6 TRAP Y 707.727 707.138
91. 7 TRAP Y 707.138 702.813
92. 8 TRAP Y 702.813 696.9
93. 9 TRAP Y 696.9 690.349
94. 10 TRAP Y 690.349 683.798
95. 11 TRAP Y 683.798 677.247
96. 12 TRAP Y 677.247 670.696
97. 13 TRAP Y 670.696 664.146
98. 14 TRAP Y 664.146 657.595
99. 15 TRAP Y -657.595 -651.681
100. 16 TRAP Y -651.681 -647.357
101. 17 TRAP Y -647.357 -645.768
102. 18 TO 22 UNI GY -645.768
103. 23 TRAP Y -645.768 -647.357
104. 24 TRAP Y -647.357 -651.681
105. 25 TRAP Y -651.681 -657.595
106. 26 TRAP Y 657.595 664.146
107. 27 TRAP Y 664.146 670.696
108. 28 TRAP Y 670.696 677.247
109. 29 TRAP Y 677.247 683.798
110. 30 TRAP Y 683.798 690.349
111. 31 TRAP Y 690.349 696.9
112. 32 TRAP Y 696.9 702.813
113. 33 TRAP Y 702.813 707.138
114. 34 TRAP Y 707.138 708.727
115. LOAD COMB 6 CONDICION DE MANTENIMIENTO
116. 1 1.4 3 1.7
117. PERFORM ANALYSIS
    
```

P R O B L E M S T A T I S T I C S

```

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =   34/   34/   10
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=   33/    2/    9 DOF
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =    2, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =   102
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =    1 DOUBLE KILO-WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE =   12.1/ >2000 MB, EXMEM = 1008.6 MB
118. LOAD LIST 6
119. PRINT JOINT DISPLACEMENTS ALL
120. PRINT SUPPORT REACTIONS
121. PRINT MEMBER FORCES ALL
    
```

```

MEMBER END FORCES    STRUCTURE TYPE = PLANE
ALL UNITS ARE -- KN    METE
    
```

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	6	1	5751.56	-2627.91	0.00	0.00	0.00	-2082.98
		2	-5751.56	1602.72	0.00	0.00	0.00	189.77
2	6	2	5751.56	-1537.30	0.00	0.00	0.00	-189.77
		3	-5751.56	512.11	0.00	0.00	0.00	-727.34
3	6	3	5751.56	-512.11	0.00	0.00	0.00	727.34
		4	-5751.56	-513.08	0.00	0.00	0.00	-726.91
4	6	4	5751.56	513.08	0.00	0.00	0.00	726.91
		5	-5751.56	-1537.12	0.00	0.00	0.00	189.53
5	6	5	5751.56	1602.65	0.00	0.00	0.00	-189.53
		6	-5751.56	-2627.84	0.00	0.00	0.00	2082.67
6	6	6	6293.12	1268.87	0.00	0.00	0.00	-2082.67
		7	-6278.57	-2354.82	0.00	0.00	0.00	3800.74
7	6	7	6769.01	-948.23	0.00	0.00	0.00	-3800.74
		8	-6729.17	-149.19	0.00	0.00	0.00	3422.17
8	6	8	5939.62	-3227.65	0.00	0.00	0.00	-3422.17
		9	-5885.23	2114.07	0.00	0.00	0.00	890.42
9	6	9	5139.14	-3562.84	0.00	0.00	0.00	-890.42
		10	-5078.94	2367.17	0.00	0.00	0.00	-2115.14
10	6	10	5078.94	-2367.17	0.00	0.00	0.00	2115.14
		11	-5018.67	1181.62	0.00	0.00	0.00	-3915.19
11	6	11	5018.67	-1181.62	0.00	0.00	0.00	3915.19
		12	-4958.46	8.54	0.00	0.00	0.00	-4517.65
12	6	12	4958.46	-8.54	0.00	0.00	0.00	4517.65

		13	-4898.26	-1153.26	0.00	0.00	0.00	-3936.32
13	6	13	4898.26	1153.26	0.00	0.00	0.00	3936.32
		14	-4837.99	-2304.89	0.00	0.00	0.00	-2180.36
14	6	14	4837.99	2304.89	0.00	0.00	0.00	2180.36
		15	-4777.79	-3444.10	0.00	0.00	0.00	735.33
15	6	15	5505.44	-2092.64	0.00	0.00	0.00	735.33
		16	-5451.06	3162.42	0.00	0.00	0.00	-3227.51
16	6	16	6301.97	-10.37	0.00	0.00	0.00	3227.51
		17	-6262.13	1098.02	0.00	0.00	0.00	-3753.96
17	6	17	5971.19	2182.84	0.00	0.00	0.00	3753.96
		18	-5956.64	-1086.23	0.00	0.00	0.00	-2204.30
18	6	18	5473.70	2588.45	0.00	0.00	0.00	2204.30
		19	-5473.70	-1552.78	0.00	0.00	0.00	-351.09
19	6	19	5473.70	1552.78	0.00	0.00	0.00	351.09
		20	-5473.70	-518.26	0.00	0.00	0.00	574.66
20	6	20	5473.70	518.26	0.00	0.00	0.00	-574.66
		21	-5473.70	517.42	0.00	0.00	0.00	575.03
21	6	21	5473.70	-517.42	0.00	0.00	0.00	-575.03
		22	-5473.70	1553.10	0.00	0.00	0.00	-351.52
22	6	22	5473.70	-1553.10	0.00	0.00	0.00	351.52
		23	-5473.70	2588.77	0.00	0.00	0.00	-2205.01
23	6	23	5956.73	-1086.55	0.00	0.00	0.00	2205.01
		24	-5971.27	2183.15	0.00	0.00	0.00	-3754.97
24	6	24	6261.53	1102.46	0.00	0.00	0.00	3754.97
		25	-6301.38	-15.66	0.00	0.00	0.00	-3224.30
25	6	25	5453.48	3157.08	0.00	0.00	0.00	3224.30
		26	-5507.87	-2086.95	0.00	0.00	0.00	-736.68
26	6	26	4778.09	-3444.10	0.00	0.00	0.00	-736.68
		27	-4838.30	2304.89	0.00	0.00	0.00	-2179.02
27	6	27	4838.30	-2304.89	0.00	0.00	0.00	2179.02
		28	-4898.56	1153.26	0.00	0.00	0.00	-3934.98
28	6	28	4898.56	-1153.26	0.00	0.00	0.00	3934.98
		29	-4958.77	-8.54	0.00	0.00	0.00	-4516.31
29	6	29	4958.77	8.54	0.00	0.00	0.00	4516.31
		30	-5018.97	-1181.62	0.00	0.00	0.00	-3913.85
30	6	30	5018.97	1181.62	0.00	0.00	0.00	3913.85
		31	-5079.24	-2367.17	0.00	0.00	0.00	-2113.80
31	6	31	5079.24	2367.17	0.00	0.00	0.00	2113.80
		32	-5139.45	-3562.84	0.00	0.00	0.00	891.76
32	6	32	5887.63	2107.79	0.00	0.00	0.00	-891.76
		33	-5942.01	-3221.62	0.00	0.00	0.00	3418.37
33	6	33	6728.57	-143.76	0.00	0.00	0.00	-3418.37
		34	-6768.41	-952.88	0.00	0.00	0.00	3801.43
34	6	34	6278.54	-2355.50	0.00	0.00	0.00	-3801.43
		1	-6293.08	1268.74	0.00	0.00	0.00	2082.98

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

122. FINISH

VI.3.2.3 SECCION 3

1. STAAD PLANE **MODELO 3**
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KN
4. JOINT COORDINATES

5. 1	24.482	-0.050	0.000
6. 2	25.348	-0.050	0.000
7. 3	26.214	-0.050	0.000
8. 4	27.080	-0.050	0.000
9. 5	27.991	0.094	0.000
10. 6	28.814	0.513	0.000
11. 7	29.466	1.166	0.000
12. 8	29.885	1.988	0.000
13. 9	30.030	2.900	0.000
14. 10	30.030	3.862	0.000
15. 11	30.030	4.825	0.000
16. 12	30.030	5.787	0.000
17. 13	30.030	6.750	0.000

18.	14	29.885	7.662	0.000
19.	15	29.466	8.484	0.000
20.	16	28.814	9.137	0.000
21.	17	27.991	9.556	0.000
22.	18	27.080	9.700	0.000
23.	19	26.214	9.700	0.000
24.	20	25.348	9.700	0.000
25.	21	24.482	9.700	0.000
26.	22	23.570	9.556	0.000
27.	23	22.748	9.137	0.000
28.	24	22.095	8.484	0.000
29.	25	21.676	7.662	0.000
30.	26	21.532	6.750	0.000
31.	27	21.532	5.787	0.000
32.	28	21.532	4.825	0.000
33.	29	21.532	3.862	0.000
34.	30	21.532	2.900	0.000
35.	31	21.676	1.988	0.000
36.	32	22.095	1.166	0.000
37.	33	22.748	0.513	0.000
38.	34	23.570	0.094	0.000
39.	MEMBER INCIDENCES			
40.	1	1	2	
41.	2	2	3	
42.	3	3	4	
43.	4	4	5	
44.	5	5	6	
45.	6	6	7	
46.	7	7	8	
47.	8	8	9	
48.	9	9	10	
49.	10	10	11	
50.	11	11	12	
51.	12	12	13	
52.	13	13	14	
53.	14	14	15	
54.	15	15	16	
55.	16	16	17	
56.	17	17	18	
57.	18	18	19	
58.	19	19	20	
59.	20	20	21	
60.	21	21	22	
61.	22	22	23	
62.	23	23	24	
63.	24	24	25	
64.	25	25	26	
65.	26	26	27	
66.	27	27	28	
67.	28	28	29	
68.	29	29	30	
69.	30	30	31	
70.	31	31	32	
71.	32	32	33	
72.	33	33	34	
73.	34	34	1	
74.	MEMBER PROPERTY AMERICAN			
75.	1 TO 34 PRI YD 1.8 ZD 1.			
76.	CONSTANT			
77.	E 23413569 ALL			
78.	DENSITY CONCRETE ALL			
79.	POISSON CONCRETE ALL			
80.	SUPPORT			
81.	1 4 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 1021880			
82.	5 34 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 986718			
83.	6 33 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 890817			
84.	7 32 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 767337			
85.	9 30 FIXED BUT FY FZ MX MY MZ KFX 5			
86.	LOAD 1 CARGA MUERTA			
87.	SELFWEIGHT Y -1.			
88.	LOAD 3 PRESION EXTERNA			
89.	MEMBER LOAD			

