



# UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

## METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE UN PUENTE CARRETERO CURVO DE CONCRETO PRESFORZADO CON TRABES SECCIÓN CAJÓN

### T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN **ESTRUCTURAS**

PRESENTA:

**ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS**

DIRECTOR DE TESINA: **M.I. VICTORIANO ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ**

CIUDAD UNIVERSITARIA, CD. MX.

FEBRERO 2023



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**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.

## AGRADECIMIENTOS

---

*A Dios:*

*Agradezco a Dios por manifestarse en mi vida en el momento de mayor adversidad, por encontrar un sentido de vida y aliento a través de su palabra, recordándome que no solo de pan vive el hombre.*

*A mi padre:*

**Ing. Leopoldo Vázquez Martínez**

*Por procurar que no existiera carencia alguna en mi vida, por enseñarme con tu ejemplo a ser un hombre de trabajo y disciplina, por ser mi mentor en la ingeniería. Sin duda alguna, el mejor ingeniero estructurista que he conocido.*

*A mi madre:*

**Prof.<sup>a</sup> Mayte Guadalupe Garcés Rosales**

*Por cuidarme y procurar mi felicidad, por haberme dedicado tu tiempo para que yo cumpliera mis metas, por tu guía en el camino de la rectitud y de la fe, por tu paciencia, por tu amor, por no dejar de creer en mí.*

*A mis hermanos:*

**Daniela y Ulises Vázquez Garcés**

*Por ser el mayor ejemplo de inocencia y amor incondicional que he podido encontrar, la mitad de la persona soy corresponde a ustedes y su recuerdo siempre vivirá en mí.*

*A mis familiares:*

*Por su presencia directa e indirecta que han tenido en el desarrollo de mi vida.*

*A mis profesores:*

*Por su esfuerzo y dedicación para transmitirme sus conocimientos durante mi formación académica, por su amistad y apoyo.*

*A la Facultad de Ingeniería:*

*Por haberme brindado la oportunidad de formarme como ingeniero civil en pro del desarrollo nacional, por ser baluarte de conocimiento y un segundo hogar.*

*Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT):*

*Por haberme otorgado el apoyo económico durante mis estudios de posgrado.*

---

## CONTENIDO

---

<b>AGRADECIMIENTOS</b> .....	<b>I</b>
<b>RESUMEN</b> .....	<b>VII</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>VIII</b>
<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
1.1 OBJETIVOS .....	2
1.1.1. Objetivo General .....	2
1.1.2. Objetivos Particulares .....	2
1.2 PROBLEMÁTICA QUE SE DIAGNOSTICA .....	3
1.3 SOLUCIÓN PROPUESTA .....	3
1.4 ANTECEDENTES .....	4
1.5 PUENTE .....	7
1.5.1. ¿Qué es un puente? .....	7
1.5.2. Clasificación de los puentes .....	8
1.5.2.1 Clasificación: Funcionamiento estructural .....	8
1.5.2.2 Clasificación: Geometría en planta .....	9
1.5.3. Partes que conforman un puente .....	10
1.5.4. Superestructura .....	10
1.5.5. Subestructura .....	11
<b>CAPÍTULO 2. CONCRETO PRESFORZADO</b> .....	<b>12</b>
2.1 ANTECEDENTES .....	12
2.2 MATERIALES .....	15
2.2.1. Generalidades del concreto .....	15
2.2.2. Generalidades del acero .....	16
2.2.3. Concreto hidráulico .....	16
2.2.4. Concreto reforzado .....	17
2.2.5. Concreto presforzado .....	18
2.2.6. Acero para concreto hidráulico .....	19
2.2.7. Acero de presfuerzo .....	19
2.3 TEORÍA DEL PRESFUERZO .....	22
2.3.1. Bases del concreto presforzado .....	23
2.3.2. Sistemas de presfuerzo .....	26
2.3.2.1 Pretensado .....	27
2.3.2.2 Postensado .....	28
2.3.3. Pérdidas en el presfuerzo .....	31
2.3.3.1 Pérdidas inmediatas .....	31
2.3.3.2 Pérdidas diferidas .....	31

---



2.3.4. Estimación de las pérdidas en el presfuerzo .....	32
2.3.4.1 Pérdidas por acortamiento elástico del concreto .....	33
2.3.4.2 Pérdidas por fricción .....	34
2.3.4.3 Pérdidas por deslizamiento del anclaje .....	35
2.3.4.4 Pérdidas por flujo plástico del concreto .....	36
2.3.4.5 Pérdidas por contracción del concreto .....	38
2.3.4.6 Pérdidas por relajación del acero .....	39
2.3.5. Otras expresiones usadas para estimar las pérdidas .....	40
2.3.5.1 Pérdidas por acortamiento elástico del concreto .....	40
2.3.5.2 Pérdidas por fricción .....	43
2.3.5.3 Pérdidas por deslizamiento del anclaje .....	44
2.3.5.4 Pérdidas por relajación instantánea .....	45
2.3.5.5 Pérdidas por flujo plástico del concreto .....	45
2.3.5.6 Pérdidas por contracción .....	46
2.3.5.7 Pérdidas por relajación del acero .....	47
2.3.6. Determinación de los esfuerzos .....	48
2.3.6.1 Esfuerzos en la transferencia .....	48
2.3.6.2 Esfuerzos en servicio .....	49
2.3.6.3 Esfuerzos permisibles en el concreto .....	49
2.3.6.4 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo .....	49
2.3.7. Etapas de revisión de los esfuerzos .....	51
2.3.7.1 Primera etapa .....	51
2.3.7.2 Segunda etapa .....	51
2.3.8. Cálculo de las deflexiones .....	51
2.3.8.1 Deflexiones inmediatas .....	52
2.3.8.2 Deflexiones diferidas .....	52
2.3.8.3 Deflexión total .....	52
2.3.8.4 Deflexiones permisibles .....	52
<b>CAPÍTULO 3. ESTUDIOS PRELIMINARES .....</b>	<b>53</b>
3.1 VISITA DE CAMPO .....	55
3.1.1. Reporte de inspección .....	55
3.1.2. Reporte fotográfico .....	56
3.1.3. Levantamiento geométrico o de daños .....	56
3.1.4. Dictamen técnico .....	57
3.1.5. Resumen de Proyecto .....	57
3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO Y/O BATIMÉTRICO .....	58
3.2.1. Estudios topográficos para carreteras .....	58
3.2.2. Estudios topográficos de obras especiales .....	58
3.2.3. Características del estudio topográfico .....	59
3.2.4. Datos topográficos de proyecto .....	60
3.2.4.1 Ubicación del puente nuevo .....	60

3.2.4.2 Cotas de rasante .....	60
3.2.4.3 Movimiento de tierras .....	60
3.3 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS .....	63
3.3.1. Estudios geológicos .....	64
3.3.2. Estudios geotécnicos .....	65
3.3.3. Información de proyecto .....	66
3.3.3.1 Capacidad de carga de pilas .....	66
3.3.3.2 Recomendaciones .....	66
3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO .....	69
3.4.1. Estudio hidrológico .....	70
3.4.1.1 Características de la información requerida .....	70
3.4.2. Análisis hidráulico .....	71
3.4.2.1 Análisis de la información .....	71
3.4.3. Presentación del estudio .....	72
3.4.4. Información de proyecto .....	72
3.4.4.1 Datos hidrológicos generales .....	72
3.4.4.2 Análisis hidrológico .....	73
3.4.4.3 Análisis hidráulico .....	73
3.5 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL .....	76
<b>CAPÍTULO 4. PROYECTO GEOMÉTRICO .....</b>	<b>77</b>
4.1 VEHÍCULO .....	78
4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS .....	79
4.3 CURVATURA .....	80
4.4 RADIO DE GIRO .....	81
4.5 ALINEAMIENTO HORIZONTAL .....	83
4.6 ALINEAMIENTO VERTICAL .....	83
4.7 GALIBO HORIZONTAL DE CLAROS .....	83
4.8 GALIBO VERTICAL .....	83
4.9 ANCHO DE CALZADA .....	84
4.10 ANCHO TOTAL DE LA ESTRUCTURA .....	84
4.11 DRENAJE DE CALZADA .....	84
4.12 SOBREELEVACIÓN .....	84
4.13 PERFIL LONGITUDINAL .....	84
4.14 RASANTE Y SUBRASANTE DE PROYECTO .....	85
4.15 SECCIONES TRANSVERSALES .....	85
4.16 CURVA MASA .....	85
4.17 ELEVACIONES DE CORONAS .....	86
<b>CAPÍTULO 5. MEMORIA DE CALCULO .....</b>	<b>88</b>
5.1 REGLAMENTOS Y BASES DE DISEÑO .....	88

5.1.1. Normas AASHTO LRFD 2020 .....	88
5.1.2. Bases de diseño .....	88
5.1.3. Factores de carga .....	89
5.1.4. Combinaciones de carga .....	91
5.1.5. Reparto transversal .....	92
5.2 CÁLCULO DE LA SECCIÓN EFECTIVA .....	93
5.3 ANÁLISIS POR FLEXIÓN LONGITUDINAL DE SUPERESTRUCTURA .....	99
5.3.1. Análisis por cargas permanentes .....	99
5.3.1.1 Trabe sección cajón .....	99
5.3.1.2 Relleno .....	100
5.3.1.3 Carpeta asfáltica .....	101
5.3.1.4 Banqueta .....	102
5.3.1.5 Guarnición .....	102
5.3.1.6 Parapetos o defensas .....	103
5.4 ANÁLISIS POR CARGA VIVA E IMPACTO .....	104
5.4.1. Cargas vivas .....	104
5.4.2. Incremento de la carga viva por impacto .....	106
5.4.3. Camiones de diseño .....	106
5.4.3.1 Camión de diseño IMT 20.5 .....	107
5.4.3.2 Camión de diseño IMT 66.5 .....	108
5.4.3.3 Vehículos de diseño HL-93C y HL-93T .....	109
5.4.3.4 Camión de diseño HS15 .....	109
5.4.3.5 Camión de diseño HS20 .....	110
5.4.3.6 Camión de diseño T3S3 .....	110
5.4.3.7 Camión de diseño T3S2R4 .....	111
5.5 ANÁLISIS POR EVENTOS ESPECIALES .....	111
5.5.1. Análisis por sismo .....	111
5.5.1.1 Ubicación de proyecto .....	112
5.5.1.2 Análisis con PRODISIS usando reglamento CFE 2015 .....	113
5.6 MODELACIÓN EN SOFTWARE ESPECIALIZADO .....	115
5.6.1. Modelo tipo frame del puente continuo en CSI Bridge .....	115
5.6.2. Modelo tipo frame del tramo 1 del puente en SAP2000 .....	119
5.6.3. Modelo tipo frame de la trabe sección cajón en SAP2000.....	120
5.6.4. Modelo tipo frame de la losa de espesor promedio en SAP2000 .....	122
5.6.5. Modelo tipo frame del cabezal en SAP2000 .....	123
5.7 ANÁLISIS DE SUBESTRUCTURA .....	124
5.7.1. Análisis de cabezal .....	124
5.7.2. Análisis de pilas .....	125
5.8 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA .....	127
5.8.1. Diseño de losa .....	127
5.8.2. Diseño por flexión de trabe cajón .....	141
5.8.2.1 Estimación del presfuerzo .....	141

5.8.2.2 Trazo de cables de presfuerzo .....	142
5.8.2.3 Cálculo de perdidas .....	142
5.8.2.4 Revisión de esfuerzos por etapas .....	177
5.8.2.5 Revisión de la capacidad por resistencia .....	177
5.8.2.6 Diseño por cortante .....	202
5.8.2.7 Deflexión .....	202
5.9 DISEÑO DE SUBESTRUCTURA .....	218
5.9.1. Diseño de cabezal .....	218
5.9.2. Diseño de apoyos de neopreno .....	234
5.9.3. Diseño de pilas .....	242
<b>CAPÍTULO 6. PROYECTO EJECUTIVO .....</b>	<b>247</b>
6.1 PLANTA GEOMÉTRICA .....	247
6.2 TRABE CAJÓN (REFUERZO) .....	247
6.3 TRAZO DE CABLES TRAMO 1 .....	247
6.4 TRAZO DE CABLES TRAMO 2 .....	247
6.5 TRAZO DE CABLES TRAMO 3 .....	247
6.6 SECCIONES TRANSVERSALES DE TRABE (PRESFUERZO) .....	248
6.7 COLADO DE CONTINUIDAD .....	248
6.8 PRESFUERZO EN COLADO DE CONTINUIDAD (CURVA EXTERNA) .....	248
6.9 PRESFUERZO EN COLADO DE CONTINUIDAD (CURVA INTERNA) .....	248
6.10 CABALLETES (GEOMETRIA) .....	248
6.11 PRESFUERZO EN LOSA .....	248
6.12 CABALLETES EJES 1 Y 4 (REFUERZO) .....	248
6.13 CABALLETES EJES 2 Y 3 (REFUERZO) .....	248
6.14 DIAFRAGMA DE CONTINUIDAD .....	248
<b>CAPÍTULO 7. ESPECIFICACIONES DE PROYECTO .....</b>	<b>263</b>
7.1 ESPECIFICACIONES GENERALES .....	263
7.2 ESPECIFICACIONES PARTICULARES .....	265
<b>ANEXO A. ESTUDIOS PRELIMINARES .....</b>	<b>266</b>
A1. ESTUDIO TOPOGRÁFICO .....	267
A2. ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS .....	270
<b>ANEXO B. PROYECTO GEOMÉTRICO .....</b>	<b>274</b>
B1. PLANO DE PERFIL .....	275
B2. PLANO DE VOLÚMENES .....	277
<b>ANEXO C. MEMORIA DE CÁLCULO .....</b>	<b>279</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>363</b>
<b>MESOGRAFÍA .....</b>	<b>365</b>

## RESUMEN

---

El presente trabajo describe cada uno de los puntos que debe contener la elaboración del proyecto ejecutivo de un puente carretero mediante el análisis y diseño de los elementos que conforman la superestructura y subestructura de un puente de concreto presforzado con el fin de ser una guía para todo profesional de la ingeniería estructural que quiera involucrarse en el diseño de puentes.

Se presenta la conceptualización de que es un puente y las partes que lo componen, así como los materiales de uso común y la teoría del concreto presforzado. También se expone la interpretación y uso de la información obtenida de los estudios preliminares para la realización del proyecto geométrico.

Se realizan análisis tanto de flexión como de cortante para las acciones de diseño típicamente presentes en puentes como son cargas permanentes, cargas vivas e impacto, y efectos de sismo. Se efectúa el diseño de la superestructura y de la subestructura entregando como producto final los planos que conforman el proyecto ejecutivo.

Este trabajo está fundamentado en la Normativa para la Infraestructura del Transporte en su apartado de Proyecto inciso 6 Proyecto de Puentes y Estructuras de la Secretaria de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (antes SCT), así como en las Especificaciones de Diseño LRFD para Puentes 2020 de la American Association of State Highway and Transportation Officials.

## ABSTRACT

---

This work describes each one of the topics that must contain the highway bridge project through analysis and design of the superstructure and substructure components using prestressed concrete. It intends to be a guide for all structural engineer interested in designing bridges.

The conceptualization of what a bridge is and its components is presented as well as common use materials and prestressed concrete theory. Also the interpretation and use of information obtained from preliminary studies that are needed to layout the road alignment are presented in this work.

Flexural and shear analysis for permanent and live loads as well as earthquake effects are made in order to design the superstructure and substructure. Geometry, reinforcement and prestressing drawings are presented as final result.

This work is based on Normativa para la Infraestructura del Transporte subsection 6 Proyecto de Puentes y Estructuras published by the Secretaria de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (formerly SCT) and the 2020 LRFD Bridge Design Specifications by the American Association of State Highway and Transportation Officials.

## CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

---

En este trabajo se presenta el desarrollo etapa por etapa del proyecto ejecutivo de un puente curvo sin nombre de concreto presforzado tomando como bases de diseño la normativa publicada por la Secretaria de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (SICT) y las Especificaciones de Diseño LRFD para Puentes 2020 de la American Association Of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

En el primer capítulo se explica en términos generales que es un puente y los elementos que lo conforman, la clasificación que puede tener de acuerdo su funcionamiento estructural, así como las cargas que soportará y la ubicación que tendrá en relación con una vialidad. Se presenta la información general del puente a diseñar.

El segundo capítulo presenta la teoría del concreto presforzado desde sus aspectos básicos como los materiales hasta la revisión de los estados límite de resistencia y servicio, en atención de sensibilizar al lector respecto a las ventajas que ofrece su uso en puentes.

El tercer capítulo está enfocado a describir los estudios preliminares que se solicitan en el proyecto ejecutivo, indicando la información que deben incluir, así como su orden. Se presenta la información de los estudios previos para el desarrollo del puente sin nombrar, que es el objeto de estudio del presente trabajo, en donde se toman datos recopilados de diversos proyectos de puentes carreteros federales.

El cuarto capítulo aborda la descripción de la información que es requerida para realizar el proyecto geométrico del puente presentando el perfil de la carretera junto con la rasante de proyecto, las secciones transversales y elevaciones de los apoyos.

En el quinto capítulo se presenta la memoria de cálculo del puente, presentando en primera instancia los reglamentos que constituyen las bases de diseño del proyecto. Se desarrolla el análisis y diseño estructural de la superestructura y subestructura mediante el modelado en software especializado CSI BRIDGE y SAP2000. En el diseño se hace hincapié en las ventajas que ofrece la realización de hojas de cálculo para el para procesar los datos obtenidos de la modelación.

En el sexto capítulo se presenta, como producto final, una descripción de los elementos que componen los planos del proyecto ejecutivo mediante detalles de las elevaciones, vistas en planta y secciones transversales del refuerzo y presfuerzo en la trabe.

En el séptimo capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones de este trabajo.

## 1.1 OBJETIVOS

### 1.1.1 OBJETIVO GENERAL

Este trabajo tiene la finalidad presentar de forma secuencial el proceso de análisis y diseño de un puente carretero de concreto presforzado en la ejecución de un proyecto ejecutivo.

Busca ser referencia para todo profesional de la ingeniería estructural que va a iniciarse o se interesa en el análisis y diseño de puentes de concreto presforzado, a fin de que pueda encontrar de forma ordenada y clara la información requerida tanto en estudios como en la memoria de cálculo, así como la elaboración de los planos que integran al proyecto ejecutivo.

### 1.1.2 OBJETIVOS PARTICULARES

El presente trabajo se enfoca en el cumplimiento tomando como base la información obtenida de los estudios preliminares

- Definir el perfil de construcción del puente conforme la rasante de proyecto de una carretera previamente seleccionada.
- Presentar el dibujo de las secciones transversales, elevación de coronas y bancos de apoyo de los ejes de proyecto del puente.
- Obtener los elementos mecánicos, mediante el modelado en software especializado, tanto de la superestructura como de la subestructura tomando en consideración el efecto de cargas permanentes, cargas vivas y cargas accidentales.
- Determinar los esfuerzos en cada etapa constructiva que se presentan en la trabe cajón.
- Determinar el presfuerzo que es requerido para las sollicitaciones que se presentan en la trabe cajón.
- Determinar las pérdidas del presfuerzo (trabe postensada).
- Determinar el acero de refuerzo requerido tanto por sollicitaciones como por procedimiento constructivo para elementos de superestructura y subestructura.
- Revisar la capacidad a flexión y cortante de cada elemento estructural de la superestructura y subestructura.
- Determinar y comparar la deflexión máxima en la trabe cajón respecto al límite establecido en las normas tomadas como bases de diseño.
- Determinar y diseñar el tipo de apoyos (convencionales o especiales) requeridos en la subestructura
- Elaborar los planos que conforman el proyecto ejecutivo



## 1.2 PROBLEMÁTICA QUE SE DIAGNOSTICA

En la actualidad y derivado de la experiencia profesional en el área de obra pública, la problemática identificada se describe en dos rubros: en primera instancia, se aprecia una reducción en la cantidad profesionales de la ingeniería estructural dedicados al diseño estructural de puentes y en segunda instancia, una falta de conocimiento para la elaboración de proyectos ejecutivos.

En el mismo orden de ideas, en el sector más joven de ingenieros involucrados en obras de infraestructura nacional se aprecia una falta de experiencia tanto en la integración de todas las áreas de la ingeniería civil (hidráulica, geotecnia, ambiental, etc.) requeridas para la elaboración de proyectos ejecutivos como en la aplicación de los conocimientos estructurales previos que son necesarios para dar solución a proyectos no convencionales, resultando en una limitante para su participación en diversos proyectos.

En relación con la problemática expuesta, es requerida una difusión mayor respecto del análisis y diseño de puentes como un área con potencial desarrollo dentro de la ingeniería estructural, así como fomentar en las nuevas generaciones el interés por preservar la hegemonía en los proyectos de infraestructura nacional.

## 1.3 SOLUCIÓN PROPUESTA

En función de lo planteado, se presenta en este trabajo la metodología para realizar el análisis y diseño de un puente como recurso académico que sirva de guía a todo profesional de la ingeniería estructural que se interese en participar en proyectos de tal naturaleza.

En el ejemplo práctico, se muestra el uso que debe hacerse de la información obtenida de los estudios preliminares que requiere todo proyecto, a su vez, se exponen las ventajas que tiene el concreto presforzado en el diseño de puentes. Se trata de un puente carretero resuelto a base travesaños cajón de trazo curvo para dar muestra del diseño de un diseño no convencional. La información utilizada se recopiló de estudios preliminares correspondientes a diversos proyectos realizados por la SICT.

A continuación, se enlistan las características de la solución:

- Puente carretero de concreto presforzado
- Longitud total: 93.9 m (3 claros de 31.3 m)
- Ancho total del puente: 12.8 m
- Número de carriles: 3
- Superestructura: Travesaños cajón postensados
- Subestructura: Caballetes (cabezal y pilas)

## 1.4 ANTECEDENTES

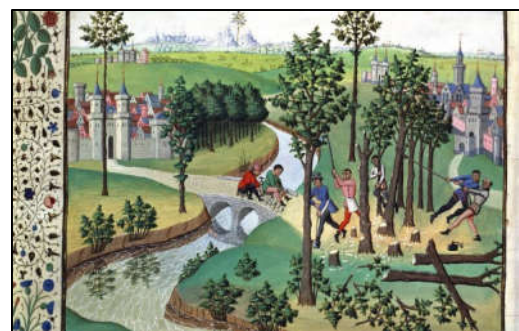
A lo largo de su historia, la humanidad ha buscado satisfacer sus necesidades básicas haciendo frente a una constante, el abrupto entorno donde se han desarrollado sus diversas civilizaciones. Ya sea por la búsqueda de alimentos o de agua, el ser humano ha tenido la necesidad de cruzar ríos y cañadas, lo que ha incentivado su ingenio para mejorar la manera en que se traslada.

Posiblemente, el primer contacto que tuvo el ser humano con un puente fue al hacer uso de algún tronco que se hubiese caído en el cauce de una corriente o por medio la superposición natural de una serie de piedras que le permitieran cruzar entre sus riberas, surgiendo así el concepto de puente como un medio para unir dos puntos de su entorno, evitando tener que rodear el terreno accidentado.



**Figura 1.1 Tronco caído sobre un cauce de río**      **Figura 1.2 Hilera de rocas sobre un cauce de río**

Durante gran parte del desarrollo de las civilizaciones humanas los materiales comúnmente usados para la construcción de puentes fueron la madera y la piedra, dada la disponibilidad del material en su entorno y los conocimientos estructurales que poseían para su manejo, prevaleciendo su uso hasta mediados del siglo XX.



**Figura 1.3 Extracción de roca en el antiguo Egipto**      **Figura 1.4 Tala de árboles en la Edad Media**

La madera se considera como la primera materia prima usada para la construcción de puentes, dado que solo se requiere formar un tablero con troncos apoyando sus extremos en el claro que se desea salvar. Este material se caracteriza por permitir la construcción de piezas estructurales capaces de resistir esfuerzos de compresión y tensión, pudiendo enlazarse entre ellas para cubrir grandes longitudes.

Los puentes de madera se caracterizan por tener un deterioro mayor debido a acción de agentes atmosféricos, en un periodo entre 5 a 10 años desde su construcción cuando en su diseño no se contempla una cubierta para su protección. La presencia de fuego, el incremento de caudal cuando cruzan un río y la acción humana también son factores que reducen su vida útil.



**Figura 1.5** Puente Degli Alpini (Italia, 1569)      **Figura 1.6** Puente Kiskatinaw (Canadá, 1943)

El uso de la piedra como materia prima para la construcción de puentes fue predominante durante varios siglos, permitiendo el desarrollo de una tecnología específica para su diseño y construcción, siendo los puentes romanos ejemplos claros del su uso en la construcción. En su diseño se aprecian arcos formados por dovelas de piedra, una predominancia de la dimensión longitudinal sobre la transversal, una calzada que permite el cruce de personas y animales, así como el uso de relleno entre arco y calzada como elemento transmisor de cargas. Durante el Medioevo se empleó el arco ojival, el cual no permite una correcta repartición de cargas de la superestructura hacia la subestructura y que conlleva un mal aprovechamiento del material.



**Figura 1.7** Puente de Alcántara (España, 104)      **Figura 1.8** Puente de Valentré (Francia, 1380)



Con la fundación de la Escuela Nacional de Puentes y Caminos en París se da inicio al estudio formal de la ciencia involucrada en el diseño de toda infraestructura carretera. Bajo la dirección del ingeniero francés Jean Rodolphe Perronet, se obtuvieron grandes avances en materia de diseño como fue la disminución del espesor tanto de pilas como de arcos, permitiendo una mejora de la sección hidráulica y una disminución de la velocidad del caudal, y así atenuar los efectos de socavación; a su vez, estableció el uso de modelos a escala para estudiar el comportamiento final de una estructura. Los últimos puentes de piedra fueron proyectados durante la última mitad del siglo XIX y la primera mitad del siglo XX.

El uso de metales como material principal en la construcción de puentes tuvo su origen en los avances producidos por la Revolución Industrial mediante el uso del hierro fundido para la construcción del puente en arco Coalbrookdale en Inglaterra. Esta es una aleación que no posee alta resistencia a los esfuerzos de tensión, por lo cual fue sustituida por el hierro forjado que posee similares resistencias tanto a tensión como a compresión, obtenido mediante prensas hidráulicas y laminación en caliente del hierro fundido.

El acero tomó relevancia a finales del siglo XIX como material para la construcción de puentes debido a su alta resistencia a esfuerzos y a su capacidad de deformación antes del colapso. Con la invención del sistema Siemens-Martín la estandarización de su fabricación permitió un uso más asequible en la industria de la construcción, permitiendo su implementación en proyectos más complejos como lo son puentes colgantes, en cantiléver o atirantados.



**Figura 1.9** Puente Coalbrookdale (Inglaterra, 1779) **Figura 1.10** Puente Manhattan (EUA, 1909)

El concreto como material principal en el diseño de puentes se expone de manera amplia en el capítulo 2 Concreto Presforzado.

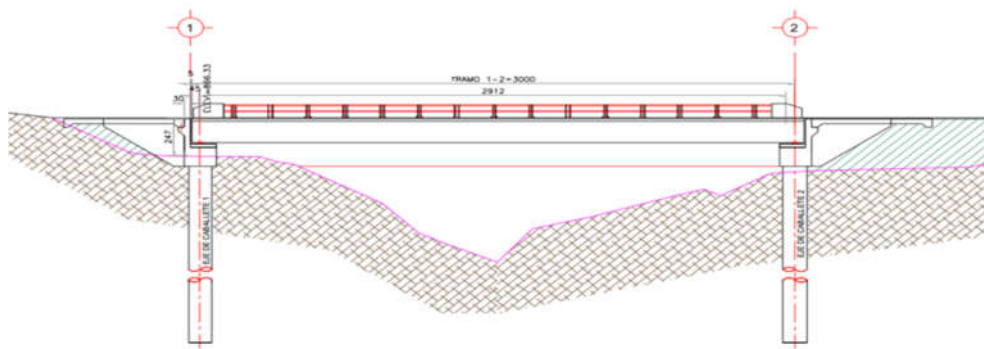
En la actualidad los puentes forman parte del sistema de comunicaciones de una nación, contribuyendo activamente al crecimiento de su economía al conectar sus centros de producción con los centros de distribución y venta; a su vez, permiten la movilidad de sus habitantes dentro de las regiones que conforman su territorio, promueven un intercambio cultural y un sentimiento de unidad nacional.

## 1.5 PUENTE

### 1.5.1 ¿QUÉ ES UN PUENTE?

Se describe como puente a una estructura que permite atravesar un terreno accidentado como lo son cañadas, ríos, lagos o cualquier otro obstáculo natural y permite unir dos puntos del entorno para facilitar el traslado entre zonas aledañas.

Por lo que se refiere a obras de infraestructura, un puente se describe como una estructura con una longitud no menor a 6 metros que permite dar continuidad a una estructura vial como lo es una carretera, un paso peatonal o una vía ferroviaria. En consecuencia, se dispone de una amplia designación de puentes de acuerdo con la infraestructura de la cual formarán parte, pudiendo ser viaductos, pasos inferiores o superiores vehiculares (PIV, PSV), paso inferior peatonal (PIP), pasos superiores e inferiores de ferrocarril (PSF, PIF); así como pasos inferiores ganaderos (PIG).



**Figura 1.11 Perfil de un puente carretero convencional**



**Figura 1.12 Viaducto de Millau (Francia, 2004)**



**Figura 1.13 PIV Ocotitlán (Tlaxcala, 2020)**

De la misma forma, su uso se ha extendido al transporte de tuberías, canales, tráfico fluvial y líneas de distribución de energía. En este sentido, su clasificación va de acuerdo con sus características estructurales, la carga que soportan, así como su ubicación.

## 1.5.2 CLASIFICACIÓN DE LOS PUENTES

Actualmente, la clasificación de un puente se realiza con base en las características propias del proyecto como lo es su forma de trabajo, su geometría en planta, el tipo de material utilizado para su construcción, así como su ubicación y el tipo de cargas a las que estará sometido.

### 1.5.2.1 CLASIFICACIÓN: FUNCIONAMIENTO ESTRUCTURAL

De acuerdo con su funcionamiento estructural, es decir, la forma general de trabajo de la superestructura para transmitir las cargas hacia la subestructura, los puentes se clasifican como isostáticos o hiperestáticos en una primera instancia.

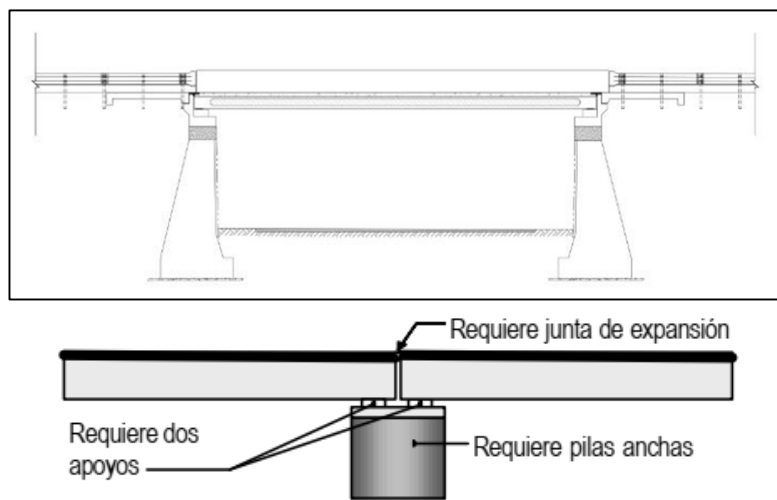


Figura 1.14 Puente simplemente apoyado o isostático (Figura 4.1 Capítulo.4 Diseño de puentes, ANIPPAC)

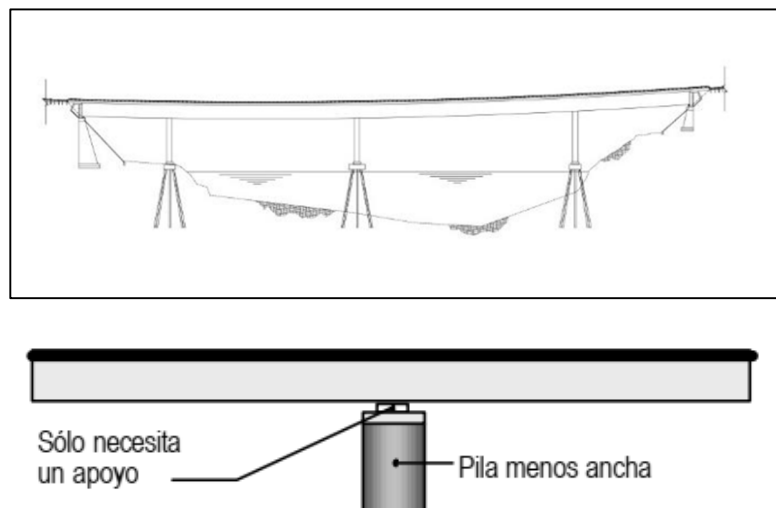


Figura 1.15 Puente continuo o hiperestático (Figura 4.1 Capítulo.4 Diseño de puentes, ANIPPAC)

Posteriormente, se distingue una segunda clasificación que va acorde con el tipo de estructuración a usar, entre los cuales se encuentran los puentes: catenaria, tipo viga, cantiléver, tipo losa, en arco, tipo marco, en celosía, colgantes, atirantados, entre otros.

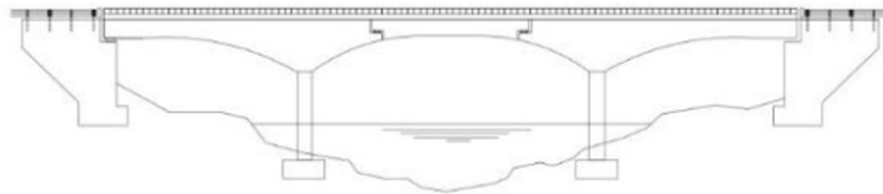


Figura 1.16 Puente tipo Gerber

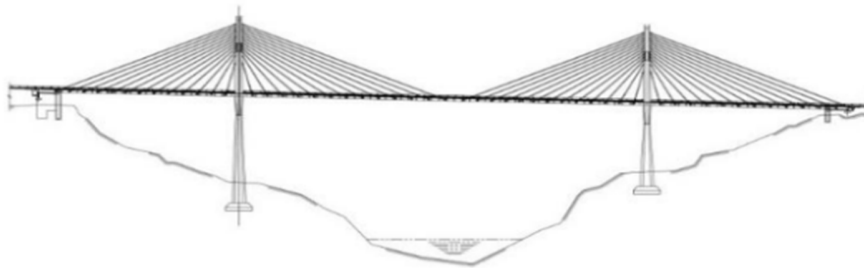


Figura 1.17 Puente atirantado

### 1.5.2.1 CLASIFICACIÓN: GEOMETRÍA EN PLANTA

En relación con la geometría en planta que se le da al puente, ésta depende del proyecto geométrico. En general, un puente puede ser clasificado como: recto, esviado o curvo.

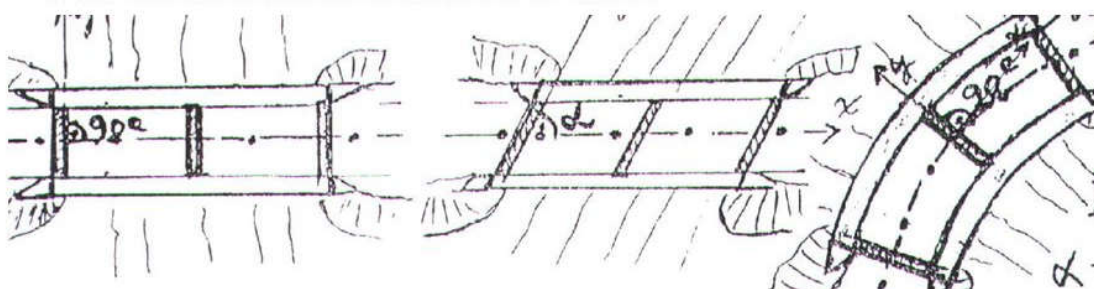


Figura 1.18 Clasificación según su geometría en planta (Figura Puentes, UNM)

Para profundizar en estos conceptos se recomienda revisar el **inciso B** de la Norma **N-PRY-CAR-6-01-001/01** de la **SICT** o su equivalente más reciente.

### 1.5.3 PARTES QUE CONFORMAN A UN PUENTE

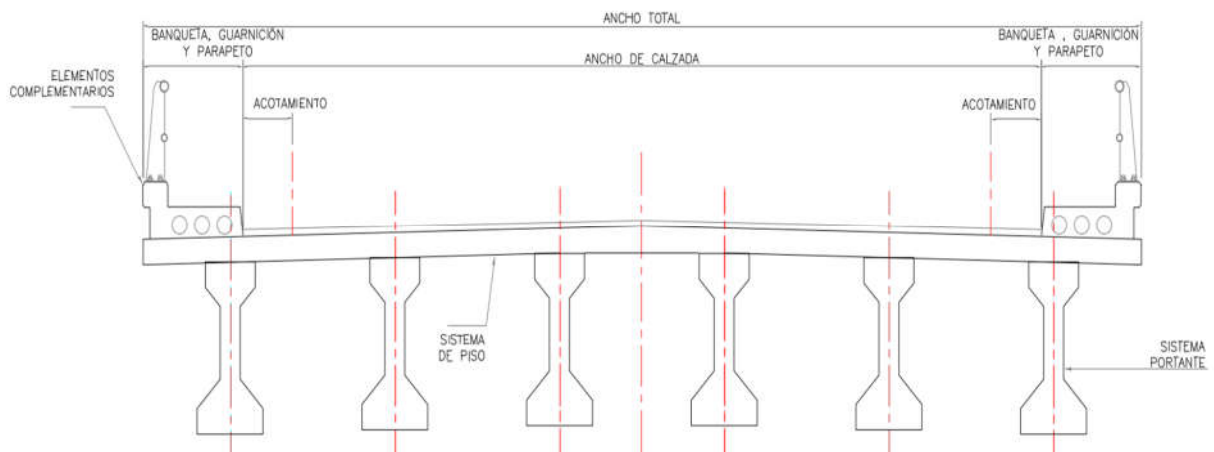
Los elementos estructurales que conforman un puente se pueden en dos grupos: elementos que conforman la superestructura y elementos que conforman la subestructura.

#### 1.5.3.1 SUPERESTRUCTURA

Es el conjunto de elementos estructurales encargados de soportar y transmitir las cargas actuantes sobre la superficie de rodamiento a medida que pasa a través del puente, hacia los elementos que fungen como apoyos.

En general, la superestructura está conformada por los siguientes elementos estructurales y obras secundarias:

- Losa y prelosas
- Trabes (Concreto reforzado, presforzado, metálicas)
- Diafragmas o Piezas de puente
- Banquetas
- Guarniciones
- Parapetos (Concreto o metálicos)
- Remates
- Superficie de rodamiento (Asfalto o concreto)
- Juntas de calzada (Elastoméricas, asfálticas, metálicas)



**Figura 1.19 Elementos que conforman la superestructura de un puente**

Es deber del proyectista incluir en su diseño un sistema de drenaje que permita desalojar el agua para evitar que los escurrimientos causen efectos de carbonatación en el concreto. Para profundizar en este tema se recomienda referenciarse a las **Normas N-CTR-CAR-1-02-003/04** y **N-CTR-1-04-006/09** de la **SICT**.



### 1.5.3.2 SUBESTRUCTURA

Es el conjunto de elementos estructurales que sustentan a la superestructura, se encargan de tomar el efecto de acciones accidentales como el sismo y de transmitir las cargas a la cimentación. En general, la subestructura se conforma por el uso de estribos para los ejes de acceso al puente y de caballetes para los ejes intermedios, en ambos se identifican los siguientes elementos estructurales, así como obras secundarias:

- Apoyos de traves: Pueden ser de neopreno o especiales tipo TETRON
- Topes sísmicos (horizontales y verticales)
- Bancos de concreto
- Cabezal
- Pilas
- Aleros
- Muros
- Zapatas de liga

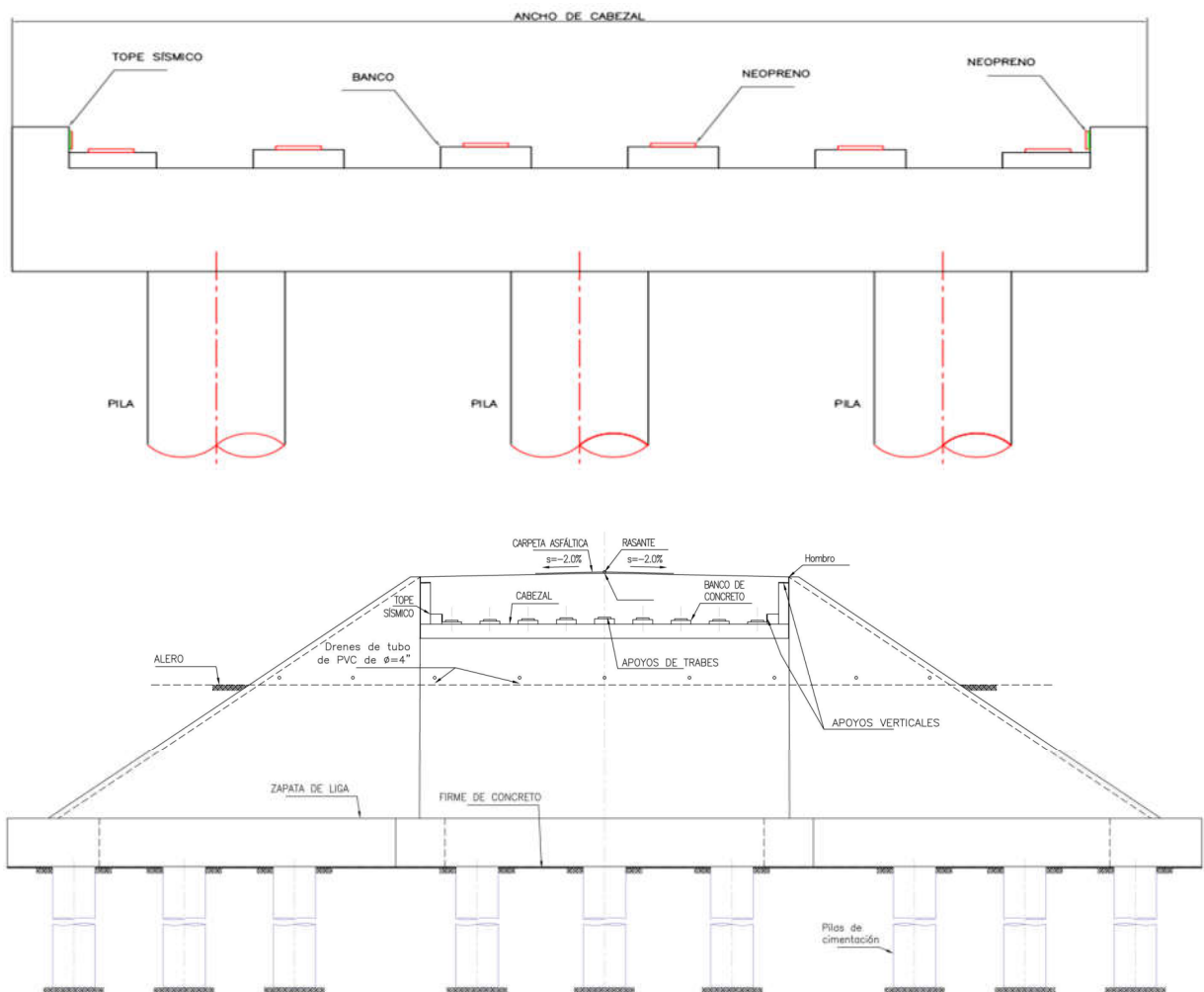


Figura 1.19 Elementos que conforman la subestructura de un puente (caballete y estribo)

## CAPÍTULO 2. CONCRETO PRESFORZADO

---

### 2.1 ANTECEDENTES

El concreto es un material artificial que surge de los resultados obtenidos al mezclar cal y arcillas con agua por parte del trabajo realizado por Louis Vicat entre 1817 y 1818, mismos que sirvieron de base para la posterior creación en Inglaterra del cemento Portland por parte de Joseph Aspdin en 1824, el cual debe su nombre a la similitud de color que posee la mezcla al secarse con las calizas extraídas de una cantera de Portland en Dorset. Su fabricación hecha a base de cemento, agregados pétreos, agua, aire y aditivos, parte de un estado plástico derivado de la mezcla entre estos componentes, otorgándole su alta predisposición para ser moldeado; posterior al fraguado, la mezcla adquiere un estado sólido en su forma final.



Figura 2.1 Fábrica cementera en México



Figura 2.2 Consistencias del concreto

El cemento Portland es un material conglomerante que resulta del pulverizado de arcillas y materiales calcáreos, los cuales se someten a una cocción entre 1,400 °C y 1,600 °C, dando origen al Clinker. En su proceso de fabricación se le adicionan sulfato de calcio para regular el tiempo de fraguado, así como diversos materiales como puzolanas, escoria granulada de altos hornos, humo de sílice y calizas, para conferirle características específicas de resistencia.



Figura 2.3 Imagen ilustrativa del Clinker



Figura 2.4 Tipos de cementos Portland

En el país el cemento Portland se clasifica de acuerdo con los materiales que lo conforman (CPO, CPP, CPEG, CPC, CPS, CEG), su resistencia a la compresión (20, 30, 30R, 40, 40R) y sus características especiales (RS, BRA, BCH, B). Posee un tiempo de fraguado que varía entre los 45 min y 60 min.

Los agregados pétreos son materiales granulares sujetos a diversos tratamientos para disgregación, cribado, trituración y lavado, obtenidos en bancos de materiales o por mediante procesos de expansión, calcinación o fusión. Estos se clasifican comúnmente en agregados finos (arenas) y gruesos (gravas), pero también se encuentran agregados ligeros que poseen baja densidad como escorias arcillas, escorias de altos hornos, lutitas o pizarras; otro tipo de agregado son los fragmentos de roca conocidos como boleos o piedra braza, los cuales tienen dimensiones superiores a 75 mm utilizados principalmente para la elaboración de concreto ciclópeo.



**Figura 2.5 Arena (agregado pétreo fino)**



**Figura 2.6 Grava (agregado pétreo grueso)**

El agua se requiere para generar el efecto conglomerante del cemento con los agregados pétreos, la cual debe de cumplir con valores específicos de sales e impurezas (carbonatos, sulfatos, cloruros, materia orgánica y magnesio, entre otros) para su implementación en la fabricación de concreto hidráulico. Cabe resaltar que no debe usarse agua de mar con excepción de los casos en donde no se use acero de refuerzo o presfuerzo (concreto simple).

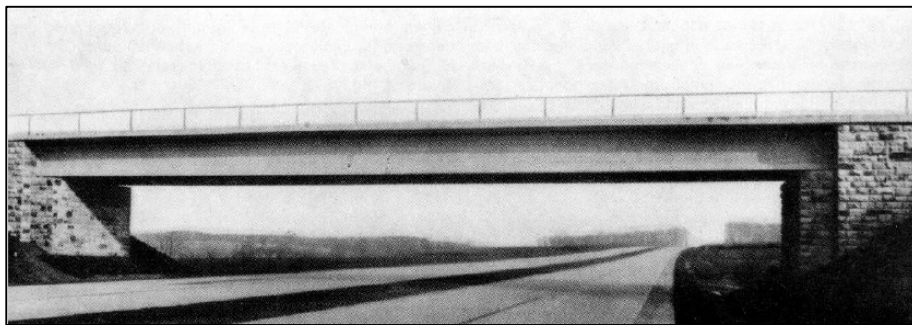
Es habitual que se usen aditivos químicos antes o durante el proceso de mezclado en la fabricación de concreto con el objetivo de mejorar sus propiedades tanto en estado fresco como endurecido. Entre los aditivos más usados se encuentran los reductores de agua, retardantes, acelerantes, y una combinación de ambos; a su vez, también se encuentran los aditivos superplastificantes, superfluidificantes e inclusores de aire.

En particular, se le conoce como concreto simple y posee poca resistencia a esfuerzos de tensión limitando su aplicación estructural, pero posee resistencia a la abrasión y al fuego, así como una alta durabilidad y poca permeabilidad. Es habitual que el desarrollo de su resistencia se obtenga a los 28 días después del colado, mas por medio del uso de aditivos puede alcanzarse en periodos de hasta 14 días.

El concreto simple adquiere mejores cualidades cuando trabaja en conjunto con el acero, ya que este aumenta su capacidad para tomar esfuerzos de tensión, restringe el desarrollo de grietas y reducir las deformaciones provocadas por cargas actuantes. Por otra parte, el concreto posee ciertas características restrictivas relacionadas con el tiempo en su implementación, ya que debe esperarse entre etapas constructivas a que se alcancen las resistencias especificadas en proyecto para continuar.

El concreto presforzado surge a consecuencia de las observaciones y trabajos realizados durante los siglos XIX y XX por ingenieros estructuristas para mejorar el desempeño del concreto reforzado, conscientes de los recurrentes problemas por fisuración que llega presentar. Su concepción es contemporánea a la del concreto reforzado, pero debido a la bajas resistencias a compresión que ofrecía el concreto de la época y a la limitada resistencia a la fluencia que poseían los aceros, el presfuerzo perdía tensión y las estructuras no presentaron ventajas técnicas ni económicas.

Entre 1927 y 1928, el ingeniero francés Eugene Freyssinet, quién estudió en la École Polytechnique de París y en la École Nationale des Ponts et Chaussées, patentó su sistema de concreto presforzado que había desarrollado a partir de su amplia experiencia en el diseño y construcción de puentes de concreto reforzado. El sistema consiste en comprimir el concreto por medio de elementos de acero de alta resistencia antes de que la estructura entre en servicio, volviéndolo más flexible y menos propenso a desarrollar fisuras. Con esta nueva tecnología, se aumentó el tiempo de vida útil de las estructuras como puentes.



**Figura 2.7 Primer puente de concreto presforzado (Puente Oelde, Alemania 1938)**

En conjunto, el concreto presforzado ofrece un mejor control del agrietamiento y deflexiones ante solicitaciones debido al uso de altas resistencias tanto en concretos como en aceros para su fabricación, por consiguiente, le confiere una mayor vida útil. Cabe destacar que permite obtener secciones más esbeltas al emplear menos material en sus diseños, además el proceso de prefabricación de sus elementos les confiere una mayor rapidez de construcción aunado a características estéticas que entran en armonía con su entorno arquitectónico.

## 2.2 MATERIALES

Los materiales que se requieren para la elaboración del concreto presforzado deben de cumplir con la características de la normativa vigente nacional, por tal motivo, el ingeniero responsable de proyecto debe conocerlas y plasmarlas en sus notas de diseño. A continuación, se presenta de manera concreta las consideraciones que deben de cumplirse para cada material que forma parte de su fabricación con base en las normas mexicanas y las recomendaciones del manual AASHTO LRFD 2020.

### 2.2.1 GENERALIDADES DEL CONCRETO

Es deber del proyectista indicar en cada plano el tipo de concreto a usar para cada elemento que forme parte de la estructura, debiendo cumplir con la norma vigente en materia de materiales para la construcción. En el **artículo 5.4.2.1 Resistencia a la Compresión** de la norma **AASHTO LRFD 2020** se encuentra una recomendación respecto al tipo de concreto que puede ser usado, en donde se especifica que no se deberán usar concretos con resistencias menores a 168 kg/cm<sup>2</sup> (2.4 ksi) en elementos estructurales ni menores a 280 kg/cm<sup>2</sup> en elementos presforzados.

En su **artículo 5.4.2.4 Módulo de Elasticidad** la norma **AASHTO LRFD 2020** recomienda determinar el módulo de elasticidad del concreto tomando como base dos características: su peso volumétrico y su resistencia a compresión. A continuación, se presenta la clasificación de acuerdo el peso volumétrico que hace la norma para los tipos de concreto existentes.

Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$

**Tabla 2.1 Pesos volumétricos del concreto (Tabla 3.5.1-1 Pesos Unitarios, AASHTO LRFD 2020)**

La norma presenta la ecuación **Eq. 5.4.2.4-1** para determinar el módulo de elasticidad del concreto:

$$E = 33,000K_1w^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

En donde:

- **K<sub>1</sub>** se debe tomar igual a 1
- **w<sup>1.5</sup>** corresponde al peso volumétrico del concreto
- **f'<sub>c</sub>** es el resistencia a compresión del concreto en ksi

El factor de conversión de unidades para este trabajo se considera como:

$$1 \text{ ksi} = 70.307 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$



Para ser aceptado, el material debe contar con un certificado de calidad por cada lote expedido por una laboratorio aprobado por la SICT conforme lo establecido en la **Cláusula C** del manual **M-MPP-2-02-055** y en la **Fracción D.1** de la norma **N-CTR-1-02-003/04** de la secretaria o su equivalente más reciente.

### 2.2.2 GENERALIDADES DEL ACERO

En el **artículo 5.4.3.1 Acero de Refuerzo** de la norma **AASHTO LRFD 2020** presenta una recomendación respecto a los límites del esfuerzo de fluencia ( $f_y$ ) que puede tener el acero para fines estructurales, en donde se especifica que no es recomendable usar aceros con esfuerzos de fluencia entre  $5,200 \text{ kg/cm}^2$  (75 ksi) y  $7,000 \text{ kg/cm}^2$  (100 ksi) a menos que sea usado para todos los elementos que conforman la estructura, ya que al ser aceros de altas resistencias presentan baja ductilidad. El uso de aceros con esfuerzos de fluencia menores a  $4,200 \text{ kg/cm}^2$  (60 ksi) queda restringido a los requerimientos de proyecto y por aprobación de la secretaria.

En su **artículo 5.4.3.2 Módulo de Elasticidad** la norma **AASHTO LRFD 2020** recomienda usar un módulo de elasticidad de  $2,039,000.00 \text{ kg/cm}^2$  para aceros de hasta  $7,000 \text{ kg/cm}^2$  (100 ksi). Para ser aceptado, el material debe contar con un certificado de calidad por cada lote expedido por una laboratorio aprobado por la SICT conforme lo establecido en la **Cláusula C** del manual **M-MPP-2-03-001** de la secretaria o su equivalente más reciente.

### 2.2.3 CONCRETO HIDRÁULICO

El concreto hidráulico es una mezcla entre cemento Portland, agregados pétreos (gravas y arenas), agua, y dependiendo su uso pueden ser añadidos aditivos para cumplir con características específicas de proyecto. Las dosificaciones de sus componentes se deben ajustar a la resistencia requerida en el proyecto, además de considerar los cambios de humedad en los agregados o por efectos de temperatura en sitio.

De esta mezcla se obtiene material que al fraguar genera un elemento rígido y resistente como una roca, el cual se clasifica con base en su peso volumétrico en:

- *Concreto Normal*: Se obtiene mediante el uso de agregados pétreos densos y posee un peso volumétrico al final del fraguado de entre  $2.2 \text{ ton/m}^3$  y  $2.4 \text{ ton/m}^3$ . También es llamado concreto clase 1 y posee una resistencia a la compresión igual o mayor a  $250 \text{ kg/cm}^2$ .
- *Concreto Ligero*: Se obtiene mediante el uso de agregados pétreos de baja densidad y posee un peso volumétrico al final del fraguado entre  $1.8 \text{ ton/m}^3$  y  $2.2 \text{ ton/m}^3$ . También es llamado concreto clase 2 y posee una resistencia a la compresión menor a  $250 \text{ kg/cm}^2$ .

En igual forma, el concreto hidráulico puede ser clasificado con base en el procedimiento de su elaboración y los materiales que lo conforman en:

- **Concreto Lanzado:** Es una forma de aplicación del concreto hidráulico con la cual se crea una capa compacta y homogénea, esto se obtiene mediante la expulsión del concreto a través de una boquilla por medio de aire a presión. Tiene la particularidad de que el agua puede ser agregada al mismo momento en que se incorporan los agregados pétreos y el cemento o incorporarse directamente al ser expulsada la mezcla por la boquilla.
- **Concreto Ciclópeo:** Está formado por 60 % de fragmentos de roca que se colocan embebidos en el concreto normal.

Para profundizar en los requisitos que debe cumplir la fabricación y colocación del concreto hidráulico, así como en la calidad que deben tener los materiales para su fabricación, se recomienda al lector referenciarse a la norma **N-CTR-CAR-1-02-003/04** y **N-CMT-2-02-005/04** de la **SICT** o su equivalente más reciente.

### 2.2.4 CONCRETO REFORZADO

El concreto reforzado es producto de la unión de concreto hidráulico con acero de refuerzo, obteniendo un material que posee tanto la resistencia a compresión del concreto como la resistencia a tensión del acero. La combinación de ambos materiales le otorga un comportamiento tanto elástico como plástico, el cual es apreciable en su curva esfuerzo vs deformación unitaria, observándose que la rama elástica inicia con una línea inclinada y que continua en una curva casi horizontal que demarca la rama plástica.

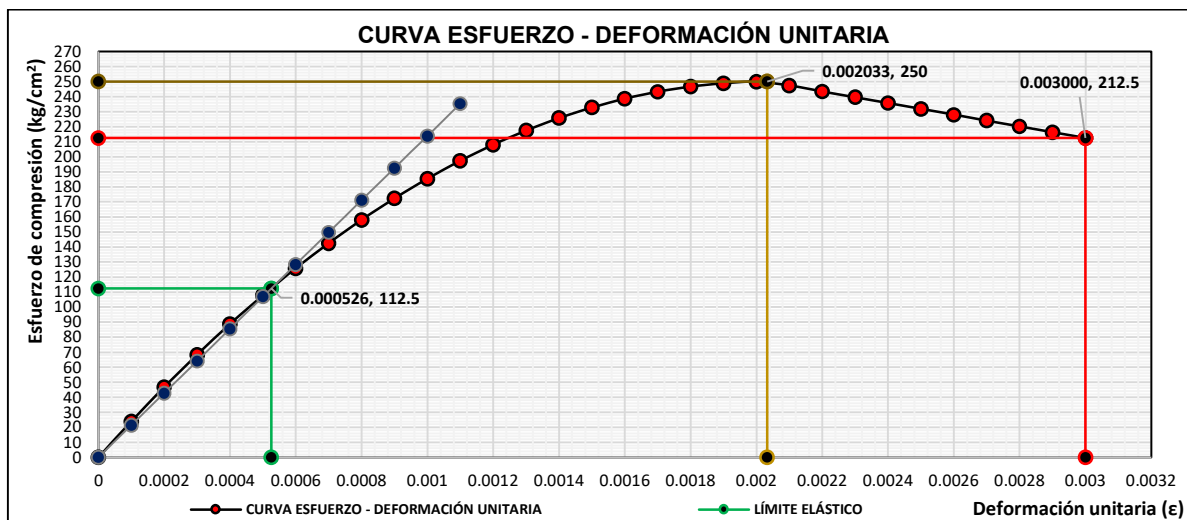


Figura 2.8 Curva esfuerzo vs deformación unitaria típica del concreto reforzado

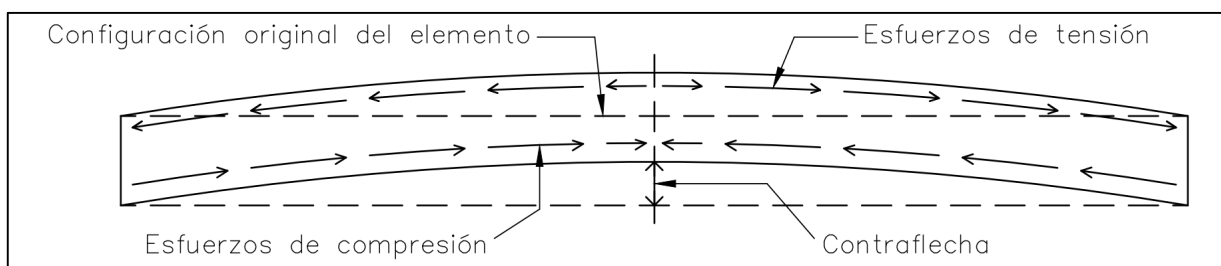
El tipo de concreto y la cantidad de acero de refuerzo son factores que determinan el comportamiento general que tendrá un elemento estructural, debiéndose establecer la cantidad mínima y máxima de acero de refuerzo que puede ser usada para que se alcance el esfuerzo de fluencia, evitando así tener elementos sobre reforzados que produzcan fallas frágiles.

Para profundizar en los aspectos de la fabricación de estructuras mediante el uso de concreto reforzado, se recomienda al lector referenciarse a la norma **N-CTR-1-02-006/01** de la **SICT** o su equivalente más reciente.

### 2.2.5 CONCRETO PRESFORZADO

El concreto presforzado se obtiene del trabajo en conjunto entre concreto hidráulico de alta resistencia a la compresión y acero de alta resistencia a la tensión. Su proceso de fabricación consiste en colocar longitudinalmente el acero para ser tensado mediante gatos hidráulicos a un esfuerzo predeterminado, en donde se distinguen dos sistemas de tensado: el pretensado del acero y el postensando el acero.

En términos generales, los elementos estructurales de concreto presforzado se someten a esfuerzos de compresión en su lecho inferior y a esfuerzos de tensión en el lecho superior, esto provoca que se reduzcan o desaparezcan los esfuerzos de tensión en el lecho inferior que son generados en condiciones de servicio; a su vez, se genera una contra flecha en el elemento, la cual ayuda disminuir o eliminar la flecha que se produce en el elemento por su puesta en servicio.



**Figura 2.9 Configuración de un elemento de concreto presforzado**

En la actualidad, se establece una resistencia mínima requerida a compresión del concreto de  $350 \text{ kg/cm}^2$  para ser utilizado en la fabricación de concreto presforzado. Para profundizar en la construcción de estructuras de concreto presforzado, se recomienda al lector referenciarse a la norma **N-CTR-1-02-007/01** de la **SICT** o su equivalente más reciente.



## 2.2.6 ACERO PARA CONCRETO HIDRÁULICO

Es el acero que tiene como fin tomar los esfuerzos de tensión que se generan en el concreto debido a la acción de cargas sobre el elemento, así como por efectos de contracción generados en el fraguado y por cambios de temperatura. Está conformado por varillas, cables, alambres y barras, corrugadas o no corrugadas, que pueden estar embebidos o no en el concreto hidráulico.

El acero principalmente se clasifica con base en el esfuerzo que puede alcanzar al momento de desarrollar su fluencia, a partir del cual, se puede determinar si es apto para usos estructurales. A continuación, se presenta la clasificación del acero de acuerdo con su esfuerzo de fluencia.

Esfuerzo de fluencia MPa (kg/cm <sup>2</sup> )	Grado
294 (3 000)	30
412 (4 200)	42
510 (5 200)	52
412 (4 200)	42 baja aleación

Tabla 2.2 Clasificación del acero según su fluencia (Tabla 1, N-CMT-2-03-001/04)

Para profundizar en los requisitos de calidad que debe cumplir el acero para concreto hidráulico, se recomienda al lector referenciarse a la norma **N-CTR-CAR-1-02-004/02** y **N-CMT-2-03-001/04** de la **SICT** o su equivalente más reciente.

## 2.2.7 ACERO DE PRESFUERZO

El acero de presfuerzo es acero con alto contenido de carbón, lo que aporta una alta resistencia a los esfuerzos de tensión. Este tipo de acero recibe un tratamiento de alargamiento en altas temperaturas durante su fabricación, confiriéndole una disminución de las pérdidas por su relajación.

El acero de presfuerzo se clasifica en diferentes grados o tipos dependiendo del elemento que se analice, ya sean cables o barras, lo cual le asigna características propias de dimensión y resistencia. En el artículo **5.4.4.1 Requisitos Generales** de la norma **AASHTO LRFD 2020** se presentan las características que les confiere cada grado o tipo al acero de presfuerzo.

Material	Grade or Type	Diameter (in.)	Tensile Strength, $f_{pu}$ (ksi)	Yield Strength, $f_{py}$ (ksi)
Strand	270 ksi	0.375 to 0.6	270	90% of $f_{pu}$
Bar	Type 1, Plain	0.75 to 1.375	150	85% of $f_{pu}$
	Type 2, Deformed	0.625 to 2.5	150	80% of $f_{pu}$

Tabla 2.3 Características del acero de presfuerzo (Tabla 5.4.4.1-1, AASHTO LRFD 2020)

En su artículo 5.4.4.2 **Módulo de Elasticidad** la norma **AASHTO LRFD 2020** recomienda usar diferentes los siguientes valores para el módulo de elasticidad de acuerdo con el tipo de elemento de acero de presfuerzo a usar, sin embargo, es deber del proyectista solicitar los módulos de elasticidad recomendados por los fabricantes nacionales. Los valores presentados a continuación deben tomarse únicamente como una referencia.

for strand: $E_p = 28,500 \text{ ksi}$ , for bar: $E_p = 30,000 \text{ ksi}$	Para Cables: $E_p = 2,004,000.00 \text{ kg/cm}^2$ Para Barras: $E_p = 2,110,000.00 \text{ kg/cm}^2$
---	--

Tabla 2.4 Módulos de elasticidad para cables y barras de acero de presfuerzo

Respecto a los esfuerzos tanto de fluencia como de ruptura en el acero de presfuerzo, se acepta usar valores de  $16,200 \text{ kg/cm}^2$  y  $19,000 \text{ kg/cm}^2$  respectivamente, mas es deber del proyectista solicitar los valores recomendados por el fabricante.

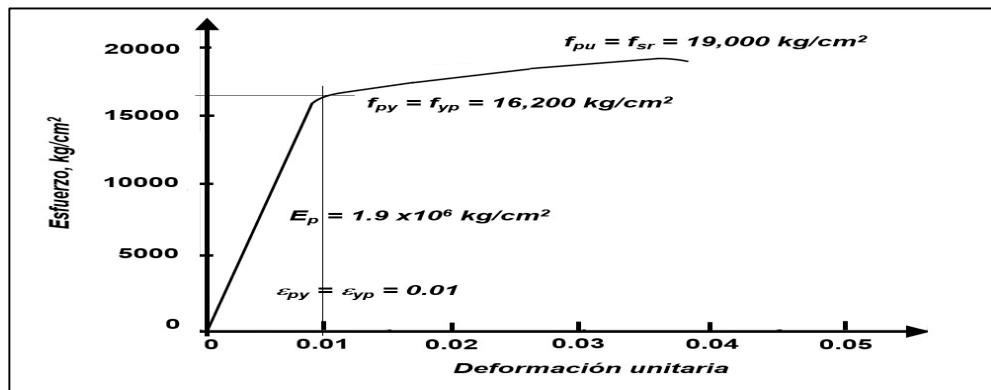


Figura 2.10 Curva esfuerzo vs deformación unitaria del acero de presfuerzo

El acero de presfuerzo se encuentra disponible en forma de alambres, torones y cables, los cuales representan los tipos más comúnmente usados para la elaboración de concreto presforzado. A continuación, se presentan sus características generales:

- **Alambre:** En general son lisos y se encuentran disponibles en diámetros que van de 3 mm a 10 mm. Los más usados están entre 5 mm y 7 mm.



Figura 2.11 Representación del alambre de presfuerzo

- **Torón:** Está conformado por un grupo de 7 alambres, los cuales poseen el siguiente arreglo: 6 alambres torcidos en forma helicoidal alrededor de un alambre recto longitudinal con un paso entre  $12 \phi$  y  $16 \phi$  del alambre. Se encuentran en diámetros de  $3/8"$ ,  $7/16"$ ,  $1/2"$ ,  $3/5"$  y  $5/8"$ .

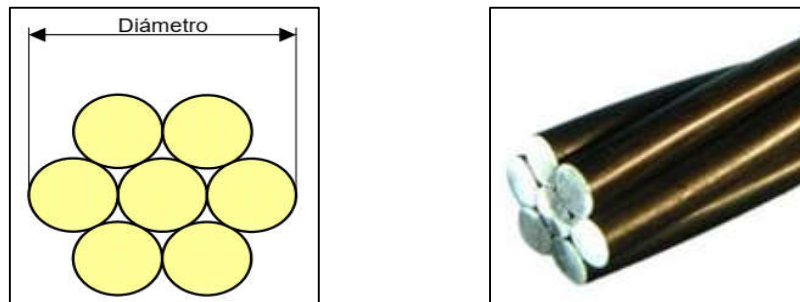


Figura 2.12 Sección transversal de un torón (Figura 1 N-CTM-2-03-002/04)

- **Cable:** Es un elemento formado por un conjunto de alambres o torones, los cuales comúnmente se encuentran en diámetros arreglo de  $12\phi 5$ ,  $13\phi 7$ ,  $3T15$ ,  $12T13$ ,  $19T13$  y  $12T15$  debido al tipo de cuñas para su tensado que se encuentran disponibles en el mercado nacional. El proyectista no se encuentra limitado a este tipo de arreglos, pudiendo conformar un cable con la cantidad de torones óptima para un proyecto en específico, mas debe considerar que esto implicara un aumento de costo.



Figura 2.13 Sección transversal de un cable de presfuerzo

Para profundizar en los requisitos que debe cumplir el acero de presfuerzo, se recomienda al lector referirse a la **Fracción G.2** de la norma **N-CTR-CAR-1-02-007/01** y **N-CMT-2-03-002/04** de la secretaria, a la norma **ASTM A-416** y **ASTM A-722** del **AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications**, y a la **NMX B-292-2011** o su equivalente más reciente.

## 2.3 TEORÍA DEL PRESFUERZO

El concepto del concreto presforzado, como se ha afirmado con anterioridad, surge a partir de las observaciones hechas al concreto reforzado en búsqueda de mejorar su desempeño. Sus bases de aplicación se encuentran fundamentadas en la teoría del concreto reforzado compartiendo las mismas hipótesis para elementos sujetos a flexión: se considera que la distribución de las deformaciones en la sección transversal es plana, así las secciones que originalmente son planas conservan tal condición; además, dado que el concreto no posee una amplia resistencia ante esfuerzos de tensión, se requiere la implementación de acero para que se tomen dichos esfuerzos. También existencia la compatibilidad entre deformaciones, es decir, tanto el esfuerzo máximo permisible en el concreto como en el acero se alcanzan simultáneamente.

En la teoría del concreto presforzado se propone la precarga de un elemento estructural a través de aplicar en el concreto esfuerzos de compresión para mejorar su comportamiento tanto a rigidez como a resistencia antes de que soporte las cargas propias de su función, por lo cual, se presentan los efectos combinados de flexión y compresión, haciendo de ella una teoría de flexocompresión.

La manera usual de presforzar un elemento estructural es por medio de gatos hidráulicos, estirando el acero de presfuerzo dentro de su rango elástico, el cual al tratar de regresar a su longitud original provoca la compresión del concreto. Esta fuerza le confiere una deformación vertical al elemento y es durante las diferentes etapas de construcción en que las cargas tanto permanentes como vivas se hacen presentes, incluyendo el peso propio, cuando ésta disminuye a consecuencia del consumo de la energía inducida en el tensado del acero.

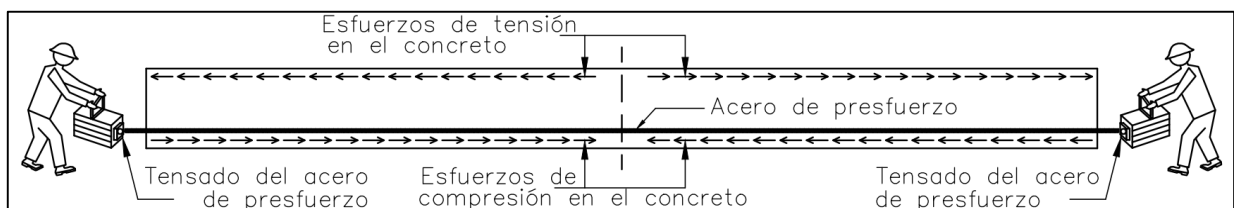


Figura 2.14 Sección transversal de un cable de presfuerzo

En el presfuerzo se deben obtener los esfuerzos en servicio de cada una de las etapas que involucran tanto la construcción como puesta en operación de un elemento estructural, por lo cual, es deber del proyectista revisar que estos esfuerzos no sobrepasen los límites establecidos tanto de ruptura como de tensión admisible en el concreto, a lo largo de su eje longitudinal.

La aplicación de esta teoría ha dado como resultado una reducción de los esfuerzos de tensión actuantes en el concreto, la reducción del agrietamiento en los por efectos de flexión en elementos estructurales y una disminución de las deflexiones producidas por efecto de cargas, esto debido a la compresión y el momento generado por el presfuerzo. A su vez, ha otorgado la posibilidad de cubrir grandes claros con elementos esbeltos y realizar un proceso de fabricación industrial, con lo cual se obtiene un mayor control de calidad y se disminuyen costos, volviéndola útil en el diseño de puentes de grandes claros o con intensas cargas.

### 2.3.1 BASES DEL CONCRETO PRESFORZADO

En la teoría del concreto presforzado se parte del efecto combinado que produce el acero de presfuerzo y las cargas actuantes, en donde se distinguen tres formas de colocar el presfuerzo: axial, con excentricidad y parabólica. Estas variantes en la disposición del acero de presfuerzo, le confieren al elemento un estado de esfuerzos diferente para cada caso:

- *Arreglo axial:* El acero de presfuerzo se coloca en el eje neutro de la sección transversal del elemento. Este arreglo no genera un momento debido al presfuerzo y la capacidad de soportar esfuerzos de tensión en el concreto es igual al esfuerzo de compresión resultante de la carga axial de tensado respecto al área de la sección transversal ( $P/A$ ). Posee una desventaja, ya que el esfuerzo de compresión en la fibra superior se duplica y puede resultar crítico.
- *Arreglo excéntrico:* Se le da una excentricidad al acero de presfuerzo, lo cual genera la aparición de esfuerzos tanto de compresión y tensión en los lechos superior e inferior del elemento. Este arreglo provoca que el presfuerzo genere un momento constante a lo largo de toda la longitud del elemento, contrarrestando al momento máximo generado por efecto de las cargas actuantes, pero presenta la desventaja de desarrollar esfuerzos de tensión en las fibras superiores que pueden resultar críticos en los extremos del elemento donde hay poco o nulo efecto de cargas verticales. Su principal aplicación se da en elementos pretensados.
- *Arreglo parabólico:* En este arreglo el perfil longitudinal del acero de presfuerzo lleva una trayectoria parabólica, implicando que el aumento de su excentricidad sea gradual desde los apoyos hacia el centro del claro. Esta configuración es más eficiente para tomar cargas distribuidas debido a que el momento producido por el presfuerzo es una función de segundo grado al igual que el momento producido por las cargas actuantes, siendo usada principalmente en elementos postensados.

El estado de esfuerzos resultante en los arreglos tanto excéntricos y parabólicos en el presfuerzo muestra que los esfuerzos de tensión al centro del claro son menores o nulos debido al efecto de su excentricidad, diferenciándose únicamente por la presencia de esfuerzos de tensión en los extremos del arreglo excéntrico debido al momento que se mantiene constante a lo largo de todo el elemento. En este sentido, el arreglo axial y parabólico únicamente presenten el esfuerzo de compresión de la sección transversal del elemento en cuestión.

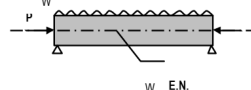
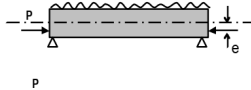
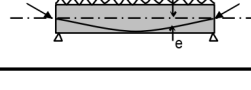
		Esfuerzos							
Viga	Condición	AL CENTRO DEL CLARO				EN EL EXTREMO			
		Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total	Carga (W)	Presfuerzo Axial	Presfuerzo Excéntrico	Total
I									
II									
III									

Figura 2.15 Sección transversal de un cable de presfuerzo (Figura 2.2, Capítulo 2 ANIPPAC)

Para contrarrestar los esfuerzos residuales de tensión que son generados por el presfuerzo, se permite encamisar este acero mediante ductos en determinados tramos del elemento. También, el uso complementario de acero de refuerzo para tomar los esfuerzos de tensión excedentes, el cual contribuye para el armado del elemento.

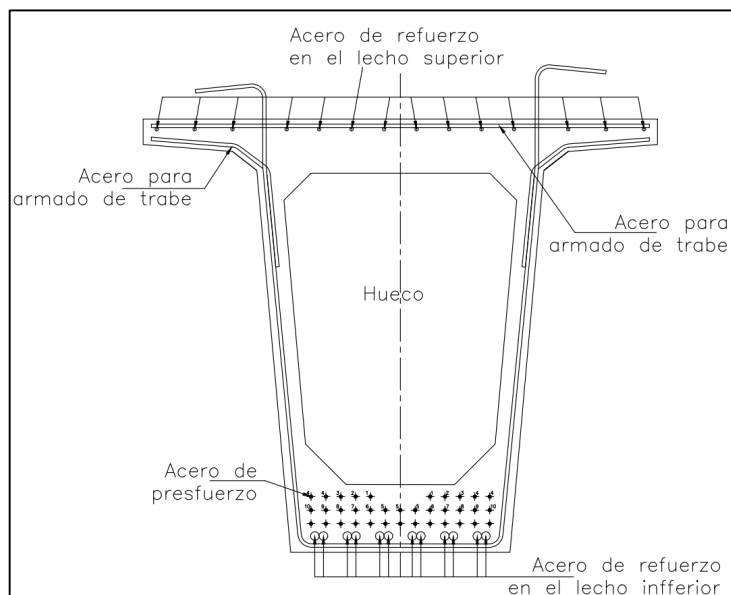


Figura 2.16 Trabajo en conjunto de acero de presfuerzo y refuerzo en trabe sección cajón

Las deflexiones en elementos estructurales, particularmente en el diseño de puentes, se hacen presentes en el desarrollo de las primeras etapas de construcción y montaje. Estas son originadas por cargas de carácter permanente como el peso propio, el efecto del presfuerzo, el peso que aportan tanto la losa como banquetas, guarniciones y parapetos; además, reducen la deformación vertical dada inicialmente al elemento por efecto del tensado en el presfuerzo, y que, al entrar en condiciones de servicio con la aplicación de las cargas vivas y su efecto sobre la estructura, provoca una nueva disminución de su contraflecha original.

La variación de la deflexión generada por la acción del presfuerzo y de las cargas actuantes, se presenta a continuación mediante los diagramas de momento flexionante que origina cada tipo de arreglo en el presfuerzo.

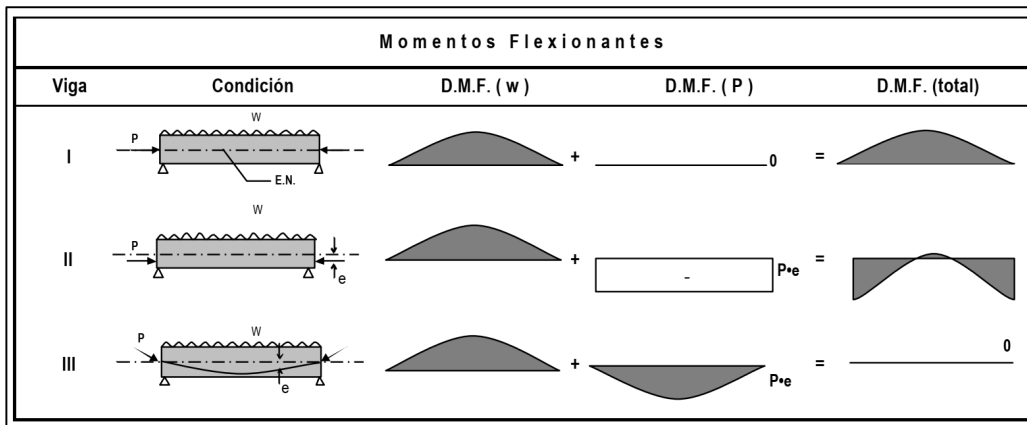


Figura 2.17 Diagramas de momento flexionante por presfuerzo (Figura 2.1, Capítulo 2 ANIPPAC)

De manera particular, el efecto que es generado por la acción del presfuerzo y de las cargas actuantes tanto de fuerzas como de momentos, se determina a partir de las siguientes expresiones:

- Efecto de la fuerza debida al presfuerzo:

$$\frac{P}{A}$$

- Efecto del momento debido a la excentricidad del presfuerzo:

$$\frac{Pe}{I}(y_{i,s})$$

- Efecto del momento debido a la acción de cargas permanentes y vivas:

$$\frac{M}{I}(y_{i,s})$$



En donde:

- $P$ : Es la fuerza de presfuerzo
- $A$ : Es el área efectiva de la sección transversal del elemento
- $e$ : Es la excentricidad del presfuerzo
- $I$ : Es el momento de inercia de la sección transversal del elemento
- $y_{(i,s)}$ : Es la profundidad de la fibra a analizar, medida a partir del eje neutro

En conjunto, estas expresiones conforman la expresión matemática conocida como Fórmula de la Escuadrilla, la cual permite determinar el estado de esfuerzos en cualquier sección de un elemento presforzado.

$$\text{FÓRMULA DE LA ESCUADRILLA: } \sigma_{i,s} = \frac{P}{A} \pm \frac{Pe}{I} y_{i,s} \pm \frac{M}{I} y_{i,s}$$

### 2.3.2 SISTEMAS DE PRESFUERZO

El presfuerzo dentro del campo de la ingeniería estructural se enfoca en generar diseños que sean más eficientes en términos de su comportamiento estructural, permitiendo el empleo de secciones menos robustas y con ello, una reducción en los materiales necesarios para su construcción. Su influencia dentro de la industria de la construcción es de carácter económico, influyendo directamente su disponibilidad.

Los sistemas más comunes para presforzar un elemento estructural son el pretensado y postensado, mismos que permiten una combinación o modificación entre ambos para su implementación. Tal es el caso del sistema de presfuerzo externo que es una variante del sistema de postensado tradicional en donde el presfuerzo se coloca externamente al cuerpo del elemento para posteriormente ser tensado, y que es comúnmente usado en la reforzamiento de estructuras.

La técnica del pretensado permite su aplicación en una planta de elementos prefabricados, presentando la ventaja del abaratamiento de la mano de obra y un mejor control de calidad en su producción. La técnica del postensado se aplica en los casos en que se requiere un elemento estructural que cumpla con características específicas en su desempeño o en su geometría, por lo cual, este sistema involucra la fabricación en sitio de sus elementos.

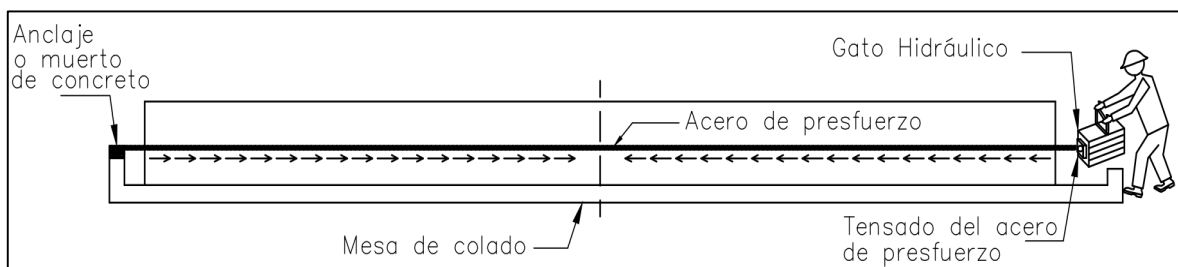
La transferencia de energía contenida procedente del acero de presfuerzo al elemento de concreto para el sistema de pretensado ocurre cuando se cortan los cables después del colado y fraguado del elemento; en el caso del postensado, ocurre conforme se tensa el acero de presfuerzo por medio de gatos hidráulicos.



### 2.3.2.1 PRETENSADO

En este sistema de presfuerzo, se requiere disponer de elementos que sirvan como anclajes para el acero de presfuerzo durante el habilitado del acero estructural. Estos anclajes generalmente son bloques de concreto capaces de soportar la fuerza de presfuerzo que es aplicada al acero antes del colado y posterior fraguado del elemento estructural.

El procedimiento aplicado en la técnica del pretensado consiste en tensar el acero de presfuerzo antes del colado y fraguado de un elemento estructural. Esto se logra mediante el anclado de uno de los extremos del acero en un muerto de concreto, se procede a estirarlo por medio de gatos hidráulicos y se realiza el colado del concreto, con lo cual queda embebido el acero de presfuerzo en el elemento. Una vez que el concreto ha alcanzado la resistencia deseada, que por lo general es entorno a un día, se corta el acero de presfuerzo de sus anclajes para generar la transferencia de la fuerza de tensión original a una fuerza de compresión actuante en el concreto, como un efecto de recuperar su longitud inicial, por medio del fenómeno de adherencia entre ambos materiales.



**Figura 2.18 Representación del sistema de pretensado para una trabe de puente**

La acción del acero de presfuerzo en el concreto es interna con trayectorias generalmente rectas, provocando que la deformación generada sea constante a lo largo del elemento. En resumen, en este sistema la deflexión provocada por el presfuerzo rige en los extremos y la genera por efecto de las cargas en servicio, en el centro.

En las secciones donde el presfuerzo resulta excesivo, tal como se suele presentarse en los extremos de vigas simplemente apoyadas, se debe disminuir el presfuerzo por medio del encamisado del acero o mediante un cambio en su trayectoria, para no provocar esfuerzos excesivos en los extremos.

La mayoría de los elementos pretensados se fabrican en serie dentro de plantas, aplicando una reutilización de moldes metálicos o de concreto para presforzar en una sola operación varios elementos, cuidando que no sea excedida la capacidad de los moldes de tensado y que los elementos sean manejables para su traslado por carreteras y avenidas.

Los elementos pretensados de fabricación más comunes tanto en edificación como en infraestructura son: viguetas, traveses, losas, pilas de puentes, tableros, cascarones, techumbres, reactores nucleares, depósitos para gas, plataformas marítimas, aerogeneradores, entre otros.



Figura 2.19 Proceso de fabricación de elementos pretensados

### 2.3.2.2 POSTENSADO

En el sistema del postensado de estructuras, se requiere en primer lugar colocar ductos perfectamente fijos en el elemento estructural para alojar el acero de presfuerzo, mismos que son rellenados con mortero o un tipo de lechada especial una vez que el acero de presfuerzo ha sido tensado y anclado; en segundo lugar, un conjunto de sistemas de anclaje para realizar su posterior tensado. En este sentido, se distinguen dos tipos de anclajes:

- *Anclajes Pasivos:* Son aquellos que sirven para fijar el acero de presfuerzo en el concreto, los cuales pueden estar formados por un bloque con perforaciones cilíndricas sobre el que se apoyan mangos roscados sustentados por una placa trasera cilíndrica o por una serie de cordones que se fijan al concreto, ya sea por medio de placas en cada uno de sus extremos o al ser perforados en sus extremos para crear bulbos de adherencia.

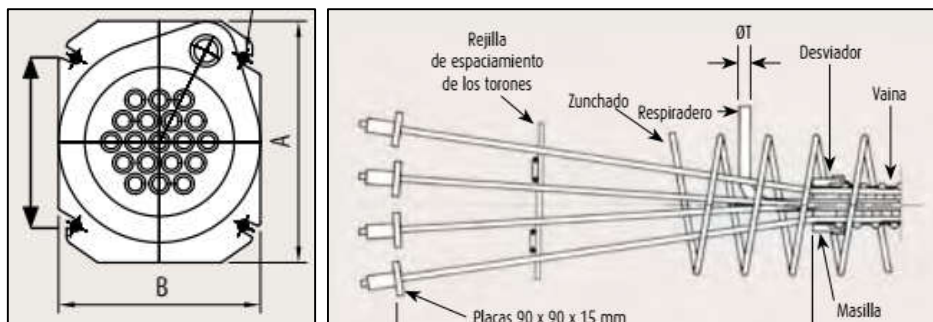


Figura 2.20 Tipos de anclajes pasivos NB y N, Freyssinet

- **Anclajes Activos:** Son aquellos que sirven para realizar el tensado del acero del acero de presfuerzo, los cuales están formados por bloques de acero circulares con perforaciones troncónicas y cuñas, que garantizan un anclaje eficaz ante esfuerzos estáticos y dinámicos.

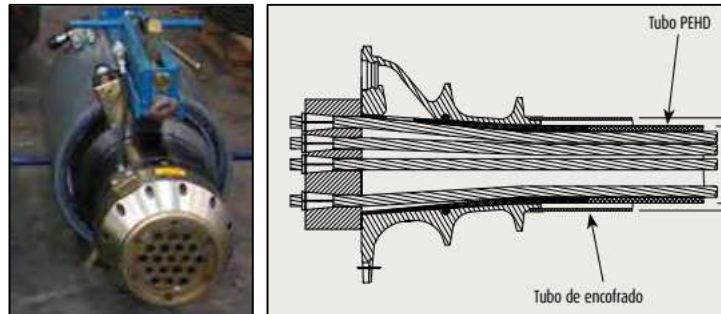


Figura 2.21 Tipos de activos pasivos ADnC15W, Freyssinet

En la técnica del postensado, la acción del presfuerzo sobre el elemento se ejerce externamente por medio de la generación del esfuerzo de compresión derivado del tensado del acero. Las trayectorias del presfuerzo usadas en elementos postensados por lo general son parabólicas, permitiendo variar su excentricidad y con ello, obtener diseños con una mayor eficiencia en elementos hiperestáticos, evitando grandes esfuerzos en los extremos del elemento.

En primer lugar, se inicia enductando y anclando el acero de presfuerzo durante la etapa de armado y cimbrado del elemento en uno de sus extremos mediante el uso de anclajes pasivos, que son dispositivos mecánicos que quedan embebidos en el concreto. Cabe resaltar que el tipo de acero de presfuerzo comúnmente usado en este procedimiento es del tipo de cables, ya que otorgan una mayor área de sección; además, se tiene la posibilidad dar al ducto el perfil que se desee.

En segundo lugar, se realiza el colado del concreto. Una vez que éste ha fraguado y alcanzado su resistencia, se procede a tensar el acero de presfuerzo en el anclaje activo mediante gatos hidráulicos; proceso donde estira, acuña y se retira. Finalmente, se inyecta una mezcla en el ducto que permita generar la adherencia entre acero y concreto, además de servir como protección al acero contra la corrosión y evitar movimientos relativos durante cargas dinámicas.

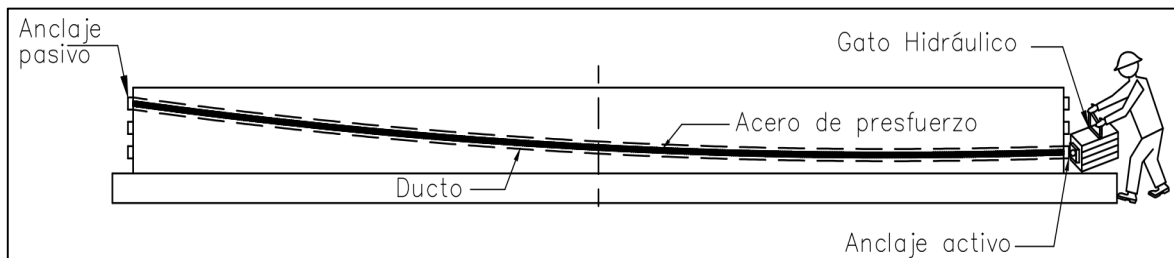


Figura 2.22 Representación del sistema de postensado para una trabe de puente

En este sistema la curvatura de los cables provoca una variación de la deflexión en el elemento estructural, la cual es nula en los apoyos pero que aumenta de manera gradual hacia su centro longitudinal. El mismo efecto es provocado por las cargas en servicio, generando que se contrarresten ambos efectos, disminuyendo o volviendo nula la flecha final. Debe señalarse que también es posible realizar el postensado entre la interacción de dos elementos estructurales como lo son traveses y losas; en particular, para el caso de puentes, esto se realiza mediante bloques de concreto que permiten cambiar su trayectoria y darles continuidad.



Figura 2.23 Proceso de tensado del acero de presfuerzo en traveses postensados

Existe una amplia gama de sistemas patentados para postensar un elemento y gran parte de ellos trabajan con cuñas o a base de tuercas, permitiendo ser fabricados en planta o en el emplazamiento de la obra, pero poseen la desventaja del costo que implican los dispositivos de anclaje que quedan embebidos en el concreto. Un ejemplo de esto es el sistema desarrollado por la empresa Freyssinet, el cual trabaja con una cuña troncocónica en donde se introduce el acero, posteriormente se estira y es empujado por un pistón en el interior del gato hidráulico, anclándolo.

Entre sus aplicaciones más comunes en el campo de la ingeniería estructural, se encuentra la fabricación de elementos hiperestáticos como lo son dovelas o traveses para puentes, cascarones, tanques de agua, losas de cimentación o soleras de naves industriales, entre otros.



Figura 2.24 Habilitado de acero de presfuerzo y dispositivos de anclaje en losa postensada



### 2.3.3 PÉRDIDAS EN EL PRESFUERZO

La fuerza en el presfuerzo no permanece constante durante la vida útil de un elemento presforzado, sino que a partir del momento en que es tensado el acero de presfuerzo presenta una disminución debido a diversos factores que actúan en el elemento. Estos cambios se deben a fenómenos físicos que afectan tanto al acero como al concreto y también, por la superposición de cargas a las que se encuentra sometido el elemento estructural.

Esta disminución en la fuerza aplicada al acero se conoce como pérdidas en el presfuerzo, dentro de las cuales se distinguen dos grupos: en primera instancia, se encuentran aquellas que se presentan de manera instantánea al ser tensado el acero; en segunda instancia, se encuentran aquellas que dependen del tiempo, es decir, se desarrollan durante un periodo de la vida útil del elemento. Cabe señalar que existe una interdependencia entre ambos grupos de pérdidas, lo cual debe considerarse al momento de realizar su estimación.

#### 2.3.3.1 PERDIDA INMEDIATAS

Las pérdidas inmediatas o instantáneas son producto de la elasticidad de los materiales, y se conforman por efecto de los siguientes fenómenos:

- *Acortamiento Elástico del Concreto:* Se produce al transmitirse la fuerza de compresión del presfuerzo al concreto, provocando un acortamiento de este material y a su vez, permitiendo que el acero recupere parte de su longitud original disminuyendo con ello su fuerza sobre el elemento.
- *Por Fricción:* Se produce debido a un deslizamiento entre el acero y el material que lo recubre o ancla, ductos u orificios, en el momento de su tensado. Este deslizamiento produce una fuerza de fricción que reduce a la fuerza de tensión ejercida por el gato hidráulico, siendo mayor en elementos postensados que en pretensados.
- *Por Deslizamiento del Anclaje:* Se produce al momento en que es tensado el acero de presfuerzo debido a un deslizamiento entre las cuñas que lo anclan, provocando su relajamiento y una consecuente disminución de fuerza.

#### 2.3.3.2 PERDIDAS DIFERIDAS

Las pérdidas diferidas son producto del comportamiento mecánico que tienen los materiales respecto del tiempo, su rapidez de variación al principio es grande y conforme transcurre la vida útil de la estructura disminuye hasta volverse casi nula, esto ocurre en un periodo entre 5 y 6 años.

Se conforman por efecto de los siguientes fenómenos:

- *Por Flujo Plástico del Concreto*: Este fenómeno representa un cambio en la longitud del elemento considerando que se deforma elásticamente hasta alcanzar un valor constante bajo la acción de una carga, permitiendo que el acero recupere parte de su longitud original y con ello, una pérdida de fuerza en el presfuerzo. Los factores que intervienen en la aparición de este fenómeno son tales como la dosificación del concreto, la humedad relativa del medio ambiente, las condiciones de curado y de la edad del concreto cuando es cargado por primera vez.
- *Por Contracción del Concreto*: Este fenómeno representa un acortamiento del concreto debido a la pérdida de humedad cuando éste se seca, originando una reducción en la elongación del presfuerzo y con ello, una reducción en su fuerza. Se presenta a partir de que empieza el fraguado.
- *Por Relajación del Acero*: Este fenómeno es la pérdida de esfuerzo a longitud constante en un material, es decir, representa una reducción en la fuerza aplicada al acero de presfuerzo y su magnitud varía dependiendo del tipo y grado del acero. Se presenta tanto en el momento en que termina la transferencia, para elementos pretensados, como en el momento en que actúan las cargas de servicio sobre el elemento.

#### 2.3.4 ESTIMACIÓN DE LAS PÉRDIDAS EN EL PRESFUERZO

La estimación de las pérdidas en el presfuerzo se realiza con base en el previo conocimiento de la fuerza de tensado que ha de aplicar el gato hidráulico al acero y su estimación es importante, ya que puede ser de hasta el 30% de la fuerza inicial. En este sentido, su estimación puede hacerse siguiendo uno de los métodos siguientes:

- **ESTIMACIÓN GLOBAL**

Es aplicable en el caso de no contar con la información técnica requerida para su estimación, se permite suponer que tanto pérdidas instantáneas como diferidas corresponden a un porcentaje de la fuerza aplicada por el gato hidráulico. En elementos pretensados se pueden suponer que la suma de pérdidas varía entre un 20 y 25% esta fuerza; en estructuras postensadas, la suma de pérdidas se supone entre un 25% y 30% de la fuerza inicial. Cabe mencionar que este método puede resultar en un diseño poco conservador

- **ESTIMACIÓN INDIVIDUAL**

Este procedimiento implica determinar de manera individual las pérdidas generadas por cada uno de los fenómenos físicos que se presentan tanto en el acero como en el concreto. En una primera etapa, se determinan las pérdidas instantáneas durante la etapa de transferencia y posteriormente, se determinan las pérdidas diferidas; la suma de ambas da la magnitud total de pérdidas en el presfuerzo.

- **ESTIMACIÓN POR DE INTERVALOS DE TIEMPO**

Este procedimiento está enfocado en estimar las pérdidas en distintos periodos de la vida útil de una estructura con base en la medición de la fuerza del presfuerzo referida a la edad del concreto.

### 2.3.4.1 PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO

El acortamiento elástico del concreto se presenta debido a la compresión axial generada por la tensión en el presfuerzo, variando las expresiones que son usadas para estimarla entre elementos pretensados y postensado.

En la norma **AASHTO LRFD 2020** se proponen dos expresiones, conforme al tipo de presfuerzo empleado en el elemento, para determinar este tipo de pérdidas: la **Eq. 5.9.3.2.3a-1** es usada para elementos pretensados y la **Eq. 5.9.3.2.3b-1** es usada para elementos postensados.

<b>ELEMENTOS PRETENSADOS:</b>	$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}$
-------------------------------	---

Como expresión alterna para su estimación, se presenta la **Eq. C5.9.3.2.3a-1**:

$\Delta f_{pES} = \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$
---

En donde:

- $f_{cgp}$ : Es la sumatoria de las tensiones actuantes en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debidas al peso propio del elemento y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia.
- $E_p$ : Es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
- $E_{ci}$ : Es el módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia o de aplicación de la carga.

Continúa:

- $A_{ps}$ : Área del acero de presfuerzo ( $\text{in}^2$ ).
- $A_g$ : Área bruta de la sección ( $\text{in}^2$ ).
- $I_g$ : Momento de Inercia de la sección bruta ( $\text{in}^4$ ).
- $e_m$ : Promedio de la excentricidad del presfuerzo al centro del claro (in).
- $M_g$ : Momento al centro del claro debido a peso propio (kip-in).