```

90. 1 TO 3 UNI GY 738.833
91. 4 TRAP Y 738.833 738.019
92. 5 TRAP Y 738.019 735.675
93. 6 TRAP Y 735.675 732.008
94. 7 TRAP Y 732.008 727.389
95. 8 TRAP Y 727.389 722.279
96. 9 TRAP Y 722.279 716.876
97. 10 TRAP Y 716.876 711.472
98. 11 TRAP Y 711.472 706.069
99. 12 TRAP Y 706.069 700.666
100. 13 TRAP Y -700.666 -695.556
101. 14 TRAP Y -695.556 -690.937
102. 15 TRAP Y -690.937 -687.27
103. 16 TRAP Y -687.27 -684.926
104. 17 TRAP Y -684.926 -684.112
105. 18 TO 20 UNI GY -684.112
106. 21 TRAP Y -684.112 -684.926
107. 22 TRAP Y -684.926 -687.27
108. 23 TRAP Y -687.27 -690.937
109. 24 TRAP Y -690.937 -695.556
110. 25 TRAP Y -695.556 -700.666
111. 26 TRAP Y 700.666 706.069
112. 27 TRAP Y 706.069 711.472
113. 28 TRAP Y 711.472 716.876
114. 29 TRAP Y 716.876 722.279
115. 30 TRAP Y 722.279 727.389
116. 31 TRAP Y 727.389 732.008
117. 32 TRAP Y 732.008 735.675
118. 33 TRAP Y 735.675 738.019
119. 34 TRAP Y 738.019 738.833
120. LOAD COMB 6 CONDICION DE MANTENIMIENTO
121. 1 1.4 3 1.7
122. PERFORM ANALYSIS
    
```

P R O B L E M S T A T I S T I C S

```

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =    34/    34/    10
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=    33/    2/    9 DOF
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =    2, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =    102
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =    1 DOUBLE KILO-WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE =    12.1/    >2000 MB, EXMEM = 1008.9 MB
123. LOAD LIST 6
124. PRINT JOINT DISPLACEMENTS ALL
125. PRINT SUPPORT REACTIONS
126. PRINT MEMBER FORCES ALL
    
```

```

MEMBER END FORCES    STRUCTURE TYPE = PLANE
ALL UNITS ARE -- KN    METE
    
```

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	6	1	6032.09	-1554.17	0.00	0.00	0.00	-495.69
		2	-6032.09	517.88	0.00	0.00	0.00	-401.51
2	6	2	6032.09	-517.88	0.00	0.00	0.00	401.51
		3	-6032.09	-518.41	0.00	0.00	0.00	-401.28
3	6	3	6032.09	518.41	0.00	0.00	0.00	401.28
		4	-6032.09	-1554.70	0.00	0.00	0.00	496.38
4	6	4	6220.24	716.56	0.00	0.00	0.00	-496.38
		5	-6211.69	-1820.27	0.00	0.00	0.00	1666.35
5	6	5	6562.88	-6.11	0.00	0.00	0.00	-1666.35
		6	-6538.01	-1101.87	0.00	0.00	0.00	2172.62
6	6	6	6679.36	-857.86	0.00	0.00	0.00	-2172.62
		7	-6640.59	-254.62	0.00	0.00	0.00	1894.73
7	6	7	6460.54	-1771.01	0.00	0.00	0.00	-1894.73
		8	-6411.73	651.38	0.00	0.00	0.00	777.80
8	6	8	5897.74	-2598.32	0.00	0.00	0.00	-777.80
		9	-5843.59	1469.04	0.00	0.00	0.00	-1099.59
9	6	9	5540.44	-2368.37	0.00	0.00	0.00	1099.59
		10	-5483.32	1191.57	0.00	0.00	0.00	-2811.22
10	6	10	5483.32	-1191.57	0.00	0.00	0.00	2811.22
		11	-5426.14	22.40	0.00	0.00	0.00	-3395.04
11	6	11	5426.14	-22.40	0.00	0.00	0.00	3395.04

		12	-5369.02	-1136.72	0.00	0.00	0.00	-2858.34
12	6	12	5369.02	1136.72	0.00	0.00	0.00	2858.34
		13	-5311.84	-2288.21	0.00	0.00	0.00	-1208.52
13	6	13	5605.24	-1425.77	0.00	0.00	0.00	-1208.52
		14	-5551.09	2530.32	0.00	0.00	0.00	-618.73
14	6	14	6061.02	-693.68	0.00	0.00	0.00	618.73
		15	-6012.22	1805.89	0.00	0.00	0.00	-1772.38
15	6	15	6276.14	134.52	0.00	0.00	0.00	1772.38
		16	-6237.36	985.20	0.00	0.00	0.00	-2165.31
16	6	16	6235.44	997.30	0.00	0.00	0.00	2165.31
		17	-6210.56	128.73	0.00	0.00	0.00	-1764.52
17	6	17	5946.41	1796.62	0.00	0.00	0.00	1764.52
		18	-5937.86	-669.25	0.00	0.00	0.00	-627.47
18	6	18	5760.55	1588.12	0.00	0.00	0.00	627.47
		19	-5760.55	-529.56	0.00	0.00	0.00	289.49
19	6	19	5760.55	529.56	0.00	0.00	0.00	-289.49
		20	-5760.55	529.01	0.00	0.00	0.00	289.72
20	6	20	5760.55	-529.01	0.00	0.00	0.00	-289.72
		21	-5760.55	1587.58	0.00	0.00	0.00	-626.76
21	6	21	5937.66	-669.72	0.00	0.00	0.00	626.76
		22	-5946.21	1798.30	0.00	0.00	0.00	-1766.02
22	6	22	6210.81	131.18	0.00	0.00	0.00	1766.02
		23	-6235.68	993.76	0.00	0.00	0.00	-2163.66
23	6	23	6237.73	980.81	0.00	0.00	0.00	2163.66
		24	-6276.51	139.80	0.00	0.00	0.00	-1774.89
24	6	24	6012.81	1805.60	0.00	0.00	0.00	1774.89
		25	-6061.62	-693.38	0.00	0.00	0.00	-621.52
25	6	25	5549.05	2536.15	0.00	0.00	0.00	621.52
		26	-5603.20	-1431.84	0.00	0.00	0.00	1210.91
26	6	26	5311.32	-2288.21	0.00	0.00	0.00	1210.91
		27	-5368.50	1136.72	0.00	0.00	0.00	-2860.73
27	6	27	5368.50	-1136.72	0.00	0.00	0.00	2860.73
		28	-5425.62	-22.40	0.00	0.00	0.00	-3397.42
28	6	28	5425.62	22.40	0.00	0.00	0.00	3397.42
		29	-5482.80	-1191.57	0.00	0.00	0.00	-2813.61
29	6	29	5482.80	1191.57	0.00	0.00	0.00	2813.61
		30	-5539.91	-2368.37	0.00	0.00	0.00	-1101.98
30	6	30	5841.50	1475.36	0.00	0.00	0.00	1101.98
		31	-5895.65	-2604.51	0.00	0.00	0.00	780.87
31	6	31	6412.35	651.07	0.00	0.00	0.00	-780.87
		32	-6461.16	-1770.71	0.00	0.00	0.00	1897.52
32	6	32	6640.92	-260.23	0.00	0.00	0.00	-1897.52
		33	-6679.69	-853.07	0.00	0.00	0.00	2170.81
33	6	33	6538.33	-1098.23	0.00	0.00	0.00	-2170.81
		34	-6563.21	-8.68	0.00	0.00	0.00	1667.91
34	6	34	6211.48	-1821.94	0.00	0.00	0.00	-1667.91
		1	-6220.03	717.05	0.00	0.00	0.00	495.69

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

127. FINISH

VI.3.2.4 SECCION 4

1. STAAD PLANE **MODELO 4**
2. START JOB INFORMATION
3. ENGINEER DATE 16-MAR-05
4. END JOB INFORMATION
5. INPUT WIDTH 72
6. UNIT METER KN
7. JOINT COORDINATES
8. 1 36.575 -0.05 0; 2 37.567 -0.05 0; 3 38.473 0.052 0; 4 39.332 0.353 0
9. 5 40.104 0.838 0; 6 40.748 1.482 0; 7 41.233 2.253 0; 8 41.533 3.113 0
10. 9 41.635 4.018 0; 10 41.635 4.825 0; 11 41.635 5.632 0
11. 12 41.533 6.537 0; 13 41.233 7.397 0; 14 40.748 8.168 0
12. 15 40.104 8.812 0; 16 39.332 9.297 0; 17 38.473 9.598 0
13. 18 37.567 9.7 0; 19 36.575 9.7 0; 20 35.67 9.598 0; 21 34.81 9.297 0
14. 22 34.039 8.812 0; 23 33.395 8.168 0; 24 32.91 7.397 0
15. 25 32.609 6.537 0; 26 32.507 5.632 0; 27 32.507 4.825 0
16. 28 32.507 4.018 0; 29 32.609 3.113 0; 30 32.91 2.253 0
17. 31 33.395 1.482 0; 32 34.039 0.838 0; 33 34.81 0.353 0
18. 34 35.67 0.052 0