<p><b>ELEMENTOS POSTENSADOS:</b> <math>\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp}</math></p>
--

Como expresión alterna para su estimación, se presenta la **Eq. C5.9.3.2.3b-1**:

$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{A_{ps} f_{pbt} (I_g + e_m^2 A_g) - e_m M_g A_g}{A_{ps} (I_g + e_m^2 A_g) + \frac{A_g I_g E_{ci}}{E_p}}$
--

En donde:

- $N$ : Es la número de tendones de acero de presfuerzo idénticos.
- $f_{pbt}$ : Esfuerzo en el acero de presfuerzo antes de la transferencia como se especifica en la tabla 5.9.2.2-1 de la norma.
- $f_{cgp}$ : Es la sumatoria de las tensiones actuantes en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debidas al peso propio del elemento y a la fuerza de presfuerzo después del tensado.

Para profundizar en las expresiones propuesta para la estimación de las perdidas por acortamiento elástico del concreto, se recomienda al lector referenciarse al **artículo 5.9.3.2.3 Acortamiento Elástico**.

#### 2.3.4.2 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

La fricción se genera cuando se empieza a tensar el acero de presfuerzo a través de los ductos u orificios, provocando una disminución en la fuerza generada por el gato hidráulico, causando que la fuerza en el extremo anclado es menor.

La norma **AASHTO LRFD 2020** indica que para elementos pretensados las pérdidas por fricción que deben considerarse corresponden a las que puedan presentarse en los dispositivos de anclaje. Para el caso de elementos postensados, se proponen dos expresiones para determinar este tipo de perdidas conforme a la posición del acero en un elemento estructural, interna o externa: la **Eq. 5.9.3.2.2b-1** es usada para acero interno y la **Eq. 5.9.3.2.2b-2** es usada para acero externo.



Pérdidas por fricción generadas por el contacto entre el acero de presfuerzo interno y la pared del ducto:

$$\text{Eq. 5.9.3.2.2b-1 } \Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)} \right)$$

Pérdidas por fricción generadas por el acero de presfuerzo externo que pasa a través de un único ducto desviador:

$$\text{Eq. 5.9.3.2.2b-2 } \Delta f_{pF} = f_{pj} \left( 1 - e^{-\mu(\alpha+0.04)} \right)$$

En donde:

- $f_{pj}$ : Esfuerzo en el acero de presfuerzo al momento del tensado
- $e$ : Base de los logaritmos naturales
- $K$ : Coeficiente de fricción por oscilación del acero (por ft de tendón)
- $x$ : Longitud del acero de presfuerzo medida desde el extremo del gato hidráulico hasta el punto a analizar
- $\mu$ : Coeficiente de fricción
- $\alpha$ : Suma de los valores absolutos de la variación angular en el trazo del presfuerzo

Para la determinación de los coeficientes de fricción, la norma propone que sean tomados de la tabla **5.9.3.2.2b-1 Coeficientes de Fricción para Tendones Postensados**. En particular, la norma recomienda usar un coeficiente de fricción ( $\mu$ ) igual a 0.25 para cables formados por 12 torones.

Type of Steel	Type of Duct	$K$	$\mu$
Wire or strand	Rigid and semirigid galvanized metal sheathing	0.0002	0.15–0.25
	Polyethylene	0.0002	0.23
	Rigid steel pipe deviators for external tendons	0.0002	0.25
High-strength bars	Galvanized metal sheathing	0.0002	0.30

**Tabla 2.2 Coeficientes de fricción para acero postensado**

Para profundizar en las consideraciones que tiene la norma para tanto para la estimación de perdidas debidas a la fricción como la aplicación de las expresiones propuestas, se recomienda al lector referenciarse al **artículo 5.9.3.2.2 Fricción**.

### 2.3.4.3 PÉRDIDAS POR DESLIZAMIENTO DEL ANCLAJE

Las pérdidas son provocadas por el movimiento del acero antes de ser acuñado y por el sistema de anclaje que es usado, pudiendo ser a base de tuercas o a base de cuñas. Las pérdidas a base de tuercas están en función de los herrajes del anclaje y por lo general mantienen magnitudes pequeñas, en cambio para el sistema a base de cuñas las pérdidas son importantes debido a que su deslizamiento permite que el acero recupere una parte significativa de su longitud original.

Su estimación cambia respecto al sistema de presfuerzo empleado. En el caso de elementos pretensados el deslizamiento de la cuña de anclaje se reparte en toda la longitud del cable, en donde a mayor longitud la deformación unitaria es menor y, por consiguiente, la pérdida. Para elementos postensados, las pérdidas se concentran en los extremos, las cuales disminuyen proporcionalmente con la fricción y se ven flejadas a todo lo largo del elemento.

La norma **AASHTO LRFD 2020** indica que la magnitud del acuñamiento en los anclajes deberá ser la requerida para controlar el esfuerzo en el acero de presfuerzo al momento de la transferencia, la cual depende directamente del sistema de presfuerzo empleado. Además, presenta una recomendación del valor que debe tener el acuñamiento comprendido entre 3 mm y 10 mm, en donde un valor de 6 mm es de uso común en la práctica.

Para profundizar en las recomendaciones dadas por la norma respecto a los acuñamientos recomendados, se recomienda al lector referenciarse al **artículo 5.9.3.2.1 Acuñamiento de Anclajes de la norma AASHTO LRFD 2020**.

### 2.3.4.4 PÉRDIDAS POR FLUJO PLÁSTICO DEL CONCRETO

El flujo plástico en el concreto se presenta de una manera casi lineal por la deformación del concreto ante la acción de cargas sostenidas, interviniendo en su aparición factores de su fabricación y condiciones de servicio. La fluencia del concreto ante cargas permanente se encuentra dentro del orden de 0.5 a 4 veces de su acortamiento elástico.

La norma **AASHTO LRFD 2020** indica que estas pérdidas deben estimarse para dos etapas desde la fabricación hasta la puesta en servicio de un elemento presfzado: la primera etapa se considera a partir del momento en que se realiza la transferencia del esfuerzo de tensado al concreto hasta que es colado el sistema de piso como lo es una losa; en la segunda etapa, se inicia en el momento en que es terminado el sistema de piso hasta el momento en que termina de fluir plásticamente el concreto.

En la primera etapa, la norma recomienda el uso de la **Eq. 5.9.3.4.2b-1** para determinar las pérdidas.

$$\text{PRIMERA ETAPA: } \Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b(t_d, t_i) K_{id}$$

En la segunda etapa, la norma recomienda el uso de la **Eq. 5.9.3.4.3b-1** para determinar las pérdidas.

$$\text{SEGUNDA ETAPA: } \Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_d) K_{df}$$

En donde:

- $f_{cgp}$ : Es la sumatoria de las tensiones actuantes en el centro de gravedad del acero de presfuerzo debidas a la fuerza de presfuerzo en el momento de la transferencia.
- $E_p$ : Es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.
- $E_{ci}$ : Es el módulo de elasticidad del concreto al momento de la transferencia o de aplicación de la carga.
- $\psi_b(t_f, t_i)$ : Coeficiente de fluencia al momento final de la transferencia.
- $K_{id}$ : Coeficiente de la sección transformada que considera la adherencia entre acero y concreto durante la primera etapa.
- $t_f$ : Edad final del concreto, se mide en días.
- $t_i$ : Edad del concreto al momento de la transferencia, se mide en días.
- $t_d$ : Edad del concreto al momento de la colocación del sistema de piso, se mide días.
- $\Delta f_{cd}$ : Es la variación del esfuerzo en el concreto, en el centroide del acero de presfuerzo, debido a las pérdidas generadas en la primera etapa más el efecto del peso propio y las cargas en servicio.
- $\psi_b(t_f, t_d)$ : Coeficiente de fluencia debido a la aplicación de las cargas de servicio en el sistema de piso.

Cabe mencionar, que el coeficiente de fluencia puede obtenerse de manera detalla con base en la **Eq. 5.4.2.3.2.-1 del artículo 5.4.2.3.2 – Fluencia** que presenta la norma. Para elementos postensados construidos por segmentos, se recomienda tomar igual a cero las pérdidas referentes a la primera etapa.

Para profundizar en la estimación de las pérdidas debidas a la fluencia plástica del concreto, se recomienda al lector referirse a los **artículos 5.9.3.4.2b y 5.9.3.4.3b Fluencia en una Trabe de Concreto** del norma **AASHTO LRFD 2020**.

### 2.3.4.5 PÉRDIDAS POR CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Las pérdidas por contracción del concreto se generan debido a la pérdida de humedad en este material, generando una disminución en la deformación del acero de igual magnitud y con ello, una disminución en el esfuerzo generado por el acero. Estas pérdidas varían en magnitud dependiendo del sistema de presfuerzo empleado debido a que para elementos postensados la contracción en el concreto es menor a la que se presenta en elementos pretensados, esto se debe a que gran parte de la contracción ya se ha presentado antes del momento de la realización del tensado del acero.

La norma **AASHTO LRFD 2020** indica que estas pérdidas deben estimarse para las mismas etapas de la vida útil de un elemento presforzado citadas en la estimación de las pérdidas por flujo plástico, a partir la transferencia de esfuerzos hasta que es colado el sistema de piso y desde este punto hasta que se desarrollan por completo en condiciones de servicio.

La norma propone el uso de las **Eq. 5.9.3.4.2b-1** y **Eq. 5.9.3.4.2a-2** para estimar las pérdidas por contracción del concreto durante la primera etapa.

$$\text{PRIMERA ETAPA: } \Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{td}$$

En donde el coeficiente correspondiente a la sección transformada ( $K_{id}$ ) se determina con base en la **Eq. 5.9.3.4.2a-2**.

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left( 1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) [1 + 0.7\psi_b(t_f, t_i)]}$$

La norma propone el uso de la **Eq. 5.9.3.4.2b-1** para estimar las pérdidas por contracción del concreto durante la primera etapa.

$$\text{SEGUNDA ETAPA: } \Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

En donde el coeficiente correspondiente a la sección transformada ( $K_{df}$ ) se determina con base en la **Eq. 5.9.3.4.2a-2**.

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left( 1 + \frac{A_g e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0.7\psi_b(t_f, t_i)]}$$

En donde:

- $\varepsilon_{bid}$ : Deformación unitaria por contracción del concreto en la primera etapa.
- $e_{pg}$ : Excentricidad de la fuerza del presfuerzo respecto del centroide de la trabe o elemento.
- $\varepsilon_{bdf}$ : Deformación unitaria por contracción del concreto en la segunda etapa.
- $A_c$ : Área de la sección compuesta.
- $I_c$ : Momento de inercia de la sección compuesta.
- $e_{pc}$ : Excentricidad de la fuerza del presfuerzo respecto del centroide de la sección compuesta.

En el caso de no tener la información requerida para la estimación detallada de los coeficientes de contracción en el concreto, la norma indica que pueden ser tomados valores de 0.0002 y 0.0005 para 28 días y 1 año, respectivamente.

Para profundizar en la estimación de las pérdidas por contracción del concreto, se recomienda al lector referenciarse a los **artículos 5.9.3.4.2a y 5.9.3.4.3a Contracción en Trabes de Concreto**. El tema de contracción del concreto puede ampliarse si se consulta el artículo **5.4.2.3 Fluencia y Contracción**.

#### 2.3.4.6 PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO

En este fenómeno las pérdidas en el presfuerzo se consideran que el acero se mantiene esforzado con una longitud constante, presentándose un relajamiento en este material debido a la intensidad del esfuerzo de tensado, el tiempo transcurrido y la temperatura a la que son expuestos, distinguiéndose entre elementos pretensados de los postensados. La mayor parte de las pérdidas por relajamiento ocurren antes de que sea colocado el sistema de piso, posterior a esto, las pérdidas

La norma **AASHTO LRFD 2020** indica que la estimación de las pérdidas por el relajamiento del acero de presfuerzo debe realizarse para la etapa que comprende el tensado y colocación del sistema de piso, así como de la puesta en operación del elemento.

La norma propone la **Eq. 5.9.3.4.2c-1** para estimar las pérdidas por relajación en el acero de presfuerzo durante la primera etapa.

$$\text{PRIMERA ETAPA: } \Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left( \frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

Para la segunda etapa, la norma propone la **Eq. 5.9.3.4.3c-1** para estimar las pérdidas por relajación en el acero de presfuerzo durante la segunda etapa.

$$\text{SEGUNDA ETAPA: } \Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1}$$

En donde:

- $\Delta f_{pR1}$ : Es el esfuerzo en el acero de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia, el cual no debe ser tomado menor a 0.55 de su esfuerzo de fluencia.
- $K_L$ : Factor que va de acuerdo con el tipo de acero de presfuerzo usado, se permite tomar valores de 30 para aceros de baja relajación y 7 para otro tipo de acero, en caso de que información más precisa del fabricante no se encuentre disponible.

Para profundizar en el tema de la estimación de pérdidas por relajación del acero de presfuerzo, se recomienda al lector referirse a los **artículos 5.9.3.4.2c y 5.9.3.4.3c Relajación del Presfuerzo** de la norma **AASHTO LRFD 2020**.

### 2.3.5 OTRAS EXPRESIONES USADAS PARA ESTIMAR LAS PÉRDIDAS

Además de las expresiones propuestas en la norma AASHTO LRFD 2020 existen otro grupo de expresiones que son de uso común en la práctica, las cuales están desarrolladas con base en la teoría de mecánica de materiales y ofrecen resultados satisfactorios para estimar las pérdidas en el presfuerzo.

#### 2.3.5.1 PÉRDIDAS POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO DEL CONCRETO

En el Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas del ANIPPAC 2018, se presentan dos expresiones para estimar estas pérdidas de acuerdo con el sistema de presfuerzo empleado en el elemento.

$$\text{ELEMENTOS PRETENSADOS: } \Delta AE = \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

Para la expresión anterior, el módulo de elasticidad del concreto en la transferencia debe obtenerse con base en la siguiente expresión:

$$E_{ci} = \frac{\gamma_c^{3/2}}{7.3} \sqrt{f'_{ci}}$$

En elementos postensados que utilizan varios tendones, se propone la siguiente expresión

$$\text{ELEMENTOS POSTENSADOS: } \Delta AE = \frac{N-1}{2N} \frac{E_{sp}}{E_{ci}} f_{cgp}$$

En donde:

- $f_{cgp}$ : Es la suma de los esfuerzos en el centro de gravedad del presfuerzo debidos al peso propio y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente después de la transferencia, en las secciones de máximo momento.

Continúa:

- $E_{sp}$ : Es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.
- $E_{ci}$ : Es el módulo de elasticidad del concreto en la transferencia.
- $N$ : Es el número de tendones idénticos.

En igual forma, se proponen otro grupo de expresiones para estimar las pérdidas por acortamiento elástico del concreto conforme al sistema de presfuerzo empleado, las cuales se diferencian por ser simplificaciones de las expresiones antes presentadas, pero que dan buenos resultados en la práctica.

Para el sistema de elementos pretensados, se puede presentar dos casos: el primer caso involucra que los cables se aflojen simultáneamente y el segundo caso, que los cables se aflojen una a la vez.

$$\text{PRIMER CASO: } \Delta f_{ela} = n_{ci} f_c$$

Donde:

$$n_{ci} = \frac{E_p}{E_{ci}}$$

$$f_c = -\frac{P_i}{A_c} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_0 e}{I_c}$$

$$E_{ci} = 15,100 \sqrt{f'_c} \text{ (kg/cm}^2\text{)}$$

- $P_i$ : Se considera como 0.9 de la fuerza ejercida por el gato hidráulico.

Para el segundo caso, el primer cable es el que más pérdidas experimenta pues cada vez que se aflojan los siguientes cables el concreto se acortara haciendo que tienda a recuperar su longitud original, el ultimo cable es el que menos perdidas presenta. La expresión permite determinar la pérdida del cable  $n$  y se recomienda empezar por el ultimo.

$$\text{SEGUNDO CASO: } \Delta f_{ela} = n_{ci} \left[ -\frac{f_{pn} A_{pm}}{A_c} \left( 1 + \frac{e_n^2}{r^2} \right) - \sum_{k=n+1}^n \frac{f_{pk} A_{pk}}{A_c} \left( 1 + \frac{e_k e_n}{r^2} \right) + \frac{M_0 e}{I_c} \right]$$

Para elementos postensados se presenta el uso de la siguiente expresión:

$$\text{ELEMENTOS POSTENSADOS: } \Delta f_{ela} = n_{ci} \left[ -\sum_{k=n+1}^n \frac{f_{pk} A_{pk}}{A_c} \left( 1 + \frac{e_k e_n}{r^2} \right) + \frac{M_0 e}{I_c} \right]$$

En la práctica, se tiene una buena aproximación al estimar las perdidas por acortamiento elástico del concreto con las expresiones siguientes:

$$\text{PARA TRABES: } \Delta f_{ela} = \frac{1}{2} n_{ci} f_c$$

$$\text{PARA LOSAS: } \Delta f_{ela} = \frac{1}{4} n_{ci} f_c$$



En donde:

- $f_{pn}$ : Es el esfuerzo en el cable después de pérdidas por deslizamiento de cuñas y relajamiento del acero
- $A_{pn}$ : Área del cable de acero de presfuerzo
- $f_{pk}$ : Es el esfuerzo en los demás cables después de pérdidas por deslizamiento de cuñas y relajamiento del acero
- $A_{pk}$ : Área de la sección de cada uno de los demás cables
- $e$ : Excentricidad de los cables de presfuerzo
- $A_c$ : Área de la sección de concreto
- $r$ : Es el radio de giro de la sección de concreto

### 2.3.5.2 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Esta dada por la expresión siguiente:

$$ANIPPAC: \Delta FR = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)})$$

Uso de la tabla 2.3 para tomar los valores correspondientes a los coeficientes de fricción primaria y secundaria.

Cables dentro de una camisa metálica inyectada con lechada, formados por		K (1/m)	$\mu$ (1/rad)
Alambres		0.001 a 0.005	0.15 a 0.25
Barras de alta resistencia		0.0001 a 0.002	0.08 a 0.30
Torones de siete alambres		0.0005 a 0.0065	0.15 a 0.25
Alambre y torones de siete alambres no adheridos	cubiertos con resina	0.0010 a 0.0020	0.05 a 0.15
	Preengrasados	0.0003 a 0.0020	0.05 a 0.15

**Tabla 2.3 Coeficientes de fricción para acero postensado**

De la expresión anterior, se entiende la siguiente expresión propuesta por el ACI para determinar el esfuerzo ya reducido por la fricción en el acero:

$$ACI: f_{pB} = f_{pA} * e^{-(Kx + \mu\alpha)}$$

En donde:

- $f_{pj}$ : Es el esfuerzo en el acero al tensarlo ( $\text{kg/cm}^2$ ).
- $x$ : Es la distancia medida desde el anclaje hasta el punto a analizar (m).
- $K$ : Es el coeficiente de fricción secundario o de deformación no intencional (1/m)
- $\mu$ : Es el coeficiente de fricción primario por curvatura intencional (1/m).
- $\alpha$ : Es la suma de los valores absolutos de la variación angular en la trayectoria del presfuerzo desde el anclaje hasta el punto a analizar (rad).
- $f_{pA}$ : Es el esfuerzo en el acero en el punto A.
- $f_{pB}$ : Es el esfuerzo en el acero en el punto B.

### 2.3.5.3 PÉRDIDAS POR DESLIZAMIENTO DEL ANCLAJE

Esta dada por la siguiente expresión:

$$ANIPPAC: \Delta DA = \frac{\delta l}{L} E_{sp}$$

En donde:

- $L$ : Es la longitud del tendón.
- $E_{sp}$ : Es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.
- $\delta l$ : Es el deslizamiento el cual debe ser entregado por el fabricante. generalmente está comprendido entre 1 mm a 10 mm.

En el ACI se proponen las siguientes expresiones para determinar las perdidas por deslizamiento de cuñas en elementos postensados:

$$\Delta f_{po} = 2\beta x$$

$$\Delta f_{pA} = 2\beta \left(x - \frac{L}{4}\right)$$

$$\Delta f_{pB} = 2\beta \left(x - \frac{L}{2}\right)$$

$$\Delta f_{pC} = 2\beta \left(x - \frac{3L}{4}\right)$$

$$\beta = \frac{(f_{pj} - f_{pB})}{\left(\frac{L}{2}\right)}$$

$$x = \sqrt{\frac{\Delta 1 * E_p}{\beta}}$$

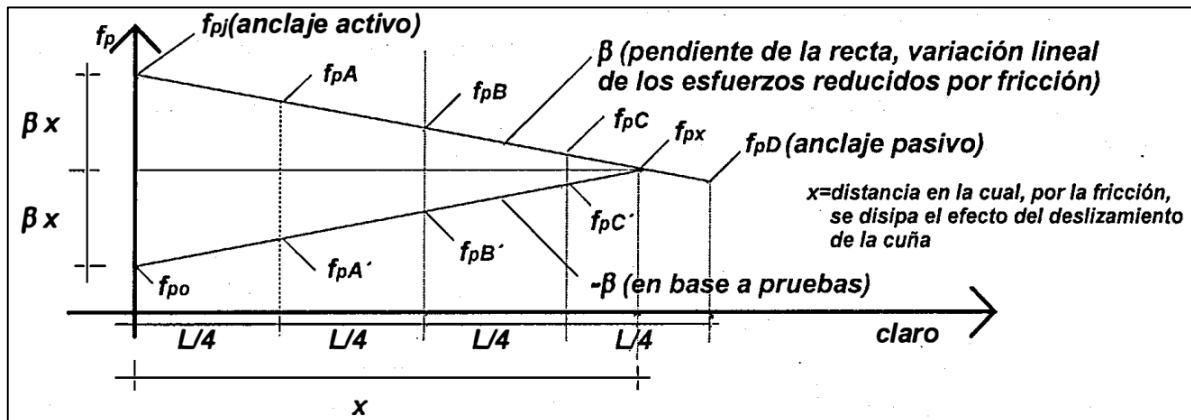


Figura 2.25 Esquema de las pérdidas de esfuerzo en el presfuerzo de un elemento postensado

En el caso de  $x$  sea mayor que el claro del elemento ocurre cuando la viga es muy corta o cuando la fricción es muy pequeña, implicando que el deslizamiento de la cuña sea en toda la longitud del elemento.

La deformación promedio es igual al deslizamiento de la cuña por la longitud total del elemento, resultando de esta forma en la expresión propuesta por el ANIPPAC que es la expresión comúnmente usada para elementos pretensados.

$$\Delta f_{des} = \frac{\Delta l}{L} E_{sp}$$

En donde:

- $L$ : Es la longitud del tendón
- $E_{sp}$ : Es el módulo de elasticidad del acero de presfuerzo
- $\delta l$ : Es el deslizamiento el cual debe ser entregado por el fabricante generalmente está comprendido entre 1 mm a 10 mm.
- $\Delta l$ : Es el deslizamiento de la cuña.

#### 2.3.5.4 PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN INSTANTÁNEA

Están dadas por la siguiente expresión para acero de baja relajación:

$$\text{ANIPPAC: } \Delta RE_i = \frac{\log(t)}{40} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pj}$$

A partir de esta expresión es posible determinar el esfuerzo en ambas etapas de ocurrencia de perdidas instantáneas:

$$\text{EN EL TENSADO: } f_{rel}(t_0) = \left[ 1 - \frac{\log(t)}{40} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) \right] f_{pj}$$

$$\text{EN LA TRANSMISIÓN: } \Delta f_{rel} = - \frac{\log(t)}{40} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{pj}$$

En donde:

- $t$ : Es el tiempo estimado en horas desde el tensado hasta la transferencia
- $f_{pj}$ : Es el esfuerzo en el acero al final del tensado (kg/cm<sup>2</sup>)
- $f_{py}$ : Es el esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo (0.9fpu)

#### 2.3.5.5 PÉRDIDAS POR FLUJO PLÁSTICO DEL CONCRETO

Esta dada por la siguiente expresión:

$$\text{AASHTO: } \Delta FP = 12f_{cgp} - 7f_{cds} \geq 0$$

En tanto, el ACI propone el uso de la siguiente expresión:

$$\text{ACI: } \Delta FP = nK_{CR}(f_{cgp} - f_{cds})$$

En donde:

- $f_{cgp}$ : Es la suma de los esfuerzos en el centro de gravedad del presfuerzo debidos al peso propio y a la fuerza de presfuerzo inmediatamente
- $f_{cds}$ : Es el esfuerzo en la sección a la altura de su centro de gravedad de los torones bajo la acción de cargas muertas aplicadas después del tensado
- $n$ : Es la relación modular entre acero y concreto
- $K_{CR}$ : Coeficiente de flujo plástico con valores de 2 para concreto normal y 1.6 para concreto ligero

Otra expresión presentada por el ACI-AISCE es la siguiente:

$$\Delta f_{fpc} = C_u n_p f_{ci}$$

En donde el coeficiente de flujo plástico varia para elementos pretensados y postensados con valores parecidos a los dados para los diferentes tipos de concreto.

$$\text{ELEMENTOS PRETENSADOS: } C_u = 2.00$$

$$\text{ELEMENTOS POSTENSADOS: } C_u = 1.60$$

### 2.3.5.6 PÉRDIDAS POR CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Esta dada por la siguiente expresión:

$$NTC: \Delta CC = \varepsilon_c E_p$$

Con base en lo establecido en la norma del AASHTO ESTÁNDAR (2002):

$$\text{ELEMENTOS PRETENSADOS: } \Delta CC = 1193 - 10.5H$$

$$\text{ELEMENTOS POSTENSADOS: } \Delta CC = 954 - 8.4H$$

Donde se utiliza la tabla 2.4 del ANNIPAC donde se indica el porcentaje de humedad relativa correspondiente al tipo de clima que predomina en la zona.

Tipo de clima	H (%)
Muy húmedo	90
Humedad intermedia	70
Seco	40

Tabla 2.4 Porcentaje de humedad conforme el tipo de clima

Por su parte, el manual PCI considera la humedad, la relación volumen-superficie del elemento y el valor de la deformación del concreto propone la siguiente expresión:

$$PCI: \Delta CC = 8.2 \times 10^{-6} K_{sh} E_{sp} \left(1 - 0.024 \frac{V}{S}\right) (100 - H)$$

Los valores del coeficiente  $K_{sh}$  está en función del periodo de tiempo comprendido desde el término del curado hasta la aplicación del tensado al presfuerzo, para elementos postensados se obtienen de la tabla 2.5

días	1	3	5	7	10	20	30	60
$K_{sh}$	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

**Tabla 2.5 Valores del coeficiente  $K_{sh}$**

En donde:

- $H$ : Es la humedad relativa anual promedio en porcentaje
- $\epsilon_c$ : Es la deformación unitaria del concreto
- $V/S$ : Es la relación volumen sobre superficie
- $K_{sh}$ : Coeficiente que varía entre elementos pretensados y postensados
- $f_{cds}$ : Es el esfuerzo en la sección a la altura de su centro de gravedad de los torones bajo la acción de cargas muertas aplicadas después del tensado

Otras expresiones para estimar estas pérdidas cuando no se dispone de información específica dependiendo del tipo de curado que ha tenido el concreto

$$CURADO CON HUMEDAD: \Delta f_{sh} = 800 \times 10^{-6} E_p$$

$$CURADO CON VAPOR: \Delta f_{sh} = 730 \times 10^{-6} E_p$$

### 2.3.5.7 PÉRDIDAS POR RELAJACIÓN DEL ACERO

Se pueden estimar con base en las expresiones siguientes:

>Para elementos pretensados se usa la expresión

$$ELEMENTOS PRETENSADOS: \Delta RE_d = 1406 - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)$$

>Para elementos postensados se usa la expresión:

$$ELEMENTOS POSTENSADOS: \Delta RE_d = 1406 - 0.3 \Delta FR - 0.4 \Delta AE - 0.2 (\Delta CC + \Delta FP)$$

En donde:

- $\Delta AE$ : Es la pérdida en el presfuerzo debido al acortamiento elástico
- $\Delta CC$ : Es la pérdida en el presfuerzo debida a la contracción del concreto
- $\Delta FP$ : Es la pérdida en el presfuerzo debido al flujo plástico del concreto
- $\Delta FR$ : Es la pérdida en el presfuerzo debido a la fricción

Expresiones para determinar este tipo de pérdidas de acuerdo con el sistema de presfuerzo usado, pretensado o postensado para aceros de baja relajación

$$\text{ELEMENTO PRETENSADO: } \Delta f_{rel} = 0.9 f_{pi} \left( \frac{\log(t_f) - \log(t_i)}{45} \right) \left( \frac{0.9 f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

$$\text{ELEMENTO POSTENSADO: } \Delta f_{rel} = 0.9 f_{pi} \left( \frac{\log(t)}{45} \right) \left( \frac{0.9 f_{pi}}{f_{py}} - 0.55 \right)$$

En donde:

- $t_f$ : Es el tiempo final, en horas.
- $t_i$ : Es el tiempo en la transferencia, en horas.

### 2.3.6 DETERMINACIÓN DE LOS ESFUERZOS

Para determinar los esfuerzos se emplea la ecuación de la escuadrilla:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{P * e}{I} y_{s,i} + \frac{M}{I} y_{s,i}$$

Donde:

- $P$ : Es la fuerza de presfuerzo con signo negativo debido a que es de compresión.
- $A$ : Área de la sección transversal considerada.
- $e$ : Excentricidad del presfuerzo
- $I$ : Momento de inercia de la sección transversal considerada.
- $y$ : Profundidad a la fibra a analizar medida a partir del eje neutro.
- $M$ : Momento generado por las cargas actuantes sobre el elemento.

#### 2.3.6.1 ESFUERZOS EN LA TRANSFERENCIA

La transferencia se entiende como la acción de la fuerza que ejerce el presfuerzo sobre el concreto, es decir, es el periodo que comprende el cortado de tendones para elementos pretensados o la liberación de la fuerza de tensión ejercida por el gato hidráulico en elementos postensados; en ambos casos se transfiere la fuerza original de tensión en el acero a una fuerza de compresión en el concreto dando origen a las pérdidas instantáneas, en general, se consideran tanto la acción del peso propio, el presfuerzo como las pérdidas instantáneas para determinar los esfuerzos.



### 2.3.6.2 ESFUERZOS EN SERVICIO

La condición de servicio involucra el trabajo en conjunto de los elementos que conforman la superestructura, es decir, se consideran las características geométricas que la sección compuesta aporta para su resistencia ante las solicitaciones de su puesta en servicio (total de cargas permanentes, total de cargas vivas e impacto, total de pérdidas). Resulta conveniente limitar los esfuerzos que son permitidos tanto en el concreto como en el acero para evitar que se presenten agrietamientos excesivos o pérdidas importantes de fuerza en el presfuerzo.

### 2.3.6.3 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO

Los esfuerzos permisibles en el concreto se p de compresión y tensión, en este sentido se presentan los límites que propone la norma AASHTO en su artículo 5.9.2.3 – Límites de Esfuerzos para el Concreto.

>Esfuerzos de compresión antes de pérdidas

- Esfuerzo de compresión:  $0.65 f'_{ci}$

>Esfuerzos de compresión después de pérdidas

Para los esfuerzos de compresión después de pérdidas o en estado de servicio se recomienda tomar los límites siguientes en donde la magnitud de  $\phi_w$  se toma con base en el **artículo 5.6.4.7.2**.

Location	Stress Limit
• Due to the sum of effective prestress and permanent loads	$0.45f'_c$ (ksi)
• Due to the sum of effective prestress, permanent loads, and transient loads as well as during shipping and handling	$0.60\phi_w f'_c$ (ksi)

Tabla 2.6 Esfuerzos permisibles en el concreto después de pérdidas

### 2.3.6.4 ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE PRESFUERZO

Los esfuerzos de tensión que se permite en el acero de presfuerzo se especifican en el **artículo 5.9.2.2 – Limitaciones de Esfuerzos para el Acero de Presfuerzo de la norma AASHTO**, a su vez, se recomienda que consultar con el fabricante sus límites recomendados o el **capítulo 2.7.1.2 Esfuerzos Permisibles en el Presfuerzo del Manual del ANIPPAC**.

Condition	Tendon Type		
	Plain High-Strength Bars	Low Relaxation Strand	Deformed High-Strength Bars
Pretensioning			
Immediately prior to transfer ( $f_{pbt}$ )	$0.70f_{pu}$	$0.75f_{pu}$	—
At service limit state after all losses ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

Tabla 2.7a Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo para elementos pretensados

Post-Tensioning			
Prior to seating—short-term $f_{pbt}$ may be allowed	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$	$0.90f_{py}$
At anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
Elsewhere along length of member away from anchorages and couplers immediately after anchor set	$0.70f_{pu}$	$0.74f_{pu}$	$0.70f_{pu}$
At service limit state after losses ( $f_{pe}$ )	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$	$0.80f_{py}$

**Tabla 2.7b Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo para elementos postensados**

Para la condición de servicio o después de pérdidas, la norma recomienda utilizar en su **artículo 5.9.2.3.2b** los límites de la siguiente tabla:

Bridge Type	Location	Stress Limit	
Other Than Segmentally Constructed Bridges  These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Tension in the Precompressed Tensile Zone, Assuming Uncracked Sections <ul style="list-style-type: none"> <li>For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to not worse than moderate corrosion conditions</li> <li>For components with bonded prestressing tendons or reinforcement that are subjected to severe corrosive conditions</li> <li>For components with unbonded prestressing tendons</li> </ul>	$0.19\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.6$ (ksi)  $0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)  No tension	
	Segmentally Constructed Bridges  These limits may be used for normal weight concrete with concrete compressive strengths for use in design up to 15.0 ksi and lightweight concrete up to 10.0 ksi.	Longitudinal Stresses through Joints in the Precompressed Tensile Zone <ul style="list-style-type: none"> <li>Joints with minimum bonded auxiliary reinforcement through the joints sufficient to carry the calculated longitudinal tensile force at a stress of <math>0.5f_j</math>; internal tendons or external tendons</li> <li>Joints without the minimum bonded auxiliary reinforcement through joints</li> </ul>	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)  No tension
	Transverse Stresses <ul style="list-style-type: none"> <li>Tension in the transverse direction in precompressed tensile zone</li> </ul>	$0.0948\lambda\sqrt{f'_c} \leq 0.3$ (ksi)	
	Stresses in Other Areas <ul style="list-style-type: none"> <li>For areas without bonded reinforcement</li> <li>In areas with bonded reinforcement sufficient to resist the tensile force in the concrete computed assuming an uncracked section, where reinforcement is proportioned using a stress of <math>0.5f_j</math>, not to exceed 30.0 ksi</li> </ul>	No tension  $0.19\lambda\sqrt{f'_c}$ (ksi)	

**Tabla 2.8 Esfuerzos permisibles en el acero de presfuerzo después de pérdidas**

### 2.3.7 ETAPAS DE REVISIÓN DE LOS ESFUERZOS

Los esfuerzos deben calcularse para cada una de las cargas que actúan, las cuales se distinguen en dos etapas de acuerdo con su aplicación sobre el elemento estructural.

#### 2.3.7.1 PRIMERA ETAPA

Esta etapa se caracteriza por mantener los esfuerzos en el concreto dentro de su rama elástica, por tal motivo, los esfuerzos para la acción de las siguientes cargas:

- Peso propio del elemento
- Presfuerzo inicial
- Pérdidas instantáneas
- Peso de losa

#### 2.3.7.2 SEGUNDA ETAPA

En la segunda etapa los esfuerzos generados llevan al concreto a su rama plástica involucrando la acción de mayores solicitaciones en el elemento estructural, en este sentido, los esfuerzos deben calcularse para las cargas siguientes:

- Total de carga muerta
- Pérdidas totales
- Cargas vivas
- Total de cargas en servicio
- Cargas últimas

### 2.3.8 CÁLCULO DE LAS DEFLEXIONES

Por medio del empleo de presfuerzo se puede controlar la deflexión generada por efecto de las cargas actuantes en elementos de concreto y acero, mediante la fuerza aplicada al tensar los cables o torones, la cual genera una contraflecha inicial en el elemento; es posible llegar a tener deflexiones nulas en condiciones de servicio dependiendo del análisis de presfuerzo realizado.

Las deflexiones se producen debido a los efectos generados tanto en la primera como en la segunda etapa de aplicación de las cargas, en donde se debe considerar el efecto que tiene el flujo plástico en el concreto en la condición de servicio.

En este sentido, la estimación de las deflexiones para un elemento presforzado corresponde a la suma de las deformaciones por periodos de tiempo tomando en cuenta los cambios en las propiedades del concreto y del acero, la variación de las cargas, así como las pérdidas de fuerza en el presfuerzo. Cabe resaltar que generalmente las deflexiones se analizan para el centro del claro de todo elemento presforzado pero que pueden determinarse para cualquier punto de éste.

### 2.3.8.1 DEFLEXIONES INMEDIATAS

Corresponden a la etapa de transferencia involucrando la suma de la deflexión generada por el presfuerzo inicial incluyendo pérdidas más la deflexión generada por el peso propio generalmente es hacia arriba.

>Deflexión por Presfuerzo Inicial

Presfuerzo con geometría parabólica:	$\Delta_{pi} = \frac{5P_i e L^2}{48EI}$
--------------------------------------	---

>Deflexión por peso propio

$\Delta_{PoPo} = \frac{5\omega_{PoPo} L^4}{384EI}$
--

### 2.3.8.2 DEFLEXIONES DIFERIDAS

En su estimación se consideran los efectos de larga duración que tiene la fuerza de presfuerzo después de la aparición de las pérdidas diferidas, considerando una fuerza constante durante la ocurrencia del flujo plástico que es igual al promedio de sus valores iniciales y finales, es decir, se considera el efecto de cargas sostenidas, flujo plástico y contracción del concreto, así como la relajación del acero.

>Deflexión por presfuerzo efectivo

$\Delta_{Pe} = \Delta_{Pi} \frac{P_e}{P_i}$
---

>Deflexión promedio del presfuerzo

$\Delta_{Prom} = \frac{\Delta_{Pi} + \Delta_{Pe}}{2} C_u$
---

>Deflexión por carga viva máxima

$\Delta_{CVm\acute{a}x} = \frac{5\omega_{CVm\acute{a}x} L^4}{384EI}$
--

>Deflexión diferida por peso propio

$\Delta_{dif_{PoPo}} = \Delta_{PoPo} (1 + C_u)$
---

>Deflexión por CM inmediata y diferida

$\Delta_{CM} = \Delta_{PoPo} (1 + C_u)$
---

>Deflexión por carga viva sostenida

$\Delta_{CVmed} = \frac{5\omega_{CVmed} L^4}{384EI} C_u$
--

### 2.3.8.3 DEFLEXIÓN TOTAL

La deflexión total corresponde a la suma de las deflexiones inmediatas y diferidas considerando de sentido negativo la deflexión del presfuerzo, esto es:

$\Delta_T = -\Delta_{Pe} - \Delta_{Prom} + \Delta_{dif_{PoPo}} + \Delta_{CM} + \Delta_{CVm\acute{a}x} + \Delta_{CVmed}$
---

### 2.3.8.4 DEFLEXIONES PERMISIBLES

La norma AASHTO LRFD 2020 establece en su **artículo 2.5.2.6.2 – Criterios para Deflexiones** los límites permisibles para la deflexión presente en un elemento presforzado de acuerdo con el tipo de carga actuante.

Vehicular load, general .....	Span/800,
Vehicular and pedestrian loads .....	Span/1,000,

Tabla 2.9 Deformaciones permisibles

## CAPÍTULO 3. ESTUDIOS PRELIMINARES

Todo proyecto de ingeniería requiere de la disposición de información previa que le permita conocer su situación general, por medio de la descripción y detallado de su entorno físico. Esta información permite generar una serie de alternativas en función de la problemática a resolver, comúnmente llamados anteproyectos, los cuales son evaluados con base en criterios económicos, técnicos y sociales, para finalmente desarrollar lo que es el proyecto ejecutivo.

Las fuentes de consulta pueden ser tanto gubernamentales como privadas, procurando que su contenido sea de utilidad para la elaboración de cada uno de los estudios que son requeridos. Esta información puede conformarse por fotografías áreas preexistentes, cartas topográficas, geológicas, hidrológicas, edafológicas y del uso de suelo; el portal del INEGI es una fuente digital de uso común para obtener las cartas requeridas, partiendo de una escala en general de 1:20,000 y 1:50,000, pero que varía dependiendo del caso en particular del estudio a realizar.

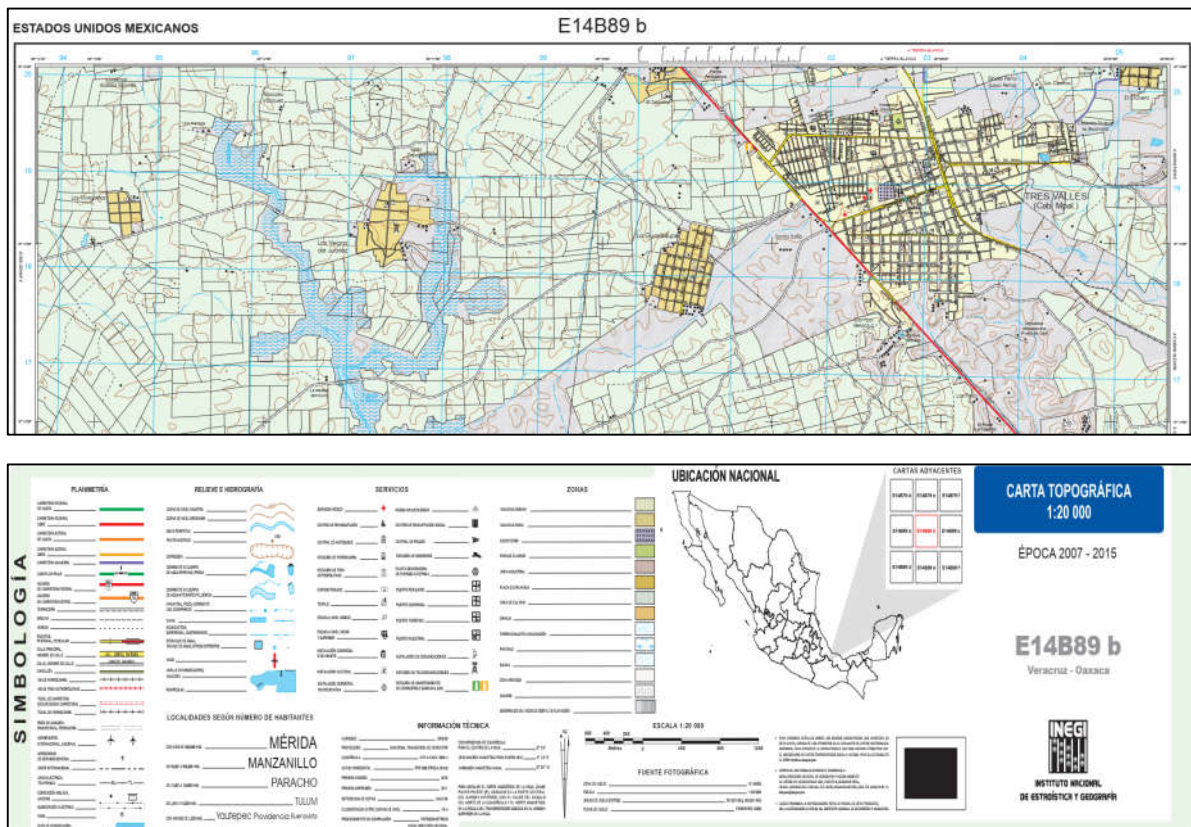


Figura 3.1 Ejemplo de carta topográfica escala 1:20,000 y su simbología (INEGI)



En el caso específico de proyectos de infraestructura gubernamentales, el proyecto de un puente carretero requiere de consultar toda la información que pudiese estar disponible para su elaboración con la SICT a través de la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) y de la Dirección General de Conservación de Carreteras (DGCC) en sus centros estatales conforme la ubicación de proyecto.



Figura 3.2 Ejemplo de mapa de infraestructura proporcionado por la SICT

La ejecución de un estudio preliminar comprende trabajos de campo, laboratorio y gabinete que deben realizarse para establecer las variables que determinan la concepción, el diseño, el comportamiento y las condiciones reales en las que se realizará y operará una obra de infraestructura.

Estos estudios pueden clasificarse como básicos o de detalle:

- **ESTUDIOS BÁSICOS:** Son los estudios que tienen por objetivo determinar tanto los factores generales como de carácter social, cultural, ambiental, operacional, técnico y económico que permiten la definición de una obra conforme a la planeación de la infraestructura del transporte requerida.
- **ESTUDIOS DE DETALLE:** Son los estudios que comprenden todas las actividades que se requieren para diseñar, con base en la ingeniería básica, todos los elementos de la obra por realizar. En estos estudios se elaboran los planos, sus especificaciones y la composición, el arreglo, la forma, los materiales, la resistencia, las dimensiones, los acabados, los conceptos y las cantidades de obra de cada elemento.

Para profundizar en los alcances generales que debe tener cada estudio se recomienda al lector referirse a la norma **N-LEG-2/00** de la **SICT**. Cabe aclarar que en el presente trabajo se omiten los estudios de tránsito, es decir, estudios de aforos y composición vehicular.



### 3.1 VISITA DE CAMPO

En todo proyecto de infraestructura, se deben realizar una serie de actividades que permitan corroborar la información previa, así programar los trabajos tanto de campo como aéreos requeridos, conformando en conjunto un levantamiento preciso del sitio de proyecto; estas actividades son previas a la ejecución de los estudios preliminares. Estos trabajos permiten la determinación del eje óptimo para el cruce del puente mediante su posterior aplicación en la elaboración del estudio topográfico.

Para la ejecución de estos trabajos, como se ha mencionado con anterioridad, se requiere contar con información previa tanto gubernamental como privada que pueda ser de utilidad para su elaboración, entre otras fuentes de información. El acervo requiere estar conformado por fotografías aéreas preexistentes, así como por cartas de tipo topográficas, geológicas, hidrológicas, edafológicas y de uso de suelo, las cuales pueden obtenerse en el portal del INEGI partiendo de una escala en general de 1:50,000; cabe mencionar que la escala varía en función del caso en particular del estudio a realizar.

De este modo, se debe efectuar una visita de inspección a la zona donde se ubicará la estructura con el propósito de verificar la información existente y que no exista algún obstáculo que interfiera en la ejecución de la obra. También deben identificarse las obras inducidas que se requieran y recabar los datos necesarios para diseñar aquellas que deba ejecutar el contratista.

En la práctica se debe realizar un reporte fotográfico donde señalando los detalles relevantes del sitio de emplazamiento del proyecto o en caso de la existencia de una estructura previa, se deben presentar fotografías que muestren su estado actual.

El trabajo de visita campo debe estar integrado por la ejecución de las siguientes actividades:

- Reporte de inspección
- Reporte Fotográfico
- Levantamiento Geométrico y de daños (en caso de estructuras previas)
- Dictamen técnico

#### 3.1.1 REPORTE DE INSPECCIÓN

El reporte de inspección consiste en realizar una visita de campo al sitio de proyecto, recabar la información concerniente a su entorno general acceso, es decir, caminos, accesos, materiales, estructuras previas. Este reporte debe contener el nombre de la carretera, el tramo, el subtramo, el kilómetro, el origen, nombre del sitio del emplazamiento o de la estructura, tipo de estructura, tipo de subestructura., la evaluación del estado de conservación, entre otros aspectos.

---

### 3.1.2 REPORTE FOTOGRAFICO

La elaboración del reporte fotográfico consiste en la toma de fotografías del sitio y/o de la estructura previa, proporcionando panorámicas de las vistas laterales del cruce de vía o del puente existente, vistas de los accesos, accidentes naturales que pretende salvar o cuerpos de agua que ha de atravesar; en el caso de estructuras previas, se requiere contar con fotografías de la superestructura y subestructura, así como detalles de los agrietamientos visibles, desconches en el concreto y de acero expuesto.



Figura 3.3 Ejemplo de imagen con descripción de una estructura previa (Reporte Fotográfico)

### 3.1.3 LEVANTAMIENTO GEOMETRICO O DE DAÑOS

El levantamiento geométrico o de daños generalmente es realizado por un ingeniero topógrafo, consiste en realizar la medición de las medidas de la estructura existente, para el caso de estructuras previas, y de la zona de proyecto para generar un plano de la geometría, dibujar los acceso al sitio, las estructuras previas, así como los principales cuerpos de agua y accidentes naturales. Debe elaborarse en formato CAD, incorporar un reporte de daños, tipo de materiales, normativa aplicable y notas pertinentes.



Figura 3.4 Ejemplo de reporte de daños (Levantamiento Geométrico)

### 3.1.4 DICTAMEN TÉCNICO

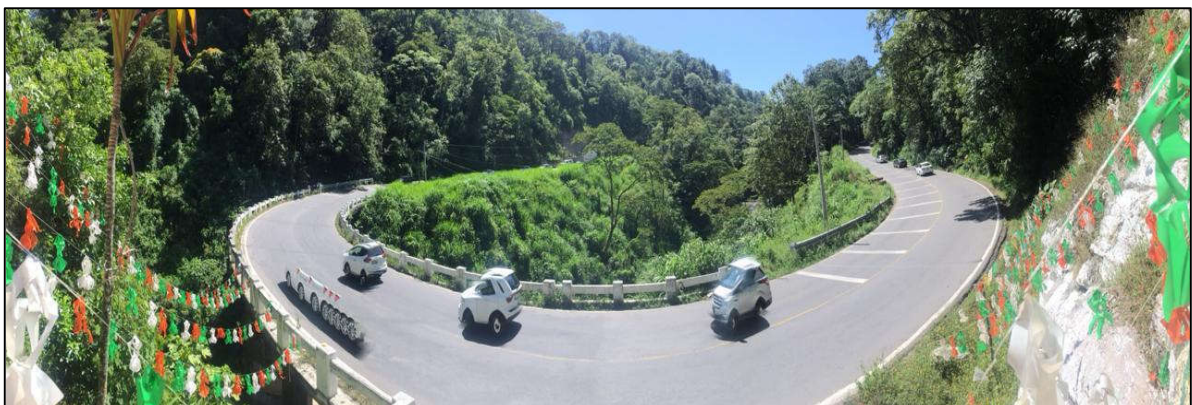
El dictamen técnico es el reporte final generado por el ingeniero estructurista encargado de proyecto con base en la información recopilada del reporte fotográfico y el plano geométrico, el cual debe contener un dictamen de los daños encontrados, estudios propuestos y sus recomendaciones, proyecto propuesto y el carácter de los trabajos a realizarse. En tal sentido, la elaboración de un dictamen técnico permite la ejecución del estudio topográfico que es fundamental pues permite obtener la planta del sitio donde se emplazará la estructura, el eje de la vía, así como el perfil promedio que se obtiene al levantar perfiles a cada 25 o 50 m en ambos lados del eje de vía y la zona donde se ubicaran las obras complementarias.

### 3.1.5 RESUMEN DE PROYECTO

El proyecto desarrollado en el presente trabajo parte de la identificación daños en la superficie de rodamiento, guarniciones y parapetos de un tramo carretero operado por parte la SICT. Estos daños junto con una mala geometría hacen que aumente el riesgo de accidentes a los usuarios que la transitan, por tal motivo, la secretaria solicitó propuestas para realizar las adecuaciones necesarias al tramo carretero.

En este sentido y con base en la inspección de campo realizada al sitio de proyecto, se concluye que la carretera posee un deterioro importante en el tramo curvo que cruza la montaña debido a la falta de mantenimiento rutinario, considerándose su geometría no apta para el tránsito vehicular. La mayor parte de los daños encontrados se presentan debido a la mala ejecución de los procedimientos de reparación y mantenimiento, requiriendo atención a corto plazo.

Por tal motivo, se presenta el proyecto ejecutivo de la construcción de un puente nuevo que permita salvar el cuerpo de agua que cruza transversalmente con el trazo de la carretera existente, ubicado a un kilómetro y medio del municipio de Chocamán.



**Figura 3.5 Tramo curvo dañado de la carretera Córdoba – Cardel en su km 16+720**

## 3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO Y GEORREFERENCIACIÓN

Los estudios topográficos son el conjunto de actividades tanto de campo como de gabinete que sirven para representar gráficamente y a una escala adecuada, la topografía detallada del área donde se ubicara una estructura.

Es mediante sus proyecciones horizontales (planimetría) y verticales (altimetría) e identificando sobre esta los puntos característicos de las obras que existan en el lugar y de las que se proyecten, que se llega a conocer la magnitud de las excavaciones necesarias, las obras de drenaje que requerirá el proyecto, así como medir y cuantificar los volúmenes de tierra o roca que se deberán transportarse y en caso de ser necesario, compactarse.

Un estudio topográfico tiene como objetivo realizar el dictamen de la ruta de proyecto, que es la franja de terreno con ancho variable entre dos puntos dentro de la cual es factible una estructura. Cabe mencionar que mientras más detallados y precisos sean los estudios, la franja de terreno tenderá a disminuir su ancho.

En proyectos de infraestructura, los estudios topográficos son clasificados de acuerdo con el propósito que tendrá cada proyecto, ya sea para el diseño de una carretera de altas especificaciones o el diseño de un puente que permitirá establecer comunicación entre dos tramos carreteros.

### 3.2.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS PARA CARRETERAS

Son los estudios necesarios para realizar tanto el proyecto preliminar como el definitivo de una carretera mediante el procesamiento de la información recabada durante la etapa de ingeniería de detalle. Como resultado, se puede establecer el eje de camino, así como las obras menores y complementarias (drenaje y subdrenaje).

### 3.2.2 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS DE OBRAS ESPECIALES

En primer lugar, una obra especial se entiende como elementos diferentes del camino pero que forman parte integral de la carretera. Un ejemplo de este tipo de obras son los entronques o intersecciones viales como cruces carreteros, ferroviarios o peatonales; también se incluyen a los puentes tanto carreteros como canal o ducto, casetas de cobro y en general, toda obra para el uso y aprovechamiento del derecho de vía.

De igual forma se pueden realizar estudios aerofotogramétricos dependiendo de la importancia y magnitud del proyecto, los cuales son el conjunto de actividades de campo y gabinete necesarias para la toma de fotografías aéreas. En la actualidad, este tipo de estudios es realizado mediante el empleo de drones y sistemas globales de geolocalización.



### 3.2.3 CARACTERÍSTICAS DEL ESTUDIO TOPOGRÁFICO

La elaboración de un estudio topográfico debe incluir en su contenido la información correspondiente a altimetría, planimetría y toponimia, la cual sirve como base para la elaboración del anteproyecto. Éste debe apoyarse tanto en el sistema de coordenadas como en el nivel de eje de carretera revisado y aprobado en campo.

De este modo, el estudio se conforma por el conjunto de puntos característicos del eje de vía como son los puntos de inflexión (PI), principio de espiral (TE), principio de curva circular (PC o EC), termino de curva circular (PT o CE) y termino de espiral (ET); así como los puntos tangente (PST), sobre tangente (PSST o PSTE), sobre espiral (PSE) y sobre curva (PSC). Cabe recordar que estos puntos permiten identificar secciones especiales y marcar con ellos las estaciones, que generalmente se realiza a cada 20 m.

Paralelamente, se debe registrar los nombres de predios, ranchos, parcelas, ejidos, comunidades y todo elemento por el que pase el eje de proyecto. También debe indicarse el uso de suelo que se le da al predio, es decir, si es de cultivo, pastoreo, zona virgen, debiendo recabarse la información de todos los caminos y veredas que crucen o pasen cerca de este eje.

Debe existir un levantamiento de las zonas aledañas al sitio del proyecto, ya que pueden encontrarse poblaciones o centros de trabajo, debiendo incluir en la geometría la ubicación de todas las construcciones colindantes, postes y cableados, torres de alta tensión, ductos superficiales y subterráneos, así como ríos, arroyos, canales y otras masas de agua, vías de comunicación o cualquier otro elemento fijo que existen en la periferia del sitio de emplazamiento de la estructura.

En resumen, se requiere del uso de cartas topográficas a escala 1:50,000 obtenidas del INEGI y en caso de realizar un estudio aerofotogramétrico, éstas deben contar con plantas topográficas a escala 1:5,000, 1:2,000 y 1:1,000 con curvas de nivel a cada 1, 2 y 5 m que cubran la totalidad del territorio que abarcara el proyecto. Así mismo, se debe contar con información documental referente a los cadenamios y coordenadas de los puntos característicos del eje de la carreta, referencias de trazo, longitudes y azimuts de las tangentes, curvas horizontales, circulares y con espirales; además de la identificación terrestre de los puntos de control o bancos de nivel y la relación de obras menores de drenaje existentes.

Por lo que se refiere al levantamiento de las secciones transversales que involucra la elaboración de planos para representar la configuración vertical del terreno, se pueden hacer hasta 10 m a cada lado del eje del camino o hasta los límites del derecho de vía más 5 m. Esta información le permite al proyectista diseñar las secciones transversales de construcción.

Finalmente, el informe técnico debe incluir los planos de las plantas topográficas y generales, elaborados para cada subtramo de 1 km del camino en donde se deberá plasmar la geometría recabada.

Para profundizar en la ejecución de los estudios topográficos requeridos, se recomienda al lector referenciarse a la norma **N-PRY-CAR-1-01-001/07**, **N-PRY-CAR-1-01-002/07** y **N-PRY-CAR-1-01-006/07** de la **SICT**.

### 3.2.4 DATOS TOPOGRÁFICOS DE PROYECTO

A continuación, se presentan los datos obtenidos del estudio topográfico y georreferenciación que tienen mayor peso en la elaboración de los anteproyectos.

#### 3.2.4.1 UBICACIÓN DEL PUENTE NUEVO

En la condición actual, el tramo curvo de la carretera empieza en el km 16+720, mas para la construcción del puente nuevo se propone recorrer el punto de paso sobre el cuerpo de agua conforme la siguiente ubicación:

- Inicio de puente curvo: km 16+6329.9
- Termino de puente curvo: km 16+423.19

#### 3.2.4.2 COTAS DE RASANTE

La rasante de proyecto indica la elevación que tiene la superficie de rodamiento de una carreta la cual se utiliza en la etapa de diseño para mantener la pendiente que posee el proyecto geométrico carretero. Conforme a lo anterior, se presenta el nivel de la rasante usado en el proyecto:

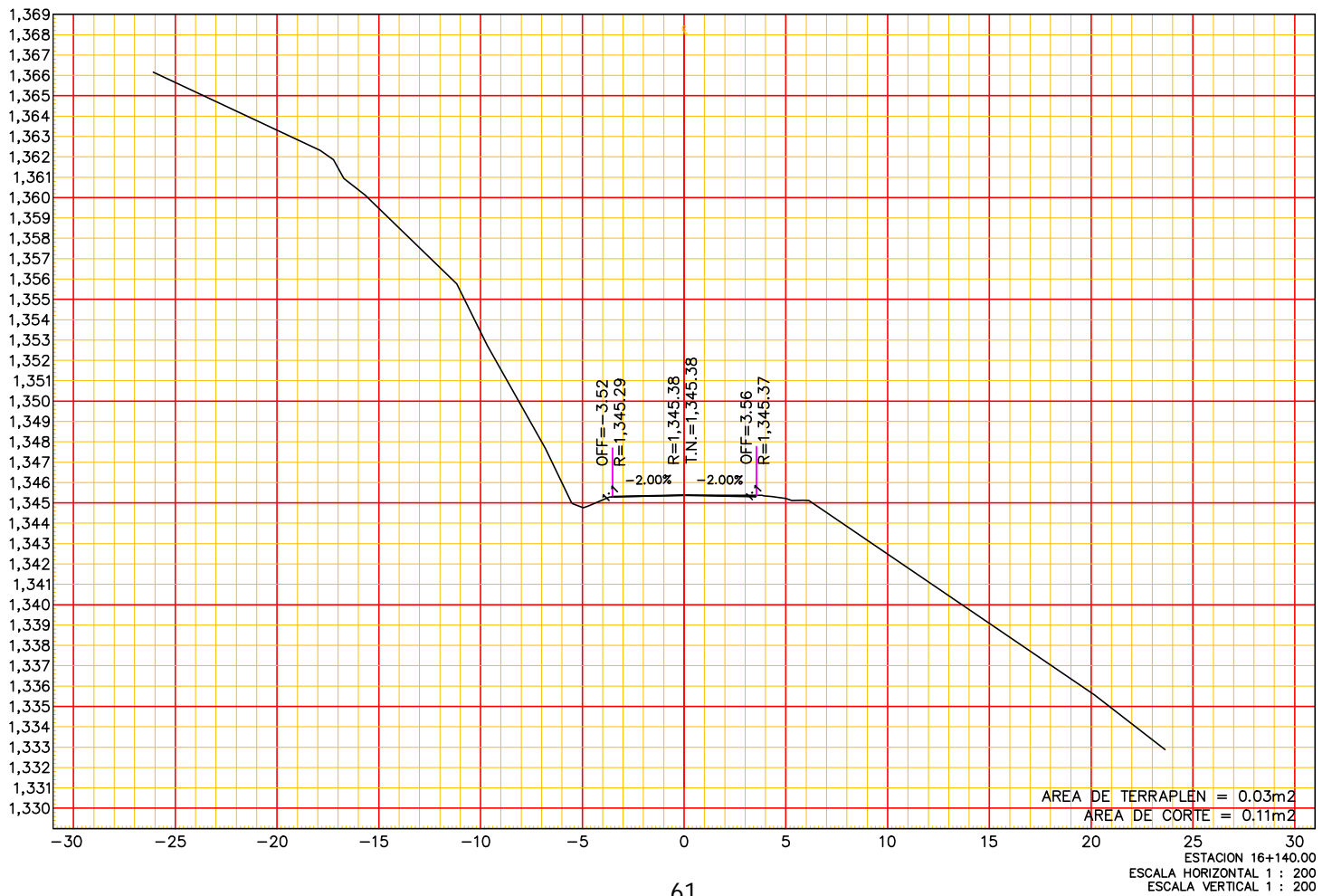
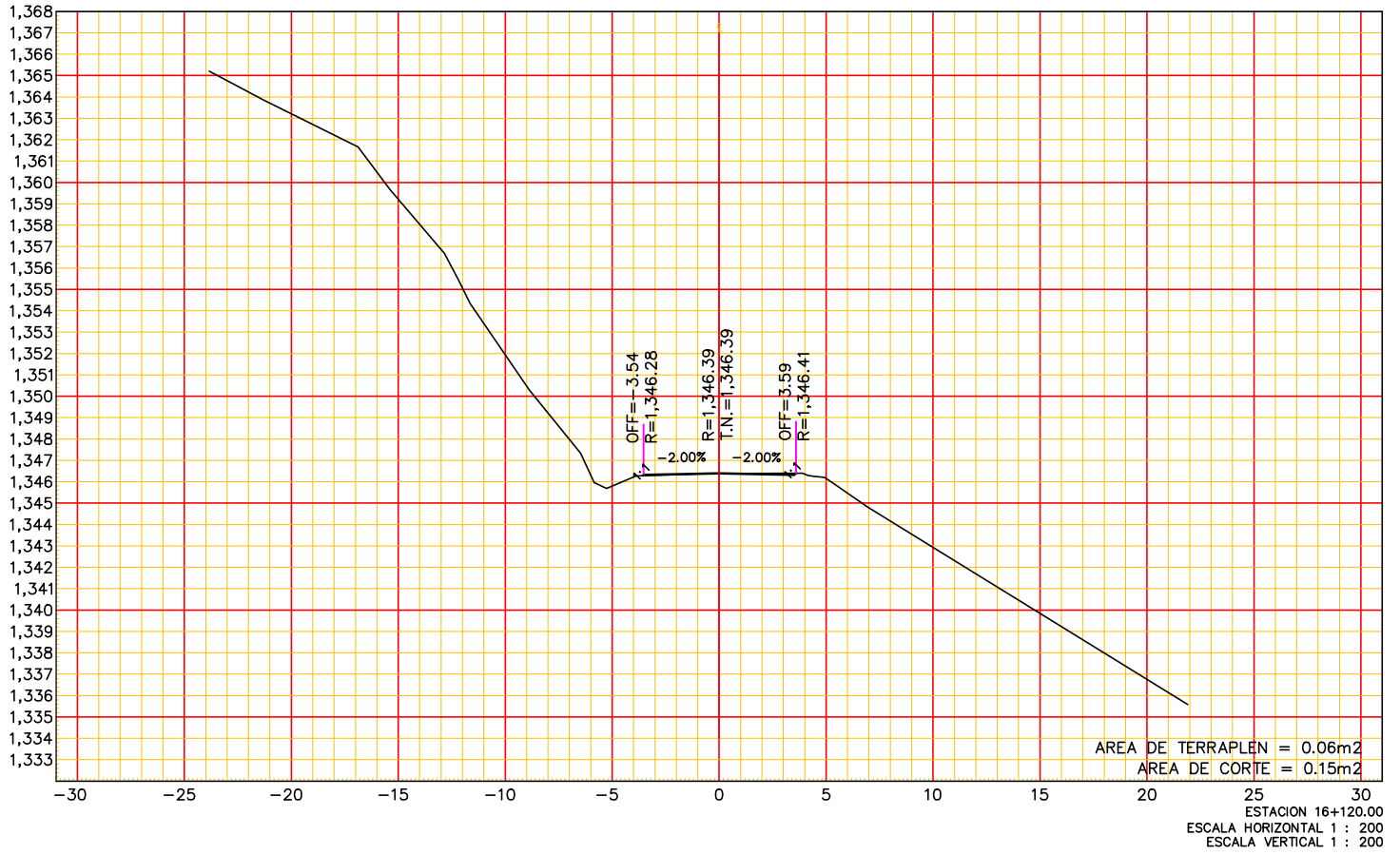
- Rasante al principio del tramo curvo: 1,336.2 m
- Rasante al final del tramo curvo: 1,337.81 m
- Pendiente: 1.75 %

#### 3.2.4.3 MOVIMIENTO DE TIERRAS

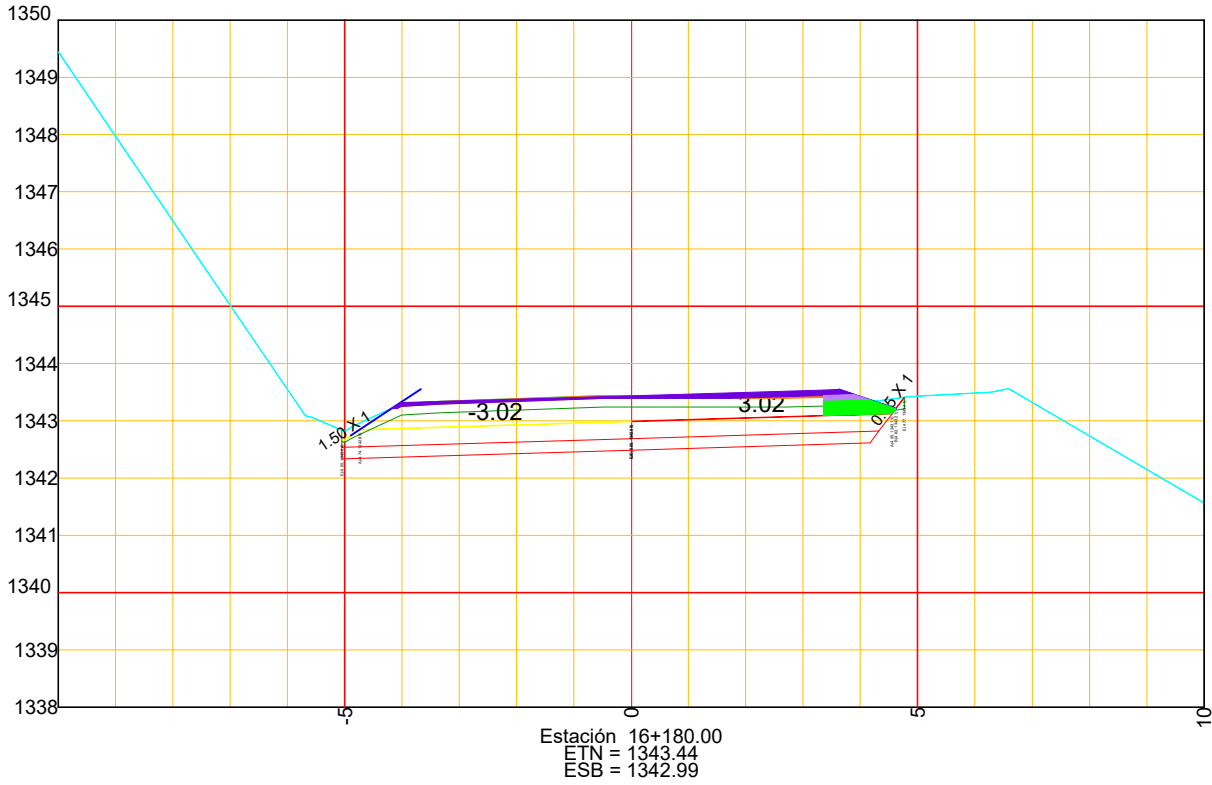
Se refiere al volumen de material excavado y acarreado para la ejecución del proyecto.

- Movimiento de tierras: 630 m<sup>3</sup>

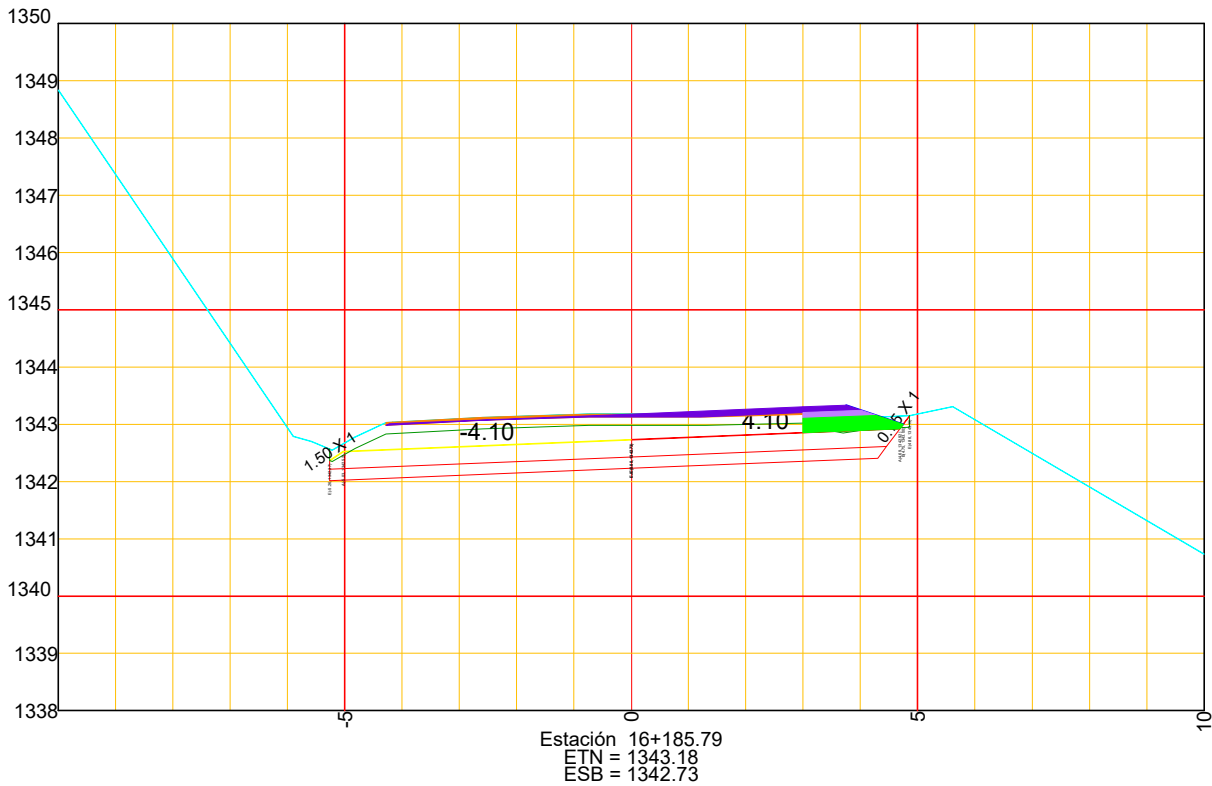
Finalmente, si se desea profundizar en el estudio topográfico correspondiente al proyecto desarrollado, se recomienda al lector referenciarse al **Anexo A. Estudios Preliminares** en donde se encuentran los planos correspondientes a las secciones transversales y de construcción.







DESVALME CORTE  
CORTE 2  
CAJA 100%  
C.C.C. 95%  
SUBRASANTE  
CORTE CAJA 2  
CARPETA  
BASE ASF.  
BASE HIDRA  
FRESADO



DESVALME CORTE  
CORTE 2  
CAJA 100%  
C.C.C. 95%  
CPO. DE TERR  
SUBRASANTE  
C.T.N.  
CORTE CAJA 2  
CARPETA  
BASE ASF.  
BASE HIDRA  
FRESADO

### 3.3 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

El estudio de mecánica de suelos tiene como objetivo determinar la estratigrafía del suelo correspondiente al lugar de emplazamiento en un proyecto, así como las características y propiedades índice que conforman cada uno de sus estratos, además de la ubicación del nivel de aguas freáticas (NAF).

Este estudio es fundamentado con información obtenida de estudios geológicos, que permiten tener una visión tanto global como particular de la historia geológica del sitio, a partir de la cual se realiza un análisis de los materiales existente en el subsuelo determinando sus características y propiedades.

La exploración del subsuelo, directa o indirecta, involucra la obtención de muestras representativas alteradas, inalteradas e integrales de los materiales existentes en el terreno natural que permitan definir la litología y estratigrafía del suelo en el sitio de proyecto. De igual forma, se involucra la realización de estudios geofísicos que permiten la distribución geométrica de los diferentes estratos y macizos rocosos, así como los parámetros físicos de continuidad y compacidad, entre otras características del subsuelo que conforma al sitio de proyecto.

En general, la elaboración de un estudio de mecánica de suelos se conforma por la realización, en el orden presentado, de las siguientes actividades:

- *Trabajos de Campo:* Son las actividades que involucran el reconocimiento geotécnico mediante técnicas de muestreo de materiales, alteradas como inalteradas, y la realización de pruebas de campo.
- *Trabajos de Laboratorio:* Son las actividades que involucran la realización de los ensayos requeridos para determinar las características, propiedades índice y propiedades mecánicas de las muestras obtenidas en los trabajos de campo.
- *Trabajos de Gabinete:* Son las actividades técnicas que involucran la interpretación de los resultados obtenidos en etapas previas, aportando con fundamentos teóricos, la información correspondiente a la capacidad de carga que posee el suelo, así como los asentamientos que pueden presentarse y la estabilidad del material para ser excavado. En función de estos resultados, se propone el tipo de cimentación que se adapte mejor al proyecto (superficial, compensada o profunda), niveles de desplante y el procedimiento constructivo que debe emplearse.

Es conveniente destacar que la cimentación es el conjunto de elementos que se encargan de transmitir al suelo de desplante los esfuerzos provenientes tanto de la superestructura como de la subestructura, poseyendo un papel fundamental tanto en el desempeño y estabilidad ante sollicitaciones de una estructura.

---

### 3.3.1 ESTUDIO GEOLÓGICOS

Un estudio geológico se enfoca en la determinación de las características litológicas y estructurales de los materiales existentes en el sitio de proyecto, mediante un conjunto de técnicas y procedimientos que son utilizados para reconstruir su historia geológica. Su realización parte de la recopilación de información geológica general del área destinada para el emplazamiento del proyecto, siendo los medios de consulta más habituales el INEGI y el Servicio Geológico Mexicano (SGM), los cuales ofrecen datos de estratigrafía, tectónica, historia geológica e hidrológica para identificar de manera preliminar la litología, fallas, pliegues y periodos geológicos de los materiales.

En este sentido, se entiende como geología regional a los principales accidentes, estructuras geológicas, eventos tectónicos y de mineralización presentes en la región que circunda al sitio de proyecto, la cual puede tener importancia e incidencia durante la ejecución y puesta en servicio del proyecto.

Posterior a la descripción de la geología regional, se debe realizar la identificación y caracterización de la geología local, en otras palabras, se deben realizar estudios geológicos de detalle que consisten en recorridos de campo para definir unidades litológicas e identificar las formaciones que fueron anticipadas en el estudio geológico regional, además de confirmar y ubicar físicamente los posibles accidentes geológicos. También se debe determinar el grado de alteración y fracturamiento de la roca, así como la orientación de los planos principales de sus discontinuidades, para poder disponer de un modelo geológico preliminar.

En términos generales, un levantamiento geológico consiste en determinar las características de las diferentes unidades de roca y suelo, definiendo la litología, el grado de alteración y fracturamiento de los materiales; además, se deben señalar los límites horizontales y verticales de las diferentes unidades de roca, sus espesores y la relación que existe entre ellas. Se debe realizar una etapa de muestreo para que los especímenes recolectados sean analizados en laboratorio.

Para el caso específico de puentes, este estudio se realiza con el fin de establecer las características geológicas tanto general como local de las diferentes formaciones geológicas que se encuentran en el sitio de proyecto y definir los aspectos geológicos que influyen en su diseño. Como resultado, se presenta la propuesta de los procedimientos constructivos que son aplicables al proyecto de acuerdo con las características de los materiales, así como la evaluación del costo aproximado de su construcción.

Este estudio debe contener en primera instancia, mediante una revisión de la información existente, una descripción morfológica de la zonificación el sitio, además de una lista con las estructuras geológicas mayores como los son fallas, plegamientos, discordancias y estructuras menores como fracturas, foliación y exfoliación.

En igual forma, se debe incluir la zonificación estratigráfica probable de las diferentes unidades de roca, así como las alteraciones que presentan en su contacto con el suelo, mismas que influyen en el desplante de la cimentación; en caso de ser requerirse, se debe incluir una recomendación de bancos de materiales cerca del sitio de proyecto.

Finalmente, se deben entregar planos que contengan la planta geológica que muestre en planta toda la información obtenida y procesada durante el levantamiento, además de las secciones geológicas necesarias para definir el modelo geológico; es posible colocar las secciones de manera vertical en el mismo plano de la planta geológica, facilitando la comprensión del modelo geológico.

Para profundizar en el tema de los estudios geológicos requeridos, así como en las características que deben cumplir los planos y fotografías aéreas, se recomienda al lector referenciarse a las normas **M-MMP-1-02/03**, **N-PRY-CAR-1-03-001/00** y **N-PRY-CAR-1-03-002/00** de la **SICT**.

### 3.3.2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

El estudio geotécnico se conforma por la recopilación de información existente de cartas topográficas, geológicas y de estudios previos disponibles, la realización de la exploración tanto directa como indirecta, ensayos de laboratorio para la obtención de parámetros de resistencia y deformabilidad; a su vez, involucra la elaboración de un modelo geotécnico, el análisis de alternativas para definir el tipo de cimentación, su nivel de desplante, la capacidad de carga y asentamientos que han de presentarse.

Este estudio parte de las técnicas para la evaluación del comportamiento de los suelos bajo la acción de cargas y agentes atmosféricos, en las zonas de ubicación del puente, estribos, pilas y accesos. Está enfocado en determinar el tipo de cimentación que sea óptima para cada uno de los apoyos de un puente, se deben revisar que se cumpla con los estados límite de falla y de servicio mediante el estudio de las propiedades físicas y mecánicas de los diferentes estratos del suelo donde se desplante la cimentación.

El informe geotécnico debe describir de manera detalla y objetiva los parámetros geotécnicos preliminares para el diseño del puente a nivel de anteproyecto, así como el comportamiento de la cimentación junto con recomendaciones constructivas y obras de protección. Este informe proporciona al proyectista y al constructor, los datos para el desarrollo y ejecución del proyecto de cimentación.

En el caso de estructuras previas (puentes) en el sitio de proyecto, se debe incluir en el estudio de manera inicial información general, esto incluye: su localización, elementos básicos del proyecto, su clasificación, una descripción de la superestructura y de la subestructura, estribos, pilas, tipos y combinaciones de cargas de diseño de acuerdo con el año en que fue proyectado.

---

Para profundizar en los lineamientos que se requieren en la elaboración del informe técnico, se recomienda al lector referenciarse a la norma **N-PRY-CAR-1-03-003** de la **SICT**. En lo que se refiere al proceso y desarrollo de las actividades que conforman el estudio geotécnico de cimentación de puentes, se recomienda al lector consultar la **Guía de Exploración y Elaboración de Estudios para la Cimentación de Puentes** de la **DGST**.

### 3.3.3 INFORMACIÓN DE PROYECTO

El estudio de mecánica de suelos comprende la realización de sondeos a una profundidad de 15 m, esto es:

- No. de sondeos: 4
- Tipos de sondeos: mixto, Penetración estándar, avance con broca tricónica y avance con barril giratorio.

#### 3.3.3.1 CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS

Se presenta el resumen de la capacidad de carga para diferentes diámetros.

CAPACIDAD DE CARGA DE PILAS DE DIFERENTES DIAMETROS		
Profundidad de pila (m)	Diámetro de pila (m)	Capacidad de carga admisible para 1 pila, en (ton)
12	0.8	256
12	1	398
12	1.2	573
12	1.5	893
12	1.6	1016

Tabla 3.1 Resumen de capacidad de carga para las pilas de cimentación

#### 3.3.3.2 RECOMENDACIONES

Con base en lo presentado, se emiten las siguientes recomendaciones:

- Dadas las condiciones actuales del sitio, la cimentación puede resolverse mediante el empleo de pilas de concreto reforzado pudiendo ser desplantadas a partir de 12 m en los accesos y hasta 30m en los ejes centrales.
- Los asentamientos del terreno serán del tipo elástico y se presentarán durante la etapa de construcción.
- No se encontró el nivel de aguas freáticas hasta la profundidad explorada.
- La socavación general es de 2.9 m.
- Para fines de diseño sísmico debe considerarse un tipo II de terreno y un coeficiente sísmico menor de 0.64.

Para consultar el perfil estratigráfico de los cuatro sondeos, se recomienda al lector consultar el **Anexo A. Estudios Preliminares** del presente escrito.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



Facultad de  
Ingeniería

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**REGISTRO DE CAMPO**

**CAPÍTULO 3. ESTUDIOS PRELIMINARES**

SONDEO: 1 TIPO: S.P.T. (MIXTO)

FECHA DE INICIO: 03/10/2019 FECHA DE TERMINO: 04/10/2019

EQUIPO: LONG YEAR-34  
BARRA: B.W.  
ADEME: BENTONITA  
N.A.F.: NO SE ENCONTRÓ  
HOJA No.: 1

MUESTRA No.	PROFUNDIDAD EN m.		TIPO DE HERRAMIENTA:		SPT			LONG.	RECUPERACIÓN		CLASIFICACIÓN DE CAMPO
	DE:	A:	AVANCE	MUESTREO	Numero de golpes			PERF.	cm.	%	
					15 cm.	30 cm.	15 cm.	cm.			
1	0.00	0.60	T. LISO P.		21	12	13	60	23	38.33	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
2	0.60	1.20	T. LISO P.		12	14	9	60	15	25.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	1.20	1.80	AVANCE TRICONICA		8	12	13	60	19	31.67	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
3	1.80	2.10	T. LISO P.		17	50/15		30	18	60.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	2.10	2.40	AVANCE TRICONICA		A	B	T	30	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
4	2.40	2.56	T. LISO P.		21	50/11		16	14	87.50	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	2.56	3.00	AVANCE TRICONICA		A	B	T	44	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
5	3.00	3.22	T. LISO P.		25	50/7		22	11	50.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	3.22	3.60	AVANCE TRICONICA		A	B	T	38	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
6	3.60	3.85	T. LISO P.		29	50/10		25	17	68.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	3.85	4.20	AVANCE TRICONICA		A	B	T	35	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
7	4.20	4.49	T. LISO P.		22	50/14		29	21	72.41	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	4.49	4.80	AVANCE TRICONICA		A	B	T	31	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
8	4.80	5.07	T. LISO P.		31	50/12		27	15	55.56	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	5.07	5.40	AVANCE TRICONICA		A	B	T	33	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
9	5.40	5.64	T. LISO P.		25	50/9		24	12	50.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	5.64	6.00	AVANCE TRICONICA		A	B	T	36	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
10	6.00	6.28	T. LISO P.		28	50/13		28	16	57.14	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	6.28	6.60	AVANCE TRICONICA		A	B	T	32	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
11	6.60	6.82	T. LISO P.		33	50/7		22	14	63.64	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	6.82	7.20	AVANCE TRICONICA		A	B	T	38	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
12	7.20	7.39	T. LISO P.		35	50/4		19	11	57.89	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	7.39	7.80	AVANCE TRICONICA		A	B	T	41	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
13	7.80	8.04	T. LISO P.		28	50/9		24	16	66.67	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	8.04	8.40	AVANCE TRICONICA		A	B	T	36	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
14	8.40	9.00	T. LISO P.		13	28	14	60	37	61.67	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
-	9.00	9.10	AVANCE TRICONICA		50/10			10	8	80.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
15	9.10	9.60	T. LISO P.		A	B	T	50	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
-	9.60	9.81	AVANCE TRICONICA		27	50/6		21	14	66.67	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
16	9.81	10.20	T. LISO P.		A	B	T	39	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
-	10.20	10.32	AVANCE TRICONICA		50/12			12	10	83.33	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
17	10.32	10.80	T. LISO P.		A	B	T	48	0	0.00	AVANCE CON BROCA TRICONICA
18	10.80	10.80	AVANCE TRICONICA		50/0			0	0	0.00	GRAVAS EMPACADAS EN ARCILLA
19	10.80	12.00	BARRIL GIRATORIO		BARRIL NQ			120	19	15.83	ROCA RIOLITA, COLOR GRIS
20	12.00	13.20	BARRIL GIRATORIO		BARRIL NQ			120	23	19.17	ROCA RIOLITA, COLOR GRIS
21	13.20	14.40	BARRIL GIRATORIO		BARRIL NQ			120	37	30.83	ROCA RIOLITA, COLOR GRIS
22	14.40	15.00	BARRIL GIRATORIO		BARRIL NQ			60	48	80.00	ROCA RIOLITA, COLOR GRIS

OBSERVACIONES:

PERFORISTA:  
NIVEL FREÁTICO (m): NO SE ENCONTRÓ  
PROFUNDIDAD FINAL (m): 15,00 M



Universidad Nacional  
Autónoma de México



Facultad de  
Ingeniería

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

## PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO SPT-01

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN: 15 M

UBICACION: Edo de Veracruz

N.A.F.  
NO SE ENCONTRADO

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		P R O F. (m)	MUESTRA			CONTENIDO (%)				CONTENIDO DE AGUA (%)				NUMERO DE GOLPES ASTM D-1586 (N)										R Q D
DESCRIPCION	PERFIL		No.	TIPO	GRAVA	ARENA	FINOS	LIMITES DE CONSISTENCIA				5 10 15 20 25 30 35 40 45 50												
							W0	LL	LP	IP														
GRAVA ARCILLOSA CON ARENA GC, DE COLOR GRIS CLARO			1	ABT	57	23	19	21.76	28.40	16.67	11.74													
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD COR GRAVA CL. DE COLOR CAFE CLARO		5	2	ABT	33	27	41	19.19	28.84	16.50	12.34													
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD COR ARENA CL. DE COLOR CAFE CLARO		10	3	ABT	31	24	45	23.01	42.94	19.70	23.24													
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		15	4	NQ	-	-	-																	
		20	FIN DEL SONDEO																					

### SIMBOLOGIA

	RELLENO		ARENA
	ARCILLA		GRAVA
	LIMO		ROCA

TP = TUBO PARTIDO  
NQ = MUESTRA CON BARRIL NQ  
ABT = AVANCE CON BROCA TRICONICA  
T.P = TUBO PARTIDO

LP = LIMITE PLASTICO  
LI = LIMITE LIQUIDO  
IP = INDICE DE PLASTICIDAD  
W0 = CONTENIDO DE HUMEDAD



### 3.4 ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

El estudio hidráulico e hidrológico está conformado por las características tanto fisiográficas como hídricas de la zona de proyecto y por el análisis del cauce del cuerpo de agua, debiéndose realizar en una primera etapa el estudio hidrológico con el fin de recabar la información hídrica que permite realizar los análisis hidráulicos de la sección transversal en una segunda etapa.

En este sentido se comprende que la hidrología trata sobre la ocurrencia, circulación y distribución del agua en la superficie terrestre, es decir, el estudio tanto de ríos como arroyos, lagos o cualquier cuerpo de agua que interfiera en el trazo de una vía de comunicación como lo es una carretera o un puente. Está enfocado en determinar la avenida o el gasto de diseño, el cual le permite al proyectista conocer el nivel máximo de agua y con ello la altura que deberá tener la subestructura de un puente.

Este estudio involucra la aplicación de métodos tanto directos como indirectos para determinar los gastos de diseño mediante la integración de los registros de precipitación, que se obtienen de estaciones pluviométricas en el área de influencia de la cuenca o mediante el empleo de isoyetas de la zona de proyecto, con las características geomorfológicas de la cuenca como lo es la pendiente, la longitud, sección transversal y materiales del cauce.

En lo que respecta al estudio hidráulico, éste se enfoca en el análisis de las características tanto físicas como mecánicas del cauce en un cuerpo de agua mediante el estudio de su geometría, las velocidades que se presentan en su sección transversal, la distribución de presiones y en general, la aplicación de la ecuación de continuidad entre otros aspectos. En este sentido, se pueden emplear métodos de análisis que consisten en la simulación del funcionamiento hidráulico mediante software especializado, un ejemplo de ello es el programa de cómputo HEC-RAS.

En síntesis, la elaboración del estudio hidráulico e hidrológico se involucran un conjunto de trabajos de campo y gabinete que definen el diseño estructural en un proyecto que, para el caso de puentes, se establecen sus dimensiones mínimas tanto de longitud como el número de claros que conforman la superestructura, así como el espacio mínimo vertical que debe existir entre el nivel de aguas de diseño (NADI) respecto al lecho inferior de la superestructura.

Se deben elaborar planos de la cuenca, el perfil longitudinal y las secciones transversales del cauce, así como la planta correspondiente a la llanura de inundación, la memoria del cálculo hidrológico y el resultado de la modelación del cauce en software especializado.

### 3.4.1 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Este estudio proporciona los datos hidráulicos requeridos para el diseño estructural de un puente, requiriendo de la obtención de información tanto fisiográfica como hidrológica de la cuenca que permita conocer el comportamiento de la corriente, la cual puede obtenerse a través del portal electrónico de CONAGUA, el Servicio Meteorológico Nacional o CFE, entre otros. Además, se debe realizar un reconocimiento del sitio de proyecto y su correspondiente levantamiento topográfico para verificar que no existan cambios sustanciales en la densidad de vegetación, así como de elementos que obstaculicen el cauce y el uso de suelo de la zona.

En este sentido, también se requiere del proyecto geométrico de la carretera de la cual formará parte el puente debido a que la información correspondiente al trazo, secciones transversales, bancos de nivel y elevaciones de nivel permiten al proyectista diseñar la estructura para que mantenga la rasante del camino. De igual forma, se requiere del estudio geológico de la zona para estimar la infiltración de agua en la cuenca a la que pertenece el sitio de proyecto, así como fotografías aéreas de la zona para delimitar el área de la cuenca de aportación; cabe mencionar que este análisis puede llevarse a cabo por medios digitales, por ejemplo, el uso de Google Earth.

Ahora bien, es posible apoyarse en información obtenida de proyectos que se encuentren dentro de la misma área de influencia, ya sean estudios topohidráulicos, hidráulicos o hidrológicos que ayuden a realizar un predimensionamiento.

#### 3.4.1.1 CARACTERÍSTICAS DE LA INFORMACIÓN REQUERIDA

En conjunto, se recomienda que la información empleada en la elaboración del análisis hidrológico posea las siguientes características:

- Se requieren cartas topográficas, geológicas, hidrológicas, edafológicas y de uso de suelo a escala 1:50,000 de la región donde para zonas rurales, en caso de zonas urbanas se recomienda el empleo de cartas a escala 1:5,000.
- Recabar la información obtenida de las estaciones pluviográfica, pluviométricas e hidrométricas que se encuentren dentro de la cuenca o en su defecto, sitios cercanos a la zona a la cuenca. Se requieren registros de lluvias anuales de un periodo igual o mayor que la mitad del periodo de retorno, en donde para cuencas mayores a 1,000 km<sup>2</sup> se recomienda usar al menos 25 años de registros de ser posible.

### 3.4.2 ANÁLISIS HIDRÁULICO

Se deben aplicar modelos teóricos como el método de Manning y la ecuación de continuidad a las secciones hidráulicas obtenidas del estudio hidrológico, incluyendo la información de pendiente media y los coeficientes de rugosidad. La norma **N-PRY-CAR-1-06-005/18** menciona que si la pendiente es mayor al 2% deben de emplearse mediciones con molinetes o cuerpos flotantes para obtener mejores resultados.

El análisis hidráulico debe conformarse por la determinación de los gastos, tirantes, niveles y velocidades de la corriente del cuerpo de agua con base en los periodos de retorno seleccionados. En particular, se deben obtener las pendientes medias del cauce principal, presentar un resumen de los gastos calculados denotando el gasto máximo correspondiente al de diseño, las velocidades en la sección hidráulica respecto a los coeficientes de rugosidad estimados y los tirantes en diferentes tramos del cauce; en conjunto, esta información permite al proyectista conocer como funciona el cauce principal y definir la influencia que tendrá la estructura en éste.

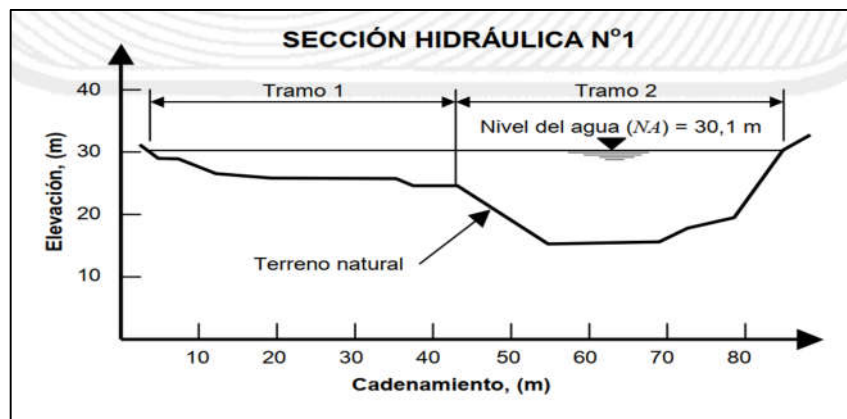


Figura 3.5 Sección hidráulica usada en para un análisis hidráulico (N-PRY-CAR-1-06-005/00)

#### 3.4.2.1 ANÁLISIS DE LA INFORMACIÓN

Para determinar los gastos de diseño de acuerdo con los periodos de retorno que pueden ser desde 50, 100 o 1,000 dependiendo de su tipo, vida útil y costo de la estructura, se recomienda el empleo de métodos estadísticos o semi empíricos. A continuación, se presenta un listado con los métodos más comúnmente usados en la práctica:

- Método racional
- Método de Horton
- Método de Ven Te Chow
- Método del hidrograma unitario triangular
- Método del hidrograma unitario sintético
- Método de Gumbel
- Método de Nash
- Método Exponencial
- Método Log Normal

### 3.4.3 PRESENTACIÓN DEL ESTUDIO

En función de lo planteado, se debe presentar un conjunto de planos que contengan la información recabada y calculada en los estudios antes mencionados. A continuación, se presentan las características generales que deben tener:

- Se debe entregar un plano de la corriente, precisando su dirección y sentido de escurrimiento, así como determinar la ubicación de la estructura y si requiere de esviaje señalando el número; el tipo y la ubicación de las obras de protección marginal, así como el encauzamiento y rectificaciones del cauce de ser necesarias.
- Un plano donde se represente la configuración del terreno por el fondo del cauce, las secciones hidráulicas y los niveles de agua para obtener tanto la pendiente geométrica del cauce como la del agua. Se debe incluir un apartador donde se presenten los cálculos realizados para determinar las velocidades
- El croquis de localización de la estructura en el sitio del cauce, debiendo incluir las poblaciones, rutas de acceso y distancias aproximadas.

Finalmente, se recomienda al lector referenciarse a las normas **M-PRY-CAR-1-06-004/00** y **M-PRY-CAR-1-06-005/00** para profundizar en lo referente a elaboración de los análisis hidrológicos e hidráulicos, respectivamente. En igual forma la norma de la **SICT N-PRY-CAR-1-06-001-00** es la referencia para inicial que todo proyectista debe consultar al manejar información referente a estos estudios.

### 3.4.4 INFORMACIÓN DE PROYECTO

Para el estudio hidráulico – hidrológico se realizaron dos levantamientos topográficos, uno a 300 m aguas arriba y otro a 280 m aguas abajo respecto al punto propuesto para el puente nuevo. El levantamiento de perfiles abarca una extensión de 800 m tanto en el cuerpo izquierdo como el derecho del eje de proyecto.

#### 3.4.4.1 DATOS HIDROLOGICOS GENERALES

A continuación, se presentan la información hidrológica general pertinente al sitio de proyecto:

- Área de la cuenca: 97.114163 km<sup>2</sup>
- Región hidrológica: No. 28
- Cauce: Sinuoso y encajonado
- Tipo de escurrimiento: Torrencial
- Precipitación media anual: 360 mm
- Periodo de lluvias: De junio a octubre

### 3.4.4.2 ANÁLISIS HIDROLÓGICO

Se presenta el resumen del análisis realiza para determinar el gasto de diseño:

- Método Aplicado: Ven Te Chow
- Gasto Máximo: 522.56 m<sup>3</sup>/s
- Periodo de Retorno: 500 años
- Gasto para el Nivel de Aguas de Construcción (NAC): 115.94 m<sup>3</sup>/s
- NAME = 1,317.84

Tabla de resumen Método Ven Te Chow	
Tr (años)	Gasto m <sup>3</sup> /s
Tr=10 años	115.94 m <sup>3</sup> /s
Tr=100 años	335.98 m <sup>3</sup> /s
Tr=200 años	413.60 m <sup>3</sup> /s
Tr=500 años	522.56 m <sup>3</sup> /s

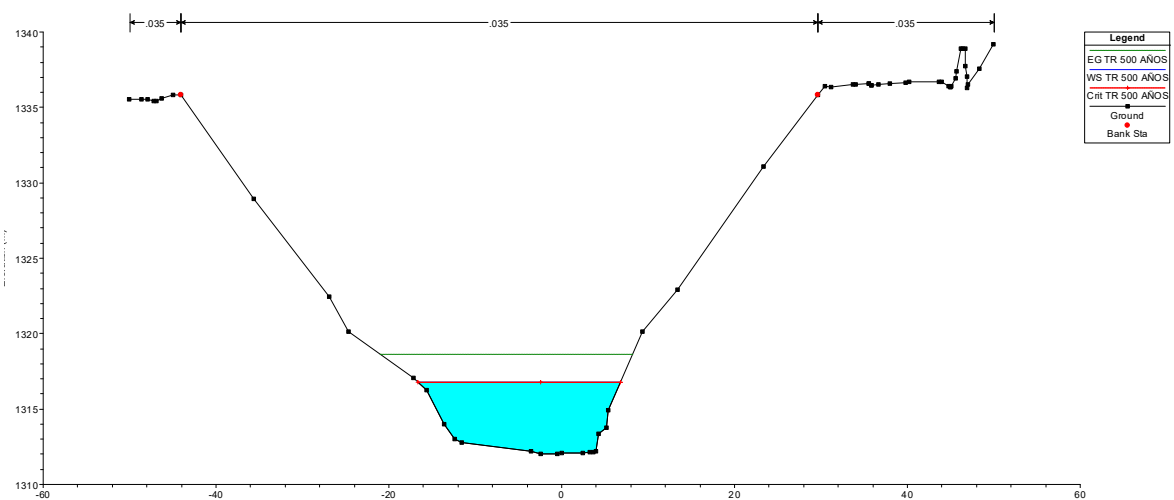
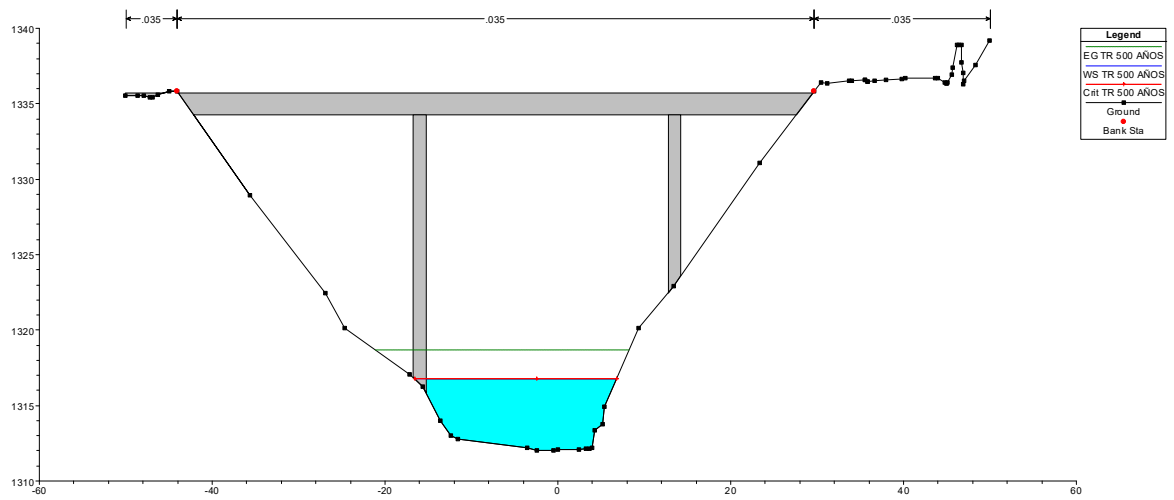
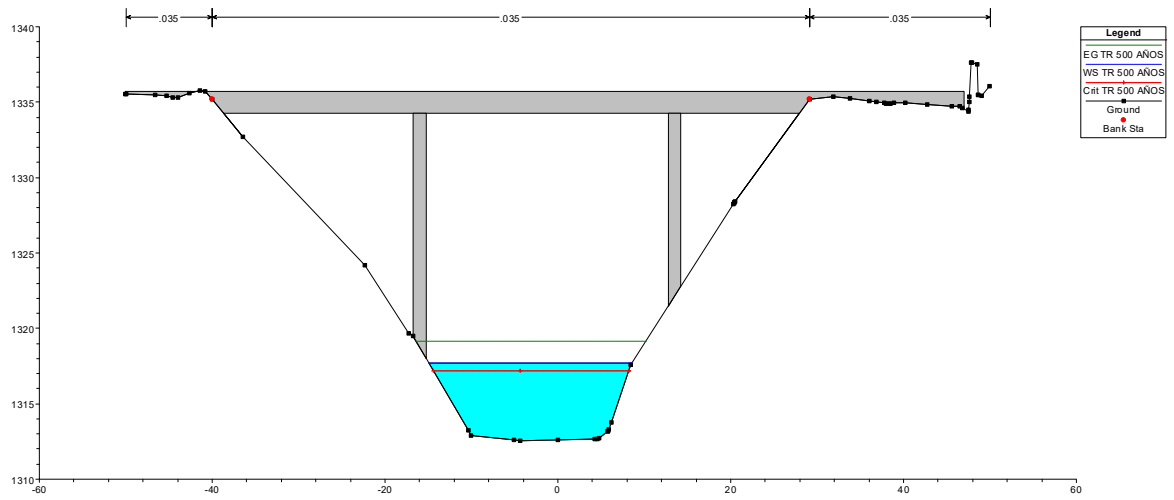
Tabla 3.2 Resumen de gastos obtenidos con el método de Ven Te Chow

### 3.4.4.3 ANÁLISIS HIDRÁULICO

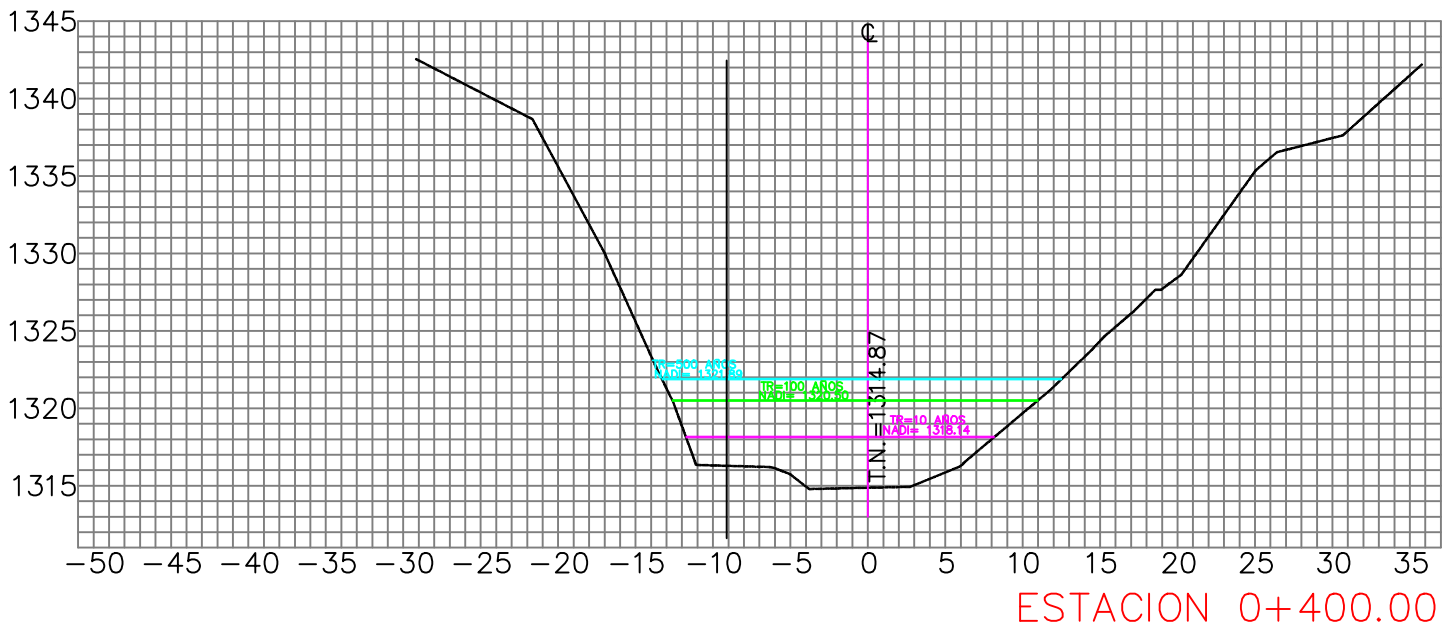
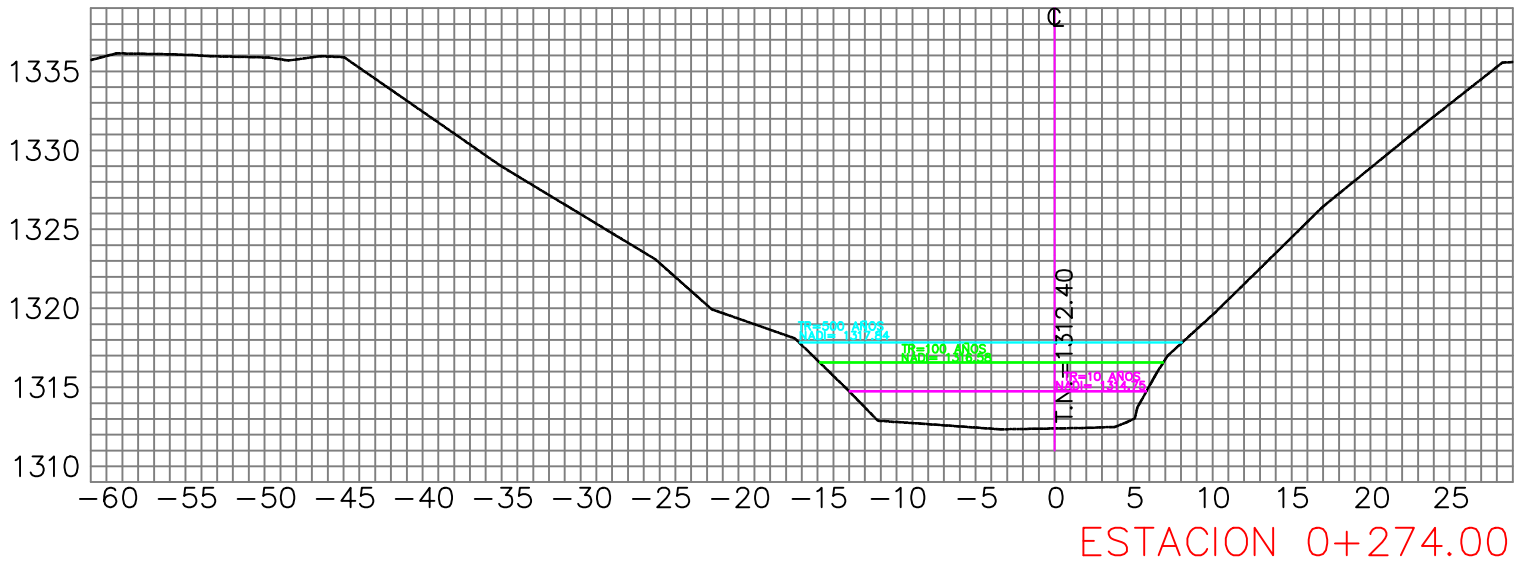
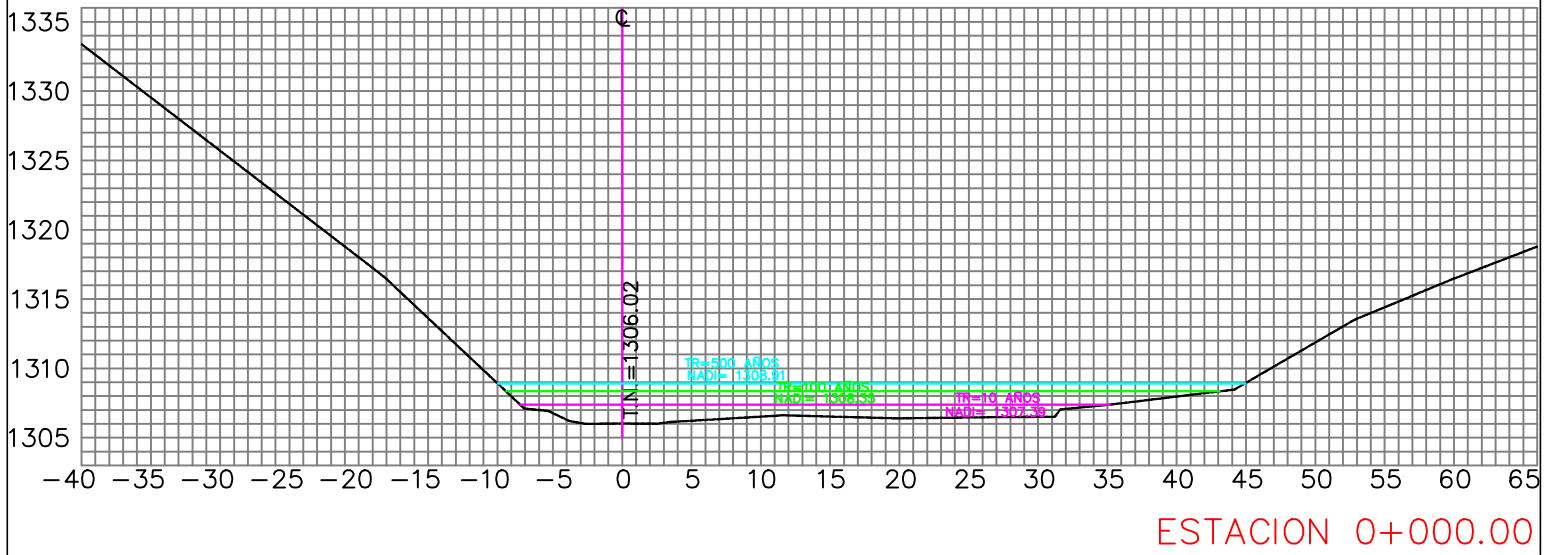
A continuación, se presenta el resumen del análisis hidráulico:

RESUMEN DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO EN HEC-RAS	
PERIODO DE RETORNO	PERIODO DE RETORNO
T <sub>r</sub> = 10 años	T <sub>r</sub> = 100 años
SECCIÓN AL CRUCE	SECCIÓN AL CRUCE
k <sub>m</sub> = 0+280	k <sub>m</sub> = 0+280
ÁREA HIDRÁULICA	ÁREA HIDRÁULICA
A <sub>H</sub> = 35.29 m <sup>2</sup>	A <sub>H</sub> = 72.39 m <sup>2</sup>
VELOCIDAD MEDIA	VELOCIDAD MEDIA
V <sub>m</sub> = 3.28 m/s	V <sub>m</sub> = 4.64 m/s
NIVEL DE AGUAS DE DISEÑO	NIVEL DE AGUAS DE DISEÑO
NADI = 1,314.75 msnm	NADI = 1,316.58 msnm
RESUMEN DEL ANÁLISIS HIDRÁULICO EN HEC-RAS	
PERIODO DE RETORNO	PERIODO DE RETORNO
T <sub>r</sub> = 200 años	T <sub>r</sub> = 500 años
SECCIÓN AL CRUCE	SECCIÓN AL CRUCE
k <sub>m</sub> = 0+280	k <sub>m</sub> = 0+280
ÁREA HIDRÁULICA	ÁREA HIDRÁULICA
A <sub>H</sub> = 83.71 m <sup>2</sup>	A <sub>H</sub> = 100.99 m <sup>2</sup>
VELOCIDAD MEDIA	VELOCIDAD MEDIA
V <sub>m</sub> = 4.94 m/s	V <sub>m</sub> = 5.17 m/s
NIVEL DE AGUAS DE DISEÑO	NIVEL DE AGUAS DE DISEÑO
NADI = 1,317.10 msnm	NADI = 1,317.84 msnm

Tabla 3.3 Resumen del análisis hidráulico realizado con HEC-RAS







### 3.5 ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL

El impacto ambiental involucra la transformación, modificación o alteración tanto de la flora, fauna, suelo y agua como del entorno de desarrollo humano, es decir, el social, el económico y el cultural; este cambio puede ser ocasionado por la acción de la naturaleza o por actividad humana, pudiendo ser positivo o negativo. En este sentido, se entiende que los efectos sobre el ambiente pueden ser mitigables o no mitigables, así como reversibles o no reversibles, presentándose en el corto, mediano o largo plazo.

En la elaboración de un estudio de impacto ambiental se deben cumplir con las disposiciones reglamentarias de la LGEEPA, los cuales involucran a la legislación aplicable al sitio de proyecto, la determinación de impactos generados por el proyecto y su valoración, las medidas de mitigación aplicables y su implementación. Se debe incluir una descripción general del sitio y su climatología, la contaminación tanto ambiental como por tránsito y ruido de vehículos terrestres y aéreos, el deterioro ecológico, el peligro de inundaciones o deslaves; un análisis de la información obtenida, conclusiones y recomendaciones deben ser presentadas.

Por lo que se refiere al estudio de impacto ambiental que debe presentarse en todo proyecto de infraestructura, se deben involucrar las condiciones iniciales del lugar donde se desarrollará el proyecto, en consecuencia, la determinación de los impactos se debe realizar para cada una de las etapas del proyecto que van desde los trabajos de desmonte o despalme, abarcando el proceso de construcción hasta la operación y abandono.

Desde una perspectiva más general, la evaluación del impacto ambiental se conforma por la descripción del proyecto y su desglose en etapas, la descripción inicial del medio ambiente y sus elementos más significativos; el alcance del estudio está directamente relacionado con la magnitud del proyecto y de los impactos que tendrá en el ambiente, relacionándose directamente con las medidas de mitigación y el plan de vigilancia y control que deberá tenerse de la obra.

Un ejemplo de ello es que para trabajos de conservación rutinaria solo se requiere dar aviso a la dependencia encargada mientras que para trabajos de construcción y ampliación, se requiere presentar una manifestación de impacto ambiental ya sea general, intermedia o específica, según su magnitud.

En síntesis, se requiere de una manifestación de impacto ambiental que es un estudio técnico con carácter preventivo, el cual es usado durante la etapa de planeación de todo proyecto y sirve para identificar los efectos que tendrá la obra sobre el medio ambiente, debiéndose manifestar las medidas preventivas que minimicen los efectos negativos.

## CAPÍTULO 4. PROYECTO GEOMÉTRICO

En el proyecto geométrico se realiza el ordenamiento y dimensionamiento de los elementos visibles de la carretera con su entorno tomando en cuenta su clasificación respecto al tipo de función, su volumen de tránsito, el tipo de terreno, la velocidad de proyecto y la capacidad proyectada; como resultado se obtiene la representación en planta, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno.

En síntesis, es el conjunto de trabajos que involucra a los estudios de campo, la selección de la ruta, la determinación de los parámetros de diseño, el análisis y cálculo del alineamiento vertical y horizontal de carreteras generando la geometría general del camino, así como los volúmenes de material necesarios para la construcción.

Entre las características que definen a un proyecto geométrico se encuentran la velocidad de proyecto, las distancias de visibilidad, el grado máximo de curvatura, las pendientes máximas, longitudes críticas, anchos de corona y de calzada, ampliaciones y sobrelevaciones máximas.

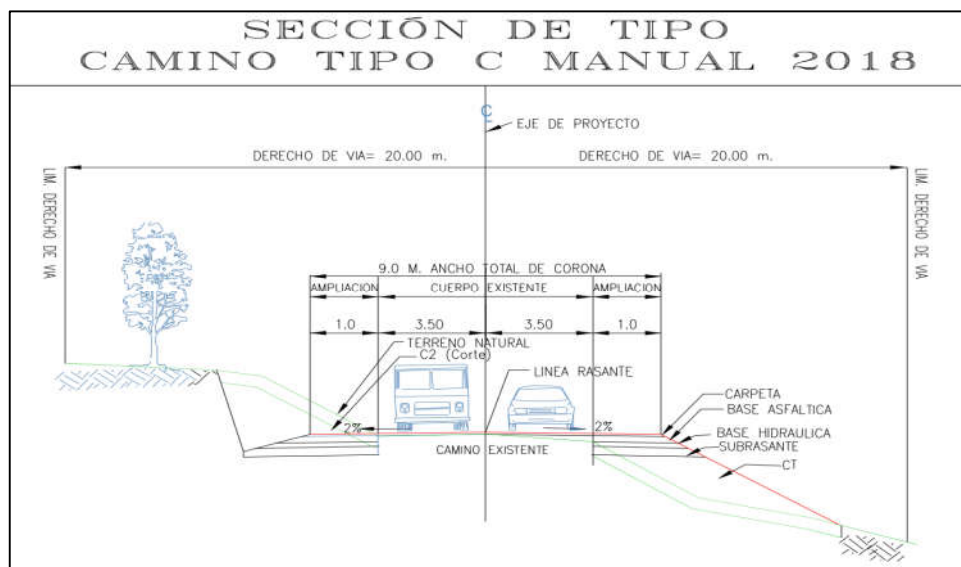


Figura 4.1 Sección transversal de un camino Tipo C como resultado de un proyecto geométrico

En el presente trabajo se omiten los elementos complementarios y solamente se enfocare en la adecuación del trazo geométrico de la curva por donde se proyecta el puente curvo.

Para ampliar conocimientos referentes a la elaboración del proyecto geométrico, se recomienda al lector referenciarse a las normas **NOM-012.SCT-2**, **M-PRY-CAR-2-02**, **M-PRY-2-06** de la **SICT** y al **Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras 2018**.

## 4.1 VEHICULO

El vehículo constituye un factor importante en la elaboración del proyecto geométrico tanto en carreteras como en sus obras especiales, siendo este el caso de los puentes. Las características del tipo de vehículo de diseño influyen directamente en las solicitaciones a las que estará expuesto por carga viva e impacto debido al peso por eje que éste le transmite a la superestructura, además influye directamente en el ancho de calzada para puentes curvos ya que ésta depende de la longitud y entavía del vehículo seleccionado.

El tipo de vehículo considerado para el diseño le confiere al proyectista las dimensiones de alto, ancho, longitud, distancia entre ejes y entavía, necesarias para el diseño de la superestructura en puentes carreteros. Esta información le permite determinar el peso total del vehículo cargado, también llamado peso bruto vehicular.

Dentro de la clasificación acorde al tipo de vehículo, éstos pueden ser autos (A), autobuses (B), camiones unitarios (C), este último agrupa a los camiones articulados que se designan con la primera letra del nombre de las unidades que lo conforman: *T* para tracto camión, *S* indica un semirremolque, *R* hace referencia a un segundo semirremolque; además, se agrega un dígito a cada letra que corresponde al número de ejes sencillos que conforman a la unidad.

Un ejemplo de lo anterior es la clasificación que tienen los vehículos que más transitan la red de carreteras nacional, estos son: A2 (automóvil), B3 (autobús), C3 (camión rabón), T3S2 (tórton), T3S3 (tráiler), T3S2R4 (full tráiler).

CLASE: VEHÍCULO O CONFIGURACIÓN	NOMENCLATURA
AUTOBÚS	B
CAMIÓN UNITARIO	C
TRACTOCAMIÓN	T
CONVERTIDOR	D
CAMIÓN REMOLQUE	C-R
TRACTOCAMIÓN ARTICULADO	T-S
TRACTOCAMIÓN DOBLEMENTE ARTICULADO	T-S-R Y T-S-S

**Tabla 4.1 Clasificación de los vehículos de acuerdo con su clase (NOM-012-SCT-2-2017)**

Para profundizar en este tema, se recomienda al lector referenciar a la **NOM-012-SCT-2-2017** de la **SICT**.

## 4.2 CLASIFICACIÓN DE LAS CARRETERAS

La carretera es un camino dispuesto para el tránsito de vehículos que para la red nacional se agrupan administrativamente como federales, estatales, vecinales y de cuota; a su vez, también son clasificadas de acuerdo con su nivel de construcción dividiéndose en terracerías, revestidas y pavimentadas.

Por otra parte, se encuentra una clasificación de vialidades que permite entender el tipo de parque vehicular que las transita, siendo estas clasificadas como vialidades principales (arterias), vialidades secundarias (colectoras) y vialidades locales (calles).

Ahora bien, para la red nacional de carreteras la SICT publicó su clasificación de las carreteras de acuerdo con el número de carriles que posee la calzada y el tipo de vehículo de mayor peso y dimensiones que la transita.

Tipo de carretera	Nomenclatura
Carretera de cuatro carriles, Eje de Transporte	ET4
Carretera de dos carriles, Eje de Transporte	ET2
Carretera de cuatro carriles	A4
Carretera de dos carriles	A2
Carretera de cuatro carriles, red primaria	B4
Carretera de dos carriles, red primaria	B2
Carretera de dos carriles, red secundaria	C
Carretera de dos carriles, red alimentadora	D

Tabla 4.2 Tipos de carreteras y su nomenclatura

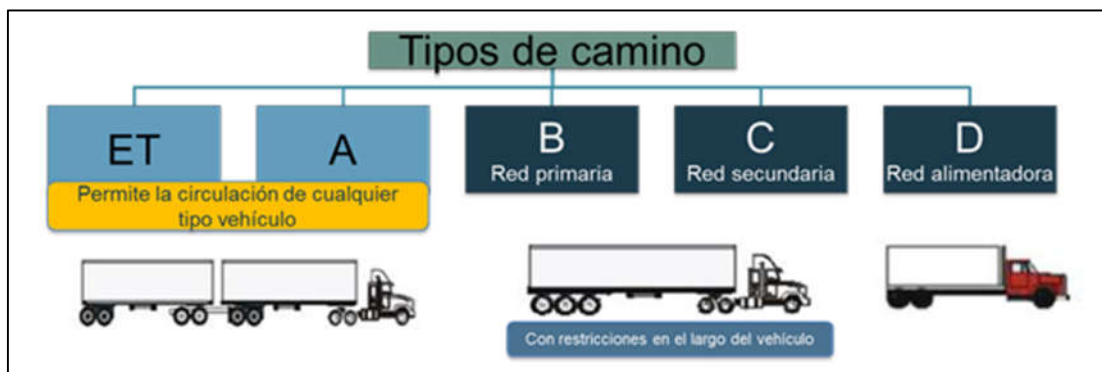


Figura 4.2 Tipo de carreteras y los vehículos que pueden transitarlas

Tipo de camino	vehículo de proyecto		Peso bruto vehicular	Largo m	Ancho m	Relación Peso/potencia	hp NOM-012
	Tipo	Nomenclatura					
ET-A	T3-S2-R4	DE-2836	75.5	31.0	2.6	175.5	430
B	C3-R3	DE-2434	47.5	28.5	2.6	110.5	430
C	T3-R3	DE-1594	40.0	18.5	2.6	93.0	430
D	C3	DE-846	18.5	12.5	2.6	92.5	200

Tabla 4.3 Características de las carreteras y el tipo de vehículos que pueden transitar en ellas

### 4.3 CURVATURA

La planta de las vías terrestres emplea líneas rectas con pendiente que están unidas por curvas verticales parabólicas, en donde la línea definitiva se define a partir de los tramos rectos, también llamados tangentes, que se cortan en puntos de intersección o inflexión llamados PI.

En este sentido, una vía no puede desarrollarse siguiendo las tangentes entre PI consecutivos, por lo que se requiere de curvas horizontales que cambian suavemente de una dirección a otra uniendo las tangentes del trazo que generalmente pueden ser curvas circulares simples, curvas compuestas, curvas espirales o de transición e inversas. Lo anterior implica que cuando un vehículo circula por una curva horizontal debe analizarse su estabilidad y el ancho mínimo que requerido para dar la vuelta, ya que un vehículo es estable cuando permanece sobre sus llantas y sigue la trayectoria del camino.

Por otra parte, una curvatura en el trazo de camino le confiere un extra de solicitaciones a los vehículos debido a la acción de la fuerza centrífuga, por lo cual, es necesario que se genere una sobrelevación en la curva exterior que tienda a llevar a los vehículos al centro de la curvatura con el fin de contrarrestar el efecto de dichas fuerzas.

En la práctica se debe procurar que las curvas no sean de corta longitud, es decir, no llegar a la curvatura máxima que permite la velocidad de proyecto y en su lugar, usar curvas de gran radio que proporcionen tramos con visibilidad suficiente para el rebase de los vehículos. También se debe evitar usar tramos rectos entre dos curvas que poseen la misma dirección, ya que generan accidentes.

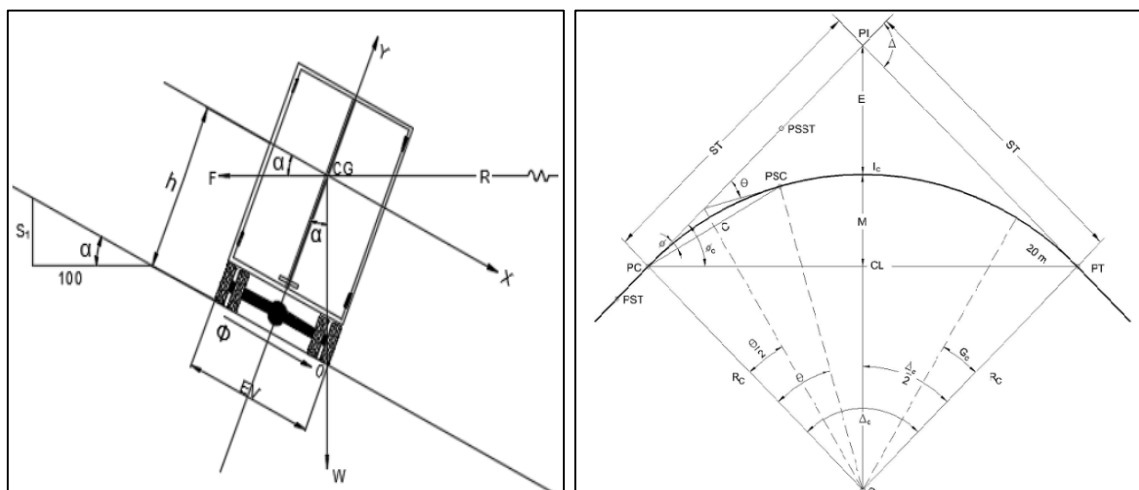


Figura 4.3 Sobrelevación y curvatura en el trazo de proyecto



#### 4.4 RADIO DE GIRO

El radio de giro involucra las características tanto de dimensiones como de operación de los diferentes tipos de vehículos, siendo el radio de la circunferencia definida por la trayectoria de la rueda delantera externa del vehículo cuando está efectuando un giro, en donde las ruedas externa e interna se utilizan para determinar las ampliaciones en las curvas horizontales necesarias para diseñar la orilla interna de la calzada de la superestructura de un puente.

En particular los radios de las trayectorias de las ruedas traseras son menores que los de las ruedas delanteras, lo que implica que el ancho requerido para transitar por la curva sea mayor que el requerido en un tramo recto, por lo tanto, es deber del proyectista considerar una ampliación.

El radio de giro se define con base en las siguientes dimensiones:

- *Radio de Giro Mínimo:* Esta delimitado por la deflexión máxima que presentan las ruedas del vehículo.
- *Distancia entre Huellas Externas:* Es la distancia entre los límites exteriores de la llanta delantera externa y trasera interna.
- *Entrevía del vehículo*
- *Desplazamiento de la Huella:* Es la diferencia entre huellas externas y entrevía del vehículo.

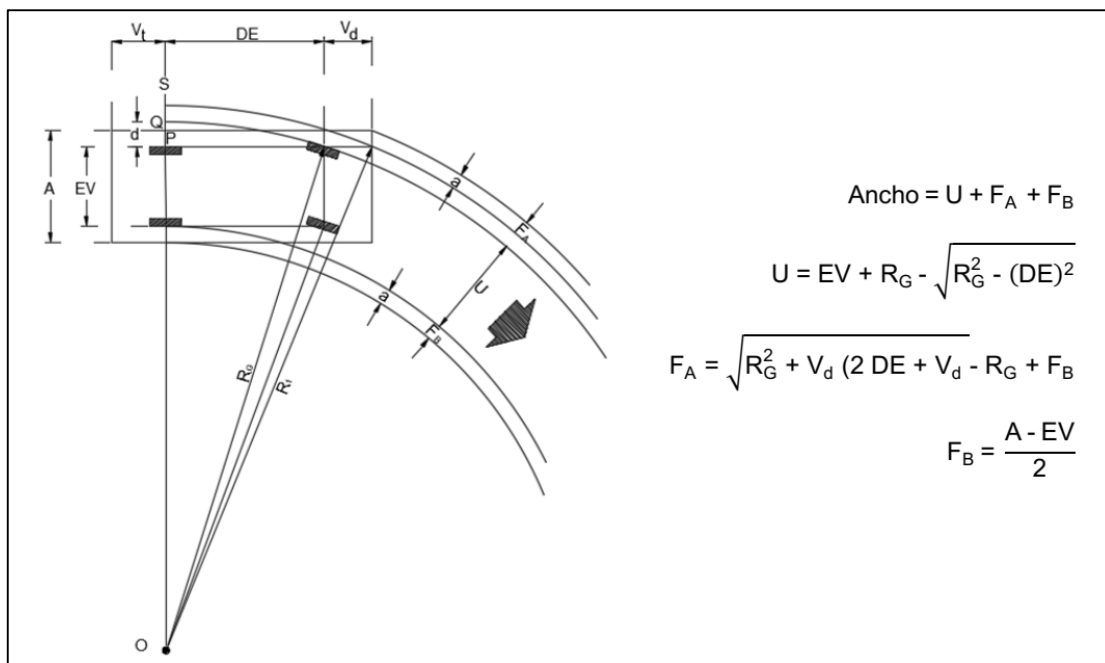


Figura 4.4 Dimensiones requeridas para determinar el radio de giro (Figura I.3, MPGC-2018)

Cabe resaltar que el radio de giro mínimo está limitado por la deflexión máxima de las ruedas, es decir, la distancia entre los límites exteriores de las huellas delantera externa y trasera interna determina el radio de giro mínimo requerido para el tránsito de un determinado tipo de vehículo.

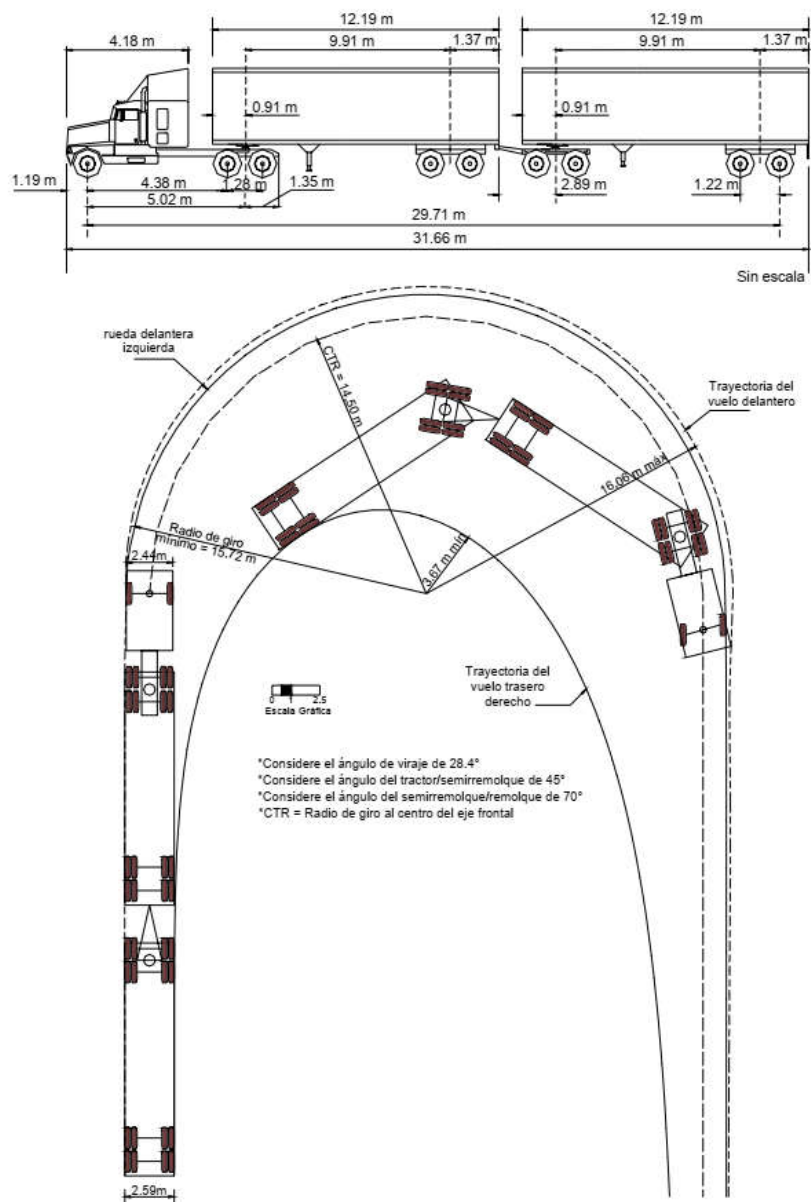


Figura 4.5 Esquema de la trayectoria de giro para un vehículo de proyecto DE-2970

Para profundizar en las expresiones presentadas para el cálculo del radio de giro, se recomienda al lector referenciarse al inciso **D.2.1.2** correspondiente al **Capítulo I** del **Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras 2018** de la **SICT**.

#### 4.5 ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Es la unión de los puntos de inflexión de las tangentes mediante el empleo de arcos, ya sean circulares o espirales, los cuales se determinan en el plano de planta debiendo escoger el radio que mejor se adapte al trazo y a la velocidad de proyecto.

#### 4.6 ALINEAMIENTO VERTICAL

Es la unión de los puntos de inflexión vertical presenten en el trazo de proyecto, compuestos de un tramo de parábola vertical cóncava o conexa que tienen su punto de inicio en un PCV y terminan en un PTV; su longitud depende de la pendiente entre tangentes, la visibilidad y distancia de frenado variando en tramos de 20 m.

#### 4.7 GALIBO HORIZONTAL DE CLAROS

Se refiere a la longitud que deben tener los claros del puente con base en el estudio hidráulico - hidrológico cuando una estructura cruce un cuerpo de agua o cuando atravesase una carretera se deber tener un claro mínimo igual que el ancho total de la calzada de la carretera inferior más acotamientos; preferentemente se busca que sea de 1.2 m a cada lado, considerando las defensas de protección a 60 cm del paramento del estribo o pila.

#### 4.8 GABLIBO VERTICAL

Es el espacio libre entre la superestructura y cualquier punto de la superficie de la calzada y sus acotamientos, la parte superior de un riel o el nivel de aguas de diseño (NADI) de un cauce, el cual debe ser como mínimo 5.5 m para puentes que crucen carreteras y aquellos que crucen cuerpos de agua debe ser el que establezca el estudio hidráulico e hidrológico, es decir, debe ser mayor que el Nivel de Aguas de Diseño.

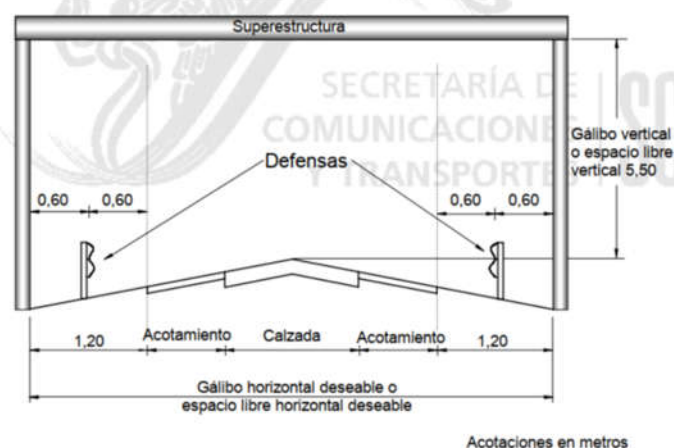


Figura 4.6 Espacios libres tanto horizontal como vertical (Figura 1, N-PRY-CAR-6-01-002/01)

#### **4.9 ANCHO DE CALZADA**

Esta determinado por el espacio libre entre las partes inferiores de las guarniciones o banquetas medido al eje longitudinal, en donde para el uso de vehículos debe ser igual al ancho de corona de la carretera en los accesos incluyendo al ancho de calzada más sus acotamientos, en caso de tenerlos. En el caso de estructuras con curvatura, se debe añadir la al ancho de calzada una ampliación que es función del grado de curvatura y velocidad del proyecto.

El ancho de carril recomendado varía entre 3.5 y 3.6 m, mas no se permiten anchos de carriles menores a 3 m ya que provocan accidentes. Para puentes nuevos se recomienda usar acotamientos de 0.9 m de ser posible.

#### **4.10 ANCHO TOTAL DE LA ESTRUCTURA**

Es la distancia entre las caras externas de la superestructura, involucra a los anchos de calzada, los anchos de guarniciones, parapetos y banquetas.

#### **4.11 DRENAJE DE CALZADA**

En la superestructura de un puente la superficie de rodamiento debe tener una pendiente a partir del eje de rasante hacia los extremos de la calzada para encausar de manera natural la salida del agua de su superficie. En este sentido y debido a que no se permite que el agua escurra sobre la estructura, se debe proyectar una obra auxiliar que intercepte y capte dicha agua a través de drenes o coladeras, debiendo procurar que no descargue sobre alguna parte de la estructura ni sobre el tránsito inferior en caso de cruzar una carretera.

#### **4.12 SOBREELEVACIÓN**

Es la pendiente que se le da a la superficie de rodamiento para contrarrestar los efectos de la fuerza centrífuga que experimenta un vehículo al transitar un tramo curvo, la cual no debe exceder el 10 %, manteniéndose preferentemente constante.

#### **4.13 PERFIL LONGITUDINAL**

Es la representación la rasante o subrasante definitiva del proyecto respecto al terreno existente, donde se aprecian las cotas de los puntos tanto importantes como obligados, las obras de drenaje, cruces entre otros.

Su elaboración parte de la información obtenida del estudio topográfico y consiste en dibujar una planta del sitio, después se deben marcar las curvas de nivel con el eje para de esta manera, unir aquellas que correspondan con los niveles de rasante o subrasante. De este dibujo se obtienen gráficamente los espesores que son usados para calcular los volúmenes de materiales para corte y en terraplén.

Para revisar a detalle el perfil longitudinal de proyecto, se recomienda al lector que referencie al **Anexo B. Proyecto Geométrico** donde se encuentra su plano correspondiente.

#### 4.14 RASANTE Y SUBRASANTE DE PROYECTO

La rasante es la proyección del eje de la superficie de rodamiento de la carretera, mientras que la subrasante la proyección del perfil del eje de las terracerías y sirve para determinar los cortes y rellenos necesarios en el proyecto. Ambas están formadas por una serie de líneas rectas con sus respectivas pendientes que están unidas unas a otras por arcos de curvas parabólicas verticales tangentes a ellas y su seguimiento va conforme la siguiente convención: positivas si son ascendentes y negativas si son descendentes.

En general, se debe de tener una pendiente del 2% en carreteras de altas especificaciones y de 3% para otro tipo de carreteras.

Para conocer las cotas de rasante y nivel del terreno natural, se recomienda al lector referenciarse al **Anexo B. Proyecto Geométrico**.

#### 4.15 SECCIONES TRANSVERSALES

Son perfiles del terreno normales al eje de proyecto obtenidas a cada 20 m dibujadas a escala 1:100, las cuales muestran la sección que deberá construirse, corte o terraplén, el talud de ellos dependerá de la clase de terreno y deberá tener la inclinación de reposo natural para evitar derrumbes

- Cortes: relación máxima de 1.5:1
- Terraplenes: relación máxima de 2:1

Las secciones transversales obtenidas se utilizan para obtener los volúmenes de material por rellenar y excavar, en donde se relacionan las áreas de dos secciones transversales consecutivas a distancia constante de 20 m; para este proceso se puede emplear el método de curva masa.

Para ver las secciones transversales se recomienda al lector referenciarse al **Anexo. Estudios Preliminares**.

#### 4.16 CURVA MASA

Es una gráfica dibujada en ejes cartesianos donde las ordenadas representan volúmenes acumulados de excavación o relleno de material, y las abscisas representan el cadenamiento de la carretera, en síntesis, es la curva donde se representan los volúmenes de material y las distancias de acarreo; está se dibuja en el mismo plano que el perfil, en donde los cadenamientos deben coincidir.

Cabe mencionar que entre dos estaciones consecutivas, si la curva masa asciende indica que ahí debe hacerse un corte, si la curva masa desciende indica que debe haber un terraplén o relleno.

De igual manera, se utiliza para seleccionar el equipo más adecuado para realizar los trabajos de excavación y acarreo del material, buscando que el material extraído de los cortes sea utilizado en la formación de los terraplenes.

Para profundizar en este tema se recomienda al lector referenciarse a las normas **N-CTR-CAR-1-01-011/11** y de la **SICT**.

#### 4.17 ELEVACIONES DE CORONAS

La corona, también es conocida como capa subrasante, es la parte superior del terraplén construida en un espesor de al menos 30 cm y es representada mediante una línea en las sección transversales elaboradas en el estudio topográfico.

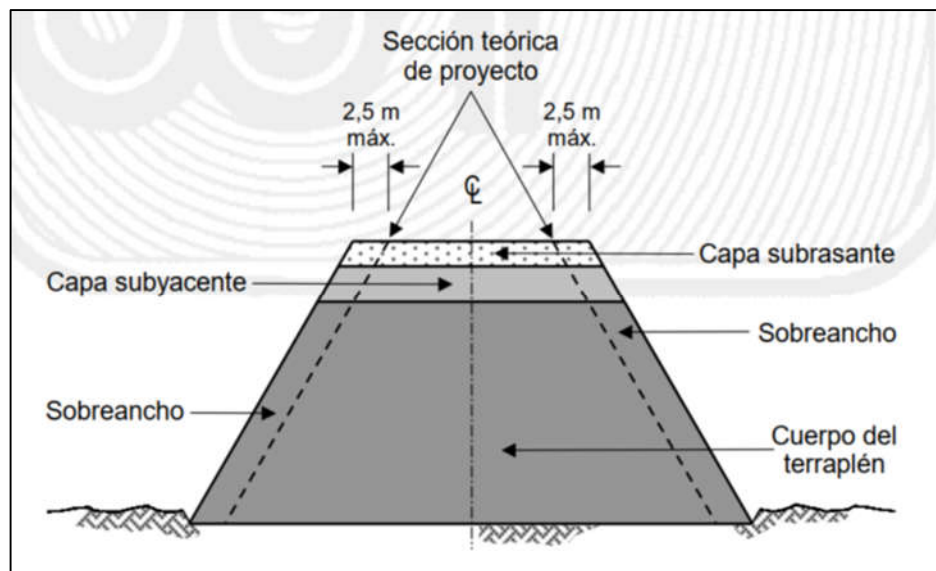
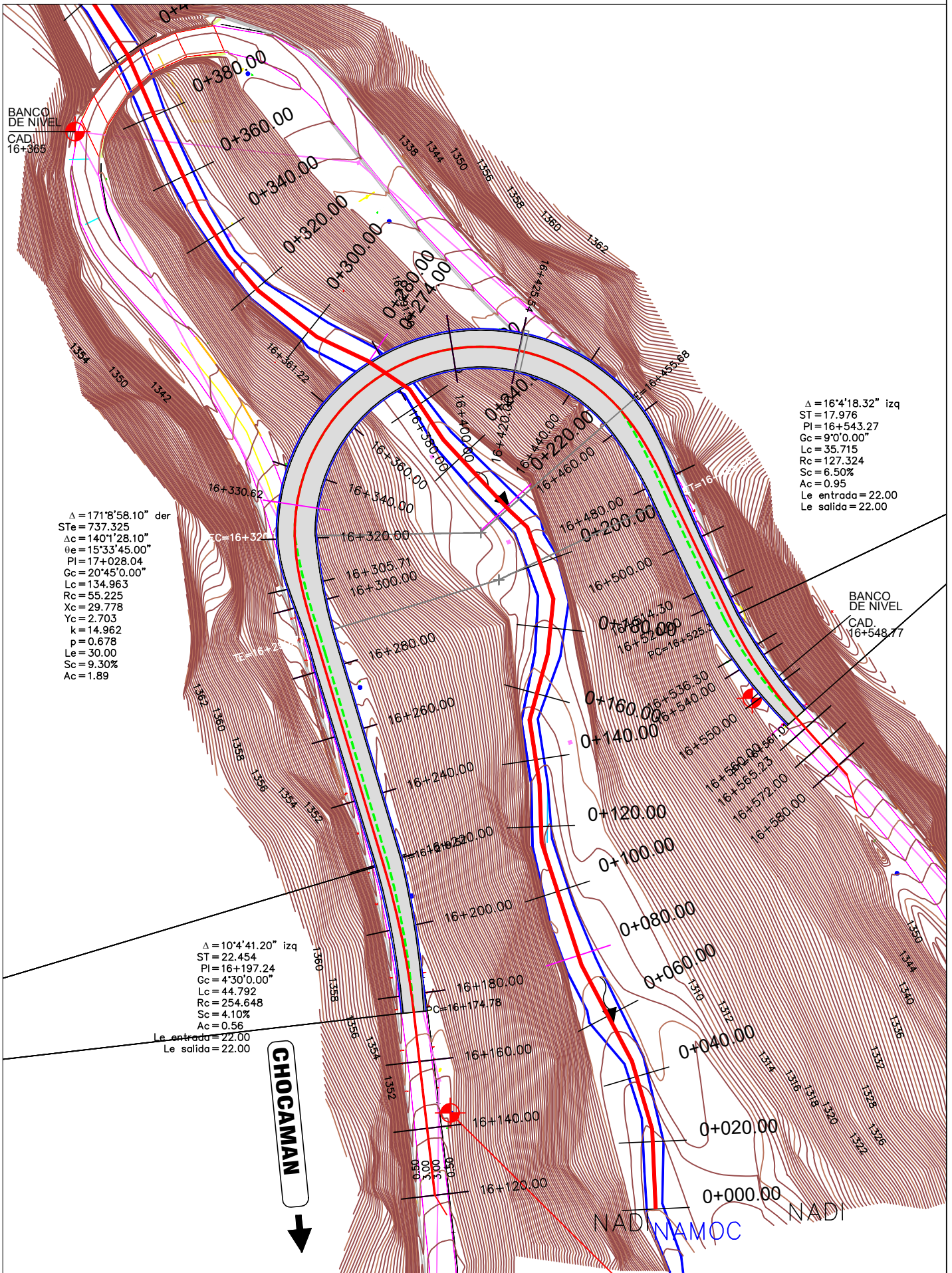


Figura 4.7 Representación de la capa subrasante (Figura 1, N-CTR-CAR-1-01-009/00)

Para conocer las elevaciones de coronas que tiene el ejemplo de proyecto, se recomienda al lector referirse al **Anexo A. Estudios Preliminares**.





## CAPÍTULO 5. MEMORIA DE CÁLCULO

---

### 5.1 REGLAMENTOS Y BASES DE DISEÑO

#### 5.1.1 NORMA AASHTO LRFD 2020

Las Especificaciones de Diseño LRFD para Puentes de la American Association Of State Highway and Transportation Officials (AASHTO por sus siglas en inglés) son el recurso más ampliamente usado para el diseño de puentes carreteros a nivel nacional, ya que se están elaboradas con base en estudios estadísticos provenientes de las carreteras de los Estados Unidos de América, así como del conocimiento adquirido tanto empírico como por experimentación del comportamiento de las estructuras.

En estas especificaciones, el proyectista encuentra los requisitos mínimos de seguridad que debe cumplir al realizar el diseño, evaluación o rehabilitación de un puente siguiendo la metodología de Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD por sus siglas en inglés).

Para el año de edición y publicación de este texto se hace uso de la **Novena Edición de las LRFD Bridge Design Specifications 2020**, mas se recomienda al lector referirse a la publicación más reciente.

#### 5.1.2 BASES DE DISEÑO

El diseño de puente tiene como objetivo asegurar su seguridad estructural ante las solicitaciones que se puedan presentar durante su periodo de vida útil, en donde el proyectista debe contemplar cada una de las etapas que se involucran desde su concepción estructural hasta su construcción y posterior puesta en operación.

En términos generales, se deben contemplar los estados límite de resistencia y servicio en el diseño, así como los aspectos de su procedimiento constructivo y de mantenimiento involucrando la economía disponible y estética requerida para cada proyecto.

En la revisión del estado límite de resistencia se busca cumplir con las combinaciones de cargas que pueden actuar en la estructura y en el estado límite de servicio se revisan las tensiones, deformaciones y dimensiones de fisuras que pudiesen presentarse durante su operación.



En las especificaciones de la norma AASHTO se establece que la metodología empleada para el diseño de cada uno de los elementos y conexiones se sustenta en el uso de factores de carga y resistencia (LRFD) los cuales son aplicados en la **Eq. 1.3.2.1-1 del artículo 1.3.2.1 – Requisitos Generales:**

$$\sum n_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r$$

Donde:

- $\gamma_i$  = Factor de carga que se aplica a las solicitaciones (**Tablas 3.4.1-1 y 3.4.1-5 de la norma AASHTO LRFD 2020**)
- $\phi$  = Factor de resistencia que se aplica a la resistencia nominal
- $\eta_i$  = Factor modificador de cargas relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia estructural
- $Q_i$  = Efecto de las cargas
- $R_n$  = Resistencia nominal
- $R_r$  = Resistencia Factorizada

Para profundizar en la filosofía de diseño se recomienda al lector referirse al artículo **1.3 Filosofía de diseño de la norma AASHTO LRFD 2020** o su equivalente más reciente. A su vez, para profundizar en los objetivos de diseño que deberá seguirse en todo proyecto se recomienda al lector referirse al artículo **2.5 Objetivos de Diseño de la norma AASHTO LRFD 2020** o su equivalente más reciente.

### 5.1.3 FACTORES DE CARGA

En las especificaciones de la norma AASHTO LRFD 2020 se contempla que el uso de factores que modifican las cargas actuantes en una estructura sean aplicados con el fin de producir la mayor sollicitación, es decir, la combinación más crítica analizando los valores extremos positivos como los extremos negativos.

Es deber del proyectista identificar el efecto de las solicitaciones en la estructura y definir el factor de carga a utilizar, es decir, si una carga reduce el efecto de otra el factor a utilizar deberá ser el menor para la carga que provoca la reducción y en el mismo caso se aplica para cargas permanentes, ya que si una carga aumenta o beneficia el comportamiento estructural se deberá aplicar un valor mínimo del factor de carga para mantener un diseño más conservador.

Para el caso específico de este texto se hará uso de los siguientes factores de carga:

- Factor Cargas Muertas: **1.25**
- Factor Carga por Asfalto: **1.5**
- Factor por Carga Viva: **1.75**

Los factores de carga que propone la norma se presentan en las **Tablas 3.4.1-2, 3.4.1-3, 3.4.1-4 y 3.4.1-5.**

Type of Load, Foundation Type, and Method Used to Calculate Downdrag		Load Factor	
		Maximum	Minimum
<i>DC</i> : Component and Attachments		1.25	0.90
<i>DC</i> : Strength IV only		1.50	0.90
<i>DD</i> : Downdrag	Piles, $\alpha$ Tomlinson Method	1.40	0.25
	Piles, $\lambda$ Method	1.05	0.30
	Drilled shafts, O'Neill and Reese (2010) Method	1.25	0.35
<i>DW</i> : Wearing Surfaces and Utilities		1.50	0.65
<i>EH</i> : Horizontal Earth Pressure			
• Active		1.50	0.90
• At-Rest		1.35	0.90
• <i>AEP</i> for anchored walls		1.35	N/A
<i>EL</i> : Locked-in Construction Stresses		1.00	1.00
<i>EV</i> : Vertical Earth Pressure			
• Overall and Compound Stability		1.00	N/A
• Retaining Walls and Abutments		1.35	1.00
• MSE wall internal stability soil reinforcement loads			
○ Stiffness Method			
▪ Reinforcement and connection rupture		1.35	N/A
▪ Soil failure – geosynthetics (Service I)		1.20	N/A
○ Coherent Gravity Method		1.35	N/A
• Rigid Buried Structure		1.30	0.90
• Rigid Frames		1.35	0.90
• Flexible Buried Structures			
○ Metal Box Culverts, Structural Plate Culverts with Deep Corrugations, and Fiberglass Culverts		1.50	0.90
○ Thermoplastic Culverts		1.30	0.90
○ All others		1.95	0.90
• Internal and Compound Stability for Soil Failure in Soil Nail Walls		1.00	N/A
<i>ES</i> : Earth Surcharge		1.50	0.75

**Tabla 5.1 Factores de Carga para Cargas Permanentes (Tabla 3.4.1-2 AASHTO LRFD 2020)**

Para determinar los efectos de sismo se recomienda hacer uso de la norma **N-PRY-CAR-6-01-005/01** de la **Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes** (antes SCT) debido a las condiciones sísmicas particulares de la regionalización sísmica nacional, la cual contempla que la resultante de la fuerza sísmica actuante en la estructura se obtiene por la acción combinada del sismo unidireccional (X, Y).

Para profundizar en el tema de las combinaciones de carga y sus características, se recomienda al lector referirse al artículo **3.4.1 Factores de Carga y Combinaciones de Carga de la norma AASHTO LRFD 2020** o su equivalente más reciente.

### 5.1.4 COMBINACIONES DE CARGA

En las especificaciones de la norma AASHTO LRFD 2020 se proponen tres grupos de combinaciones de carga conforme al tipo de sollicitación que actuará en la estructura: combinaciones por resistencia, eventos extremos (cargas accidentales) y en servicio.

Load Combination Limit State	DC DD DW EH EV ES EL PS CR SH	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU	TG	SE	Use One of These at a Time				
										EQ	BL	IC	CT	CV
Strength I (unless noted)	$\gamma_p$	1.75	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength II	$\gamma_p$	1.35	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength III	$\gamma_p$	—	1.00	1.00	—	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Strength IV	$\gamma_p$	—	1.00	—	—	1.00	0.50/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Strength V	$\gamma_p$	1.35	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Extreme Event I	1.00	$\gamma_{EQ}$	1.00	—	—	1.00	—	—	—	1.00	—	—	—	—
Extreme Event II	1.00	0.50	1.00	—	—	1.00	—	—	—	—	1.00	1.00	1.00	1.00
Service I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service II	1.00	1.30	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	—	—	—	—	—	—	—
Service III	1.00	$\gamma_{LL}$	1.00	—	—	1.00	1.00/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	—	—	—	—	—
Service IV	1.00	—	1.00	1.00	—	1.00	1.00/1.20	—	1.00	—	—	—	—	—
Fatigue I— LL, IM & CE only	—	1.75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Fatigue II— LL, IM & CE only	—	0.80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Note: For Service I, the load factor for *EV* equals 1.2 for Stiffness Method Soil Failure as shown in Table 3.4.1-2.

**Tabla 5.2 Combinaciones de Carga y Factores de Carga (Tabla 3.4.1-1 AASHTO LRFD 2020)**

Para el análisis del efecto de cargas accidentales, como lo es el sismo, se recomienda seguir lo que establece la norma **N-PRY-CAR-6-01-005/01** de la **SICT** considerando que la combinación de carga a utilizar será la siguiente:

$$CP_N + CV_N + CE_N$$

Donde se involucran la combinación de cargas permanentes, de cargas vivas y de cargas eventuales (accidentales) afectadas por un factor de carga que, para ser congruentes con el análisis, deberá corresponder con los propuestos en la norma AASHTO LRFD 2020 o su equivalente más reciente.

Para profundizar en el tema de las combinaciones de carga se recomienda al lector referirse al artículo **3.4.1 Factores de Carga y Combinaciones de Carga de la norma AASHTO LRFD 2020** o su equivalente más reciente y a las normas **N-PRY-CAR-6-01-005/01** y **N-PRY-CAR-6-01-006/01** de la **SICT** para el efecto de sismo.

### 5.1.5 FACTOR DE REPARTO TRANSVERSAL

Es el factor que distribuye el efecto que tiene la carga viva sobre las traveses que soportan al sistema de piso de acuerdo con su posición, ya sea una trabe externa o interna, con el fin de realizar los análisis tanto de estado límite de servicio como de resistencia última considerando la carga real que toma cada elemento.

En el diseño de puentes, se tienen varios métodos simplificados que permiten determinar el factor de reparto transversal, siendo uno de los más conocidos el Método de Courbon que parte del hecho de suponer que existe una variación lineal en la deflexión de su sección transversal con cargas simétricas y asimétricas.

Por otra parte, la norma AASHTO LRFD 2020 propone que para traveses sección cajón se deben diseñar con los factores de distribución de carga viva especificados en los **artículos 4.6.2.2.2** y **4.6.2.2.3** para traveses interiores. Antes bien, es de uso común en la práctica profesional usar la recomendación de la norma AASHTO Estándar, ya que es



Figura 5.1 Factores de reparto transversal según AASHTO Estándar y LRFD

En relación con el ejemplo de diseño desarrollado en este trabajo, se consideró un **factor de reparto transversal** igual a **1.5** debido a la simplificación que representa para el análisis estructural al ser una sección cajón con un sola celda. En este sentido, se entiende que la sección efectiva en cada nervadura es la que toma la mitad del total de solicitaciones presentes en la superestructura, siendo un total de dos nervaduras.



## 5.2. CÁLCULO DE LA SECCIÓN EFECTIVA

La sección efectiva de un elemento estructural corresponde a una sección de dimensiones reducidas que se considera es la que trabaja al momento de presentarse solicitaciones tanto permanentes como vivas, permitiendo realizar un diseño más apegado a la realidad del comportamiento estructural y un análisis más conservador.

En publicaciones anteriores de la norma AASHTO, se presentaban criterios específicos para determinar el ancho efectivo ( $b_e$ ) de acuerdo con la posición de la trabe, esto es:

- *Trabes Interiores*: El ancho efectivo ( $b_e$ ) se debe tomar como el valor menor entre un cuarto de la longitud efectiva, doce veces el espesor promedio de la losa más el ancho del alma o el semi ancho del ala superior de la trabe, y la separación promedio entre trabes adyacentes.
- *Trabes Exteriores*: El ancho efectivo ( $b_e$ ) se debe tomar como el menor valor entre un octavo de la longitud efectiva, seis veces el espesor promedio de la losa, un cuarto del espesor del alma o un cuarto del ancho del ala superior de la trabe.

Por otra parte, la norma AASHTO LRFD 2020 en su artículo **4.6.2.6 – Ancho de Ala Efectiva** presenta la metodología a seguir para determinar el ancho efectivo de acuerdo con el tipo de trabe que conforma a la superestructura. En lo referente a la trabe usada en el ejemplo de proyecto, el **artículo 4.6.2.6.2 – Trabes de Sección Cajón Segmentales y de una sola Célula Coladas In Situ** establece que el ancho de ala efectivo en cada nervadura se deberá determinar con base en las dimensiones  $b_1$ ,  $b_2$  y  $b_3$  de la **figura 4.6.2.6.2-3** debiéndose usar en la expresión mostrada en la **figura 4.6.2.6.2-2**, para determinar los coeficientes de ancho de ala efectivos ( $b_m$  y  $b_s$ ), junto con la longitud efectiva determinada como se indica en la **figura 4.6.2.6.2-1**.

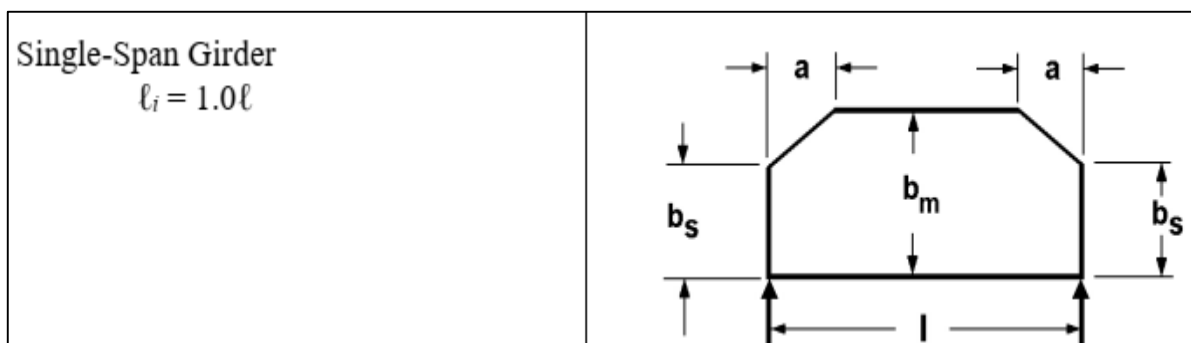


Figura 5.2 Relación de ancho efectivo  $b_m$ ,  $b_s$  y  $b_e$  (Figura 4.6.2.6.2-1, AASHTO LRFD 2020)

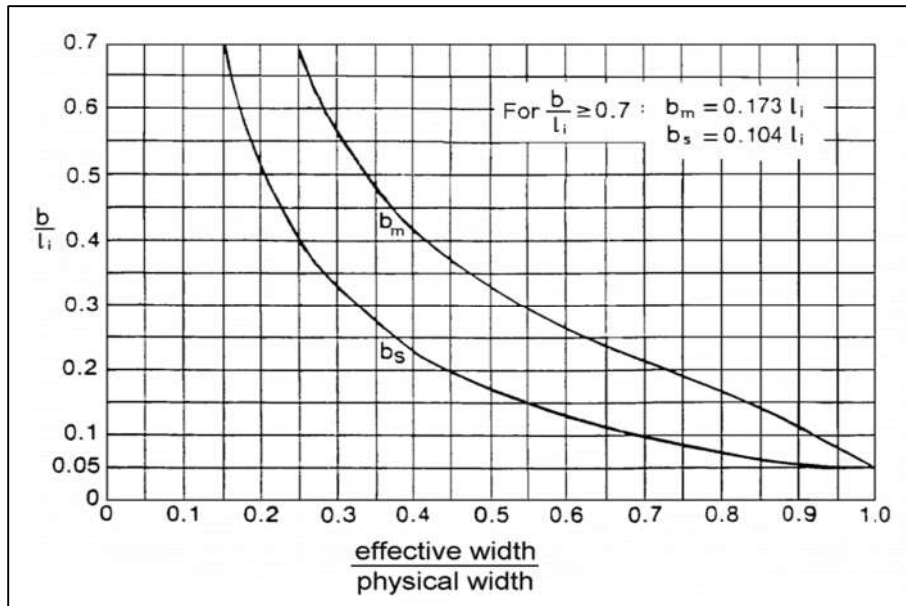


Figura 5.3 Coeficientes de ancho efectivo  $b_m$  y  $b_s$  (Figura 4.6.2.6.2-2, AASHTO LRFD 2020)

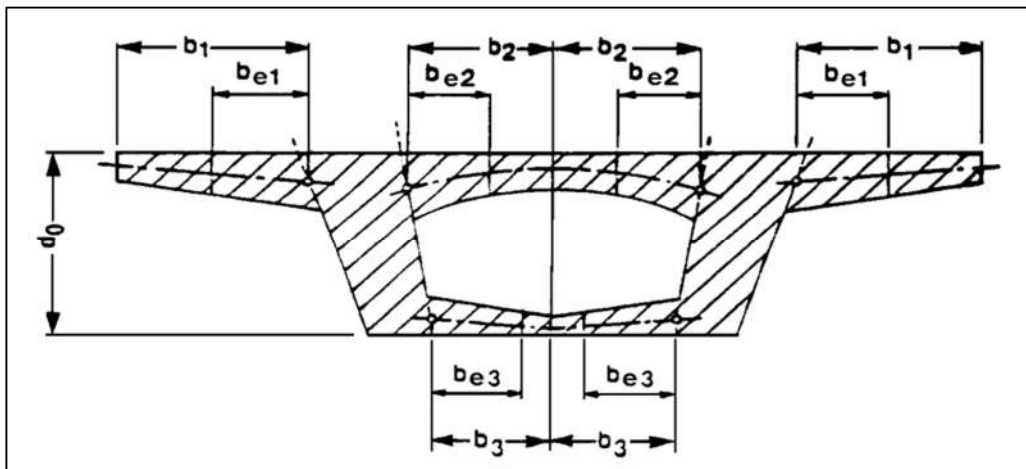


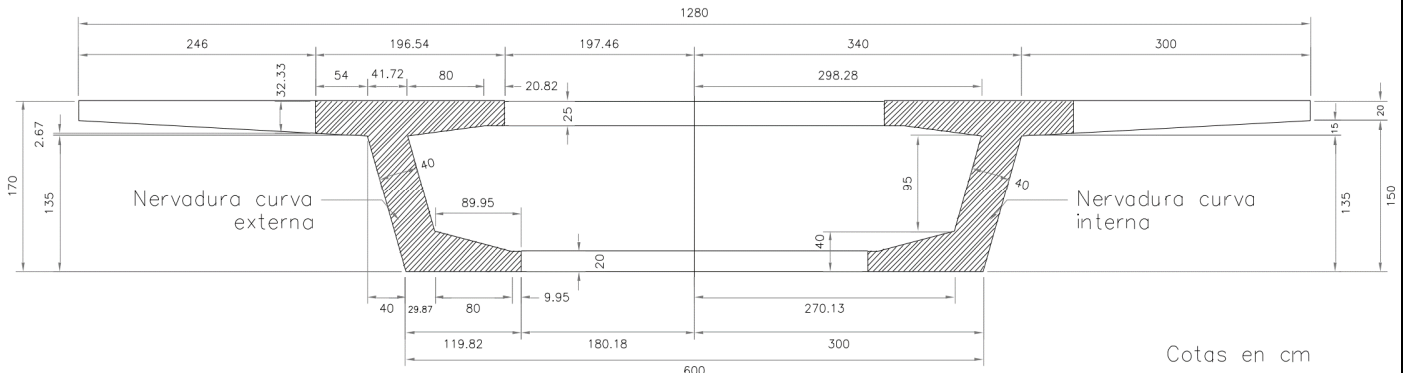
Figura 5.4 Sección transversal con anchos reales y efectivos (Figura 4.6.2.6.2-3, AASHTO LRFD 2020)

En concordancia, se presentan las dimensiones calculadas de la sección efectiva para la trabe sección cajón analizada en el ejemplo de proyecto, éstas son:

- $b_{e1} = 54$  cm
- $b_{e2} = 100.82$  cm
- $b_{e3} = 89.95$  cm



**CORTE ESQUEMATICO DE LA SECCION TRANSVERSAL**



**DATOS GEOMÉTRICOS DE LA TRABE SECCIÓN CAJÓN**

ANCHO TOTAL DEL PUENTE	
B, cm =	1,280.00
ALTURAS DE LA TRABE	
h1, cm =	32.33
h2, cm =	2.67
h3, cm =	95
h4, cm =	20
h5, cm =	20
ESPESORES DE LA LOSA	
t1, cm =	20
t2, cm =	35
t3, cm =	25

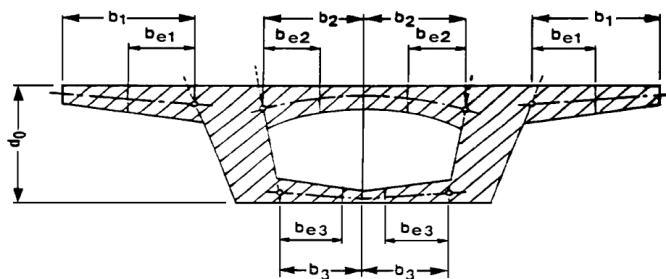
LONGITUD DEL CLARO	
L, cm =	31,300.00
ANCHO DE PATÍN SUPERIOR	
b ws, cm =	1,280.00
ANCHO DE PATÍN INFERIOR	
b wi, cm =	600.00
ANCHO DE ALA SUPERIOR IZQUIERDA	
b1, cm =	300.00
ANCHO DE ALA SUPERIOR DERECHA	
b2, cm =	298.28
ANCHO DE ALA INFERIOR DERECHA	
b3, cm =	270.13

ESPESOR PROMEDIO DE LA LOSA	
t, cm =	26.67
ALTURA SECCIÓN SIMPLE	
Hss, cm =	170.00
ALTURASECCIÓN COMPUESTA	
Hsc, cm =	170.00
CONCRETO EN LOSA	
f'c (kg/cm2) =	450
Ec (kg/cm2) =	328,800.69
CONCRETO EN TRABE	
f'c (kg/cm2) =	450
Ec (kg/cm2) =	328,800.69

**CALCULO DE LOS ANCHOS EFECTIVOS**

Norma AASHTO LRFD 2020, Artículo 4.6.2.6.2

**FIGURAS EMPLEADAS**



Donde:  
 $d_0$  = Altura total de la superestructura  
 $b_i$  = Ancho de ala real  
 $b_e$  = Ancho de ala efectiva  
 $b_m$  = Ancho de ala efectivo para sección interior  
 $b_s$  = Ancho de ala efectivo para voladizo  
 $a$  = Tramo sujeto a transición del ancho de ala efectivo  
 $l_i$  = Longitud para determinar el ancho de ala efectiva

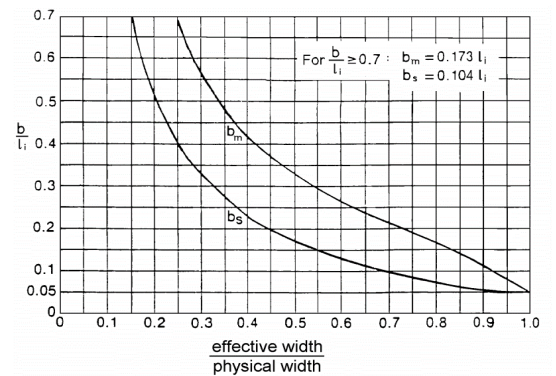
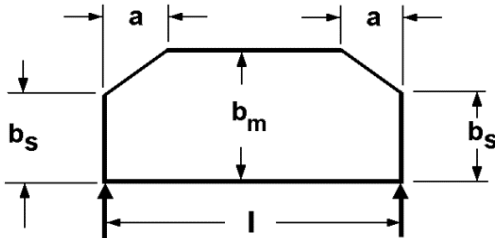


Figura 4.6.2.6.2-3 a. Sección Transversal y Ancho Efectivo (be) para Flexión y Cortante (AAHSTO LRFD 2020)



Figuras 4.6.2.6.2-1 y 4.6.2.6.2-2 correspondientes al Patrón de ancho efectivo y Valores de los coeficientes de ancho efectivo,  $b_m$  y  $b_s$  (AASHTO LRFD 2020)

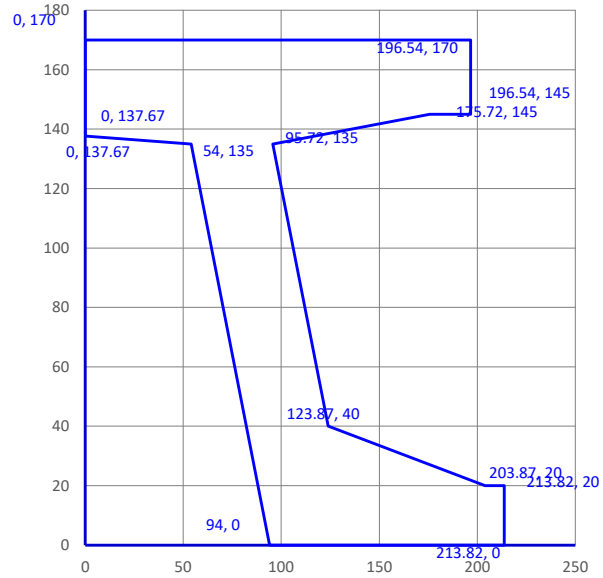
**RESUMEN DE LOS ANCHOS EFECTIVOS**

ANCHOS DE ALA REALES	COEFICIENTES DE ANCHO EFECTIVO	LONGITUD PARA ANCHO EFECTIVO	ANCHOS DE ALA EFECTIVOS
b <sub>1</sub> , cm = 300.00	b <sub>s</sub> , cm = 0.180	l <sub>i</sub> , cm = 540.27	b <sub>1</sub> , cm = 54.00
b <sub>2</sub> , cm = 298.28	b <sub>ms</sub> , cm = 0.34		b <sub>2</sub> , cm = 100.82
b <sub>3</sub> , cm = 270.13	b <sub>mi</sub> , cm = 0.33		b <sub>3</sub> , cm = 89.95



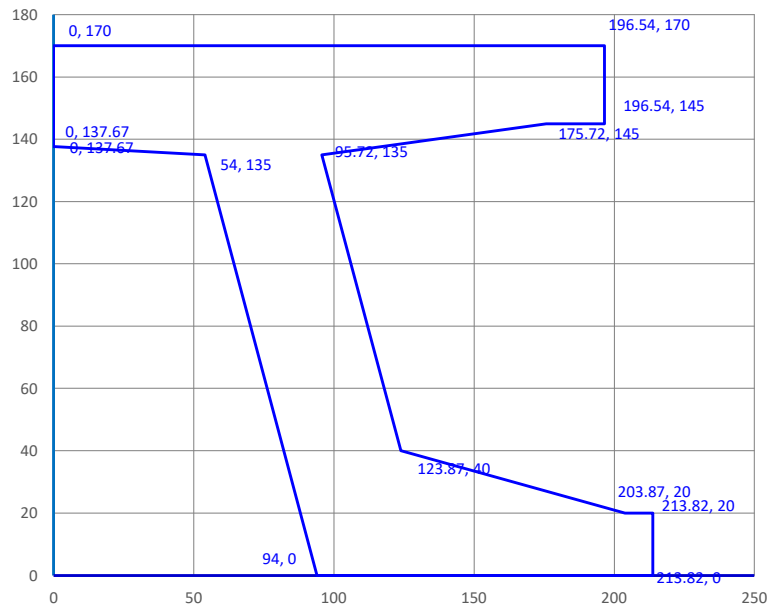
**GEOMETRIA DE LA SECCION SIMPLE (NERVADURA EFECTIVA DE LA SECCIÓN CAJÓN)**

COORDENADAS DE LA SECCION SIMPLE	
(X)	(Y)
0	137.67
54	135
94	0
213.82	0
213.82	20
203.87	20
123.87	40
95.72	135
175.72	145
196.54	145
196.54	170
0	170
0	137.67

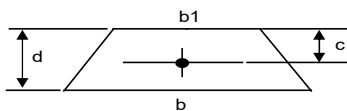


**GEOMETRIA DE LA SECCION COMPUESTA (NERVADURA EFECTIVA DE LA SECCIÓN CAJÓN)**

COORDENADAS DE LA SECC. COMPUESTA	
(X)	(Y)
0	137.67
54	135
94	0
213.82	0
213.82	20
203.87	20
123.87	40
95.72	135
175.72	145
196.54	145
196.54	170
0	170
0	137.67



**FORMULAS UTILIZADAS**



$$I_o = \frac{d^3(b^2 + 4bb_1 + b_1^2)}{36(b + b_1)}$$

$$C = \frac{d(2b + b_1)}{3(b + b_1)}$$



**DATOS DE LOS TRAPEZIOS**

Elemento	Geometría	Centrolde	Elemento	Geometría	Centrolde
1	Base mayor (B) = 196.54 Base menor (b) = 196.54 Altura (hi) = 25.00	157.50	11	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
2	Base mayor (B) = 175.72 Base menor (b) = 117.11 Altura (hi) = 7.33	141.58	12	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
3	Base mayor (B) = 117.11 Base menor (b) = 41.72 Altura (hi) = 2.67	136.55	13	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
4	Base mayor (B) = 41.72 Base menor (b) = 41.72 Altura (hi) = 95.00	87.50	14	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
5	Base mayor (B) = 115.79 Base menor (b) = 41.72 Altura (hi) = 20.00	28.43	15	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
6	Base mayor (B) = 125.74 Base menor (b) = 119.82 Altura (hi) = 20.00	10.08	16	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
7	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00	17	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
8	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00	18	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
9	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00	19	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00
10	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00	Losa	Base mayor (B) = 0.00 Base menor (b) = 0.00 Altura (hi) = 0.00	0.00

**SECCION SIMPLE TEOREMA DE STEINER O DE LOS EJES PARALELOS**

Elemento	A cm2	Centrolde (y) cm	A(y) cm3	Inercia ( I ) cm4	d=Yss-y <sub>i</sub> cm	d2 cm2	I+Ad2 cm4
1	4,913.50	157.50	773,876.25	255,911.46	60.89	3,708.12	18,475,774.22
2	1,073.22	141.58	151,946.25	4,741.09	44.97	2,022.65	2,175,493.04
3	212.04	136.55	28,952.99	116.51	39.94	1,595.25	338,370.24
4	3,963.40	87.50	346,797.50	2,980,807.08	9.11	82.91	3,309,423.20
5	1,575.10	28.43	44,784.00	48,633.13	68.17	4,647.58	7,369,035.88
6	2,455.60	10.08	24,753.33	81,837.48	86.53	7,486.62	18,465,991.33
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

14,192.86

1,371,110.32

50,134,087.91

Eje neutro, cm: Yss = 96.61

CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA SECCIÓN SIMPLE		
A =	14,192.86	cm <sup>2</sup>
I ss =	50,134,087.91	cm <sup>4</sup>
Yi ss =	96.61	cm
Ys ss =	73.39	cm
h ss =	170.00	cm
Si ss =	518,956.12	cm <sup>3</sup>
Ss ss =	683,078.21	cm <sup>3</sup>



**SECCION COMPUESTA TEOREMA DE STEINER O DE LOS EJES PARALELOS**

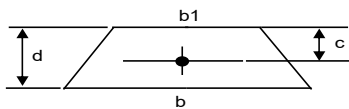
Componente	A cm <sup>2</sup>	Centrolde (y) cm	A(y) cm <sup>3</sup>	Inercia (I) cm <sup>4</sup>	d=Ysc-y <sub>i</sub> cm	d <sup>2</sup> cm <sup>2</sup>	I+Ad <sup>2</sup> cm <sup>4</sup>
1	4,913.50	157.50	773,876.25	255,911.46	60.89	3,708.12	18,475,774.22
2	1,073.22	141.58	151,946.25	4,741.09	44.97	2,022.65	2,175,493.04
3	212.04	136.55	28,952.99	116.51	39.94	1,595.25	338,370.24
4	3,963.40	87.50	346,797.50	2,980,807.08	9.11	82.91	3,309,423.20
5	1,575.10	28.43	44,784.00	48,633.13	68.17	4,647.58	7,369,035.88
6	2,455.60	10.08	24,753.33	81,837.48	86.53	7,486.62	18,465,991.33
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Losa	0.00	0.00	0.00	0.00	96.61	9,332.65	0.00
	<b>14,192.86</b>		<b>1,371,110.32</b>				<b>50,134,087.91</b>

Eje neutro, cm : Ysc = **96.61**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS	
Sección compuesta	
A (cm <sup>2</sup> ) =	14,192.86
I sc (cm <sup>4</sup> ) =	50,134,087.91
Yi sc (cm) =	96.61
Ys sc (cm) =	73.39
h sc (cm) =	170.00
Si sc (cm <sup>3</sup> ) =	518,956.12
Ss sc (cm <sup>3</sup> ) =	683,078.21

RESUMEN DE CARACTERISTICAS GEOOMETRICAS		
Sección simple	Sección compuesta	
A (cm <sup>2</sup> ) =	14,192.86	A cm <sup>2</sup> = 14,192.86
I ss(cm <sup>4</sup> ) =	50,134,087.91	I sc(cm <sup>4</sup> ) = 50,134,087.91
Yi ss(cm) =	96.61	Yi sc(cm) = 96.61
Ys ss(cm) =	73.39	Ys sc(cm) = 73.39
h ss(cm) =	170.00	h sc(cm) = 170.00
Si ss (cm <sup>3</sup> ) =	518,956.12	Si sc (cm <sup>3</sup> ) = 518,956.12
Ss ss(cm <sup>3</sup> ) =	683,078.21	Ss sc(cm <sup>3</sup> ) = 683,078.21

**FORMULAS UTILIZADAS**



$$I_0 = \frac{d^3(b^2 + 4bb_1 + b_1^2)}{36(b + b_1)}$$

$$c = \frac{d(2b + b_1)}{3(b + b_1)}$$



## 5.3 ANÁLISIS POR FLEXIÓN LOGITUDINAL DE SUPERESTRUCTURA

En este subcapítulo, se presenta la sección cajón propuesta en el proyecto que sirve como ejemplo, sus dimensiones y las descargas que manda a la subestructura. De igual manera se presentan las sobrecargas permanentes que fueron consideradas como parte de la superestructura, en otras palabras, los elementos que forman parte tanto de las obras auxiliares como de la superficie de rodamiento; además de presentar los elementos mecánicos que generan cada una de ellas.

### 5.3.1 ANÁLISIS POR CARGAS PERMANENTES

En este análisis se presentan tanto dimensiones de elementos como espesores considerados, materiales y pesos volumétricos empleados, así como las descargas que generan a la subestructura los siguientes elementos:

- Trabe de Sección Cajón
- Relleno
- Carpeta Asfáltica
- Guarniciones
- Parapetos

#### 5.3.1.1 TRABE SECCIÓN CAJÓN

La trabe sección cajón propuesta para el proyecto que sirve de ejemplo, presenta las siguientes dimensiones de su sección transversal:

- Ancho patín superior: 1,280 cm
- Ancho patín inferior: 600 cm
- Peralte total: 170 cm
- Espesor de almas = 40 cm
- Espesor de patín inferior = 20 cm
- Longitud de volado = 300 cm

>Espesores de losa:

- $t_1 = 20$  cm
- $t_2 = 35$  cm
- $t_3 = 25$  cm

La resistencia a compresión del concreto es:

- $f'_c = 450$  kg/cm<sup>2</sup>

El peso volumétrico considerado para el concreto es:

- $Y_c = 2.4$  ton/m<sup>3</sup>

En consecuencia, se tienen las siguientes descargas por peso propio:

- Por total de trabe: **438.68 ton**
- Por eje de apoyo: **219.34 ton**
- Por apoyo en cabezal: **109.67 ton**

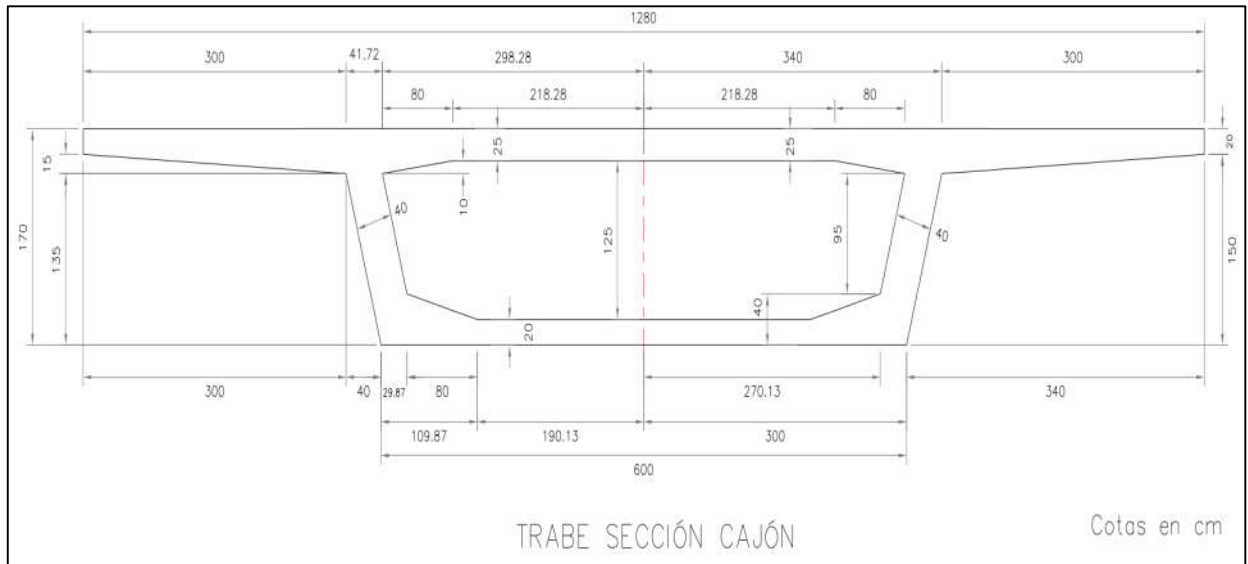


Figura 5.5 Corte transversal de la trabe sección cajón usada en el proyecto

### 5.3.1.2 RELLENO

El relleno fue considerado para generar la sobrelevación requerida por la curvatura del proyecto, presentando una sección variable que tiene su espesor máximo en la margen izquierda de la calzada y que disminuye hasta llegar a la margen derecha.

Espesores del relleno correspondientes a la margen izquierda, al eje de calzada y a la margen derecha, respectivamente:

- $t_1 = 30 \text{ cm}$
- $t_2 = 18 \text{ cm}$
- $t_3 = 6 \text{ cm}$

Para determinar la carga uniformemente distribuida que se usó para cargar el modelo, se consideró el siguiente espesor promedio:

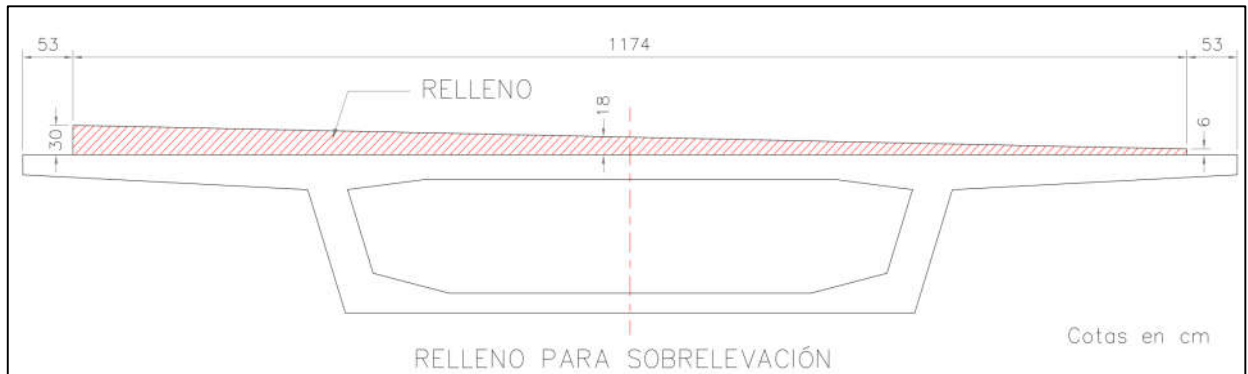
- $t = 18 \text{ cm}$

El peso volumétrico considerado para el relleno es:

- $\gamma_{\text{relleno}} = 1.7 \text{ ton/m}^3$

Las descargas por relleno hacia la subestructura son las siguientes:

- Por total de trabe: **111.2 ton**
- Por eje de apoyo: **55.6 ton**
- Por apoyo en cabezal: **27.8 ton**



**Figura 5.6 Corte transversal del relleno para generar la sobrelevación**

### 5.3.1.3 CARPETA ASFÁLTICA

El espesor de la carpeta asfáltica que debe colocarse en obra es de 5 cm pero en el modelo debe de considerarse al menos el doble de dicho espesor, ya que no se puede tener seguridad que en los trabajos de reencarpetaamiento sea retirado por completo el asfalto desgastado.

En este sentido, se consideró que la sobrecarga actuante por carpeta asfáltica en la superestructura tiene el siguiente espesor:

- $t = 10 \text{ cm}$

El peso volumétrico considerado para asfalto es:

- $\gamma_{\text{asfalto}} = 2.2 \text{ ton/m}^3$

Las descargas generadas por el asfalto hacia la subestructura son las siguientes:

- Por total de trabe: **80.86 ton**
- Por eje de apoyo: **40.43 ton**
- Por apoyo en cabezal: **20.215 ton**

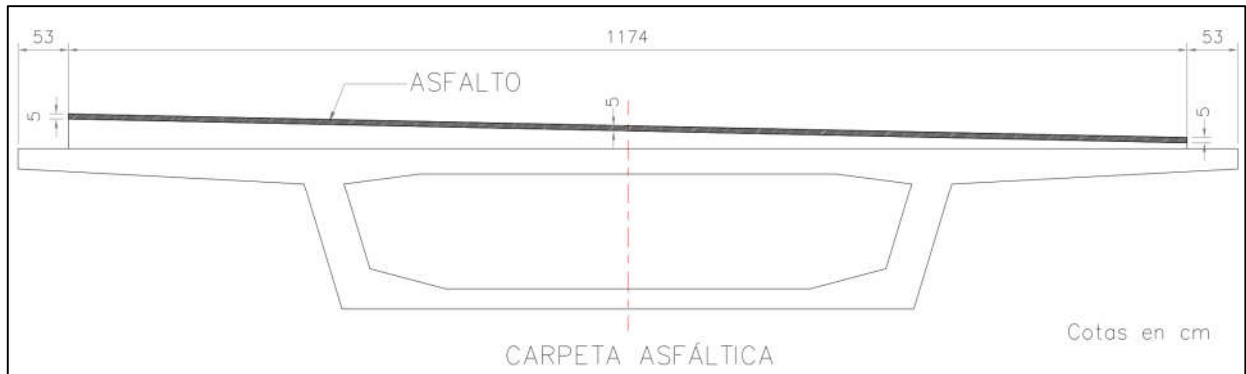


Figura 5.7 Corte transversal de la carpeta asfáltica

### 5.3.1.4 BANQUETA

Es un elemento ubicado en la superestructura que tienen como objetivo permitir el paso de peatones. Su fabricación es a base de concreto, debiendo tener las siguientes medidas mínimas:

- Ancho libre: 75 cm (medidos a paño de guarnición)
- Altura: 25 cm

Para el ejemplo práctico desarrollado en este trabajo no se proponen banquetas en la superestructura al ser un puente carretero.

### 5.3.1.5 GUARNICIÓN

Es un elemento usado para encauzar los límites de la calzada y guiar el tránsito a través de ella, siendo su fabricación es a base de concreto reforzado.

Para el proyecto que presenta como ejemplo, se consideró el mismo tipo de guarnición pero con diferentes dimensiones debido a la sobrelevación. A continuación se presentan las dimensiones generales de ambas guarniciones:

#### *Guarnición de Curva Exterior*

- Ancho: 53 cm
- Peralte: 100 cm
- Área = 0.3859 m<sup>2</sup>

#### *Guarnición de Curva Interior*

- Ancho: 53 cm
- Peralte: 70 cm
- Área = 0.246 m<sup>2</sup>

El peso volumétrico considerado para el concreto es:

- $\gamma_{\text{guarnición}} = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Las descargas generadas por ambas guarniciones hacia la subestructura son las siguientes:

- Por total de trabe: **47.48 ton**
- Por eje de apoyo: **23.74 ton**
- Por apoyo en cabezal: **11.87 ton**



**Figura 5.8 Sección transversal de las guarniciones y parapetos**

### 5.3.1.6 PARAPETOS O DEFENSAS

El parapeto es una estructura conformada por postes verticales y elementos horizontales que sirven como medio para guiar el tránsito a través de la calzada dando protección ante una colisión. Estas estructuras pueden ser fabricadas de concreto reforzado o presforzado, con acero (tubos y perfiles), madera o por medio de defensas metálicas de lámina.

En el territorio mexicano su diseño se basa, pero no se limita, a lo presentado en la norma **N-PRY-CAR-6-001-002/01** dentro de su apartado **L.1 PARAPETOS PARA VEHÍCULOS AUTOMOTORES**, debiendo cumplir con las siguientes restricciones en su altura:

- Altura mínima: 70 cm
- Altura máxima: 105 cm

Para el análisis de cargas efectuado en el ejemplo de proyecto, se consideró una carga uniformemente repartida general para este elemento:

- $W_{PPTO} = 0.15 \text{ ton/m}$  (por parapeto)

Las descargas generadas por ambos parapetos hacia la subestructura son las siguientes:

- Por total de trabe: **9.4 ton**
- Por eje de apoyo: **4.7 ton**
- Por apoyo en cabezal: **2.35 ton**

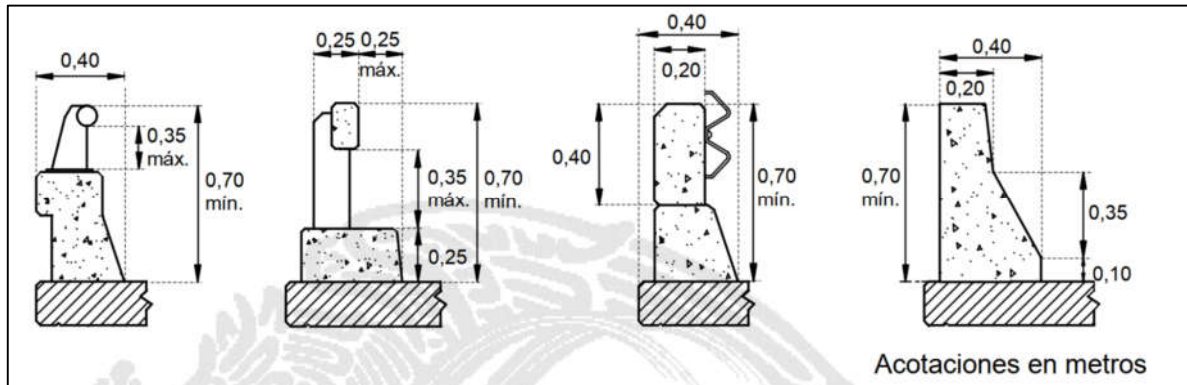


Figura 5.9 Parapetos para vehículos automotores (Figura 3 N-PRY-CAR-6-001-002/01)

## 5.4 ANÁLISIS POR CARGA VIVA E IMPACTO

En el caso de puentes carreteros la carga viva que se considera actuante sobre la superestructura corresponde en su totalidad a la generada por los vehículos que por ella transitan, ya sean automóviles o camiones, siendo estos últimos los que mayores solicitaciones le generan a la estructura. En el análisis de cargas vivas debe considerarse tanto el efecto que generan las cargas estáticas de los vehículos cargados como el efecto dinámico que se genera en las llantas al cruzar por la superficie de rodadura.

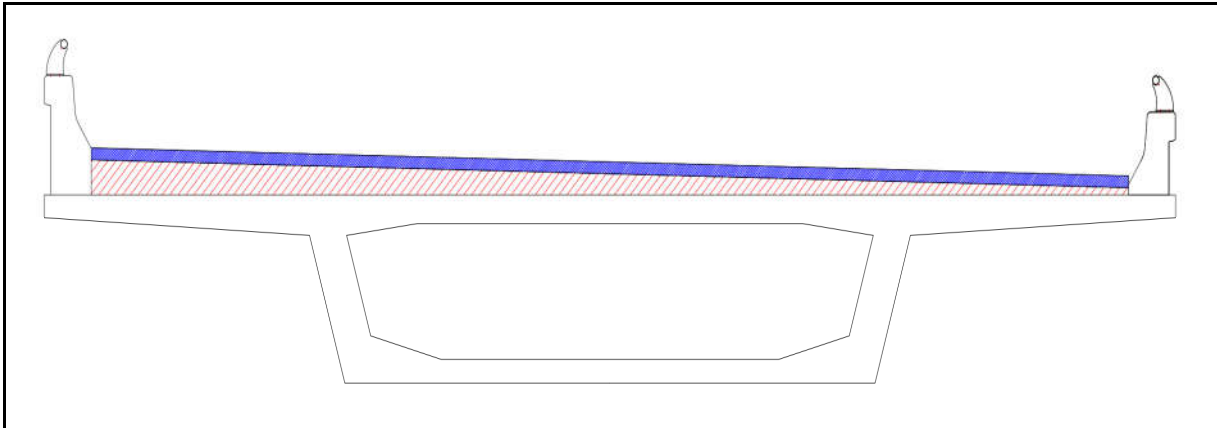
### 5.4.1 CARGAS VIVAS

Para su análisis se emplea un vehículo que idealiza las cargas máximas que son aplicadas por los camiones que poseen las mayores dimensiones y pesos, siendo llamado camión de diseño; cabe mencionar que este camión varía en especificaciones de acuerdo con el reglamento al que se referencie el diseño estructural.