```

19. MEMBER INCIDENCES
20. 1 1 2; 2 2 3; 3 3 4; 4 4 5; 5 5 6; 6 6 7; 7 7 8; 8 8 9; 9 9 10
21. 10 10 11; 11 11 12; 12 12 13; 13 13 14; 14 14 15; 15 15 16; 16 16 17
22. 17 17 18; 18 18 19; 19 19 20; 20 20 21; 21 21 22; 22 22 23; 23 23 24
23. 24 24 25; 25 25 26; 26 26 27; 27 27 28; 28 28 29; 29 29 30; 30 30 31
24. 31 31 32; 32 32 33; 33 33 34; 34 34 1
25. DEFINE MATERIAL START
26. ISOTROPIC MATERIAL1
27. E 2.34136E+007
28. POISSON 0.17
29. DENSITY 24
30. DAMP 2.8026E-044
31. END DEFINE MATERIAL
32. MEMBER PROPERTY AMERICAN
33. 1 TO 34 PRIS YD 1.8 ZD 1
34. CONSTANTS
35. MATERIAL MATERIAL1 MEMB 1 TO 34
36. SUPPORTS
37. 5 32 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 772248
38. 6 31 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 706974
39. 7 30 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 523599
40. 8 29 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 326896
41. 9 28 FIXED BUT FY FZ MX MY MZ KFX 5
42. LOAD 1 CARGA MUERTA
43. SELFWEIGHT Y -1
44. LOAD 3 PRESION EXTERNA
45. MEMBER LOAD
46. 1 UNI GY 773.941
47. 2 TRAP Y 773.941 773.48
48. 3 TRAP Y 773.48 684.926
49. 4 TRAP Y 684.926 769.91
50. 5 TRAP Y 769.91 766.978
51. 6 TRAP Y 766.978 763.467
52. 7 TRAP Y 763.467 759.564
53. 8 TRAP Y 759.564 755.445
54. 9 TRAP Y 755.445 751.778
55. 10 TRAP Y 751.778 748.11
56. 11 TRAP Y -748.11 -743.991
57. 12 TRAP Y -743.991 -740.265
58. 13 TRAP Y -740.265 -736.577
59. 14 TRAP Y -736.577 -733.645
60. 15 TRAP Y -733.645 -731.449
61. 16 TRAP Y -731.449 -730.301
62. 17 TRAP Y -730.301 -729.615
63. 18 UNI GY -729.615
64. 19 TRAP Y -729.615 -730.301
65. 20 TRAP Y -730.301 -731.449
66. 21 TRAP Y -731.449 -733.645
67. 22 TRAP Y -733.645 -736.577
68. 23 TRAP Y -736.577 -740.265
69. 24 TRAP Y -740.265 -743.991
70. 25 TRAP Y -743.991 -748.11
71. 26 TRAP Y 748.11 751.778
72. 27 TRAP Y 751.778 755.445
73. 28 TRAP Y 755.445 759.564
74. 29 TRAP Y 759.564 763.467
75. 30 TRAP Y 763.467 766.978
76. 31 TRAP Y 766.978 769.91
77. 32 TRAP Y 769.91 684.926
78. 33 TRAP Y 684.926 773.48
79. 34 TRAP Y 773.48 773.941
80. LOAD COMB 6 CONDICION DE MANTENIMIENTO
81. 1 1.4 3 1.7
82. PERFORM ANALYSIS

```

P R O B L E M S T A T I S T I C S

```

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS =    34/    34/    10
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH=    33/    2/    9 DOF
TOTAL PRIMARY LOAD CASES =    2, TOTAL DEGREES OF FREEDOM =    102
SIZE OF STIFFNESS MATRIX =    1 DOUBLE KILO-WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE =    12.1/    >2000 MB, EXMEM = 1008.7 MB

```

- 83. LOAD LIST 6
- 84. PRINT JOINT DISPLACEMENTS ALL
- 85. PRINT SUPPORT REACTION
- 86. PRINT MEMBER FORCES ALL

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE
 ALL UNITS ARE -- KN METE

MEMBER	LOAD	JT	AXIAL	SHEAR-Y	SHEAR-Z	TORSION	MOM-Y	MOM-Z
1	6	1	6227.89	-622.86	0.00	0.00	0.00	-237.44
		2	-6227.89	-622.32	0.00	0.00	0.00	237.18
2	6	2	6258.42	-78.34	0.00	0.00	0.00	-237.18
		3	-6252.25	-1066.06	0.00	0.00	0.00	687.50
3	6	3	6332.53	-355.26	0.00	0.00	0.00	-687.50
		4	-6314.32	-721.13	0.00	0.00	0.00	864.40
4	6	4	6316.84	-698.79	0.00	0.00	0.00	-864.40
		5	-6287.50	-381.95	0.00	0.00	0.00	709.96
5	6	5	6395.80	-846.16	0.00	0.00	0.00	-709.96
		6	-6356.85	-304.66	0.00	0.00	0.00	463.72
6	6	6	6450.37	-998.24	0.00	0.00	0.00	-463.72
		7	-6403.74	-157.34	0.00	0.00	0.00	81.16
7	6	7	6432.87	-1226.20	0.00	0.00	0.00	-81.16
		8	-6380.86	65.22	0.00	0.00	0.00	-506.50
8	6	8	6330.11	-1463.49	0.00	0.00	0.00	506.50
		9	-6275.37	296.86	0.00	0.00	0.00	-1307.62
9	6	9	6202.64	-997.82	0.00	0.00	0.00	1307.62
		10	-6153.84	-36.05	0.00	0.00	0.00	-1695.35
10	6	10	6153.84	36.05	0.00	0.00	0.00	1695.35
		11	-6105.03	-1064.90	0.00	0.00	0.00	-1250.78
11	6	11	6185.88	-374.45	0.00	0.00	0.00	-1250.78
		12	-6131.15	1535.69	0.00	0.00	0.00	380.48
12	6	12	6319.02	-139.18	0.00	0.00	0.00	-380.48
		13	-6267.00	1306.43	0.00	0.00	0.00	-278.30
13	6	13	6400.40	130.29	0.00	0.00	0.00	278.30
		14	-6353.77	1042.46	0.00	0.00	0.00	-694.16
14	6	14	6426.64	394.26	0.00	0.00	0.00	694.16
		15	-6387.69	782.85	0.00	0.00	0.00	-871.46
15	6	15	6401.69	658.64	0.00	0.00	0.00	871.46
		16	-6372.36	523.43	0.00	0.00	0.00	-810.09
16	6	16	6329.52	904.44	0.00	0.00	0.00	810.09
		17	-6311.32	278.44	0.00	0.00	0.00	-525.32
17	6	17	6214.44	1136.21	0.00	0.00	0.00	525.32
		18	-6208.28	49.97	0.00	0.00	0.00	-30.23
18	6	18	6174.89	644.91	0.00	0.00	0.00	30.23
		19	-6174.89	645.51	0.00	0.00	0.00	-30.52
19	6	19	6208.34	50.13	0.00	0.00	0.00	30.52
		20	-6214.50	1134.76	0.00	0.00	0.00	-524.34
20	6	20	6311.19	276.81	0.00	0.00	0.00	524.34
		21	-6329.40	907.29	0.00	0.00	0.00	-811.44
21	6	21	6372.37	526.64	0.00	0.00	0.00	811.44
		22	-6401.70	654.31	0.00	0.00	0.00	-869.33
22	6	22	6387.19	783.34	0.00	0.00	0.00	869.33
		23	-6426.14	393.76	0.00	0.00	0.00	-691.58
23	6	23	6353.18	1042.83	0.00	0.00	0.00	691.58
		24	-6399.81	129.92	0.00	0.00	0.00	-275.37
24	6	24	6267.70	1300.16	0.00	0.00	0.00	275.37
		25	-6319.71	-132.43	0.00	0.00	0.00	377.71
25	6	25	6131.74	1535.60	0.00	0.00	0.00	-377.71
		26	-6186.47	-374.37	0.00	0.00	0.00	1247.93
26	6	26	6105.62	-1064.90	0.00	0.00	0.00	1247.93
		27	-6154.42	36.05	0.00	0.00	0.00	-1692.51
27	6	27	6154.42	-36.05	0.00	0.00	0.00	1692.51
		28	-6203.23	-997.82	0.00	0.00	0.00	-1304.77
28	6	28	6275.96	296.77	0.00	0.00	0.00	1304.77
		29	-6330.69	-1463.40	0.00	0.00	0.00	-503.73
29	6	29	6381.42	58.42	0.00	0.00	0.00	503.73
		30	-6433.43	-1219.77	0.00	0.00	0.00	78.12
30	6	30	6403.05	-156.91	0.00	0.00	0.00	-78.12
		31	-6449.68	-998.67	0.00	0.00	0.00	461.07
31	6	31	6356.30	-304.10	0.00	0.00	0.00	-461.07

		32	-6395.25	-846.72	0.00	0.00	0.00	707.82
32	6	32	6287.34	-377.67	0.00	0.00	0.00	-707.82
		33	-6316.67	-702.08	0.00	0.00	0.00	865.56
33	6	33	6314.22	-723.84	0.00	0.00	0.00	-865.56
		34	-6332.42	-353.65	0.00	0.00	0.00	686.49
34	6	34	6252.30	-1064.58	0.00	0.00	0.00	-686.49
		1	-6258.47	-78.57	0.00	0.00	0.00	237.44

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

87. FINISH

VI.3.2.5 SECCION 5

1. STAAD PLANE **MODELO 5**
2. INPUT WIDTH 72
3. UNIT METER KNS
4. JOINT COORDINATES

5.	1	48.178	-0.050	0.000
6.	2	49.129	0.044	0.000
7.	3	50.044	0.321	0.000
8.	4	50.887	0.772	0.000
9.	5	51.625	1.378	0.000
10.	6	52.232	2.117	0.000
11.	7	52.682	2.959	0.000
12.	8	52.960	3.874	0.000
13.	9	53.053	4.825	0.000
14.	10	52.960	5.776	0.000
15.	11	52.682	6.691	0.000
16.	12	52.232	7.533	0.000
17.	13	51.625	8.272	0.000
18.	14	50.887	8.878	0.000
19.	15	50.044	9.329	0.000
20.	16	49.129	9.606	0.000
21.	17	48.178	9.700	0.000
22.	18	47.227	9.606	0.000
23.	19	46.313	9.329	0.000
24.	20	45.470	8.878	0.000
25.	21	44.731	8.272	0.000
26.	22	44.125	7.533	0.000
27.	23	43.674	6.691	0.000
28.	24	43.397	5.776	0.000
29.	25	43.303	4.825	0.000
30.	26	43.397	3.874	0.000
31.	27	43.674	2.959	0.000
32.	28	44.125	2.117	0.000
33.	29	44.731	1.378	0.000
34.	30	45.470	0.772	0.000
35.	31	46.313	0.321	0.000
36.	32	47.227	0.044	0.000

37. MEMBER INCIDENCES

38.	1	1	2
39.	2	2	3
40.	3	3	4
41.	4	4	5
42.	5	5	6
43.	6	6	7
44.	7	7	8
45.	8	8	9
46.	9	9	10
47.	10	10	11
48.	11	11	12
49.	12	12	13
50.	13	13	14
51.	14	14	15
52.	15	15	16
53.	16	16	17
54.	17	17	18
55.	18	18	19
56.	19	19	20
57.	20	20	21

```

58. 21      21      22
59. 22      22      23
60. 23      23      24
61. 24      24      25
62. 25      25      26
63. 26      26      27
64. 27      27      28
65. 28      28      29
66. 29      29      30
67. 30      30      31
68. 31      31      32
69. 32      32      1
70. MEMBER PROPERTY AMERICAN
71. 1 TO 32 PRI YD 1.8 ZD 1.
72. CONSTANT
73. E 23413569 ALL
74. DENSITY CONCRETE ALL
75. POISSON CONCRETE ALL
76. SUPPORT
77. 5 29 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 860946
78. 6 28 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 676441
79. 7 27 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 465941
80. 8 26 FIXED BUT FX FZ MX MY MZ KFY 237535
81. 9 25 FIXED BUT FY FZ MX MY MZ KFX 5
82. LOAD 1 CARGA MUERTA
83. SELFWEIGHT Y -1.
84. LOAD 3 PRESION EXTERNA
85. MEMBER LOAD
86. 1 TRAP Y 821.111 820.738
87. 2 TRAP Y 820.738 819.65
88. 3 TRAP Y 819.65 815.452
89. 4 TRAP Y 815.452 812.53
90. 5 TRAP Y 812.53 809.196
91. 6 TRAP Y 809.196 805.577
92. 7 TRAP Y 805.577 801.811
93. 8 TRAP Y 801.811 798.036
94. 9 TRAP Y -798.036 -794.417
95. 10 TRAP Y -794.417 -791.083
96. 11 TRAP Y -791.083 -788.16
97. 12 TRAP Y -788.16 -785.758
98. 13 TRAP Y -785.758 -783.973
99. 14 TRAP Y -783.973 -782.875
100. 15 TRAP Y -782.875 -782.502
101. 16 TRAP Y -782.502 -782.502
102. 17 TRAP Y -782.502 -782.502
103. 18 TRAP Y -782.875 -782.502
104. 19 TRAP Y -783.973 -782.875
105. 20 TRAP Y -785.758 -783.973
106. 21 TRAP Y -788.16 -785.758
107. 22 TRAP Y -791.083 -788.16
108. 23 TRAP Y -794.417 -791.083
109. 24 TRAP Y -798.036 -794.417
110. 25 TRAP Y 801.811 798.036
111. 26 TRAP Y 805.577 801.811
112. 27 TRAP Y 809.196 805.577
113. 28 TRAP Y 812.53 809.196
114. 29 TRAP Y 815.452 812.53
115. 30 TRAP Y 819.65 815.452
116. 31 TRAP Y 820.738 819.65
117. 32 TRAP Y 821.111 820.738
118. LOAD COMB 6 CONDICION DE MANTENIMIENTO
119. 1 1.4 3 1.7
120. PERFORM ANALYSIS

```

P R O B L E M S T A T I S T I C S