Ejemplos de lo mencionado son los camiones HS15, HS20 Y HL-93 de la norma AASHTO o los camiones 20.5 y 66.5 propuestos por el Instituto Mexicano del Transporte (IMT). En la práctica profesional es común el empleo de los camiones más grandes y pesados que circulan en la red de carreteras mexicanas, es decir, los camiones T3S3 y T3S2R4.



RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS POR CARGAS PERMANENTES



DATOS DE LA TRABE		
LONGITUD =	31.3	m

ABCISA ( m )	M po.po (t-m)	M relleno (t-m)	M asfalto (t-m)	M guarn. (t-m)	M ppto. (t-m)	M cm (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.13	617.51	156.54	113.81	66.83	13.22	967.91
6.26	1,096.21	278.40	202.41	118.85	25.51	1,721.38
9.39	1,441.48	365.42	265.68	156.00	30.85	2,259.44
12.52	1,647.31	417.60	303.62	178.28	35.26	2,582.08
15.65	1,716.35	435.10	316.34	185.75	36.74	2,690.28
18.78	1,647.31	417.60	303.62	178.28	35.26	2,582.08
21.91	1,441.48	365.42	265.68	156.00	30.85	2,259.44
25.04	1,098.21	278.40	202.41	118.85	23.51	1,721.38
28.17	617.51	156.54	113.81	66.83	13.22	967.91
31.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ABCISA ( m )	V po.po ( ton )	V relleno ( ton )	V asfalto ( ton )	V guarn. ( ton )	V ppto. ( ton )	V cm ( ton )
0.00	-219.34	-55.60	-40.43	-23.74	-4.70	-343.81
3.13	-175.47	-44.48	-32.34	-18.99	-3.76	-275.04
6.26	-131.60	-33.36	-24.26	-14.24	-2.82	-206.28
9.39	-87.74	-22.24	-16.17	-9.50	-1.88	-137.52
12.52	-43.87	-11.12	-8.09	-4.75	-0.94	-68.76
15.65	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18.78	43.87	11.12	8.09	4.75	0.94	68.76
21.91	87.74	22.24	16.17	9.50	1.88	137.52
25.04	131.60	33.36	24.26	14.24	2.82	206.28
28.17	175.47	44.48	32.34	18.99	3.76	275.04
31.30	219.34	55.60	40.43	23.74	4.70	343.81

## 5.4.2 INCREMENTO DE LA CARGA VIVA POR IMPACTO

El impacto es un incremento que se aplica a los efectos estáticos de la carga viva debido al impacto provocado en la superestructura por parte de las ruedas de los vehículos en movimiento, esto es, el movimiento que presenta el puente debido a los vehículos que lo transitan y la respuesta del total de ruedas de un vehículo ante las discontinuidades de la superficie de rodamiento. Cabe mencionar que, en la mayoría de los puentes, la componente de la carga viva por impacto no supera el 25%, pero es por efecto de la combinación del camión de diseño con la carga presente en un carril que se presentan solicitaciones de alrededor 4/3 de las originadas por un único vehículo.

En este sentido, la norma AASHTO en su **artículo 3.6.2 Incremento por Carga Dinámica: IM** propone tomar un factor para carga viva por impacto con base en la **tabla 3.6.2.1-1**, siendo **0.33** el factor que corresponde para el análisis de cargas.

Component	IM
Deck Joints—All Limit States	75%
All Other Components:	
• Fatigue and Fracture Limit State	15%
• All Other Limit States	33%

Tabla 5.3 Factor de carga dinámica (Tabla 3.6.2.1-1, AASHTO LRFD 2020)

## 5.4.3 CAMIONES DE DISEÑO

La norma AASHTO en su **artículo 3.6.1.2 – Carga Viva Vehicular de Diseño** establece que la sobrecarga vehicular en la superestructura de los puentes debe corresponder a la generada por el vehículo de diseño HL-93 en cualquiera de sus dos variantes, es decir, camión o tándem. En versiones anteriores de esta norma se presenta el camión HS15 que ya no es de uso común en la actualidad y el camión HS20, el cual se suele usar para el diseño de las losas debido a que posee una mayor descarga en sus ejes traseros.

Los camiones de diseño propuestos por el IMT comprenden la aplicación de un sistema de cargas concentradas junto a una carga uniformemente repartida, la cual se agina dependiendo del claro del puente, cuyas magnitudes se obtuvieron a través de la realización de análisis probabilísticos y simulaciones tránsito correspondientes a los vehículos pesados más pesados conforme lo establecido en la **NOM-012-SCT-2-2017**.

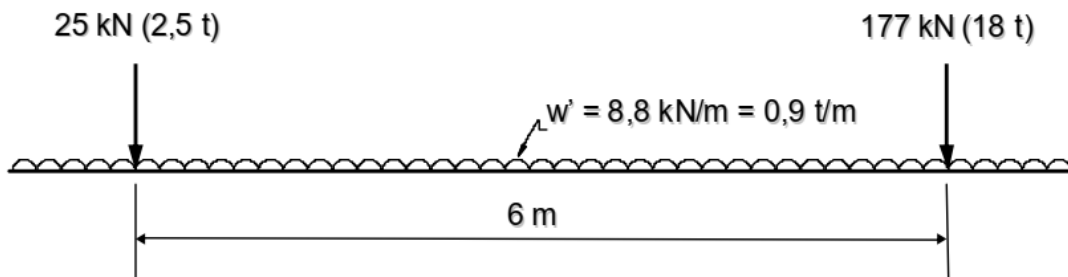
Son dos los vehículos de diseño que presentan, uno corresponde para el diseño en carreteras principales (tipo ET, A, B y C) y el segundo, es para el diseño en vías alimentadoras (tipo D).

Principalmente estos vehículos de diseño se diferencian de la norma AASHTO en los elementos mecánicos que generan debido a que los vehículos más pesados que transitan por el país producen solicitaciones de momentos flexionantes y fuerzas cortantes superiores a los vehículos de diseño que esta norma propone. En este sentido, los camiones de diseño propuestos por el IMT generan elementos mecánicos de mayor magnitud con el propósito de otorgar un nivel de seguridad adecuado en el diseño.

#### 5.4.3.1 CAMIÓN DE DISEÑO IMT 20.5

El camión de diseño IMT 20.5 está pensado para carreteras alimentadoras en donde se considera que los vehículos tipo C3 (camión rabón) son los que mayores solicitaciones le pueden generar a los puentes, mas toma en cuenta que bajo ciertas condiciones es posible que circulen vehículos pesados.

##### Para claros mayores o iguales a 15 m



##### Para claros menores de 15 m

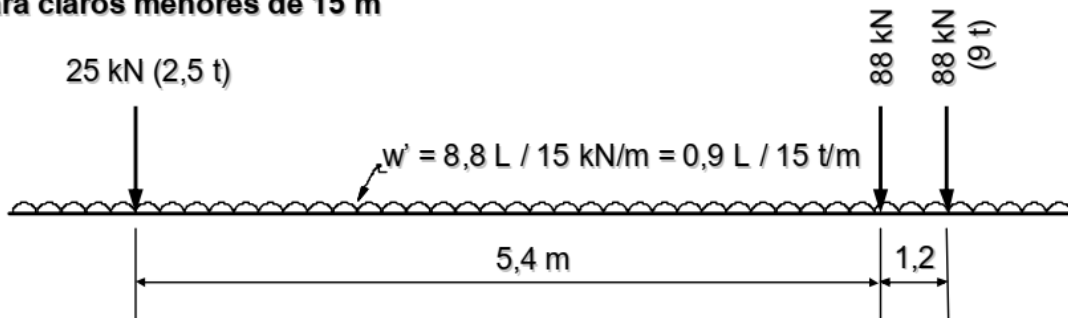


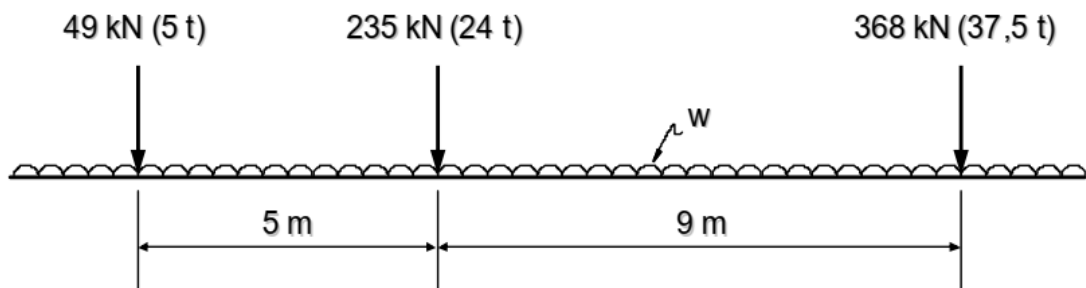
Figura 5.10 Modelos de cargas vivas IMT 20.5 (Instituto Mexicano del Transporte)

### 5.4.3.2 CAMIÓN DE DISEÑO IMT 66.5

Por otra parte, el camión de diseño IMT 66.5 está pensado para carreteras principales donde circulan los camiones T3S3 y T3S2R4, considerando un arreglo de tres ejes de aplicación de la carga:

- Eje delantero corresponde a la posición del tracto camión,
- Eje intermedio corresponde al primer tándem (camión T3S3)
- Eje trasero corresponde al segundo tándem (camión T3S2R4).

#### Para claros mayores o iguales a 30 m



$$w = (L - 30) / 60 \text{ t/m} = (L - 30) / 6 \text{ kN/m, si } 30 \text{ m} = L = 90 \text{ m}$$

$$w = 1 \text{ t/m} = 10 \text{ kN/m, si } L > 90 \text{ m}$$

#### Para claros menores de 30 m

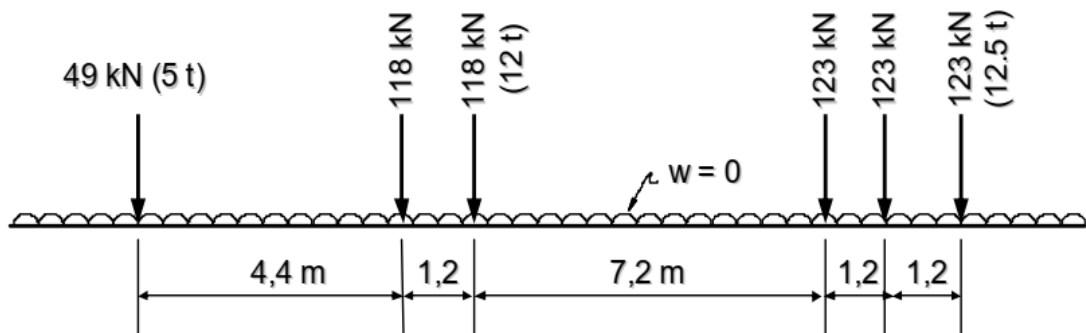


Figura 5.11 Modelos de cargas vivas IMT 66.5 (Instituto Mexicano del Transporte)

Para profundizar en el tema de las cargas vivas vehiculares propuestas por IMT, se recomienda al lector referenciar al documento **Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros**.

### 5.4.3.3 VEHÍCULOS DE DISEÑO HL-93C Y HL-93T

El camión de diseño HL-93 de la norma AASHTO consta de tres ejes de ruedas con separaciones de 4.3 m y de 4.3 a 9 m, respectivamente; este vehículo de diseño tiene unas descargas de 3.63 ton, 14.515 ton y 14.515 por eje. Por otra parte, el tándem de diseño tiene dos ejes de ruedas a una separación de 1.2 m, descargando 11.3 ton por eje.

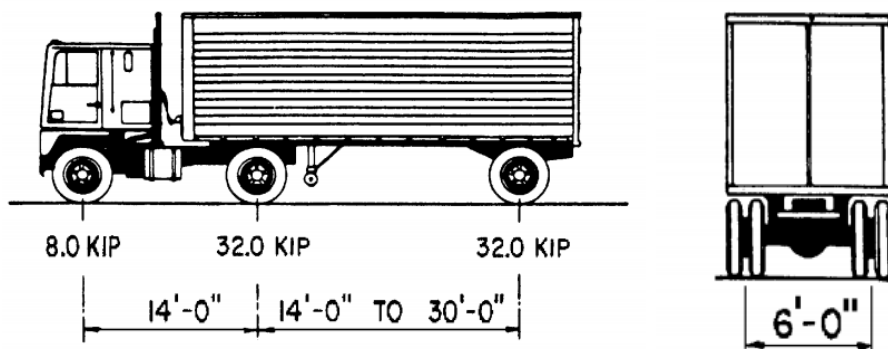


Figura 5.12 Vehículo de diseño HL-93 C (Figura 3.6.1.2.2-1, AASHTO LRFD 2020)

### 5.4.3.4 CAMIÓN DE DISEÑO HS15

Es un camión está formado por tres ejes de ruedas a una separación de 4.27 m, el cual descarga 2.73 ton en el eje delantero junto con 10.9 ton para los ejes intermedio y trasero.

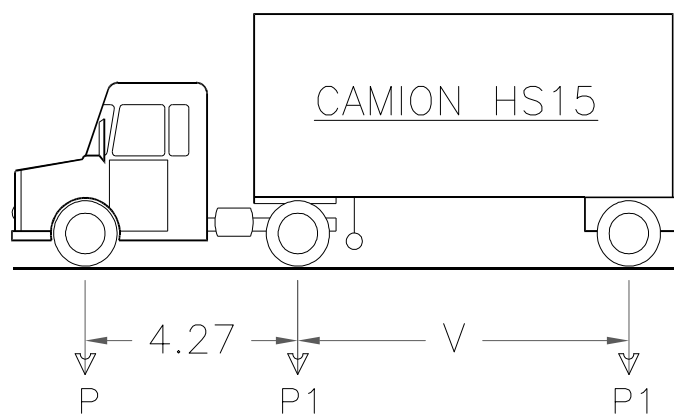


Figura 5.13 Camión de diseño HS15 (AASHTO Estándar)

### 5.4.3.5 CAMIÓN DE DISEÑO HS20

Es un camión está formado por tres ejes de ruedas a una separación de 4.27 m, el cual descarga 3.63 ton en el eje delantero junto con 14.52 ton tanto para el eje intermedio como el trasero.

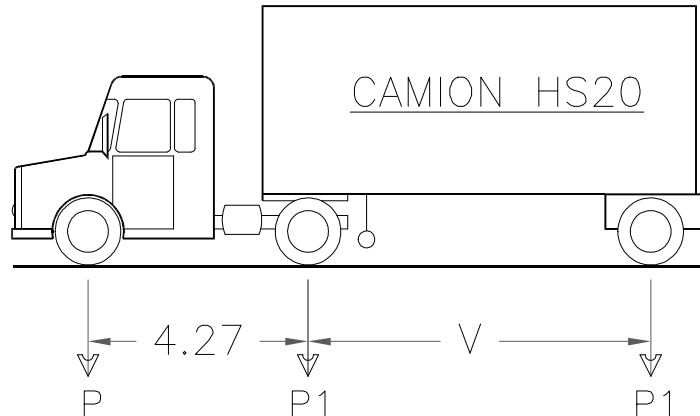


Figura 5.14 Camión de diseño HS20 (AASHTO Estándar)

### 5.4.3.6 CAMIÓN DE DISEÑO T3S3

Es un camión está formado por seis ejes de ruedas con separaciones de 3.5 m, 1.2 m, 4.27 m, 1.2 m y 1.2 m. Presenta las siguientes descargas por eje: 6.7 ton, 9.8 ton, 9.8 ton, 7.4 ton, 7.4 ton y 7.4 ton, respectivamente.

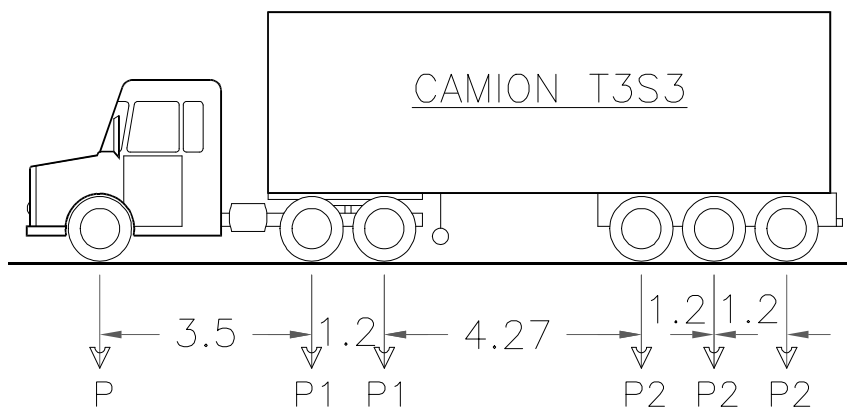


Figura 5.15 Camión de diseño T3S3



### 5.4.3.7 CAMIÓN DE DISEÑO T3S2R4

Este camión está formado por nueve ejes de ruedas con separaciones de 3.5 m, 1.2 m, 4.25 m, 1.2 m, 3.2 m, 1.2 m, 4.25 m y 1.2 m. Presenta una descarga de 5.3 ton para el eje delantero y 8.4 ton para los ejes restantes.

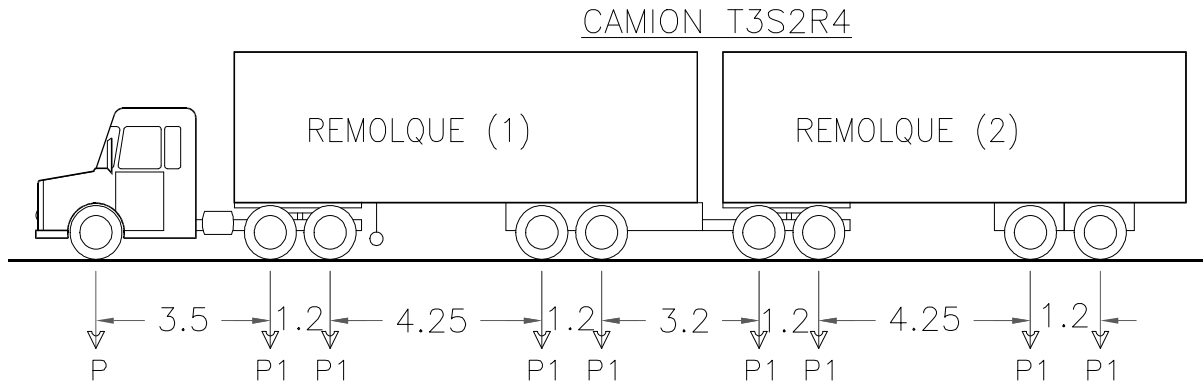


Figura 5.16 Camión de diseño T3S2R4

## 5.5 ANÁLISIS POR EVENTOS ESPECIALES

Un evento especial se refiere a un grupo de acciones sobre una estructura que se presentan en casos extraordinarios alcanzando grandes intensidades en periodos cortos de tiempo, siendo los principales la acción el agua, los efectos sismo y viento, aquellos que afectan a los puentes carreteros. En este sentido la norma AASHTO indica una uniformidad en la distribución de la carga por viento sobre el área expuesta de la estructura, conformada por la sumatoria de todas las áreas del sistema de piso y obras auxiliares perpendiculares a la dirección del viento; respecto a las cargas hidráulicas, indica que actúan de forma perpendicular a la superficie que las retiene, siendo la socavación el efecto de mayor gravedad en un puente.

En este subcapítulo y dado los alcances del ejemplo de proyecto, únicamente se realiza el análisis sísmico del puente continuo con base en el sitio, a partir del cual se realiza el diseño de los elementos que conforman a la subestructura.

### 5.5.1 ANÁLISIS POR SISMO

El análisis por sismo fue realizado con base en el **Manual de Diseño de Obras Civiles** en su **Capítulo Diseño por Sismo 2015** de la **CFE** empleando por el software **PRODISIS V4.1** para determinar los parámetros espectrales requeridos en el espectro de diseño.

### 5.5.1.1 UBICACIÓN DEL PROYECTO

La selección del sitio para ubicar el ejemplo de proyecto se realizó con base en el cumplimiento de dos criterios principales:

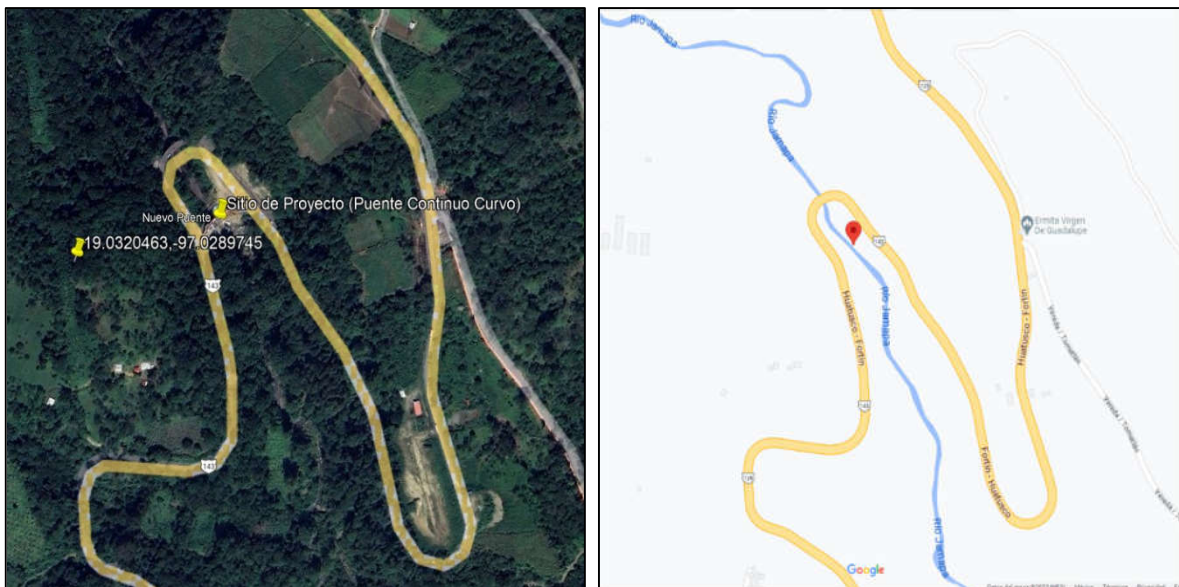
- Existencia de dos carreteras paralelas o de una única carretera con tramos paralelos entre ella.
- Presencia de un cuerpo de agua entre dos carreteras o entre dos tramos de una misma carretera.

Teniendo en cuenta lo anterior, se eligió un sitio que conecta las localidades de Tomatlán y Chocamán, atravesando el río Jamapa dentro de la zona montañosa del estado de Veracruz. De este modo se cumple con los criterios antes mencionados, ya que presenta un cuerpo de agua y dos tramos carreteros a sus márgenes que pueden ser conectados mediante un puente.

La información general sitio de proyecto se presenta a continuación:

Coordenadas de georreferenciación:

- Latitud: 19°1'57.43" N
- Longitud: 97°1'37.24" W
- Carretera: Córdoba – Cardel
- Tramo: Fortín – Conejos
- Estado: Veracruz



**Figura 5.17 Localización del sitio de proyecto (Google Earth y Google Maps)**

### 5.5.1.2 ANÁLISIS CON PRODISIS USANDO REGLAMENTO CFE 2015

Para realizar el análisis sísmico se elaboró el Espectro Regional del sitio de proyecto, requiriendo en una primera instancia clasificar a la estructura de acuerdo con su importancia, y al sitio de proyecto respecto a la zona sísmica donde se ubica por medio de su aceleración máxima en roca.

CLASIFICACIÓN CON BASE EN EL MANUAL DE DISEÑO POR SISMO CFE 2015					
CLASIFICACIÓN SÍSMICA		CLASIFICACIÓN ESTRUCTURAL		ACELERACIÓN DE GRAVEDAD	
ZONA	INTENSIDAD	GRUPO	SUBGRUPO	$g = 9.81 \frac{m}{s^2}$	
C	ALTA	B	B1		
PARÁMETROS ESPECTRALES					
ACELERACIÓN MÁXIMA EN ROCA			ACELERACIÓN MÁXIMA ESPECTRAL		
$a_0^r = 107.19 \text{ cm/s}^2$			$c^r = 346.52 \text{ cm/s}^2$		
FACTOR DE SITIO			FACTOR DE RESPUESTA		
$F_{\text{Sit}} = 2.38$			$F_{\text{Res}} = 3.59$		
ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO			COEFICIENTE SISMICO		
$a_0 = 254.95 \text{ cm/s}^2$			$c = 914.17 \text{ cm/s}^2$		
ESPECTRO REGIONALES DEL TERRENO					
TERRENO	$T_s$ (s)	$T_b$ (s)	$T_c$ (s)	k	r
II	0.2	1.5	2	1	0.667

Tabla 5.4 Resumen del espectro regional para el sitio de proyecto

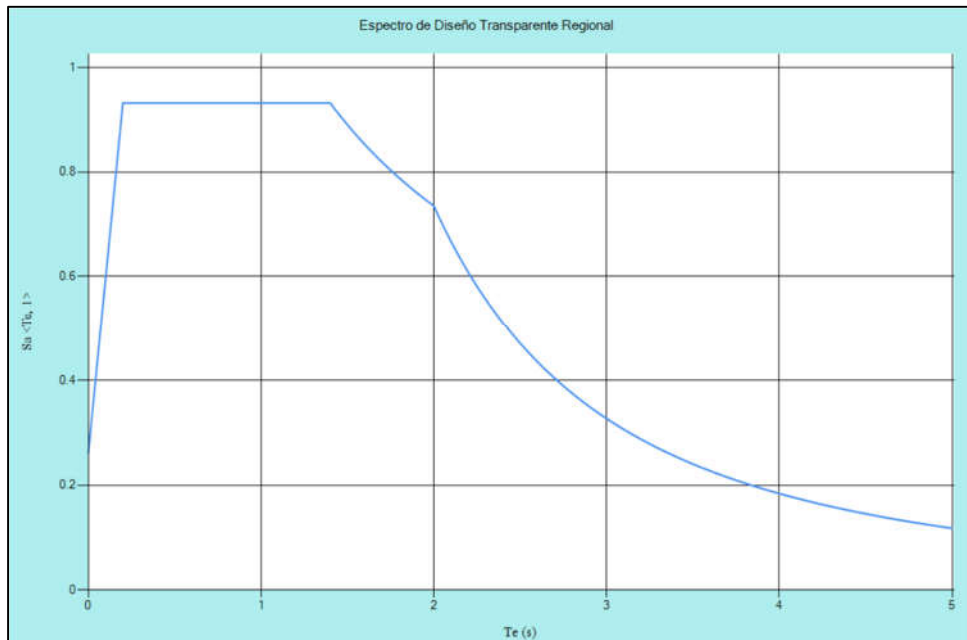


Figura 5.18 Espectro de diseño transparente obtenido del programa PRODISIS

Ahora bien, este espectro transparente para ser usado en la modelación de la estructura se debe afectar por los factores de sobrerresistencia y ductilidad que van acorde con las característica propias de la estructura a diseñar, obteniéndose un espectro de menores magnitudes espectrales.

Finalmente, se utiliza este espectro para determinar las fuerzas que el sismo genera en la estructura y se procede a realizar el diseño de los elementos encargados de tomar dichas solicitaciones que, para el caso de puentes, corresponde a los elementos que conforman la subestructura.

DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA PARA EL ANÁLISIS SISMICO					
PERIODO DE VIBRAR DIRECCIÓN Y			PERIODO DE VIBRAR DIRECCIÓN X		
$T_e =$	1.0748	s	$T_e =$	0.89419	s
DUCTILIDAD		AMORTIGUAMIENTO		FACTOR $P_b$	
$Q =$	1.00	$\zeta =$	0.05	$P_b =$	1
FACTORES DE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO DE DISEÑO TRANSPARENTE					
POR AMORTIGUAMIENTO		POR DUCTILIDAD		POR SOBRESRESISTENCIA	
$\beta =$	1.00	$Q' =$	1.00	$R_0 =$	1.50
ACELERACIÓN MÁXIMA DEL TERRENO			COEFICIENTE SISMICO		
$a_0 =$	102.02	$cm/s^2$	$c =$	609.65	$cm/s^2$

Tabla 5.5 Resumen del espectro de diseño modificado por ductilidad y sobrerresistencia

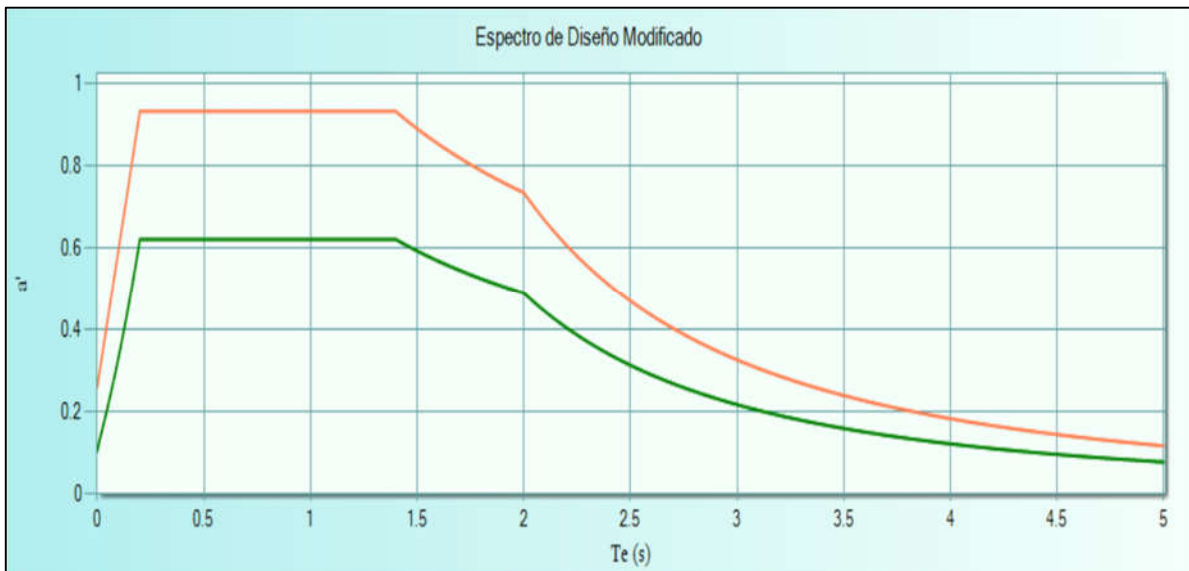


Figura 5.19 Espectro de diseño modificado obtenido del programa PRODISIS

## 5.6 MODELACIÓN EN SOFTWARE ESPECIALIZADO

El análisis estructural del ejemplo de proyecto fue realizado en etapas, las cuales comprenden desde el modelado individual de algunos de sus elementos estructurales hasta el modelado parcial y total del puente curvo, fundamentándose en determinar las solicitaciones actuantes al considerar que durante una primera etapa el puente tendrá un comportamiento isostático; es así que no será hasta que sean colados los bloques de continuidad junto con el postensado de los cables en la losa, que el puente adquiere su carácter de hiperestático.

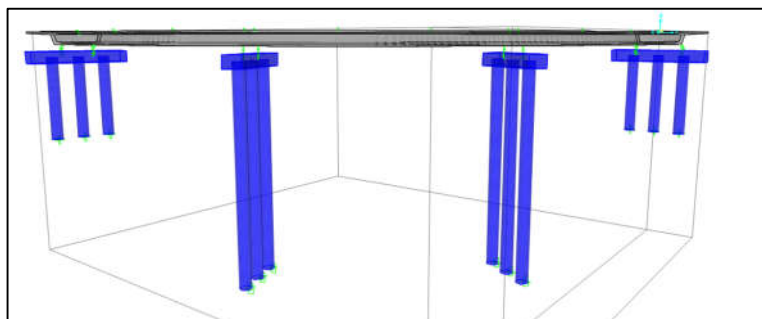
En concordancia con lo anterior, se presentan los modelos que fueron realizados en para el análisis estructural del puente curvo:

- Modelo de los tres tramos del puente curvo
- Modelo del tramo 1 del puente curvo
- Modelo de la trabe sección cajón
- Modelo de la losa con espesor promedio
- Modelo del cabezal

Para la modelación en conjunto de los tres tramos del puente curvo como la del tramo 1, se empleó el software especializado CSI Bridge. Por otra parte, se hizo uso del software SAP2000 para la modelación individual de la trabe, la losa y el cabezal.

### 5.6.1 MODELO TIPO FRAME DEL PUENTE CONTINUO EN CSI BRIDGE

Este es el modelo final que representa al puente curvo continuo de tres claros con trabe sección cajón y caballetes en sus cuatro ejes. El modelo fue desarrollado para conocer las solicitaciones de momento flexionante y fuerzas cortantes finales que se aplican tanto en superestructura como en subestructura, las deflexiones máximas al centro del claro de cada tramo y la respuesta sísmica que tiene ante el espectro de diseño del sitio de emplazamiento.



**Figura 5.20 Vista de los cuatro caballetes que conforman la subestructura del puente curvo**

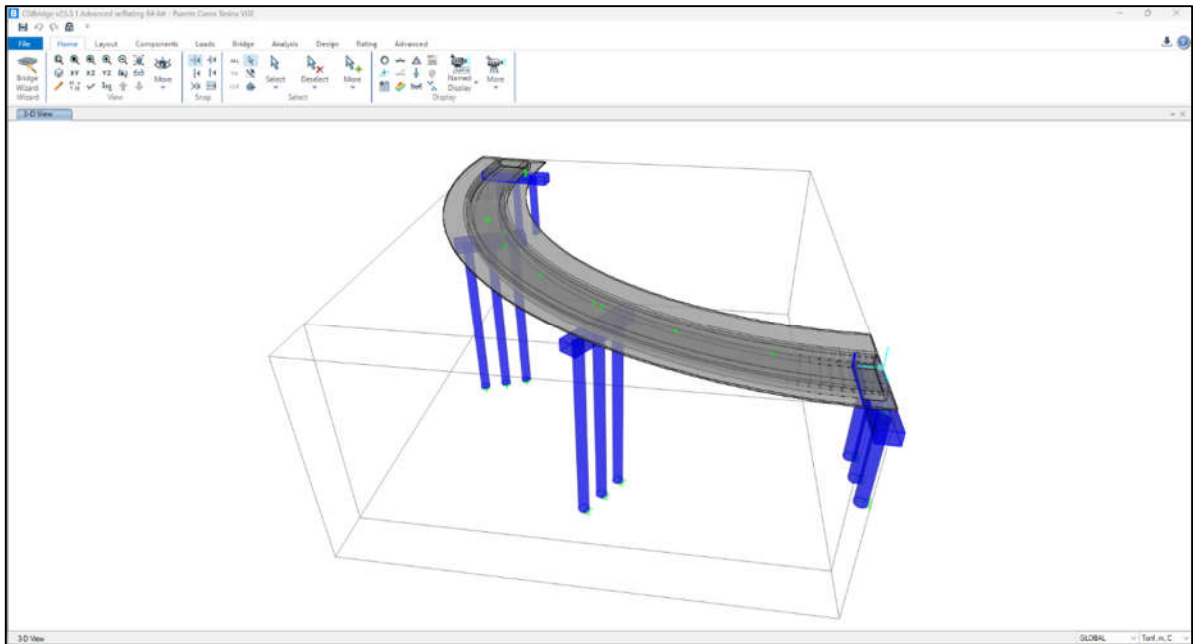


Figura 5.21 Perfil longitudinal del puente curvo

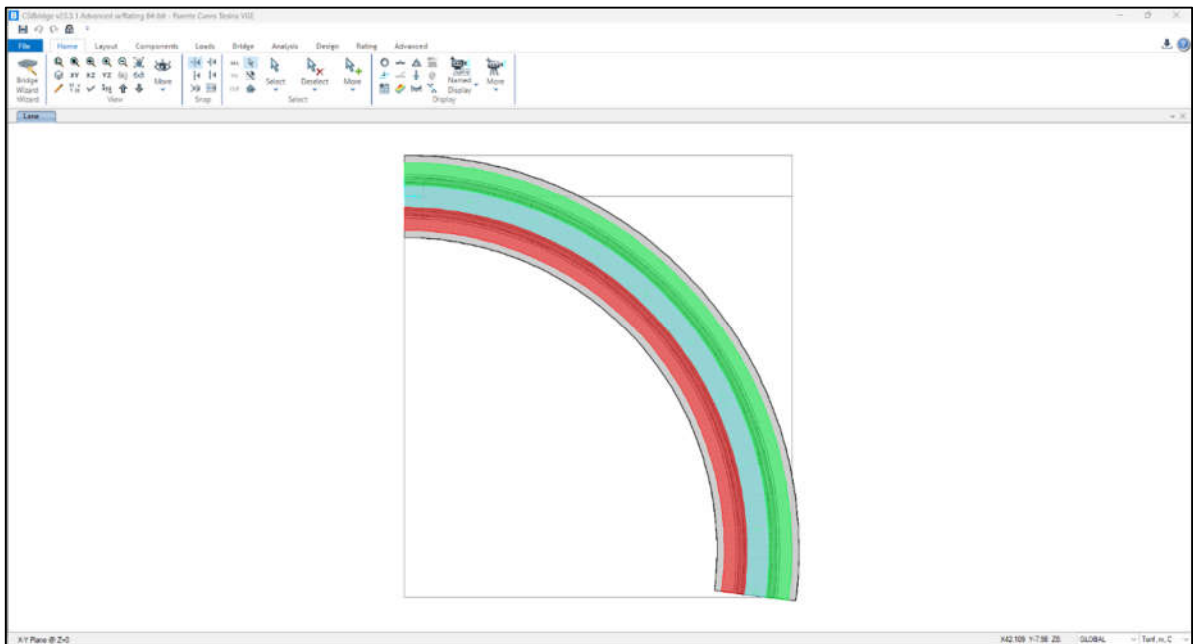


Figura 5.22 Planta del puente con sus tres carriles de circulación



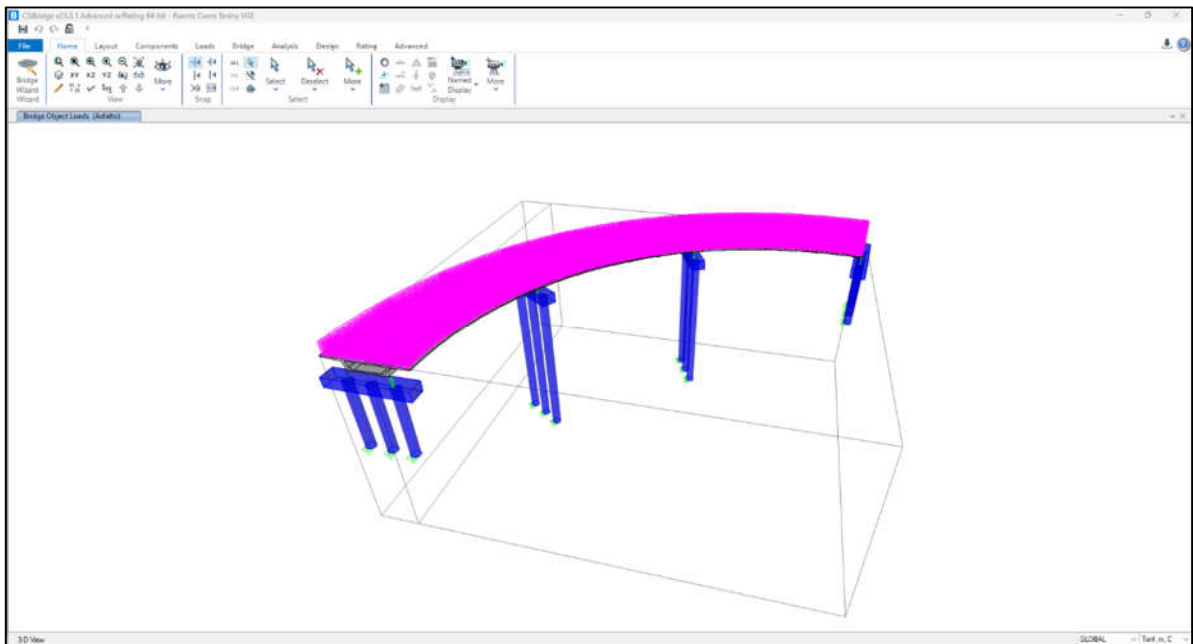


Figura 5.23 Ejemplo de la carga permanente por asfalto aplicada en el modelo

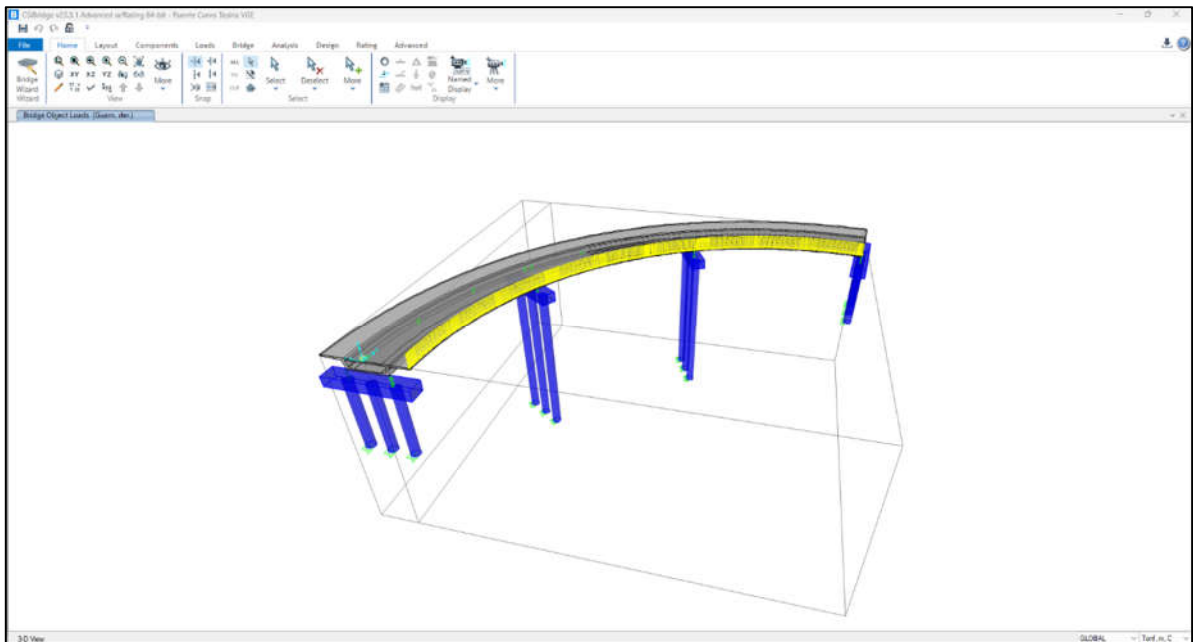


Figura 5.24 Ejemplo de la carga permanente por guarnición derecha aplicada en el modelo

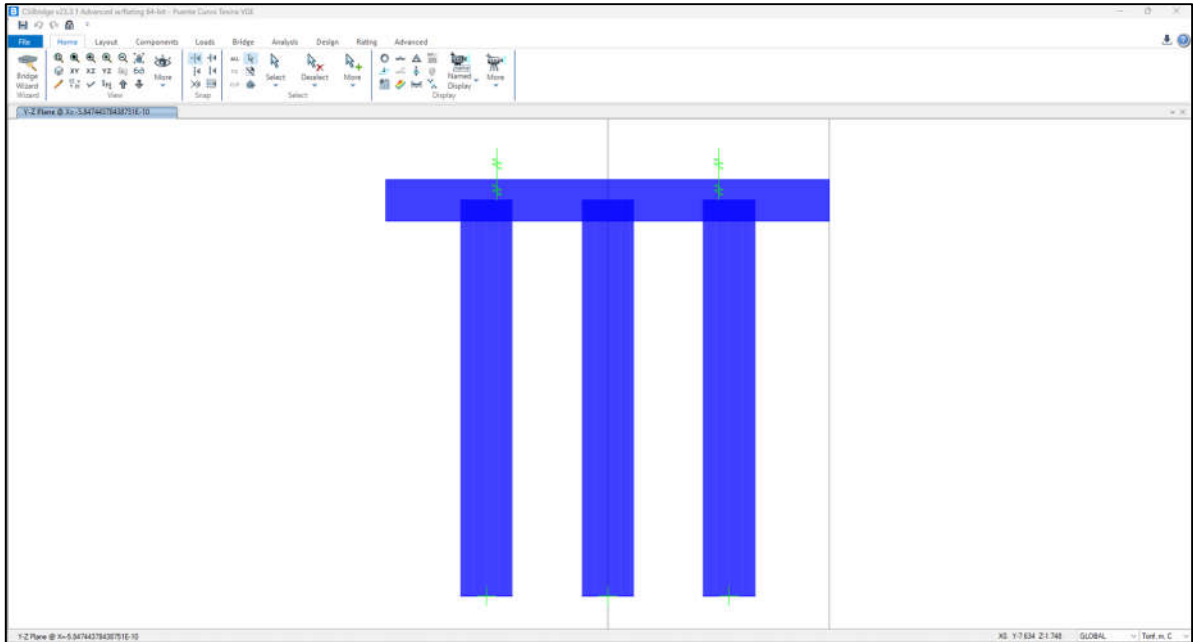


Figura 5.25 Sección transversal de caballete eje 4

User-defined Bridge Section Data for SECCIÓN CAJÓN

Bridge Section Name: SECCIÓN CAJÓN

Units: Tonf, m, C

Mouse Coordinates: X Coordinate: 9.2541, Y Coordinate: -1.2827

Options:  Show Dots At Points,  Display Point Labels,  Disable Corner Point Snap

Section Points

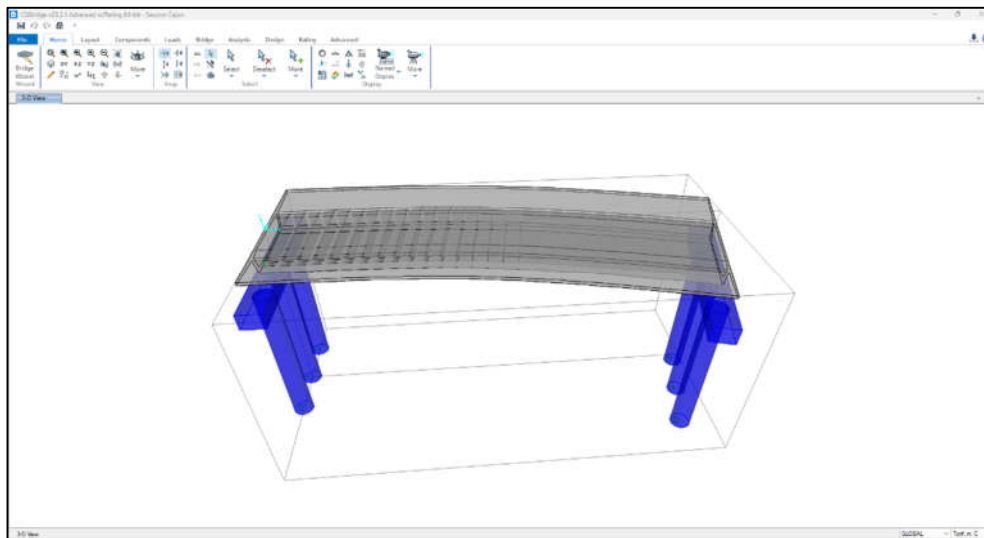
Type	Name	Material	Point	X	Y	Radius
Reference Point				6.4	1.7	
Insertion Point				6.4	1.7	
Solid Polygon	Exterior	CONC 350	1	0.	1.7	0.
			2	12.8	1.7	0.
			3	12.8	1.5	0.
			4	12.8	1.5	0.
			5	9.8	1.35	0.
			6	9.4	0.	0.
			7	3.4	0.	0.
			8	3.	1.35	0.
			9	0.	1.5	0.
			10	0.	1.5	0.
Opening Polygon	Interior_1		1	3.42	1.35	0.
			2	4.22	1.45	0.
			3	4.2	1.45	0.
			4	8.58	1.45	0.
			5	8.6	1.45	0.
			6	9.38	1.35	0.
			7	9.108	0.4	0.
			8	8.308	0.4	0.

Base Material: CONC 350

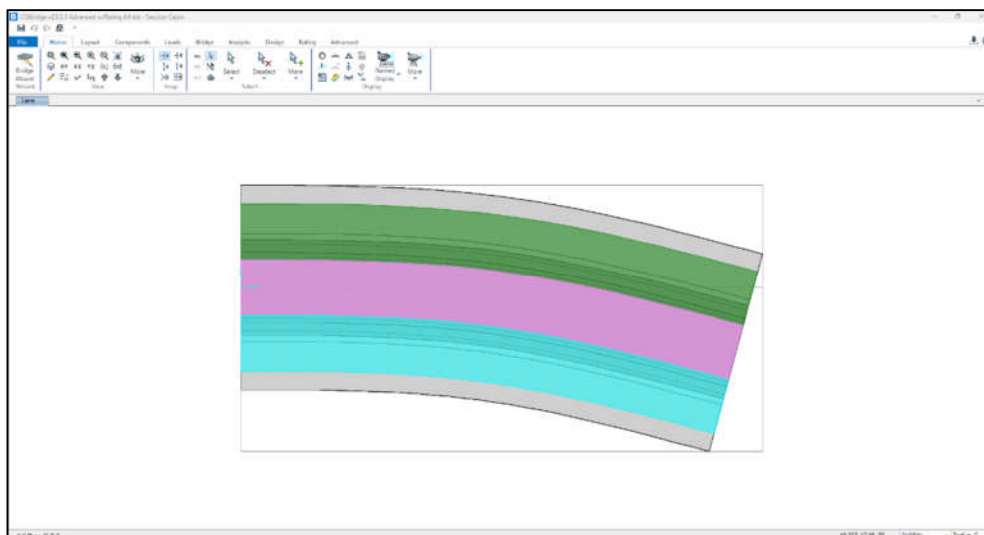
Figura 5.26 Sección transversal de la trabe sección cajón modelada

### 5.6.2 MODELO TIPO FRAME DEL TRAMO 1 DEL PUENTE EN SAP2000

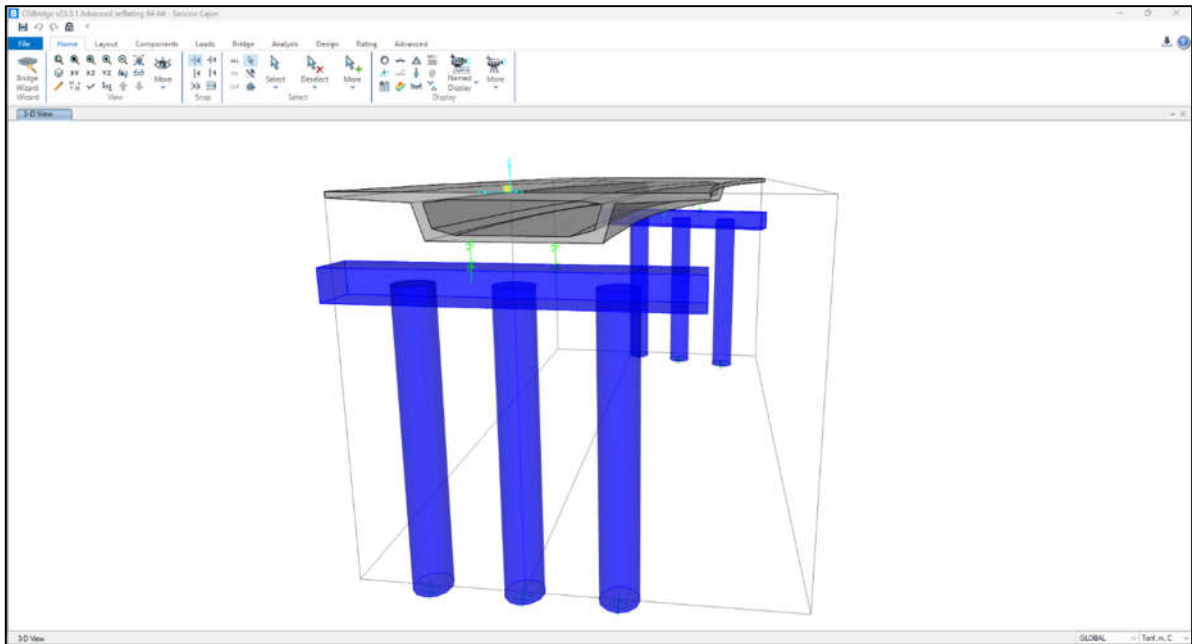
El modelo representa la primera etapa del proceso constructivo del puente, en la cual cada uno de los tres tramos trabaja de manera isostática, siendo desarrollado para conocer las solicitaciones máximas a las que se verán sometidos los miembros estructurales cuando sean montados. Cabe aclarar que esta condición cambia al momento en que se aplica el presfuerzo de continuidad, ya que al trabajar de manera hiperestática se produce una redistribución de esfuerzos y por ende, disminuyen los elementos mecánicos.



**Figura 5.27 Vista longitudinal del tramo 1 trabajando de manera isostática**



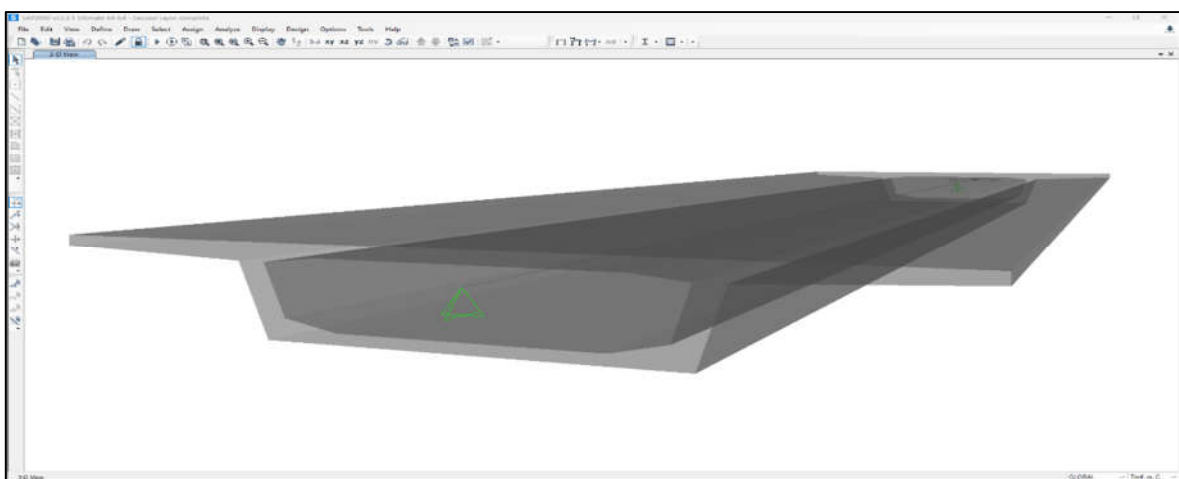
**Figura 5.28 Planta del tramo 1 cargada en los tres carriles**



**Figura 5.29** Vista de la sección transversal de superestructura y subestructura

### 5.6.3 MODELO TIPO FRAME DE LA TRABE SECCIÓN CAJÓN EN SAP2000

Este modelo final fue realizado para determinar varios aspectos del análisis de cargas necesarios para el diseño posterior de los elementos estructurales, partiendo de conocer las características geométricas de la trabe tanto de su sección simple como de su sección efectiva y posteriormente, cargando el modelo con las solicitaciones tanto de cargas permanentes como de cargas vivas para obtener las descargas que generan a la subestructura.



**Figura 5.30** Vista longitudinal de la trabe sección cajón

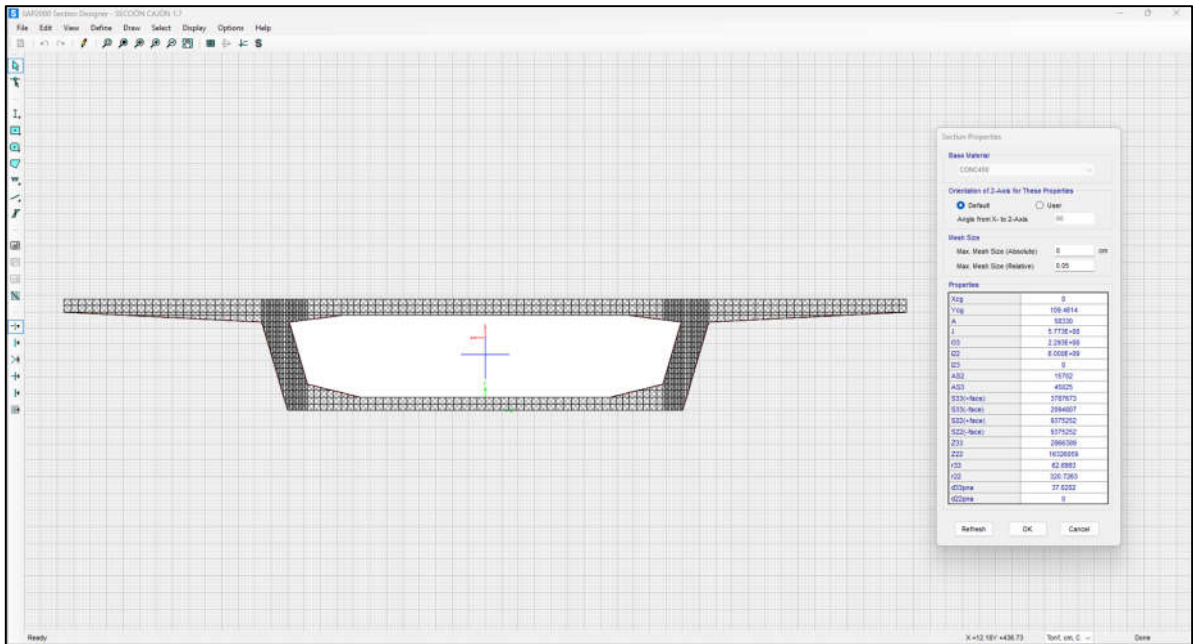


Figura 5.31 Sección Transversal y características geométricas de la sección simple

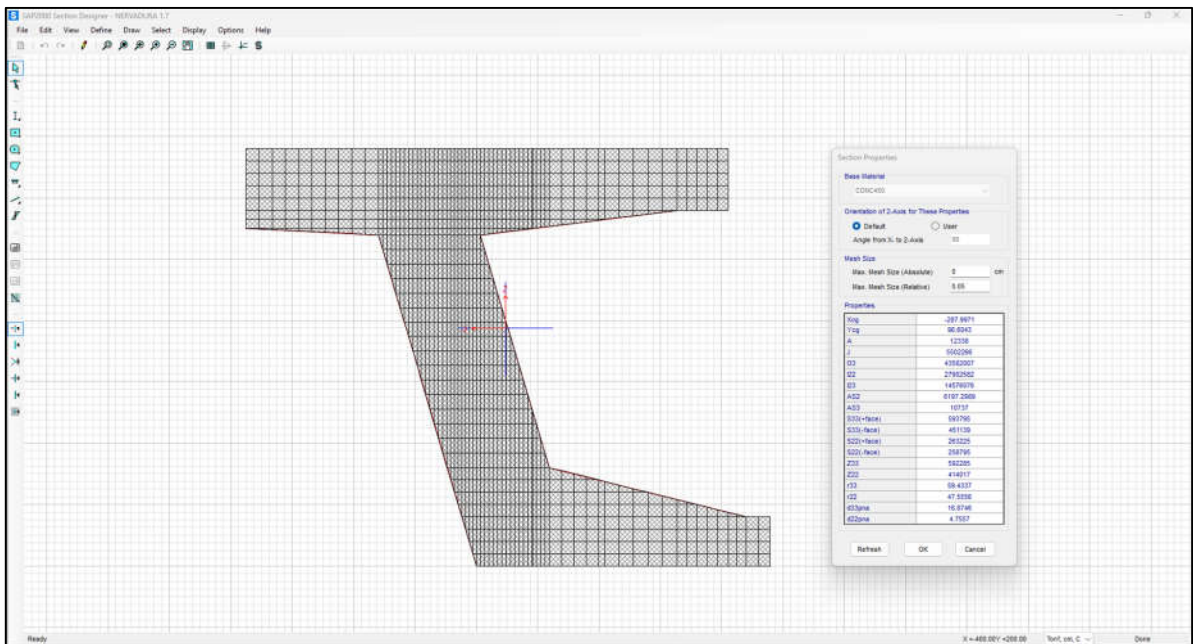


Figura 5.32 Sección Transversal y características geométricas de la sección efectiva

### 5.6.4 MODELO TIPO FRAME DE LOSA DE ESPESOR PROMEDIO EN SAP2000

El modelo de la losa fue realizado tomando un espesor promedio entre los espesores del volado, la nervadura y al centro de la trabe, permitiendo obtener los elementos mecánicos necesarios para en una primera etapa estimar el acero de refuerzo longitudinal perpendicular al tránsito requerido, así como el acero de distribución. En una segunda etapa, se revisó que la capacidad a flexión dada por el acero a la losa fuera la óptima.

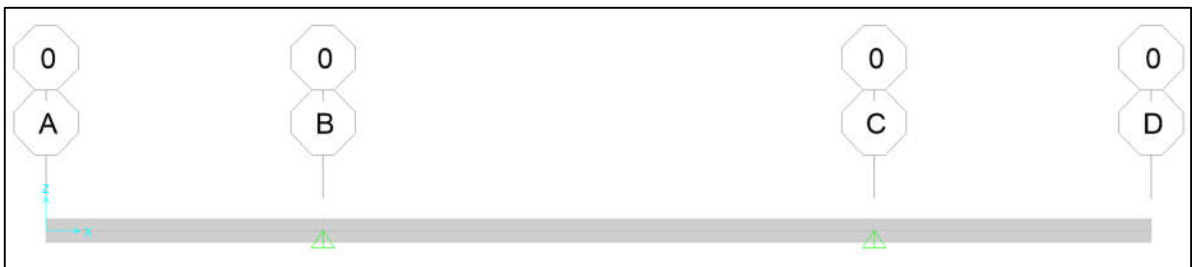


Figura 5.33 Perfil longitudinal de la losa con espesor promedio

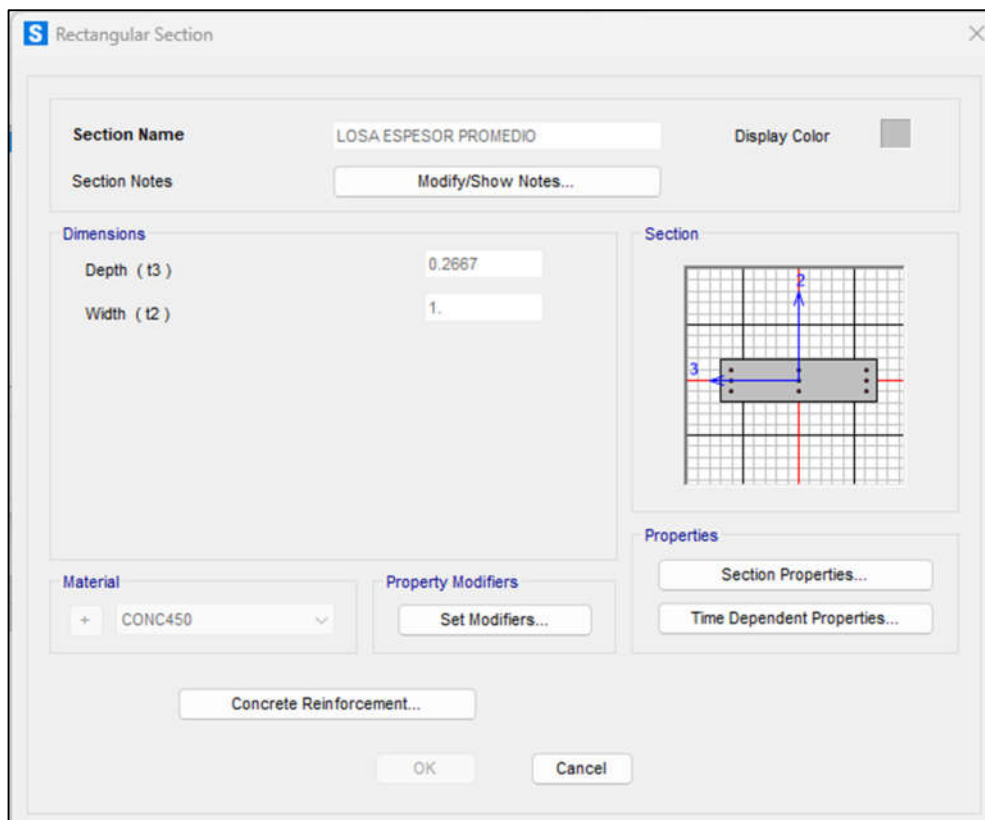


Figura 5.34 Características de la sección transversal para el análisis de flexión y cortante



### 5.6.5 MODELO TIPO FRAME DEL CABEZAL EN SAP2000

El modelo del cabezal corresponde al caballete de los ejes 2 y 3 que son las más esforzados, siendo realizado para determinar los elementos mecánicos que le producen las descargas de la superestructura, mismas que se transfieren a las pilas; con ello se estimó el refuerzo tanto longitudinal como transversal requerido.

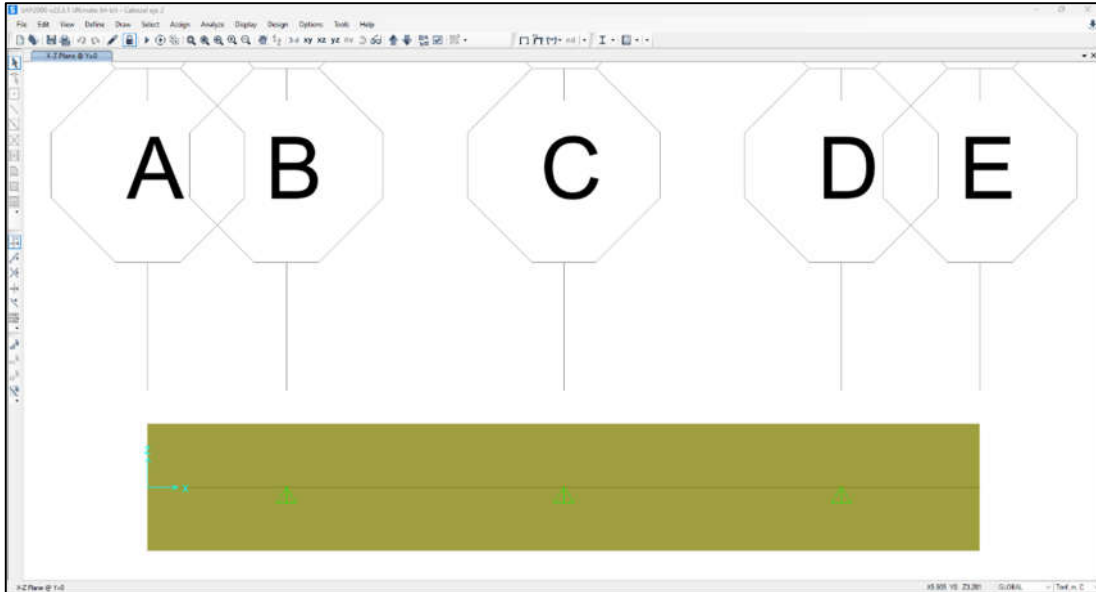


Figura 5.35 Perfil longitudinal de cabezal

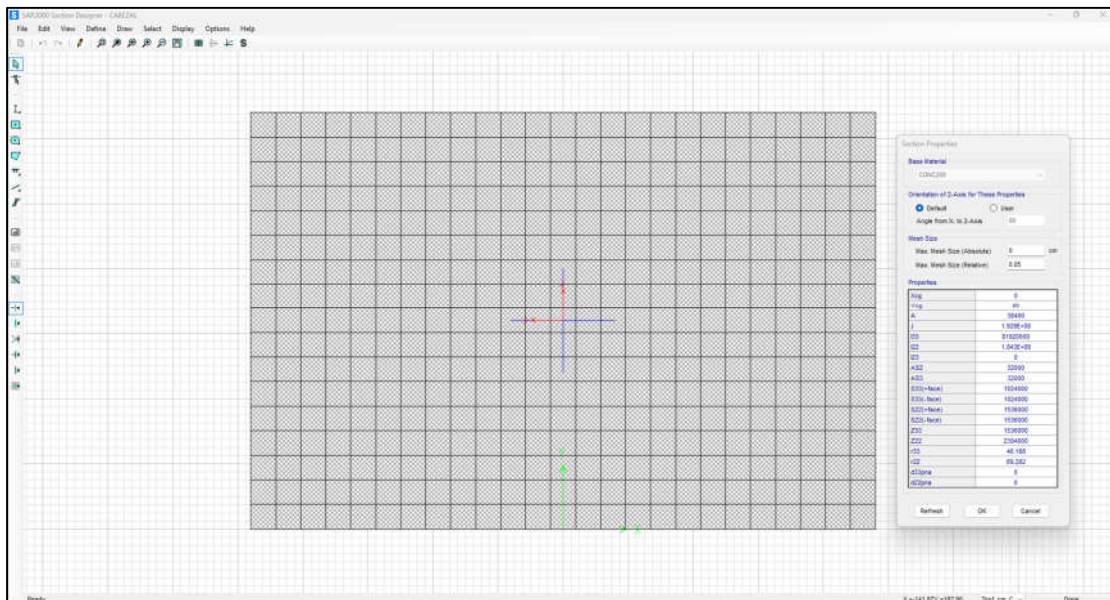


Figura 5.36 Sección Transversal y características geométricas del cabezal

## 5.7 ANÁLISIS DE SUBESTRUCTURA

En esta sección se presenta en primer lugar la sección del cabezal propuesta para el proyecto, sus dimensiones y descargas hacia las pilas; en segundo lugar, se presenta la sección transversal propuesta para las pilas, sus dimensiones y descargas al terreno. Finalmente, se presenta un resumen de los elementos mecánicos.

### 5.7.1 ANÁLISIS DE CABEZAL

El cabezal propuesto para el proyecto presenta las siguientes dimensiones de su sección transversal:

- Ancho: 240 cm
- Peralte total: 160 cm
- Claro Ejes 1 y 4: 1,280 cm
- Claro Ejes 2 y 3: 1,050 cm

Cabe mencionar que la longitud de los cabezales varía entre ejes debido a que en los apoyos extremos (ejes 1 y 4) el cabezal debe de llevar un muro de respaldo para proteger los accesos al puente y dado que el ancho de corna es de 1,280 cm, la longitud del cabezal debe ser la misma; mas en los ejes 2 y 3, no se requiere dicha longitud y puede reducirse para disminuir el peso hacia las pilas.

La resistencia a compresión del concreto y peso volumétrico considerados son:

- $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- $Y_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$

Las descargas en servicio hacia cada pila, en los ejes 2 y 3, son las siguientes:

- Descarga a pila de curva interior: **364.37 ton**
- Descarga a pila central: **460.47 ton**
- Descarga a pila de curva exterior: **364.37 ton**

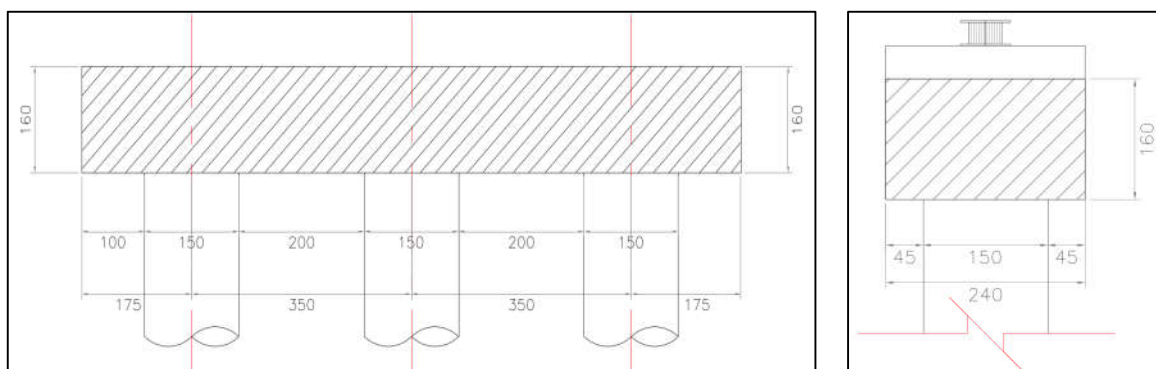


Figura 5.37 Corte transversal y longitudinal del cabezal

## 5.7.2 ANÁLISIS DE PILAS

Para el análisis de las pilas se propuso una misma sección transversal para todos los caballetes variando únicamente su altura. A continuación, se presenta las dimensiones de las pilas por caballete:

### Caballetes Ejes 1 y 4

- Diámetro: 150 cm
- Altura a cabezal: 1,215 cm
- Número de pilas: 3

### Caballetes Ejes 2 y 3

- Diámetro: 150 cm
- Altura a cabezal: 2,915 cm
- Número de pilas: 3

La resistencia a compresión del concreto y peso volumétrico considerados son:

- $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- $\gamma_c = 2.4 \text{ ton/m}^3$

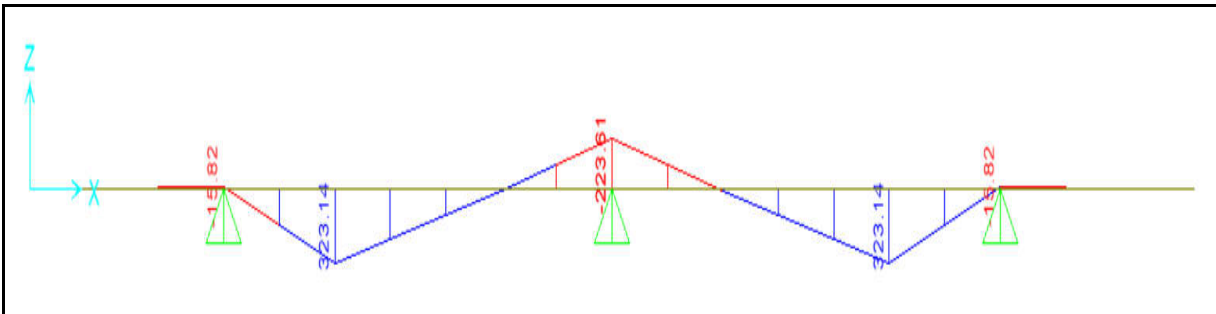
Las descargas en servicio para cada eje de pilas se presentan a continuación:

DESCARGAS EN LA BASE DE LAS PILAS		
<b>CABALLETE EJE 1</b>		
<b>PILA CURVA INTERIOR</b>	<b>PILA CENTRAL</b>	<b>PILA CURVA EXTERIOR</b>
188.421 ton	202.321 ton	384.158 ton
<b>CABALLETE EJE 2</b>		
<b>PILA CURVA INTERIOR</b>	<b>PILA CENTRAL</b>	<b>PILA CURVA EXTERIOR</b>
459.726 ton	535.761 ton	552.709 ton
<b>CABALLETE EJE 3</b>		
<b>PILA CURVA INTERIOR</b>	<b>PILA CENTRAL</b>	<b>PILA CURVA EXTERIOR</b>
459.121 ton	535.784 ton	553.433 ton
<b>CABALLETE EJE 4</b>		
<b>PILA CURVA INTERIOR</b>	<b>PILA CENTRAL</b>	<b>PILA CURVA EXTERIOR</b>
163.495 ton	261.267 ton	355.586 ton

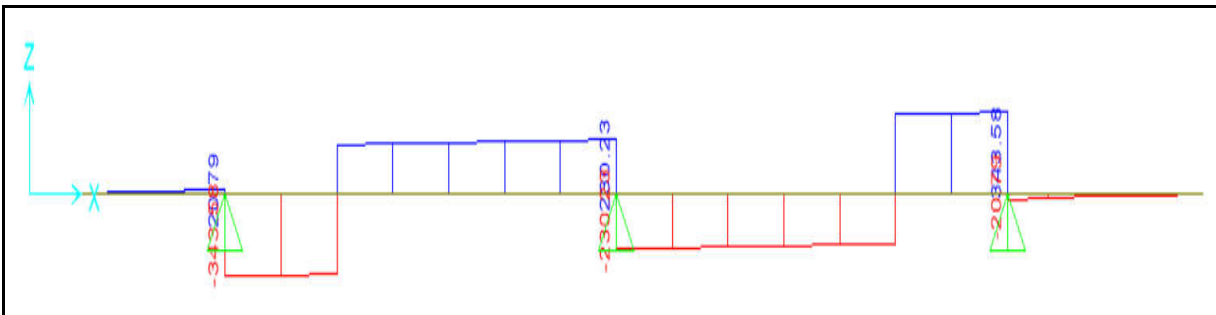
Tabla 5.6 Resumen de las descargas por pila en cada caballete

RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN CONDICIONES DE SERVICIO

DATOS DEL CABEZAL	
LONGITUD =	10.5 m



ABCISA ( m )	M cm (t-m)	M asfalto (t-m)	M cv (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.05	-5.28	0.00	0.00	0.00	-5.28
2.10	72.28	16.98	10.80	3.56	103.62
3.15	173.65	35.60	22.63	7.47	239.35
4.20	9.87	1.67	1.06	0.35	12.95
5.25	-164.06	-32.27	-20.52	-6.77	-223.61
6.30	9.87	1.67	1.06	0.35	12.95
7.35	173.65	35.60	22.63	7.47	239.35
8.40	72.28	16.98	10.80	3.56	103.62
9.45	-5.28	0.00	0.00	0.00	-5.28
10.50	0	0.00	0.00	0.00	0.00



ABCISA ( m )	V cm ( ton )	V asfalto ( ton )	V cv ( ton )	V imp ( ton )	V serv. ( ton )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.05	9.69	0.00	0.00	0.00	9.69
2.10	-250.79	-48.53	-30.85	-10.18	-340.35
3.15	151.21	32.32	20.55	6.78	210.86
4.20	160.90	32.32	20.55	6.78	220.55
5.25	170.59	32.32	20.55	6.78	230.23
6.30	-160.90	-32.32	-20.55	-6.78	-220.55
7.35	-151.21	-32.32	-20.55	-6.78	-210.86
8.40	250.79	48.53	30.85	10.18	340.35
9.45	-9.69	0.00	0.00	0.00	-9.69
10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

## 5.8 DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

En este subcapítulo se presentan los resultados principales del diseño tanto a flexión como a cortante, bajo condiciones de servicio y últimas de la superestructura, así como las hojas de cálculo elaboradas para realizar el diseño de cada elemento. En este sentido, se presenta la lista de los elementos estructurales diseñados:

- Diseño de losa
- Diseño de trabe sección cajón

### 5.8.1 DISEÑO DE LOSA

Para el diseño de la losa se consideró un análisis por metro de losa para facilitar la asignación de cargas uniformemente distribuidas, mas los elementos mecánicos obtenidos fueron afectados por la magnitud del ancho de franja de diseño que establece la norma AASHTO. A su vez, se requirió analizar la combinación de carriles cargados que genera las mayores sollicitaciones en la losa.

A continuación se presentan los resultados correspondientes al diseño por flexión de la losa en términos del área de acero de refuerzo empleado para lecho inferior y superior. De igual manera, se presenta al final de este capítulo las hojas de cálculo correspondientes a la estimación del acero de refuerzo y de la revisión de su capacidad a flexión.

>Datos Generales de Diseño:

- Ancho total del puente: **12.8 m**
- Ancho de calzada = **11.74 m**
- No. de carriles de diseño = **4**
- Ancho de franja de diseño = **2.13 m**

>Datos del Refuerzo Longitudinal Perpendicular al Tránsito:

- Para momento negativo (lecho superior): 5 vars. # 8/m = **25.35 cm<sup>2</sup>/m**
- Para momento positivo (lecho inferior): 5 vars. # 6/m = **14.25 cm<sup>2</sup>/m**

>Datos del Refuerzo de Distribución:

- Acero de distribución: 5 vars. # 6/m = **14.25 cm<sup>2</sup>/m**

Cabe mencionar que el diseño corresponde al primer tramo del puente y que este será el mismo para los tramos restantes.

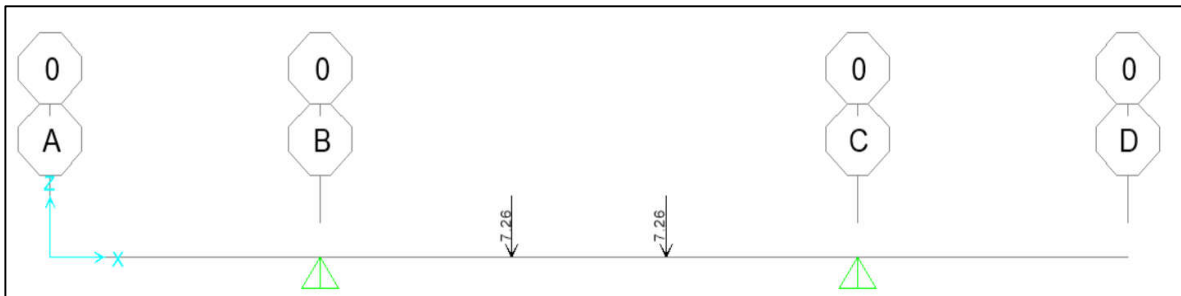
RESUMEN DE MOMENTOS EN COMBINACIÓN DE SERVICIO

CASO: CARRIL IZQUIERDO CARGADO



SECCIÓN	0 L	0.25 L	0.5 L	0.75 L	1 L
TRAMO 1	0	-0.56758	-1.900083	-5.83074	<b>-12.16339</b>
TRAMO 2	-12.16339	-4.69592	<b>-2.53547</b>	-2.82702	-5.46929
TRAMO 3	<b>-5.46929</b>	-3.25135	-1.57927	-0.46525	0

CASO: CARRIL CENTRAL CARGADO



SECCIÓN	0 L	0.25 L	0.5 L	0.75 L	1 L
TRAMO 1	0	-0.56008	-1.91622	-3.94652	<b>-6.61685</b>
TRAMO 2	-6.61685	4.61646	<b>9.2094</b>	5.114	-5.45953
TRAMO 3	<b>-5.46953</b>	-3.25149	-1.57934	-0.46526	0

CASO: CARRIL IZQUIERDO Y DERECHO CARGADOS

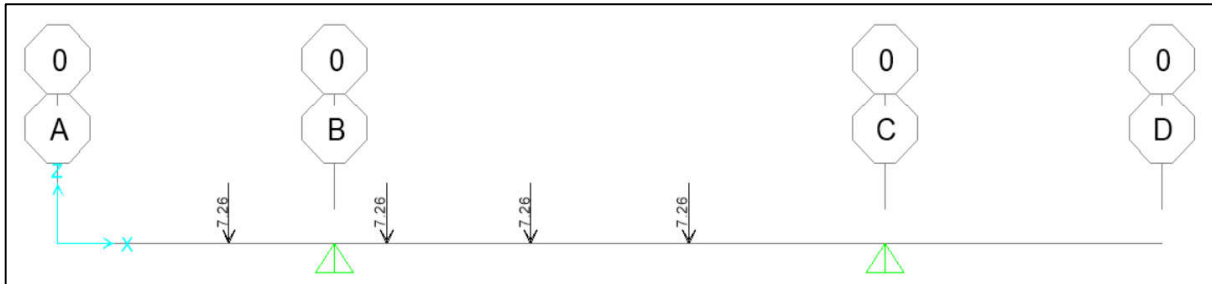


SECCIÓN	0 L	0.25 L	0.5 L	0.75 L	1 L
TRAMO 1	0	-0.56758	-1.90083	-5.83074	<b>-12.16339</b>
TRAMO 2	-12.16339	-5.39971	<b>-3.93502</b>	-4.9032	-11.01612
TRAMO 3	<b>-11.01612</b>	-5.13933	-1.56671	-0.47127	0



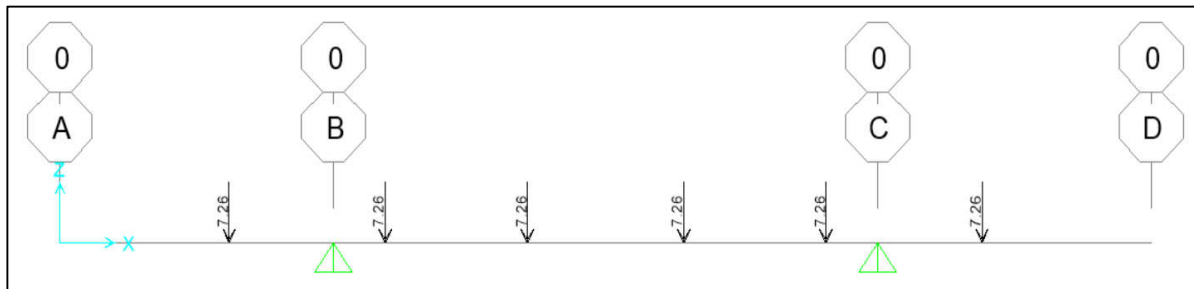
RESUMEN DE MOMENTOS EN COMBINACIÓN DE SERVICIO

CASO: CARRIL IZQUIERDO Y CENTRAL CARGADOS



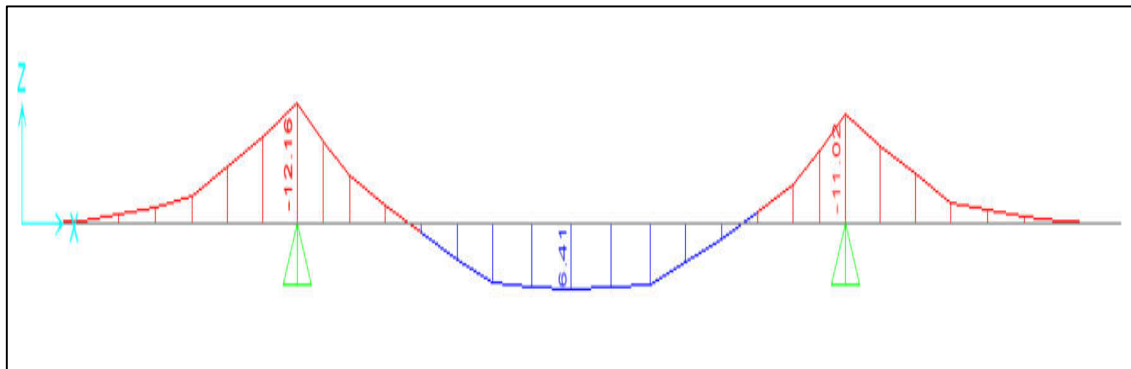
SECCIÓN	0 L	0.25 L	0.5 L	0.75 L	1 L
TRAMO 1	0	-0.56758	-1.90083	-5.83074	<b>-12.16339</b>
TRAMO 2	-12.16339	2.52346	<b>7.81006</b>	4.41431	-5.46929
TRAMO 3	<b>-5.46929</b>	-3.25135	-1.57927	-0.46525	0

CASO: LOS TRES CARRILES CARGADOS



SECCIÓN	0 L	0.25 L	0.5 L	0.75 L	1 L
TRAMO 1	0	-0.56758	-1.90083	-5.83074	<b>-12.16339</b>
TRAMO 2	-12.16339	1.82398	<b>6.41111</b>	2.32113	-11.01612
TRAMO 3	<b>-11.01612</b>	-5.13933	-1.56671	-0.47127	0

CONDICIÓN QUE RIGE: LOS TRES CARRILES CARGADOS





DISÑO DE LOSA

REGLAMENTO: AASHTO LRFD 2020

DATOS GENERALES DEL PUENTE			
LONGITUD DEL TRAMO		CARRILES DE CIRCULACIÓN	CAMIÓN DE DISEÑO
L = 31.3 m		No. Carriles = 3	CAMIÓN: HS20

DIMENSIONES DEL SISTEMA DE PISO Y OBRAS AUXILIARES			
ANCHO DE CARRIL DE CIRCULACIÓN		ANCHO DE GUARNICIÓN	ANCHO DE ACOTAMIENTO
A <sub>Carril</sub> = 3.5 m		A <sub>Guar</sub> = 0.53 m	A <sub>Acot</sub> = 0.62 m
ANCHO DE CARRIL DE DISEÑO		ANCHO DE BANQUETA	
A <sub>CarrilDis</sub> = 3.05 m		A <sub>Banq</sub> = 0 m	

PROPUESTA DE DISEÑO			
ANCHO TOTAL DEL PUENTE		ANCHO DE CALZADA	CARRILES DE DISEÑO
A <sub>Total</sub> = 12.8 m		A <sub>Calzada</sub> = 11.74 m	No. Carriles = 4

DATOS GENERALES DE LA LOSA		MATERIALES	
ESPEORES DE LA LOSA		CONCRETO	
t <sub>1</sub> = 20 cm		f'c = 450 kg/cm <sup>2</sup>	
t <sub>2</sub> = 25 cm		f'c = 383 kg/cm <sup>2</sup>	
t <sub>3</sub> = 35 cm		Y <sub>c</sub> = 2.4 ton/m <sup>3</sup>	
ESPEOR POMEIO DE LOSA		ACERO DE REFUERZO	
h = 26.67 cm		f <sub>y</sub> = 4,200 kg/cm <sup>2</sup>	

RESUMEN DE CARGAS				
CARGAS MUERTAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS			DESGLOCE DE GUARNICIÓN Y PPTO	
CARGAS	ESPEOR	ANCHO	Y	W
	m	m	ton/m <sup>3</sup>	t/m
PoPo Losa	0.2667	1	2.4	0.6401
Pavimento	0.1	1	2.2	0.22
Guarnición	0	1	2.4	1.5166
PPTO	0	1	0.3	0.300
RELLENO	0.18	1	1.7	0.306
			GUARNICIÓN IZQUIERDA Y DERECHA	
			A <sub>GuarnIzq</sub> = 0.3859 m <sup>2</sup>	
			W <sub>GuarnIzq</sub> = 0.9262 ton/m	
			A <sub>GuarnDerec</sub> = 0.246 m <sup>2</sup>	
			W <sub>GuarnDerec</sub> = 0.5904 ton/m	
			PARAPETO IZQUIERO Y DERECHO	
			W <sub>PPTO</sub> = 0.3 ton/m	

CÁLCULO DE ANCHO DE FRANJA EQUIVALENTE	
REGLAMENTO AASHTO LRFD Art. 4.6.2.3 - Anchos de Franja Equivalentes para Puentes tipo Losa	
CASO: UN CARRIL CARGADO	CASO: MÚLTIPLES CARRILES CARGADOS
Ancho de franja equivalente por carril cargado tanto para cortante como para momento	Ancho de franja equivalente por múltiples carriles cargados tanto para cortante como para momento
$E = 10 + 5.0\sqrt{L_1 W_1}$ Eq. 4.6.2.3-1	$E = 84 + 1.44\sqrt{L_1 W_1} \leq \frac{12W}{N_L}$ Eq. 4.6.2.3-2
ANCHO DE FRANJA EQUIVALENTE	ANCHO DE FRANJA EQUIVALENTE
E = 1.64 m	E = 2.53 m

Donde:  
 E = Ancho de franja equivalente (m).  
 L<sub>1</sub> = Longitud modificada del claro tomada como el menor valor entre la longitud real del claro y 18.29 m (60 ft).  
 W<sub>1</sub> = Ancho modificado del puente (borde a borde). Se toma el menor valor entre el ancho real y 18.29 m para varios carriles cargados y 9.14 m para un solo carril cargado.  
 W = Ancho real entre los bordes del puente (ancho total del puente).  
 N<sub>L</sub> = Número de carriles de diseño

DATOS REFERENTES AL CÁLCULO DE ANCHOS DE FRANJA EFECTIVOS			
CASO CONSIDERADO		FACTORES DE CONVERSIÓN	LÍMITE DE FRANJA EQUIVALENTE
Múltiples carriles cargados			$\frac{12W}{N_L} = 3.20$
L <sub>1</sub> = 18.29 m		1 ft = 0.3048 m	
W <sub>1</sub> = 9.14 m		1 m = 3.28084 ft	
W = 12.80 m		1 in = 0.0254 m	
N <sub>L</sub> = 4.00			
RESUMEN DE ANCHO DE FRANJA EFECTIVO			
LÍMITE DE ANCHO DE FAJA		ANCHO DE FRANJA TEÓRICO	ANCHO DE FRANJA DE DISEÑO
E = 2.13 m		E = 2.53 m	E = 2.13 m

RESUMEN DE MOMENTOS: CONDICIÓN EN SERVICIO									
MOMENTO	TRAMO	1		2		3			
M <sub>cm</sub> (ton*m)	0	-1.32158	-4.18633	-4.18633	-1.243841	-3.03906	-0.98746	0	
M <sub>asf</sub> (ton*m)	0	-0.06057	-0.37053	-0.37053	0.15545	-0.37053	-0.06057	0	
M <sub>cv</sub> (ton*m)	0.00	-0.52	-7.61	-7.61	7.50	-7.61	-7.61	-0.52	0.00
M <sub>serv</sub> (ton*m)	0.00	-1.90	-12.16	-12.16	6.41	-11.02	-11.02	-1.57	0.00

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>CV</sub> = 1.75	IMP = 0.33



DISEÑO DE LOSA

REGLAMENTO: AASHTO LRFD 2020

RESUMEN DE MOMENTOS: CONDICIÓN ÚLTIMA									
MOMENTO	TRAMO	1		2		3			
1.25M <sub>cm</sub> (ton*m)	0.0000	-1.6520	-5.2329	-5.2329	-1.5548	-3.7988	-3.7988	-1.2343	0.0000
1.5M <sub>bsf</sub> (ton*m)	0.0000	-0.0909	-0.5558	-0.5558	0.2332	-0.5558	-0.5558	-0.0909	0.0000
1.75M <sub>cv</sub> (ton*m)	0.0000	-0.9077	-13.3114	-13.3114	13.1241	-13.3114	-13.3114	-0.9077	0.0000
M <sub>ult.</sub> (ton*m)	0.00	-2.65	-19.10	-19.10	11.80	-17.67	-17.67	-2.23	0.00

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL: PERPENDICULAR AL TRÁNSITO										
DATOS DEL ACERO DE REFUERZO					FACTORES DEL ANÁLISIS A FLEXIÓN					
Varilla #:	8				Y <sub>g</sub> =	3.77	cm			
As =	5.07	cm <sup>2</sup>				h <sub>efec</sub> =	26.67	cm	φ =	0.9
φ =	2.54	cm				b =	100	cm	J =	0.9
r =	2.5	cm				d =	22.9	cm		
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL										
	TRAMO	1		2		3				
As Requerido	0.00	3.40	24.52	24.52	15.15	22.68	22.68	2.87	0.00	
No. de varillas	0.00	0.67	4.84	4.84	2.99	4.47	4.47	0.57	0.00	
Varillas Real	5	5	5	5	5	5	5	5	5	
As Real	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	
a	2.7835	2.7835	2.7835	2.7835	2.7835	2.7835	2.7835	2.7835	2.7835	
M <sub>R</sub>	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	
MR vs MU	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	
S <sub>Teórica</sub>	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	20.00	
S <sub>Real</sub>	20	20	20	20	30	20	20	20	20	

CÁLCULO DEL ACERO DE DISTRIBUCIÓN				
REGLAMENTO AASHTO LRFD Art. 9.7.3.2 - Refuerzo de distribución				
SEPARACIÓN ENTRE APOYOS		ACERO PERPENDICULAR AL TRÁNSITO	ÁREA DE ACERO DE DISTRIBUCIÓN	
S <sub>T</sub> =	6.3828 m	$A_{SDIST} = \frac{220}{\sqrt{L}} \leq 67\%$	%A <sub>SDIST</sub> = 48.08 %	
S <sub>T</sub> =	20.94 ft		A <sub>SDIST</sub> = 0.48 cm <sup>2</sup>	
RESUMEN DEL ACERO DISTRIBUCIÓN				
ACERO PROPUESTO		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
Varilla #:	6	As Requerido	12.19	12.19
As =	2.85 cm <sup>2</sup>	No. de varillas	4.28	4.28
φ =	1.9 cm	No. Varillas =	5	5
r =	2.5 cm	As Real	14.25	14.25
		S <sub>Teórica</sub>	20.00	20.00
		S <sub>Real</sub>	20	20

CÁLCULO DEL ACERO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA				
REGLAMENTO AASHTO LRFD Art. 5.10.6 - Refuerzo por Contracción y Temperatura				
DIMENSIONES DE LA LOSA		ACERO P/CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	ACERO P/CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA	
b =	1,280.00 cm	$A_s = \frac{1.3bh}{2(b+h)f_y}$ Eq. 5.10.6-1	A <sub>SCT</sub> = 0.1119 in <sup>2</sup> /ft	
h =	26.67 cm		A <sub>SCT</sub> = 2.37 cm <sup>2</sup> /m	
RESUMEN DEL ACERO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA				
ACERO POR CONTRACCIÓN Y TEMPERATURA		TRAMO 1	TRAMO 2	TRAMO 3
Varilla #:	4	As Requerido	2.37	2.37
As =	1.27 cm <sup>2</sup>	No. de varillas	1.87	1.87
φ =	1.27 cm	Varillas Real	2	2
r =	2 cm	As Real	2.54	2.54
		S <sub>Teórica</sub>	199.61	199.61
		S <sub>Real</sub>	200	200

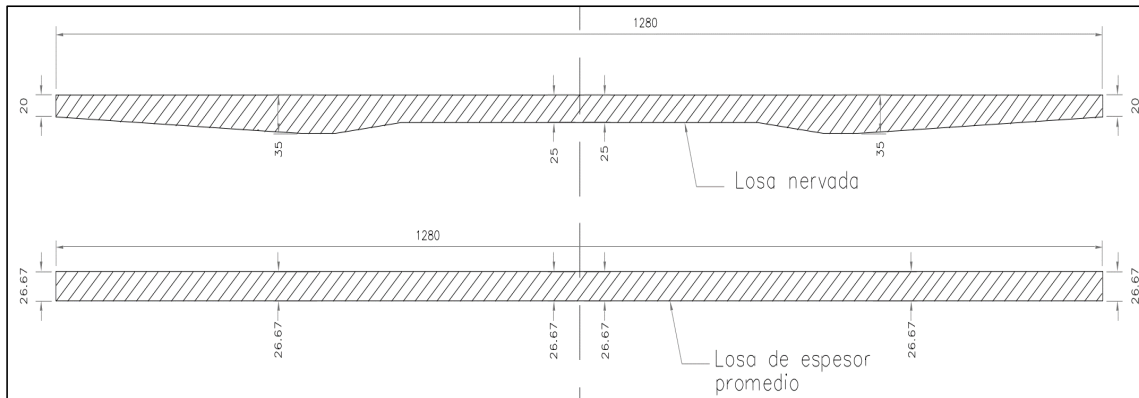


**REVISIÓN DE CAPACIDAD DE LOSA**

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA LOSA		
SECCIÓN SIMPLE	SECCIÓN COMPUESTA	DIMENSIONES DE LOSA
ESPESOR PROMEDIO	ESPESOR PROMEDIO	ANCHO DE ANÁLISIS
H (m) = 0.26670	H (m) = 0.26670	B, cm = 100
ÁREA DE LA SECCIÓN	ÁREA DE LA SECCIÓN	ESPESOR PROMEDIO
A (m <sup>2</sup> ) = 1.25000	A (m <sup>2</sup> ) = 1.2500	h, cm = 26.67
EJE NEUTRO	EJE NEUTRO	hf (m) = 0
Y <sub>i</sub> (m) = 0.13335	Y <sub>i</sub> (m) = 0.13	CLARO TOTAL DE LOSA
Y <sub>s</sub> (m) = 0.13335	Y <sub>s</sub> (m) = 0.13	
INERCIA BRUTA	INERCIA BRUTA	L, cm = 1,280
I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> ) = 0.00158084	I <sub>x</sub> (m <sup>4</sup> ) = 0.00158084	

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	
CONCRETO	ACERO
f'c = 450 kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> = 4,200 kg/cm <sup>2</sup>

>BOSQUEJO DE LOSA CONSIDERADA



REVISIÓN DE CAPACIDAD DE LOSA

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 1		MATERIALES DE LA LOSA	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPESOR MEDIO DE LOSA	hf (m) = 0	ALTURA TOTAL DE LOSA	H (m) = 0.26670	f'c =	450 kg/cm <sup>2</sup>
ALTURA TOTAL DE LOSA	H (m) = 0.26670	ÁREA DE LOSA	A (m <sup>2</sup> ) = 1.25000	LIMITE ELASTICO DEL ACERO	fy = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup>
ÁREA DE LOSA	A (m <sup>2</sup> ) = 1.25000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.13335	FACTOR DE CONVERSION	
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.13335	DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.13335	Lb / in <sup>2</sup> a Kg/cm <sup>2</sup> : 0.0703081	
MOMENTO DE INERCIA	Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.00	MOMENTO DE INERCIA	Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.00	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE LOSA ANALIZADO	
MOD. DE SECCION INF.	Si (m <sup>3</sup> ) = 0.01185	MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m <sup>3</sup> ) = 0.01185	Claro, L (mts)=	3.2086
MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m <sup>3</sup> ) = 0.01185	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b (cm) = 100.00	h, (mts)=	0.2667
		ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' (cm) = 100.00		

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm <sup>2</sup> )	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
r (cm)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm <sup>2</sup> )	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
r (cm)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LIMITE DE FLEUENCIA	fy (kg/cm <sup>2</sup> )= 4,200.00	CLARO (L), m =	3.2086
MODULO DE ELASTICIDAD (Es) =	29,000,000.00 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSION DE (lb/in <sup>2</sup> ) a (kg/cm <sup>2</sup> )	Factor = 0.0703081	Δ (m) =	0.32086
	Es = 2,038,934.90 kg/cm <sup>2</sup>		

EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)	
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f_r'})]$ $\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$ $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$ $\phi = 0.9$	<p>Formula de momento ASSHTO Capitulo 8.16.3.1</p> <p>Profundidad del bloque de esfuerzos Factor de reducción</p> <p><math>M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]</math> Momento Flexionante</p> <p><math>V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]</math> Fuerza cortante</p>

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>CV</sub> = 1.75	IMP = 0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	0	-0.0513	-0.2852	-0.5795	-0.9247	-1.3216	-1.7840	-2.3068	-2.8819	-3.5086	-4.1863
M asf(t-m)	0	-0.0002	-0.0012	-0.0119	-0.0315	-0.0606	-0.1017	-0.1540	-0.2164	-0.2885	-0.3705
M cv(t-m)	0	-0.0186	-0.0065	-0.1459	-0.2543	-0.3900	-0.5609	-0.6543	-2.9806	-4.3355	-5.7192
M imp.(t-m)	0	-0.0061	-0.0021	-0.0482	-0.0839	-0.1287	-0.1851	-0.5459	-0.9836	-1.4307	-1.8873
M serv.(t-m)	0.00	-0.08	-0.30	-0.79	-1.29	-1.90	-2.63	-4.66	-7.06	-9.56	-12.16
MOMENTO FLEXIONANTE (ULTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	0	-0.06410	-0.35646	-0.72436	-1.15585	-1.65198	-2.22998	-2.88344	-3.60241	-4.38578	-5.23291
1.5 M asf(t-m)	0	-0.00027	-0.00185	-0.01787	-0.04731	-0.09086	-0.15251	-0.23106	-0.32454	-0.43278	-0.55580
1.75 M cv(t-m)	0.00	-0.03260	-0.01137	-0.25536	-0.44496	-0.68248	-0.98149	-2.89497	-5.21596	-7.58718	-10.00860
1.75 M imp(t-m)	0	-0.01076	-0.00375	-0.08427	-0.14684	-0.22522	-0.32389	-0.95534	-1.72127	-2.50377	-3.30284
M ult.(t-m)	0.00	-0.11	-0.37	-1.08	-1.79	-2.65	-3.69	-6.96	-10.86	-14.91	-19.10

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	0.0000	0.6782	0.8092	0.9847	1.1676	1.3486	1.5271	1.7034	1.8776	2.0498	2.2200
V asf(t-m)	0.0000	0.0022	0.0149	0.0447	0.0778	0.1110	0.1441	0.1772	0.2104	0.2435	0.2767
V cv(t-m)	0.0000	0.0965	0.1931	0.2896	0.3861	0.4827	0.5792	0.4081	4.1807	4.2772	4.3737
V imp.(t-m)	0.0000	0.0318	0.0637	0.0956	0.1274	0.1593	0.1911	1.3478	1.3796	1.4115	1.4433
V serv.(t-m)	0.00	0.81	1.08	1.41	1.76	2.10	2.44	7.31	7.65	7.98	8.31
FUERZA CORTANTE (ULTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	0	0.84775	1.0115	1.230875	1.4595	1.68575	1.908875	2.12925	2.347	2.56225	2.775
1.5 V asf(t-m)	0	0.0033	0.02235	0.06705	0.1167	0.1665	0.21615	0.2658	0.3156	0.36525	0.41505
1.75 V cv(t-m)	0.00	0.17	0.34	0.51	0.68	0.84	1.01	7.32	7.32	7.49	7.65
1.75 V imp(t-m)	0	0.05572875	0.111151525	0.167244	0.22297275	0.27875925	0.334488	2.35856775	2.41435425	2.470083	2.52581175
V ult.(t-m)	0.00	1.08	1.48	1.97	2.47	2.98	3.47	11.90	12.39	12.88	13.37



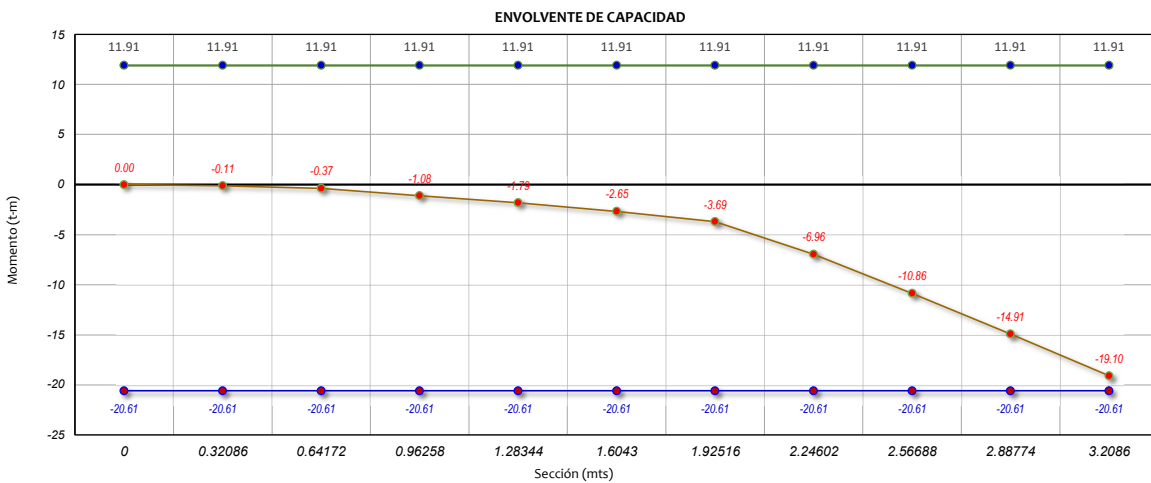
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.2086
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00
f' c	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.85f' c b	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00
a	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
h	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
r	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
d	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90
d-(a/2)	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63
Ø Mn(t-m) =	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.2086
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00
f' c	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.85f' c b	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00
a	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
h	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
r	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
d	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90
d-(a/2)	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06
Ø Mn(t-m) =	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91

LECHO A TENSIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res. (t-m)	Tipo
0	0.00	-20.61	2
0.32086	-0.11	-20.61	2
0.64172	-0.37	-20.61	2
0.96258	-1.08	-20.61	2
1.28344	-1.79	-20.61	2
1.6043	-2.65	-20.61	2
1.92516	-3.69	-20.61	2
2.24602	-6.96	-20.61	2
2.56688	-10.86	-20.61	2
2.88774	-14.91	-20.61	2
3.2086	-19.10	-20.61	2

LECHO A COMPRESIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res. (t-m)	Tipo
0	0.00	11.91	1
0.32086	-0.11	11.91	1
0.64172	-0.37	11.91	1
0.96258	-1.08	11.91	1
1.28344	-1.79	11.91	1
1.6043	-2.65	11.91	1
1.92516	-3.69	11.91	1
2.24602	-6.96	11.91	1
2.56688	-10.86	11.91	1
2.88774	-14.91	11.91	1
3.2086	-19.10	11.91	1

Momento	
Positivo	1
Negativo	2







REVISIÓN DE CAPACIDAD DE LOSA

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 2		MATERIALES DE LA LOSA	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPESOR MEDIO DE LOSA	hf (m) = 0	ALTURA TOTAL DE LOSA	H (m) = 0.26670	f'c =	450 kg/cm2
ALTURA TOTAL DE LOSA	H (m) = 0.26670	ÁREA DE LOSA	A (m2) = 1.25000	LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	
ÁREA DE LOSA	A (m2) = 1.25000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.13335	fy =	4.200.00 kg/cm2
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.13335	MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.002	FACTOR DE CONVERSION	
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.13335	MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 0.01185	Lb / in2 a Kg/cm2;	0.0703081
MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.002	MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 0.01185	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE LOSA ANALIZADO	
MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 0.01185	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b (cm) = 100.00	Claro, L (mts)=	6.3828
MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 0.01185	ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' (cm) = 100.00	h, (mts)=	0.2667

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
r (cm)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
r (cm)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LÍMITE DE FLUENCIA	fy (kg/cm2)= 4.200.00	CLARO (L), m =	6.3828
MODULO DE ELASTICIDAD (Es) =	29000000 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSION DE (lb/in2) a (kg/cm2)		Δ (m) =	0.63828
Factor =	0.0703081		
Es =	2.038.934.90 kg/cm2		
EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)			
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f_c'})]$ $\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$ $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$ $\theta = 0.9$		<p>Formula de momento ASSHTO Capitulo 8.16.3.1</p> <p>Profundidad del bloque de esfuerzos Factor de reducción</p>	
		$M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]$ <p>Momento Flexionante</p>	
		$V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]$ <p>Fuerza cortante</p>	

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> =	1.5	F <sub>Asf</sub> =	1.25
		F <sub>CV</sub> =	1.75
		IMP =	0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.63828	1.27656	1.91484	2.55312	3.1914	3.82968	4.46796	5.10624	5.74452	6.3828
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	-4.1863	-3.1921	-2.4115	-1.8224	-1.4454	-1.2438	-1.2550	-1.4327	-1.8011	-2.3334	-3.0391
M asf(t-m)	-0.3705	-0.1818	-0.0361	0.0703	0.1318	0.1555	0.1318	0.0703	-0.0361	-0.1818	-0.3705
M cv(t-m)	-5.7192	-0.9271	1.6730	4.1582	5.5699	5.6387	5.5699	4.1582	1.6730	-0.9271	-5.7192
M imp.(t-m)	-1.8873	-0.3059	0.5521	1.3722	1.8381	1.8608	1.8381	1.3722	0.5521	-0.3059	-1.8873
M serv.(t-m)	-12.16	-4.61	-0.22	3.78	6.09	6.41	6.28	4.17	0.39	-3.75	-11.02
MOMENTO FLEXIONANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	-5.2329125	-3.9901375	-3.0143375	-2.2780125	-1.8067	-1.5547625	-1.5688	-1.790825	-2.2514	-2.91675	-3.798825
1.5 M asf(t-m)	-0.555795	-0.272715	-0.054075	0.105375	0.197745	0.233175	0.197745	0.105375	-0.054075	-0.272715	-0.555795
1.75 M cv(t-m)	-10.01	-1.62	2.93	7.28	9.75	9.87	9.75	7.28	2.93	-1.62	-10.01
1.75 M imp(t-m)	-3.302838	-0.53540025	0.9661575	2.401343175	3.216611475	3.25634925	3.216611475	2.401343175	0.9661575	-0.53540025	-3.302838
M ult.(t-m)	-19.10	-6.42	0.83	7.51	11.35	11.80	11.59	7.99	1.59	-5.35	-17.67

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.63828	1.27656	1.91484	2.55312	3.1914	3.82968	4.46796	5.10624	5.74452	6.3828
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	-1.7292	-1.3974	-1.0735	-0.7569	-0.4486	-0.1473	0.1453	0.4308	0.7080	0.9779	1.2399
V asf(t-m)	-0.3296	-0.2637	-0.1978	-0.1319	-0.0659	0.0000	0.0659	0.1319	0.1978	0.2637	0.3296
V cv(t-m)	-7.7770	-4.1765	-3.9845	-3.7925	-0.1920	0.0000	0.1920	3.7925	3.9845	4.1765	7.7770
V imp.(t-m)	-2.5664	-1.3782	-1.3149	-1.2515	-0.0634	0.0000	0.0634	1.2515	1.3149	1.3782	2.5664
V serv.(t-m)	-12.40	-7.22	-6.57	-5.93	-0.77	-0.15	0.47	5.61	6.21	6.80	11.91
FUERZA CORTANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	-2.1615	-1.74675	-1.341875	-0.946125	-0.56075	-0.184125	0.181625	0.5385	0.885	1.222375	1.549875
1.5 V asf(t-m)	-0.4944	-0.39555	-0.2967	-0.19785	-0.09885	0	0.09885	0.19785	0.2967	0.39555	0.4944
1.75 V cv(t-m)	-13.61	-7.31	-6.64	-6.4	-0.34	0.00	0.34	6.64	6.97	7.31	13.61
1.75 V imp(t-m)	-4.4912175	-2.41192875	-2.30104875	-2.19016875	-0.11088	0	0.11088	2.19016875	2.30104875	2.41192875	4.4912175
V ult.(t-m)	-20.76	-11.86	-10.91	-9.97	-1.11	-0.18	0.73	9.56	10.46	11.34	20.15



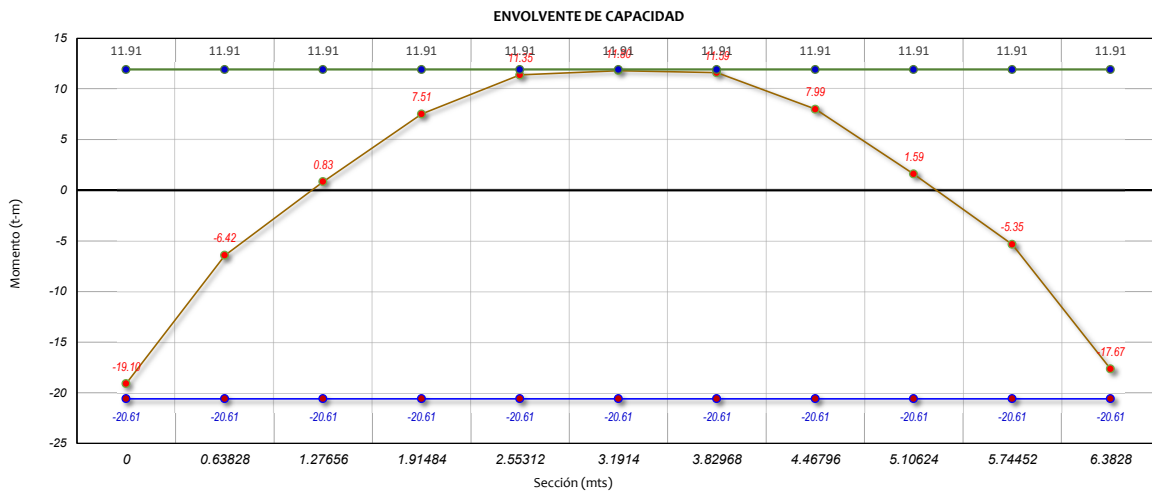
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 6.3828
	m	0.63828	1.27656	1.91484	2.55312	3.1914	3.82968	4.46796	5.10624	5.74452	m
As	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00
f'c	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.85f'c b	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00
a	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
h	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
r	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
d	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90
d-(a/2)	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63
Ø Mn(t-m) =	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 6.3828
	m	0.63828	1.27656	1.91484	2.55312	3.1914	3.82968	4.46796	5.10624	5.74452	m
As	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00
f'c	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.85f'c b	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00
a	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
h	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
r	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
d	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90
d-(a/2)	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06
Ø Mn(t-m) =	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91

LECHO A TENSIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res.(t-m)	Tipo
0	-19.10	-20.61	2
0.63828	-6.42	-20.61	2
1.27656	0.83	-20.61	2
1.91484	7.51	-20.61	2
2.55312	11.35	-20.61	2
3.1914	11.80	-20.61	2
3.82968	11.59	-20.61	2
4.46796	7.99	-20.61	2
5.10624	1.59	-20.61	2
5.74452	-5.35	-20.61	2
6.3828	-17.67	-20.61	2

LECHO A COMPRESIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res.(t-m)	Tipo
0	-19.10	11.91	1
0.63828	-6.42	11.91	1
1.27656	0.83	11.91	1
1.91484	7.51	11.91	1
2.55312	11.35	11.91	1
3.1914	11.80	11.91	1
3.82968	11.59	11.91	1
4.46796	7.99	11.91	1
5.10624	1.59	11.91	1
5.74452	-5.35	11.91	1
6.3828	-17.67	11.91	1

Momento	
Positivo	1
Negativo	2





REVISIÓN DE CAPACIDAD DE LOSA

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 3		MATERIALES DE LA LOSA	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPOSOR MEDIO DE LOSA	hf (m) = 0	ALTURA TOTAL DE LOSA	H (m) = 0.26670	f'c =	450 kg/cm2
ALTURA TOTAL DE LOSA	H (m) = 0.26670	ÁREA DE LOSA	A (m2) = 1.25000	LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	
ÁREA DE LOSA	A (m2) = 1.25000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.13335	fy =	4,200.00 kg/cm2
DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.13335	DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.13335	FACTOR DE CONVERSION	
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.13335	MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.00158	Lb / in2 a Kg/cm2;	0.0703081
MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.00158	MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 0.01185	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE LOSA ANALIZADO	
MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 0.01185	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b (cm) = 100.00	Claro, L (mts)=	3.2086
MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 0.01185	ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' (cm) = 100.00	h, (mts)=	0.2667

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
r (cm)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESION											
SECCION	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
r (cm)	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LÍMITE DE FLEUENCIA	fy (kg/cm2)= 4,200.00	CLARO (L), m =	3.2086
MÓDULO DE ELASTICIDAD (Es) =	29000000 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSIÓN DE (lb/in2) a (kg/cm2)	Factor = 0.0703081	Δ (m) =	0.32086
	Es = 2,038,934.90 kg/cm2		

EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)			
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f'_c})]$	Formula de momento AASHTO Capitulo 8.16.3.1	$M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]$	Momento Flexionante
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$	Profundidad del bloque de esfuerzos	$V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]$	Fuerza cortante
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	Factor de reducción		
$\theta = 0.9$			

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>Cv</sub> = 1.75	IMP = 0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	-3.0391	-2.5527	-2.1042	-1.6932	-1.3194	-0.9875	-0.6993	-0.4448	-0.2233	-0.0421	0.0000
M asf(t-m)	-0.3705	-0.2885	-0.2164	-0.1541	-0.1017	-0.0606	-0.0315	-0.0119	-0.0012	-0.0002	0.0000
M cv(t-m)	-5.7192	-4.3355	-2.9806	-1.6543	-0.5609	-0.3900	-0.2543	-0.1459	-0.0650	-0.0186	0.0000
M imp.(t-m)	-1.8873	-1.4307	-0.9836	-0.5459	-0.1851	-0.1287	-0.0839	-0.0482	-0.0214	-0.0061	0.0000
M serv.(t-m)	-11.02	-8.61	-6.28	-4.05	-2.17	-1.57	-1.07	-0.65	-0.31	-0.07	0.00
MOMENTO FLEXIONANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	-3.7988	-3.1909	-2.6303	-2.1165	-1.6493	-1.2343	-0.8741	-0.5560	-0.2792	-0.0526	0.0000
1.5 M asf(t-m)	-0.5558	-0.4328	-0.3245	-0.2311	-0.1525	-0.0909	-0.0473	-0.0179	-0.0018	-0.0003	0.0000
1.75 Mcv(t-m)	-10.0086	-7.5872	-5.2160	-2.8950	-0.9815	-0.6825	-0.4450	-0.2554	-0.1137	-0.0326	0.0000
1.75 M imp(t-m)	-3.3028	-2.5038	-1.7213	-0.9553	-0.3239	-0.2252	-0.1468	-0.0843	-0.0375	-0.0108	0.0000
M ult.(t-m)	-17.67	-13.71	-9.89	-6.20	-3.11	-2.23	-1.51	-0.91	-0.43	-0.10	0.00

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	-1.5977	-1.4692	-1.3423	-1.2171	-1.0936	-0.9720	-0.8525	-0.7346	-0.6200	-0.5164	0.0000
V asf(t-m)	-0.2767	-0.2435	-0.2104	-0.1772	-0.1441	-0.1110	-0.0778	-0.0447	-0.0149	-0.0022	0.0000
V cv(t-m)	-4.3737	-4.2772	-4.1807	-4.0841	-0.5792	-0.4827	-0.3861	-0.2896	-0.1931	-0.0965	0.0000
V imp.(t-m)	-1.4433	-1.4115	-1.3796	-1.3478	-0.1911	-0.1593	-0.1274	-0.0956	-0.0637	-0.0318	0.0000
V serv.(t-m)	-7.69	-7.40	-7.11	-6.83	-2.01	-1.72	-1.44	-1.16	-0.89	-0.65	0.00
FUERZA CORTANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	-1.997125	-1.8365	-1.677875	-1.521375	-1.367	-1.215	-1.065625	-0.91825	-0.775	-0.6455	0
1.5 V asf(t-m)	-0.41505	-0.36525	-0.3156	-0.2658	-0.21615	-0.1665	-0.1167	-0.06705	-0.02235	-0.0033	0
1.75 Vcv(t-m)	-7.65	-7.49	-7.32	-7.15	-1.01	-0.84	-0.68	-0.51	-0.34	-0.17	0.00
1.75 V imp(t-m)	-2.52581175	-2.470083	-2.41435425	-2.35862575	-0.334488	-0.27875925	-0.22297275	-0.167244	-0.11151525	-0.05572875	0
V ult.(t-m)	-12.59	-12.16	-11.72	-11.29	-2.93	-2.50	-2.08	-1.66	-1.25	-0.87	0.00



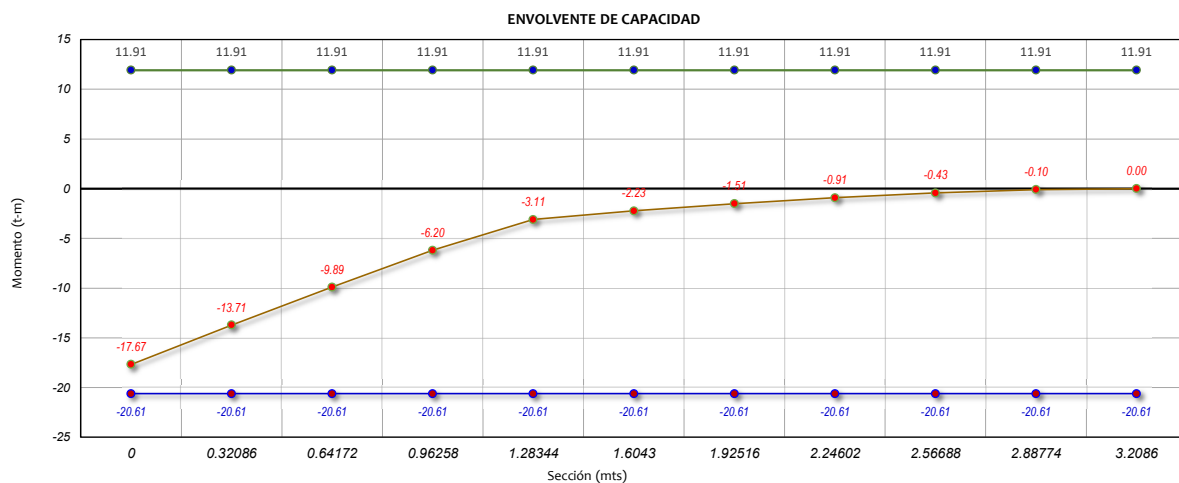
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.2086
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35	25.35
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00	106,470.00
f' c	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.85f' c b	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00
a	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78	2.78
h	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
r	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
d	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90
d-(a/2)	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51	21.51
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63	2,060,983.63
Ø Mn(t-m) =	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61	20.61

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.2086
	0	0.32086	0.64172	0.96258	1.28344	1.6043	1.92516	2.24602	2.56688	2.88774	3.2086
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25	14.25
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00	59,850.00
f' c	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00	450.00
b	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
0.85f' c b	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00	38,250.00
a	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56	1.56
h	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67	26.67
r	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77	3.77
d	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90	22.90
d-(a/2)	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12	22.12
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06	1,191,367.06
Ø Mn(t-m) =	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91	11.91

LECHO A TENSION			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res.(t-m)	Tipo
0	-17.67	-20.61	2
0.32086	-13.71	-20.61	2
0.64172	-9.89	-20.61	2
0.96258	-6.20	-20.61	2
1.28344	-3.11	-20.61	2
1.6043	-2.23	-20.61	2
1.92516	-1.51	-20.61	2
2.24602	-0.91	-20.61	2
2.56688	-0.43	-20.61	2
2.88774	-0.10	-20.61	2
3.2086	0.00	-20.61	2

LECHO A COMPRESIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res.(t-m)	Tipo
1.6043	-2.23	11.91	1
0.32086	-13.71	11.91	1
0.64172	-9.89	11.91	1
0.96258	-6.20	11.91	1
1.28344	-3.11	11.91	1
1.6043	-2.23	11.91	1
1.92516	-1.51	11.91	1
2.24602	-0.91	11.91	1
2.56688	-0.43	11.91	1
2.88774	-0.10	11.91	1
3.2086	0.00	11.91	1

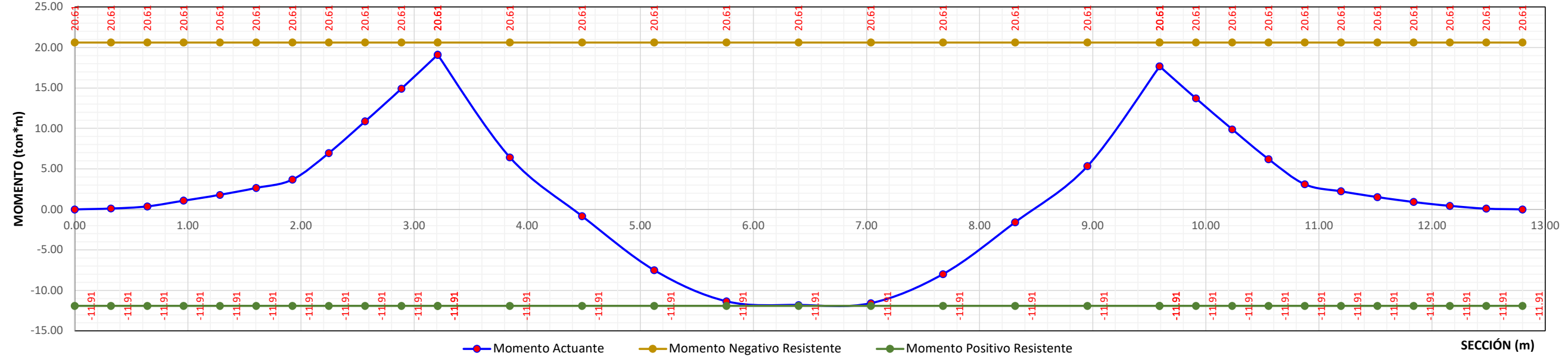
Momento	
Positivo	1
Negativo	2





RESUMEN DE LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS							
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	Coordenada	M res.(-)	Coordenada	M res. (+)	Coordenada	
1	0	0.00	0.00	-20.61	20.61	11.91	-11.91
2	0.32086	-0.11	0.11	-20.61	20.61	11.91	-11.91
3	0.64172	-0.37	0.37	-20.61	20.61	11.91	-11.91
4	0.96258	-1.08	1.08	-20.61	20.61	11.91	-11.91
5	1.28344	-1.79	1.79	-20.61	20.61	11.91	-11.91
6	1.6043	-2.65	2.65	-20.61	20.61	11.91	-11.91
7	1.92516	-3.69	3.69	-20.61	20.61	11.91	-11.91
8	2.24602	-6.96	6.96	-20.61	20.61	11.91	-11.91
9	2.56688	-10.86	10.86	-20.61	20.61	11.91	-11.91
10	2.88774	-14.91	14.91	-20.61	20.61	11.91	-11.91
11	3.2086	-19.10	19.10	-20.61	20.61	11.91	-11.91
12	3.2086	-19.10	19.10	-20.61	20.61	11.91	-11.91
13	3.84688	-6.42	6.42	-20.61	20.61	11.91	-11.91
14	4.48516	0.83	-0.83	-20.61	20.61	11.91	-11.91
15	5.12344	7.51	-7.51	-20.61	20.61	11.91	-11.91
16	5.76172	11.35	-11.35	-20.61	20.61	11.91	-11.91
17	6.4	11.80	-11.80	-20.61	20.61	11.91	-11.91
18	7.03828	11.59	-11.59	-20.61	20.61	11.91	-11.91
19	7.67656	7.99	-7.99	-20.61	20.61	11.91	-11.91
20	8.31484	1.59	-1.59	-20.61	20.61	11.91	-11.91
21	8.95312	-5.35	5.35	-20.61	20.61	11.91	-11.91
22	9.5914	-17.67	17.67	-20.61	20.61	11.91	-11.91
23	9.5914	-17.67	17.67	-20.61	20.61	11.91	-11.91
24	9.91226	-13.71	13.71	-20.61	20.61	11.91	-11.91
25	10.23312	-9.89	9.89	-20.61	20.61	11.91	-11.91
26	10.55398	-6.20	6.20	-20.61	20.61	11.91	-11.91
27	10.87484	-3.11	3.11	-20.61	20.61	11.91	-11.91
28	11.1957	-2.23	2.23	-20.61	20.61	11.91	-11.91
29	11.51656	-1.51	1.51	-20.61	20.61	11.91	-11.91
30	11.83742	-0.91	0.91	-20.61	20.61	11.91	-11.91
31	12.15828	-0.43	0.43	-20.61	20.61	11.91	-11.91
32	12.47914	-0.10	0.10	-20.61	20.61	11.91	-11.91
33	12.8	0.00	0.00	-20.61	20.61	11.91	-11.91

# CAPACIDAD A FLEXIÓN DE LOSA





### 5.8.2 DISEÑO POR FLEXIÓN DE TRABE CAJÓN

El diseño de la trabe sección cajón parte de la sección efectiva determinada con anterioridad y del análisis efectuado con la modelación del puente curvo, siendo así, en una primera instancia se estimó el presfuerzo requerido en cada nervadura. Posteriormente mediante el trazo de entrada y salida de los cables, se procedió a estimar las pérdidas que son requeridas en la revisión de esfuerzos en la trabe por etapas.

El diseño continua con el cálculo de los esfuerzos tanto en la fibra superior como en la inferior de la trabe, procurando no exceder el límite de rotura del concreto por esfuerzos de tensión y compresión.

Finalmente, se presenta el análisis por cortante y la deflexión generada en condiciones de servicio respecto a la contraflecha que genera el presfuerzo.

La resistencia a compresión del concreto es:  $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$

Tipo de torones empleados:

- Baja relajación
- Cable = 15T1

Se debe mencionar que el análisis presentado corresponde a la nervadura de la curva externa del primer tramo, para conocer los resultados respecto la nervadura de la curva interna del mismo tramo se debe consultar el **Anexo C. Memoria de Cálculo**.

#### 5.8.2.1 ESTIMACIÓN DEL PRESFUERZO

La estimación del presfuerzo requerido para tomar los momentos generados en condición de servicio parte de las características geométricas de la sección efectiva y del empleo de la fórmula de la escuadrilla para despejar la fuerza de presfuerzo (P) de esta expresión al hacerla igual a cero, ya que en la práctica nacional no se recomienda dejar esfuerzos de tensión en la fibra inferior de las trabes debido a los problemas de corrosión que se genera en el acero; además, actualmente se tiene un problema con los cementos de fabricación nacional debido al uso de cales en altas cantidades para producir el Clinker, generando problemas para alcanzar las resistencias de diseño, así como agrietamientos debidos a carbonatación.

En resumen, se presenta la estimación del presfuerzo para momento positivo de la nervadura y para momento negativo de la losa, correspondiente a la curva externa del tramo 1, mismos que aplican a la nervadura y losa de la curva interna y que sirven como base para la estimación del presfuerzo de los tramos restantes.

Con base en lo anterior, el presfuerzo requerido quedó conformado de la siguiente manera:

>Presfuerzo por Nervadura:

- Cables: 15T15
- No. de cables: 6

>Presfuerzo en Losa por Nervadura:

- Cables: 15T15
- No. de cables: 6

### 5.8.2.2 TRAZO DE CABLES DE PRESFUERZO

El trazo de los cables consiste en el empleo de la ecuación de la parábola con el fin de darle esa condición geométrica al cable para compensar de mejor forma los esfuerzos y deflexiones, tomando en cuenta la posición de entrada, salida y al centro del claro que se le quiere dar al cable. En este sentido, se presenta el arreglo que tendrán los cables tanto en el alma como en el patín inferior de la sección efectiva:

Cabe C-1

- Entrada: 1.3 m
- CL: 0.1 m
- Salida: 0.5 m

Cable C-2

- Entrada: 0.9 m
- CL: 0.1 m
- Salida: 0.9 m

Cable C-3

- Entrada: 0.5 m
- CL: 0.1 m
- Salida: 1.3 m

Cabe C-4

- Entrada: 1.3 m
- CL: 0.2 m
- Salida: 0.5 m

Cable C-5

- Entrada: 0.9 m
- CL: 0.2 m
- Salida: 0.9 m

Cable C-6

- Entrada: 0.5 m
- CL: 0.2 m
- Salida: 1.3 m

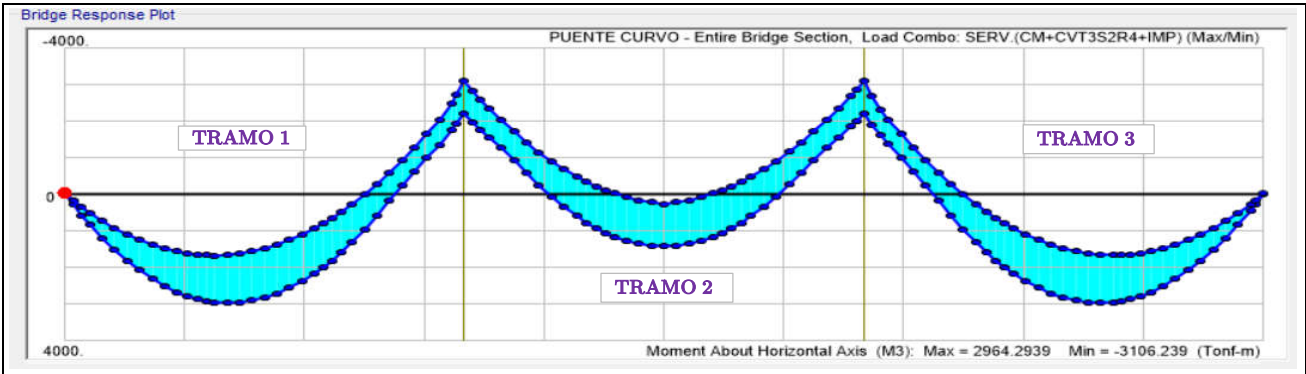
En el caso de la losa, los cables se encuentran a una misma posición de 45 cm del paño de losa hacia el bloque de anclaje para su tensado y de 15 cm del paño en el cuerpo de la losa. Cabe mencionar que en este apartado sólo se presenta el trazo de los cables C-1, C-2 Y C-3, para revisar el trazo de los cables C-4, C-5 y C-6, el lector debe referenciarse al **Anexo C. Memoria de Cálculo**.

### 5.8.2.3 CÁLCULO DE PÉRDIDAS

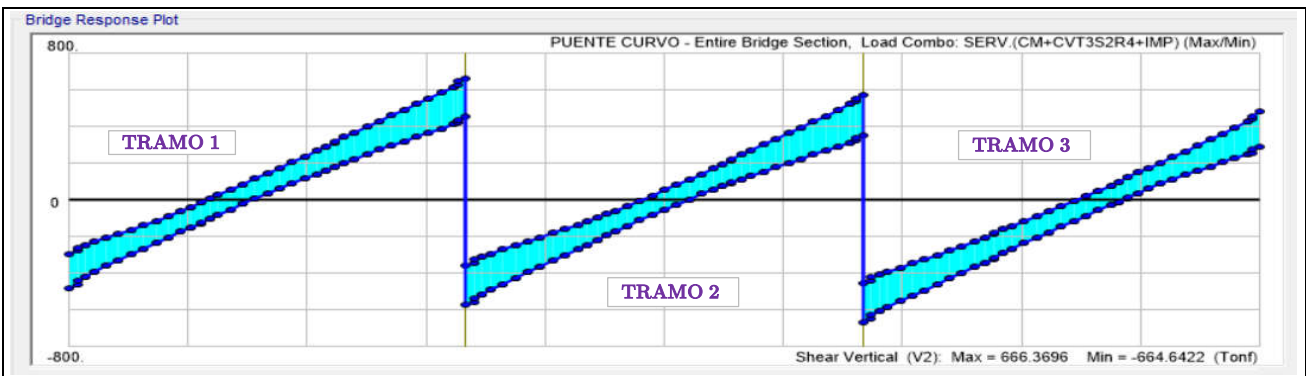
La estimación de las pérdidas en el presfuerzo se realizó con base en los métodos expuestos en el **Capítulo 2. Concreto Presforzado**, siendo presentados los resultados de los cables C-1, C-2 Y C-3 correspondientes a la nervadura de la curva extrema del tramo 1. Para revisar las pérdidas de los cables C-4, C-5 Y C-6 de la misma nervadura, así como al resumen de las pérdidas en los cables restantes, el lector debe referenciarse al **Anexo C. Memoria de Cálculo**.

RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE LA TRABE CAJÓN EN CONDICIONES DE SERVICIO Y ÚLTIMAS

DATOS DEL TRAMO 1		
LONGITUD =	31.3	m



MOMENTOS DEL TRAMO 1										
ABCISA (m)	M po.po (t-m)	M guarn. (t-m)	M ppto. (t-m)	M relleno (t-m)	M asfalto (t-m)	M cm (t-m)	M cv (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)	M ultimo (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.13	495.31	36.06	10.20	177.51	89.30	808.38	362.96	119.78	1,291.11	1,877.57
6.26	855.78	62.79	17.77	308.53	155.69	1,400.55	615.84	203.23	2,219.62	3,222.99
9.39	1,077.70	78.90	22.33	387.02	195.87	1,761.82	798.27	263.43	2,823.53	4,109.23
12.52	1,149.18	84.17	23.82	411.90	209.28	1,878.36	874.49	288.58	3,041.42	4,435.63
15.65	1,076.93	78.76	22.29	383.92	196.31	1,758.22	859.54	283.65	2,901.41	4,247.44
18.78	861.93	62.41	17.66	301.86	156.34	1,400.21	753.22	248.56	2,401.99	3,542.46
21.91	504.11	35.45	10.03	167.30	90.15	807.05	557.12	183.85	1,548.02	2,328.04
25.04	-2.28	-2.21	-0.63	-20.17	-2.46	-27.75	284.21	93.79	350.25	626.20
28.17	-644.50	-50.28	-14.23	-259.12	-120.78	-1,088.91	132.20	43.63	-913.07	-1,083.62
31.30	-1,432.16	-108.67	-30.73	-549.06	-264.57	-2,385.20	145.04	47.86	-2,192.30	-2,710.07



CORTANTES DEL TRAMO 1										
ABCISA (m)	V po.po (ton)	V guarn. (ton)	V ppto. (ton)	V relleno (ton)	V asfalto (ton)	V cm (ton)	V cv (ton)	V imp (ton)	V serv. (ton)	V ultimo (ton)
0.00	-196.42	-13.16	-3.72	-63.51	-33.00	-309.81	14.31	4.72	-290.77	-362.20
3.13	-134.40	-9.84	-2.79	-47.32	-24.74	-219.08	14.31	4.72	-200.05	-246.73
6.26	-90.58	-6.52	-1.85	-31.12	-16.48	-146.55	14.41	4.75	-127.39	-153.77
9.39	-46.77	-3.20	-0.91	-14.93	-8.21	-74.02	24.31	8.02	-41.69	-37.99
12.52	1.25	0.11	0.03	1.26	0.05	2.71	39.27	12.96	54.93	94.80
15.65	45.07	3.43	0.97	17.45	8.31	75.23	57.50	18.98	151.72	229.96
18.78	88.88	6.75	1.91	33.65	16.58	147.76	77.90	25.71	251.36	370.15
21.91	136.90	10.07	2.85	49.84	24.84	224.49	103.85	34.27	362.61	528.54
25.04	180.71	13.38	3.79	66.03	33.10	297.02	124.37	41.04	462.42	669.01
28.17	224.53	16.70	4.73	82.22	41.36	369.55	145.70	48.08	563.33	811.40
31.30	288.55	20.59	5.67	98.42	49.63	462.84	166.86	55.06	684.77	979.33

RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS DE LA TRABE CAJÓN EN CONDICIONES DE SERVICIO Y ÚLTIMAS

DATOS DEL TRAMO 2	
LONGITUD =	31.3 m

MOMENTOS DEL TRAMO 2										
ABCISA (m)	M po.po (t-m)	M guarn. (t-m)	M ppto. (t-m)	M relleno (t-m)	M asfalto (t-m)	M cm (t-m)	M cv (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)	M ultimo (t-m)
0.00	-1,432.16	-108.58	-30.73	-549.07	-264.19	-2,384.73	143.36	47.31	-2,194.07	-2,713.31
3.13	-792.54	-61.48	-17.40	-316.22	-147.84	-1,335.47	96.49	31.84	-1,207.14	-1,481.73
6.26	-299.71	-24.72	-7.00	-134.57	-57.04	-523.04	307.73	101.55	-113.75	48.19
9.39	58.23	1.70	0.48	-4.02	8.22	64.61	532.38	175.69	772.68	1,321.94
12.52	269.05	17.52	4.96	74.17	47.33	413.02	666.64	219.99	1,299.65	2,079.72
15.65	338.93	22.87	6.47	100.58	60.56	529.41	710.15	234.35	1,473.91	2,329.78
18.78	268.46	17.47	4.94	73.83	47.27	411.97	666.72	220.02	1,298.71	2,078.58
21.91	57.07	1.60	0.45	-4.69	8.04	62.47	532.60	175.76	770.83	1,319.72
25.04	-301.45	-24.87	-7.04	-134.57	-57.31	-525.23	307.86	101.60	-115.77	45.69
28.17	-794.85	-61.67	-17.45	-317.56	-148.19	-1,339.72	96.61	31.88	-1,211.23	-1,486.83
31.30	-1,434.22	-102.19	-30.80	-550.35	-248.27	-2,365.83	133.42	44.03	-2,188.39	-2,708.83

CORTANTES DEL TRAMO 2										
ABCISA (m)	V po.po (ton)	V guarn. (ton)	V ppto. (ton)	V relleno (ton)	V asfalto (ton)	V cm (ton)	V cv (ton)	V imp (ton)	V serv. (ton)	V ultimo (ton)
0.00	-241.38	-16.58	-4.69	-80.90	-41.30	-384.85	23.13	7.63	-354.09	-437.56
3.13	-179.37	-13.26	-3.75	-64.71	-33.04	-294.13	23.13	7.63	-263.37	-322.09
6.26	-135.55	-9.94	-2.81	-48.52	-24.77	-221.60	23.13	7.63	-190.84	-229.36
9.39	-91.73	-6.63	-1.88	-32.32	-16.51	-149.07	23.13	7.63	-118.31	-136.64
12.52	-43.72	-3.31	-0.94	-16.13	-8.25	-72.34	28.77	9.49	-34.08	-25.53
15.65	0.00	0.00	0.00	0.06	0.02	0.08	44.02	14.52	58.62	102.55
18.78	43.92	3.33	0.94	16.25	8.28	72.72	61.77	20.39	154.87	236.74
21.91	91.93	6.64	1.88	32.45	16.54	149.44	85.85	28.33	263.63	390.76
25.04	135.75	9.96	2.82	48.63	24.80	221.96	106.47	35.14	363.57	531.47
28.17	179.56	13.28	3.76	64.83	33.07	294.50	129.67	42.79	466.97	678.21
31.30	241.45	16.03	4.70	81.02	41.64	384.84	153.53	50.67	589.04	848.81

DATOS DEL TRAMO 3	
LONGITUD =	31.3 m

MOMENTOS DEL TRAMO 3										
ABCISA (m)	M po.po (t-m)	M guarn. (t-m)	M ppto. (t-m)	M relleno (t-m)	M asfalto (t-m)	M cm (t-m)	M cv (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)	M ultimo (t-m)
0.00	-1,433.19	-108.52	-30.69	-547.18	-264.26	-2,383.84	144.05	47.54	-2,192.25	-2,710.58
3.13	-645.58	-50.12	-14.19	-257.63	-120.60	-1,088.12	131.51	43.40	-913.21	-1,084.21
6.26	-3.41	-2.04	-0.58	-18.70	-2.24	-26.97	284.81	93.99	351.83	628.63
9.39	502.95	35.63	10.08	168.75	90.41	807.82	558.25	184.22	1,550.29	2,331.70
12.52	860.73	62.60	17.72	303.29	152.63	1,396.97	754.15	248.87	2,399.98	3,539.65
15.65	1,075.71	78.95	22.35	385.32	196.64	1,758.97	860.63	284.01	2,903.61	4,250.99
18.78	1,147.93	84.37	23.88	413.27	209.64	1,879.09	875.71	288.98	3,043.78	4,439.49
21.91	1,076.42	79.10	22.39	388.36	196.27	1,762.54	799.28	263.76	2,825.58	4,112.56
25.04	854.49	63.00	17.83	309.82	156.12	1,401.25	617.14	203.66	2,222.05	3,226.99
28.17	494.00	36.27	10.26	178.76	89.76	809.05	363.86	120.07	1,292.98	1,880.64
31.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

CORTANTES DEL TRAMO 3										
ABCISA (m)	V po.po (ton)	V guarn. (ton)	V ppto. (ton)	V relleno (ton)	V asfalto (ton)	V cm (ton)	V cv (ton)	V imp (ton)	V serv. (ton)	V ultimo (ton)
0.00	-285.51	-20.02	-5.67	-98.40	-49.64	-459.24	4.77	1.57	-452.90	-575.37
3.13	-224.49	-16.70	-4.73	-82.21	-41.38	-369.51	4.77	1.57	-363.17	-461.14
6.26	-180.68	-13.39	-3.79	-66.01	-33.12	-296.99	5.66	1.87	-289.46	-366.34
9.39	-136.86	-10.07	-2.85	-49.82	-24.86	-224.46	12.35	4.07	-208.03	-258.05
12.52	-88.84	-6.75	-1.91	-33.63	-16.59	-147.73	21.51	7.10	-119.13	-138.75
15.65	-45.03	-3.43	-0.97	-17.44	-8.33	-75.20	33.73	11.13	-30.34	-17.58
18.78	-1.21	-0.12	-0.03	-1.24	-0.07	-2.67	48.54	16.02	61.89	109.63
21.91	46.80	3.20	0.91	14.95	8.20	74.06	69.34	22.88	166.27	256.00
25.04	90.62	6.52	1.85	31.14	16.46	146.58	88.22	29.11	263.92	392.68
28.17	134.44	9.84	2.78	47.33	24.72	219.11	111.60	36.83	367.54	539.82
31.30	196.45	13.16	3.72	63.53	32.98	309.84	140.67	46.42	496.93	722.95



**ESTIMACION DEL PRESFUERZO PARA MOMENTO POSITIVO (PRESFUERZO EN TRABES)**

**CALCULO DEL PRESFUERZO POR FORMULA DE LA ESCUADRIA**

ESFUERZOS ACTUANTES	ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO	
	En (ksi)	En (kg/cm2)
$f_i\left(\frac{t}{m^2}\right) = \frac{P}{A} + \frac{P(e)Y_i}{I} - \frac{M_s(Y_i)}{I}$	CON REFUERZO	$f_{rup} = 6\sqrt{f'c}$
$f_s\left(\frac{t}{m^2}\right) = \frac{P}{A} - \frac{P(e)Y_s}{I} + \frac{M_s(Y_s)}{I}$	SIN REFUERZO	$f_{rup} = 1.5906\sqrt{f'c}$
	EN Z. COSTERAS	$f_{rup} = 0.8\sqrt{f'c}$
FACTOR DE CONVERSIÓN DE ( klb/in2 ) a (kg/cm2) Factor = <b>70.307</b>	$f'c$ (kg/cm2) = 450	$E_c$ (kg/cm2) = 328,800.69
	$f'c$ (kg/cm2) = 6,400,485	$E_c$ (kg/cm2) = 4,676.64

**COMENTARIOS**

**LAS NORMAS AASHTO PERMITEN TENSIONES EN LA FIBRA INFERIOR IGUAL AL MODULO DE RUPTURA, DEPENDIENDO DE LA ZONA DONDE SE UBIQUE LA ESTRUCTURA. PERO ES PRACTICA COMUN EN MEXICO NO DEJAR TENSIONES EN LA FIBRA INFERIOR, SE RECOMIENDA COMO LIMITE (0) O COMPRESIONES MENORES.**

**EXPRESION PARA EL CALCULO DEL PRESFUERZO**

SIMBOLOGIA	AGRUPANDO TERMINOS
P ; FUERZA DE PRESFUERZO EN (TON)	$\left[ \frac{1}{A} + \frac{(e)Y_i}{I} \right] P - \left[ \frac{M_s(Y_i)}{I} \right] = -0.8\sqrt{f'c}$
e ; EXCENTRICIDAD DEL ACERO DE PRESFUERZO EN (MTS)	
Y <sub>i</sub> ; DISTANCIA DE LA FIBRA INFERIOR AL EJE NEUTRO EN (MTS)	DESPEJANDO LA FUERZA DE PRESFUERZO
Y <sub>s</sub> ; DISTANCIA DE LA FIBRA SUPERIOR AL EJE NEUTRO EN (MTS)	$P = -0.8\sqrt{f'c} + \left[ \frac{M_s(Y_i)}{I} \right] / \left[ \frac{1}{A} + \frac{(e)Y_i}{I} \right]$
A; AREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL	
M <sub>s</sub> ; MOMENTO EN SERVICIO (M <sub>s</sub> = M <sub>cm</sub> +M <sub>cv</sub> +M <sub>impacto</sub> )	
IGUALANDO EL ESFUERZO INFERIOR CON EL MODULO DE RUPTURA O CERO(0)	MODULO DE RUPTURA EN (T/M2)
$f_i\left(\frac{t}{m^2}\right) = \frac{P}{A} + \frac{P(e)Y_i}{I} - \frac{M_s(Y_i)}{I} = -0.8\sqrt{f'c}$	EN CASO DE CONSIDERAR TENSIONES
	$f_{rup}\left(\frac{t}{m^2}\right) = -0.8\sqrt{f'c} = -169.71$

No. DE ALMAS = **2**

**SOLICITACIONES ACTUANTES**

**DATOS DEL PRESFUERZO**

TOTALES	POR ALMA	CABLE UTILIZADO :	15 T15	No. TORONES=	15
M <sub>cm</sub> = 1,878.36	939.18	Ø toron (mm) = 15.00	E (kg/mm2) = 20,400.00	Pfzo. Interno	
M <sub>cv</sub> = 874.49	437.24	A (mm2) = 141.00	Factor = 0.75		
M <sub>imp</sub> = 288.58	144.29	f <sub>rg</sub> (kg/mm2) = 189.20	f <sub>o</sub> (kg/mm2) = 141.90		
M <sub>s(act)</sub> = 3,041.42	1,520.71	f <sub>re</sub> (kg/mm2) = 160.20	T <sub>o</sub> (ton) = 20.01		

**PROPIEDADES DE SECCIÓN REDUCIDA SEGÚN NORMA AASHTO LRFD**

**RELACIONES**

**CONSIDERAR TENSIONES**

	RELACIONES	CONSIDERAR TENSIONES		
		SI	NO	PROCEDE
A (m2) = 1.4193	0.8√f'c (t/m2) = -169.71	1	2	2
I (m4) = 0.5013	M <sub>s</sub> (t-m) = 1,520.71	FUERZA DE PRESFUERZO		
Y <sub>i</sub> (m) = 0.966	M <sub>s</sub> (Y <sub>i</sub> ) / I = 2,930.40	P (ton) = 1,286.96		
Y <sub>s</sub> (m) = 0.734	1/A = 0.70	PERDIDAS 25.00%		
r pfzo. (m) = 0.15	(e)Y <sub>i</sub> /I = 1.57	P (ton) = 1,715.94		
e (m) = 0.816		No. Cables = 5.72		

**COMENTARIO**

**LAS PERDIDAS SON ESTIMADAS. EL CALULO DE PERDIDAS DE PRESFUERZO SE CALCULAN MAS ADELANTE EN EL METODO DE RESISTENCIA.**



**ESTIMACION DEL PRESFUERZO PARA MOMENTO NEGATIVO (PRESFUERZO EN LOSA)**

**CALCULO DEL PRESFUERZO POR FORMULA DE LA ESCUADRIA**

ESFUERZOS ACTUANTES	ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO	
	En (ksi)	En (kg/cm2)
$f_i\left(\frac{t}{m2}\right) = \frac{P}{A} - \frac{P(e)Y_i}{I} + \frac{Ms(Y_i)}{I}$	CON REFUERZO $f_{rup} = 6\sqrt{f'c}$	$f_{rup} = 1.5906\sqrt{f'c}$
$f_s\left(\frac{t}{m2}\right) = \frac{P}{A} + \frac{P(e)Y_s}{I} - \frac{Ms(Y_s)}{I}$	SIN REFUERZO (0).	
	EN Z. COSTERAS $f_{rup} = 3\sqrt{f'c}$	$f_{rup} = 0.8\sqrt{f'c}$
FACTOR DE CONVERSIÓN DE (klb/in2) a (kg/cm2)	$f'c$ (kg/cm2) = 450	$E_c$ (kg/cm2) = 328,800.69
Factor = <b>70.307</b>	$f'c$ (kg/cm2) = 6.400485	$E_c$ (kg/cm2) = 4,676.64

**COMENTARIOS**

**LAS NORMAS AASHTO PERMITEN TENSIONES EN LA FIBRA INFERIOR IGUAL AL MODULO DE RUPTURA, DEPENDIENDO DE LA ZONA DONDE SE UBIQUE LA ESTRUCTURA. PERO ES PRACTICA COMUN EN MEXICO NO DEJAR TENSIONES EN LA FIBRA INFERIOR, SE RECOMIENDA COMO LIMITE (0) O COMPRESIONES MENORES.**

**EXPRESION PARA EL CALCULO DEL PRESFUERZO**

**SIMBOLOGIA**

P ; FUERZA DE PRESFUERZO EN (TON)  
e ; EXCENTRICIDAD DEL ACERO DE PRESFUERZO EN (MTS)  
Y<sub>i</sub>; DISTANCIA DE LA FIBRA INFERIOR AL EJE NEUTRO EN (MTS)  
Y<sub>s</sub>; DISTANCIA DE LA FIBRA SUPERIOR AL EJE NEUTRO EN (MTS)  
A; AREA DE LA SECCIÓN TRANSVERSAL  
M<sub>s</sub>; MOMENTO EN SERVICIO (M<sub>s</sub> = M<sub>cm</sub>+M<sub>cv</sub>+M<sub>impacto</sub>)

**AGRUPANDO TERMINOS**

$$\left[\frac{1}{A} + \frac{(e)Y_s}{I}\right]P - \left[\frac{Ms(Y_s)}{I}\right] = -0.8\sqrt{f'c}$$

**DESPEJANDO LA FUERZA DE PRESFUERZO**

$$P = -0.8\sqrt{f'c} + \left[\frac{Ms(Y_s)}{I}\right] / \left[\frac{1}{A} + \frac{(e)Y_s}{I}\right]$$

IGUALANDO EL ESFUERZOSUPERIOR CON EL MODULO DE RUPTURA O CERO(O)

$$f_s\left(\frac{t}{m2}\right) = \frac{P}{A} + \frac{P(e)Y_s}{I} - \frac{Ms(Y_s)}{I} = -0.8\sqrt{f'c}$$

**MODULO DE RUPTURA EN (T/M2)**

EN CASO DE CONSIDERAR TENSIONES

$$f_{rup}\left(\frac{t}{m2}\right) = -0.8\sqrt{f'c} = -169.71$$

No. DE ALMAS = **2**

**SOLICITACIONES ACTUANTES**

**DATOS DEL PRESFUERZO**

TOTALES			POR ALMA			CABLE UTILIZADO :			15 T15	No. TORONES=	15
M <sub>cm</sub> =	2,385.20		1,192.60	t-m	Ø toron =	15.00	E (kg/mm2) =	20,400.00			
M <sub>cv</sub> =	145.04		72.52	t-m	A (mm2) =	141.00	Factor =	0.75			Pfzo. Interno
M <sub>imp</sub> =	47.86		23.93	t-m	f <sub>rg</sub> (kg/mm2) =	189.20	f <sub>o</sub> (kg/mm2) =	141.90			
M <sub>s(act)</sub> =	2,578.09		1,289.05	t-m	f <sub>re</sub> (kg/mm2) =	160.20	To (ton) =	20.01			

**PROPIEDADES DE SECCIÓN REDUCIDA**

**SEGÚN NORMA AASHTO LRFD**

**RELACIONES**

**CONSIDERAR TENSIONES**

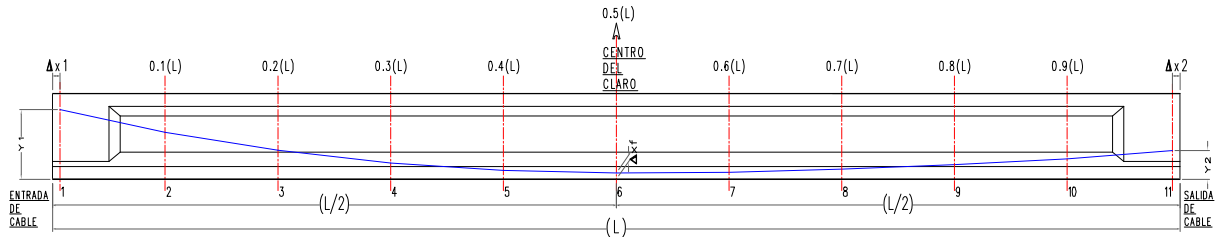
	SI	NO	PROCEDE	
			1	2
A (m2) = 1.4193				
I (m4) = 0.5013				
Y <sub>i</sub> (m) = 0.966				
Y <sub>s</sub> (m) = 0.734				
r pfzo. (m) = 0.15				
e (m) = 0.584				
0.8√f'c (t/m2) = -169.71				
M <sub>s</sub> (t-m) = 1,289.05				
M <sub>s</sub> (Y <sub>s</sub> ) / I = 1,887.41				
1/A = 0.70				
(e)Y <sub>s</sub> /I = 0.86				
<b>FUERZA DE PRESFUERZO</b>				
<b>P (ton) = 1,210.14</b>				
<b>PERDIDAS 25.00%</b>				
<b>P (ton) = 1,613.52</b>				
<b>No. Cables = 5.38</b>				

**COMENTARIO**

**LAS PERDIDAS SON ESTIMADAS. EL CALULO DE PERDIDAS DE PRESFUERZO SE CALCULAN MAS ADELANTE EN EL METODO DE RESISTENCIA.**



**TRAZO DE CABLE C-1**



**ECUACIÓN DE LA PARABOLA**

$$X^2 = 4P(Y) \quad Ec \text{ (1)}$$

$$Y = \frac{X^2}{4P} \quad Ec \text{ (2)}$$

**DATOS GENERALES DEL CABLE DE PRESFUERZO**

**DATOS DEL ACERO DE PRESFUERZO**

Tipo	frg kg/mm <sup>2</sup>	fru kg/mm <sup>2</sup>	f o kg/mm <sup>2</sup>	A o kg/mm <sup>2</sup>	Fo ton
15T15	189.20	160.20	151.36	2,115.00	320.13

**EJE NEUTRO**

Ss cm	S c cm
96.60	96.60

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m	LONGITUD cm
1	16.215	1.300	
2	12.972	0.868	327.16
3	9.729	0.532	326.04
4	6.486	0.292	325.19
5	3.243	0.148	324.62
6	0.000	0.100	324.34
7	3.243	0.116	324.30
8	6.486	0.164	324.34
9	9.729	0.244	324.40
10	12.972	0.356	324.49
11	16.215	0.500	324.62
	32.430		3,249.49

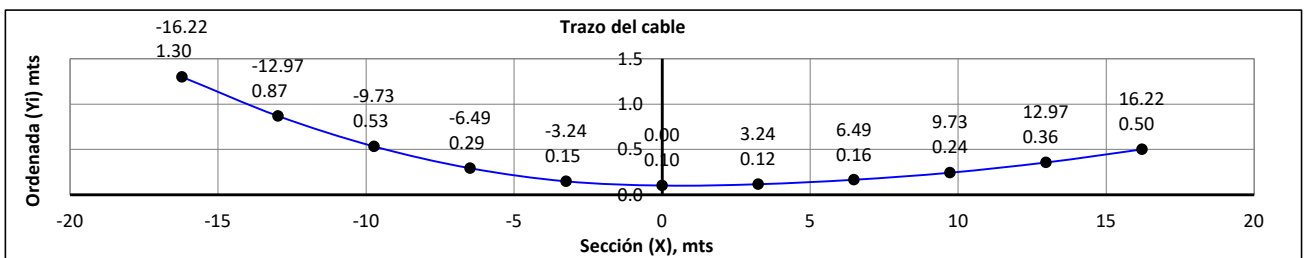
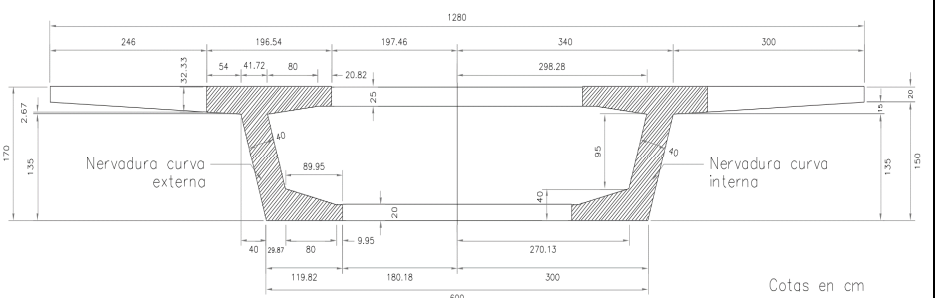
LONGITUD DE TRABE
L trabe, m = 32.73
SEPARACIÓN A PAÑO
Δ x 1, m = 0.15
Δ x 2, m = 0.15
LONGITUD DE CABLE
Δx cable, m = 32.43
Secciones = 10

LONGITUD POR SECCIÓN
Δ x (a), m = 3.243
Δ x (b), m = 3.243
LONGITUD MEDIA DE CABLE
Δx cable(a) = 16.22
Δx cable(b) = 16.22

PUNTOS DE INTERES DEL PRESFUERZO		
PUNTO INICIAL	PUNTO FINAL	PUNTO MEDIO
X 1(m) = 16.22	X 11(m) = 16.22	
Y 1 (m) = 1.20	Y 11 (m) = 0.40	D xf = 0.1
P 1 = 54.78	P 11 = 164.33	

**TRAZO DEL CABLE DE PRESFUERZO**

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m
1	-16.215	1.300
2	-12.972	0.868
3	-9.729	0.532
4	-6.486	0.292
5	-3.243	0.148
6	0.000	0.100
7	3.243	0.116
8	6.486	0.164
9	9.729	0.244
10	12.972	0.356
11	16.215	0.500



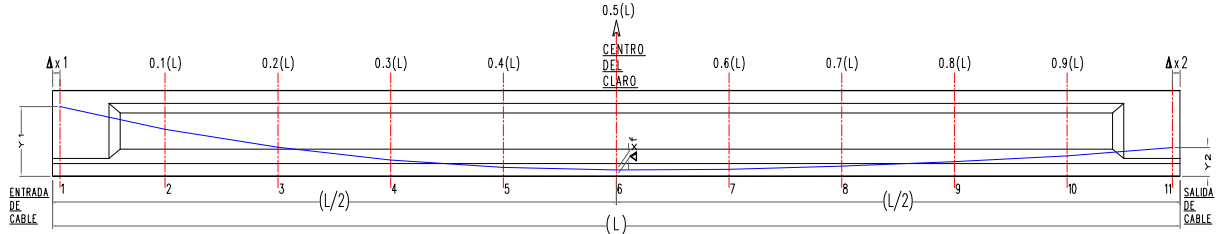
SECCION SIMPLE.			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00

SECCION COMPUESTA			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00





**TRAZO DE CABLE C-2**



**ECUACIÓN DE LA PARABOLA**

$$X^2 = 4P(Y) \quad Ec \text{ (1)}$$

$$Y = \frac{X^2}{4P} \quad Ec \text{ (2)}$$

**DATOS GENERALES DEL CABLE DE PRESFUERZO**

**DATOS DEL ACERO DE PRESFUERZO**

Tipo	frg kg/mm <sup>2</sup>	fru kg/mm <sup>2</sup>	f o kg/mm <sup>2</sup>	A o kg/mm <sup>2</sup>	Fo ton
15T15	189.20	160.20	151.36	2,115.00	320.13

**EJE NEUTRO**

Ss cm	S c cm
96.60	96.60

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m	LONGITUD cm
1	16.215	0.900	
2	12.972	0.612	325.58
3	9.729	0.388	325.07
4	6.486	0.228	324.69
5	3.243	0.132	324.44
6	0.000	0.100	324.32
7	3.243	0.132	324.32
8	6.486	0.228	324.44
9	9.729	0.388	324.69
10	12.972	0.612	325.07
11	16.215	0.900	325.58
	32.430		3,248.20

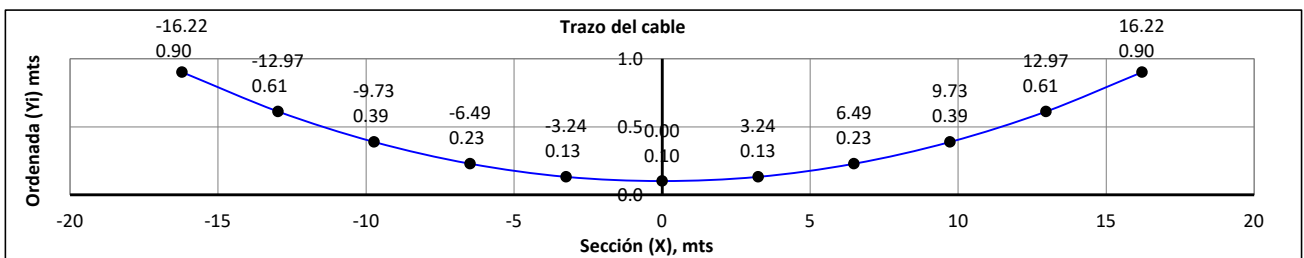
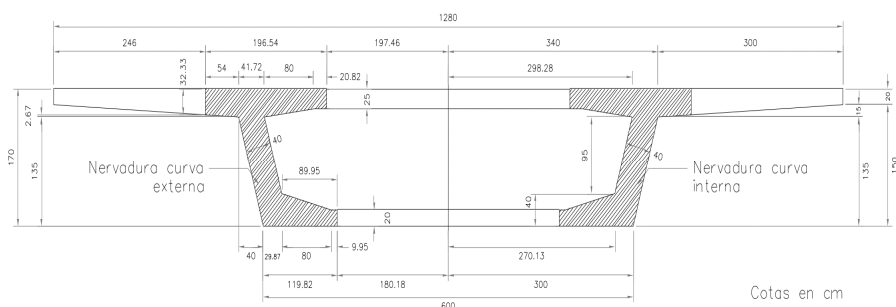
LONGITUD DE TRABE
L trabe, m = 32.73
SEPARACIÓN A PAÑO
Δ x 1, m = 0.15
Δ x 2, m = 0.15
LONGITUD DE CABLE
Δx cable, m = 32.43
Secciones = 10

LONGITUD POR SECCIÓN
Δ x (a), m = 3.243
Δ x (b), m = 3.243
LONGITUD MEDIA DE CABLE
Δx cable(a) = 16.22
Δx cable(b) = 16.22

PUNTOS DE INTERES DEL PRESFUERZO		
PUNTO INICIAL	PUNTO FINAL	PUNTO MEDIO
X 1(m) = 16.22	X 11(m) = 16.22	
Y 1 (m) = 0.80	Y 11 (m) = 0.80	D xf = 0.1
P 1 = 82.16	P 11 = 82.16	

**TRAZO DEL CABLE DE PRESFUERZO**

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m
1	-16.215	0.900
2	-12.972	0.612
3	-9.729	0.388
4	-6.486	0.228
5	-3.243	0.132
6	0.000	0.100
7	3.243	0.132
8	6.486	0.228
9	9.729	0.388
10	12.972	0.612
11	16.215	0.900

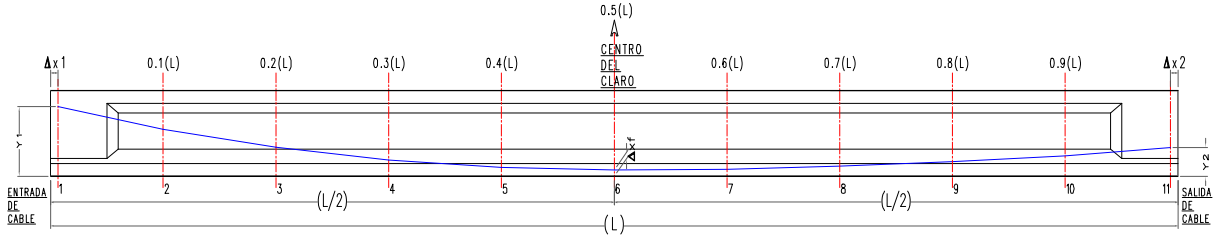


SECCION SIMPLE.			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00

SECCION COMPUESTA			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00



**TRAZO DE CABLE C-3**



**ECUACIÓN DE LA PARABOLA**

$$X^2 = 4P(Y) \quad Ec \text{ (1)}$$

$$Y = \frac{X^2}{4P} \quad Ec \text{ (2)}$$

**DATOS GENERALES DEL CABLE DE PRESFUERZO**

**DATOS DEL ACERO DE PRESFUERZO**

Tipo	frg kg/mm <sup>2</sup>	fru kg/mm <sup>2</sup>	f o kg/mm <sup>2</sup>	A o kg/mm <sup>2</sup>	Fo ton
15T15	189.20	160.20	151.36	2,115.00	320.13

**EJE NEUTRO**

Ss cm	S c cm
96.60	96.60

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m	LONGITUD cm
1	16.215	0.500	
2	12.972	0.356	324.62
3	9.729	0.244	324.49
4	6.486	0.164	324.40
5	3.243	0.116	324.34
6	0.000	0.100	324.30
7	3.243	0.148	324.34
8	6.486	0.292	324.62
9	9.729	0.532	325.19
10	12.972	0.868	326.04
11	16.215	1.300	327.16
	32.430		3,249.49

LONGITUD DE TRABE
L trabe, m = 32.73
SEPARACIÓN A PAÑO
Δ x 1, m = 0.15
Δ x 2, m = 0.15
LONGITUD DE CABLE
Δx cable, m = 32.43
Secciones = 10

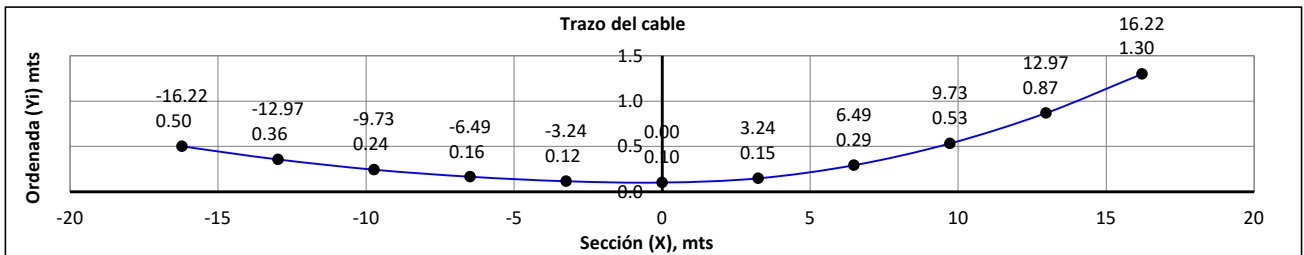
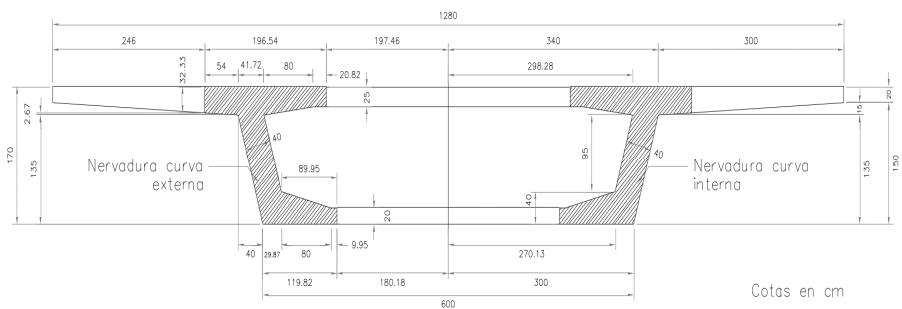
LONGITUD POR SECCIÓN
Δ x (a), m = 3.243
Δ x (b), m = 3.243
LONGITUD MEDIA DE CABLE
Δx cable(a) = 16.22
Δx cable(b) = 16.22

**PUNTOS DE INTERES DEL PRESFUERZO**

PUNTO INICIAL	PUNTO FINAL	PUNTO MEDIO
X 1(m) = 16.22	X 11(m) = 16.22	
Y 1 (m) = 0.40	Y 11 (m) = 1.20	D xf = 0.1
P 1 = 164.33	P 11 = 54.78	

**TRAZO DEL CABLE DE PRESFUERZO**

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m
1	-16.215	0.500
2	-12.972	0.356
3	-9.729	0.244
4	-6.486	0.164
5	-3.243	0.116
6	0.000	0.100
7	3.243	0.148
8	6.486	0.292
9	9.729	0.532
10	12.972	0.868
11	16.215	1.300



SECCION SIMPLE.			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00

SECCION COMPUESTA			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00



**DATOS GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS**

**DATOS GEOMETRICOS.**

CABLE # =	2	
LONGITUD DE LA TRABE =	32.73	m
PROFUNDIDAD CAJA IZQUIERDA(Dx1) =	0.15	m
PROFUNDIDAD CAJA DERECHA (Dx2) =	0.15	m
SECCIONES A ANALIZAR =	10	

**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE.**

**TRABE SECCIÓN CAJÓN**

**SECCIÓN SIMPLE**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**SECCIÓN COMPUESTA**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

nb <sub>e</sub> =	196.54
b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO**

CONCRETO F <sup>c</sup> =	450	kg/cm <sup>2</sup>
---------------------------	-----	--------------------

**DATOS DEL CABLE DE PRESFUERZO.**

**CARACTERÍSTICAS DEL CABLE**

Cable (tipo) =	15T15
Ep (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
f <sub>rg</sub> (kg/mm <sup>2</sup> ) =	189.20
f <sub>ru</sub> (kg/mm <sup>2</sup> ) =	160.20
Tensado =	0.80
A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
f <sub>o</sub> (kg/mm <sup>2</sup> ) =	151.36

**Simbología.**

Cable formado por torones de baja relajación
Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo
Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
Factor de tensado del acero de presfuerzo
Área transversal del acero de presfuerzo
Esfuerzo de tensado del acero de presfuerzo

**COEFICIENTES UTILIZADOS**

Coefficiente de fricción por desarrollo lineal, κ =	0.0002
Coefficiente de fricción por curvatura, μ =	0.25
Deslizamiento del anclaje (entrada de cono), Δ =	6 mm
Relajacion =	3.5%

**TRAZO DEL CABLE**

ENTRADA DEL CABLE (Y <sub>1</sub> ) =	0.8 mts.	
SALIDA DEL CABLE (Y <sub>2</sub> ) =	0.8 mts.	e = 0.00025
CABLE AL C. CLARO(Y <sub>cc</sub> ) =	0.1 mts.	r <sub>t</sub> = 0.18
No. DE CABLES =	6	



**CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION.**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		COEFICIENTES UTILIZADOS		DATOS DEL CABLE	
L trabe (m) =	32.73	$\kappa =$	0.0002	Cable (tipo) =	15T15
$\Delta x 1$ (m) =	0.15	$\mu =$	0.25	$E_p$ (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
$\Delta x 2$ (m) =	0.15	$\Delta =$	6 mm	frg (kg/Cm <sup>2</sup> ) =	18,920.00
$\Delta x$ cable (m) =	32.43	Relajacion =	3.50% a 100 hrs.	Tensado al =	0.80
No.Secc. =	10			fo (kg/cm <sup>2</sup> ) =	15,136.00
$\Delta x =$	3.243	$\Delta m$ fricción =	25.694	A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
$\Delta y$ c.claro =	10	(Pendiente por fricción)		<b>CABLE :</b>	<b>2</b>

Sección	(X)	(X)	Yi	$\Delta Y_i$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\alpha$	$\alpha$ acumulado	f i (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_i$
	Partiendo del C. Claro	partiendo del apoyo (m)	Desde el patín inf. de trabe (cm)	(m)	(radianes)	(rad) parcial	(grados)	(grados)	Esfzo. después de pérdidas por fricción	Perdida por fricción (kg/cm <sup>2</sup> )
1	16.22	0.00	90.00	0.80	0.00	0.02	0.00	0.00	15,136.00	0.00
2	12.97	3.24	61.20	0.51	0.02	0.02	1.13	1.13	15,052.67	83.33
3	9.73	6.49	38.80	0.29	0.04	0.02	2.26	2.26	14,969.35	166.65
4	6.49	9.73	22.80	0.13	0.06	0.02	3.39	3.39	14,886.02	249.98
5	3.24	12.97	13.20	0.03	0.08	0.02	4.52	4.52	14,802.70	333.30
6	0.00	16.22	10.00	0.00	0.10	0.10	5.65	5.65	14,719.37	416.63
7	3.24	19.46	13.20	0.03	0.08	0.02	4.52	6.78	14,636.05	499.95
8	6.49	22.70	22.80	0.13	0.06	0.02	3.39	7.92	14,552.72	583.28
9	9.73	25.94	38.80	0.29	0.04	0.02	2.26	9.05	14,469.40	666.60
10	12.97	29.19	61.20	0.51	0.02	0.02	1.13	10.18	14,386.07	749.93
11	16.22	32.43	90.00	0.80	0.00	0.02	0.00	11.31	14,302.75	833.25

**CÁLCULO DE LA LONGITUD DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO**

$E_p (\Delta) = 1,224,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta m \text{ fricción} = 25.694 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$

$d = 2,182.6058 \text{ cm}$

(\*)  $d = 21.83 \text{ m}$

CALCULO DEL ESFUERZO AL PUNTO DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO.

**Izquierdo**

(\*)  $f_i (d) = 14,575.20 \text{ kg/mm}^2$

COMENTARIO : **TENSAR EL CABLE POR UN LADO**

**FORMULAS EMPLEADAS**

$\Delta_m = f_o - \frac{fL/2}{L/2}$  Ec\_\_\_\_\_ (1) Pendiente por fricción

$d = \sqrt{\frac{E_p (A)}{\Delta_m \text{ fricción}}}$  Ec\_\_\_\_\_ (3) Longitud de influencia por entrada de cuña

$\Delta_{f_o} = f_o e^{-(kx+\mu)}$  Ec\_\_\_\_\_ (2) Perdidas por fricción y curvatura



**CALCULO DE ESFUERZOS DE ACUÑAMIENTO.**

Sección	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Esfuerzo después de perdidas por fricción.	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	15,136.00	14,014.40	$\Delta_{acuñ.} = \frac{f_i(d) - f_e}{d_{acuñ.}}$ Ec _____ (4) Pendiente por acuñamiento  $f_e = f_o - [2(f_o - f_i) (d)]$ Ec _____ (5) Esfuerzo en el anclaje después de ocurrido el acuñamiento  f (e) = 14,014.40 Δm acuñ. = 25.694
2	15,052.67	14,097.73	
3	14,969.35	14,181.06	
4	14,886.02	14,264.38	
5	14,802.70	14,347.71	
6	14,719.37	14,431.03	
7	14,636.05	14,514.36	
Acuñamiento	14,575.20	14,597.68	
8	14,552.72		
9	14,469.40		
10	14,386.07		
11	14,302.75		

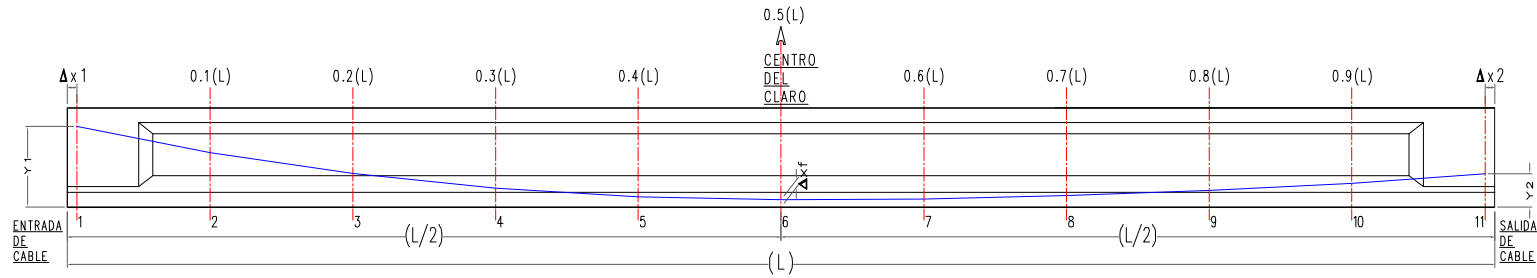
**GRÁFICA DE ESFUERZOS**

Sección	Abcisa (mts)	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Long. Cable (cm)	Alarg. (mm)
1	0.00	15,136.00	14,014.40		
2	3.24	15,052.67	14,097.73	325.58	24.09
3	6.49	14,969.35	14,181.06	325.07	23.92
4	9.73	14,886.02	14,264.38	324.69	23.76
5	12.97	14,802.70	14,347.71	324.44	23.61
6	16.22	14,719.37	14,431.03	324.32	23.47
7	19.46	14,636.05	14,514.36	324.32	23.33
Acuñ.	21.83	14,575.20	14,597.68	324.44	23.23
8	22.70	14,552.72		324.44	23.21
9	25.94	14,469.40		324.69	23.10
10	29.19	14,386.07		325.07	22.99
11	32.43	14,302.75		325.58	22.89

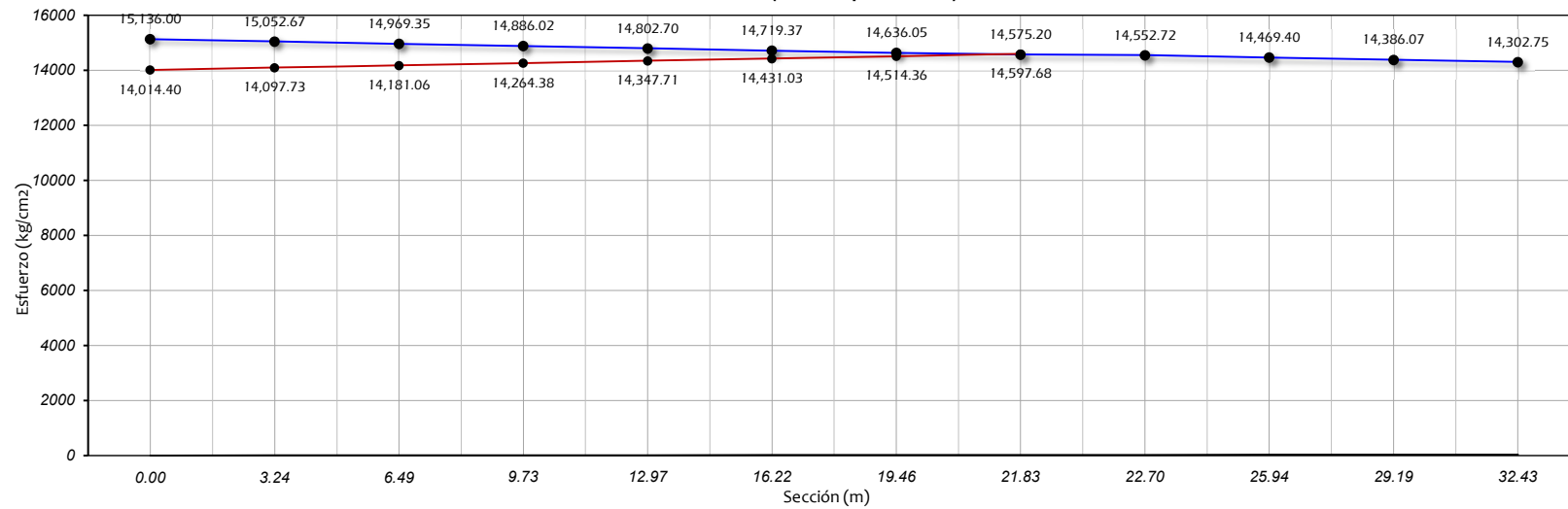
Alargamiento del cable, mm = **257.60**



GRAFICA DE ESFUERZOS (TENSADO POR UN SOLO LADO)



Grafica de esfuerzos (tensado por un lado)





**PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO**

**Características de los materiales.**

f<sub>c</sub> = 450 Kg/cm<sup>2</sup>

E<sub>ci</sub> = 296,984.85 Kg/cm<sup>2</sup>

**Características de la trabe.**

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>

Y<sub>i</sub> = 96.60 cm

Y<sub>s</sub> = 73.40 cm

I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**Características del presfuerzo.**

Cable = 15T15

E<sub>p</sub> = 20,400.00 Kg/cm<sup>2</sup>

F<sub>rg</sub> = 189.20 Kg/cm<sup>2</sup>

Tensado al = 0.80

F<sub>o</sub> = 151.36 Kg/cm<sup>2</sup>

A<sub>presf</sub> = 2,115.00 mm<sup>2</sup>

r<sup>2</sup> = 0.35

N = 6.00 Cables

**Momentos por peso propio.**

Sección simple

W(popo) = 3.406 ton/m

Claro (L) = 32.73

n = 6.869

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2] \quad Ec. \text{---}(6)$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right) \quad Ec. \text{---}(7)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \quad \text{Condición de apoyo simple}$$

Sección	(X)	f l	f acuña	f l (r)	M po.po	Δ y l	e	e 2	P i
		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	t - m	cm	m	m <sup>2</sup>	ton
1	0.00	15,136.00	14,014.40	14,014.40	0.00	0.80	0.17	0.03	296.40
2	3.24	15,052.67	14,097.73	14,097.73	162.87	0.51	0.45	0.21	298.17
3	6.49	14,969.35	14,181.06	14,181.06	289.91	0.29	0.68	0.46	299.93
4	9.73	14,886.02	14,264.38	14,264.38	381.13	0.13	0.84	0.70	301.69
5	12.97	14,802.70	14,347.71	14,347.71	436.52	0.03	0.93	0.87	303.45
6	16.22	14,719.37	14,431.03	14,431.03	456.09	0.00	0.97	0.93	305.22
7	19.46	14,636.05	14,514.36	14,514.36	436.52	0.03	0.93	0.87	306.98
Acuña.	21.83	14,575.20	14,597.68	14,575.20	399.60	0.13	0.84	0.70	308.27
8	22.70	14,552.72		14,552.72	381.13	0.13	0.84	0.70	307.79
9	25.94	14,469.40		14,469.40	289.91	0.29	0.68	0.46	306.03
10	29.19	14,386.07		14,386.07	162.87	0.51	0.45	0.21	304.27
11	32.43	14,302.75		14,302.75	0.00	0.80	0.17	0.03	302.50

Sección	P/A	1+(e2/r2)	Mo e / I	f c	Δ f
	kg/cm <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>	kg/cm <sup>2</sup>
1	20.88	1.08	0	22.51	64.434
2	21.01	1.58	14.75	18.52	53.000
3	21.13	2.30	39.21	9.43	26.980
4	21.26	2.99	63.71	0.19	0.546
5	21.38	3.47	81.32	7.14	20.438
6	21.50	3.64	87.88	9.57	27.377
7	21.63	3.47	81.32	6.28	17.972
Acuñaamiento	21.72	2.99	66.79	1.89	5.422
8	21.69	2.99	63.71	1.09	3.129
9	21.56	2.30	39.21	10.42	29.810
10	21.44	1.58	14.75	19.20	54.947
11	21.31	1.08	0.00	22.98	65.760

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta_f = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_c \quad Ec. \text{---}(8)$$

$$f_c = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{popo} * e}{I} \right) \quad Ec. \text{---}(9)$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad Ec. \text{---}(10)$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad Ec. \text{---}(11)$$





### PERDIDAS DIFERIDAS

#### CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Características de los materiales.

$\epsilon = 0.00025$   
 $E_p = 20400$   
 $r_t = 0.18$

Formulas

$$\Delta f_c = E_p * \epsilon(1 - r_t) \quad E.c. \text{_____}(12)$$

$$\Delta f_c = 418.200 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Sección	Abcisa m	$\Delta f_c$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	418.20
2	3.24	418.20
3	6.49	418.20
4	9.73	418.20
5	12.97	418.20
6	16.22	418.20
7	19.46	418.20
Acuñamiento	21.83	418.20
8	22.70	418.20
9	25.94	418.20
10	29.19	418.20
11	32.43	418.20

#### Resumen de pérdidas Instantaneas

Sección	Abcisa m	$\Delta f_{rción}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E.cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A.elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	(*) $\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,121.60	64.43	1,186.03	13,949.97
2	3.24	83.33	1,038.27	53.00	1,174.59	13,961.41
3	6.49	166.65	954.94	26.98	1,148.57	13,987.43
4	9.73	249.98	871.62	0.55	1,122.14	14,013.86
5	12.97	333.30	788.29	20.44	1,142.03	13,993.97
6	16.22	416.63	704.97	27.38	1,148.97	13,987.03
7	19.46	499.95	621.64	17.97	1,139.57	13,996.43
Acuñamiento	21.83	583.28	538.32	5.42	1,127.02	14,008.98
8	22.70	583.28		3.13	586.41	14,549.59
9	25.94	666.60		29.81	696.41	14,439.59
10	29.19	749.93		54.95	804.88	14,331.12
11	32.43	833.25		65.76	899.01	14,236.99

(\*)  
Esfuerzo en el cable después  
de ocurridas las pérdidas  
instantaneas.



**FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO**

**MOMENTOS POR PESO PROPIO**

Sección compuesta

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2]$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \text{ Condición de apoyo simple}$$

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Ep = 20,400.00 kg/cm  
 Eci = 296,984.85 kg/cm  
 n = 6.87

W(popo) = 3.406 ton/m  
 Claro (L) = 32.73

**CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE**

Sección compuesta

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
 Yi = 96.60 cm  
 Ys = 73.40 cm  
 I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta f_r = 2 * f_i \left( \frac{E_p}{E_c} \right) \text{ Ec. (13)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{pp} * e}{I} \right) \text{ Ec. (14)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

Sección	Abcisa m	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	M po po (t - m) Sec. Comp	Mo e / I (kg/cm2)	f c (kg/cm2)	Δ f Sec. compuesta kg/cm <sup>2</sup>	Δ f Sec. Simple kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm2
1	0.00	13,949.97	0.00	0.00	22.51	64.43	64.43	885.21
2	3.24	13,961.41	162.87	14.75	18.52	53.00	53.00	728.12
3	6.49	13,987.43	289.91	39.21	9.43	26.98	26.98	370.65
4	9.73	14,013.86	381.13	63.71	-0.19	-0.55	0.55	7.49
5	12.97	13,993.97	436.52	81.32	-7.14	-20.44	20.44	280.77
6	16.22	13,987.03	456.09	87.88	-9.57	-27.38	27.38	376.11
7	19.46	13,996.43	439.84	81.94	-6.90	-19.74	17.97	246.90
Acuñamiento	21.83	14,008.98	405.34	67.75	-2.85	-8.17	5.42	74.49
8	22.70	14,549.59	387.76	64.81	-0.01	-0.04	3.13	42.99
9	25.94	14,439.59	299.85	40.55	9.07	25.96	29.81	409.53
10	29.19	14,331.12	176.12	15.95	18.00	51.51	54.95	754.87
11	32.43	14,236.99	16.57	0.55	22.43	64.19	65.76	903.42

**RELAJACION DEL ACERO DE PRESFUERZO.**

Datos : f rg = 18,920.00  
 P(1000)hrs = 3.5  
 μ o = 0.43

**FORMULA EMPLEADA**

$$\Delta f_r = \frac{6}{100} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{rg}} - \mu_o \right) * f_{pi} * P_{1000 \text{ hrs}} \text{ Ec. (15)}$$

Sección	Abcisa m o =	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	Δ f r Sec. Compuesta t-m
1	0.00	13,949.97	900.27
2	3.24	13,961.41	902.78
3	6.49	13,987.43	908.50
4	9.73	14,013.86	914.33
5	12.97	13,993.97	909.95
6	16.22	13,987.03	908.42
7	19.46	13,996.43	910.49
Acuñamiento	21.83	14,008.98	913.26
8	22.70	14,549.59	1,035.80
9	25.94	14,439.59	1,010.34
10	29.19	14,331.12	985.50
11	32.43	14,236.99	964.15



**RESUMEN DE PERDIDAS**

Sección	Abcisa m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. Elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Flujo plástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,121.60	64.43	1,186.03	418.20	885.21	900.27	2,203.68
2	3.24	83.33	1,038.27	53.00	1,174.59	418.20	728.12	902.78	2,049.10
3	6.49	166.65	954.94	26.98	1,148.57	418.20	370.65	908.50	1,697.35
4	9.73	249.98	871.62	0.55	1,122.14	418.20	7.49	914.33	1,340.03
5	12.97	333.30	788.29	20.44	1,142.03	418.20	280.77	909.95	1,608.92
6	16.22	416.63	704.97	27.38	1,148.97	418.20	376.11	908.42	1,702.73
7	19.46	499.95	621.64	17.97	1,139.57	418.20	246.90	910.49	1,575.58
Acuñamiento	21.83	583.28	538.32	5.42	1,127.02	418.20	74.49	913.26	1,405.95
8	22.70	583.28	0.00	3.13	586.41	418.20	42.99	1,035.80	1,496.99
9	25.94	666.60	0.00	29.81	696.41	418.20	409.53	1,010.34	1,838.07
10	29.19	749.93	0.00	54.95	804.88	418.20	754.87	985.50	2,158.57
11	32.43	833.25	0.00	65.76	899.01	418.20	903.42	964.15	2,285.77

Sección	Abcisa m	$\Delta$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ (%) perdidas instantaneas	$\Delta$ (%) perdidas diferidas	$\Delta$ (%) perdidas totales
1	0.00	1,186.03	2,203.68	15,136.00	11,746.29	248.43	7.84	14.56	22.40
2	3.24	1,174.59	2,049.10	15,136.00	11,912.31	251.95	7.76	13.54	21.30
3	6.49	1,148.57	1,697.35	15,136.00	12,290.07	259.93	7.59	11.21	18.80
4	9.73	1,122.14	1,340.03	15,136.00	12,673.83	268.05	7.41	8.85	16.27
5	12.97	1,142.03	1,608.92	15,136.00	12,385.05	261.94	7.55	10.63	18.17
6	16.22	1,148.97	1,702.73	15,136.00	12,284.30	259.81	7.59	11.25	18.84
7	19.46	1,139.57	1,575.58	15,136.00	12,420.85	262.70	7.53	10.41	17.94
Acuñamiento	21.83	1,127.02	1,405.95	15,136.00	12,603.03	266.55	7.45	9.29	16.73
8	22.70	586.41	1,496.99	15,136.00	13,052.60	276.06	3.87	9.89	13.76
9	25.94	696.41	1,838.07	15,136.00	12,601.51	266.52	4.60	12.14	16.74
10	29.19	804.88	2,158.57	15,136.00	12,172.56	257.45	5.32	14.26	19.58
11	32.43	899.01	2,285.77	15,136.00	11,951.22	252.77	5.94	15.10	21.04



**RESUMEN FINAL.**

**CABLE:**

**2**

Sección	Abcisa m	Ordenada m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.90	1,186.03	2,203.68	15,136.00	11,746.29	320.13	248.43	25.08	46.61
2	3.24	0.61	1,174.59	2,049.10	15,136.00	11,912.31	320.13	251.95	24.84	43.34
3	6.49	0.39	1,148.57	1,697.35	15,136.00	12,290.07	320.13	259.93	24.29	35.90
4	9.73	0.23	1,122.14	1,340.03	15,136.00	12,673.83	320.13	268.05	23.73	28.34
5	12.97	0.13	1,142.03	1,608.92	15,136.00	12,385.05	320.13	261.94	24.15	34.03
6	16.22	0.10	1,148.97	1,702.73	15,136.00	12,284.30	320.13	259.81	24.30	36.01
7	19.46	0.13	1,139.57	1,575.58	15,136.00	12,420.85	320.13	262.70	24.10	33.32
Acuñamiento	21.83	0.23	1,127.02	1,405.95	15,136.00	12,603.03	320.13	266.55	23.84	29.74
8	22.70	0.23	586.41	1,496.99	15,136.00	13,052.60	320.13	276.06	12.40	31.66
9	25.94	0.39	696.41	1,838.07	15,136.00	12,601.51	320.13	266.52	14.73	38.88
10	29.19	0.61	804.88	2,158.57	15,136.00	12,172.56	320.13	257.45	17.02	45.65
11	32.43	0.90	899.01	2,285.77	15,136.00	11,951.22	320.13	252.77	19.01	48.34

**TABLA RESUMEN DE PERDIDAS**

**2**

Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Perdidas ton.
1	0.00	0.90	0.00	1,121.60	64.43	1,186.03	418.20	885.21	900.27	2,203.68	320.13	248.43	25.08	46.61	22.40
2	3.24	0.61	83.33	1,038.27	53.00	1,174.59	418.20	728.12	902.78	2,049.10	320.13	251.95	24.84	43.34	21.30
3	6.49	0.39	166.65	954.94	26.98	1,148.57	418.20	370.65	908.50	1,697.35	320.13	259.93	24.29	35.90	18.80
4	9.73	0.23	249.98	871.62	0.55	1,122.14	418.20	7.49	914.33	1,340.03	320.13	268.05	23.73	28.34	16.27
5	12.97	0.13	333.30	788.29	20.44	1,142.03	418.20	280.77	909.95	1,608.92	320.13	261.94	24.15	34.03	18.17
6	16.22	0.10	416.63	704.97	27.38	1,148.97	418.20	376.11	908.42	1,702.73	320.13	259.81	24.30	36.01	18.84
7	19.46	0.13	499.95	621.64	17.97	1,139.57	418.20	246.90	910.49	1,575.58	320.13	262.70	24.10	33.32	17.94
Acuñ.	21.83	0.23	583.28	538.32	5.42	1,127.02	418.20	74.49	913.26	1,405.95	320.13	266.55	23.84	29.74	16.73
8	22.70	0.23	583.28	0.00	3.13	586.41	418.20	42.99	1,035.80	1,496.99	320.13	276.06	12.40	31.66	13.76
9	25.94	0.39	666.60	0.00	29.81	696.41	418.20	409.53	1,010.34	1,838.07	320.13	266.52	14.73	38.88	16.74
10	29.19	0.61	749.93	0.00	54.95	804.88	418.20	754.87	985.50	2,158.57	320.13	257.45	17.02	45.65	19.58
11	32.43	0.90	833.25	0.00	65.76	899.01	418.20	903.42	964.15	2,285.77	320.13	252.77	19.01	48.34	21.04
														$\Delta f_p =$	18.47



**DATOS GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DEL PRESFUERZO**

**DATOS GEOMETRICOS.**

CABLE # =	2	
LONGITUD DE LA TRABE =	32.73	m
PROFUNDIDAD CAJA IZQUIERDA(Dx1) =	0.15	m
PROFUNDIDAD CAJA DERECHA (Dx2) =	0.15	m
SECCIONES A ANALIZAR =	10	

**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE.**

**TRABE SECCIÓN CAJÓN**

**SECCIÓN SIMPLE**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss=	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**SECCIÓN COMPUESTA**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

nb <sub>e</sub> =	196.54
b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO**

CONCRETO F'c =	450	kg/cm <sup>2</sup>
----------------	-----	--------------------

**DATOS DEL CABLE DE PRESFUERZO.**

**CARACTERÍSTICAS DEL CABLE**

Cable (tipo) =	15T15
Ep (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
frg (kg/mm <sup>2</sup> ) =	189.20
fru (kg/mm <sup>2</sup> ) =	160.20
Tensado =	0.80
A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
fo (kg/mm <sup>2</sup> ) =	151.36

**Simbología.**

Cable formado por torones de baja relajación
Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo
Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
Factor de tensado del acero de presfuerzo
Área transversal del acero de presfuerzo
Esfuerzo de tensado del acero de presfuerzo

**COEFICIENTES UTILIZADOS**

Coefficiente de fricción por desarrollo lineal, κ =	0.0002
Coefficiente de fricción por curvatura, μ =	0.25
Deslizamiento del anclaje (entrada de cono), Δ =	6 mm
Relajacion =	3.5%

**TRAZO DEL CABLE**

ENTRADA DEL CABLE (Y <sub>1</sub> ) =	0.8 mts.	
SALIDA DEL CABLE (Y <sub>2</sub> ) =	0.8 mts.	
CABLE AL C. CLARO(Y <sub>cc</sub> ) =	0.1 mts.	
No. DE CABLES =	6	
		e = 0.00025
		r <sub>t</sub> = 0.18



Facultad de  
Ingeniería

CAPÍTULO 5. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION.**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		COEFICIENTES UTILIZADOS		DATOS DEL CABLE	
L trabe (m) =	32.73	$\kappa =$	0.0002	Cable (tipo) =	15T15
$\Delta x 1$ (m) =	0.15	$\mu =$	0.25	$E_p$ (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
$\Delta x 2$ (m) =	0.15	$\Delta =$	6 mm	frg (kg/Cm <sup>2</sup> ) =	18,920.00
$\Delta x$ cable (m) =	32.43	Relajacion =	3.50% a 100 hrs.	Tensado al =	0.80
No.Secc. =	10			fo (kg/cm <sup>2</sup> ) =	15,136.00
$\Delta x =$	3.243	$\Delta m$ fricción =	25.694	A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
$\Delta y$ c.claro =	10	(Pendiente por fricción)		CABLE :	2

Sección	(X)	(X)	Yi	$\Delta Y_i$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\alpha$	$\alpha$ acumulado	f i (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_i$
	Partiendo del C. Claro	partiendo del apoyo (m)	Desde el patín inf. de trabe (cm)	(m)	(radianes)	(rad) parcial	(grados)	(grados)	Esfzo. después de pérdidas por fricción	Perdida por fricción (kg/cm <sup>2</sup> )
1	16.22	0.00	90.00	0.80	0.00	0.02	0.00	0.00	15,136.00	0.00
2	12.97	3.24	61.20	0.51	0.02	0.02	1.13	1.13	15,052.67	83.33
3	9.73	6.49	38.80	0.29	0.04	0.02	2.26	2.26	14,969.35	166.65
4	6.49	9.73	22.80	0.13	0.06	0.02	3.39	3.39	14,886.02	249.98
5	3.24	12.97	13.20	0.03	0.08	0.02	4.52	4.52	14,802.70	333.30
6	0.00	16.22	10.00	0.00	0.10	0.10	5.65	5.65	14,719.37	416.63
7	3.24	19.46	13.20	0.03	0.08	0.02	4.52	6.78	14,636.05	499.95
8	6.49	22.70	22.80	0.13	0.06	0.02	3.39	7.92	14,552.72	583.28
9	9.73	25.94	38.80	0.29	0.04	0.02	2.26	9.05	14,469.40	666.60
10	12.97	29.19	61.20	0.51	0.02	0.02	1.13	10.18	14,386.07	749.93
11	16.22	32.43	90.00	0.80	0.00	0.02	0.00	11.31	14,302.75	833.25

**CÁLCULO DE LA LONGITUD DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO**

$E_p (\Delta) = 1,224,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta m \text{ fricción} = 25.694 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$

$d = 2,182.6058 \text{ cm}$

(\*)  $d = 21.83 \text{ m}$

CALCULO DEL ESFUERZO AL PUNTO DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO.