```

NUMBER OF JOINTS/MEMBER+ELEMENTS/SUPPORTS = 32/ 32/ 10
ORIGINAL/FINAL BAND-WIDTH= 31/ 2/ 9 DOF
TOTAL PRIMARY LOAD CASES = 2, TOTAL DEGREES OF FREEDOM = 96
SIZE OF STIFFNESS MATRIX = 1 DOUBLE KILO-WORDS
REQRD/AVAIL. DISK SPACE = 12.1/ >2000 MB, EXMEM = 991.3 MB

```

- 121. LOAD LIST 6
- 122. PRINT JOINT DISPLACEMENTS ALL
- 123. PRINT SUPPORT REACTIONS
- 124. PRINT MEMBER FORCES ALL

MEMBER END FORCES STRUCTURE TYPE = PLANE
 ALL UNITS ARE -- KNS METE

1	6	1	6613.28	-654.77	0.00	0.00	0.00	-126.16
		2	-6607.70	-622.42	0.00	0.00	0.00	110.75
2	6	2	6602.77	-672.63	0.00	0.00	0.00	-110.75
		3	-6586.33	-606.04	0.00	0.00	0.00	79.06
3	6	3	6577.36	-696.70	0.00	0.00	0.00	-79.06
		4	-6550.58	-582.02	0.00	0.00	0.00	24.78
4	6	4	6538.33	-706.47	0.00	0.00	0.00	-24.78
		5	-6502.35	-571.12	0.00	0.00	0.00	-39.47
5	6	5	6590.62	-620.69	0.00	0.00	0.00	39.47
		6	-6546.74	-661.54	0.00	0.00	0.00	-19.50
6	6	6	6716.37	-542.40	0.00	0.00	0.00	19.50
		7	-6666.37	-741.27	0.00	0.00	0.00	75.90
7	6	7	6874.11	-512.23	0.00	0.00	0.00	-75.90
		8	-6819.79	-777.84	0.00	0.00	0.00	203.39
8	6	8	6978.73	-561.69	0.00	0.00	0.00	-203.39
		9	-6922.27	-732.19	0.00	0.00	0.00	285.34
9	6	9	6932.96	622.81	0.00	0.00	0.00	285.34
		10	-6876.50	676.11	0.00	0.00	0.00	-311.27
10	6	10	6875.50	686.15	0.00	0.00	0.00	311.27
		11	-6821.18	619.14	0.00	0.00	0.00	-279.66
11	6	11	6811.25	720.17	0.00	0.00	0.00	279.66
		12	-6761.26	588.11	0.00	0.00	0.00	-217.00
12	6	12	6745.73	745.42	0.00	0.00	0.00	217.00
		13	-6701.85	570.03	0.00	0.00	0.00	-133.44
13	6	13	6684.80	743.76	0.00	0.00	0.00	133.44
		14	-6648.81	574.18	0.00	0.00	0.00	-52.70
14	6	14	6633.15	733.31	0.00	0.00	0.00	52.70
		15	-6606.37	590.05	0.00	0.00	0.00	15.64
15	6	15	6593.88	716.31	0.00	0.00	0.00	-15.64
		16	-6577.43	610.05	0.00	0.00	0.00	66.39
16	6	16	6570.68	678.87	0.00	0.00	0.00	-66.39
		17	-6565.10	648.83	0.00	0.00	0.00	80.74
17	6	17	6565.08	649.01	0.00	0.00	0.00	-80.74
		18	-6570.66	678.69	0.00	0.00	0.00	66.56
18	6	18	6577.19	612.21	0.00	0.00	0.00	-66.56
		19	-6593.64	712.83	0.00	0.00	0.00	18.46
19	6	19	6605.63	591.44	0.00	0.00	0.00	-18.46
		20	-6632.41	731.91	0.00	0.00	0.00	-48.83
20	6	20	6648.20	570.96	0.00	0.00	0.00	48.83
		21	-6684.18	748.08	0.00	0.00	0.00	-133.70
21	6	21	6701.24	575.55	0.00	0.00	0.00	133.70
		22	-6745.12	738.99	0.00	0.00	0.00	-212.11
22	6	22	6760.42	582.61	0.00	0.00	0.00	212.11
		23	-6810.42	726.36	0.00	0.00	0.00	-281.14
23	6	23	6820.37	626.01	0.00	0.00	0.00	281.14
		24	-6874.70	678.83	0.00	0.00	0.00	-306.82
24	6	24	6875.65	669.14	0.00	0.00	0.00	306.82
		25	-6932.12	629.98	0.00	0.00	0.00	-288.58
25	6	25	6921.31	-739.35	0.00	0.00	0.00	288.58
		26	-6977.77	-554.61	0.00	0.00	0.00	200.79
26	6	26	6819.52	-770.71	0.00	0.00	0.00	-200.79
		27	-6873.84	-519.02	0.00	0.00	0.00	80.97
27	6	27	6666.49	-747.85	0.00	0.00	0.00	-80.97
		28	-6716.49	-536.41	0.00	0.00	0.00	-19.54
28	6	28	6547.57	-656.50	0.00	0.00	0.00	19.54
		29	-6591.45	-624.91	0.00	0.00	0.00	-34.20
29	6	29	6503.34	-577.14	0.00	0.00	0.00	34.20
		30	-6539.33	-701.46	0.00	0.00	0.00	25.58
30	6	30	6550.97	-582.74	0.00	0.00	0.00	-25.58
		31	-6577.75	-695.97	0.00	0.00	0.00	80.26
31	6	31	6586.75	-604.86	0.00	0.00	0.00	-80.26
		32	-6603.20	-672.54	0.00	0.00	0.00	112.72
32	6	32	6607.91	-624.58	0.00	0.00	0.00	-112.72
		1	-6613.49	-652.61	0.00	0.00	0.00	126.16

***** END OF LATEST ANALYSIS RESULT *****

125. FINISH

VI.3.3 DISEÑO ESTRUCTURAL

El diseño estructural se realizó de acuerdo con los resultados obtenidos del análisis, y a lo dispuesto en la Ref. [1].

VI.3.1. Concreto

VI.3.1.1. Resistencia a la compresión

De acuerdo con el reglamento se definieron los siguientes parámetros para el diseño:

- Resistencia a la compresión del concreto reforzado $f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$

VI.3.1.2. Acero de refuerzo

- Esfuerzo de fluencia de las barras de acero de refuerzo $f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$

VI.3.1.3. Cuantía mínima por temperatura

De acuerdo a la Ref.[1], en muros y losas, el refuerzo de flexión primario deberá ser una relación del área de refuerzo al área de la sección bruta del concreto no menor que 0.002 o en su caso si el área de refuerzo que se proporcione a la sección, es como mínimo un tercio mayor que se requiere por análisis. En estribos se pondrá un refuerzo mínimo horizontal de varillas de 264 mm², por metro de altura.

VI.3.1.4. Cuantías Mínima, Máxima y requerida a flexión

De acuerdo con la ref. [1], se indica para las cuantías lo siguiente:

Para Cuantía Mínima $\rho > 1.378/f_y$

Donde f_y y está en Mpa.

Para Cuantía Máxima $\rho \leq 0.0153$

La cuantía máxima para elementos a flexión esta limitada por el 0,75 del porcentaje balanceado para garantizar que la falla de la estructura se encuentra dentro del comportamiento dúctil. De acuerdo con la referencia [1] el porcentaje balanceado se calcula con la siguiente expresión:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \frac{599.843}{599.843 + f_y}$$

Donde f_y y f'_c están en Mpa.

Donde $\beta_1 = 0.85$ para concretos con resistencia f'_c hasta 28 Mpa.

V.4.3. Porcentaje de acero requerido en secciones rectangulares

$$\rho = \frac{f'_c}{1.2 \cdot f_y} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.4 \cdot R_n}{f'_c}} \right)$$

Parámetro:

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \cdot b_w \cdot d^2}$$

Área de acero:

$$A_s = \rho \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

ϕ = factor de reducción a flexión = 0,9

b_w = ancho del elemento.(cm)

d = peralte efectivo o espesor del elemento menos el recubrimiento, en cm.

f'_c = resistencia nominal del concreto, en Mpa

f_y = esfuerzo de fluencia del acero, en Mpa.

VI.3.1.4 Revisión por cortante

Dado el concepto de losas y muros, es conveniente que el cortante último lo tome íntegramente el concreto sin necesidad de refuerzo de acero.

$$V_c = 0.079 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

Donde:

ϕ = factor de reducción de cortante = 0.85

f'_c = resistencia nominal del concreto en Mpa.

b_w = ancho del elemento cm

d = peralte o espesor del muro, en cm.

V_c = contribución del concreto a cortante, en Mpa.

Este valor debe ser superior a V_u que es el cortante último. No obstante, se acepta que en zonas localizadas se coloque acero de refuerzo mediante estribos o grapas para obtener la resistencia al corte y confinamiento requerido.