**Izquierdo**

(\*)  $f_i (d) = 14,575.20 \text{ kg/mm}^2$

COMENTARIO : **TENSAR EL CABLE POR UN LADO**

**FORMULAS EMPLEADAS**

$\Delta_m = f_o - \frac{fL/2}{L/2}$  Ec \_\_\_\_\_ (1) Pendiente por fricción

$d = \frac{E_p (A)}{\Delta_m \text{ fricción}}$  Ec \_\_\_\_\_ (3) Longitud de influencia por entrada de cuña

$\Delta_{f_o} = f_o e^{-(kx+\mu)}$  Ec \_\_\_\_\_ (2) Perdidas por fricción y curvatura



**CALCULO DE ESFUERZOS DE ACUÑAMIENTO.**

Sección	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Esfuerzo después de perdidas por fricción.	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	15,136.00	14,014.40	$\Delta_{acuñ.} = \frac{f_i(d) - f_e}{d_{acuñ.}}$ Ec _____ (4) Pendiente por acuñamiento  $f_e = f_o - [2(f_o - f_i) (d)]$ Ec _____ (5) Esfuerzo en el anclaje después de ocurrido el acuñamiento  f (e) = 14,014.40 Δm acuñ. = 25.694
2	15,052.67	14,097.73	
3	14,969.35	14,181.06	
4	14,886.02	14,264.38	
5	14,802.70	14,347.71	
6	14,719.37	14,431.03	
7	14,636.05	14,514.36	
Acuñamiento	14,575.20	14,597.68	
8	14,552.72		
9	14,469.40		
10	14,386.07		
11	14,302.75		

**GRÁFICA DE ESFUERZOS**

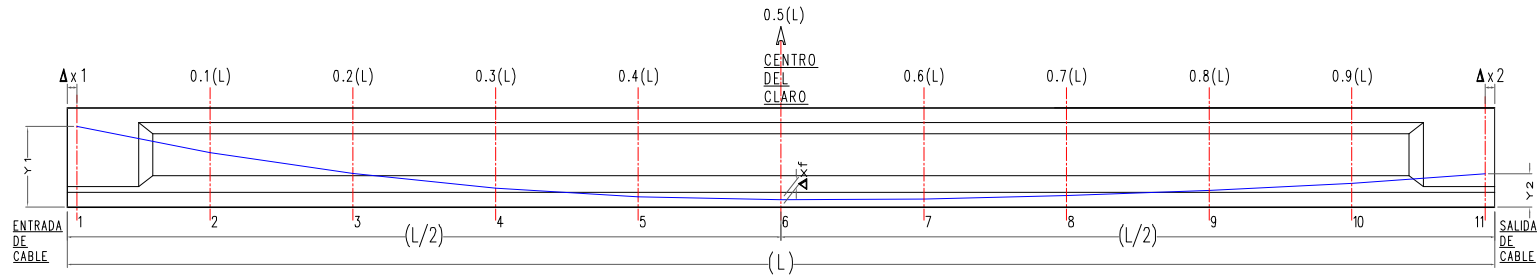
Sección	Abcisa (mts)	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>acuñ</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Long. Cable (cm)	Alarg. (mm)
1	0.00	15,136.00	14,014.40		
2	3.24	15,052.67	14,097.73	325.58	24.09
3	6.49	14,969.35	14,181.06	325.07	23.92
4	9.73	14,886.02	14,264.38	324.69	23.76
5	12.97	14,802.70	14,347.71	324.44	23.61
6	16.22	14,719.37	14,431.03	324.32	23.47
7	19.46	14,636.05	14,514.36	324.32	23.33
Acuñ.	21.83	14,575.20	14,597.68	324.44	23.23
8	22.70	14,552.72		324.44	23.21
9	25.94	14,469.40		324.69	23.10
10	29.19	14,386.07		325.07	22.99
11	32.43	14,302.75		325.58	22.89

Alargamiento del cable, mm = **257.60**

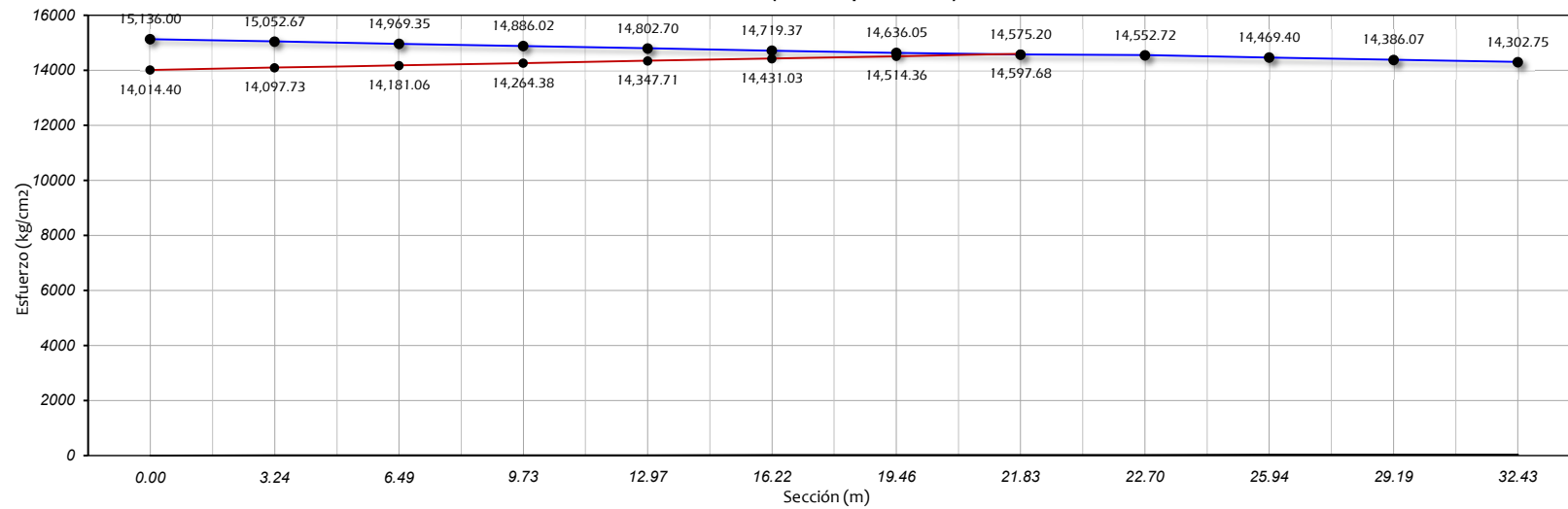




GRAFICA DE ESFUERZOS (TENSADO POR UN SOLO LADO)



Grafica de esfuerzos (tensado por un lado)





**PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO**

**Características de los materiales.**

$f_c = 450$  Kg/cm<sup>2</sup>

$E_{ci} = 296,984.85$  Kg/cm<sup>2</sup>

**Características de la trabe.**

$A = 14,193.00$  cm<sup>2</sup>

$Y_i = 96.60$  cm

$Y_s = 73.40$  cm

$I = 50,134,692.00$  cm<sup>4</sup>

**Características del presfuerzo.**

Cable = 15T15

$E_p = 20,400.00$  Kg/cm<sup>2</sup>

$F_{rg} = 189.20$  Kg/cm<sup>2</sup>

Tensado al = 0.80

$F_o = 151.36$  Kg/cm<sup>2</sup>

$A_{presf} = 2,115.00$  mm<sup>2</sup>

$r^2 = 0.35$

$N = 6.00$  Cables

**Momentos por peso propio.**

Sección simple

$W_{(popo)} = 3.406$  ton/m

Claro (L) = 32.73

$n = 6.869$

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2] \quad Ec. \text{---}(6)$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right) \quad Ec. \text{---}(7)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \quad \text{Condición de apoyo simple}$$

Sección	(X)	f l kg/cm <sup>2</sup>	f acuña kg/cm <sup>2</sup>	f l (r) kg/cm <sup>2</sup>	M po.po t - m	Δ y l cm	e m	e 2 m <sup>2</sup>	P i ton
1	0.00	15,136.00	14,014.40	14,014.40	0.00	0.80	0.17	0.03	296.40
2	3.24	15,052.67	14,097.73	14,097.73	162.87	0.51	0.45	0.21	298.17
3	6.49	14,969.35	14,181.06	14,181.06	289.91	0.29	0.68	0.46	299.93
4	9.73	14,886.02	14,264.38	14,264.38	381.13	0.13	0.84	0.70	301.69
5	12.97	14,802.70	14,347.71	14,347.71	436.52	0.03	0.93	0.87	303.45
6	16.22	14,719.37	14,431.03	14,431.03	456.09	0.00	0.97	0.93	305.22
7	19.46	14,636.05	14,514.36	14,514.36	436.52	0.03	0.93	0.87	306.98
Acuña.	21.83	14,575.20	14,597.68	14,575.20	399.60	0.13	0.84	0.70	308.27
8	22.70	14,552.72		14,552.72	381.13	0.13	0.84	0.70	307.79
9	25.94	14,469.40		14,469.40	289.91	0.29	0.68	0.46	306.03
10	29.19	14,386.07		14,386.07	162.87	0.51	0.45	0.21	304.27
11	32.43	14,302.75		14,302.75	0.00	0.80	0.17	0.03	302.50

Sección	P/A kg/cm <sup>2</sup>	1+(e2/r2)	Mo e / I kg/cm <sup>2</sup>	f c kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm <sup>2</sup>
1	20.88	1.08	0	22.51	64.434
2	21.01	1.58	14.75	18.52	53.000
3	21.13	2.30	39.21	9.43	26.980
4	21.26	2.99	63.71	0.19	0.546
5	21.38	3.47	81.32	7.14	20.438
6	21.50	3.64	87.88	9.57	27.377
7	21.63	3.47	81.32	6.28	17.972
Acuñamiento	21.72	2.99	66.79	1.89	5.422
8	21.69	2.99	63.71	1.09	3.129
9	21.56	2.30	39.21	10.42	29.810
10	21.44	1.58	14.75	19.20	54.947
11	21.31	1.08	0.00	22.98	65.760

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta_f = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_c \quad Ec. \text{---}(8)$$

$$f_c = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{popo} * e}{I} \right) \quad Ec. \text{---}(9)$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad Ec. \text{---}(10)$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad Ec. \text{---}(11)$$



### PERDIDAS DIFERIDAS

#### CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Características de los materiales.

$\epsilon = 0.00025$   
 $E_p = 20400$   
 $r_t = 0.18$

Formulas

$$\Delta f_c = E_p * \epsilon(1 - r_t) \quad E.c. \text{-----}(12)$$

$$\Delta f_c = 418.200 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Sección	Abcisa m	$\Delta f_c$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	418.20
2	3.24	418.20
3	6.49	418.20
4	9.73	418.20
5	12.97	418.20
6	16.22	418.20
7	19.46	418.20
Acuñamiento	21.83	418.20
8	22.70	418.20
9	25.94	418.20
10	29.19	418.20
11	32.43	418.20

#### Resumen de pérdidas Instantaneas

Sección	Abcisa m	$\Delta f_{rclón}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E.cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A.elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	(*) $\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,121.60	64.43	1,186.03	13,949.97
2	3.24	83.33	1,038.27	53.00	1,174.59	13,961.41
3	6.49	166.65	954.94	26.98	1,148.57	13,987.43
4	9.73	249.98	871.62	0.55	1,122.14	14,013.86
5	12.97	333.30	788.29	20.44	1,142.03	13,993.97
6	16.22	416.63	704.97	27.38	1,148.97	13,987.03
7	19.46	499.95	621.64	17.97	1,139.57	13,996.43
Acuñamiento	21.83	583.28	538.32	5.42	1,127.02	14,008.98
8	22.70	583.28		3.13	586.41	14,549.59
9	25.94	666.60		29.81	696.41	14,439.59
10	29.19	749.93		54.95	804.88	14,331.12
11	32.43	833.25		65.76	899.01	14,236.99

(\*)  
Esfuerzo en el cable después  
de ocurridas las pérdidas  
instantaneas.



**FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO**

**MOMENTOS POR PESO PROPIO**

Sección compuesta

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2]$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \text{ Condición de apoyo simple}$$

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Ep = 20,400.00 kg/cm  
 Eci = 296,984.85 kg/cm  
 n = 6.87

W(popo) = 3.406 ton/m  
 Claro (L) = 32.73

**CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE**

Sección compuesta

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
 Yi = 96.60 cm  
 Ys = 73.40 cm  
 I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta f_r = 2 * f_i \left( \frac{E_p}{E_c} \right) \text{ Ec. (13)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{pp} * e}{I} \right) \text{ Ec. (14)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

Sección	Abcisa m	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	M po.po (t - m) Sec. Comp	Mo e / I (kg/cm2)	f c (kg/cm2)	Δ f Sec. compuesta kg/cm <sup>2</sup>	Δ f Sec. Simple kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm2
1	0.00	13,949.97	0.00	0.00	22.51	64.43	64.43	885.21
2	3.24	13,961.41	162.87	14.75	18.52	53.00	53.00	728.12
3	6.49	13,987.43	289.91	39.21	9.43	26.98	26.98	370.65
4	9.73	14,013.86	381.13	63.71	-0.19	-0.55	0.55	7.49
5	12.97	13,993.97	436.52	81.32	-7.14	-20.44	20.44	280.77
6	16.22	13,987.03	456.09	87.88	-9.57	-27.38	27.38	376.11
7	19.46	13,996.43	439.84	81.94	-6.90	-19.74	19.77	246.90
Acuñamiento	21.83	14,008.98	405.34	67.75	-2.85	-8.17	5.42	74.49
8	22.70	14,549.59	387.76	64.81	-0.01	-0.04	3.13	42.99
9	25.94	14,439.59	299.85	40.55	9.07	25.96	29.81	409.53
10	29.19	14,331.12	176.12	15.95	18.00	51.51	54.95	754.87
11	32.43	14,236.99	16.57	0.55	22.43	64.19	65.76	903.42

**RELAJACION DEL ACERO DE PRESFUERZO.**

Datos : f rg = 18,920.00  
 P(1000)hrs = 3.5  
 μ o = 0.43

**FORMULA EMPLEADA**

$$\Delta f_r = \frac{6}{100} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{rg}} - \mu_o \right) * f_{pi} * P_{1000 \text{ hrs}} \text{ Ec. (15)}$$

Sección	Abcisa m o =	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	Δ f r Sec. Compuesta t-m
1	0.00	13,949.97	900.27
2	3.24	13,961.41	902.78
3	6.49	13,987.43	908.50
4	9.73	14,013.86	914.33
5	12.97	13,993.97	909.95
6	16.22	13,987.03	908.42
7	19.46	13,996.43	910.49
Acuñamiento	21.83	14,008.98	913.26
8	22.70	14,549.59	1,035.80
9	25.94	14,439.59	1,010.34
10	29.19	14,331.12	985.50
11	32.43	14,236.99	964.15



**RESUMEN DE PERDIDAS**

Sección	Abcisa m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. Elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Flujo plástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,121.60	64.43	1,186.03	418.20	885.21	900.27	2,203.68
2	3.24	83.33	1,038.27	53.00	1,174.59	418.20	728.12	902.78	2,049.10
3	6.49	166.65	954.94	26.98	1,148.57	418.20	370.65	908.50	1,697.35
4	9.73	249.98	871.62	0.55	1,122.14	418.20	7.49	914.33	1,340.03
5	12.97	333.30	788.29	20.44	1,142.03	418.20	280.77	909.95	1,608.92
6	16.22	416.63	704.97	27.38	1,148.97	418.20	376.11	908.42	1,702.73
7	19.46	499.95	621.64	17.97	1,139.57	418.20	246.90	910.49	1,575.58
Acuñamiento	21.83	583.28	538.32	5.42	1,127.02	418.20	74.49	913.26	1,405.95
8	22.70	583.28	0.00	3.13	586.41	418.20	42.99	1,035.80	1,496.99
9	25.94	666.60	0.00	29.81	696.41	418.20	409.53	1,010.34	1,838.07
10	29.19	749.93	0.00	54.95	804.88	418.20	754.87	985.50	2,158.57
11	32.43	833.25	0.00	65.76	899.01	418.20	903.42	964.15	2,285.77

Sección	Abcisa m	$\Delta$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ (%) perdidas instantaneas	$\Delta$ (%) perdidas diferidas	$\Delta$ (%) perdidas totales
1	0.00	1,186.03	2,203.68	15,136.00	11,746.29	248.43	7.84	14.56	22.40
2	3.24	1,174.59	2,049.10	15,136.00	11,912.31	251.95	7.76	13.54	21.30
3	6.49	1,148.57	1,697.35	15,136.00	12,290.07	259.93	7.59	11.21	18.80
4	9.73	1,122.14	1,340.03	15,136.00	12,673.83	268.05	7.41	8.85	16.27
5	12.97	1,142.03	1,608.92	15,136.00	12,385.05	261.94	7.55	10.63	18.17
6	16.22	1,148.97	1,702.73	15,136.00	12,284.30	259.81	7.59	11.25	18.84
7	19.46	1,139.57	1,575.58	15,136.00	12,420.85	262.70	7.53	10.41	17.94
Acuñamiento	21.83	1,127.02	1,405.95	15,136.00	12,603.03	266.55	7.45	9.29	16.73
8	22.70	586.41	1,496.99	15,136.00	13,052.60	276.06	3.87	9.89	13.76
9	25.94	696.41	1,838.07	15,136.00	12,601.51	266.52	4.60	12.14	16.74
10	29.19	804.88	2,158.57	15,136.00	12,172.56	257.45	5.32	14.26	19.58
11	32.43	899.01	2,285.77	15,136.00	11,951.22	252.77	5.94	15.10	21.04



**RESUMEN FINAL.**

**CABLE:**

**2**

Sección	Abcisa m	Ordenada m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.90	1,186.03	2,203.68	15,136.00	11,746.29	320.13	248.43	25.08	46.61
2	3.24	0.61	1,174.59	2,049.10	15,136.00	11,912.31	320.13	251.95	24.84	43.34
3	6.49	0.39	1,148.57	1,697.35	15,136.00	12,290.07	320.13	259.93	24.29	35.90
4	9.73	0.23	1,122.14	1,340.03	15,136.00	12,673.83	320.13	268.05	23.73	28.34
5	12.97	0.13	1,142.03	1,608.92	15,136.00	12,385.05	320.13	261.94	24.15	34.03
6	16.22	0.10	1,148.97	1,702.73	15,136.00	12,284.30	320.13	259.81	24.30	36.01
7	19.46	0.13	1,139.57	1,575.58	15,136.00	12,420.85	320.13	262.70	24.10	33.32
Acuñamiento	21.83	0.23	1,127.02	1,405.95	15,136.00	12,603.03	320.13	266.55	23.84	29.74
8	22.70	0.23	586.41	1,496.99	15,136.00	13,052.60	320.13	276.06	12.40	31.66
9	25.94	0.39	696.41	1,838.07	15,136.00	12,601.51	320.13	266.52	14.73	38.88
10	29.19	0.61	804.88	2,158.57	15,136.00	12,172.56	320.13	257.45	17.02	45.65
11	32.43	0.90	899.01	2,285.77	15,136.00	11,951.22	320.13	252.77	19.01	48.34

**TABLA RESUMEN DE PERDIDAS**

**2**

Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Perdidas ton.
1	0.00	0.90	0.00	1,121.60	64.43	1,186.03	418.20	885.21	900.27	2,203.68	320.13	248.43	25.08	46.61	22.40
2	3.24	0.61	83.33	1,038.27	53.00	1,174.59	418.20	728.12	902.78	2,049.10	320.13	251.95	24.84	43.34	21.30
3	6.49	0.39	166.65	954.94	26.98	1,148.57	418.20	370.65	908.50	1,697.35	320.13	259.93	24.29	35.90	18.80
4	9.73	0.23	249.98	871.62	0.55	1,122.14	418.20	7.49	914.33	1,340.03	320.13	268.05	23.73	28.34	16.27
5	12.97	0.13	333.30	788.29	20.44	1,142.03	418.20	280.77	909.95	1,608.92	320.13	261.94	24.15	34.03	18.17
6	16.22	0.10	416.63	704.97	27.38	1,148.97	418.20	376.11	908.42	1,702.73	320.13	259.81	24.30	36.01	18.84
7	19.46	0.13	499.95	621.64	17.97	1,139.57	418.20	246.90	910.49	1,575.58	320.13	262.70	24.10	33.32	17.94
Acuñ.	21.83	0.23	583.28	538.32	5.42	1,127.02	418.20	74.49	913.26	1,405.95	320.13	266.55	23.84	29.74	16.73
8	22.70	0.23	583.28	0.00	3.13	586.41	418.20	42.99	1,035.80	1,496.99	320.13	276.06	12.40	31.66	13.76
9	25.94	0.39	666.60	0.00	29.81	696.41	418.20	409.53	1,010.34	1,838.07	320.13	266.52	14.73	38.88	16.74
10	29.19	0.61	749.93	0.00	54.95	804.88	418.20	754.87	985.50	2,158.57	320.13	257.45	17.02	45.65	19.58
11	32.43	0.90	833.25	0.00	65.76	899.01	418.20	903.42	964.15	2,285.77	320.13	252.77	19.01	48.34	21.04
														$\Delta f_p =$	18.47



**DATOS GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS**

**DATOS GEOMETRICOS.**

CABLE # =	3	
LONGITUD DE LA TRABE =	32.73	m
PROFUNDIDAD CAJA IZQUIERDA(Dx1) =	0.15	m
PROFUNDIDAD CAJA DERECHA (Dx2) =	0.15	m
SECCIONES A ANALIZAR =	10	

**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE.**

**TRABE SECCIÓN CAJÓN**

**SECCIÓN SIMPLE**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss=	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**SECCIÓN COMPUESTA**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

nb <sub>e</sub> =	196.54
b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO**

CONCRETO F <sup>c</sup> =	450	kg/cm <sup>2</sup>
---------------------------	-----	--------------------

**DATOS DEL CABLE DE PRESFUERZO.**

**CARACTERÍSTICAS DEL CABLE**

Cable (tipo) =	15T15
Ep (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
frg (kg/mm <sup>2</sup> ) =	189.20
fru (kg/mm <sup>2</sup> ) =	160.20
Tensado =	0.80
A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
fo (kg/mm <sup>2</sup> ) =	151.36

**Simbología.**

Cable formado por torones de baja relajación
Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo
Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
Factor de tensado del acero de presfuerzo
Área transversal del acero de presfuerzo
Esfuerzo de tensado del acero de presfuerzo

**COEFICIENTES UTILIZADOS**

Coefficiente de fricción por desarrollo lineal, κ =	0.0002
Coefficiente de fricción por curvatura, μ =	0.25
Deslizamiento del anclaje (entrada de cono), Δ =	6 mm
Relajacion =	3.5%

**TRAZO DEL CABLE**

ENTRADA DEL CABLE (Y <sub>1</sub> ) =	0.4 mts.	
SALIDA DEL CABLE (Y <sub>2</sub> ) =	1.2 mts.	
CABLE AL C. CLARO(Y <sub>cc</sub> ) =	0.1 mts.	
No. DE CABLES =	6	
		e = 0.00025
		r <sub>t</sub> = 0.18





**CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION.**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		COEFICIENTES UTILIZADOS		DATOS DEL CABLE	
L trabe (m) =	32.73	$\kappa =$	0.0002	Cable (tipo) =	15T15
$\Delta x 1$ (m) =	0.15	$\mu =$	0.25	$E_p$ (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
$\Delta x 2$ (m) =	0.15	$\Delta =$	6 mm	frg (kg/Cm <sup>2</sup> ) =	18,920.00
$\Delta x$ cable (m) =	32.43	Relajacion =	3.50% a 100 hrs.	Tensado al =	0.80
No.Secc. =	10			fo (kg/cm <sup>2</sup> ) =	15,136.00
$\Delta x =$	3.243	$\Delta m$ fricción =	36.822	A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
$\Delta y$ c.claro =	10	(Pendiente por fricción)		<b>CABLE :</b>	<b>3</b>

Sección	(X)	(X)	Yi	$\Delta Y_i$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\alpha$	$\alpha$ acumulado	f i (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_i$
	Partiendo del C. Claro	partiendo del apoyo (m)	Desde el patín inf. de trabe (cm)	(m)	(radianes)	(rad) parcial	(grados)	(grados)	Esfzo. después de pérdidas por fricción	Perdida por fricción (kg/cm <sup>2</sup> )
1	16.22	0.00	50.00	0.40	0.00	0.01	0.00	0.00	15,136.00	0.00
2	12.97	3.24	35.60	0.26	0.01	0.01	0.57	0.57	15,016.59	119.41
3	9.73	6.49	24.40	0.14	0.02	0.01	1.13	1.13	14,897.17	238.83
4	6.49	9.73	16.40	0.06	0.03	0.01	1.70	1.70	14,777.76	358.24
5	3.24	12.97	11.60	0.02	0.04	0.11	2.26	2.26	14,658.35	477.65
6	0.00	16.22	10.00	0.00	0.15	0.15	8.48	8.48	14,538.94	597.06
7	3.24	19.46	14.80	0.05	0.12	0.03	6.78	10.18	14,419.52	716.48
8	6.49	22.70	29.20	0.19	0.09	0.03	5.09	11.87	14,300.11	835.89
9	9.73	25.94	53.20	0.43	0.06	0.03	3.39	13.57	14,180.70	955.30
10	12.97	29.19	86.80	0.77	0.03	0.03	1.70	15.26	14,061.28	1,074.72
11	16.22	32.43	130.00	1.20	0.00	0.03	0.00	16.96	13,941.87	1,194.13

**CÁLCULO DE LA LONGITUD DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO**

$E_p (\Delta) = 1,224,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta m \text{ fricción} = 36.822 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$

$d = 1,823.2174 \text{ cm}$

(\*)  $d = 18.23 \text{ m}$

CALCULO DEL ESFUERZO AL PUNTO DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO.

**Izquierdo**

(\*)  $f_i (d) = 14,464.66 \text{ kg/mm}^2$

COMENTARIO : **TENSAR EL CABLE POR UN LADO**

**FORMULAS EMPLEADAS**

$\Delta_m = f_o - \frac{fL/2}{L/2}$  Ec\_\_\_\_\_ (1) Pendiente por fricción

$d = \sqrt{\frac{E_p (A)}{\Delta_m \text{ fricción}}}$  Ec\_\_\_\_\_ (3) Longitud de influencia por entrada de cuña

$\Delta_{f_o} = f_o e^{-(kx+\mu)}$  Ec\_\_\_\_\_ (2) Perdidas por fricción y curvatura



**CALCULO DE ESFUERZOS DE ACUÑAMIENTO.**

Sección	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Esfuerzo después de pérdidas por fricción.	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	15,136.00	13,793.32	$\Delta_{acuñ.} = \frac{f_i(d) - f_e}{d_{acuñ.}}$ Ec _____ (4) Pendiente por acuñamiento  $f_e = f_o - [2(f_o - f_i(d))]$ Ec _____ (5) Esfuerzo en el anclaje después de ocurrido el acuñamiento  f (e) = 13,793.32  $\Delta m_{acuñ.} = 36.822$
2	15,016.59	13,912.73	
3	14,897.17	14,032.14	
4	14,777.76	14,151.56	
5	14,658.35	14,270.97	
6	14,538.94	14,390.38	
Acuñamiento	14,464.66	14,509.80	
7	14,419.52		
8	14,300.11		
9	14,180.70		
10	14,061.28		
11	13,941.87		

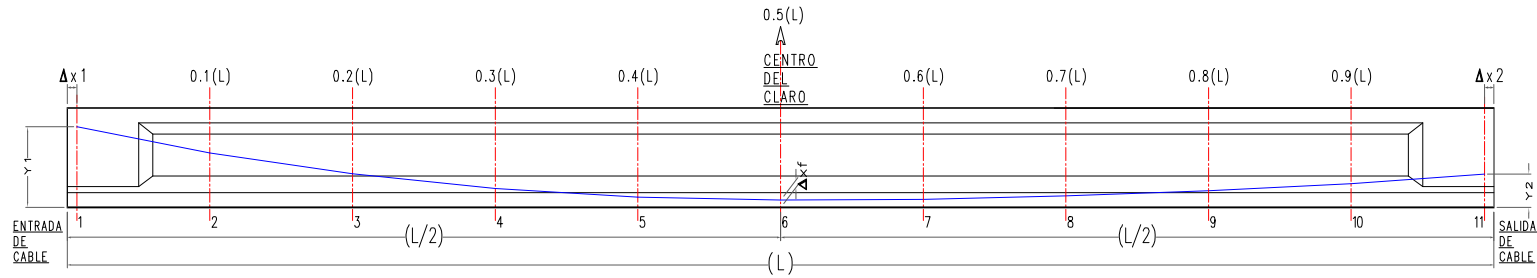
**GRÁFICA DE ESFUERZOS**

Sección	Abcisa (mts)	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>acuñ</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Long. Cable (cm)	Alarg. (mm)
1	0.000	15,136.00	13,793.32		
2	3.243	15,016.59	13,912.73	324.62	23.99
3	6.486	14,897.17	14,032.14	324.49	23.79
4	9.729	14,777.76	14,151.56	324.40	23.59
5	12.972	14,658.35	14,270.97	324.34	23.40
6	16.215	14,538.94	14,390.38	324.30	23.21
Acuñ.	18.232	14,464.66	14,509.80	324.34	23.06
7	19.458	14,419.52		324.34	23.02
8	22.701	14,300.11		324.62	22.85
9	25.944	14,180.70		325.19	22.70
10	29.187	14,061.28		326.04	22.57
11	32.430	13,941.87		327.16	22.46

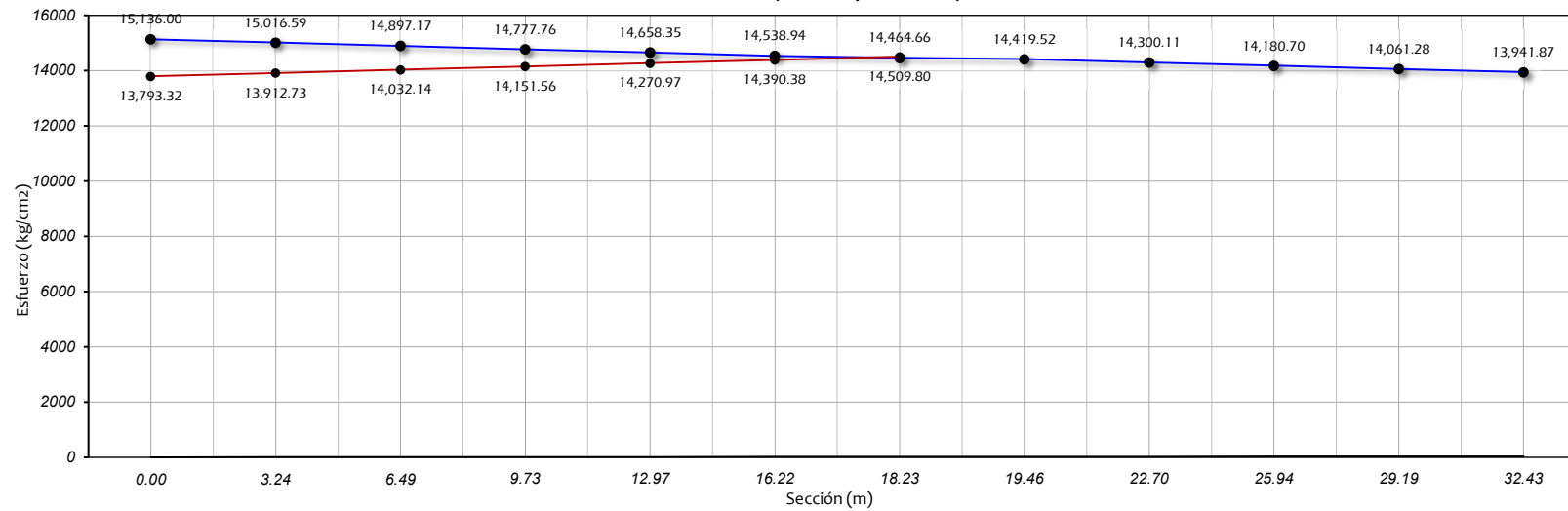
Alargamiento del cable, mm = **254.63**



GRAFICA DE ESFUERZOS (TENSADO POR UN SOLO LADO)



Grafica de esfuerzos (tensado por un lado)





**PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO**

**Características de los materiales.**

**f<sub>c</sub>** = 450 Kg/cm<sup>2</sup>  
**E<sub>ci</sub>** = 296,984.85 Kg/cm<sup>2</sup>

**Características de la trabe.**

**A** = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
**Y<sub>i</sub>** = 96.60 cm  
**Y<sub>s</sub>** = 73.40 cm  
**I** = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**Características del presfuerzo.**

**Cable** = 15T15  
**E<sub>p</sub>** = 20,400.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
**F<sub>rg</sub>** = 189.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
**Tensado al** = 0.80  
**F<sub>o</sub>** = 151.36 Kg/cm<sup>2</sup>  
**A<sub>presf</sub>** = 2,115.00 mm<sup>2</sup>  
**r<sup>2</sup>** = 0.35  
**N** = 6.00 Cables

**Momentos por peso propio.**

**Sección simple**

**W(popo)** = 3.406 ton/m  
**Claro (L)** = 32.73  
**n** = 6.869

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2] \quad Ec. \text{---}(6)$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right) \quad Ec. \text{---}(7)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \quad \text{Condición de apoyo simple}$$

Sección	(X)	f l kg/cm <sup>2</sup>	f acuña kg/cm <sup>2</sup>	f l (r) kg/cm <sup>2</sup>	M po.po t - m	Δ y l cm	e m	e 2 m <sup>2</sup>	P i ton
1	0.00	15,136.00	13,793.32	13,793.32	0.00	0.40	0.57	0.32	291.73
2	3.24	15,016.59	13,912.73	13,912.73	162.87	0.26	0.71	0.50	294.25
3	6.49	14,897.17	14,032.14	14,032.14	289.91	0.14	0.82	0.68	296.78
4	9.73	14,777.76	14,151.56	14,151.56	381.13	0.06	0.90	0.81	299.31
5	12.97	14,658.35	14,270.97	14,270.97	436.52	0.02	0.95	0.90	301.83
6	16.22	14,538.94	14,390.38	14,390.38	456.09	0.00	0.97	0.93	304.36
Acuña.	18.23	14,464.66	14,509.80	14,464.66	450.19	0.05	0.92	0.84	305.93
7	19.46	14,419.52		14,419.52	436.52	0.05	0.92	0.84	304.97
8	22.70	14,300.11		14,300.11	381.13	0.19	0.77	0.60	302.45
9	25.94	14,180.70		14,180.70	289.91	0.43	0.53	0.29	299.92
10	29.19	14,061.28		14,061.28	162.87	0.77	0.20	0.04	297.40
11	32.43	13,941.87		13,941.87	0.00	1.20	-0.23	0.05	294.87

Sección	P/A kg/cm <sup>2</sup>	1+(e2/r2)	M o e / I kg/cm <sup>2</sup>	f c kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm <sup>2</sup>
1	20.55	1.91	0.00	39.20	112.18
2	20.73	2.43	23.06	27.25	78.00
3	20.91	2.91	47.53	13.38	38.28
4	21.09	3.30	68.57	1.09	3.12
5	21.27	3.55	82.72	7.12	20.37
6	21.44	3.64	87.88	9.79	28.01
Acuñamiento	21.55	3.39	82.43	9.45	27.06
7	21.49	3.39	79.93	7.18	20.55
8	21.31	2.70	58.84	1.39	3.98
9	21.13	1.81	30.88	7.31	20.93
10	20.95	1.11	6.43	16.85	48.22
11	20.78	1.16	0.00	24.00	68.68

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta_f = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_c \quad Ec. \text{---}(8)$$

$$f_c = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{popo} * e}{I} \right) \quad Ec. \text{---}(9)$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad Ec. \text{---}(10)$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad Ec. \text{---}(11)$$



### PERDIDAS DIFERIDAS

#### CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Características de los materiales.

$\epsilon = 0.00025$   
 $E_p = 20400$   
 $r_t = 0.18$

Formulas

$$\Delta f_c = E_p * \epsilon(1 - r_t) \quad E.c. \text{-----}(12)$$

$$\Delta f_c = 418.200 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Sección	Abcisa m	$\Delta f_c$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	418.20
2	3.24	418.20
3	6.49	418.20
4	9.73	418.20
5	12.97	418.20
6	16.22	418.20
Acuñamiento	18.23	418.20
7	19.46	418.20
8	22.70	418.20
9	25.94	418.20
10	29.19	418.20
11	32.43	418.20

#### Resumen de pérdidas Instantaneas

Sección	Abcisa m	$\Delta f_{rción}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E.cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A.elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	(*) $\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,342.68	112.18	1,454.86	13,681.14
2	3.24	119.41	1,223.27	78.00	1,420.69	13,715.31
3	6.49	238.83	1,103.86	38.28	1,380.96	13,755.04
4	9.73	358.24	984.44	3.12	1,345.80	13,790.20
5	12.97	477.65	865.03	20.37	1,363.05	13,772.95
6	16.22	597.06	745.62	28.01	1,370.69	13,765.31
Acuñamiento	18.23	716.48	626.20	27.06	1,369.74	13,766.26
7	19.46	716.48		20.55	737.02	14,398.98
8	22.70	835.89		3.98	839.87	14,296.13
9	25.94	955.30		20.93	976.23	14,159.77
10	29.19	1,074.72		48.22	1,122.93	14,013.07
11	32.43	1,194.13		68.68	1,262.81	13,873.19

(\*)  
Esfuerzo en el cable después  
de ocurridas las pérdidas  
instantaneas.



**FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO**

**MOMENTOS POR PESO PROPIO**

Sección compuesta

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2]$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \text{ Condición de apoyo simple}$$

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Ep = 20,400.00 kg/cm  
 Eci = 296,984.85 kg/cm  
 n = 6.87

W(popo) = 3.406 ton/m  
 Claro (L) = 32.73

**CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE**

Sección compuesta.

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
 Yi = 96.60 cm  
 Ys = 73.40 cm  
 I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta f_f = 2 * f_i \left( \frac{E_p}{E_c} \right) \text{ Ec. (13)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{pp} * e}{I} \right) \text{ Ec. (14)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

Sección	Abcisa m	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	M po.po (t - m) Sec. Comp	Mo e / I (kg/cm2)	f c (kg/cm2)	Δ f Sec. compuesta kg/cm <sup>2</sup>	Δ f Sec. Simple kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm2
1	0.00	13,681.14	0.00	0.00	39.20	112.18	112.18	1,541.16
2	3.24	13,715.31	162.87	23.06	27.25	78.00	78.00	1,071.64
3	6.49	13,755.04	289.91	47.53	13.38	38.28	38.28	525.92
4	9.73	13,790.20	381.13	68.57	1.09	3.12	3.12	42.86
5	12.97	13,772.95	436.52	82.72	-7.12	-20.37	20.37	279.79
6	16.22	13,765.31	456.09	87.88	-9.79	-28.01	28.01	384.78
Acuñamiento	18.23	13,766.26	450.19	82.43	-9.45	-27.06	27.06	371.74
7	19.46	14,398.98	439.84	80.54	-7.79	-22.28	20.55	282.27
8	22.70	14,296.13	387.76	59.86	-2.41	-6.91	3.98	54.65
9	25.94	14,159.77	299.85	31.94	6.25	17.90	20.93	287.48
10	29.19	14,013.07	161.21	6.37	16.91	48.41	48.22	662.42
11	32.43	13,873.19	16.57	-0.77	24.77	70.89	68.68	943.53

**RELAJACION DEL ACERO DE PRESFUERZO.**

Datos : f rg = 18,920.00  
 P(1000)hrs = 3.5  
 μ o = 0.43

**FORMULA EMPLEADA**

$$\Delta f_r = \frac{6}{100} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{rg}} - \mu_o \right) * f_{pi} * P_{1000 \text{ hrs}} \text{ Ec. (15)}$$

Sección	Abcisa m o =	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	Δ f r Sec. Compuesta t-m
1	0.00	13,681.14	842.10
2	3.24	13,715.31	849.41
3	6.49	13,755.04	857.93
4	9.73	13,790.20	865.51
5	12.97	13,772.95	861.79
6	16.22	13,765.31	860.14
Acuñamiento	18.23	13,766.26	860.35
7	19.46	14,398.98	1,001.01
8	22.70	14,296.13	977.54
9	25.94	14,159.77	946.79
10	29.19	14,013.07	914.16
11	32.43	13,873.19	883.49



**RESUMEN DE PERDIDAS**

Sección	Abcisa m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. Elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Flujo plástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,342.68	112.18	1,454.86	418.20	1,541.16	842.10	2,801.46
2	3.24	119.41	1,223.27	78.00	1,420.69	418.20	1,071.64	849.41	2,339.24
3	6.49	238.83	1,103.86	38.28	1,380.96	418.20	525.92	857.93	1,802.05
4	9.73	358.24	984.44	3.12	1,345.80	418.20	42.86	865.51	1,326.56
5	12.97	477.65	865.03	20.37	1,363.05	418.20	279.79	861.79	1,559.78
6	16.22	597.06	745.62	28.01	1,370.69	418.20	384.78	860.14	1,663.12
Acuñamiento	18.23	716.48	626.20	27.06	1,369.74	418.20	371.74	860.35	1,650.28
7	19.46	716.48	0.00	20.55	737.02	418.20	282.27	1,001.01	1,701.48
8	22.70	835.89	0.00	3.98	839.87	418.20	54.65	977.54	1,450.40
9	25.94	955.30	0.00	20.93	976.23	418.20	287.48	946.79	1,652.47
10	29.19	1,074.72	0.00	48.22	1,122.93	418.20	662.42	914.16	1,994.78
11	32.43	1,194.13	0.00	68.68	1,262.81	418.20	943.53	883.49	2,245.22

Sección	Abcisa m	$\Delta$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ o Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ (%) perdidas instantaneas	$\Delta$ (%) perdidas diferidas	$\Delta$ (%) perdidas totales
1	0.00	1,454.86	2,801.46	15,136.00	10,879.68	230.11	9.61	18.51	28.12
2	3.24	1,420.69	2,339.24	15,136.00	11,376.07	240.60	9.39	15.45	24.84
3	6.49	1,380.96	1,802.05	15,136.00	11,952.99	252.81	9.12	11.91	21.03
4	9.73	1,345.80	1,326.56	15,136.00	12,463.64	263.61	8.89	8.76	17.66
5	12.97	1,363.05	1,559.78	15,136.00	12,213.17	258.31	9.01	10.31	19.31
6	16.22	1,370.69	1,663.12	15,136.00	12,102.19	255.96	9.06	10.99	20.04
Acuñamiento	18.23	1,369.74	1,650.28	15,136.00	12,115.98	256.25	9.05	10.90	19.95
7	19.46	737.02	1,701.48	15,136.00	12,697.49	268.55	4.87	11.24	16.11
8	22.70	839.87	1,450.40	15,136.00	12,845.74	271.69	5.55	9.58	15.13
9	25.94	976.23	1,652.47	15,136.00	12,507.30	264.53	6.45	10.92	17.37
10	29.19	1,122.93	1,994.78	15,136.00	12,018.28	254.19	7.42	13.18	20.60
11	32.43	1,262.81	2,245.22	15,136.00	11,627.97	245.93	8.34	14.83	23.18





**RESUMEN FINAL.**

**CABLE:**

**3**

Sección	Abcisa m	Ordenada m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.50	1,454.86	2,801.46	15,136.00	10,879.68	320.13	230.11	30.77	59.25
2	3.24	0.36	1,420.69	2,339.24	15,136.00	11,376.07	320.13	240.60	30.05	49.47
3	6.49	0.24	1,380.96	1,802.05	15,136.00	11,952.99	320.13	252.81	29.21	38.11
4	9.73	0.16	1,345.80	1,326.56	15,136.00	12,463.64	320.13	263.61	28.46	28.06
5	12.97	0.12	1,363.05	1,559.78	15,136.00	12,213.17	320.13	258.31	28.83	32.99
6	16.22	0.10	1,370.69	1,663.12	15,136.00	12,102.19	320.13	255.96	28.99	35.18
Acuñamiento	18.23	0.15	1,369.74	1,650.28	15,136.00	12,115.98	320.13	256.25	28.97	34.90
7	19.46	0.15	737.02	1,701.48	15,136.00	12,697.49	320.13	268.55	15.59	35.99
8	22.70	0.29	839.87	1,450.40	15,136.00	12,845.74	320.13	271.69	17.76	30.68
9	25.94	0.53	976.23	1,652.47	15,136.00	12,507.30	320.13	264.53	20.65	34.95
10	29.19	0.87	1,122.93	1,994.78	15,136.00	12,018.28	320.13	254.19	23.75	42.19
11	32.43	1.30	1,262.81	2,245.22	15,136.00	11,627.97	320.13	245.93	26.71	47.49

**TABLA RESUMEN DE PERDIDAS**

**3**

Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Perdidas ton.
1	0.00	0.50	0.00	1,342.68	112.18	1,454.86	418.20	1,541.16	842.10	2,801.46	320.13	230.11	30.77	59.25	28.12
2	3.24	0.36	119.41	1,223.27	78.00	1,420.69	418.20	1,071.64	849.41	2,339.24	320.13	240.60	30.05	49.47	24.84
3	6.49	0.24	238.83	1,103.86	38.28	1,380.96	418.20	525.92	857.93	1,802.05	320.13	252.81	29.21	38.11	21.03
4	9.73	0.16	358.24	984.44	3.12	1,345.80	418.20	42.86	865.51	1,326.56	320.13	263.61	28.46	28.06	17.66
5	12.97	0.12	477.65	865.03	20.37	1,363.05	418.20	279.79	861.79	1,559.78	320.13	258.31	28.83	32.99	19.31
6	16.22	0.10	597.06	745.62	28.01	1,370.69	418.20	384.78	860.14	1,663.12	320.13	255.96	28.99	35.18	20.04
Acuñ.	18.23	0.15	716.48	626.20	27.06	1,369.74	418.20	371.74	860.35	1,650.28	320.13	256.25	28.97	34.90	19.95
7	19.46	0.15	716.48	0.00	20.55	737.02	418.20	282.27	1,001.01	1,701.48	320.13	268.55	15.59	35.99	16.11
8	22.70	0.29	835.89	0.00	3.98	839.87	418.20	54.65	977.54	1,450.40	320.13	271.69	17.76	30.68	15.13
9	25.94	0.53	955.30	0.00	20.93	976.23	418.20	287.48	946.79	1,652.47	320.13	264.53	20.65	34.95	17.37
10	29.19	0.87	1,074.72	0.00	48.22	1,122.93	418.20	662.42	914.16	1,994.78	320.13	254.19	23.75	42.19	20.60
11	32.43	1.30	1,194.13	0.00	68.68	1,262.81	418.20	943.53	883.49	2,245.22	320.13	245.93	26.71	47.49	23.18
														$\Delta f_p =$	20.28

#### 5.8.2.4 REVISIÓN DE ESFUERZOS POR ETAPAS

El cálculo de los esfuerzos se realizó para la fibra inferior y superior de la sección efectiva, siguiendo la teoría expuesta del **Capítulo 2. Concreto Presforzado**, para las etapas de peso propio, tensado, aplicación de cargas permanentes (relleno, asfalto, guarniciones y parapetos) y cargas en servicio (CV + IMP T3S2R3).

En este apartado se presenta el cálculo de los esfuerzos en la nervadura extrema del tramo 1. El cálculo para la nervadura izquierda se muestra en el **Anexo C. Memoria de Cálculo**.

RESUMEN DE ESFUERZOS EN LA NERVADURA DE CURVA EXTREMA				
Sección m	Momento ultimo Mu (t-m)	Momento resistente MR (t-m)	Radio de capacidad (MR / Mu)	Comentario
0	0.00	1,287.16	0.00	Pasa
3.13	938.79	1,538.36	0.61	Pasa
6.26	1,611.49	1,961.94	0.82	Pasa
9.39	2,054.61	2,269.73	0.91	Pasa
12.52	2,217.82	2,456.11	0.90	Pasa
15.65	2,123.72	2,518.49	0.84	Pasa
18.78	1,771.23	2,450.18	0.72	Pasa
21.91	1,164.02	2,316.95	0.50	Pasa
25.04	313.10	2,067.03	0.15	Pasa
28.17	-541.81	-1,669.86	0.32	Pasa
31.3	-1,355.03	-1,287.16	1.05	Escaso

**Tabla 5.7 Resumen de esfuerzos finales en la sección efectiva**

Cabe aclarar que en el análisis se presentan secciones donde la fuerza de compresión supera el límite de rotura del concreto, en esos casos, es requerido el empleo de acero por estallamiento el cual se coloca en el alma de la sección efectiva; en otros casos, las solicitaciones exceden en menos del 5% a la capacidad resistente del elemento, para tal caso, se emplea de acero de refuerzo para dar capacidad.

#### 5.8.2.5 REVISIÓN DE LA CAPACIDAD POR RESISTENCIA

Se presentan las envolventes de capacidad para la fibra inferior y superior en las etapas de tensado y en servicio para identificar las secciones en el claro donde los esfuerzos actuantes superan los límites permisibles, para tal caso, se propone el empleo de acero dulce para tomar el excedente como es el caso del acero por estallamiento.



**ESFUERZOS Y CAPACIDAD DE NERVADURA DE CURVA EXTERIOR TRAMO 1**

**ETAPAS DE TENSADO**

PROYECTO : **ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS**

**1**

**REVISION SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)**

CON 6 CABLES DE 15 TORONES DE 15 MM, SE INCLUYE ASFALTO DE 10 CM DE ESPESOR

**DATOS DEL TORON**

TIPO :	<b>BAJA RELAJACION</b>	No. SECCIONES =	<b>10</b>
DIAMETRO :	<b>15 mm</b>	Δ =	<b>3.13</b>
ESFZO. RUPTURA :	<b>189.2 kg/mm<sup>2</sup></b>	P(1000)hrs =	<b>3.5</b>
ESFZO. FLUENCIA :	<b>160.2 kg/mm<sup>2</sup></b>	μ o =	<b>0.43</b>
FACTOR DE TENSION INICIAL :	<b>0.8</b>	f o =	<b>151.36 kg/mm<sup>2</sup></b>
TENSION INICIAL (Fo) :	<b>320.13 Ton</b>	b 1 =	<b>0.9</b>
MODULO DE ELASTICIDAD (E) :	<b>20,400.00 kg/mm<sup>2</sup></b>	Δ presfuerzo =	<b>10 cm</b>
SECCION TORON (At) :	<b>141 mm<sup>2</sup></b>		

**PRESFUERZO EN 1a. ETAPA**

	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	C. Claro
Cable No.1	15	15	15	15	15	15
Cable No.2	15	15	15	15	15	15
Cable No.3	15	15	15	15	15	15
Cable No.4	15	15	15	15	15	15
Cable No.5	15	15	15	15	15	15
Cable No.6	15	15	15	15	15	15
Cable No.7	0	0	0	0	0	0
<b>Total =</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>

**PRESFUERZO EN 2a. ETAPA**

	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	C. Claro
Cable No.1	0	0	0	0	0	0
Cable No.2	0	0	0	0	0	0
Cable No.3	0	0	0	0	0	0
Cable No.4	0	0	0	0	0	0
Cable No.5	0	0	0	0	0	0
Cable No.6	0	0	0	0	0	0
Cable No.7	0	0	0	0	0	0
<b>Total =</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

**CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES**

FÓRMULA EMPLEADA: Eq. 5.4.2.4-1 (AASHTO LRFD 2020)

$$E = 33,000K_1w^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$$1 \text{ ksi} = 70.307 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:  
K<sub>1</sub> = **1**  
w = **0.14640**

Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$

**MÓDULO DE ELÁSTICIDAD DEL CONCRETO**

Concreto f'c=	<b>6.400</b> ksi	Ec =	<b>4,676.64</b> ksi	e =	<b>0.00025</b>
Concreto f'c=	<b>450</b> kg/cm <sup>2</sup>	Ec =	<b>328,800.69</b> kg/cm <sup>2</sup>	r t =	<b>0.18</b>

**LIMITES DE TENSIÓN PARA TENDONES DE PRESFUERZO**

Cables de baja relajación

Pretensado		Postensado	
Al Tensado	<b>0.75 fpu</b>	Al tensado	<b>0.9 fpy</b>
Después de pérdidas	<b>0.8 fpy</b>	Después de acunamiento	<b>0.7 fpu</b>
		En el extremo de placa después del acunamiento	<b>0.74 fpu</b>
		Después de pérdidas	<b>0.8 fpy</b>



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			
b e =	196.54	cm	Trabe (tipo) = Postensada
t =	26.67	cm	
h s.s =	143.33	cm	h s.c = 170 cm
bwp =	119.82	cm	f = 0.9
tw =	40.00	cm	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA	
Área, A =	14,193.00	cm <sup>2</sup>	Área, A = 14,193.00 cm <sup>2</sup>
Yi =	96.60	cm	Yi = 96.60 cm
Ys =	73.40	cm	Ys = 73.40 cm
Inercia, I =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>	Inercia, I = 50,134,692.00 cm <sup>4</sup>
Módulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>	Módulo, Si = 518,969.00 cm <sup>3</sup>
Módulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>	Módulo, Ss = 683,074.00 cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm	Radio, r x = 59.43 cm
Esfuerzo permisible al = 100 %			
SECCIONES A ANALIZAR		COMBINACIÓN DE DISEÑO	
APOYO 1		CMT + CV + IMPACTO	
0.1L	0.6L	<b>FACTORES DE CARGA</b>	
0.2L	0.7L	F <sub>CM</sub> =	1.25
0.3L	0.8L	F <sub>Asf</sub> =	1.5
0.4L	0.9L	F <sub>CV</sub> =	1.75
C.CLARO	APOYO 2	<b>CARGA VIVA QUE RIGE</b>	
		CAMIÓN T3S2R4	

ACERO EN TENSION	FUERZA QUE DESARROLLA (TON)	ACERO EN COMPRESIÓN
A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm	<b>FUERZA EN LECHO DE TENSION</b>	A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm
	T = 0.00 ton	
	<b>FUERZA EN LECHO DE COMPRESIÓN</b>	
	T = 0.00 ton	

ETAPAS PARA REVISION DE ESFUERZOS	
<b>1a etapa</b>	<b>2a etapa.</b>
Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas	Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleno Carpeta asfaltica Carva Viva

PERDIDAS DE PRESFUERZO		
Sección	ΔS total Instantaneas kg/cm2	ΔS total Diferidas kg/cm2
1	146.46	318.43
2	143.48	278.24
3	139.44	223.55
4	135.80	174.40
5	138.04	204.59
6	138.94	216.84
7	111.23	206.96
8	103.22	188.37
9	103.57	237.04
10	106.93	291.83
11	119.02	329.05

SOLICITACIONES ACTUANTES EN SERVICIO		
CM+CV+IMP.		
Abcisa mts	Momento t-m	Cortante ton
Δ = 3.13 m		
0	0.0	-145.4
3.13	600.9	-100.0
6.26	1032.0	-63.7
9.39	1313.8	-20.8
12.52	1416.1	27.5
15.65	1352.5	75.9
18.78	1122.8	125.7
21.91	728.9	181.3
25.04	176.4	231.2
28.17	-396.1	281.7
31.3	-963.9	342.4



RESUMEN DE SOLICITACIONES (POR NERVADURA)

CARGA VIVA :

CAMIÓN T3S2R4

Impacto = **0.33**

**MOMENTOS**

ABCISA ( m )	M po.po (t-m)	M diafrag. (t-m)	M losa (t-m)	M banq. (t-m)	M guarn. (t-m)	M ppto. (t-m)	M relleno (t-m)	M asfalto (t-m)	M cm (t-m)	M cv (t-m)	M cv ban (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)	M ultimo (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.13	247.66	0.00	0.00	0.00	18.03	5.10	88.75	44.65	359.54	181.48	0.00	59.89	600.91	938.79
6.26	427.89	0.00	0.00	0.00	31.39	8.88	154.26	77.84	622.43	307.92	0.00	101.61	1,031.97	1,611.49
9.39	538.85	0.00	0.00	0.00	39.45	11.17	193.51	97.94	782.98	399.14	0.00	131.72	1,313.83	2,054.61
12.52	574.59	0.00	0.00	0.00	42.09	11.91	205.95	104.64	834.54	437.24	0.00	144.29	1,416.07	2,217.82
15.65	538.47	0.00	0.00	0.00	39.38	11.15	191.96	98.16	780.95	429.77	0.00	141.82	1,352.55	2,123.72
18.78	430.96	0.00	0.00	0.00	31.21	8.83	150.93	78.17	621.93	376.61	0.00	124.28	1,122.82	1,771.23
21.91	252.06	0.00	0.00	0.00	17.73	5.02	83.65	45.08	358.45	278.56	0.00	91.92	728.93	1,164.02
25.04	-1.14	0.00	0.00	0.00	-1.11	-0.31	-10.09	-1.23	-12.65	142.11	0.00	46.89	176.36	313.10
28.17	-322.25	0.00	0.00	0.00	-25.14	-7.12	-129.56	-60.39	-484.06	66.10	0.00	21.81	-396.15	-541.81
31.30	-716.08	0.00	0.00	0.00	-54.34	-15.37	-274.53	-132.29	-1,060.31	72.52	0.00	23.93	-963.87	-1,355.03

**CORTANTES**

ABCISA ( m )	V po.po ( ton )	V diafrag. ( ton )	V losa ( ton )	V banq. ( ton )	V guarn. ( ton )	V ppto. ( ton )	V relleno ( ton )	V asfalto ( ton )	V cm ( ton )	V cv ( ton )	V cv ban ( ton )	V imp ( ton )	V serv. ( ton )	V ultimo ( ton )
0.00	-98.21	0.00	0.00	0.00	-6.58	-1.86	-31.75	-16.50	-154.90	7.16	0.00	2.36	-145.39	-181.10
3.13	-67.20	0.00	0.00	0.00	-4.92	-1.39	-23.66	-12.37	-109.54	7.16	0.00	2.36	-100.02	-123.36
6.26	-45.29	0.00	0.00	0.00	-3.26	-0.92	-15.56	-8.24	-73.28	7.20	0.00	2.38	-63.69	-76.89
9.39	-23.38	0.00	0.00	0.00	-1.60	-0.45	-7.47	-4.11	-37.01	12.16	0.00	4.01	-20.84	-19.00
12.52	0.62	0.00	0.00	0.00	0.06	0.02	0.63	0.03	1.35	19.63	0.00	6.48	27.47	47.40
15.65	22.53	0.00	0.00	0.00	1.72	0.49	8.73	4.16	37.62	28.75	0.00	9.49	75.86	114.98
18.78	44.44	0.00	0.00	0.00	3.37	0.96	16.82	8.29	73.88	38.95	0.00	12.85	125.68	185.08
21.91	68.45	0.00	0.00	0.00	5.03	1.42	24.92	12.42	112.25	51.93	0.00	17.14	181.31	264.27
25.04	90.36	0.00	0.00	0.00	6.69	1.89	33.02	16.55	148.51	62.18	0.00	20.52	231.21	334.50
28.17	112.27	0.00	0.00	0.00	8.35	2.36	41.11	20.68	184.77	72.85	0.00	24.04	281.67	405.70
31.30	144.27	0.00	0.00	0.00	10.29	2.83	49.21	24.81	231.42	83.43	0.00	27.53	342.38	489.66



**CABLE C-1**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	1.30	910.90	2,347.13	15,136.00	11,877.97	320.13	251.22	19.27	49.64
2	3.24	0.87	890.02	2,065.10	15,136.00	12,180.88	320.13	257.63	18.82	43.68
3	6.49	0.53	863.01	1,700.05	15,136.00	12,572.95	320.13	265.92	18.25	35.96
4	9.73	0.29	842.89	1,428.26	15,136.00	12,864.85	320.13	272.09	17.83	30.21
5	12.97	0.15	860.11	1,660.89	15,136.00	12,615.00	320.13	266.81	18.19	35.13
6	16.22	0.10	866.32	1,744.84	15,136.00	12,524.83	320.13	264.90	18.32	36.90
7	19.46	0.16	856.21	1,608.24	15,136.00	12,671.55	320.13	268.00	18.11	34.01
8	22.70	0.16	850.24	1,527.50	15,136.00	12,758.26	320.13	269.84	17.98	32.31
9	25.94	0.24	886.68	2,019.89	15,136.00	12,229.43	320.13	258.65	18.75	42.72
10	29.19	0.36	507.42	2,658.16	15,136.00	11,970.42	320.13	253.17	10.73	56.22
11	32.43	0.50	587.20	3,092.72	15,136.00	11,456.08	320.13	242.30	12.42	65.41

**CABLE C-2**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	0.90	1,186.03	2,203.68	15,136.00	11,746.29	320.13	248.43	25.08	46.61
2	3.24	0.61	1,174.59	2,049.10	15,136.00	11,912.31	320.13	251.95	24.84	43.34
3	6.49	0.39	1,148.57	1,697.35	15,136.00	12,290.07	320.13	259.93	24.29	35.90
4	9.73	0.23	1,122.14	1,340.03	15,136.00	12,673.83	320.13	268.05	23.73	28.34
5	12.97	0.13	1,142.03	1,608.92	15,136.00	12,385.05	320.13	261.94	24.15	34.03
6	16.22	0.10	1,148.97	1,702.73	15,136.00	12,284.30	320.13	259.81	24.30	36.01
7	19.46	0.13	1,139.57	1,575.58	15,136.00	12,420.85	320.13	262.70	24.10	33.32
8	22.70	0.23	586.41	1,496.99	15,136.00	13,052.60	320.13	276.06	12.40	31.66
9	25.94	0.39	696.41	1,838.07	15,136.00	12,601.51	320.13	266.52	14.73	38.88
10	29.19	0.61	804.88	2,158.57	15,136.00	12,172.56	320.13	257.45	17.02	45.65
11	32.43	0.90	899.01	2,285.77	15,136.00	11,951.22	320.13	252.77	19.01	48.34

**CABLE C-3**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	0.50	1,454.86	2,801.46	15,136.00	10,879.68	320.13	230.11	30.77	59.25
2	3.24	0.36	1,420.69	2,339.24	15,136.00	11,376.07	320.13	240.60	30.05	49.47
3	6.49	0.24	1,380.96	1,802.05	15,136.00	11,952.99	320.13	252.81	29.21	38.11
4	9.73	0.16	1,345.80	1,326.56	15,136.00	12,463.64	320.13	263.61	28.46	28.06
5	12.97	0.12	1,363.05	1,559.78	15,136.00	12,213.17	320.13	258.31	28.83	32.99
6	16.22	0.10	1,370.69	1,663.12	15,136.00	12,102.19	320.13	255.96	28.99	35.18
7	19.46	0.15	737.02	1,701.48	15,136.00	12,697.49	320.13	268.55	15.59	35.99
8	22.70	0.29	839.87	1,450.40	15,136.00	12,845.74	320.13	271.69	17.76	30.68
9	25.94	0.53	976.23	1,652.47	15,136.00	12,507.30	320.13	264.53	20.65	34.95
10	29.19	0.87	1,122.93	1,994.78	15,136.00	12,018.28	320.13	254.19	23.75	42.19
11	32.43	1.30	1,262.81	2,245.22	15,136.00	11,627.97	320.13	245.93	26.71	47.49

**CABLE C-4**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	1.30	817.74	2,286.34	15,136.00	12,031.92	320.13	254.48	17.30	48.36
2	3.24	0.90	802.38	2,078.73	15,136.00	12,254.89	320.13	259.19	16.97	43.97
3	6.49	0.60	777.33	1,740.28	15,136.00	12,618.39	320.13	266.88	16.44	36.81
4	9.73	0.38	754.12	1,426.74	15,136.00	12,955.14	320.13	274.00	15.95	30.18
5	12.97	0.24	771.90	1,666.93	15,136.00	12,697.18	320.13	268.55	16.33	35.26
6	16.22	0.20	778.49	1,756.04	15,136.00	12,601.47	320.13	266.52	16.47	37.14
7	19.46	0.21	768.19	1,616.86	15,136.00	12,750.95	320.13	269.68	16.25	34.20
8	22.70	0.25	765.03	1,574.23	15,136.00	12,796.73	320.13	270.65	16.18	33.30
9	25.94	0.31	804.42	2,106.32	15,136.00	12,225.26	320.13	258.56	17.01	44.55
10	29.19	0.39	850.59	2,730.05	15,136.00	11,555.36	320.13	244.40	17.99	57.74
11	32.43	0.50	895.28	3,334.01	15,136.00	10,906.70	320.13	230.68	18.94	70.51



**CABLE C-5**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	$F_o$ Fuerza inicial ton.	$F_o$ Fuerza final ton.	$\Delta F_o$	
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2					instantaneas ton.	diferidas ton.
1	0.00	0.90	1,130.71	2,320.70	15,136.00	11,684.59	320.13	247.13	23.91	49.08
2	3.24	0.65	1,116.68	2,131.13	15,136.00	11,888.19	320.13	251.44	23.62	45.07
3	6.49	0.45	1,088.71	1,753.01	15,136.00	12,294.28	320.13	260.02	23.03	37.08
4	9.73	0.31	1,059.74	1,361.50	15,136.00	12,714.76	320.13	268.92	22.41	28.80
5	12.97	0.23	1,078.38	1,613.43	15,136.00	12,444.19	320.13	263.19	22.81	34.12
6	16.22	0.20	1,085.74	1,712.96	15,136.00	12,337.30	320.13	260.93	22.96	36.23
7	19.46	0.23	1,076.17	1,583.55	15,136.00	12,476.28	320.13	263.87	22.76	33.49
8	22.70	0.31	1,063.62	1,413.95	15,136.00	12,658.42	320.13	267.73	22.50	29.91
9	25.94	0.45	627.24	1,902.89	15,136.00	12,605.88	320.13	266.61	13.27	40.25
10	29.19	0.65	728.52	2,251.16	15,136.00	12,156.32	320.13	257.11	15.41	47.61
11	32.43	0.90	816.02	2,413.46	15,136.00	11,906.51	320.13	251.82	17.26	51.04

**CABLE C-6**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	$F_o$ Fuerza inicial ton.	$F_o$ Fuerza final ton.	$\Delta F_o$	
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2					instantaneas ton.	diferidas ton.
1	0.00	0.50	1,424.40	3,096.65	15,136.00	10,614.94	320.13	224.51	30.13	65.49
2	3.24	0.39	1,379.71	2,492.18	15,136.00	11,264.11	320.13	238.24	29.18	52.71
3	6.49	0.31	1,334.22	1,877.10	15,136.00	11,924.68	320.13	252.21	28.22	39.70
4	9.73	0.25	1,296.18	1,362.70	15,136.00	12,477.13	320.13	263.89	27.41	28.82
5	12.97	0.21	1,311.02	1,563.43	15,136.00	12,261.55	320.13	259.33	27.73	33.07
6	16.22	0.20	1,319.11	1,672.85	15,136.00	12,144.03	320.13	256.85	27.90	35.38
7	19.46	0.24	682.08	1,699.45	15,136.00	12,754.47	320.13	269.76	14.43	35.94
8	22.70	0.38	775.43	1,443.35	15,136.00	12,917.22	320.13	273.20	16.40	30.53
9	25.94	0.60	905.82	1,688.01	15,136.00	12,542.16	320.13	265.27	19.16	35.70
10	29.19	0.90	1,041.57	2,005.39	15,136.00	12,089.04	320.13	255.68	22.03	42.41
11	32.43	1.30	1,167.22	2,186.56	15,136.00	11,782.23	320.13	249.19	24.69	46.25

**CABLE C-7**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	$F_o$ Fuerza inicial ton.	$F_o$ Fuerza final ton.	$\Delta F_o$	
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2					instantaneas ton.	diferidas ton.
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00





RESUMEN DE PRESFUERZO Y ETAPAS DE TENSADO				
Cable	Tipo	frg	fre	Etapa de tensado
		Esfzo. Ruptura kg/mm2	Esfzo. Fluencia kg/mm2	
1	15T15	189.20	160.2	1
2	15T15	189.20	160.2	1
3	15T15	189.20	160.2	1
4	15T15	189.20	160.2	1
5	15T15	189.20	160.2	1
6	15T15	189.20	160.2	1
7	15T15	189.20	160.2	1

Nota.
Colocar (1) si el cable es de 1a. Etapa
Colocar (2) si el cable es de 2a. Etapa

CABLES DE 1a. ETAPA		
Sección	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	146.46	318.43
2	143.48	278.24
3	139.44	223.55
4	135.80	174.40
5	138.04	204.59
6	138.94	216.84
7	111.23	206.96
8	103.22	188.37
9	103.57	237.04
10	106.93	291.83
11	119.02	329.05

CABLES DE 2a. ETAPA		
Sección	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	0.00
8	0.00	0.00
9	0.00	0.00
10	0.00	0.00
11	0.00	0.00

CABLES DE 1a.y 2a. ETAPA		
Sección	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	146.46	318.43
2	143.48	278.24
3	139.44	223.55
4	135.80	174.40
5	138.04	204.59
6	138.94	216.84
7	111.23	206.96
8	103.22	188.37
9	103.57	237.04
10	106.93	291.83
11	119.02	329.05





<b>DATOS DE ANALISIS</b>	<b>DATOS DEL PROYECTISTA</b>	<b>DATOS DE LA TRABE</b>	<b>ETAPAS DE TENSADO</b>	<b>1</b>
SECCION : APOYO 1 COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

<b>ESFUERZO PERMISIBLE</b>	<b>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</b>	<b>MOMENTO</b> 2	<b>DATOS DEL PRESFUERZO</b>	<b>1a. ETAPA</b>
% de Esfzos. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18,920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20,400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

<b>CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE</b>		<b>REVISIÓN A LA RUPTURA</b>	<b>No. Torones</b>	<b>φ [mm]</b>	<b>At [mm<sup>2</sup>]</b>	<b>Yp [cm]</b>	<b>2a. ETAPA</b>	
<b>Sección simple</b>	<b>Sección compuesta</b>	<b>Aps(total) = 126.90 cm<sup>2</sup></b> d p = 80.00 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b 1 = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 37.99 cm f ps = 15,447.39 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	130.00 90.00 50.00 50.00 90.00 130.00 0.00	Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleno  Carpetas asfáltica Carva Viva	
<b>Pérdidas de presfuerzo</b>	<b>Geometría de la trabe</b>	<b>Acero en tensión</b>	<b>Acero en compresión</b>				<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b>	
Centroide(1a.etapa), cm = 90.00 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 119.02 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 329.05 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> d s = 165.00 cm c = 28.923 cm Rige Secc.Tee	A s(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f y (kg/cm2) = 4,200.00 Limite elástico r '(cm) = 5.00 Recubrimiento d s(cm) = 21.67 Brazo d e(cm) = 80.00 Brazo a (cm) = 34.19 Bloque de esfzos. Viga TEE				No. Torones φ [mm] A t [mm <sup>2</sup> ] Yp [cm]	Presfuerzo (2a. etapa) Eje de presfuerzo = 90.00 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 90.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES				ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.07	0.00	159.76	159.76	123.52	123.52	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas instantaneas (1a. Etapa)	119.02	0.07	0.00	-9.90	149.86	-7.65	115.86	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	149.86	0.00	115.86	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	149.86	0.00	115.86	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	149.86	0.00	115.86	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Perdidas diferidas totales	329.05	0.97	0.00	-84.43	65.43	6.44	122.31	6.44	6.44	-23.35	-23.35	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	0.00	0.00	65.43	0.00	122.31	0.00	6.44	0.00	-23.35	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	0.00	0.00	65.43	0.00	122.31	0.00	6.44	0.00	-23.35	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	0.00	0.00	65.43	0.00	122.31	0.00	6.44	0.00	-23.35	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	0.00	0.00	65.43	0.00	122.31	0.00	6.44	0.00	-23.35	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO (kg / cm<sup>2</sup>)</b>				Inf. Acum =	65.43	Sup. Acum =	122.31	Inf. Acum =	6.44	Sup. Acum =	-23.35	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>		<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>						<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
		<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>			<b>Al tensado</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>		247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>		<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Tensión</b>		-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>		<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Excede</b>	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
<b>Modulo de ruptura</b>		-30.94										Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
												Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
<b>Nota importante.</b> 1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Momento último ( M u )</b> Actuante	<b>Momento resistente ( MR )</b> Como Sección Tee	1	<b>Momento resistente ( MR )</b> Como Sección Rectangular	2	<b>Capacidad</b>
	0.00 ton-m	1,233.14 ton-m 54.02 ton-m 1,287.16 ton-m	Pasa por Mu	f ps = 16,275.832 a = 26.031	1,383.50 ton-m	<b>Momento resistente</b> 1 1,287.16
				Pasa por Mu	1,383.50 ton-m	<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> No Requiere refuerzo por tensión Adecuado

 <b>Facultad de Ingeniería</b>	CAPÍTULO 5. MEMORIA DE CÁLCULO			
<b>DATOS DE ANÁLISIS</b>	<b>DATOS DEL CLIENTE</b>	<b>DATOS DE LA TRABE</b>	<b>ETAPAS DE TENSADO</b>	<b>1</b>
SECCION : 0.1L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

<b>ESFUERZO PERMISIBLE</b>	<b>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</b>	<b>MOMENTO</b> 2	<b>DATOS DEL PRESFUERZO</b>	<b>1a. ETAPA</b>
% de Esfz. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfz. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfz. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfz. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

<b>CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE</b>		<b>REVISIÓN A LA RUPTURA</b>	<b>No. Torones</b>	<b>φ (mm)</b>	<b>At (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>Yp (cm)</b>	<b>PREFUERZO (1a. ETAPA)</b>	<b>2a. ETAPA</b>																									
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 91.87 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 40.37 cm f ps = 15,706.13 kg / cm <sup>2</sup>	15	15	141	86.80	<b>PREFUERZO (1a. ETAPA)</b> Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño	Carpeta asfáltica Carva Viva																									
		<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup>			Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 78.13 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton																												
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 78.13 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 143.48 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 278.24 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67		<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d e(cm) = 91.87 Brazo a (cm) = 36.33 Bloque de esfzos.		<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>No. Torones</th> <th>φ (mm)</th> <th>A t (mm<sup>2</sup>)</th> <th>Yp ( cm )</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>86.80</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>61.20</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>35.60</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>90.40</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>64.80</td></tr> </tbody> </table>			No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )	0	15	141	86.80	0	15	141	61.20	0	15	141	35.60	0	15	141	90.40	0	15	141	64.80	
No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )																														
0	15	141	86.80																														
0	15	141	61.20																														
0	15	141	35.60																														
0	15	141	90.40																														
0	15	141	64.80																														
		c = 29.414 cm <b>Rige Sec. Tee</b>	<b>Viga TEE</b> Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton																														

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	247.66	-47.72	-47.72	23.08	23.08	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.18	0.00	203.68	155.96	102.27	125.35	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	143.48	0.18	0.00	-15.21	140.74	-7.64	117.71	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	140.74	0.00	117.71	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	140.74	0.00	117.71	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	140.74	0.00	117.71	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	278.24	0.97	0.00	-71.39	69.35	5.45	123.16	5.45	5.45	-19.75	-19.75	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	18.03	-3.47	65.88	1.68	124.84	1.68	7.13	2.64	-17.11	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	93.86	-18.08	47.79	8.75	133.59	8.75	15.88	13.74	-3.37	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpeta asfáltica	0.00	0.00	44.65	-8.60	39.19	4.16	137.75	4.16	20.04	6.54	3.17	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	241.37	-46.51	-7.32	22.50	160.25	22.50	42.54	35.34	38.51	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-7.32	Sup. Acum =	160.25	Inf. Acum =	42.54	Sup. Acum =	38.51	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>		<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
		<b>Con refuerzo</b>		<b>Sin refuerzo</b>		<b>Al tensado</b>		<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>		247.50		180.00		<b>Compresión Serv.</b>		<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>		-42.19		-16.87		<b>Tensión Serv.</b>		<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>		-30.94										Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
<b>Nota importante.</b>	<b>Momento último ( M u )</b>	<b>Momento resistente ( MR )</b>	1	<b>Momento resistente ( MR )</b>	2	<b>Capacidad</b>	<b>Verificación del refuerzo por tensión</b>
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b>	<b>Como Sección TEE</b>		<b>Como Sección Rectangular</b>		<b>Momento resistente</b>	<b>Requiere refuerzo por tensión (ton)</b>
	1,468.93 ton-m	1,468.93 ton-m		1,654.21 ton-m		1	28.09
	69.44 ton-m	69.44 ton-m				1,538.36	
	938.79 ton-m	1,538.36 ton-m	Pasa por Mu	1,654.21 ton-m	Pasa por Mu		



DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.2L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfz. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfz. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfz. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfz. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior S i (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. S s (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior S i viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior S s viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior S e losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 111.47 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 43.62 cm f ps = 16,058.30 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	53.20 38.80 24.40 59.60 45.20 130.00 0.00	PREFUERZO (1a. ETAPA) Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño	PREFUERZO (2a. ETAPA) Carpetas asfáltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 58.53 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 139.44 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 223.55 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.082 cm Rige Sec. Tee	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm)= 21.67 Brazo d'e(cm)= 111.47 Brazo a (cm)= 39.25 Bloque de esfzos.	<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b>				
			Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 58.53 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton					
			No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )		
			0	15	141	53.20		
			0	15	141	38.80		
			0	15	141	24.40		
			0	15	141	59.60		
			0	15	141	45.20		
			0	15	141	130.00		
			0	15	141	0.00		
			Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton					

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	427.89	-82.45	-82.45	39.88	39.88	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.38	0.00	276.21	193.77	67.18	107.06	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	139.44	0.38	0.00	-20.05	173.72	-4.88	102.19	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	173.72	0.00	102.19	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	173.72	0.00	102.19	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	173.72	0.00	102.19	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	223.55	0.97	0.00	-57.36	116.35	4.38	106.56	4.38	4.38	-15.87	-15.87	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	31.39	-6.05	110.31	2.93	109.49	2.93	7.30	4.60	-11.27	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	163.15	-31.44	78.87	15.21	124.70	15.21	22.51	23.89	12.62	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	77.84	-15.00	63.87	7.26	131.95	7.26	29.77	11.40	24.01	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	409.53	-78.91	-15.04	38.17	170.13	38.17	67.94	59.96	83.97	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-15.04	Sup. Acum =	170.13	Inf. Acum =	67.94	Sup. Acum =	83.97	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Actuante	Como Sección TEE	1,871.51 ton-m 90.43 ton-m	f ps = 16,946.267 a = 27.074	Como Sección Rectangular	2,105.96 ton-m
	1,611.49 ton-m	1,961.94 ton-m	Pasa por Mu	Pasa por Mu	2,105.96 ton-m	Momento resistente 1 1,961.94
						Verificación del refuerzo por tensión Requiere refuerzo por tensión (ton) 55.45

DATOS DE ANÁLISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.3L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfz. Permisibles = 100	$f_c$ tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado $f_c$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión $f_{rg}$ (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	$f_{rg}$ = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura $f_{re}$ = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 $f_{rg}$ (%) de esfuerzo de tensado (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Módulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Pérdidas Instantáneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA																													
Sección simple	Sección compuesta	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 125.47 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 45.53 cm f ps = 16,266.03 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141	29.20 22.80 16.40 37.60 31.20 130.00		Presfzo (2a. etapa) Pérdidas instantáneas(2a.Etapa) Pérdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño Carpeta asfáltica Carva Viva																													
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.		<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro		<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.475 cm <b>Rige Sec. Tee</b>		<b>Acero en compresión</b> A's (cm <sup>2</sup> ) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's (cm) = 21.67 Brazo d'e (cm) = 125.47 Brazo a (cm) = 40.98 Bloque de esfzos.		<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b> <table border="1"> <tr> <th>No. Torones</th> <th>φ (mm)</th> <th>A t (mm<sup>2</sup>)</th> <th>Yp ( cm )</th> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>29.20</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>22.80</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>16.40</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>37.60</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>31.20</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>130.00</td> </tr> </table>		No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )	0	15	141	29.20	0	15	141	22.80	0	15	141	16.40	0	15	141	37.60	0	15	141	31.20	0	15	141	130.00
No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )																																		
0	15	141	29.20																																		
0	15	141	22.80																																		
0	15	141	16.40																																		
0	15	141	37.60																																		
0	15	141	31.20																																		
0	15	141	130.00																																		
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 44.53 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 135.80 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 174.40 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67		Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 44.53 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton		Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton																															

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	538.85	-103.83	-103.83	50.23	50.23	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capítulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.52	0.00	328.03	224.20	42.12	92.34	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Pérdidas Instantáneas (1a. Etapa)	135.80	0.52	0.00	-23.19	201.01	-2.98	89.36	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	201.01	0.00	89.36	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	201.01	0.00	89.36	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de pérdidas)</b>
Pérdidas instantáneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	201.01	0.00	89.36	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capítulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Pérdidas diferidas totales	174.40	0.97	0.00	-44.75	156.26	3.42	92.78	3.42	3.42	-12.38	-12.38	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	39.45	-7.60	148.66	3.68	96.46	3.68	7.09	5.78	-6.60	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	204.68	-39.44	109.22	19.08	115.53	19.08	26.17	29.97	23.36	AASHTO Capítulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Carpeta asfáltica	0.00	0.00	97.94	-18.87	90.35	9.13	124.66	9.13	35.30	14.34	37.70	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	530.85	-102.28	-11.93	49.48	174.14	49.48	84.78	77.72	115.42	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-11.93	Sup. Acum =	174.14	Inf. Acum =	84.78	Sup. Acum =	115.42	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de pérdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>							Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capítulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
<b>Nota importante.</b> 1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Momento último ( M u )</b> Actuante 2,054.61 ton-m	<b>Momento resistente ( MR )</b> Como Sección TEE 2,166.92 ton-m 102.81 ton-m 2,269.73 ton-m Pasa por Mu	1	<b>Momento resistente ( MR )</b> Como Sección Rectangular f ps = 17,143.576 a = 27.427 2,431.21 ton-m Pasa por Mu 2,431.21 ton-m	2	<b>Capacidad</b> Momento resistente 1 2,269.73	<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> Requiere refuerzo por tensión (ton) 44.82



DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.4L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA		No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA																								
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4.200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.685 cm <b>Rige Secc.Tee</b>	<b>Acero en compresión</b> A's(cm <sup>2</sup> ) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4.200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 133.87 Brazo a (cm) = 41.90 Bloque de esfzcs.	15	15	141	14.80		Presfzco (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño Carpeta asfaltica Carva Viva	<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>No. Torones</th> <th>φ (mm)</th> <th>A t (mm<sup>2</sup>)</th> <th>Yp (cm)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>14.80</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>13.20</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>11.60</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>24.40</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>22.80</td></tr> </tbody> </table>	No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	0	15	141	14.80	0	15	141	13.20	0	15	141	11.60	0	15	141	24.40	0	15	141
No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)																														
0	15	141	14.80																														
0	15	141	13.20																														
0	15	141	11.60																														
0	15	141	24.40																														
0	15	141	22.80																														
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 36.13 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 138.04 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 204.59 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 36.13 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton	Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton																													

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	574.59	-110.71	-110.71	53.56	53.56	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 L <sub>bin</sub> 2 kg/cm <sup>2</sup>
Presfzco. (1a. etapa)	1,920.76	0.60	0.00	359.11	248.40	27.08	80.63	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	138.04	0.60	0.00	-25.81	222.59	-1.95	78.69	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	222.59	0.00	78.69	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzco (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	222.59	0.00	78.69	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	222.59	0.00	78.69	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 L <sub>bin</sub> 2 kg/cm <sup>2</sup>
Perdidas diferidas totales	204.59	0.97	0.00	-52.50	170.10	4.01	82.69	4.01	4.01	-14.52	-14.52	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	42.09	-8.11	161.99	3.92	86.62	3.92	7.93	6.16	-8.36	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	217.86	-41.98	120.01	20.31	106.92	20.31	28.24	31.90	23.54	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 L <sub>bin</sub> 2 kg/cm <sup>2</sup>
Carpeta asfaltica	0.00	0.00	104.64	-20.16	99.85	9.75	116.68	9.75	37.99	15.32	38.86	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	581.53	-112.05	-12.20	54.20	170.88	54.20	92.19	85.14	124.00	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-12.20	Sup. Acum =	170.88	Inf. Acum =	92.19	Sup. Acum =	124.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 L <sub>bin</sub> 2 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b>	<b>Como Sección TEE</b>	2,346.70 ton-m 109.41 ton-m	<b>Como Sección Rectangular</b>	f ps = 17,243.593 a = 27.616	2,627.14 ton-m
	<b>2,217.82 ton-m</b>	<b>2,456.11 ton-m</b>	Pasa por Mu	<b>2,627.14 ton-m</b>	Pasa por Mu	<b>2,456.11</b>
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> Requiere refuerzo por tensión (ton) 45.70



DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : C. CLARO COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 136.67 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 46.87 cm f ps = 16,411.69 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	10.00 10.00 10.00 20.00 20.00 130.00 0.00	PREFUERZO (1a. ETAPA) Eje de presfuerzo = 33.33 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton	PREFUERZO (2a. ETAPA) Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 33.33 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 138.94 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 216.84 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.751 cm Rige Sec. Tee	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 136.67 Brazo a (cm) = 42.18 Bloque de esfzcs.	<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b>				
				No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	
				0	15	141	10.00	
				0	15	141	10.00	
				0	15	141	10.00	
				0	15	141	20.00	
				0	15	141	20.00	
				0	15	141	130.00	
				0	15	141	0.00	
				Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup>				
				Eje de presfuerzo = 33.33 cm				
				Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton				
				Σ At = 0 mm <sup>2</sup>				
				Eje de presfuerzo = 0.00 cm				
				Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton				

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	538.47	-103.75	-103.75	50.19	50.19	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.63	0.00	369.48	265.72	22.06	72.25	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	138.94	0.63	0.00	-26.73	239.00	-1.60	70.66	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	239.00	0.00	70.66	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	239.00	0.00	70.66	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	239.00	0.00	70.66	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	216.84	0.97	0.00	-55.64	183.36	4.25	74.90	4.25	4.25	-15.39	-15.39	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guamición	0.00	0.00	39.38	-7.59	175.77	3.67	78.57	3.67	7.92	5.77	-9.62	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	203.10	-39.13	136.64	18.93	97.51	18.93	26.85	29.74	20.11	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpeta asfaltica	0.00	0.00	98.16	-18.91	117.72	9.15	106.66	9.15	36.00	14.37	34.48	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	571.60	-110.14	7.59	53.28	159.93	53.28	89.28	83.68	118.17	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	7.59	Sup. Acum =	159.93	Inf. Acum =	89.28	Sup. Acum =	118.17	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b>	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	Compresión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	Tensión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
												Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Actuante	Como Sección TEE	2,407.00 ton-m 111.49 ton-m	f ps = 17,274.405 a = 27.676	Como Sección Rectangular	2,692.56 ton-m
	2,123.72 ton-m	2,518.49 ton-m	Pasa por Mu	Pasa por Mu	2,692.56 ton-m	1 2,518.49
						Verificación del refuerzo por tensión No Requiere refuerzo por tensión Adecuado





DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.6L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)		2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 133.60 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 46.52 cm f ps = 16,373.42 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	16.40 13.20 14.80 21.20 22.80 130.00 0.00	PRESFUERZO (1a. ETAPA) Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 36.40 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton		Peso propio Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño  Carpetas asfáltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 36.40 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 111.23 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 206.96 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.678 cm Rige Sec. Tee	<b>Acero en compresión</b> A's (cm <sup>2</sup> ) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's (cm) = 21.67 Brazo d'e (cm) = 133.60 Brazo a (cm) = 41.87 Bloque de esfzcs.		<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b> No. Torones φ (mm) A t (mm <sup>2</sup> ) Yp (cm) 0 15 141 16.40 0 15 141 13.20 0 15 141 14.80 0 15 141 21.20 0 15 141 22.80 0 15 141 130.00				
			Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton						

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	430.96	-83.04	-83.04	40.17	40.17	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.60	0.00	358.13	275.09	27.55	67.72	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	111.23	0.60	0.00	-20.74	254.35	-1.60	66.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	254.35	0.00	66.13	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	254.35	0.00	66.13	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	254.35	0.00	66.13	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	206.96	0.97	0.00	-53.10	201.25	4.05	70.18	4.05	4.05	-14.69	-14.69	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	31.21	-6.01	195.23	2.91	73.09	2.91	6.96	4.57	-10.12	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	159.76	-30.78	164.45	14.89	87.98	14.89	21.85	23.39	13.27	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	78.17	-15.06	149.39	7.29	95.27	7.29	29.14	11.44	24.72	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	500.89	-96.51	52.88	46.69	141.95	46.69	75.83	73.33	98.05	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	52.88	Sup. Acum =	141.95	Inf. Acum =	75.83	Sup. Acum =	98.05	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>							Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>					<b>Compresión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>					<b>Tensión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>												Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b> 1,771.23 ton-m	<b>Como Sección TEE</b> 2,340.97 ton-m 109.21 ton-m 2,450.18 ton-m	Pasa por Mu	<b>Como Sección Rectangular</b> f ps = 17,240.596 a = 27.610 2,620.91 ton-m	Pasa por Mu	<b>1</b> 2,450.18
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> No Requiere refuerzo por tensión Adecuado



DATOS DE ANÁLISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.7L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA																														
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 127.60 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 45.80 cm f ps = 16,295.06 kg / cm <sup>2</sup>	15	15	141	16.40	Presfuerzo (1a. Etapa) Presfzco (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño Carpeta asfaltica Carva Viva	Presfzco (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño Carpeta asfaltica Carva Viva																														
		<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup>			<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 127.60 Brazo a (cm)= 41.22 Bloque de esfzcs.				<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b> <table border="1"> <thead> <tr> <th>No. Torones</th> <th>φ (mm)</th> <th>A t (mm<sup>2</sup>)</th> <th>Yp ( cm )</th> </tr> </thead> <tbody> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>16.40</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>22.80</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>29.20</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>31.20</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>130.00</td></tr> <tr><td>0</td><td>15</td><td>141</td><td>0.00</td></tr> </tbody> </table>		No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )	0	15	141	16.40	0	15	141	22.80	0	15	141	29.20	0	15	141	31.20	0	15	141	130.00	0	15	141	0.00
No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )																																			
0	15	141	16.40																																			
0	15	141	22.80																																			
0	15	141	29.20																																			
0	15	141	31.20																																			
0	15	141	130.00																																			
0	15	141	0.00																																			
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 42.40 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 103.22 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 188.37 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 42.40 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton		Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton																																	

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	252.06	-48.57	-48.57	23.49	23.49	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzco. (1a. etapa)	1,920.76	0.54	0.00	335.92	287.36	38.30	61.79	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	103.22	0.54	0.00	-18.05	269.30	-2.06	59.73	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	269.30	0.00	59.73	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzco (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	269.30	0.00	59.73	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	269.30	0.00	59.73	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	188.37	0.97	0.00	-48.33	220.97	3.69	63.42	3.69	3.69	-13.37	-13.37	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	17.73	-3.42	217.55	1.65	65.07	1.65	5.34	2.60	-10.77	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	88.67	-17.08	200.47	8.26	73.34	8.26	13.61	12.98	2.21	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpeta asfaltica	0.00	0.00	45.08	-8.69	191.78	4.20	77.54	4.20	17.81	6.60	8.81	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	370.48	-71.39	120.40	34.53	112.07	34.53	52.34	54.24	63.05	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	120.40	Sup. Acum =	112.07	Inf. Acum =	52.34	Sup. Acum =	63.05	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b>	<b>Como Sección TEE</b>	2,212.41 ton-m 104.54 ton-m	<b>Como Sección Rectangular</b>	2,480.92 ton-m	<b>Momento resistente</b>
	1,164.02 ton-m	2,316.95 ton-m	Pasa por Mu	2,480.92 ton-m	Pasa por Mu	2,316.95
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b>
						No Requiere refuerzo por tensión Adecuado

DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.8L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfz. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA	
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.  <b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 53.73 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 103.57 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 237.04 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro  <b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 116.27 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee)= 44.30 cm f ps = 16,133.09 kg / cm <sup>2</sup>  <b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.223 cm <b>Rige Sec. Tee</b>	15 15 15 15 15 15 0 0	15 15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141 141	24.40 38.80 53.20 30.80 45.20 130.00 0.00		Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 53.73 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton	Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño  Carpetas asfáltica Carva Viva
			<b>Acero en compresión</b>				<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b>		
			A's(cm <sup>2</sup> ) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 116.27 Brazo a (cm) = 39.87 Bloque de esfzos.				No. Torones φ (mm) A t (mm <sup>2</sup> ) Yp ( cm ) 0 15 141 24.40 0 15 141 38.80 0 15 141 53.20 0 15 141 30.80 0 15 141 45.20		
			Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton						