VI.3.2. DISEÑO DE LAS SECCIONES DE COCNCRETO

VI.3.2.1. Diseño de la Sección 1

Datos Generales $f'c=$ 24.5 Mpa
 $f_y=$ 412 Mpa
 41.2

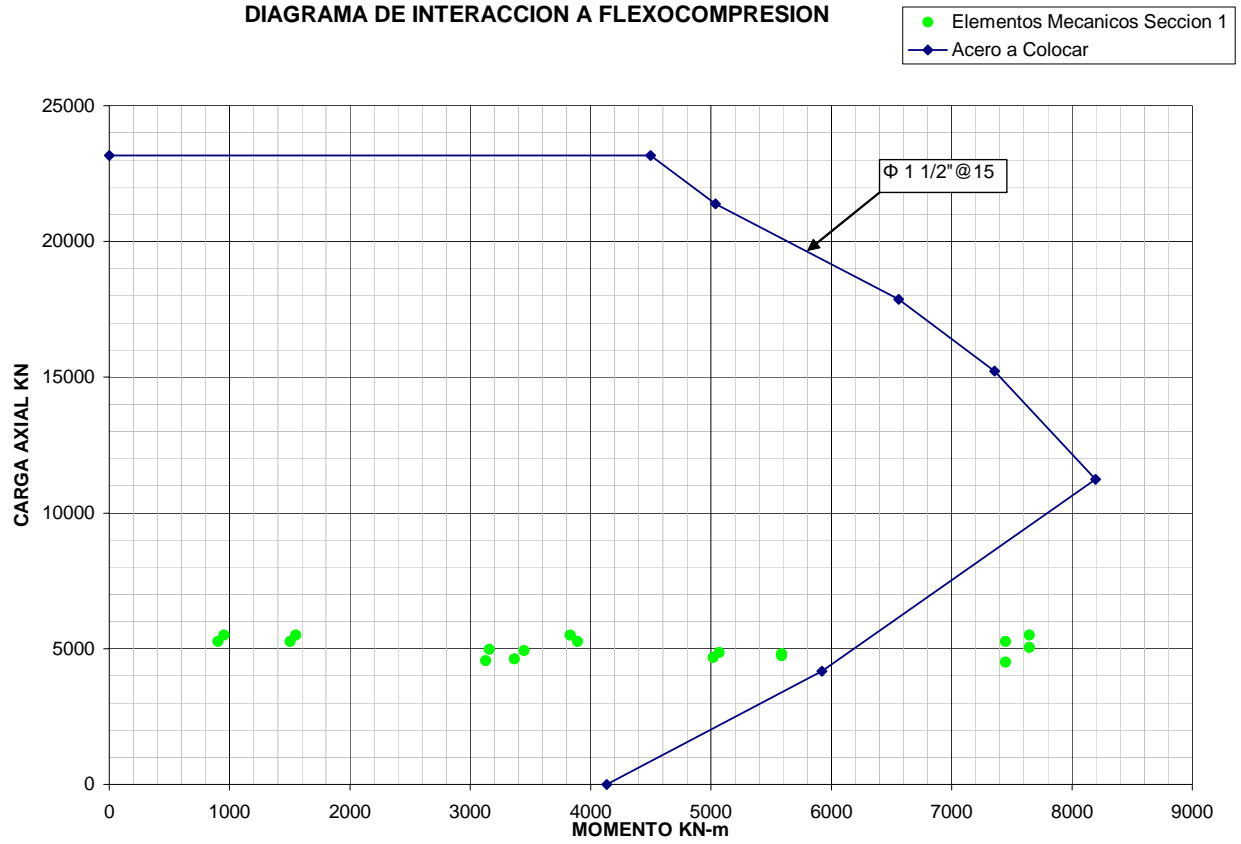
Tabla 1 Resumen de diseño Sección 1

Elemento	Elementos mecanicos			Diseño a flexocompresión					Diseño a cortante						
	Pu kN	Vu kN	Mu (*) KN-MET	Sección		Varillas a colocar	ρ colocado	As colocar cm ²	Vcr kN	Vcr>Vu cm ²	ramas	Asv cm ²	Sep cm		
				b m	h m										
1	5505.04	4732.95	7643.40	**									**		
2	5505.04	3447.25	3830.93	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	32		
3	5505.04	2297.80	951.93	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	3	2.85	39		
4	5505.04	1149.45	1550.21	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
5	5505.04	1149.45	1550.21	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
6	5505.04	2297.80	951.93	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	3	2.85	39		
7	5505.04	3447.25	3830.94	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	32		
8	5505.04	4732.95	7643.40	**									**		
9	5039.77	5505.04	7643.40	**									**		
10	4985.34	4461.78	3159.08	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	7	2.85	30		
11	4925.22	3321.01	3447.08	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	33		
12	4865.11	2192.28	5069.13	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	2	2.85	29		
13	4805.05	1076.69	5589.33	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
14	4744.93	1120.67	5589.33	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
15	4684.81	2200.22	5017.44	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	2	2.85	29		
16	4624.76	3268.83	3367.62	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	34		
17	4564.64	4325.42	3126.82	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	7	2.85	32		
18	4504.52	5271.71	7446.27	**									**		
19	5271.71	4450.09	7446.27	**									**		
20	5271.71	3454.30	3889.30	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	31		
21	5271.71	2302.50	903.35	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	3	2.85	39		
22	5271.71	1151.80	1502.86	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
23	5271.71	1151.80	1502.86	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
24	5271.71	2302.50	903.35	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	3	2.85	39		
25	5271.71	3454.30	3889.30	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	31		
26	5271.71	4450.09	7446.27	**									**		
27	4504.52	5271.71	7446.27	**									**		
28	4564.64	4325.42	3126.82	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	7	2.85	32		
29	4624.76	3268.83	3367.62	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	34		
30	4684.81	2200.22	5017.44	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	2	2.85	29		
31	4744.93	1120.67	5589.32	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
32	4805.05	1076.69	5589.32	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	OK					
33	4865.11	2192.28	5069.13	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	2	2.85	29		
34	4925.22	3321.01	3447.08	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	5	2.85	33		
35	4985.34	4461.78	3159.08	1	1.7	Φ1 1/2"@15cm	0.00894	152	1230.21	NO PASA	7	2.85	30		
36	5039.77	5505.04	7643.40	**									**		

(**) ESTOS ELEMENTOS SE LOCALIZAN EN EL NUDO RIGIDO,
 ES DECIR, ESTAN DENTRO DEL ESPESOR DE CONCRETO

A continuación se presenta el diagrama de interacción a Flexocompresión.

DIAGRAMA DE INTERACCION A FLEXOCOMPRESION



VI.3.2.2. Diseño de la Sección 2

Datos Generales $f'c=$ 24.5 Mpa
 $f_y=$ 412 Mpa
 41.2

Tabla 2 Resumen de diseño Sección 2

Elemento	Elementos mecanicos			Diseño a flexocompresión					Diseño a cortante				
	Pu kN	Vu kN	Mu (*) KN-MET	Sección		Varillas propuestas	ρ propuesto	As propuesta cm ²	Vcr kN	Vcr>Vu cm ²	ramas	Asv cm ²	Sep cm
				b	h								
				m	m								
1	5751.56	2627.91	2082.98	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	30
2	5751.56	1537.30	727.34	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	46
3	5751.56	513.08	727.34	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
4	5751.56	1537.12	726.91	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	46
5	5751.56	2627.84	2082.67	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	30
6	6293.12	2354.82	3800.74	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	37
7	6769.01	948.23	3800.74	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
8	5939.62	3227.65	3422.17	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	35
9	5139.14	3562.84	2115.14	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	30
10	5078.94	2367.17	3915.20	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	37
11	5018.67	1181.62	4517.65	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
12	4958.47	1153.26	4517.65	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
13	4898.26	2304.89	3936.33	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	39
14	4837.99	3444.10	2180.36	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	32
15	5505.44	3162.43	3227.51	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	36
16	6301.97	1098.02	3753.96	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
17	5971.19	2182.84	3753.96	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	44
18	5473.70	2588.46	2204.30	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	31
19	5473.70	1552.78	574.66	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	43
20	5473.70	518.26	575.03	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
21	5473.70	1553.10	575.03	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	43
22	5473.70	2588.77	2205.01	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	31
23	5971.27	2183.15	3754.97	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	44
24	6301.38	1102.47	3754.97	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
25	5507.87	3157.08	3224.30	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	36
26	4838.30	3444.10	2179.02	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	32
27	4898.56	2304.89	3934.98	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	39
28	4958.77	1153.26	4516.31	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
29	5018.98	1181.62	4516.31	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
30	5079.24	2367.17	3913.85	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	37
31	5139.45	3562.84	2113.80	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	30
32	5942.02	3221.62	3418.37	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	5	2.85	35
33	6768.42	952.88	3801.43	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
34	6293.08	2355.50	3801.43	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	37

VI.3.2.3. Diseño de la Sección 3

Datos Generales $f'c=$ 24.5 Mpa
 $f_y=$ 412 Mpa
 41.2

Tabla 3 Resumen de diseño Sección 3

Elemento	Elementos mecanicos factorizados			Diseño a flexocompresion					Diseño a cortante				
	Pu kN	Vu kN	Mu (*) KN-MET	Sección		Varillas propuestas	ρ a colocar	As a colocar cm ²	Vcr kN	Vcr>Vu cm ²	ramas	Asv cm ²	Sep cm
				b m	h m								
1	6032.09	1554.17	529.13	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	43
2	6032.09	518.41	401.51	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
3	6032.09	1554.71	529.60	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	43
4	6220.25	1820.27	1666.35	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	47
5	6562.89	1101.87	2172.62	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
6	6679.36	857.86	2172.62	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
7	6460.54	1771.01	1894.73	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	52
8	5897.74	2598.33	1099.59	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	31
9	5540.44	2368.37	2811.22	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	37
10	5483.32	1191.57	3395.04	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
11	5426.14	1136.72	3395.04	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
12	5369.02	2288.21	2858.34	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	40
13	5605.24	2530.32	1208.52	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	32
14	6061.02	1805.89	1772.38	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	49
15	6276.14	985.20	2165.31	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
16	6235.44	997.30	2165.31	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
17	5946.41	1796.62	1764.52	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	49
18	5760.55	1588.13	627.47	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	39
19	5760.55	529.56	289.72	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
20	5760.55	1587.58	626.76	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	1	2.85	39
21	5946.21	1798.30	1766.02	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	49
22	6235.69	993.76	2163.66	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
23	6276.51	980.81	2163.66	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
24	6061.62	1805.60	1774.89	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	49
25	5603.20	2536.15	1210.91	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	32
26	5368.50	2288.21	2860.73	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	40
27	5425.62	1136.72	3397.43	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
28	5482.80	1191.58	3397.43	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
29	5539.92	2368.37	2813.61	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	37
30	5895.65	2604.51	1101.98	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	3	2.85	31
31	6461.16	1770.71	1897.52	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	52
32	6679.69	853.07	2170.81	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
33	6563.21	1098.23	2170.81	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK			
34	6220.03	1821.94	1667.91	1	1.7	2 ϕ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	NO PASA	2	2.85	47

VI.3.2.4. Diseño de la Sección 4

Datos Generales $f'c=$ 24.5 Mpa
 $f_y=$ 412 Mpa
 41.2

Tabla 4 Resumen de diseño Sección 4

Elemento	Elementos mecanicos			Diseño a flexocompresion					Diseño a cortante				
	Pu kN	Vu kN	Mu (*) KN-MET	Sección		Varillas a colocar	ρ a colocar	As a colocar cm ²	Vcr kN	Vcr>Vu	ramas	Asv	Sep
				b m	d m								
1	6227.90	622.86	237.44	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
2	6258.42	1066.06	687.50	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
3	6332.53	721.13	864.41	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
4	6316.84	698.79	864.41	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
5	6395.80	846.16	709.96	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
6	6450.37	998.24	463.72	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
7	6432.87	1226.20	506.51	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK	1	2.85	-3487
8	6330.11	1463.49	1307.62	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	NO PASA	1	2.85	60
9	6202.64	997.82	1695.36	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
10	6153.84	1064.90	1695.36	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
11	6185.89	1535.69	1250.78	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	NO PASA	1	2.85	46
12	6319.02	1306.43	380.48	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	NO PASA	1	2.85	183
13	6400.40	1042.46	694.16	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
14	6426.64	782.85	871.46	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
15	6401.69	658.64	871.46	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
16	6329.53	904.44	810.09	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
17	6214.45	1136.21	525.32	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
18	6174.89	645.51	188.34	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
19	6214.51	1134.76	524.34	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
20	6329.40	907.29	811.44	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
21	6401.70	654.31	869.33	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
22	6426.14	783.34	869.33	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
23	6399.81	1042.83	691.58	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
24	6319.71	1300.16	378.03	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	NO PASA	1	2.85	200
25	6186.47	1535.60	1247.93	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	NO PASA	1	2.85	46
26	6154.43	1064.90	1692.51	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
27	6203.23	997.83	1692.51	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
28	6330.69	1463.40	1304.77	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	NO PASA	1	2.85	60
29	6433.43	1219.77	503.74	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK	1	2.85	-1339
30	6449.68	998.67	461.07	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