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	-1.14	0.22	0.22	-0.11	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.43	0.00	293.98	294.20	58.59	58.48	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	103.57	0.43	0.00	-15.85	278.35	-3.16	55.32	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	278.35	0.00	55.32	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	278.35	0.00	55.32	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	278.35	0.00	55.32	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Perdidas diferidas totales	237.04	0.97	0.00	-60.82	217.52	4.64	59.96	4.64	4.64	-16.82	-16.82	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	-1.11	0.21	217.74	-0.10	59.86	-0.10	4.54	-0.16	-16.98	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	-10.40	2.00	219.74	-0.97	58.89	-0.97	3.57	-1.52	-18.51	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	-1.23	0.24	219.98	-0.11	58.78	-0.11	3.46	-0.18	-18.69	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	189.00	-36.42	183.56	17.62	76.39	17.62	21.07	27.67	8.98	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	183.56	Sup. Acum =	76.39	Inf. Acum =	21.07	Sup. Acum =	8.98	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>					247.50	180.00	Compresión Serv.	Excede	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Tensión</b>					-42.19	-16.87	Tensión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>					-30.94							Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
<b>Nota importante.</b> 1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Momento último ( M u )</b> Actuante	<b>Momento resistente ( MR )</b> Como Sección TEE	1	<b>Momento resistente ( MR )</b> Como Sección Rectangular	2	<b>Capacidad</b> Momento resistente
	1,972.15 ton-m 94.89 ton-m 313.10 ton-m	1,972.15 ton-m 94.89 ton-m 2,067.03 ton-m	Pasa por Mu	2,217.27 ton-m	Pasa por Mu	2,217.27 ton-m 2,067.03
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> No Requiere refuerzo por tensión Adecuado



DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.9L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18,920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20,400.00 Kg/mm <sup>2</sup>	Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA	
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 100.40 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 41.88 cm f ps = 15,869.57 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141	35.60 61.20 86.80 39.20 64.80 130.00	PREFUERZO (1a. ETAPA)	PREFUERZO (2a. ETAPA) Presfzco (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño  Carpetas asfáltica Carva Viva	
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 69.60 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 106.93 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 291.83 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 29.724 cm Rige Secc.Tee		<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm)= 21.67 Brazo d'e(cm)= 100.40 Brazo a (cm)= 37.69 Bloque de esfzcs.		<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b> No. Torones φ (mm) A t (mm <sup>2</sup> ) Yp (cm) 0 15 141 35.60 0 15 141 61.20 0 15 141 86.80 0 15 141 39.20 0 15 141 64.80 Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton		

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES														
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO			
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura		
Peso propio	0.00	0.00	-322.25	62.09	62.09	-30.04	-30.04	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2		
Presfzco. (1a. etapa)	1,920.76	0.27	0.00	235.26	297.35	86.99	56.96	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19		
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	106.93	0.27	0.00	-13.10	284.25	-4.84	52.11	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44		
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	284.25	0.00	52.11	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94		
Presfzco (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	284.25	0.00	52.11	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>		
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	284.25	0.00	52.11	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2		
Perdidas diferidas totales	291.83	0.97	0.00	-74.88	209.37	5.71	57.83	5.71	5.71	-20.71	-20.71	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270		
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	-25.14	4.84	214.21	-2.34	55.48	-2.34	3.37	-3.68	-24.39	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5		
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	-136.67	26.33	240.55	-12.74	42.75	-12.74	-9.37	-20.01	-44.40	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2		
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	-60.39	11.64	252.19	-5.63	37.12	-5.63	-15.00	-8.84	-53.24	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87		
Carva Viva	0.00	0.00	87.92	-16.94	235.25	8.19	45.31	8.19	-6.80	12.87	-40.37	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19		
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum = 235.25		Sup. Acum = 45.31		Inf. Acum = -6.80		Sup. Acum = -40.37		<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>		
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>		<b>Sin refuerzo</b>		<b>Al tensado</b>		<b>Excede</b>		<b>Bien</b>		Compresión: Postensados 0.4f'c 180	
<b>Compresión</b>			247.50		180.00		<b>Compresión Serv.</b>		<b>Excede</b>		<b>Bien</b>		AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2	
<b>Tensión</b>			-42.19		-16.87		<b>Tensión Serv.</b>		<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75	
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94										Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19	

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
Nota importante.	Momento último ( M u ) Actuante	Momento resistente ( MR ) Como Sección TEE	1	Momento resistente ( MR ) Como Sección Rectangular	2	Capacidad Momento resistente 1 1,721.59	Verificación del refuerzo por tensión No Requiere refuerzo por tensión Adecuado
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	541.81 ton-m	1,642.41 ton-m 79.18 ton-m 1,721.59 ton-m	Pasa por Mu	f ps = 16,754.759 a = 26.752	1,850.29 ton-m	Pasa por Mu 1,850.29 ton-m	



DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : APOYO 2 COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 80.00 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 37.99 cm f ps = 15,447.39 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	50.00 90.00 130.00 50.00 90.00 130.00 0.00	PREFUERZO (1a. ETAPA) Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 90.00 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton	PREFUERZO (2a. ETAPA) PREFUERZO 2a. ETAPA No. Torones φ (mm) At (mm <sup>2</sup> ) Yp (cm) 0 15 141 50.00 0 15 141 90.00 0 15 141 130.00 0 15 141 50.00 0 15 141 90.00 Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 90.00 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 119.02 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 329.05 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 28.923 cm Rige Secc.Tee	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 80.00 Brazo a (cm) = 34.19 Bloque de esfzcs.	<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b> No. Torones φ (mm) At (mm <sup>2</sup> ) Yp (cm) 0 15 141 50.00 0 15 141 90.00 0 15 141 130.00 0 15 141 50.00 0 15 141 90.00 Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton				

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	-716.08	137.98	137.98	-66.75	-66.75	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.07	0.00	159.76	297.73	123.52	56.77	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	119.02	0.07	0.00	-9.90	287.83	-7.65	49.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	287.83	0.00	49.12	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	287.83	0.00	49.12	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	287.83	0.00	49.12	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	329.05	0.97	0.00	-84.43	203.40	6.44	55.56	6.44	6.44	-23.35	-23.35	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guamición	0.00	0.00	-54.34	10.47	213.87	-5.06	50.50	-5.06	1.38	-7.96	-31.31	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	-289.90	55.86	269.73	-27.02	23.47	-27.02	-25.64	-42.44	-73.75	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpeta asfaltica	0.00	0.00	-132.29	25.49	295.22	-12.33	11.14	-12.33	-37.97	-19.37	-93.12	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	96.45	-18.58	276.64	8.99	20.13	8.99	-28.98	14.12	-79.00	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum = 276.64		Sup. Acum = 20.13		Inf. Acum = -28.98		Sup. Acum = -79.00		<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>	<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>					<b>Comentarios finales</b>				
	<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>		<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>		247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		<b>Bien</b>		Compresión: Postensados 0.4f'c 180
				<b>Tensión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>		<b>Excede</b>		<b>Excede</b>		AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>	-42.19	-16.87	-16.87									Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>	-30.94											Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

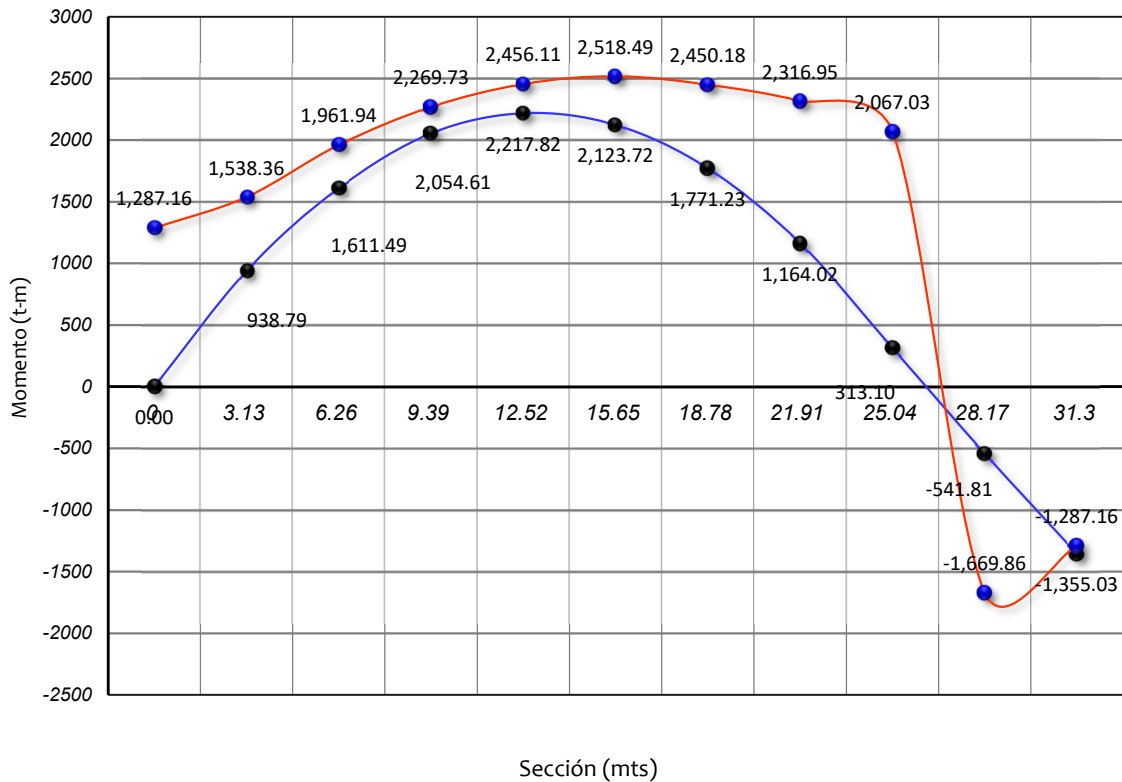
REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b>	<b>Como Sección TEE</b>	1,233.14 ton-m 54.02 ton-m	<b>Como Sección Rectangular</b>	f ps = 16,275.832 a = 26.031	1,383.50 ton-m
	1,355.03 ton-m	1,287.16 ton-m	No pasa por Mu	Pasa por Mu	1,383.50 ton-m	<b>1</b> 1,287.16
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> No Requiere refuerzo por tensión Adecuado



**ENVOLVENTE DE CAPACIDAD**

Sección m	Momento ultimo Mu (t-m)	Momento resistente MR (t-m)	Radio de capacidad (MR / Mu)	Comentario
0	0.00	1,287.16	0.00	Pasa
3.13	938.79	1,538.36	0.61	Pasa
6.26	1,611.49	1,961.94	0.82	Pasa
9.39	2,054.61	2,269.73	0.91	Pasa
12.52	2,217.82	2,456.11	0.90	Pasa
15.65	2,123.72	2,518.49	0.84	Pasa
18.78	1,771.23	2,450.18	0.72	Pasa
21.91	1,164.02	2,316.95	0.50	Pasa
25.04	313.10	2,067.03	0.15	Pasa
28.17	-541.81	-1,669.86	0.32	Pasa
31.3	-1,355.03	-1,287.16	1.05	Escaso

Envolvente de capacidad a Momento flexionante

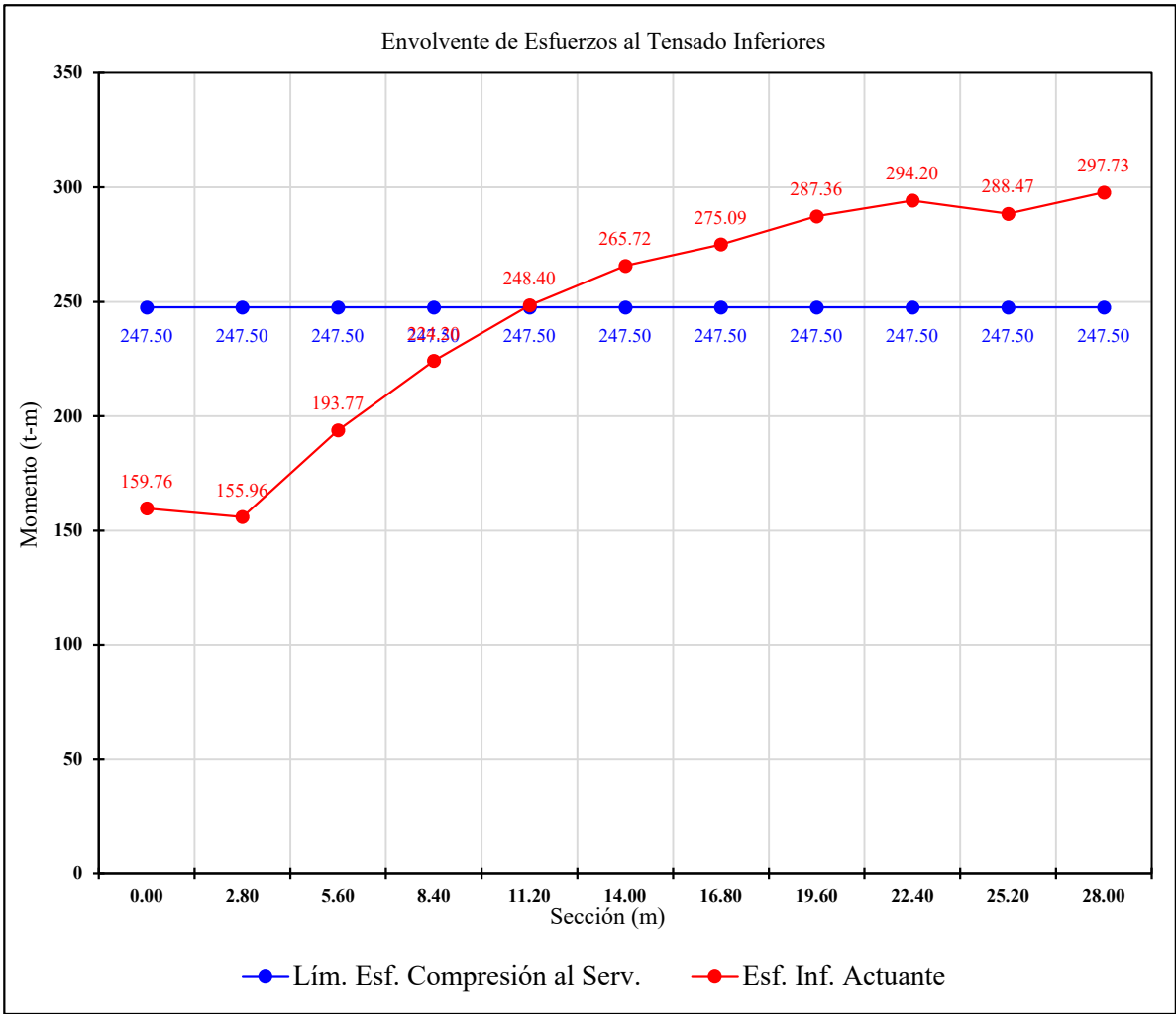


ESFUERZOS PERMISIBLES AL TENSADO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Lím. Esf. Compresión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Inferior Actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	247.50	159.76	Pasa
3.1	247.50	155.96	Pasa
6.3	247.50	193.77	Pasa
9.4	247.50	224.20	Pasa
12.5	247.50	248.40	Excede
15.65	247.50	265.72	Excede
18.8	247.50	275.09	Excede
21.9	247.50	287.36	Excede
25.0	247.50	294.20	Excede
28.2	247.50	288.47	Excede
31.3	247.50	297.73	Excede



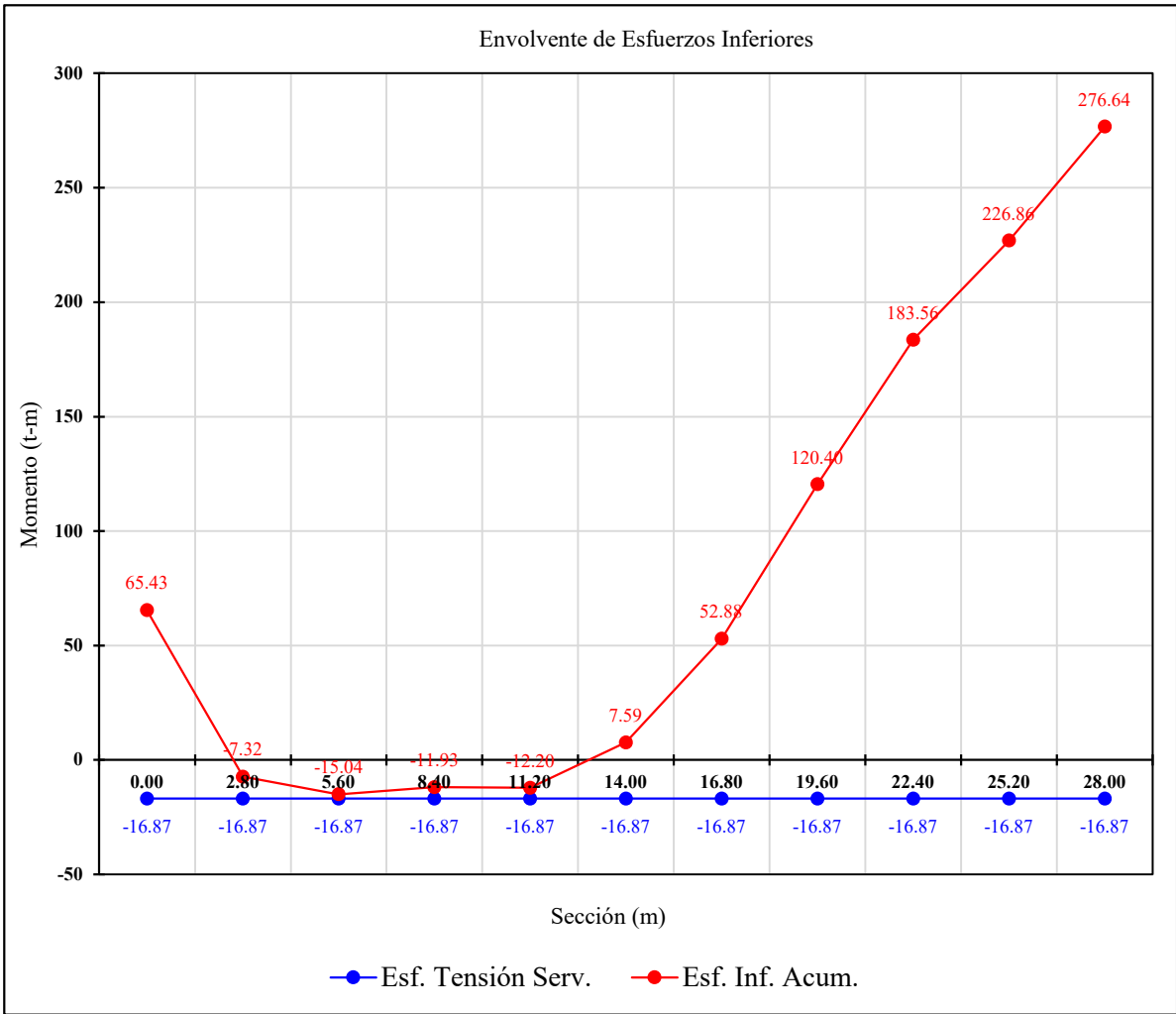


ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Esf. Tensión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Inf. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	-16.87	65.43	Pasa
3.1	-16.87	-7.32	Pasa
6.3	-16.87	-15.04	Pasa
9.4	-16.87	-11.93	Pasa
12.5	-16.87	-12.20	Pasa
15.65	-16.87	7.59	Pasa
18.8	-16.87	52.88	Pasa
21.9	-16.87	120.40	Pasa
25.0	-16.87	183.56	Pasa
28.2	-16.87	226.86	Pasa
31.3	-16.87	276.64	Pasa

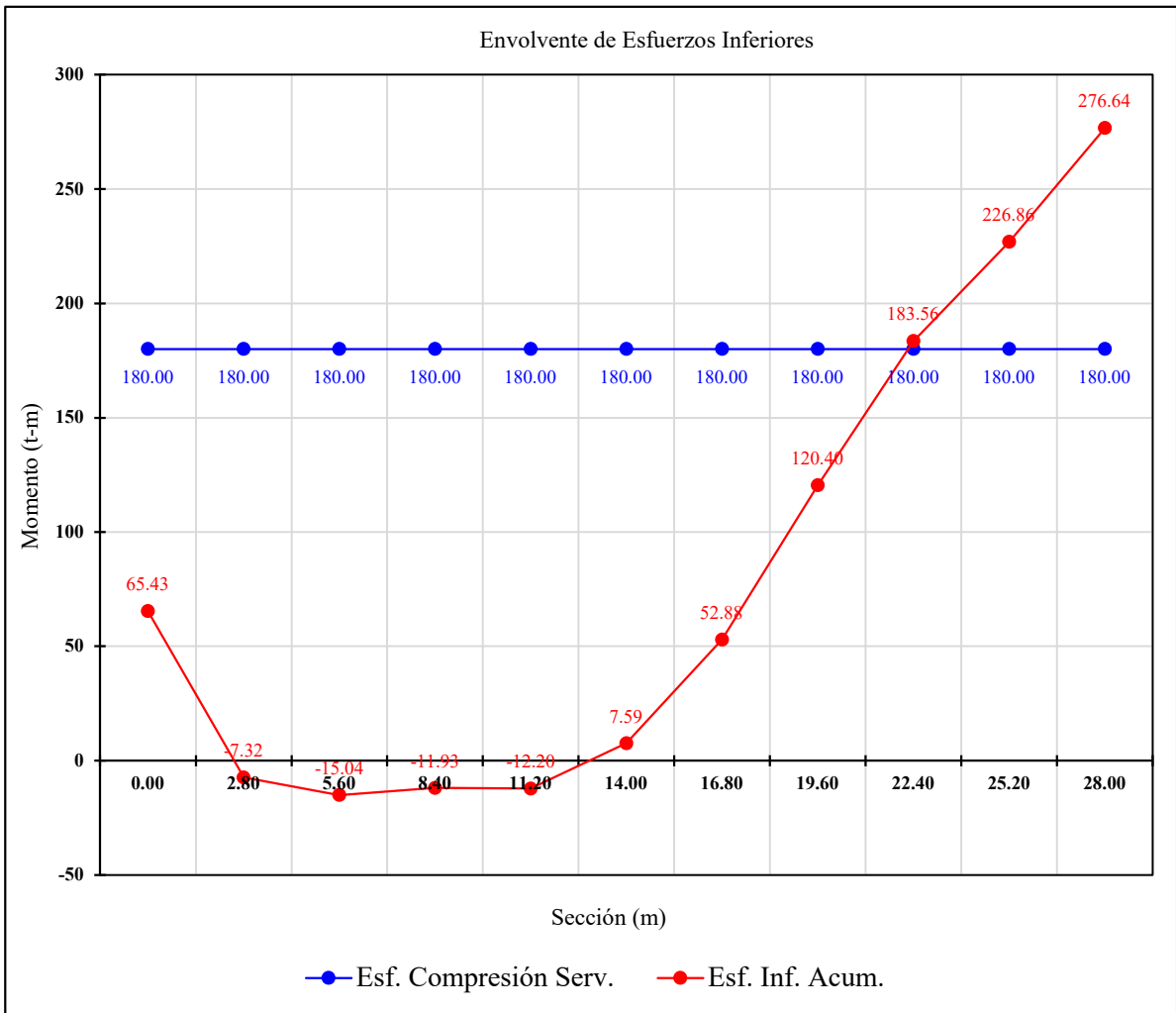


ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Esf. Compresión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Inf. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	180.00	65.43	Pasa
3.1	180.00	-7.32	Pasa
6.3	180.00	-15.04	Pasa
9.4	180.00	-11.93	Pasa
12.5	180.00	-12.20	Pasa
15.65	180.00	7.59	Pasa
18.8	180.00	52.88	Pasa
21.9	180.00	120.40	Pasa
25.0	180.00	183.56	Excede
28.2	180.00	226.86	Excede
31.3	180.00	276.64	Excede

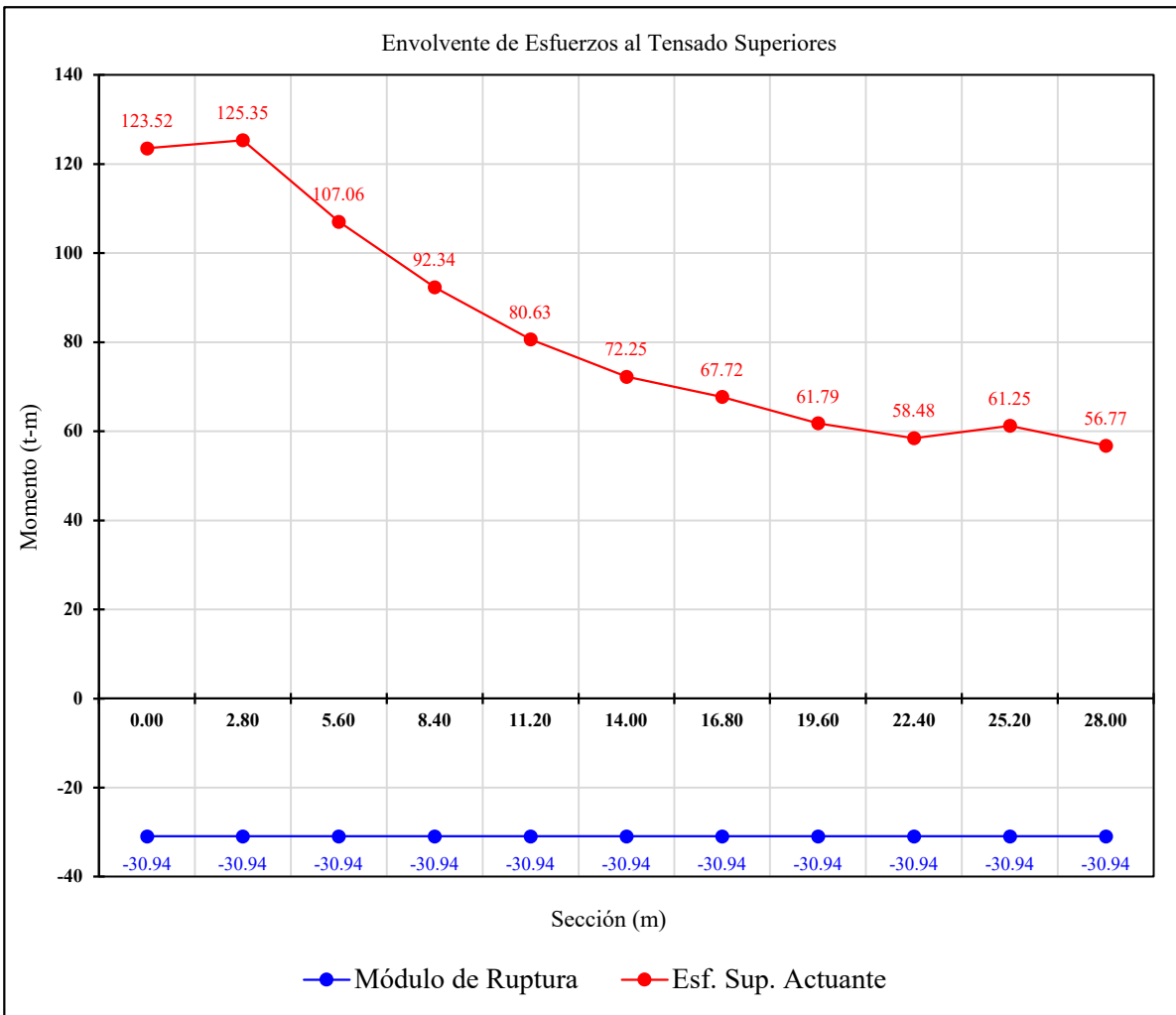


ESFUERZOS PERMISIBLES AL TENSADO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Módulo de Ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Superior Actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	-30.94	123.52	Pasa
2.8	-30.94	125.35	Pasa
5.6	-30.94	107.06	Pasa
8.4	-30.94	92.34	Pasa
11.2	-30.94	80.63	Pasa
14	-30.94	72.25	Pasa
16.8	-30.94	67.72	Pasa
19.6	-30.94	61.79	Pasa
22.4	-30.94	58.48	Pasa
25.2	-30.94	61.25	Pasa
28	-30.94	56.77	Pasa

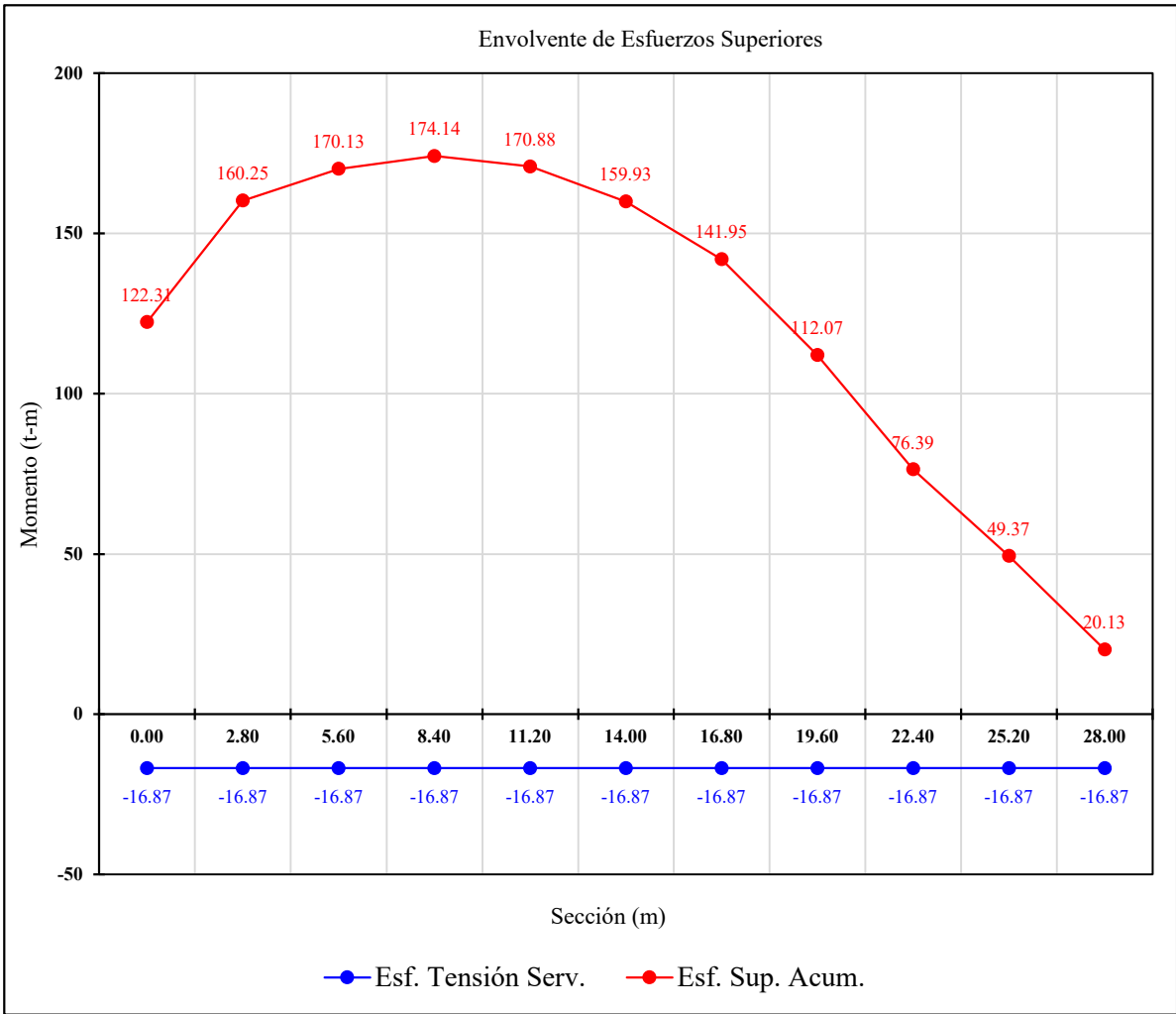


ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Esf. Tensión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Sup. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	-16.87	122.31	Pasa
2.8	-16.87	160.25	Pasa
5.6	-16.87	170.13	Pasa
8.4	-16.87	174.14	Pasa
11.2	-16.87	170.88	Pasa
14	-16.87	159.93	Pasa
16.8	-16.87	141.95	Pasa
19.6	-16.87	112.07	Pasa
22.4	-16.87	76.39	Pasa
25.2	-16.87	49.37	Pasa
28	-16.87	20.13	Pasa

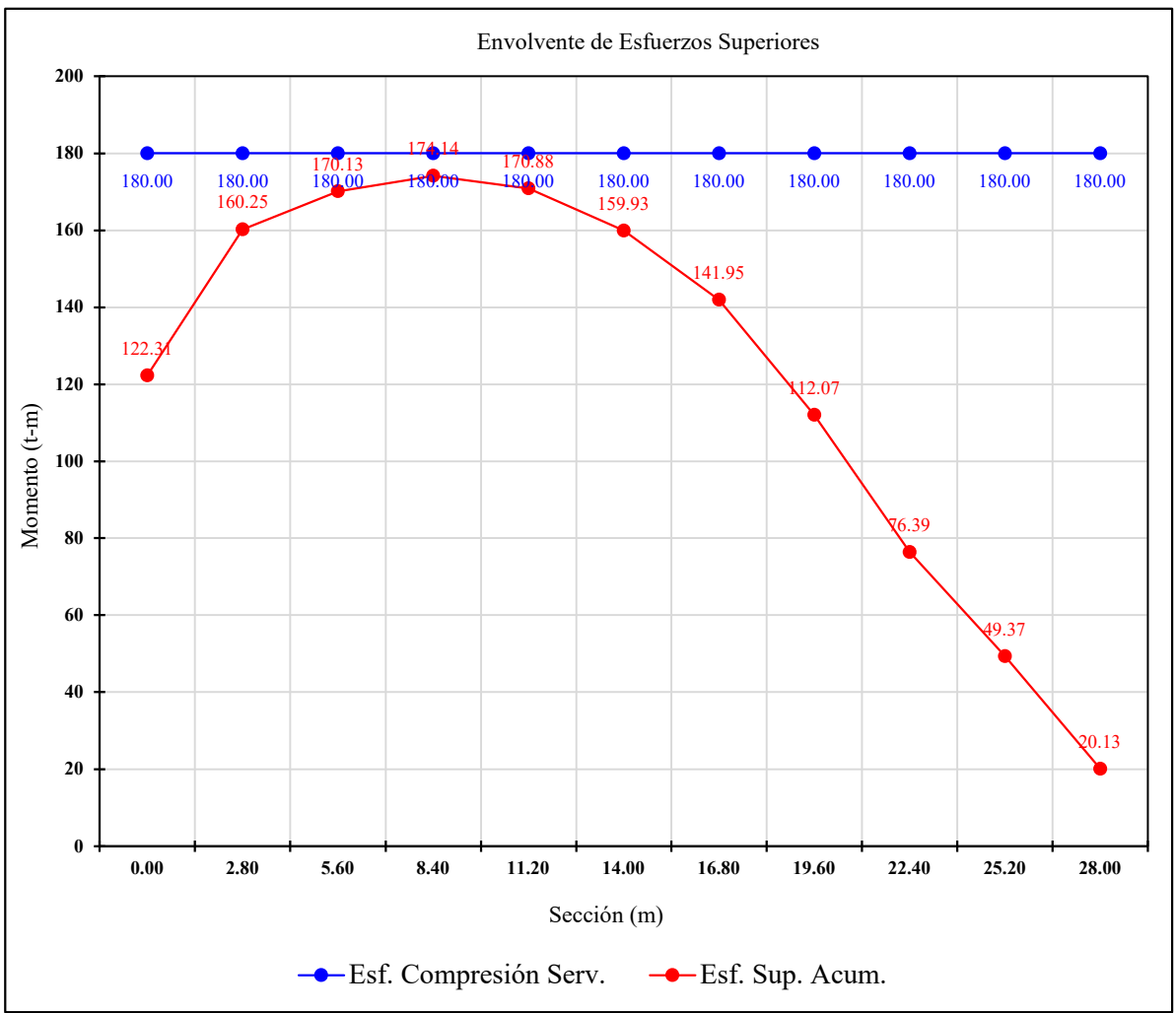


### ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO

CV
CAMIÓN T3S2R4

#### ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Esf. Compresión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Sup. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	180.00	122.31	Pasa
2.8	180.00	160.25	Pasa
5.6	180.00	170.13	Pasa
8.4	180.00	174.14	Pasa
11.2	180.00	170.88	Pasa
14	180.00	159.93	Pasa
16.8	180.00	141.95	Pasa
19.6	180.00	112.07	Pasa
22.4	180.00	76.39	Pasa
25.2	180.00	49.37	Pasa
28	180.00	20.13	Pasa



### 5.8.2.6 DISEÑO POR CORTANTE

En este apartado se presenta el cálculo de las fuerzas cortantes resistentes y su comparación respecto al cortante último en la nervadura extrema del tramo 1 con base en la teoría presentada en el **Capítulo 2. Concreto Presforzado**. El cálculo para la nervadura izquierda se muestra en el **Anexo C. Memoria de Cálculo**.

RESUMEN DE FUERZAS CORTANTES						
Abcisa (mts)	V act. (ton)	V(conc.+refuerzo) (ton)	Vpresfuerzo (ton)	Vresistente (ton)	Relación (Vact./ Vresist.)	Comentario
0.00	145.39	261.47	101.53	363.00	0.40	Adecuado
3.13	100.02	261.47	81.83	343.30	0.29	Adecuado
6.26	63.69	192.87	60.66	253.52	0.25	Adecuado
9.39	20.84	192.87	36.66	229.52	0.09	Adecuado
12.52	-27.47	158.56	12.05	170.61	-0.16	Adecuado
15.65	-75.86	158.56	0.00	158.56	-0.48	Adecuado
18.78	-125.68	-158.56	-12.14	-170.71	0.74	Adecuado
21.91	-181.31	-192.87	-37.15	-230.02	0.79	Adecuado
25.04	-231.21	-192.87	-61.44	-254.31	0.91	Adecuado
28.17	-281.67	-261.47	-83.04	-344.51	0.82	Adecuado
31.30	-342.38	-261.47	-102.90	-364.37	0.94	Adecuado

Tabla 5.8 Resumen de fuerzas cortantes en la sección efectiva

### 5.8.2.7 DEFLEXIÓN

El cálculo de las flechas se realizó considerando el modelo isostático del tramo 1, ya que generar mayores sollicitaciones y permite valorar si el presfuerzo del diseño compensa de forma eficiente la deformación vertical generada por las cargas en servicio, presentando en este apartado la deflexión al centro del claro por cargas permanentes y vivas, así como el límite permisible establecido en la norma AASHTO. Su cálculo es conforme lo expuesto en el **Capítulo 2. Concreto Presforzado**.

RESUMEN DE DEFLEXIÓN AL C.L.		
<b>DEFLEXIÓN POR CARGA PERMANENTE</b>		
$\Delta_{CM} =$	3.74	cm
<b>CONTRAFLECHA DEL PRESFUERZO</b>		
$\Delta_{Presf.} =$	-3.45	cm
<b>DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA</b>		
$\Delta_{CV+IMP} =$	2.03	cm
<b>DEFLEXIÓN TOTAL</b>		
$\Delta_{Total} =$	2.32	cm
<b>DEFLEXIÓN PERMISIBLE</b>		
$\Delta_{Perm.} =$	3.91	cm

Tabla 5.9 Resumen de deflexiones al centro del claro



**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE DE NERVADURA CURVA EXTERNA TRAMO 1**

**APORTACIÓN DEL CONCRETO Y DEL ACERO DE REFUERZO**

CONCRETO		ACERO	
$f'c =$	450 Kg/cm <sup>2</sup>	$f_y =$	4,200.00 kg/cm <sup>2</sup>
CLARO DE LA TRABE		FACTOR DE RESISTENCIA	
Claro (L), m = 31.3		FR = 0.75	

**DATOS DEL CORTANTE ACUTUANTE**

EN SERVICIO		DIMENSIONES DE LA TRABE																	
<b>Apoyo</b>	145.39	$bw$ (cm) = 40 $h$ (cm) = 170	<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2">CONDICIÓN DE CARGA</th> <th colspan="2">CORTANTE DE DISEÑO</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td colspan="2" rowspan="5"><b>CM+CV T3S2R4+IMPACTO</b></td> <td><math>V_{max}</math> (ton) =</td> <td>145.39</td> </tr> <tr> <td><math>V_i</math> (ton) =</td> <td>100.02</td> </tr> <tr> <td><math>d</math> (mts) =</td> <td>1.7</td> </tr> <tr> <td><math>\Delta x</math> (mts) =</td> <td>3.13</td> </tr> <tr> <td><math>V_d</math> (ton) =</td> <td>120.7</td> </tr> </tbody> </table>	CONDICIÓN DE CARGA		CORTANTE DE DISEÑO		<b>CM+CV T3S2R4+IMPACTO</b>		$V_{max}$ (ton) =	145.39	$V_i$ (ton) =	100.02	$d$ (mts) =	1.7	$\Delta x$ (mts) =	3.13	$V_d$ (ton) =	120.7
CONDICIÓN DE CARGA				CORTANTE DE DISEÑO															
<b>CM+CV T3S2R4+IMPACTO</b>				$V_{max}$ (ton) =	145.39														
				$V_i$ (ton) =	100.02														
				$d$ (mts) =	1.7														
		$\Delta x$ (mts) =	3.13																
		$V_d$ (ton) =	120.7																
0.1L	100.02																		
0.2L	63.69																		
0.3L	20.84																		
0.4L	-27.47																		
<b>C.claro</b>	-75.86																		
0.6L	-125.68																		
0.7L	-181.31																		
0.8L	-231.21																		
0.9L	-281.67																		
<b>Apoyo</b>	-342.38																		

**DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS VERTICALES**

Sección	$\Phi$	No. De ramas	Separación @	Centroide
Apoyo	5	2	10	5
0.1L	5	2	10	5
0.2L	5	2	15	5
0.3L	5	2	15	5
0.4L	5	2	20	5
0.5L	5	2	20	5

**DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS INCLINADOS**

Sección	$\Phi$	No. De ramas	Separación @	Centroide
Apoyo	0	0	0	0
0.1L	0	0	0	0
0.2L	0	0	0	0
0.3L	0	0	0	0
0.4L	0	0	0	0
0.5L	0	0	0	0

**APORTACIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO**

ORDENADA (mts)	$f_o$ Esfuerzo inicial (kg/mm <sup>2</sup> )	$\Delta F_o$ (ton) de pérdidas instantaneas	$\Delta F_o$ (ton) de pérdidas Diferidas	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	No. Torones	No. Cables
0.9000	151.36	146.46	318.43	141	15	6
0.6120	151.36	143.48	278.24			
0.3880	151.36	139.44	223.55			
0.2280	151.36	135.80	174.40			
0.1320	151.36	138.04	204.59			
0.1000	151.36	138.94	216.84			
0.1320	151.36	111.23	206.96			
0.2280	151.36	103.22	188.37			
0.3880	151.36	103.57	237.04			
0.6120	151.36	106.93	291.83			
0.9000	151.36	119.02	329.05			





REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00$  kg/cm<sup>2</sup>

$E_c = 328,799.06$  kg/cm<sup>2</sup>

Claro (L), m = 31.3

$\Delta$  (m) = 3.13

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00$  kg/cm<sup>2</sup>

FR = 0.75

Apoyo = **0.00**

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

Ec.....(1)

$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$

Ec.....(2)

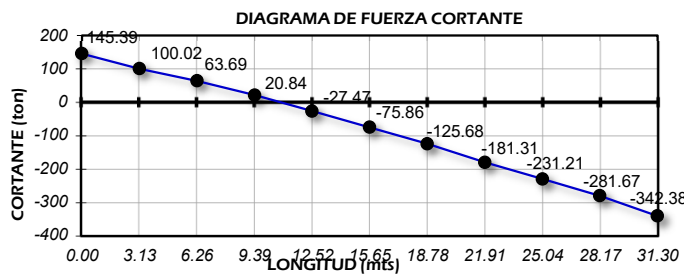
$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

Ec.....(3)

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\text{sen}\Phi + \text{cos}\Phi) d) / S$

Ec.....(4)

CORTANTE	
Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01$  ton.

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
0.00	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
0.00	5.00	2.00	1.98	10.00	16,632.00	2,744,280.00	205,821.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
0	0	0	0	0	0	0	0.00

Cos  $\alpha = 0.707105$

Sen  $\alpha = 0.707108$

Capacidad del acero

V<sub>s1</sub>, ton = 205.82

V<sub>s2</sub>, ton = 0.00

V<sub>s</sub>, ton = 205.82

Resumen

Concreto : VCR(ton) = 55.65

Acero : VS(ton) = 205.82

Comparación

Resistente : VR (ton) = 261.47

Actuante : V<sub>s</sub> (ton) = 145.39

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

$FR = 0.75$

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

$E_c \dots (1) \quad 0.1(L) = 3.13$

$V_{CR} = FR(0.53 \text{ Raiz}(f'c) \text{ bw } d)$

$E_c \dots (2)$

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

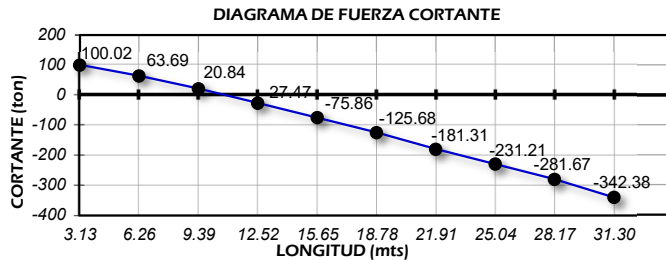
$E_c \dots (3)$

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\text{sen}\phi + \text{cos}\phi) d) / S$

$E_c \dots (4)$

CORTANTE

Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limite de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 \text{ Raiz}(f'c) \text{ bw } d$

$V_s = 294.01 \text{ ton.}$

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
3.13	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
3.13	5.00	2.00	1.98	10.00	16,632.00	2,744,280.00	205,821.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
3.13	0	0	0	0	0	0	0.00

$\text{Cos } \alpha = 0.707105$ $\text{Sen } \alpha = 0.707108$	<b>Capacidad del acero</b>		<b>Resumen :</b>	
	V <sub>s1</sub> , ton =	205.82	Concreto :	V <sub>CR</sub> (ton) = 55.65
	V <sub>s2</sub> , ton =	0.00	Acero :	V <sub>S</sub> (ton) = 205.82
	V <sub>s</sub> , ton =	205.82	<b>Comparación :</b>	
		Resistente :	V <sub>R</sub> (ton) = 261.47	
		Actuante :	V <sub>s</sub> (ton) = 100.02	
		<b>Comentario :</b> <span style="color: blue;">Adecuado</span>		



**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE**

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

$FR = 0.75$

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

$E_c \dots (1) \quad 0.2(L) = 6.26$

$V_{CR} = FR(0.53 \text{ Raiz}(f'c) \text{ bw } d)$

$E_c \dots (2)$

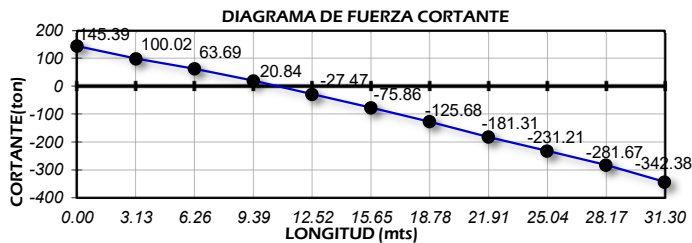
$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

$E_c \dots (3)$

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\text{sen}\Phi + \text{cos}\Phi) d) / S$

$E_c \dots (4)$

CORTANTE	
Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 \text{ Raiz}(f'c) \text{ bw } d$

$V_s = 294.01 \text{ ton.}$

**RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO**

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
6.26	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

**RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)**

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
6.26	5.00	2.00	1.98	15.00	16,632.00	2,744,280.00	137,214.00

**RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)**

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45 0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
6.26	0	0	0	0	0	0	0.00

$\text{Cos } \alpha = 0.707105$

$\text{Sen } \alpha = 0.707108$

**Capacidad del acero**

V<sub>s1</sub>, ton = 137.21

V<sub>s2</sub>, ton = 0.00

V<sub>s</sub>, ton = 137.21

**Resumen :**

Concreto : V<sub>CR</sub>(ton) = 55.65

Acero : V<sub>S</sub>(ton) = 137.21

**Comparación :**

Resistente : V<sub>R</sub> (ton) = 192.87

Actuante : V<sub>s</sub> (ton) = 63.69

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00$  kg/cm<sup>2</sup>

$E_c = 328,799.06$  kg/cm<sup>2</sup>

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00$  kg/cm<sup>2</sup>

FR = 0.75

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

Ec.....(1) 0.3(L) = **9.39**

$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$

Ec.....(2)

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

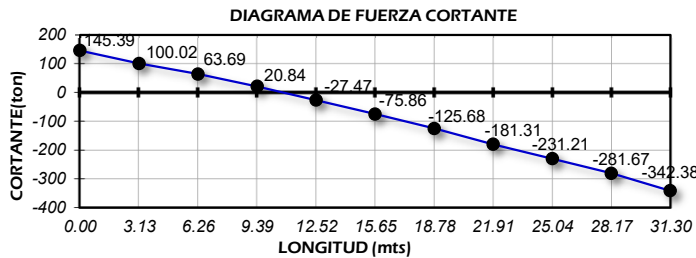
Ec.....(3)

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\text{sen}\Phi + \text{cos}\Phi) d) / S$

Ec.....(4)

CORTANTE

Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01$  ton.

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
9.39	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
9.39	5.00	2.00	1.98	15.00	16,632.00	2,744,280.00	137,214.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
9.39	0	0	0	0	0	0	0.00

Cos  $\alpha = 0.707105$   
Sen  $\alpha = 0.707108$

Capacidad del acero  
V<sub>s1</sub>, ton = 137.21  
V<sub>s2</sub>, ton = 0.00  
V<sub>s</sub>, ton = 137.21

Resumen :

Concreto : V<sub>CR</sub>(ton) = 55.65  
Acero : V<sub>S</sub>(ton) = 137.21

Comparación :

Resistente : V<sub>R</sub> (ton) = 192.87  
Actuante : V<sub>s</sub> (ton) = 20.84

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

$FR = 0.75$

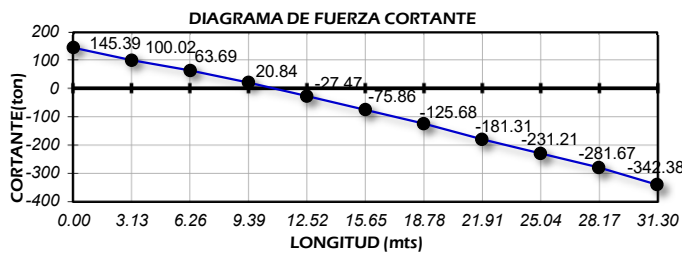
$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$  Ec.....(1)  $0.4(L) = 12.52$

$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$  Ec.....(2)

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$  Ec.....(3)

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\sin\Phi + \cos\Phi) d) / S$  Ec.....(4)

CORTANTE	
Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01 \text{ ton.}$

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
12.52	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
12.52	5.00	2.00	1.98	20.00	16,632.00	2,744,280.00	102,910.50

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
12.52	0	0	0	0	0	0	0.00

$\text{Cos } \alpha = 0.707105$

$\text{Sen } \alpha = 0.707108$

Capacidad del acero

$V_{s1}, \text{ ton} = 102.91$

$V_{s2}, \text{ ton} = 0.00$

$V_s, \text{ ton} = 102.91$

Resumen :

Concreto :  $V_{CR}(\text{ton}) = 55.65$

Acero :  $V_S(\text{ton}) = 102.91$

Comparación :

Resistente :  $V_R(\text{ton}) = 158.56$

Actuante :  $V_s(\text{ton}) = -27.47$

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00$  kg/cm<sup>2</sup>

$E_c = 328,799.06$  kg/cm<sup>2</sup>

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00$  kg/cm<sup>2</sup>

FR = 0.75

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

Ec.....(1) 0.5(L) = **15.65**

$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$

Ec.....(2)

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

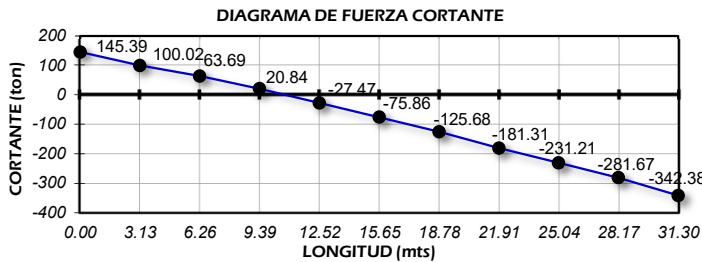
Ec.....(3)

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\sin\Phi + \cos\Phi) d) / S$

Ec.....(4)

CORTANTE

Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01$  ton.

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
15.65	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
15.65	5.00	2.00	1.98	20.00	16,632.00	2,744,280.00	102,910.50

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
15.65	0	0	0	0	0	0	0.00

Cos  $\alpha = 0.707105$

Sen  $\alpha = 0.707108$

Capacidad del acero

V<sub>s1</sub>, ton = 102.91

V<sub>s2</sub>, ton = 0.00

V<sub>s</sub>, ton = 102.91

Resumen :

Concreto : V<sub>CR</sub>(ton) = 55.65

Acero : V<sub>S</sub>(ton) = 102.91

Comparación :

Resistente : V<sub>R</sub> (ton) = 158.56

Actuante : V<sub>s</sub> (ton) = -75.86

Comentario : **Adecuado**

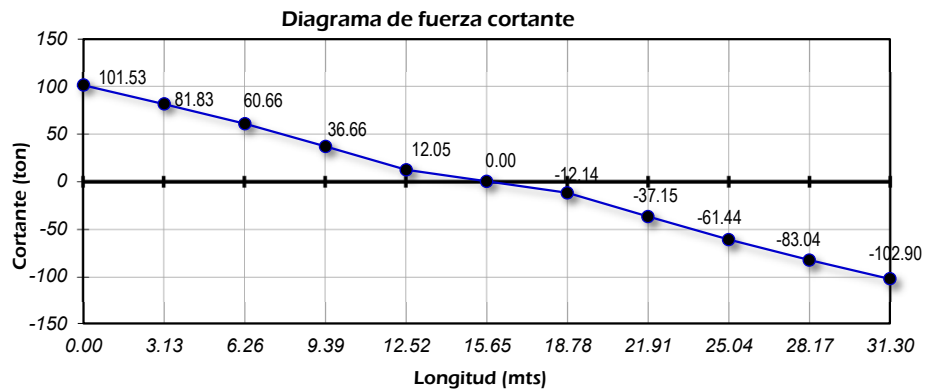


**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE**

Aportación del presfuerzo Carga : CM+CV T3S2R4+IMPACTO					Datos del presfuerzo		
					At (mm <sup>2</sup> )=	141	No. De torones=
Sección	Abcisa (mts)	Ordenada (mts)	f o Esfuerzo inicial (kg/mm <sup>2</sup> )	Δ Fo (ton) pérdidas instantaneas	Δ Fo(ton) pérdidas Diferidas	Fuerza al tensado (ton)	Fuerza a largo plazo (ton)
1	0.00	0.90	151.36	146.46	318.43	1,920.76	1,455.87
2	3.13	0.61	151.36	143.48	278.24	1,920.76	1,499.04
3	6.26	0.39	151.36	139.44	223.55	1,920.76	1,557.77
4	9.39	0.23	151.36	135.80	174.40	1,920.76	1,610.56
5	12.52	0.13	151.36	138.04	204.59	1,920.76	1,578.13
6	15.65	0.10	151.36	138.94	216.84	1,920.76	1,564.98
7	18.78	0.13	151.36	111.23	206.96	1,920.76	1,602.57
8	21.91	0.23	151.36	103.22	188.37	1,920.76	1,629.16
9	25.04	0.39	151.36	103.57	237.04	1,920.76	1,580.15
10	28.17	0.61	151.36	106.93	291.83	1,920.76	1,522.00
11	31.30	0.90	151.36	119.02	329.05	1,920.76	1,472.69

Sección	Φ	Sen (Φ)	Pi (ton)	Pi(sen Φ)	V p (ton)	FR (Vp) ton
0						
	5.26	0.09	1,477.45	135.37	135.37	101.53
3.13						
	4.09	0.07	1,528.40	109.10	109.10	81.83
6.26						
	2.93	0.05	1,584.16	80.87	80.87	60.66
9.39						
	1.76	0.03	1,594.34	48.88	48.88	36.66
12.52						
	0.59	0.01	1,571.55	16.07	16.07	12.05
15.65						
	0.59	0.01	1,583.77	16.19	16.19	12.14
18.78						
	1.76	0.03	1,615.87	49.54	49.54	37.15
21.91						
	2.93	0.05	1,604.66	81.92	81.92	61.44
25.04						
	4.09	0.07	1,551.07	110.72	110.72	83.04
28.17						
	5.26	0.09	1,497.34	137.20	137.20	102.90
31.3						

Sección	FR (Vp), ton
0.00	101.53
3.13	81.83
6.26	60.66
9.39	36.66
12.52	12.05
15.65	0.00
18.78	-12.14
21.91	-37.15
25.04	-61.44
28.17	-83.04
31.30	-102.90





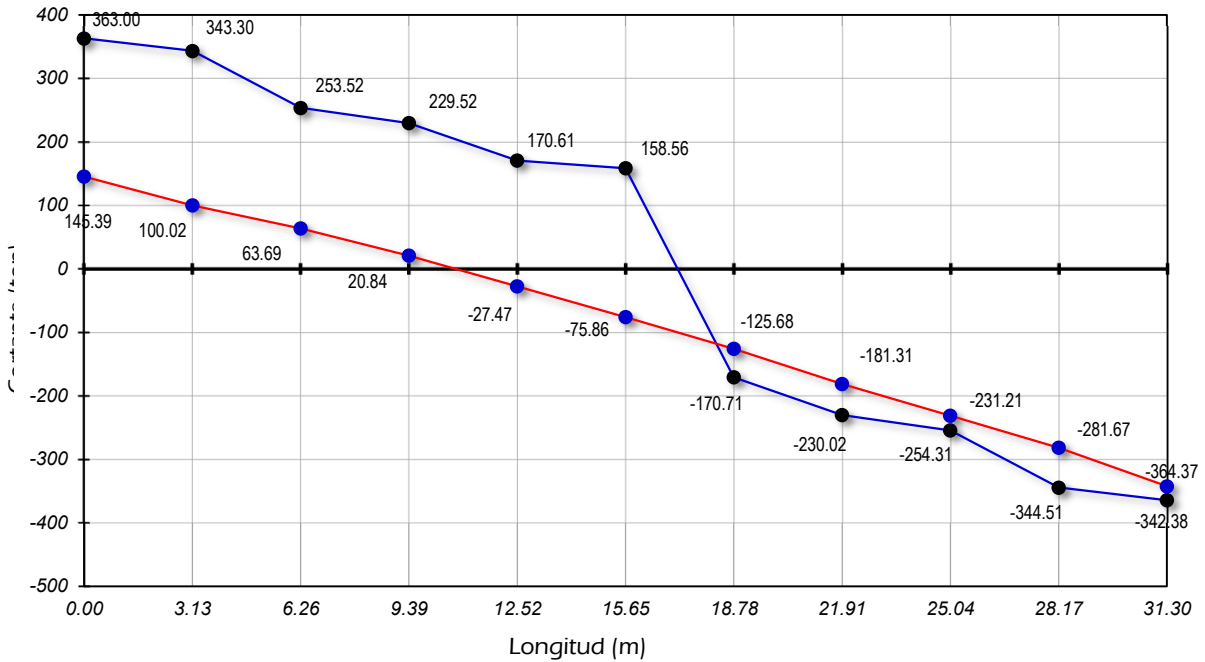


REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE						
RESUMEN DEL DIAGRAMA DE CORTANTE						
Abcisa (mts)	V act. (ton)	V(conc.+refuerzo) (ton)	Vpresfuerzo (ton)	Vresistente (ton)	Relación (Vact./ Vresist.)	Comentario
0.00	145.39	261.47	101.53	363.00	0.40	Adecuado
3.13	100.02	261.47	81.83	343.30	0.29	Adecuado
6.26	63.69	192.87	60.66	253.52	0.25	Adecuado
9.39	20.84	192.87	36.66	229.52	0.09	Adecuado
12.52	-27.47	158.56	12.05	170.61	-0.16	Adecuado
15.65	-75.86	158.56	0.00	158.56	-0.48	Adecuado
18.78	-125.68	-158.56	-12.14	-170.71	0.74	Adecuado
21.91	-181.31	-192.87	-37.15	-230.02	0.79	Adecuado
25.04	-231.21	-192.87	-61.44	-254.31	0.91	Adecuado
28.17	-281.67	-261.47	-83.04	-344.51	0.82	Adecuado
31.30	-342.38	-261.47	-102.90	-364.37	0.94	Adecuado

V diseño = 120.7 ton

SIMBOLOGÍA		
COMBINACIÓN ACTUANTE	CM+CV T3S2R4+IMPACTO	Vc: aportación del concreto
CAPACIDAD RESISTENTE	VR = FR (Vc+Vs+Vp)	Vs: aportación del refuerzo
		Vp: aportación del presfuerzo

**Envolvente de cortante**  
 Vactuante servicio:  $V_{cm} + V_{cv(peatonal)} + V_{imp.}$   
 Vresistente:  $Fr(Vc + Vs + Vp)$



**RESUMEN DE MOMENTOS GENERADOS POR EL PRESFUERZO:  
NERVADURA DE CURVA EXTERNA TRAMO 1**

PROFUNDIDAD DE EJE NEUTRO		
Y =	0.966	m

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-1				
ABCISA	ORDENADA m	EXCENRICIDAD m	FUERZA FINAL ton	MOMENTO ton*m
0	1.30	0.33	251.22	83.91
3.243	0.87	0.10	257.63	25.25
6.486	0.53	0.43	265.92	115.41
9.729	0.29	0.67	272.09	183.39
12.972	0.15	0.82	266.81	218.25
16.215	0.10	0.87	264.90	229.40
19.458	0.12	0.85	268.00	227.80
22.701	0.16	0.80	269.84	216.41
25.944	0.24	0.72	258.65	186.75
29.187	0.36	0.61	253.17	154.44
32.43	0.50	0.47	242.30	112.91

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-2				
ABSICA	ORDENADA m	EXCENRICIDAD m	FUERZA FINAL ton	MOMENTO ton*m
0	0.90	0.07	248.43	16.40
3.243	0.61	0.35	251.95	89.19
6.486	0.39	0.58	259.93	150.24
9.729	0.23	0.74	268.05	197.82
12.972	0.13	0.83	261.94	218.46
16.215	0.10	0.87	259.81	225.00
19.458	0.13	0.83	262.70	219.09
22.701	0.23	0.74	276.06	203.73
25.944	0.39	0.58	266.52	154.05
29.187	0.61	0.35	257.45	91.14
32.43	0.90	0.07	252.77	16.68

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-3				
ABSICA	ORDENADA m	EXCENRICIDAD m	FUERZA FINAL ton	MOMENTO ton*m
0	0.50	0.47	230.11	107.23
3.243	0.36	0.61	240.60	146.77
6.486	0.24	0.72	252.81	182.53
9.729	0.16	0.80	263.61	211.41
12.972	0.12	0.85	258.31	219.56
16.215	0.10	0.87	255.96	221.66
19.458	0.15	0.82	268.55	219.68
22.701	0.29	0.67	271.69	183.12
25.944	0.53	0.43	264.53	114.81
29.187	0.87	0.10	254.19	24.91
32.43	1.30	0.33	245.93	82.14

**RESUMEN DE MOMENTOS GENERADOS POR EL PRESFUERZO:  
NERVADURA DE CURVA EXTERNA TRAMO 1**

PROFUNDIDAD DE EJE NEUTRO		
Y =	0.966	m

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-4				
ABCISA	ORDENADA	EXCENRICIDAD	FUERZA FINAL	MOMENTO
	m	m	ton	ton*m
0	1.30	0.33	254.48	84.99
3.243	0.90	0.06	259.19	16.07
6.486	0.60	0.37	266.88	98.75
9.729	0.38	0.59	274.00	161.66
12.972	0.24	0.72	268.55	193.89
16.215	0.20	0.77	266.52	204.16
19.458	0.21	0.75	269.68	203.34
22.701	0.25	0.72	270.65	194.33
25.944	0.31	0.66	258.56	170.14
29.187	0.39	0.57	244.40	140.28
32.43	0.50	0.47	230.68	107.50

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-5				
ABSICA	ORDENADA	EXCENRICIDAD	FUERZA FINAL	MOMENTO
	m	m	ton	ton*m
0	0.90	0.07	247.13	16.31
3.243	0.65	0.32	251.44	79.96
6.486	0.45	0.51	260.02	133.65
9.729	0.31	0.65	268.92	175.87
12.972	0.23	0.74	263.19	194.24
16.215	0.20	0.77	260.93	199.88
19.458	0.23	0.74	263.87	194.74
22.701	0.31	0.65	267.73	175.09
25.944	0.45	0.51	266.61	137.04
29.187	0.65	0.32	257.11	81.76
32.43	0.90	0.07	251.82	16.62

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-6				
ABSICA	ORDENADA	EXCENRICIDAD	FUERZA FINAL	MOMENTO
	m	m	ton	ton*m
0	0.50	0.47	224.51	104.62
3.243	0.39	0.57	238.24	136.75
6.486	0.31	0.66	252.21	165.95
9.729	0.25	0.72	263.89	189.47
12.972	0.21	0.75	259.33	195.54
16.215	0.20	0.77	256.85	196.74
19.458	0.24	0.72	269.76	194.76
22.701	0.38	0.59	273.20	161.19
25.944	0.60	0.37	265.27	98.15
29.187	0.90	0.06	255.68	15.85
32.43	1.30	0.33	249.19	83.23

**RESUMEN DE MOMENTOS GENERADOS POR EL PRESFUERZO:  
NERVADURA DE CURVA INTERNA TRAMO 1**

PROFUNDIDAD DE EJE NEUTRO		
Y =	0.966	m

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-1				
ABCISA	ORDENADA m	EXCENRICIDAD m	FUERZA FINAL ton	MOMENTO ton*m
0	1.30	0.33	249.92	83.47
2.869	0.87	0.10	255.09	25.00
5.738	0.53	0.43	258.81	112.32
8.607	0.29	0.67	261.25	176.08
11.476	0.15	0.82	262.60	214.80
14.345	0.10	0.87	263.03	227.78
17.214	0.12	0.85	260.85	221.73
20.083	0.16	0.80	255.66	205.04
22.952	0.24	0.72	248.41	179.35
25.821	0.36	0.61	240.69	146.82
28.69	0.50	0.47	241.79	112.67

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-2				
ABSICA	ORDENADA m	EXCENRICIDAD m	FUERZA FINAL ton	MOMENTO ton*m
0	0.90	0.07	246.48	16.27
2.869	0.61	0.35	247.26	87.53
5.738	0.39	0.58	250.69	144.90
8.607	0.23	0.74	254.56	187.87
11.476	0.13	0.83	257.37	214.65
14.345	0.10	0.87	258.26	223.66
17.214	0.13	0.83	256.54	213.95
20.083	0.23	0.74	263.26	194.28
22.952	0.39	0.58	258.19	149.23
25.821	0.61	0.35	253.57	89.77
28.69	0.90	0.07	251.52	16.60

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-3				
ABSICA	ORDENADA m	EXCENRICIDAD m	FUERZA FINAL ton	MOMENTO ton*m
0	0.50	0.47	227.84	106.17
2.869	0.36	0.61	234.02	142.75
5.738	0.24	0.72	241.62	174.45
8.607	0.16	0.80	248.45	199.25
11.476	0.12	0.85	252.97	215.02
14.345	0.10	0.87	254.31	220.23
17.214	0.15	0.82	265.09	216.85
20.083	0.29	0.67	261.80	176.45
22.952	0.53	0.43	257.21	111.63
25.821	0.87	0.10	251.21	24.62
28.69	1.30	0.33	243.99	81.49

**RESUMEN DE MOMENTOS GENERADOS POR EL PRESFUERZO:  
NERVADURA DE CURVA INTERNA TRAMO 1**

PROFUNDIDAD DE EJE NEUTRO		
Y =	0.966	m

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-4				
ABCISA	ORDENADA	EXCENRICIDAD	FUERZA FINAL	MOMENTO
	m	m	ton	ton*m
0	1.30	0.33	253.37	84.63
2.869	0.90	0.06	256.48	15.90
5.738	0.60	0.37	259.59	96.05
8.607	0.38	0.59	262.15	154.67
11.476	0.24	0.72	263.83	190.49
14.345	0.20	0.77	264.45	202.57
17.214	0.21	0.75	262.16	197.67
20.083	0.25	0.72	256.45	184.13
22.952	0.31	0.66	248.15	163.29
25.821	0.39	0.57	238.59	136.95
28.69	0.50	0.47	229.54	106.97

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-5				
ABSICA	ORDENADA	EXCENRICIDAD	FUERZA FINAL	MOMENTO
	m	m	ton	ton*m
0	0.90	0.07	245.33	16.19
2.869	0.65	0.32	246.51	78.39
5.738	0.45	0.51	250.54	128.78
8.607	0.31	0.65	255.01	166.77
11.476	0.23	0.74	258.27	190.60
14.345	0.20	0.77	259.36	198.67
17.214	0.23	0.74	257.52	190.05
20.083	0.31	0.65	253.70	165.92
22.952	0.45	0.51	258.02	132.62
25.821	0.65	0.32	253.00	80.45
28.69	0.90	0.07	250.76	16.55

CONTRAFLECHA GENERADA POR EL CABLE C-6				
ABSICA	ORDENADA	EXCENRICIDAD	FUERZA FINAL	MOMENTO
	m	m	ton	ton*m
0	0.50	0.47	222.41	103.64
2.869	0.39	0.57	231.41	132.83
5.738	0.31	0.66	240.76	158.42
8.607	0.25	0.72	248.62	178.51
11.476	0.21	0.75	253.70	191.29
14.345	0.20	0.77	255.25	195.52
17.214	0.24	0.72	265.66	191.81
20.083	0.38	0.59	262.23	154.71
22.952	0.60	0.37	257.70	95.35
25.821	0.90	0.06	252.48	15.65
28.69	1.30	0.33	247.41	82.63

**RESUMEN GENERAL DE MOMENTOS POR PRESFUERZO  
TRABE SECCIÓN CAJÓN TRAMO 1**

<b>MOMENTOS POR PRESFUERZO NERVADURA CURVA EXTERNA</b>							
ABCISA	M C-1 ton*m	M C-2 ton*m	M C-3 ton*m	M C-4 ton*m	M C-5 ton*m	M C-6 ton*m	MOMENTO ton*m
0.00	83.91	16.40	107.23	84.99	16.31	104.62	413.46
3.24	25.25	89.19	146.77	16.07	79.96	136.75	493.98
6.49	115.41	150.24	182.53	98.75	133.65	165.95	846.53
9.73	183.39	197.82	211.41	161.66	175.87	189.47	1,119.63
12.97	218.25	218.46	219.56	193.89	194.24	195.54	1,239.94
16.22	229.40	225.00	221.66	204.16	199.88	196.74	1,276.84
19.46	227.80	219.09	219.68	203.34	194.74	194.76	1,259.41
22.70	216.41	203.73	183.12	194.33	175.09	161.19	1,133.87
25.94	186.75	154.05	114.81	170.14	137.04	98.15	860.93
29.19	154.44	91.14	24.91	140.28	81.76	15.85	508.38
32.43	112.91	16.68	82.14	107.50	16.62	83.23	419.08

<b>MOMENTOS POR PRESFUERZO NERVADURA CURVA INTERNA</b>							
ABCISA	M C-1 ton*m	M C-2 ton*m	M C-3 ton*m	M C-4 ton*m	M C-5 ton*m	M C-6 ton*m	MOMENTO ton*m
0.00	83.47	16.27	106.17	84.63	16.19	103.64	410.37
2.87	25.00	87.53	142.75	15.90	78.39	132.83	482.40
5.74	112.32	144.90	174.45	96.05	128.78	158.42	814.91
8.61	176.08	187.87	199.25	154.67	166.77	178.51	1,063.16
11.48	214.80	214.65	215.02	190.49	190.60	191.29	1,216.85
14.35	227.78	223.66	220.23	202.57	198.67	195.52	1,268.43
17.21	221.73	213.95	216.85	197.67	190.05	191.81	1,232.05
20.08	205.04	194.28	176.45	184.13	165.92	154.71	1,080.54
22.95	179.35	149.23	111.63	163.29	132.62	95.35	831.47
25.82	146.82	89.77	24.62	136.95	80.45	15.65	494.27
28.69	112.67	16.60	81.49	106.97	16.55	82.63	416.92

> RESUMEN DE MOMENTOS DEL TRAMO 1

ABCISA	MOMENTO ton*m
0.00	823.83
3.13	976.38
6.26	1,661.44
9.39	2,182.79
12.52	2,456.79
15.65	2,545.27
18.78	2,491.46
21.91	2,214.41
25.04	1,692.40
28.17	1,002.65
31.30	836.00

CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES EN LA TRABE SECCIÓN CAJÓN TRAMO 1

DATOS GENERALES		
TRAMO 1	INCREMENTOS	CARGA VIVA
Claro = 31.3 m	Secciones = 10 Δ = 3.13 m	CAMION: T3S2R4

MOMENTOS (T-M)														
Abcisa (m)	PoPo (t-m)	Diafragma (t-m)	Losa (t-m)	Relleno (t-m)	Guarnición (t-m)	PPTO (t-m)	Asfalto (t-m)	CM (t-m)	CV (t-m)	CVban (t-m)	Imp (t-m)	Servicio (t-m)	Último (t-m)	Presfuerzo (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-823.83
3.13	592.69	0.00	0.00	221.38	30.48	12.97	114.07	971.58	407.21	0.00	134.38	1,513.18	2,190.79	-976.38
6.26	1,065.79	0.00	0.00	399.38	55.27	23.34	205.17	1,748.94	709.42	0.00	234.11	2,692.47	3,888.64	-1,661.44
9.39	1,405.76	0.00	0.00	528.14	73.41	30.80	270.67	2,308.78	943.09	0.00	311.22	3,563.10	5,148.70	-2,182.79
12.52	1,611.34	0.00	0.00	606.52	84.56	35.32	310.30	2,648.04	1,083.81	0.00	357.66	4,089.51	5,910.20	-2,456.79
15.65	1,680.45	0.00	0.00	633.02	88.37	36.85	323.63	2,762.30	1,125.20	0.00	371.32	4,258.82	6,152.69	-2,545.27
18.78	1,611.34	0.00	0.00	606.52	84.56	35.32	310.30	2,648.04	1,083.90	0.00	357.69	4,089.62	5,910.39	-2,491.46
21.91	1,405.76	0.00	0.00	528.14	73.41	30.80	270.67	2,308.78	943.12	0.00	311.23	3,563.13	5,148.75	-2,214.41
25.04	1,065.79	0.00	0.00	399.38	55.27	23.34	205.17	1,748.94	709.43	0.00	234.11	2,692.48	3,888.66	-1,692.40
28.17	592.69	0.00	0.00	221.38	30.48	12.97	114.07	971.58	407.12	0.00	134.35	1,513.05	2,190.57	-1,002.65
31.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-836.00

DATOS DE LA TRABE			DATOS DEL CONCRETO						
CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			MÓDULO DE ELÁSTICIDAD DEL CONCRETO (Ec)			ECUACIÓN DE LA ELÁSTICA			
A = 58,330.00 cm <sup>2</sup>	Yi = 109.46 cm	Ys = 60.54 cm	Ixx = 229,300,000.00 cm <sup>4</sup>	Ec = 328,800.69 kg/cm <sup>2</sup>	L trabe (m) = 31.3	E = 33,000K <sub>1</sub> w <sup>1.5</sup> √f' <sub>c</sub> 1 ksi=70.307 kg/cm <sup>2</sup>	K <sub>1</sub> = 1	w = 0.14640	Y <sub>i</sub> = w [ X <sup>4</sup> / 24 - LX <sup>3</sup> / 12 + XL <sup>3</sup> / 24 ]
			Inercia de la sección compuesta			RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN			
			Ixx = 229,300,000.00 cm <sup>4</sup>			F <sub>c</sub> = 450 kg/cm <sup>2</sup>			
			Concrete			Lightweight 0.110 to 0.135			
						Normal Weight with f' <sub>c</sub> ≤ 5.0 ksi 0.145			
						Normal Weight with 5.0 < f' <sub>c</sub> ≤ 15.0 ksi 0.140 + 0.001 f' <sub>c</sub>			

CARGAS EQUIVALENTES UNIFORMES (W) T/M														
	PoPo (t/m)	Diafragma (t/m)	Losa (t/m)	Relleno (t/m)	Guarnición (t/m)	PPTO (t/m)	Asfalto (t/m)	CM (t/m)	CV (t/m)	CVban (t/m)	Imp (t/m)	Servicio (t/m)	Último (t/m)	Presfuerzo (t/m)
W	13.722	0.000	0.000	5.169	0.722	0.301	2.643	22.557	9.188	0.000	3.032	34.777	50.242	-20.784

CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES VERTICALES (Δ i)														
Abcisa (m)	PoPo (cm)	Diafragma (cm)	Losa (cm)	Relleno (cm)	Guarnición (cm)	PPTO (cm)	Asfalto (cm)	CM (cm)	CV (cm)	CVban (cm)	Imp (cm)	Servicio (cm)	Último (cm)	Presfuerzo (cm)
0.00	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3.13	0.714	0.000	0.000	0.269	0.038	0.016	0.138	1.174	0.478	0.000	0.158	1.810	2.614	-1.082
6.26	1.351	0.000	0.000	0.509	0.071	0.030	0.260	2.221	0.905	0.000	0.299	3.424	4.946	-2.046
9.39	1.850	0.000	0.000	0.697	0.097	0.041	0.356	3.040	1.238	0.000	0.409	4.687	6.772	-2.801
12.52	2.166	0.000	0.000	0.816	0.114	0.047	0.417	3.561	1.450	0.000	0.479	5.490	7.931	-3.281
15.65	2.275	0.000	0.000	0.857	0.120	0.050	0.438	3.739	1.523	0.000	0.503	5.765	8.328	-3.445
18.78	2.166	0.000	0.000	0.816	0.114	0.047	0.417	3.561	1.450	0.000	0.479	5.490	7.931	-3.281
21.91	1.850	0.000	0.000	0.697	0.097	0.041	0.356	3.040	1.238	0.000	0.409	4.687	6.772	-2.801
25.04	1.351	0.000	0.000	0.509	0.071	0.030	0.260	2.221	0.905	0.000	0.299	3.424	4.946	-2.046
28.17	0.714	0.000	0.000	0.269	0.038	0.016	0.138	1.174	0.478	0.000	0.158	1.810	2.614	-1.082
31.30	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

NORMA UTILIZADA		RESUMEN DE DEFORMACIONES (FLECHAS)			COMENTARIO
AASHTO LRFD Artículo 2.5.2.6.2 - Criterios para Deflexiones		Flecha permisible : Δ perm. = 3.91 cm Flecha por carga permanente : Δ cm = 0.29 cm Flecha por carga viva+imp : Δ cv+imp = 2.03 cm Flecha total : Δ total = 2.32			La flecha que se presenta no sobrepasa el límite permisible
Vehicular load, general ..... Span/800,		DEFORMACIÓN PERMISIBLE			RECOMENDACIÓN
Vehicular and pedestrian loads ..... Span/1,000,		Δ p = L/800 cm			No se debe aumentar el presfuerzo



## 5.9 DISEÑO DE SUBESTRUCTURA

En este subcapítulo se presenta el diseño a flexión, cortante y acciones sísmicas de los elementos que conforman la subestructura del proyecto, el resumen de los elementos mecánicos generados y las hojas de cálculo elaboradas para su diseño. En este sentido, se presenta la lista de los elementos estructurales diseñados:

- Diseño de cabezal
- Diseño de apoyos
- Diseño de pila

### 5.9.1 DISEÑO DE CABEZAL

El diseño del cabezal se realizó para la acción de carga vertical que corresponde a la descarga de la superestructura para la condición última obteniendo sus elementos mecánicos mediante la modelación en SAP2000. Se realizaron iteraciones entre dimensiones transversales y acero de refuerzo que otorgaran la capacidad requerida.

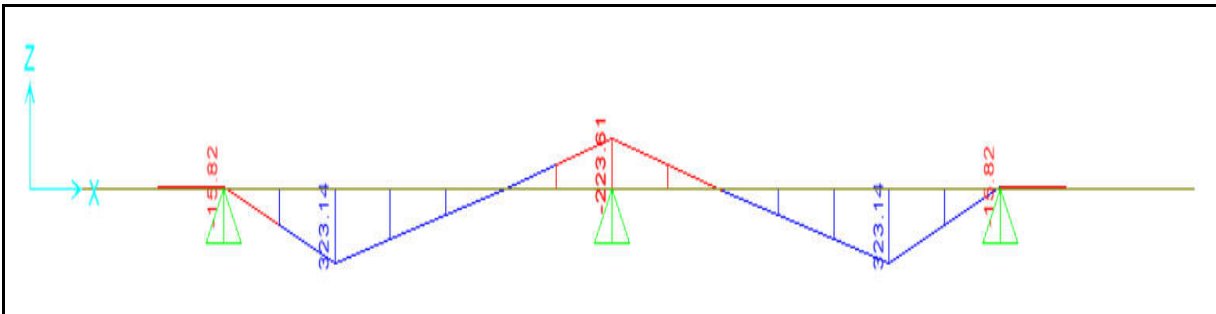
Es deber aclarar que el diseño se realizó para el cabezal correspondiente a los ejes 2 y 3, ya que hay una diferencia con el cabezal de los ejes de acceso respecto a su claro, esto es, el cabezal en los accesos debe cumplir con el mismo ancho total del puente y en los ejes centrales pueden reducir su claro. A su vez, los caballetes intermedios presentan una mayor descarga al apoyarse dos tramos de trabe con lo que se produce un caso más desfavorable; su diseño sirve tanto en dimensiones como en armado para el cabezal de los ejes 1 y 2 variando únicamente en su claro.

GEOMETRÍA DEL CABEZAL					
ANCHO			PERALTE		
B =	2.40	m	H =	1.60	m
CLARO					
L =		10.5	m		
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL					
LECHO SUPERIOR					
VARILLA		As	S	M <sub>U</sub>	M <sub>R</sub>
#	pzas	cm <sup>2</sup>	cm	ton*m	ton*m
8.00	10.00	50.70	25.00	289.11	291.28
LECHO INFERIOR					
VARILLA		As	S	M <sub>U</sub>	M <sub>R</sub>
#	pzas	cm <sup>2</sup>	cm	ton*m	ton*m
8.00	10.00	50.70	25.00	440.03	452.09
ACERO DE REFUERZO PARA ARMADO (LATERALES)					
VARILLA		As	S	M <sub>U</sub>	M <sub>R</sub>
#	pzas	cm <sup>2</sup>	cm	ton*m	ton*m
8.00	8.00	40.56	30.00	-	233.56
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL					
VARILLA	As	No. Ramas	A <sub>V</sub>	ESTRIBOS	S
#	cm <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup>	pzas	cm
6.00	2.85	4.00	11.40	106.00	15.00

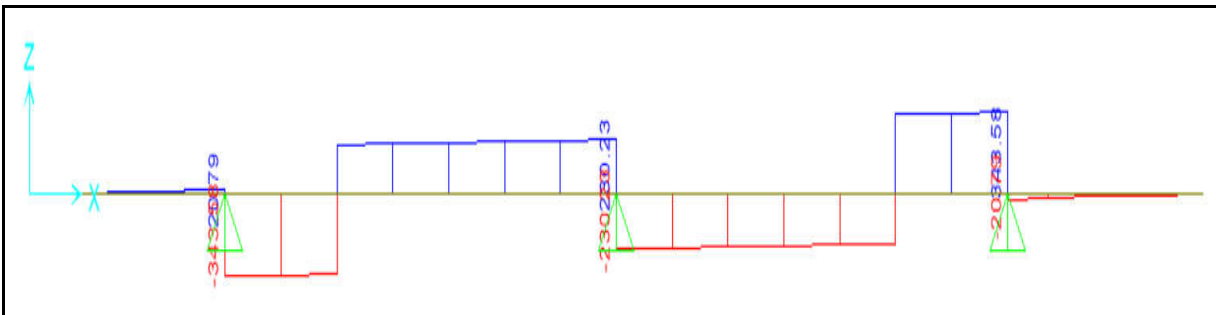
Tabla 5.10 Resumen de geometría y acero de refuerzo en cabezal ejes 2 y 3

RESUMEN DE ELEMENTOS MECÁNICOS EN CONDICIONES DE SERVICIO

DATOS DEL CABEZAL	
LONGITUD =	10.5 m



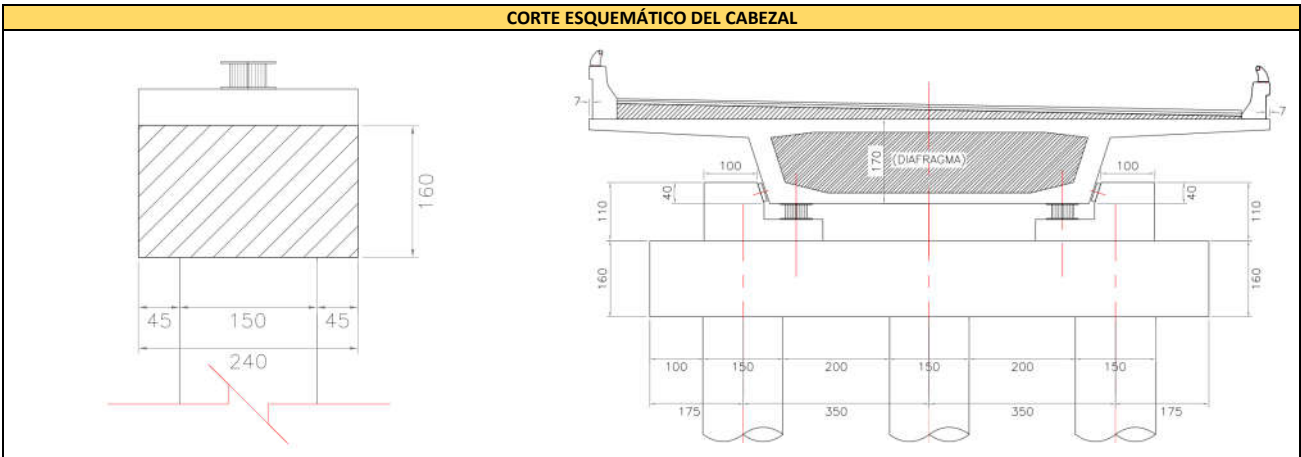
ABCISA ( m )	M cm (t-m)	M asfalto (t-m)	M cv (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.05	-5.28	0.00	0.00	0.00	-5.28
2.10	72.28	16.98	10.80	3.56	103.62
3.15	173.65	35.60	22.63	7.47	239.35
4.20	9.87	1.67	1.06	0.35	12.95
5.25	-164.06	-32.27	-20.52	-6.77	-223.61
6.30	9.87	1.67	1.06	0.35	12.95
7.35	173.65	35.60	22.63	7.47	239.35
8.40	72.28	16.98	10.80	3.56	103.62
9.45	-5.28	0.00	0.00	0.00	-5.28
10.50	0	0.00	0.00	0.00	0.00



ABCISA ( m )	V cm ( ton )	V asfalto ( ton )	V cv ( ton )	V imp ( ton )	V serv. ( ton )
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.05	9.69	0.00	0.00	0.00	9.69
2.10	-250.79	-48.53	-30.85	-10.18	-340.35
3.15	151.21	32.32	20.55	6.78	210.86
4.20	160.90	32.32	20.55	6.78	220.55
5.25	170.59	32.32	20.55	6.78	230.23
6.30	-160.90	-32.32	-20.55	-6.78	-220.55
7.35	-151.21	-32.32	-20.55	-6.78	-210.86
8.40	250.79	48.53	30.85	10.18	340.35
9.45	-9.69	0.00	0.00	0.00	-9.69
10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

**DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE DEL CABEZAL DE ESTRIBOS (EJE 2 & EJE 3)**

REGLAMENTO: **AASHTO LRFD 2020**



DATOS GENERALES DE ANÁLISIS			
LONGITUD DEL TRAMO		NÚMRO DE APOYOS	NÚMERO DE PILAS
L = 10.5 m		No. Apoyos = 2	No. Pilas = 3

DIMENSIONES DEL CABEZAL			
LONGITUD TOTAL DE CABEZAL		ANCHO DE CABEZAL	PERALTE DE CABEZAL
L <sub>Total</sub> = 1.050.00 cm		A <sub>Cabezal</sub> = 240.00 cm	H <sub>Cabezal</sub> = 160.00 cm

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DEL CABEZAL	MATERIALES
<b>SECCIÓN TRANSVERSAL</b>	<b>CONCRETO</b>
A = 38,400.00 cm <sup>2</sup>	f <sub>c</sub> = 300 kg/cm <sup>2</sup>
I <sub>x</sub> = 81,920,000.00 cm <sup>4</sup>	f' <sub>c</sub> = 255 kg/cm <sup>2</sup>
Y <sub>i</sub> = 80.00 cm	Y <sub>c</sub> = 2.4 ton/m <sup>3</sup>
Y <sub>s</sub> = 80.00 cm	<b>ACERO DE REFUERZO</b>
Si = 1,024,000.00 cm <sup>3</sup>	f <sub>y</sub> = 4,200 kg/cm <sup>2</sup>
Ss = 1,024,000.00 cm <sup>3</sup>	

RESUMEN DE CARGAS			
DESCARGA TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA (2 TRABES)		DESCARGA POR APOYO DE LA SUPERESTRUCTURA (2 TRABES)	
<b>CARGAS PERMANENTES</b>		<b>CARGAS PERMANENTES</b>	
CM & POPO = 617.68 ton	ASFALTO = 80.86 ton	CM & POPO = 308.84 ton	ASFALTO = 40.43 ton
TOPE SÍSMICO = 9.55 ton		TOPE SÍSMICO = 4.77 ton	
<b>CARGAS VIVAS</b>		<b>CARGAS VIVAS</b>	
CV T3S2R4 = 308.40 ton	IMP T3S2R4 = 101.76 ton	CV T3S2R4 = 154.20 ton	IMP T3S2R4 = 50.88 ton

RESUMEN DE MOMENTOS: CONDICIÓN EN SERVICIO										
MOMENTO	TRAMO	1			2			3		
M <sub>cm</sub> (ton*m)	0.00	-3.62	-15.82	-15.82	233.58	-164.05	-164.06	233.58	-15.82	
M <sub>asf</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00	0.00	21.96	-24.20	-24.20	50.83	0.00	
M <sub>cv</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00	0.00	41.03	-27.28	-27.29	41.03	0.00	
<b>M<sub>serv.</sub> (ton*m)</b>	<b>0.00</b>	<b>-3.62</b>	<b>-15.82</b>	<b>-15.82</b>	<b>296.58</b>	<b>-215.54</b>	<b>-215.55</b>	<b>325.45</b>	<b>-15.82</b>	

RESUMEN DE MOMENTOS: CONDICIÓN EN SERVICIO			
MOMENTO	TRAMO 4		
M <sub>cm</sub> (ton*m)	-15.82	-3.62	0.00
M <sub>asf</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00
M <sub>cv</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00
<b>M<sub>serv.</sub> (ton*m)</b>	<b>-15.82</b>	<b>-3.62</b>	<b>0.00</b>

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>cv</sub> = 1.75	IMP = 0.33



DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE DEL CABEZAL DE ESTRIBOS (EJE 2 & EJE 3)

REGLAMENTO: AASHTO LRFD 2020

RESUMEN DE MOMENTOS: CONDICIÓN ÚLTIMA									
MOMENTO	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
1.25M <sub>cm</sub> (ton*m)	0.00	-4.53	-19.78	-19.78	291.98	-205.06	-205.07	291.98	-19.78
1.5M <sub>asf</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00	0.00	32.95	-36.30	-36.30	76.24	0.00
1.75M <sub>cv</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00	0.00	71.81	-47.74	-47.75	71.81	0.00
M <sub>ult.</sub> (ton*m)	0.00	-4.53	-19.78	-19.78	396.74	-289.11	-289.12	440.03	-19.78

RESUMEN DE MOMENTOS: CONDICIÓN ÚLTIMA			
MOMENTO	TRAMO 4		
1.25M <sub>cm</sub> (ton*m)	-19.78	-4.53	0.00
1.5M <sub>asf</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00
1.75M <sub>cv</sub> (ton*m)	0.00	0.00	0.00
M <sub>ult.</sub> (ton*m)	-19.78	-4.53	0.00

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL: PERPENDICULAR AL TRÁNSITO									
DATOS DEL ACERO DE REFUERZO									
ACERO PROPUESTO			CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS				FACTORES DEL ANÁLISIS A FLEXIÓN		
Varilla #: 8			Varilla #: 10	Y <sub>g</sub> = 6.27	cm			φ = 0.9	
As = 5.07	cm <sup>2</sup>		As (cm <sup>2</sup> ) = 7.92	h <sub>efec</sub> = 160.00	cm			J = 0.9	
φ = 2.54	cm		φ (cm) = 3.18	b = 240	cm				
r = 5	cm		r (cm) = 5	d = 153.73	cm				
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL									
	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
As Requerido	0.00	0.87	3.78	3.78	75.86	55.28	55.28	84.14	3.78
No. de varillas	0.00	0.11	0.75	0.75	9.58	10.90	10.90	10.62	0.75
Varillas Real	10	10	10	10	10	10	10	10	10
As Real	50.7	79.2	50.7	50.7	79.2	50.7	50.7	79.2	50.7
a	3.4794	5.4353	3.4794	3.4794	5.4353	3.4794	3.4794	5.4353	3.4794
M <sub>R</sub>	291.28	452.09	291.28	291.28	452.09	291.28	291.28	452.09	291.28
M <sub>U</sub>	0.00	-4.53	-19.78	-19.78	396.74	-289.11	-289.12	440.03	-19.78
MR vs MU	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok
S <sub>Teórica</sub>	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00	24.00
S <sub>Real</sub>	25	25	25	25	25	25	25	25	25

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL: PERP. AL TRÁNSITO			
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO PRINCIPAL			
	TRAMO 4		
As Requerido	3.78	0.87	0.00
No. de varillas	0.75	0.11	0.00
Varillas Real	10	10	10
As Real	50.7	79.2	50.7
a	3.4794	5.4353	3.4794
M <sub>R</sub>	291.28	452.09	291.28
M <sub>U</sub>	19.78	4.53	0.00
MR vs MU	Ok	Ok	Ok
S <sub>Teórica</sub>	24.00	24.00	24.00
S <sub>Real</sub>	25	25	25

PORCENTAJE DE ACERO DE REFUERZO A FLEXIÓN					
LECHO SUPERIOR		LECHO INFERIOR		ACERO TOTAL A FLEXIÓN	
No. Varillas = 10		No. Varillas = 10		As (+) = 129.90	cm <sup>2</sup>
As (-) = 50.70	cm <sup>2</sup>	As (+) = 79.20	cm <sup>2</sup>	p = 0.00352	
p = 0.00137		p = 0.00215			
ACERO MÍNIMO		ACERO BALANCEADO		COMENTARIO	
p <sub>min</sub> = 0.00289		p <sub>b</sub> = 0.03036		El acero de refuerzo propuesto a flexión es correcto	
As <sub>min</sub> = 106.51		As <sub>b</sub> = 106.51			

**DISEÑO POR FLEXIÓN Y CORTANTE DEL CABEZAL DE ESTRIBOS (EJE 2 & EJE 3)**

REGLAMENTO: AASHTO LRFD 2020

RESUMEN DE CORTANTES: CONDICIÓN EN SERVICIO									
CORTANTE	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
$V_{cm}$ (ton*m)	0	8.0733	20.7909	-254.0205	147.5438	170.59	-170.59	-147.5235	254.0205
$V_{asf}$ (ton*m)	0	0	0	-21.9638	18.4662	18.4662	-30.0125	-30.0125	50.8295
$V_{cv}$ (ton*m)	0.00	0.00	0.00	-41.03	27.97	27.33	-27.33	-27.03	41.03
$V_{serv.}$ (ton*m)	0.00	8.07	20.79	-317.02	193.98	216.38	-227.93	-204.57	345.88

RESUMEN DE CORTANTES: CONDICIÓN EN SERVICIO			
CORTANTE	TRAMO 4		
$V_{cm}$ (ton*m)	-20.7909	-8.0733	0
$V_{asf}$ (ton*m)	0	0	0
$V_{cv}$ (ton*m)	0.00	0.00	0.00
$V_{serv.}$ (ton*m)	-20.79	-8.07	0.00

RESUMEN DE CORTANTES: CONDICIÓN ÚLTIMA									
CORTANTE	TRAMO 1			TRAMO 2			TRAMO 3		
$1.25V_{cm}$ (ton*m)	0.0000	10.0916	25.9886	-317.5256	184.4298	213.2375	-213.2375	-184.4044	317.5256
$1.5V_{asf}$ (ton*m)	0.0000	0.0000	0.0000	-32.9457	27.6993	27.6993	-45.0188	-45.0188	76.2443
$1.75V_{cv}$ (ton*m)	0.0000	0.0000	0.0000	-71.8099	48.9545	47.8237	-47.8237	-47.3099	71.8099
$V_{ult.}$ (ton*m)	0.00	10.09	25.99	-422.28	261.08	288.76	-306.08	-276.73	465.58

RESUMEN DE CORTANTES: CONDICIÓN ÚLTIMA			
CORTANTE	TRAMO 4		
$1.25M_{cm}$ (ton*m)	-25.9886	-10.0916	0.0000
$1.5M_{asf}$ (ton*m)	0.0000	0.0000	0.0000
$1.75M_{cv}$ (ton*m)	0.0000	0.0000	0.0000
$V_{ult.}$ (ton*m)	-25.99	-10.09	0.00

RESUMEN DE CORTANTES: CONDICIÓN EN SERVICIO								
CORTANTE	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
$V_{CR}$	129.61	ton	129.61	ton	129.61	ton	129.61	ton
$V_U$	25.99	ton	422.28	ton	465.58	ton	25.99	ton
$V_{SR}$	0.00	ton	292.68	ton	335.97	ton	0.00	ton

CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO POR CORTANTE					
ACERO PROPUESTO			ÁREA DE ACERO POR ESTRIBO		
Varilla #:	6			No. Ramas =	4
As =	2.85	cm <sup>2</sup>		$A_V$ =	11.4
$\phi$ =	1.9	cm			cm <sup>2</sup>
r =	2.5	cm			

RESUMEN DE LA SEPARACIÓN DE ESTRIBOS								
SEPARACIÓN	TRAMO 1		TRAMO 2		TRAMO 3		TRAMO 4	
Teórica	No aplica	cm	18.86	cm	16.43	cm	No aplica	cm
Real	15	cm	15	cm	15	cm	15	cm