31	6395.25	846.72	707.82	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
32	6316.67	702.08	865.56	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
33	6332.42	723.84	865.56	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			
34	6258.47	1064.58	686.49	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.2	OK			

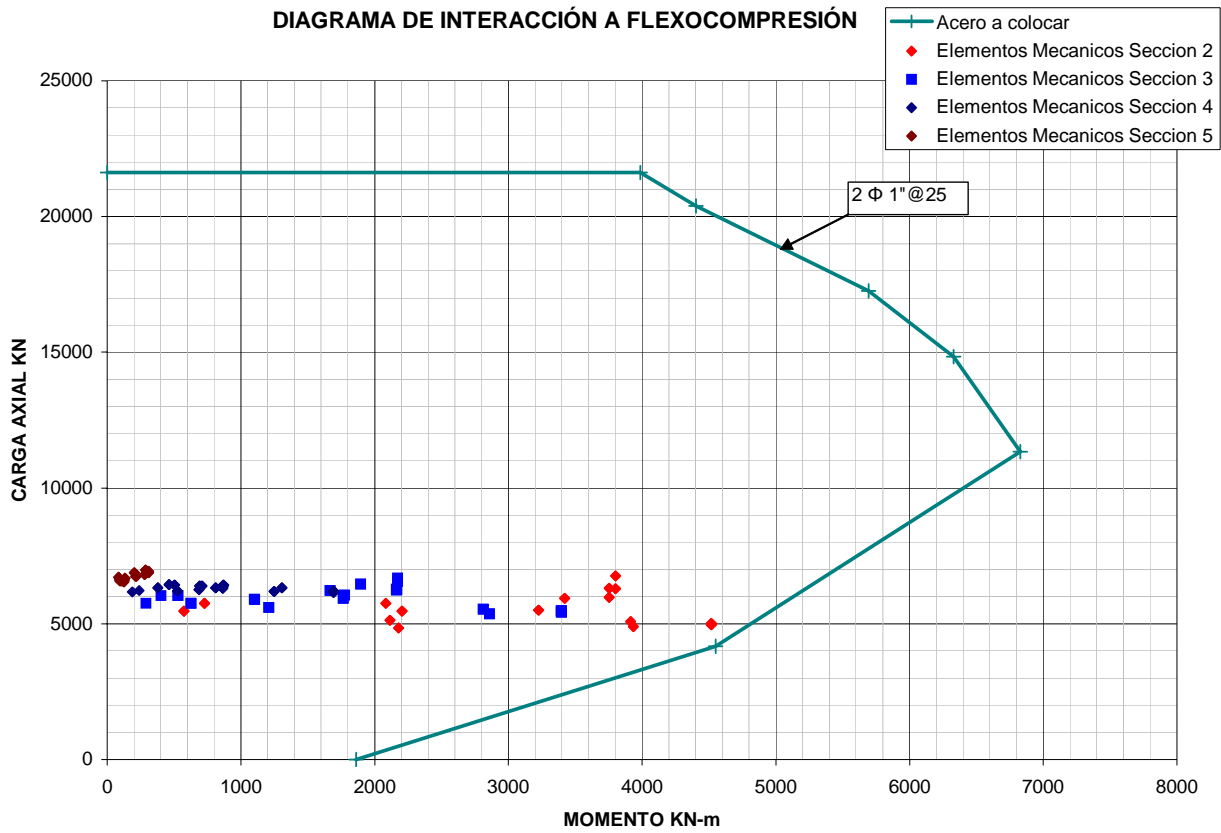
VI.3.2.5. Diseño de la Sección 5

Datos Generales $f'_c=$ 24.5 Mpa
 $f_y=$ 412 Mpa
 41.2

Tabla 5 Resumen de diseño Sección 5

Elemento	Elementos mecanicos			Diseño a flexocompresion					Diseño a cortante	
	Pu kN	Vu kN	Mu (*) KN-MET	Sección		Varillas propuestas	ρ a colocar	As a colocar cm ²	Vcr kN	Vcr>Vu
				b m	d m					
1	6613.28	654.77	126.16	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
2	6602.78	672.63	110.75	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
3	6577.36	696.70	94.41	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
4	6538.33	706.47	123.22	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
5	6590.62	661.54	123.22	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
6	6716.37	741.27	85.31	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
7	6874.11	777.84	203.39	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
8	6978.74	732.19	285.34	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
9	6932.97	676.11	311.27	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
10	6875.51	686.15	311.27	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
11	6811.25	720.17	279.66	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
12	6745.73	745.42	217.00	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
13	6684.80	743.76	133.44	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
14	6633.15	733.31	95.08	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
15	6593.88	716.31	102.07	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
16	6570.68	678.87	106.45	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
17	6570.67	678.69	106.45	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
18	6593.64	712.83	101.96	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
19	6632.41	731.91	93.46	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
20	6684.18	748.08	133.70	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
21	6745.12	738.99	212.11	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
22	6810.42	726.36	281.14	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
23	6874.70	678.83	306.82	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
24	6932.12	669.14	306.82	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
25	6977.78	739.35	288.58	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
26	6873.85	770.71	200.79	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
27	6716.49	747.85	85.35	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
28	6591.45	656.50	126.34	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
29	6539.33	701.47	126.34	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
30	6577.75	695.97	94.80	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
31	6603.20	672.54	112.72	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK
32	6613.49	652.61	126.16	1	1.7	2 Φ 1" @25cm	0.0048	81.12	1230.21	OK

A continuación se presenta el diagrama de interacción a Flexocompresión para las secciones 2, 3, 4 y 5



En la figura VI.2 se muestran los armados resultantes del diseño estructural del tramo 1.

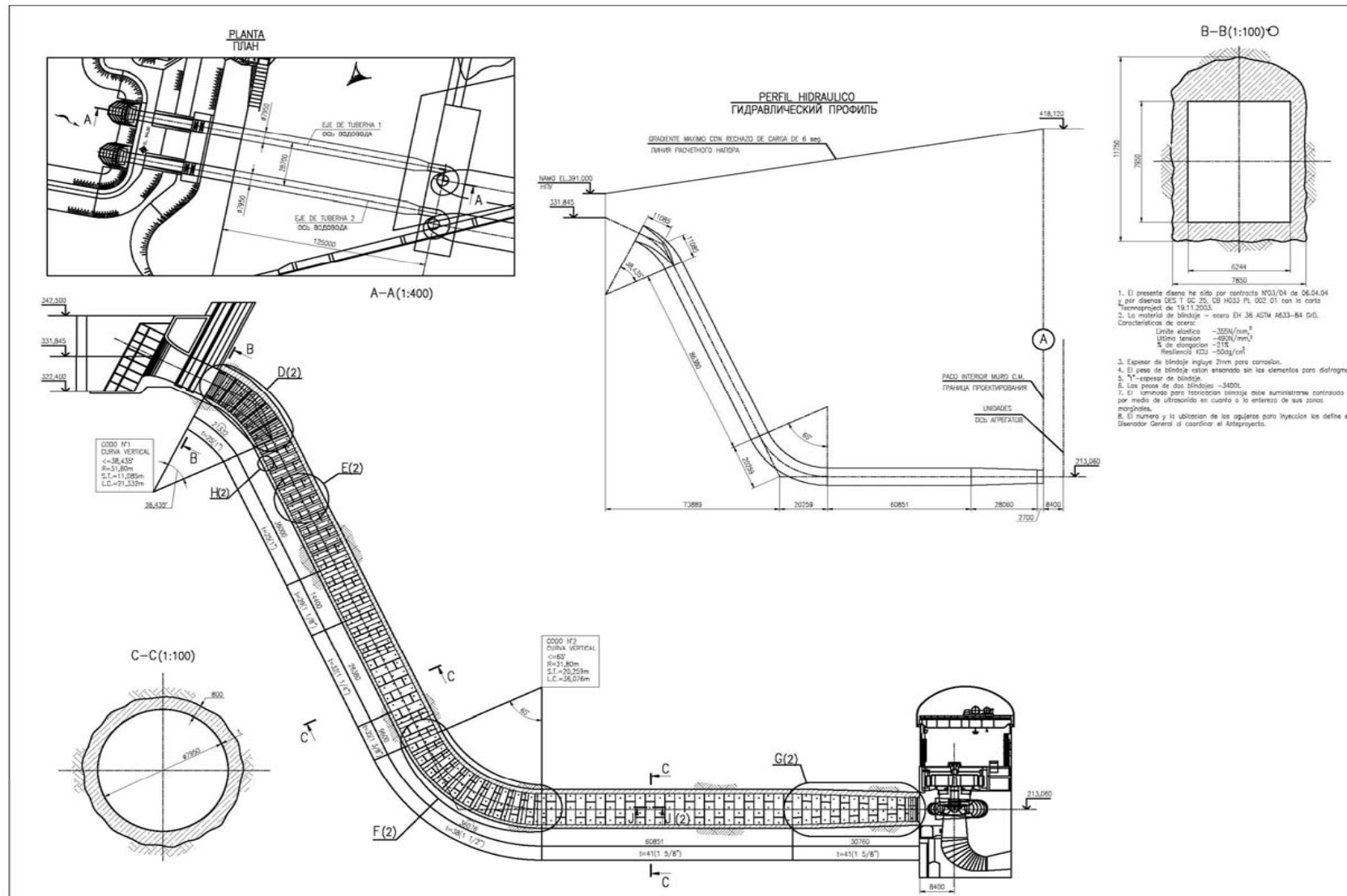


Figura VI.1 Blindaje metálico.

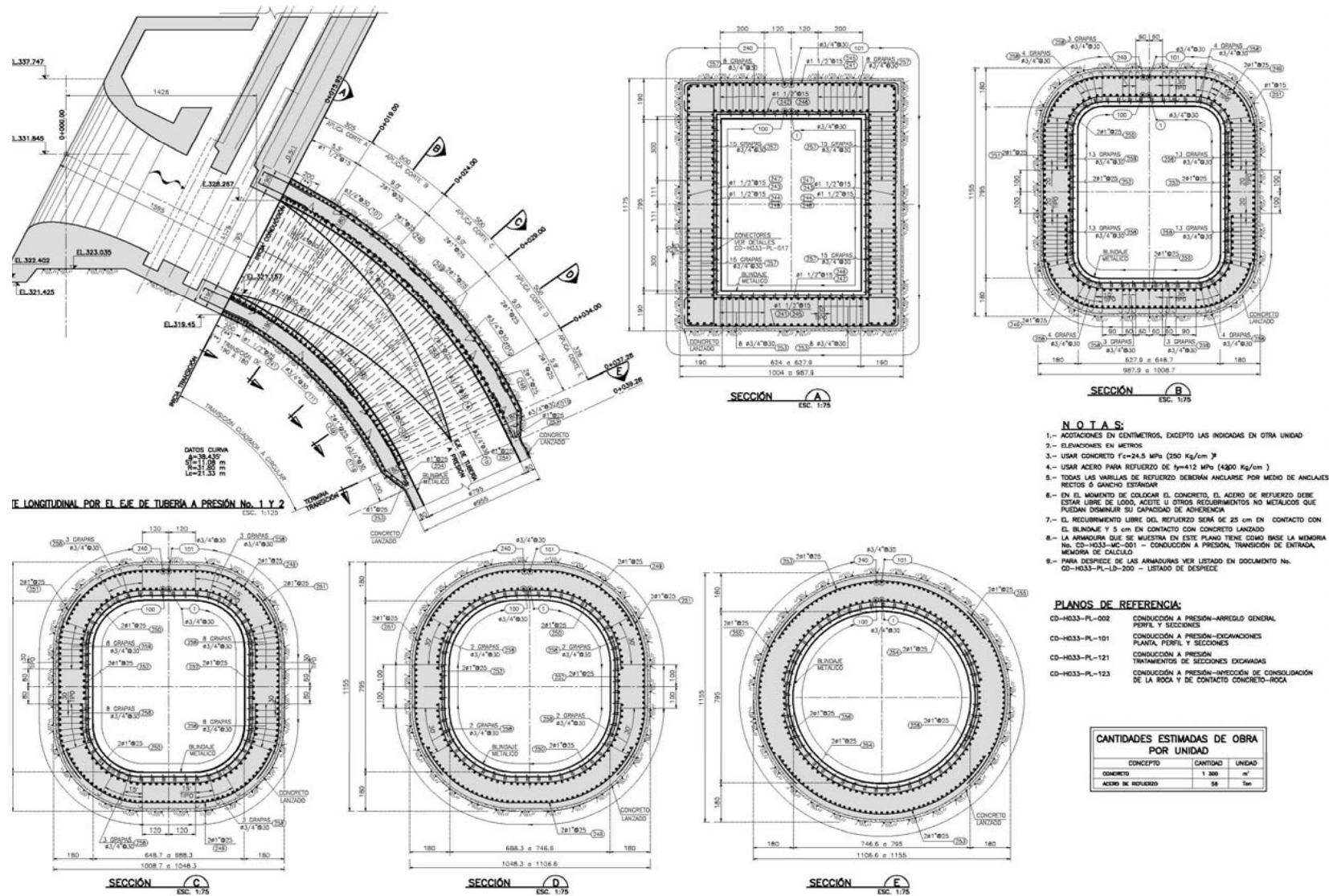


Figura Vi.2 Armados tramo 1.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

El diseño del blindaje se realizó conforme al método elástico y la teoría de azumtz

Para el concreto en el tramo 1 se utilizó el diseño por carga externa

Para el tramo 1, la estructura se modeló como una estructura bidimensional, utilizando miembros. Se analizaron cinco sesiones representativas de la estructura

Las cargas consideradas para el tramo 1, fueron las debidas al peso propio y presión exterior, debido a que es la combinación de carga que rige, es decir, cuando la tubería está vacía y existe únicamente la presión exterior.

Las deformaciones obtenidas del análisis estructural, son menores a las establecidas referencia [1], por lo tanto las secciones son aceptables.

El diseño de los miembros se realizó conforme a lo establecido en la referencia [1] y [2]. El refuerzo obtenido se obtuvo conforme a los diagramas de diseño de interacción a Flexocompresión para cada sección de análisis; se revisó que todos los elementos mecánicos (Momento-Carga Axial) estuvieran dentro de la curva.

Sección 1 Colocar Φ 1½" @ 15 cm. $\rho = 0.0089$

Sección 2 Colocar 2 Φ 1" @ 25 cm. $\rho = 0.0048$

Sección 3 Colocar 2 Φ 1" @ 25 cm. $\rho = 0.0048$

Sección 4 Colocar 2 Φ 1" @ 25 cm. $\rho = 0.0048$

Sección 5 Colocar 2 Φ 1" @ 25 cm. $\rho = 0.0048$

BILBIOGRAFIA

1. Reglamento de las Construcciones de Concreto Reforzado y sus comentarios. ACI-318.
2. Criterio de Diseño de la conducción a presión, documento CD-H033-CD-002. TP-CFE- CIISA.
3. Proyecto hidroeléctrico el cajón, Nayarit, obras de generación – Conducción a presión análisis y diseño transición de concreto reforzado CD-H033–MC–001.
4. Manual de Diseño de Obras Civiles de Comisión Federal de Electricidad
 - C.1.1 Métodos de Diseño
 - C.1.2. Acciones
 - C.2.6 Tuberías
5. Steel Pipe A Guide for Design and Installation AWWA Manual M11 second edition.
6. Civil Engineering Guidelines for Planning Designing Hydroelectric Developments Vol 2, Waterways ASCE American Society of civil Engineers NY.
7. Steel Penstocks ASCE Manuals and reports on Engineering Practice No 79 American. Society of civil Engineers NY.
8. Diseño de revestimientos de acero en túneles a presión Hydro review, Vol 9, num 5 October 1990, pp72,75-90
9. Recommendations on the design of steel linings for penstocks, International Water power and Dam constructions vol 42, num 4. abr. 1990 pp 44,46-47.
10. Embedded penstocks, USBR penstocks June. 1970 pp 130-141.
11. Design Guidelines for pressure tunnels and Shaft June 1987.
12. Engineer Manual 1110-2-2901 Department of the Army U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC 30 May 97 Engineering and Design tunnels and shafts in rock.
13. Design tunnels in rock Journal of geotechnical Engineering Vol. 120 No. October 1994.
14. Documentos diversos PH el Cajón CFE- CIISA –TP-ITT