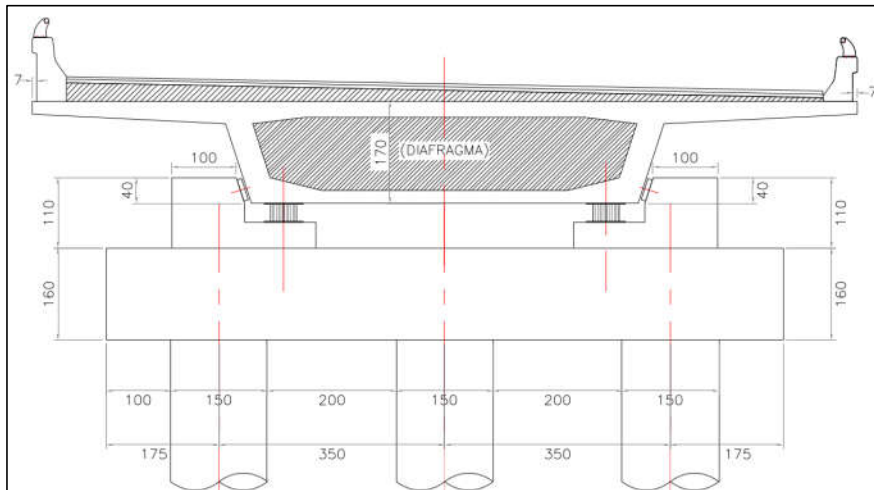


**REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DE CABEZAL**

CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DEL CABEZAL		
SECCIÓN SIMPLE	SECCIÓN COMPUESTA	DIMENSIONES DE CABEZAL
ESPESOR PROMEDIO	ESPESOR PROMEDIO	ANCHO DE ANÁLISIS
H (m) = 1.60	H (m) = 1.60000	B, cm = 240
ÁREA DE LA SECCIÓN	ÁREA DE LA SECCIÓN	ESPESOR PROMEDIO
A (m <sup>2</sup> ) = 3.840	A (m <sup>2</sup> ) = 3.8400	h, cm = 160
EJE NEUTRO	EJE NEUTRO	hf (m) = 0
Yi (m) = 0.80	Yi (m) = 0.80	CLARO DE CABEZAL
Ys (m) = 0.80	Ys (m) = 0.80	
INERCIA BRUTA	INERCIA BRUTA	L, cm = 1,050
Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.8192	Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.8192	

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES	
CONCRETO	ACERO
f'c = 300 kg/cm <sup>2</sup>	fy = 4,200 kg/cm <sup>2</sup>

>BOSQUEJO DE LOSA CONSIDERADA





REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DEL CABEZAL

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 1		MATERIALES DE CABEZAL	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPOSOR MEDIO DE CABEZAL	hf ( m ) = 0	PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H ( m ) = 1.60000	f'c = 300 kg/cm <sup>2</sup>	
PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H ( m ) = 1.60000	ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A ( m <sup>2</sup> ) = 3.84000	LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	
ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A ( m <sup>2</sup> ) = 3.84000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi ( m ) = 0.80000	fy = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup>	
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys ( m ) = 0.80000	DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys ( m ) = 0.80000	FACTOR DE CONVERSION	
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys ( m ) = 0.80000	MOMENTO DE INERCIA	Ix ( m <sup>4</sup> ) = 0.82	Lb / in <sup>2</sup> a Kg/cm <sup>2</sup> : 0.0703081	
MOMENTO DE INERCIA	Ix ( m <sup>4</sup> ) = 0.82	MOD. DE SECCION INF.	Si ( m <sup>3</sup> ) = 1.02400	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE CABEZAL ANALIZADO	
MOD. DE SECCION INF.	Si ( m <sup>3</sup> ) = 1.02400	MOD. DE SECCION SUP.	Ss ( m <sup>3</sup> ) = 1.02400	Claro, L (mts)= 1.75	
MOD. DE SECCION SUP.	Ss ( m <sup>3</sup> ) = 1.02400	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b ( cm ) = 240.00	h, (mts)= 1.6	
		ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' ( cm ) = 240.00		

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm <sup>2</sup> )	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7
r (cm)	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm <sup>2</sup> )	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2
r (cm)	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LÍMITE DE FLUENCIA	fy (kg/cm <sup>2</sup> )= 4,200.00	CLARO (L), m =	1.75
MÓDULO DE ELASTICIDAD (Es)	29,000,000.00 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSIÓN DE (lb/in <sup>2</sup> ) a (kg/cm <sup>2</sup> )	Factor = 0.0703081	Δ (m) =	0.175
	Es = 2,038,934.90 kg/cm <sup>2</sup>		

EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)	
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f_r'})]$ <p>Formula de momento ASSHTO Capitulo 8.16.3.1</p>	$M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]$ <p>Momento Flexionante</p>
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$ <p>Profundidad del bloque de esfuerzos</p>	$V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]$ <p>Fuerza cortante</p>
$\rho = 0.9$ <p>Factor de reducción</p>	

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>CV</sub> = 1.75	IMP = 0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	0	-0.3791	-0.7454	-1.3879	-2.5061	-3.6242	-5.2819	-7.1455	-9.1360	-12.4797	-15.8325
M asf(t-m)	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M cv(t-m)	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M imp.(t-m)	0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M serv.(t-m)	0.00	-0.38	-0.75	-1.39	-2.51	-3.62	-5.28	-7.15	-9.14	-12.48	-15.83
MOMENTO FLEXIONANTE (ULTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	0	-0.47389	-0.93180	-1.73491	-3.13260	-4.53030	-6.60243	-8.93191	-11.41999	-15.59965	-19.79058
1.5 M asf(t-m)	0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.75 Mcv(t-m)	0.00	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
1.75 M imp(t-m)	0	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000
M ult.(t-m)	0.00	-0.47	-0.93	-1.73	-3.13	-4.53	-6.60	-8.93	-11.42	-15.60	-19.79

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	0.0000	1.6147	3.2293	4.8440	6.4586	8.0733	9.6880	11.3026	12.9172	14.5319	16.1465
V asf(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
V cv(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
V imp.(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
V serv.(t-m)	0.00	1.61	3.23	4.84	6.46	8.07	9.69	11.30	12.92	14.53	16.15
FUERZA CORTANTE (ULTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	0	2.018375	4.036625	6.055	8.07325	10.091625	12.11	14.12825	16.145625	18.162875	20.180125
1.5 V asf(t-m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1.75 Vcv(t-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75 V imp(t-m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V ult.(t-m)	0.00	2.02	4.04	6.06	8.07	10.09	12.11	14.13	16.15	18.17	20.19





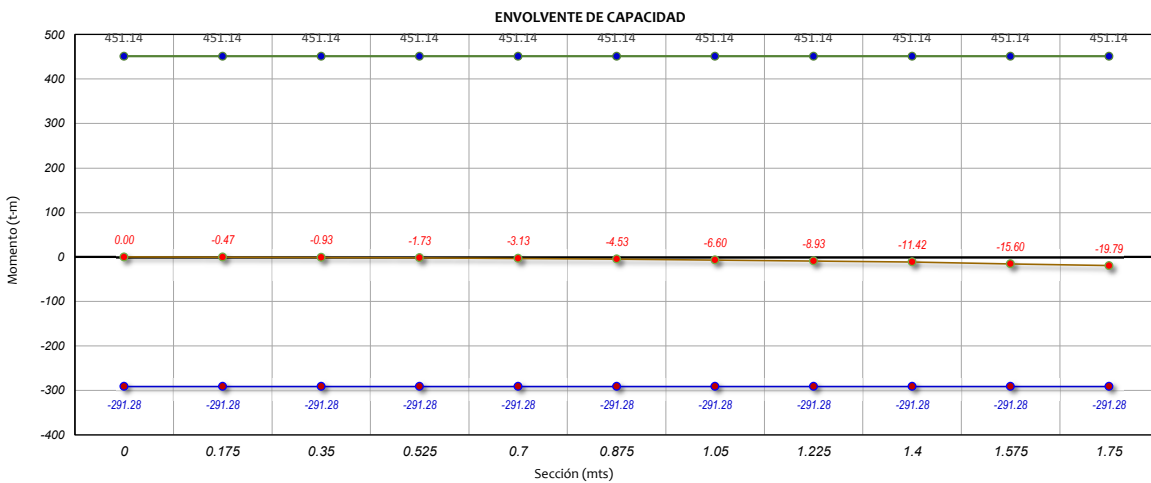
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 1.75
	0	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00
f' c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f' c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
d	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73
d-(a/2)	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91
Ø Mn(t-m) =	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 1.75
	0	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00
f' c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f' c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59
d	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41
d-(a/2)	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85
Ø Mn(t-m) =	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14

LECHO A TENSIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res. (t-m)	Tipo
0	0.00	-291.28	2
0.175	-0.47	-291.28	2
0.35	-0.93	-291.28	2
0.525	-1.73	-291.28	2
0.7	-3.13	-291.28	2
0.875	-4.53	-291.28	2
1.05	-6.60	-291.28	2
1.225	-8.93	-291.28	2
1.4	-11.42	-291.28	2
1.575	-15.60	-291.28	2
1.75	-19.79	-291.28	2

LECHO A COMPRESIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res. (t-m)	Tipo
0	0.00	451.14	1
0.175	-0.47	451.14	1
0.35	-0.93	451.14	1
0.525	-1.73	451.14	1
0.7	-3.13	451.14	1
0.875	-4.53	451.14	1
1.05	-6.60	451.14	1
1.225	-8.93	451.14	1
1.4	-11.42	451.14	1
1.575	-15.60	451.14	1
1.75	-19.79	451.14	1

Momento	
Positivo	1
Negativo	2





REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DEL CABEZAL

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 2		MATERIALES DE CABEZAL	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPOSOR MEDIO DE CABEZAL	hf (m) = 0	PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H (m) = 1.60000	f'c =	300 kg/cm2
PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H (m) = 1.60000	ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A (m2) = 3.84000	LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	
ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A (m2) = 3.84000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.80000	fy =	4.200.00 kg/cm2
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	FACTOR DE CONVERSION	
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.819	Lb / in2 a Kg/cm2;	0.0703081
MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.819	MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 1.02400	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE CABEZAL ANALIZADO	
MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 1.02400	MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 1.02400	Claro, L (mts)=	3.5
MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 1.02400	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b (cm) = 240.00	h, (mts)=	1.6
		ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' (cm) = 240.00		

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7
r (cm)	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESION											
SECCION	Apoyo	0.1 L	0.2 L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2
r (cm)	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LÍMITE DE FLUENCIA	fy (kg/cm2)= 4.200.00	CLARO (L), m =	3.5
MODULO DE ELASTICIDAD (Es) =	29000000 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSION DE (lb/in2) a (kg/cm2)		Δ (m) =	0.35
Factor =	0.0703081		
Es =	2.038.934.90 kg/cm2		

EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)	
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f_c'})]$ <p>Formula de momento ASSHTO Capitulo 8.16.3.1</p>	$M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]$ <p>Momento Flexionante</p>
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$ <p>Profundidad del bloque de esfuerzos</p>	$V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]$ <p>Fuerza cortante</p>
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f_c' b}$	
$\phi = 0.9$ <p>Factor de reducción</p>	

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>CV</sub> = 1.75	IMP = 0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	-15.8235	72.2764	159.4536	226.0922	173.6517	120.0578	65.5413	9.8714	-47.1825	-105.1590	-164.0582
M asf(t-m)	0.0000	7.6873	15.3747	21.0405	14.5774	8.1142	1.6511	-4.8121	-11.2753	-17.7384	-24.2016
M cv(t-m)	0.0000	10.7985	21.5970	29.8254	22.6339	15.4424	8.2509	1.0593	-6.1322	-13.3237	-20.5152
M imp.(t-m)	0.0000	3.5635	7.1270	9.8424	7.4692	5.0960	2.7228	0.3496	-2.0236	-4.3968	-6.7700
M serv.(t-m)	-15.82	94.33	203.55	286.80	218.33	148.71	78.17	6.47	-66.61	-105.14	-215.55
MOMENTO FLEXIONANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	-19.779325	90.345475	199.3169375	282.61525	217.0645625	150.072225	81.9265625	12.3392375	-58.9780875	-131.44875	-205.072725
1.5 M asf(t-m)	0	11.53101	23.06202	31.560795	21.866055	12.171315	2.476575	-7.218165	-16.91289	-26.60763	-36.30237
1.75 Mcv(t-m)	0	18.90	37.79	52.19	39.61	27.02	14.44	1.85	-10.73	-23.32	-35.90
1.75 M imp(t-m)	0	6.2361222	12.4722363	17.22418583	13.07108303	8.917980225	4.76487165	0.61176885	-3.54133395	-7.69443675	-11.84754533
M ult.(t-m)	-19.78	127.01	272.65	383.59	291.61	198.19	103.61	7.59	-90.16	-135.85	-289.12

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	-254.0205	-250.7912	-247.5618	-147.9848	151.2141	154.4434	157.6728	160.9021	164.1314	167.3607	170.5900
V asf(t-m)	-21.9638	-21.9638	-21.9638	18.4662	18.4662	18.4662	18.4662	18.4662	18.4662	18.4662	18.4662
V cv(t-m)	-30.8528	-30.8528	-30.8528	20.5472	20.5472	20.5472	20.5472	20.5472	20.5472	20.5472	20.5472
V imp.(t-m)	-10.1814	-10.1814	-10.1814	6.7806	6.7806	6.7806	6.7806	6.7806	6.7806	6.7806	6.7806
V serv.(t-m)	-317.02	-313.79	-310.56	193.78	197.01	200.22	203.47	206.70	209.91	213.13	216.36
FUERZA CORTANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	-317.525625	-313.489	-309.45225	184.981	189.017625	193.05425	197.091	201.127625	205.16425	209.200875	213.2375
1.5 V asf(t-m)	-32.9457	-32.9457	-32.9457	27.6993	27.6993	27.6993	27.6993	27.6993	27.6993	27.6993	27.6993
1.75 Vcv(t-m)	-53.99	-53.99	-53.99	35.96	35.96	35.96	35.96	35.96	35.96	35.96	35.96
1.75 V imp(t-m)	-17.817492	-17.817492	-17.817492	11.866008	11.866008	11.866008	11.866008	11.866008	11.866008	11.866008	11.866008
V ult.(t-m)	-422.28	-418.24	-414.21	260.50	264.54	268.55	272.61	276.65	280.66	284.69	288.73



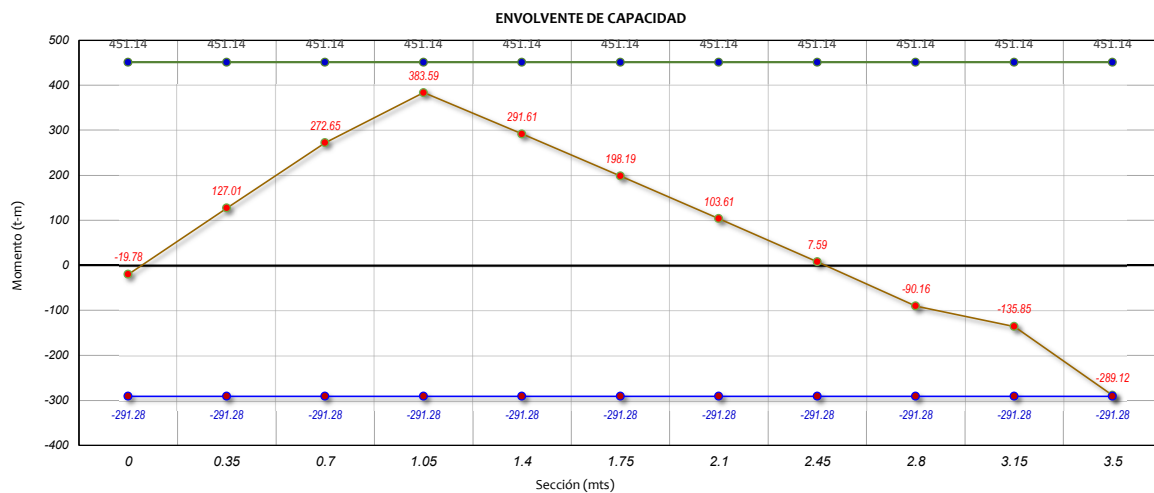
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.5
	m	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00
f'c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f'c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
d	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73
d-(a/2)	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91
Ø Mn(t-m) =	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.5
	m	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00
f'c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f'c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59
d	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41
d-(a/2)	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85
Ø Mn(t-m) =	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14

LECHO A TENSIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult.(t-m)	M res.(t-m)	Tipo
0	-19.78	-291.28	2
0.35	127.01	-291.28	2
0.7	272.65	-291.28	2
1.05	383.59	-291.28	2
1.4	291.61	-291.28	2
1.75	198.19	-291.28	2
2.1	103.61	-291.28	2
2.45	7.59	-291.28	2
2.8	-90.16	-291.28	2
3.15	-135.85	-291.28	2
3.5	-289.12	-291.28	2

LECHO A COMPRESIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult.(t-m)	M res.(t-m)	Tipo
0	-19.78	451.14	1
0.35	127.01	451.14	1
0.7	272.65	451.14	1
1.05	383.59	451.14	1
1.4	291.61	451.14	1
1.75	198.19	451.14	1
2.1	103.61	451.14	1
2.45	7.59	451.14	1
2.8	-90.16	451.14	1
3.15	-135.85	451.14	1
3.5	-289.12	451.14	1

Momento	
Positivo	1
Negativo	2





REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DEL CABEZAL

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 3		MATERIALES DE CABEZAL	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPOSOR MEDIO DE CABEZAL	hf (m) = 0	PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H (m) = 1.60000	f'c =	300 kg/cm2
PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H (m) = 1.60000	ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A (m2) = 3.84000	LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	
ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A (m2) = 3.84000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.80000	fy =	4.200.00 kg/cm2
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	FACTOR DE CONVERSION	
MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.81920	MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.81920	Lb / in2 a Kg/cm2;	0.0703081
MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 1.02400	MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 1.02400	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE CABEZAL ANALIZADO	
MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 1.02400	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b (cm) = 240.00	Claro, L (mts)=	3.5
		ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' (cm) = 240.00	h, (mts)=	1.6

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7
r (cm)	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESIÓN											
SECCION	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2
r (cm)	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LÍMITE DE FLEUENCIA	fy (kg/cm2)= 4.200.00	CLARO (L), m =	3.5
MÓDULO DE ELASTICIDAD (Es)	29000000 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSIÓN DE (lb/in2) a (kg/cm2)	Factor = 0.0703081	Δ (m) =	0.35
	Es = 2,038,934.90 kg/cm2		

EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)			
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f'_c})]$	Formula de momento ASSHTO Capitulo 8.16.3.1	$M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]$	Momento Flexionante
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$	Profundidad del bloque de esfuerzos	$V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]$	Fuerza cortante
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	Factor de reducción		
$\theta = 0.9$			

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>CV</sub> = 1.75	IMP = 0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	-164.0582	-105.1590	-47.1825	9.8714	65.5413	120.0578	173.6517	226.0922	159.4536	72.2764	-15.8235
M asf(t-m)	-24.2016	-13.6972	-3.1929	7.3115	17.8159	28.3202	38.8246	49.3289	35.5807	17.7903	0.0000
M cv(t-m)	-20.5152	-13.3237	-6.1322	1.0593	8.2509	15.4424	22.6339	29.8254	21.5970	10.7985	0.0000
M imp.(t-m)	-6.7700	-4.3968	-2.0236	0.3496	2.7228	5.0960	7.4692	9.8424	7.1270	3.5635	0.0000
M serv.(t-m)	-215.55	-136.58	-58.53	18.59	94.33	168.92	242.58	315.09	223.76	104.43	-15.82
MOMENTO FLEXIONANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	-205.0727	-131.4488	-58.9781	12.3392	81.9266	150.0722	217.0646	282.6153	199.3169	90.3455	-19.7793
1.5 M asf(t-m)	-36.3024	-20.5458	-4.7893	10.9672	26.7238	42.4803	58.2369	73.9934	53.3710	26.6855	0.0000
1.75 M cv(t-m)	-35.9017	-23.3165	-10.7313	1.8538	14.4390	27.0242	39.6093	52.1945	37.7947	18.8973	0.0000
1.75 M imp(t-m)	-11.8475	-7.6944	-3.5413	0.6118	4.7649	8.9180	13.0711	17.2242	12.4722	6.2361	0.0000
M ult.(t-m)	-289.12	-183.01	-78.04	25.77	127.85	228.49	327.98	426.03	302.95	142.16	-19.78

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	-170.5900	-167.3607	-164.1314	-160.9021	-157.6728	-154.4434	-151.2141	-147.9848	-144.7555	-141.5262	-138.2969
V asf(t-m)	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125	-30.0125
V cv(t-m)	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472	-20.5472
V imp.(t-m)	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806	-6.7806
V serv.(t-m)	-227.93	-224.70	-221.47	-218.24	-215.01	-211.78	-208.55	-205.33	-202.10	-198.87	-195.64
FUERZA CORTANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	-213.2375	-209.200875	-205.16425	-201.127625	-197.091	-193.05425	-189.017625	-184.981	-180.94425	-176.907625	-172.871
1.5 V asf(t-m)	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875	-45.01875
1.75 V cv(t-m)	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96	-35.96
1.75 V imp(t-m)	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008	-11.866008
V ult.(t-m)	-306.08	-302.04	-298.01	-293.97	-289.93	-285.90	-281.86	-277.82	-273.78	-269.74	-265.70



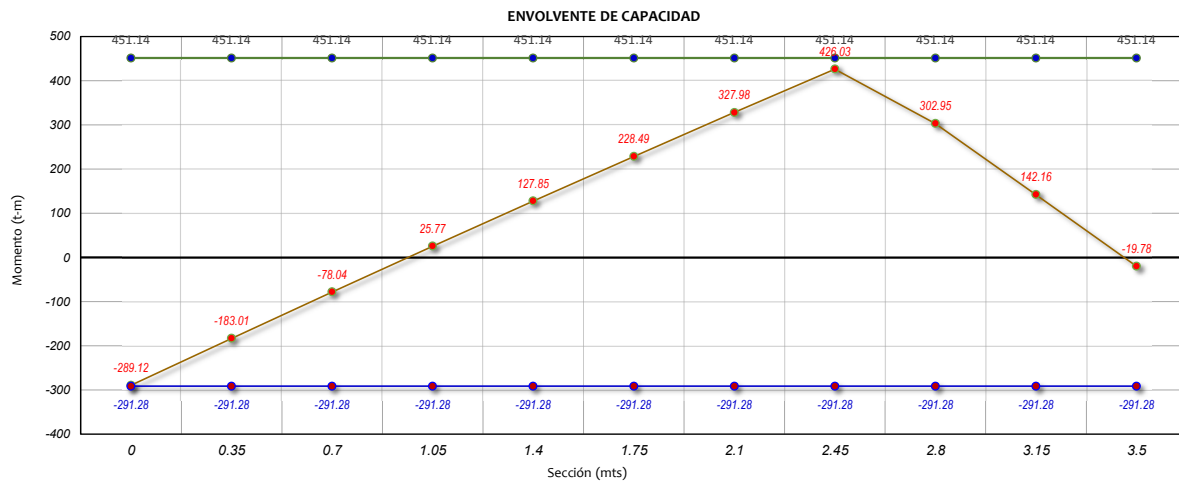
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSION											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.5
	0	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00
f' c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f' c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
d	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73
d-(a/2)	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91
Ø Mn(t-m) =	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESION											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 3.5
	0	0.35	0.7	1.05	1.4	1.75	2.1	2.45	2.8	3.15	3.5
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00
f' c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f' c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59
d	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41
d-(a/2)	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85
Ø Mn(t-m) =	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14

LECHO A TENSION			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res.(t-m)	Tipo
0	-289.12	-291.28	2
0.35	-183.01	-291.28	2
0.7	-78.04	-291.28	2
1.05	25.77	-291.28	2
1.4	127.85	-291.28	2
1.75	228.49	-291.28	2
2.1	327.98	-291.28	2
2.45	426.03	-291.28	2
2.8	302.95	-291.28	2
3.15	142.16	-291.28	2
3.5	-19.78	-291.28	2

LECHO A COMPRESION			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res.(t-m)	Tipo
1.75	228.49	451.14	1
0.35	-183.01	451.14	1
0.7	-78.04	451.14	1
1.05	25.77	451.14	1
1.4	127.85	451.14	1
1.75	228.49	451.14	1
2.1	327.98	451.14	1
2.45	426.03	451.14	1
2.8	302.95	451.14	1
3.15	142.16	451.14	1
3.5	-19.78	451.14	1

Momento	
Positivo	1
Negativo	2





REVISIÓN DE CAPACIDAD A FLEXIÓN DEL CABEZAL

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS		TRAMO 4		MATERIALES DE CABEZAL	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA		RESISTENCIA A COMPRESION	
ESPOSOR MEDIO DE CABEZAL	hf (m) = 0	PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H (m) = 1.60000	f'c =	300 kg/cm2
PERALTE TOTAL DE CABEZAL	H (m) = 1.60000	ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A (m2) = 3.84000	LÍMITE ELÁSTICO DEL ACERO	fy = 4,200.00 kg/cm2
ÁREA DE SECCIÓN TRANSVERSAL	A (m2) = 3.84000	DIST. DEL (E.N) A LA F. INF.	Yi (m) = 0.80000	FACTOR DE CONVERSION	Lb / in2 a Kg/cm2; 0.0703081
DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	DIST. DEL (E.N) A LA F. SUP.	Ys (m) = 0.80000	DIMENSIONES DEL SEGMENTO DE CABEZAL ANALIZADO	Claro, L (mts)= 1.75
MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.81920	MOMENTO DE INERCIA	Ix (m4) = 0.81920	h, (mts)= 1.6	
MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 1.02400	MOD. DE SECCION INF.	Si (m3) = 1.02400		
MOD. DE SECCION SUP.	Ss (m3) = 1.02400	ANCHO DE PATIN (b) EN CM	b (cm) = 240.00		
		ANCHO DEL ALMA (b') EN CM	b' (cm) = 240.00		

DISTRIBUCION DEL ACERO DE REFUERZO											
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN TENSION											
SECCION	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7	50.7
r (cm)	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
DISTRIBUCIÓN DEL ACERO DE REFUERZO EN COMPRESIÓN											
SECCION	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
As (cm2)	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2	79.2
r (cm)	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59

DATOS DEL ACERO		DATOS DEL TRAMO	
LÍMITE DE FLEUENCIA	fy (kg/cm2)= 4,200.00	CLARO (L), m =	1.75
MÓDULO DE ELASTICIDAD (Es) =	29000000 PSI	No. secciones =	10
FACTOR DE CONVERSIÓN DE (lb/in2) a (kg/cm2)	Factor = 0.0703081	Δ (m) =	0.175
	Es = 2,038,934.90 kg/cm2		
EXPRESIONES PARA CONDICIONES ÚLTIMAS (NORMA AASHTO LRFD 2020)			
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (1 - 0.6 \frac{\rho f_y}{f'_c})]$	Formula de momento ASSHTO Capitulo 8.16.3.1	$M_u = 1.25[M_{SCM}] + 1.5[M_{SAsf}] + 1.75[M_{CV} + M_{IMP}]$	Momento Flexionante
$\theta M_n = \theta [A_s f_y (d - \frac{a}{2})]$	Profundidad del bloque de esfuerzos	$V_u = 1.25[V_{SCM}] + 1.5[V_{SAsf}] + 1.75[V_{CV} + V_{IMP}]$	Fuerza cortante
$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$	Factor de reducción		
$\theta = 0.9$			

FACTORES DE CARGA			
FACTOR POR CARGA MUERTA	FACTOR POR ASFALTO	FACTOR POR CARGA VIVA	FACTOR POR IMPACTO
F <sub>CM</sub> = 1.5	F <sub>Asf</sub> = 1.25	F <sub>Cv</sub> = 1.75	IMP = 0.33

ELEMENTOS MECANICOS: MOMENTOS											
MOMENTO FLEXIONANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
M cm(t-m)	-15.8235	-12.4797	-9.1360	-7.1455	-5.2819	-3.6242	-2.5061	-1.3879	-0.7454	-0.3727	0.0000
M asf(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M cv(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M imp.(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M serv.(t-m)	-15.82	-12.48	-9.14	-7.15	-5.28	-3.62	-2.51	-1.39	-0.75	-0.37	0.00
MOMENTO FLEXIONANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 M cm(t-m)	-19.7793	-15.5997	-11.4200	-8.9319	-6.6024	-4.5303	-3.1326	-1.7349	-0.9318	-0.4659	0.0000
1.5 M asf(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.75 M cv(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1.75 M imp(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
M ult.(t-m)	-19.78	-15.60	-11.42	-8.93	-6.60	-4.53	-3.13	-1.73	-0.93	-0.47	0.00

ELEMENTOS MECANICOS: CORTANTES											
FUERZA CORTANTE (SERVICIO)											
	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo
	0	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
V cm(t-m)	-20.7909	-19.1763	-17.5616	-11.3026	-9.6880	-8.0733	-6.4586	-4.8440	-3.2293	-1.6147	0.0000
V asf(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
V cv(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
V imp.(t-m)	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
V serv.(t-m)	-20.79	-19.18	-17.56	-11.30	-9.69	-8.07	-6.46	-4.84	-3.23	-1.61	0.00
FUERZA CORTANTE (ÚLTIMOS)											
1.25 V cm(t-m)	-25.98825	-23.970375	-21.952	-14.12825	-12.11	-10.091625	-8.07325	-6.055	-4.036625	-2.018375	0
1.5 V asf(t-m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1.75 V cv(t-m)	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1.75 V imp(t-m)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
V ult.(t-m)	-25.99	-23.97	-21.95	-14.13	-12.11	-10.09	-8.07	-6.06	-4.04	-2.02	0.00



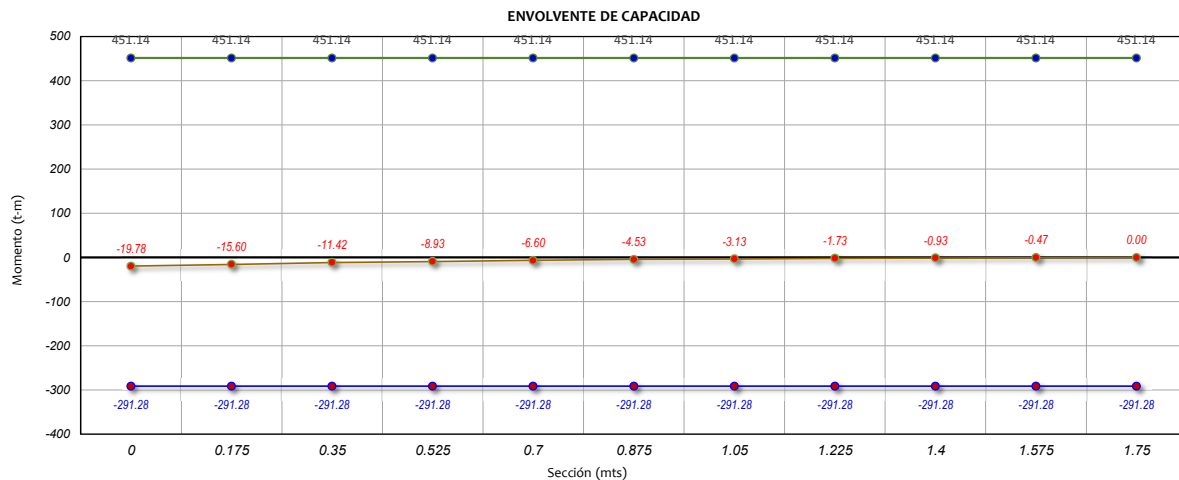
REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A TENSIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 1.75
	m	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70	50.70
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00	212,940.00
f' c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f' c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48	3.48
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27	6.27
d	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73	153.73
d-(a/2)	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99	151.99
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91	29,128,331.91
Ø Mn(t-m) =	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28	291.28

REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A FLEXIÓN											
CÁLCULO DEL MOMENTO RESISTENTE A COMPRESIÓN											
	Apoyo 0	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	0.5L	0.6L	0.7L	0.8L	0.9L	Apoyo 1.75
	m	0.175	0.35	0.525	0.7	0.875	1.05	1.225	1.4	1.575	1.75
	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
As	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20	79.20
fy	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00
As fy	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00	332,640.00
f' c	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00	300.00
b	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00	240.00
0.85f' c b	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00	61,200.00
a	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44	5.44
h	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00	160.00
r	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59	6.59
d	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41	153.41
d-(a/2)	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69	150.69
Ø	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
Ø Mn(kg-cm) =	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85	45,113,673.85
Ø Mn(t-m) =	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14	451.14

LECHO A TENSION			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res. (t-m)	Tipo
0	-19.78	-291.28	2
0.175	-15.60	-291.28	2
0.35	-11.42	-291.28	2
0.525	-8.93	-291.28	2
0.7	-6.60	-291.28	2
0.875	-4.53	-291.28	2
1.05	-3.13	-291.28	2
1.225	-1.73	-291.28	2
1.4	-0.93	-291.28	2
1.575	-0.47	-291.28	2
1.75	0.00	-291.28	2

LECHO A COMPRESIÓN			
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	M res. (t-m)	Tipo
0.875	-4.53	451.14	1
0.175	-15.60	451.14	1
0.35	-11.42	451.14	1
0.525	-8.93	451.14	1
0.7	-6.60	451.14	1
0.875	-4.53	451.14	1
1.05	-3.13	451.14	1
1.225	-1.73	451.14	1
1.4	-0.93	451.14	1
1.575	-0.47	451.14	1
1.75	0.00	451.14	1

Momento	
Positivo	1
Negativo	2

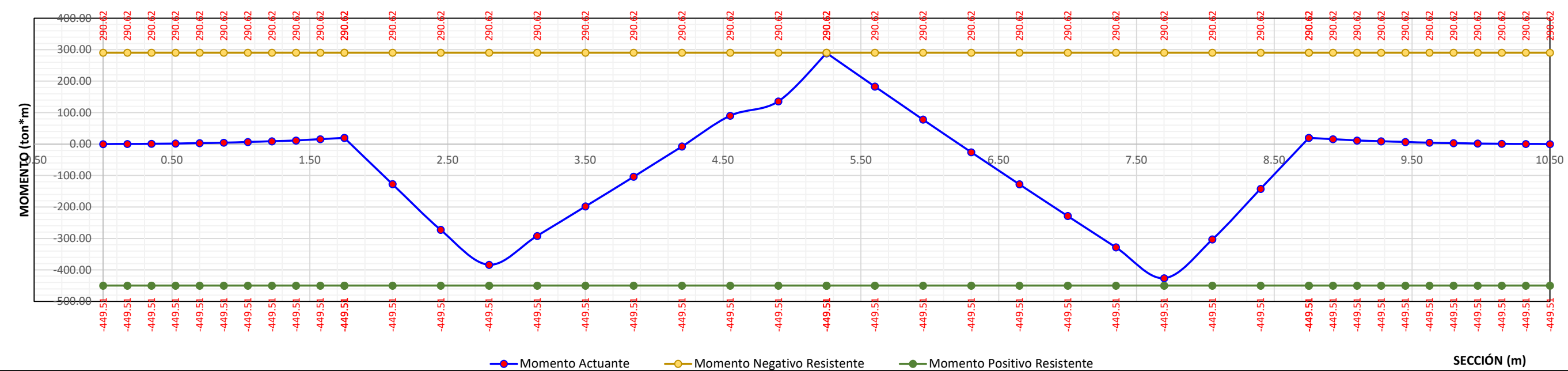






RESUMEN DE LA ENVOLVENTE DE MOMENTOS						
SECCIÓN(m)	M ult (t-m)	Coordenada	M res.(-)	Coordenada	M res. (+)	Coordenada
1	0	0.00	-291.28	291.28	449.51	-449.51
2	0.175	-0.47	-291.28	291.28	449.51	-449.51
3	0.35	-0.93	-291.28	291.28	449.51	-449.51
4	0.525	-1.73	-291.28	291.28	449.51	-449.51
5	0.7	-3.13	-291.28	291.28	449.51	-449.51
6	0.875	-4.53	-291.28	291.28	449.51	-449.51
7	1.05	-6.60	-291.28	291.28	449.51	-449.51
8	1.225	-8.93	-291.28	291.28	449.51	-449.51
9	1.4	-11.42	-291.28	291.28	449.51	-449.51
10	1.575	-15.60	-291.28	291.28	449.51	-449.51
11	1.75	-19.79	-291.28	291.28	449.51	-449.51
12	1.75	-19.78	-291.28	291.28	449.51	-449.51
13	2.1	127.01	-291.28	291.28	449.51	-449.51
14	2.45	272.65	-291.28	291.28	449.51	-449.51
15	2.8	383.59	-291.28	291.28	449.51	-449.51
16	3.15	291.61	-291.28	291.28	449.51	-449.51
17	3.5	198.19	-291.28	291.28	449.51	-449.51
18	3.85	103.61	-291.28	291.28	449.51	-449.51
19	4.2	7.59	-291.28	291.28	449.51	-449.51
20	4.55	-90.16	-291.28	291.28	449.51	-449.51
21	4.9	-135.85	-291.28	291.28	449.51	-449.51
22	5.25	-289.12	-291.28	291.28	449.51	-449.51
23	5.25	-289.12	-291.28	291.28	449.51	-449.51
24	5.6	-183.01	-291.28	291.28	449.51	-449.51
25	5.95	-78.04	-291.28	291.28	449.51	-449.51
26	6.3	25.77	-291.28	291.28	449.51	-449.51
27	6.65	127.85	-291.28	291.28	449.51	-449.51
28	7	228.49	-291.28	291.28	449.51	-449.51
29	7.35	327.98	-291.28	291.28	449.51	-449.51
30	7.7	426.03	-291.28	291.28	449.51	-449.51
31	8.05	302.95	-291.28	291.28	449.51	-449.51
32	8.4	142.16	-291.28	291.28	449.51	-449.51
33	8.75	-19.78	-291.28	291.28	449.51	-449.51
34	8.75	-19.78	-291.28	291.28	449.51	-449.51
35	8.925	-15.60	-291.28	291.28	449.51	-449.51
36	9.1	-11.42	-291.28	291.28	449.51	-449.51
37	9.275	-8.93	-291.28	291.28	449.51	-449.51
38	9.45	-6.60	-291.28	291.28	449.51	-449.51
39	9.625	-4.53	-291.28	291.28	449.51	-449.51
40	9.8	-3.13	-291.28	291.28	449.51	-449.51
41	9.975	-1.73	-291.28	291.28	449.51	-449.51
42	10.15	-0.93	-291.28	291.28	449.51	-449.51
43	10.325	-0.47	-291.28	291.28	449.51	-449.51
44	10.5	0.00	-291.28	291.28	449.51	-449.51

### CAPACIDAD A FLEXIÓN DE CABEZAL



### 5.9.2 DISEÑO DE APOYOS DE NEOPRENO

La propuesta inicial para los apoyos parte del empleo de tipo elastoméricos, mejor conocidos como neoprenos, los cuales cuentan placas de acero en su interior y se utilizan para solicitaciones de cargas verticales inferiores a 1,834 ton dependiendo de las deformaciones que se presenten, es decir, a mayor movimiento actuante menor será la carga admisible.

En este sentido, se realizó un prediseño tomando el efecto de las cargas verticales obteniendo una geometría, posteriormente se repartió la fuerza sísmica entre apoyos y pilas para determinar la deformación angular. Cabe mencionar que en el análisis por cargas verticales se consideró el efecto del impacto debido a que en la práctica se ha demostrado que su efecto aumenta los desplazamientos en los apoyos.

Finalmente, se concluye que las dimensiones en planta del apoyo de neopreno que requiere la estructura tanto por carga vertical como por sismo sobrepasan las recomendaciones de la Norma AASHTO respecto a un área de 6,452 cm<sup>2</sup> (1,000 in<sup>2</sup>) lo que implica que sea difícil su fabricación presentando una deformación angular excesiva, mayor a 60 cm. En tal sentido, se propone el empleo de apoyos mecánicos tipo TETRON como los que son fabricados por Freyssinet.

RESUMEN DE DISEÑO GEOMÉTRICO DEL APOYO					
ESPESESOR TOTAL DEL NEOPRENO					
$h_T =$	260.85	mm	$h_T =$	26.09	cm
DIMENSIONES DEL NEOPRENO					
$L =$	240.00	cm	$W =$	40.00	cm
DEFLEXIÓN TOTAL POR COMPRESIÓN					
$\delta =$	10.11	mm	$\delta =$	1.01	cm
RESUMEN DE RIGIDEZ DEL APOYO					
PESO SÍSMICO		FUERZA SÍSMICA			
$R_{SISMO} =$	835.26	ton	$F_{SISMO} =$	509.22	ton
RIGIDEZ DEL NEOPRENO		RIGIDEZ DE LA PILA			
$K_{neopreno} =$	2.97	ton / cm	$K =$	0.68852	ton / cm
NÚMERO DE NEOPRENOS		NÚMERO DE PILAS			
No. Neop. =	2		No. Pilas =	3	
RIGIDEZ TOTAL DEL CABALLETE					
	$K_T =$	8.01	ton / cm		
DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS					
FUERZA QUE TOMAN LOS NEOPRENOS		FUERZAS QUE TOMAN LAS PILAS			
$F_s$ Neop. =	377.95	ton	$F_s$ Pilas =	131.27	ton
DEFORMACIÓN ANGULAR DEL NEOPRENO					
PARA EFECTOS DE CORTA DURACIÓN		PARA EFECTOS DE LARGA DURACIÓN			
$\Delta =$	63.55	cm	$\Delta =$	31.78	cm

Tabla 5.11 Resumen de diseño de neoprenos

## DISEÑO DE NEOPRENOS

DATOS GENERALES DE DISEÑO			
LONGITUD EXPANDIBLE DEL CLARO		PÉRDIDAS DEBIDO AL POSTENSADO	
L =	31.3	m	$f_p = 355.10$ kg/cm <sup>2</sup>
CAMBIO DE TEMPERATURA		PÉRDIDAS POR CONTRACCIÓN	
$\Delta T =$	23	°C	$f_{pCont} = 418.00$ kg/cm <sup>2</sup>

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES			
CONCRETO DE TRABE		CONCRETO DE CABEZAL Y PILAS	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN		RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN	
$f_c =$	450	kg/cm <sup>2</sup>	$f_c = 300$ kg/cm <sup>2</sup>
MÓDULO DE ELÁSTICIDAD		MÓDULO DE ELÁSTICIDAD	
$E_c =$	328,800.69	kg/cm <sup>2</sup>	$E_c = 264,621.62$ kg/cm <sup>2</sup>

DESCARGAS DE SUPERESTRUCTURA POR APOYO					
APOYO IZQUIERDO			APOYO DERECHO		
CARGA	ton	kN	CARGA	ton	kN
CMT =	308.84	31.48	CMT =	308.84	31.48
Asfalto =	40.43	4.12	Asfalto =	40.43	4.12
CV =	51.40	5.24	CV =	51.40	5.24
IMP =	16.96	1.73	IMP =	16.96	1.73
TOTAL =	417.63	42.57	TOTAL =	417.63	42.57
PESO TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA					
$R_{Sup.} =$	835.26	ton	$R_{Sup.} =$	85.14	ton

ANÁLISIS SÍSMICO					
PARÁMETROS ESPECTRALES					
COEFICIENTE SÍSMICO			ORDENADA ESPECTRAL		
c =	0.60965	cm/s <sup>2</sup>	a =	0.10202	cm/s <sup>2</sup>
TERRENO	Ts (s)	Tb (s)	Tc (s)	k	r
II	0.2	1.5	2	1	0.667
FACTORES DE REDUCCIÓN DEL ESPECTRO					
POR DUCTILIDAD			POR SOBRERRESISTENCIA		
Q =	1		R =	1.5	
PERIODO DE VIBRAR DIRECCIÓN Y			PERIODO DE VIBRAR DIRECCIÓN X		
$T_e =$	1.0748	s	$T_e =$	0.89419	s

DATOS DEL NEOPRENO			
TIPO DE NEOPRENO			
DUREZA	SHORE	60	Norma ASTMD - 2240
MÓDULO DE CORTANTE			
CARGAS DE CORTA DURACIÓN		CARGAS DE LARGA DURACIÓN	
$G_n =$	8.08	kg/cm <sup>2</sup>	$G_n = 16.16$ kg/cm <sup>2</sup>

GEOMETRÍA DEL CABEZAL			
TOPE SÍSMICO		ZOCLO	
$h_1 =$	1.1	m	$h_2 = 0.4$ m
ANCHO CABEZAL		PERALTE CABEZAL	
$b_1 =$	2.4	m	$h_3 = 1.6$ m

## DISEÑO DE NEOPRENOS

DATOS GENERALES DE PILAS			
GEOMETRÍA DE LAS PILAS			
DIÁMETRO		NÚMERO DE PILAS	
$\phi =$	1.5	m	No. Pilas = 3 pzas
CUERPO DE PILA		DESPLANTE + EMPOTRAMIENTO	
$h_4 =$	15	m	$h_5 =$ 14 m
ALTURA TOTAL: CABEZAL + PILA + DESPLANTE			
$H_T =$	30.6	m	

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LAS PILAS			
SENTIDO LONGITUDINAL		SENTIDO TRANSVERSAL	
$A_p =$	17,671.46	cm <sup>2</sup>	$A_p =$ 17,671.46 cm <sup>2</sup>
$I_p =$	24,850,488.76	cm <sup>4</sup>	$I_p =$ 24,850,488.76 cm <sup>4</sup>
$Y_i =$	14.50	cm	$Y_i =$ 14.50 cm
$Y_s =$	14.50	cm	$Y_s =$ 14.50 cm
RIGIDEZ DE LA PILA		RIGIDEZ DE LA PILA	
$K = \frac{3EI}{L^3}$		$K = \frac{3EI}{L^3}$	
$K =$	688.52	kg / cm	$K =$ 688.52 kg / cm
$K =$	0.68852	ton / cm	$K =$ 0.68852 ton / cm

DESCARGA DE SUBESTRUCTURA					
CARGA	A	L	Pzas	$Y_{i,s}$	R
	m	m	#	m	ton
Tope izquierdo	1.66	2.40	1.00	31.05	9.55
Tope derecho	1.66	2.40	1.00	31.05	9.55
Cabezal	16.64	2.40	1.00	29.80	95.85
Pila	1.77	29.00	3.00	14.50	368.98

DESCARGA TOTAL	
CARGA	$R_{Acum.}$ ton
Tope izquierdo	9.55
Tope derecho	19.09
Cabezal	114.94
Pila	483.92
<b>TOTAL =</b>	<b>627.49</b>

PESO SÍSMICO	
$R_{SISMO} =$	835.26 ton
FUERZA SÍSMICA	
$F_{SISMO} =$	509.22 ton

MOVIMIENTO POR TEMPERATURA	
COEFICIENTE DE DILATACIÓN DEL CONCRETO	
$\alpha =$	1.08E-05 1/°C
$\Delta_{TEMP} = \alpha (\Delta T)L =$	7.77 mm

ACORTAMIENTO POR CONTRACCIÓN DE LA TRABE	
DEFORMACIÓN UNITARIA	ACORTAMIENTO POR CONTRACCIÓN
$\epsilon =$	0.00134 mm
$\Delta_{PT} =$	42.00 mm
DEFORMACIÓN UNITARIA	ACORTAMIENTO POR CONTRACCIÓN
$\epsilon =$	0.00158 mm
$\Delta_{SH} =$	49.44 mm

## DISEÑO DE NEOPRENOS

DESPLAZAMIENTO LONGITUDINAL DE LA TRABE	
FACTOR DE TEMPERATURA UNIFORME	MOVIMIENTO LONGITUDINAL MÁXIMO
$\Upsilon = 1.2$	$\Delta_S = 119.06$ mm

GEOMETRÍA DEL NEOPRENO	
DIMENSIÓN DE LADO CORTO	DIMENSIÓN DE LADO LARGO
$W = 40.00$ cm	$L = 240.00$ cm
ESPESOR DEL APOYO	
$H_n = 24.13$ cm	

REVISIÓN DEL ESPESOR	
ESPESOR MÍNIMO DEL APOYO	ESPESOR DE LÁMINAS DE ELASTÓMERO
$h_{\min} = 238.13$ mm	$h_{ri} = 12.70$ mm
NÚMERO DE LÁMINAS	ESPESOR TOTAL DEL NEOPRENO
$n = 18$	$H_n = 241.30$ mm

REVISIÓN DEL TAMAÑO EN PLANTA DEL APOYO	
DIMENSIONES DEL NEOPRENO	
$L = 240.00$ cm	$W = 40.00$ cm
FACTOR DE FORMA	
<a href="#">AASHTO LRFD 2020 Art. 14.7.5.1 - Generalidades Eq. 14.7.5.1-1</a>	
$S_i = \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)}$	$S_i = 13.50$
MÓDULO DE CORTANTE DE DISEÑO	
$G_n = 13$ kg/cm <sup>2</sup>	
DISEÑO RECTANGULAR	
$1.25GL^2W^2 - 2Rh_{ri}(L+W) = 0$	$1.25GL^2W^2 = 1,497,600,000.00$ kg * cm $-2Rh_{ri}L = -254,588,040.48$ kg * cm $-2Rh_{ri}W = -42,431,340.08$ kg * cm
ESFUERZOS PROMEDIO DE COMPRESIÓN PARA CONDICIÓN DE SERVICIO	
<a href="#">AASHTO LRFD 2020 Art. 14.7.6.3.2 - Esfuerzos de Compresión</a>	
<a href="#">Eq. 14.7.6.3.2-7</a>	<a href="#">Eq. 14.7.6.3.2-8</a>
$G_s \leq 1.25GS_i$	$G_s \leq 1.25$ ksi
$\sigma_s \leq 219.35$ kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_s \leq 87.88$ kg/cm <sup>2</sup>
ESFUERZO DE COMPRESIÓN POR CARGAS DE SERVICIO	
$\sigma_s = 87.01$ kg/cm <sup>2</sup>	
COMENTARIO	
<b>El esfuerzo en el neopreo se encuentra dentro del límite</b>	

REVISIÓN DE LA DEFLEXIÓN EN EL APOYO POR ESFUERZOS DE COMPRESIÓN	
ESFUERZO DE COMPRESIÓN ACTUANTE	
$\sigma_s = 1.24$ ksi	
<a href="#">DEFORMACIÓN POR CARGA AXIAL AASHTO LRFD 2020</a> <a href="#">Figura C14.7.6.3.3-1</a>	
DEFORMACIÓN UNITARIA POR COMPRESIÓN	DEFORMACIÓN UNITARIA TOTAL
$\epsilon = 0.0419$	$\epsilon_T = 0.7961$
DEFLEXIÓN TOTAL POR COMPRESIÓN	
$\delta = 10.11$ mm	$\delta = 1.01$ cm

## DISEÑO DE NEOPRENOS

ROTACIÓN DEL APOYO	
ROTACIÓN EN CONDICIÓN DE SERVICIO	
APOYO IZQUIERDO	APOYO DERECHO
$\Phi_s = 0.0032$ rad	$\Phi_s = 0.0039$ rad
ROTACIÓN MÁXIMA DEL APOYO	COMENTARIO
$\Phi_{Cap} = 0.0084$	La rotación del apoyo es aceptable

ESTABILIDAD DEL APOYO	
AASHTO LRFD 2020 Art. 14.7.5.3.4 - Estabilidad de Apyos Elastoméricos	
Eq. 14.7.5.3.4-2	Eq. 14.7.5.3.4-3
$A = \frac{1.92 \frac{h_{rt}}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$	$B = \frac{2.67}{(S_i + 2) + (1 + \frac{L}{4W})}$
A = 1.00307	B = 0.17946
LÍMITE DE ESFUERZO	
Eq. 14.7.5.3.4-4	
$\sigma_s \leq \frac{GS_i}{2A - B}$	En donde: $\frac{GS_i}{2A - B} = 96.06$ kg/cm <sup>2</sup>
COMENTARIO	
El esfuerzo de compresión en el apoyo es aceptable	

ACERO DE REFUERZO MÍNIMO	
CONSTANTE DE FATIGA	AASHTO LRFD 2020 Tabla 6.6.1.2.5-3
$\Delta F_{TH} = 24$ ksi	
AASHTO LRFD 2020 Art. 14.7.5.3.5 - Refuerzo	
EN CONDICIÓN DE SERVICIO	EN ESTADO LÍMITE DE FATIGA
Eq. 14.7.5.3.5-1	Eq. 14.7.5.3.5-2
$h_s = \frac{3h_{ri}\sigma_s}{F_y}$	$h_s = \frac{2h_{ri}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$
$h_s = 0.79$ mm	$h_s = 1.03$ mm

RESUMEN DE DISEÑO GEOMÉTRICO PRELIMINAR DEL APOYO	
NÚMERO DE CAPAS INTERIORES	NÚMERO DE CAPAS EXTERIORES
$n_{int} = 18$	$n_{ext} = 2$
ESESOR DE CAPA INTERIOR	ESESOR DE CAPA EXTERIOR
$h_{ri} = 12.70$ mm	$h_{re} = 6.35$ mm
ESESOR DEL ACERO DE REFUERZO	NÚMERO DE LÁMINAS DE ACERO
$h_s = 1.03$ mm	$n_{ref} = 19$
ESESOR TOTAL DEL NEOPRENO	
$h_T = 260.85$ mm	$h_T = 26.09$ cm

## DISEÑO DE NEOPRENOS

RIGIDEZ DEL APOYO	
FUERZA SÍSMICA TRANSVERSAL	FUERZA SÍSMICA LONGITUDINAL
$F_s = 509.22$ ton	$F_s = 509.22$ ton
ESPESOR DEL NEOPRENO	ÁREA DEL NEOPRENO
$h_T = 26.09$ cm	$A_n = 9,600.00$ cm <sup>2</sup>
RIGIDEZ DEL NEOPRENO	
$K_{neopreno} = \frac{G_n A_n}{h_n}$	
$K_{neopreno} = 2.97$ ton / cm	
RIGIDEZ TOTAL DEL CABALLETE	
$K_{Caballote} = K_{Neoprenos} + K_{Pila}$	
$K_T = 8.01$ ton / cm	

DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS	
NÚMERO DE NEOPRENOS	NÚMERO DE PILAS
No. Neop. = 2	No. Pilas = 3
FUERZA QUE TOMAN LOS NEOPRENOS	FUERZA QUE TOMAN CADA NEOPRENO
$F_s$ Neop. = 377.95 ton	$F_s$ Neop. = 188.98 ton
FUERZAS QUE TOMAN LAS PILAS	FUERZA QUE TOMA CADA PILA
$F_s$ Pilas = 131.27 ton	$F_s$ Pila = 43.76 ton

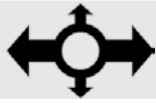


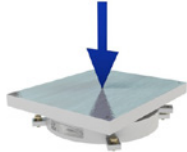
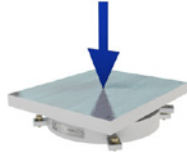
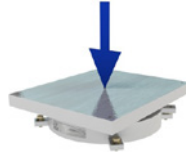
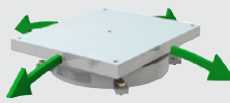
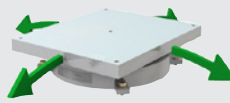
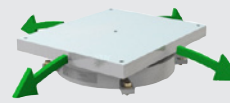
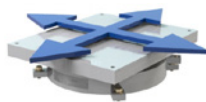
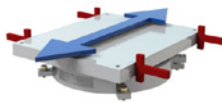
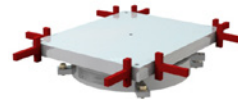
RESUMEN DE DISTRIBUCIÓN DE FUERZAS SÍSMICAS EN CABALLETE	
FUERZA QUE TOMAN LOS NEOPRENOS	FUERZAS QUE TOMAN LAS PILAS
$F_s$ Neop. = 74.22 %	$F_s$ Pilas = 25.78 %

DEFORMACIÓN ANGULAR DEL NEOPRENO	
$\Delta = \frac{D}{h_n} = \frac{t}{G_n} = \frac{F_s h_n}{G_n A_n}$	
PARA EFECTOS DE CORTA DURACIÓN	PARA EFECTOS DE LARGA DURACIÓN
$\Delta = 63.55$ cm	$\Delta = 31.78$ cm



# CILINDROS DE SUSPENSIÓN TETRON CD

Existen tres tipos de apoyos, que se diferencian por sus movimientos aceptables:

Tipo	Apoyo deslizante libre	Apoyo deslizante guiado	Apoyo fijo
	<b>GL</b>	<b>GGL / GGT</b>	<b>FX</b>
Símbolo			
Fuerza vertical			
Rotación	 Hasta 30 mrad	 Hasta 30 mrad	 Hasta 30 mrad
Desplazamiento horizontal	 Multidireccional	 Unidireccional	 Bloqueado

## Dimensionamiento

El tamaño de la estructura de los apoyos se determina con base en los siguientes criterios:

- Fuerza vertical;
- Desplazamiento aceptable;
- Rotación aceptable;
- Temperaturas de exposición;
- Esfuerzos aceptables en los soportes;
- Fuerza horizontal.

El cálculo puede basarse en varias normas, siendo las más habituales:

- EN 1337 (norma europea);
- BS 5400 (norma británica);
- AASHTO LRFD 2012 (norma estadounidense);
- AS 5100 (norma australiana).

## Denominación

La denominación de los apoyos TETRON CD permite identificar sus principales características.

<b>GL</b> Apoyo libre	<b>20.000</b> Fuerza vertical en ELU (estado límite último) en kN	•	<b>250</b> Desplazamiento longitudinal total aceptable en mm	•	<b>40</b> Desplazamiento transversal total aceptable en mm
<b>GGT</b> Apoyo guiado transversal		-	<b>800</b> Fuerza longitudinal en ELU en kN	•	<b>40</b> Desplazamiento transversal total aceptable en mm
<b>GGL</b> Apoyo guiado longitudinal		-	<b>800</b> Fuerza transversal en ELU en kN	•	<b>40</b> Desplazamiento longitudinal total aceptable en mm
<b>FX</b> Apoyo fijo		-	<b>900</b> Fuerza horizontal en ELU en kN (resultante de x/y*)		

Así, es posible encontrarse con las siguientes denominaciones:

- TETRON CD GL 20.000.250.40
- TETRON CD GGL 20.000-800.40
- TETRON CD FX 20.000-900

\*x: eje longitudinal  
y: eje transversal

# APOYOS ESFÉRICOS TETRON SB

Existen tres tipos de apoyos, que se diferencian por su capacidad de movimientos:

Tipo	Apoyo deslizante libre	Apoyo deslizante guiado	Apoyo fijo
	<b>GL</b>	<b>GGL / GGT</b>	<b>FX</b>
Símbolo			
Fuerza vertical			
Rotación	 Hasta 50 mrad	 Hasta 50 mrad	 Hasta 50 mrad
Desplazamiento horizontal	 Multidireccional	 Unidireccional	 Bloqueado

## Dimensionamiento

El tamaño de la estructura de los apoyos se determina con base en los siguientes criterios:

- Fuerza vertical;
- Desplazamiento aceptable;
- Rotación aceptable;
- Temperaturas de exposición;
- Esfuerzos aceptables en los soportes;
- Fuerza horizontal.

Para realizar el cálculo es posible guiarse por varias normas, siendo las más habituales la EN 1337 y la AASHTO LRFD 2012.

### Isoslide®, para apoyos compactos y más resistentes

Las superficies de deslizamiento que tienen lugar normalmente por contacto entre acero inoxidable y PTFE o acero cromado y PTFE admiten esfuerzos limitados. De ahí que actualmente Freyssinet recomiende un nuevo material como sustituto del PTFE: el Isoslide®. Al aceptar mayores restricciones, el Isoslide® permite en la mayoría de los casos reducir las dimensiones de los apoyos. Las tablas que figuran en las páginas siguientes resumen las características de los dos materiales de deslizamiento utilizados para los apoyos TETRON SB. El Isoslide® presenta, entre otras cosas, una resistencia al desgaste cinco veces mayor que el PTFE, una cualidad especialmente interesante cuando se dan desplazamientos frecuentes y repetitivos.

## Denominación

La denominación de los apoyos TETRON SB permite identificar sus principales características.

<b>GL</b> Apoyo libre	<b>20.000</b> Fuerza vertical en ELU (estado límite último) en kN	• <b>250</b> Desplazamiento longitudinal total aceptable en mm	• <b>40</b> Desplazamiento transversal total aceptable en mm
<b>GGT</b> Apoyo guiado transversal		- <b>800</b> Fuerza longitudinal en ELU en kN	• <b>40</b> Desplazamiento transversal total aceptable en mm
<b>GGL</b> Apoyo guiado longitudinal		- <b>800</b> Fuerza transversal en ELU en kN	• <b>40</b> Desplazamiento longitudinal total aceptable en mm
<b>FX</b> Apoyo fijo		- <b>900</b> Fuerza horizontal en ELU en kN (resultante de x/y*)	

Así, es posible encontrarse con las siguientes denominaciones:

\*x: eje longitudinal  
y: eje transversal

### Con PTFE

- TETRON SB GL 20.000.250.40
- TETRON SB GGL 20.000-800.40
- TETRON SB FX 20.000-900

### Con Isoslide®

- TETRON SB ISO GL 20.000.250.40
- TETRON SB ISO GGL 20.000-800.40
- TETRON SB ISO FX 20.000-900

### 5.9.3 DISEÑO DE PILAS

Los caballetes se conforman por tres pilas que se empotran en el estrato de mayor capacidad del terreno diferenciándose en altura las pilas de los ejes de acceso (1 y 2) respecto a las pilas los ejes intermedios (2 y 3), empleándose concreto con resistencia  $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$  y paquetes de dos barras para el refuerzo longitudinal.

El diseño estructural se enfocó en las pilas correspondientes a los caballetes intermedios ya que son las de mayor altura y donde los efectos sísmicos generan mayores elementos mecánicos, tomando en consideración para el análisis las combinaciones que propone la Norma AASHTO como las que propone la CFE. En este sentido, obtenidos los elementos mecánicos de la combinación de sismo se empleó las Gráficas para Diseñar Columnas de Concreto Reforzado del Instituto de Ingeniería de la UNAM para estimar la cantidad de acero de refuerzo demandada por la pila.

Los elementos mecánicos de diseño son los siguientes:

Carga Axial:	Momentos Flexionantes	Fuerza Cortante:
• $P_{(s)} = 433.44 \text{ ton}$	• $M1 = 359.12 \text{ ton}\cdot\text{m}$	• $V = 50.376 \text{ ton}$
• $P_{(i)} = 472.55 \text{ ton}$	• $M2 = 371.32 \text{ ton}\cdot\text{m}$	

GEOMETRÍA DE LAS PILAS	
DIÁMETRO	RECUBRIMIENTO
$\phi = 1.5 \text{ m}$	$r = 6.06 \text{ cm}$
NÚMERO DE PILAS	ALTURA TOTAL DE PILA
No. Pilas = 3 pzas	$H_T = 30.6 \text{ m}$
ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL	
ACERO PROPUESTO	
Varilla #: 8	Cantidad: 56
$A_{Sb} = 5.07 \text{ cm}^2$	$A_{SC} = 283.92 \text{ cm}^2$
ACERO DE REFUERZO REQUERIDO	PORCENTAJE DE ACERO DE REFUERZO
$A_{S_{nec}} = 214.58 \text{ cm}^2$	$p = 1.61 \%$
ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL	
ACERO PROPUESTO	
Varilla #: 4	Ramas: 2
$A_{Sb} = 1.27 \text{ cm}^2$	$A_{SC} = 2.54 \text{ cm}^2$
SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO	SEPARACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL
$S_{m\acute{a}x} = 60.00 \text{ cm}$	$A_v = 20 \text{ cm}$
FUERZAS CORTANTES	
FUERZA CORTANTE EL CONCRETO	FUERZA CORTANTE QUE APORTA EL ACERO
$V_{CR} = 73.46 \text{ ton}$	$V_{SR} = 55.16 \text{ ton}$
FUERZA CORTANTE ÚLTIMA	FUERZA CORTANTE RESISTENTE
$V_{CR} = 50.38 \text{ ton}$	$V_U = 128.62 \text{ ton}$

Tabla 5.12 Resumen del diseño de pilas

## DISEÑO DE PILAS

DATOS GENERALES DE PILAS			
GEOMETRÍA DE LAS PILAS			
DIÁMETRO		NÚMERO DE PILAS	
$\phi =$	1.5	m	No. Pilas = 3 pzas
CUERPO DE PILA		DESPLANTE + EMPOTRAMIENTO	
$h_4 =$	15	m	$h_5 =$ 14 m
ALTURA TOTAL: CABEZAL + PILA + DESPLANTE			
$H_T =$	30.6	m	

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES			
CONCRETO		ACERO	
RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN		ESFUERZO DE FLUENCIA	
$f_c =$	300	kg/cm <sup>2</sup>	$f_y =$ 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup>
$0.45 f_c =$	135.00	kg/cm <sup>2</sup>	
$f'_c =$	255.00	kg/cm <sup>2</sup>	
MÓDULO DE ELÁSTICIDAD		MÓDULO DE ELÁSTICIDAD	
$E_c =$	264,621.62	kg/cm <sup>2</sup>	$E_s =$ 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup>
$f_r =$	34.64	kg/cm <sup>2</sup>	
$\gamma_c =$	2,400	kg/m <sup>3</sup>	

DEFORMACIONES UNITARIAS DE LOS MATERIALES			
CONCRETO		ACERO	
$\epsilon_{f_c} =$	0.000918	$\epsilon_y =$	0.0021
$\epsilon_{f'_c} =$	0.003	$\epsilon_{sh} =$	0.0100

ELEMENTOS MECÁNICOS DEBIDOS A SISMO			
CARGA AXIAL MÁXIMA		CARGA AXIAL MÁXIMA	
$P_{(s)} =$	433.44	ton	$P_{(i)} =$ 472.55
MOMENTOS MÁXIMOS ACTUANTES			
$M_{(s)} =$	359.12	ton*m	$M_{(i)} =$ 371.32 ton*m

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN			
MOMENTO RESULTANTE		EXCENTRICIDAD DE DISEÑO	
$M_R =$	516.57	ton*m	$e =$ 1.19 m
RECUBRIMIENTO		DIÁMETRO INTERIOR	
$r =$	6.06	cm	$d =$ 1.38 m
RELACIÓN ENTRE DIÁMETROS		RELACIÓN EXCENTRICIDAD-DIAMÉTR	
$\frac{d}{D} =$	0.92	$\frac{e}{D} =$	0.79
AYUDAS DE DISEÑO			
FACTOR DE RESISTENCIA A FLEXOCOMPRESIÓN			
$F_R =$		0.65	
FACTOR R		FACTOR K	
$R =$	0.09	$K =$	0.12
VARIABLE q		ACERO DE REFUERZO REQUERIDO	
$q =$	0.2	$A_{s_{nec}} =$	214.58 cm <sup>2</sup>

## DISEÑO DE PILAS

DISEÑO POR FLEXOCOMPRESIÓN			
ACERO PROPUESTO			
Varilla #:	8	Cantidad:	56
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO			
$A_{sb} =$	5.07	cm <sup>2</sup>	$A_{sc} =$ 283.92 cm <sup>2</sup>
$\varphi =$	25.4	mm	$\rho =$ 1.61 %
ÁREAS BRUTA DE CONCRETO		ÁREA DEL NÚCLEO DE CONCRETO	
$A_g =$	17,671.46	cm <sup>2</sup>	$A_c =$ 17,387.54 cm <sup>2</sup>

POSICIÓN DEL ACERO DE REFUERZO			
LECHO #	d cm	Varrillas piezas	$A_s$ cm <sup>2</sup>
1	6.99	2	10.14
2	8.98	4	20.28
3	14.28	4	20.28
4	22.62	4	20.28
5	33.59	4	20.28
6	46.64	4	20.28
7	61.1	4	20.28
8	76.27	4	20.28
9	91.37	4	20.28
10	105.65	4	20.28
11	118.4	4	20.28
12	128.96	4	20.28
13	136.82	4	20.28
14	141.59	4	20.28
15	143.01	2	10.14

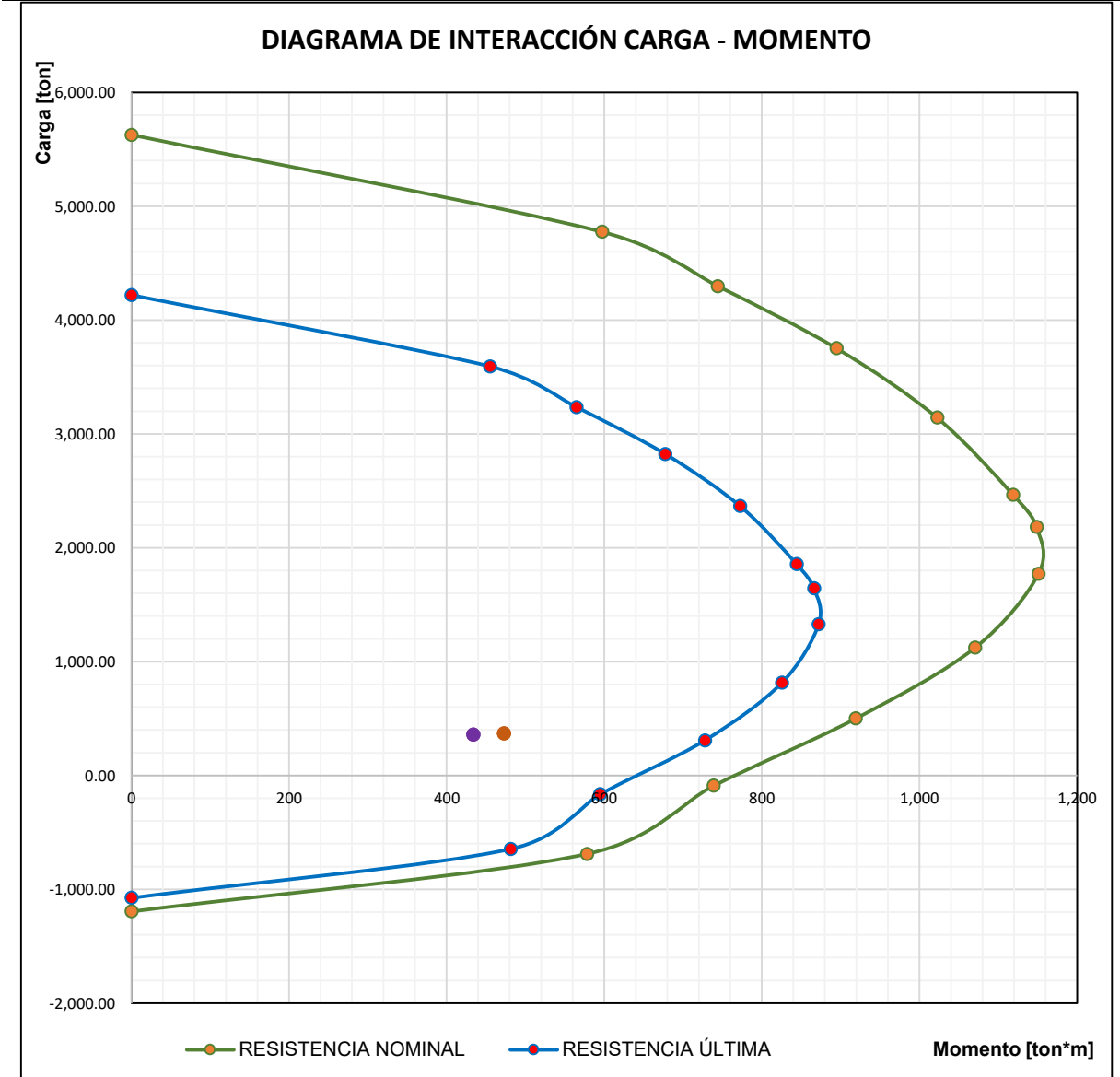
PUNTOS DEL DIAGRAMA DE INTERACCIÓN					
RESISTENCIA NOMINAL			RESISTENCIA ÚLTIMA		
Punto	$P_n$ ton	$M_n$ ton*m	Punto	$P_u$ ton	$M_u$ ton*m
$P_c =$	5,626.29	0.00	$P_c =$	4,219.71	0.00
P10 =	4,775.60	597.13	P10 =	3,593.80	455.05
P9 =	4,298.61	743.81	P9 =	3,235.27	564.65
P8 =	3,752.23	894.57	P8 =	2,824.50	677.22
P7 =	3,143.61	1,022.30	P7 =	2,366.60	772.29
P6 =	2,467.00	1,118.62	P6 =	1,858.14	843.95
$P_b =$	2,182.71	1,148.50	$P_b =$	1,644.44	866.08
P5 =	1,772.18	1,150.97	P5 =	1,328.17	871.71
P4 =	1,123.09	1,070.28	P4 =	814.70	825.20
P3 =	501.44	919.01	P3 =	308.54	727.58
P2 =	-88.64	738.53	P2 =	-164.37	594.61
P1 =	-688.22	577.83	P1 =	-644.86	481.16
$P_T =$	-1,192.46	0.00	$P_T =$	-1,073.22	0.00

**DISEÑO DE PILAS**

**FACTOR DE RESISTENCIA**

<p>AASHTO LRFD 2020 Art. 5.5.4.2 - Factores de Resistencia Figura C5.5.4.2-1 Variación de <math>\phi</math></p>	<p>Art. 5.6.2-1 General Tabla C5.6.2.1-1</p> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse; text-align: center;"> <thead> <tr> <th rowspan="2">Specified Minimum Yield Strength, ksi</th> <th colspan="2">Strain Limits</th> </tr> <tr> <th>Compression Control <math>\epsilon_{cl}</math></th> <th>Tension Control <math>\epsilon_{tl}</math></th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>60</td> <td>0.0020</td> <td>0.0050</td> </tr> <tr> <td>75</td> <td>0.0028</td> <td>0.0050</td> </tr> <tr> <td>80</td> <td>0.0030</td> <td>0.0056</td> </tr> <tr> <td>100</td> <td>0.0040</td> <td>0.0080</td> </tr> </tbody> </table>	Specified Minimum Yield Strength, ksi	Strain Limits		Compression Control $\epsilon_{cl}$	Tension Control $\epsilon_{tl}$	60	0.0020	0.0050	75	0.0028	0.0050	80	0.0030	0.0056	100	0.0040	0.0080
Specified Minimum Yield Strength, ksi	Strain Limits																	
	Compression Control $\epsilon_{cl}$	Tension Control $\epsilon_{tl}$																
60	0.0020	0.0050																
75	0.0028	0.0050																
80	0.0030	0.0056																
100	0.0040	0.0080																

**DIAGRAMA DE INTERACCIÓN**



DISEÑO DE PILAS

ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL			
ACERO PROPUESTO			
Varilla #:	4	Cantidad:	2
RESUMEN DEL ACERO DE REFUERZO			
$A_{sb} =$	1.27	$cm^2$	$A_{sc} =$ 2.54 $cm^2$
$\phi =$	12.7	mm	$p =$ 0.01 %

DIMENSIONES EFECTIVAS			
SECCIONES CIRCULARES <i>Figura C5.7.2.8-2</i>			
$b_v =$	150	cm	$D_r =$ 137.88 cm
$D_r / \pi =$	43.89	cm	$r =$ 1.91 cm
$d_v =$	116.98	cm	$d_e =$ 118.89 cm

SEPARACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL			
CORTANTE ÚLTIMO			
<i>AASHTO LRFD 2020 Art. 5.7.2.8 - Esfuerzo Cortante en el Concreto Eq. 5.7.2.8-1</i>			
<b>FACTOR POR CORTANTE</b> <i>Art. 5.5.4.2</i>		$v_u = \frac{V_U - \phi V_p}{\phi b_v d_v}$	
$\phi =$	0.9		
<b>CORTANTE ACTUANTE</b>		<b>SEPARACIÓN MÁXIMA DEL REFUERZO</b>	
$V_U =$	50.3755 ton	$V_U =$	3.19 $kg/cm^2$
$0.125f'_c =$	37.50 $kg/cm^2$	$S_{m\acute{a}x} =$	60.00 cm

ACERO DE REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO			
<i>NORMA AASHTO LRFD 2020 Art. 5.7.2.5 - Refuerzo Transversal Mínimo Eq. 5.7.2.5-1</i>			
$A_v = 0.0316\lambda\sqrt{f'_c} \frac{b_v S}{f_y}$	<b>FACTOR POR DENSIDAD DEL CONCRETO</b>		
	<i>Art. 5.4.2.8 Concreto de peso normal</i>		
	$\lambda =$	1	
<b>REFUERZO TRANSVERSAL MÍNIMO</b>		<b>SEPARACIÓN DE REFUERZO TRANSVERSAL</b>	
$A_v =$	3.28 $cm^2$	$S_v =$	20 cm

FUERZAS CORTANTES			
<b>FUERZA CORTANTE ÚLTIMA</b>		<b>LÍMITE FUERZA CORTANTE ACTUANTE</b>	
$V_{CR} =$	50.38 ton	$V =$	216.31 ton
<b>FUERZA CORTANTE EL CONCRETO</b>		<b>CORTANTE MÁXIMO ADMISIBLE</b>	
$V_{CR} =$	73.46 ton	$V =$	360.52 ton
<b>FUERZA CORTANTE QUE TOMA EL ACERO</b>		<b>FUERZA CORTANTE RESISTENTE</b>	
$V_{SR} =$	55.16 ton	$V_U =$	128.62 ton

## CAPÍTULO 6. PROYECTO EJECUTIVO

---

El producto final en el análisis y diseño de una estructura de carácter civil es la elaboración de planos estructurales que permitan su construcción y es, en este sentido, el propósito final de este trabajo académico. En concordancia, se presentan un conjunto de planos que plasman el trabajo realizado en capítulos precedentes y que sirven al lector de referencia respecto a su contenido y elaboración para la práctica profesional.

### 6.1 PLANTA GEOMÉTRICA

En este plano se presenta la configuración en planta que tiene el puente apreciándose la cota que tienen las almas tanto en la curva interior como en la curva exterior de cada tramo, así como el radio de curvatura dado al proyecto. También se presenta la sección transversal de la superestructura en tres diferentes secciones de la trabe: en el diafragma, al ensanchamiento del alma y en un punto cercano al centro del claro.

### 6.2 TRABE CAJÓN (REFUERZO)

Se presenta el plano donde se muestra el armado y cuantificación del acero de refuerzo para la trabe sección cajón, presentándose el listado de varillas mediante cuatro tablas junto con la de dobleces; además se aprecia la posición del presfuerzo tanto en las almas como en la losa.

### 6.3 TRAZO DE CABLES TRAMO 1

Se presenta el alzado de la trabe tanto en su alma de curva interna como en su alma de curva externa para el tramo 1, así como la posición a cada 0.1 L para los seis cables que las atraviesan. En este sentido, se presenta el resumen de la posición de los cables en coordenadas cartesianas respecto a su posición al centro del claro.

### 6.4 TRAZO DE CABLES TRAMO 2

Se presenta el alzado de la trabe tanto en su alma de curva interna como en su alma de curva externa para el tramo 2, así como la posición a cada 0.1 L para los seis cables que las atraviesan. En este sentido, se presenta el resumen de la posición de los cables en coordenadas cartesianas respecto a su posición al centro del claro.

### 6.5 TRAZO DE CABLES TRAMO 3

Se presenta el alzado de la trabe tanto en su alma de curva interna como en su alma de curva externa para el tramo 1, así como la posición a cada 0.1 L para los seis cables que las atraviesan. En este sentido, se presenta el resumen de la posición de los cables en coordenadas cartesianas respecto a su posición al centro del claro.

---



## **6.6 SECCIONES TRANSVERSALES DE TRABE (PRESFUERZO)**

En este plano se presenta la configuración de posición que van tomando los cables de presfuerzo conforme avanzan en la trabe a partir de la caja de tensado junto con un resumen de materiales para una nervadura de la trabe.

## **6.7 COLADO DE CONTINUIDAD**

El plano muestra diferentes cortes de la interacción entre elementos de la superestructura con la subestructura, apreciándose tanto el acero de presfuerzo en losa como el colado de continuidad entre trabes (caballetes 2 y 3).

## **6.8 PESFUERZO EN COLADO DE CONTINUIDAD (CURVA EXTERNA)**

Este plano contiene el detalle del armado para el alma de la curva externa del acero de presfuerzo, en forma de barras, y del acero de refuerzo que son usados al momento del colado del bloque que da continuidad a las trabes cajón para que trabajen como un elemento hiperestático; además se presenta un resumen de materiales.

## **6.9 PESFUERZO EN COLADO DE CONTINUIDAD (CURVA INTERNA)**

Este plano contiene el detalle del armado para el alma de la curva interna del acero de presfuerzo, en forma de barras, y del acero de refuerzo que son usados al momento del colado del bloque que da continuidad a las trabes cajón para que trabajen como un elemento hiperestático; además se presenta un resumen de materiales.

## **6.10 CABALLETES (GEOMETRÍA)**

Se presenta el alzado de los caballetes correspondientes a los ejes 1, 2, 3 y 4.

## **6.11 PRESFUERZO EN LOSA**

En este plano se presenta la configuración en planta que tiene el presfuerzo para momento negativo al interior de la losa, sus longitudes y la configuración que tienen en la sección transversal al llegar al bloque de anclaje.

## **6.12 CABALLETES EJES 1 Y 4 (REFUERZO)**

Se presenta el plano de armado del acero de refuerzo junto con las listas de varillas y materiales de los caballetes 1 y 4 (cabezal y pilas).

## **6.13 CABALLETES EJES 2 Y 3 (REFUERZO)**

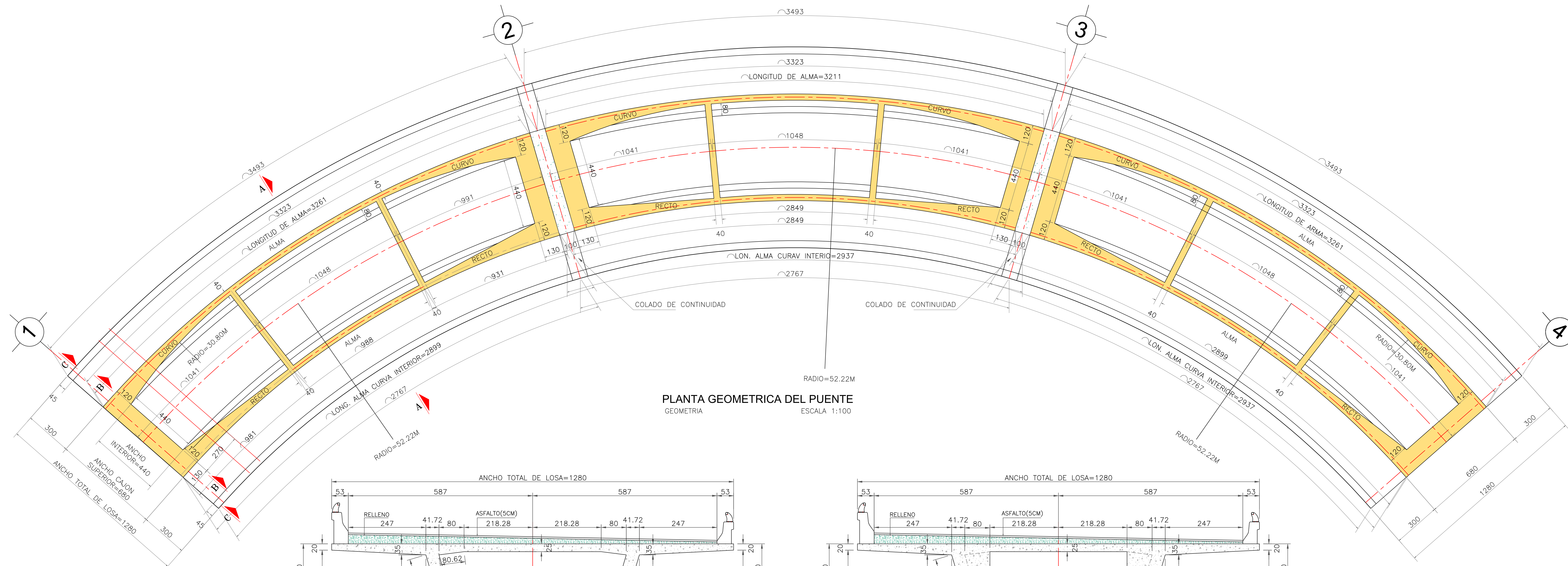
Se presenta el plano de armado del acero de refuerzo junto con las listas de varillas y materiales de los caballetes 2 y 3 (cabezal y pilas).

## **6.14 DIAFRAGMA DE CONTINUIDAD**

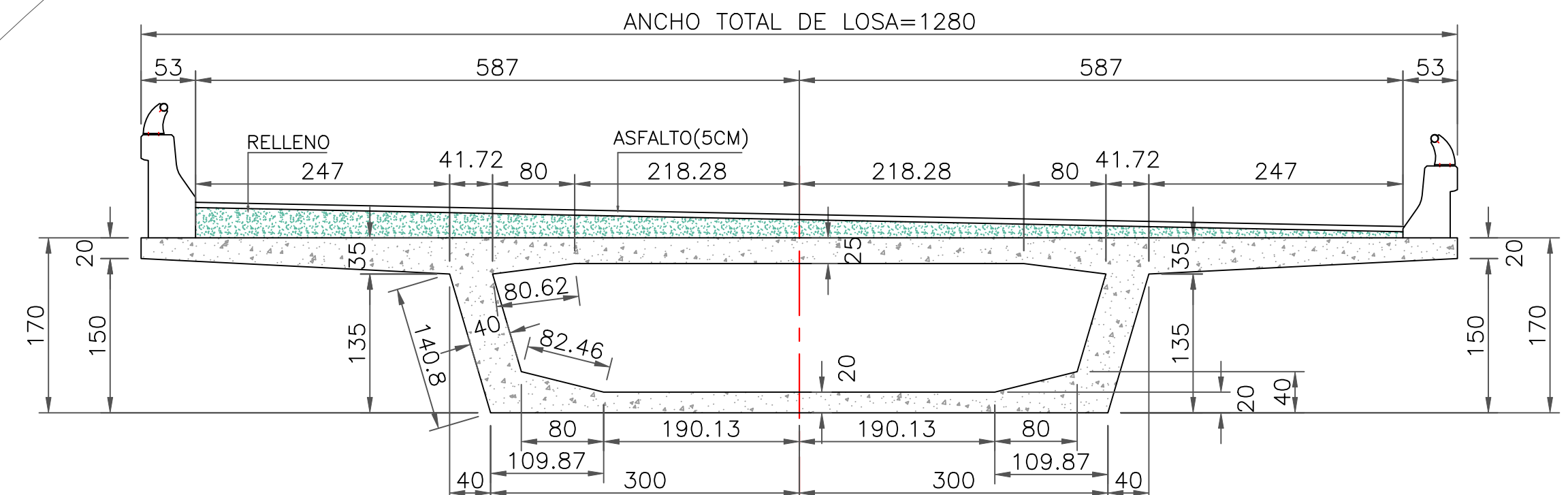
En este plano se muestra el alzado del bloque de continuidad en trabe y en losa, junto con el armado de su acero refuerzo, incluyendo el corte transversal que muestra la posición que deben tener los gatos hidráulicos para el momento de cambio de apoyos. Se presenta el resumen de materiales.

---

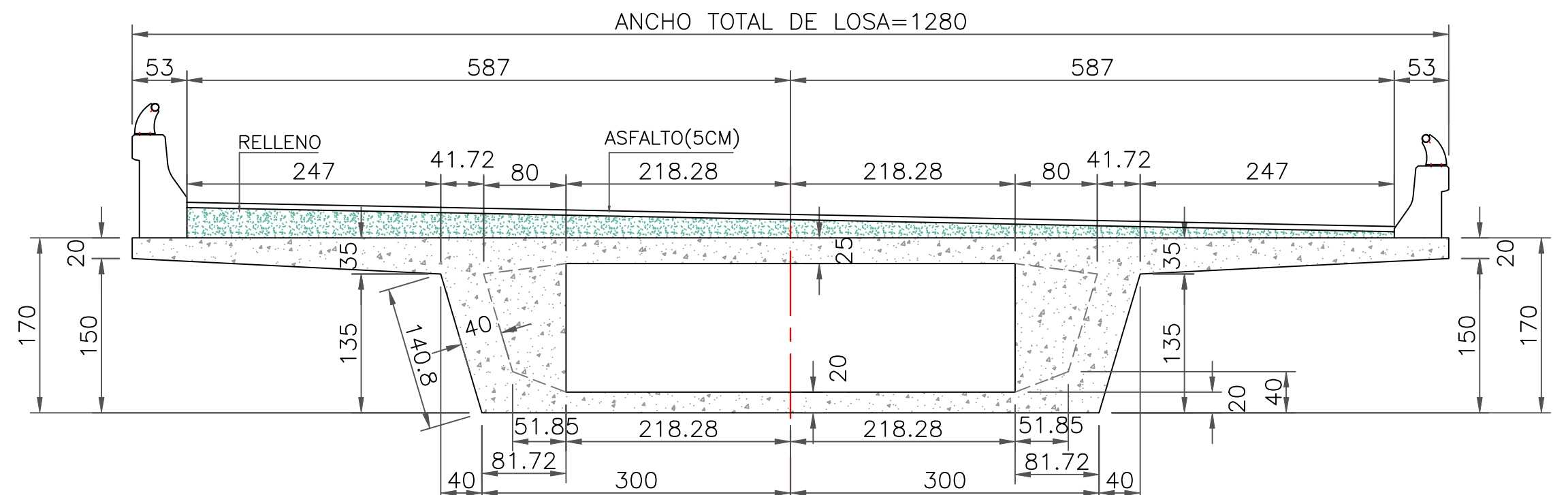




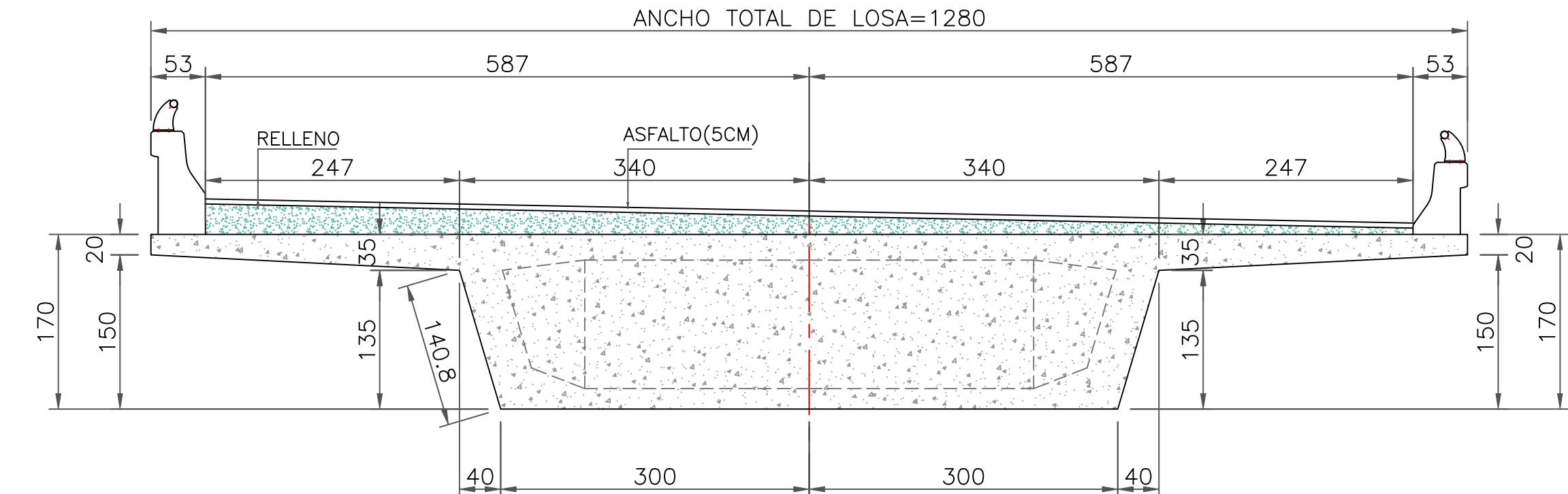
**PLANTA GEOMETRICA DEL PUENTE**  
 GEOMETRIA  
 ESCALA 1:100



**SECCIÓN TRANSVERSAL A-A.**  
 GEOMETRIA  
 ESCALA 1:50

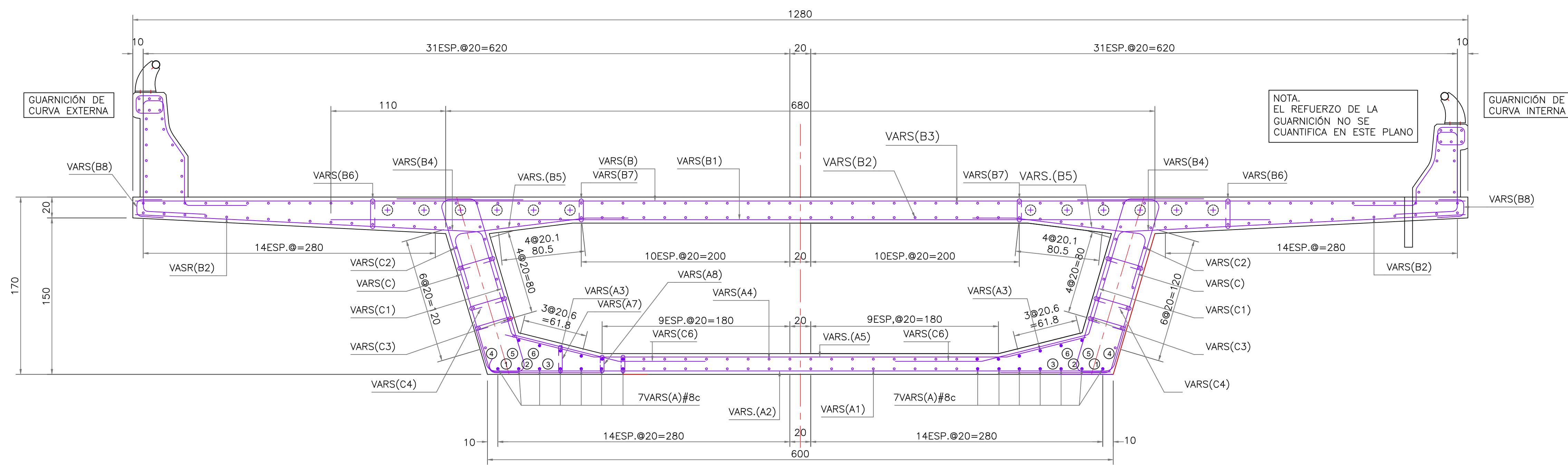


**SECCIÓN TRANSVERSAL B-B.**  
 GEOMETRIA  
 ESCALA 1:50

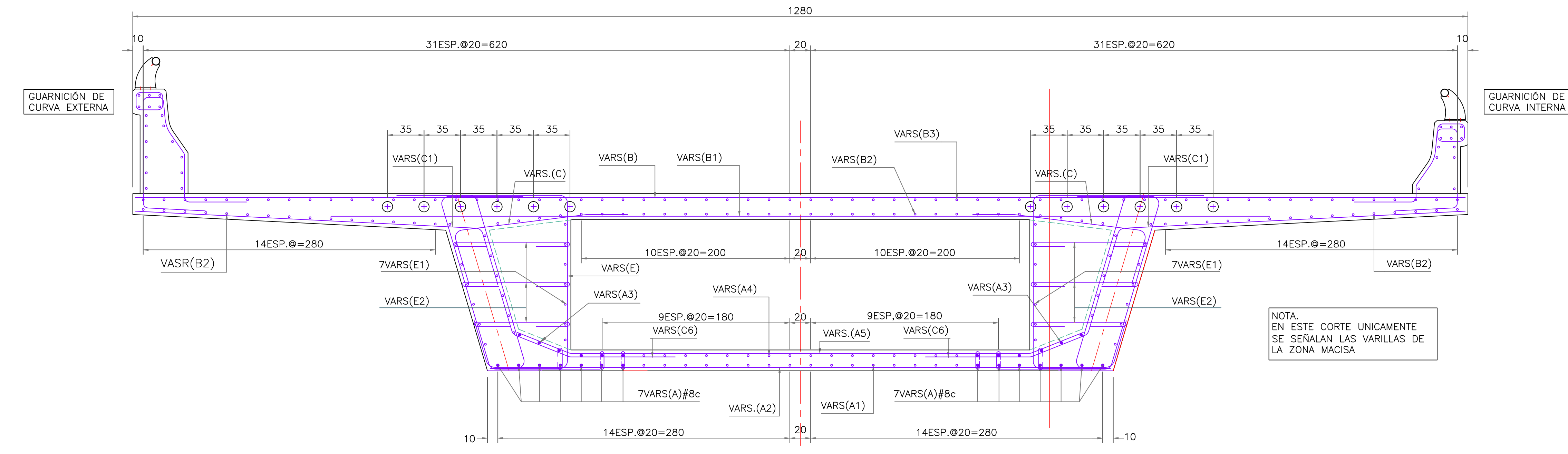


**SECCIÓN TRANSVERSAL C-C.**  
 GEOMETRIA  
 ESCALA 1:50

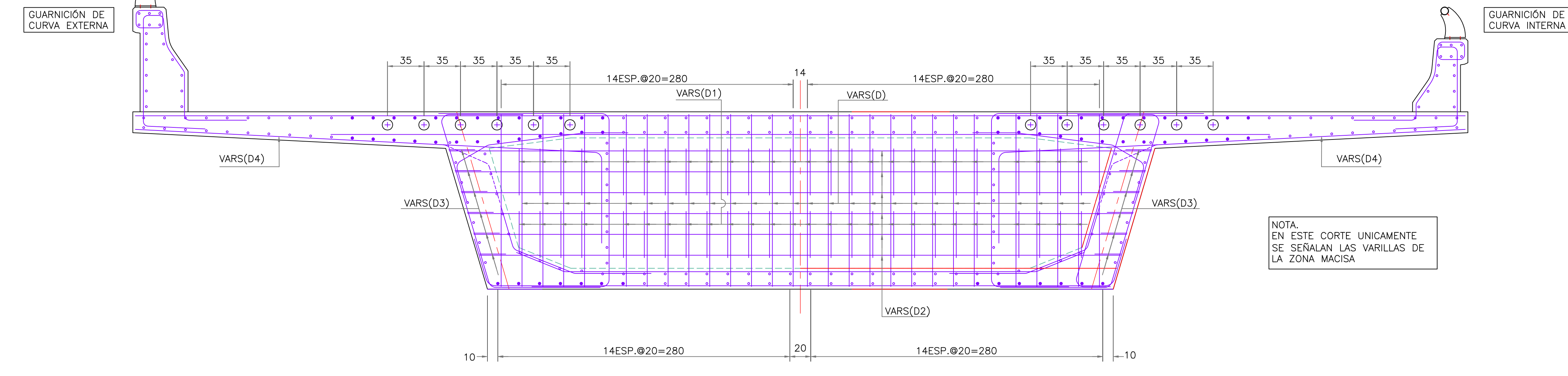




SECCION TRANSVERSAL, AL CENTRO DE CLARO (A-A)  
REFUERZO  
ESC. 1:25



SECCION TRANSVERSAL, AL CENTRO DE CLARO (A-A)  
REFUERZO  
ESC. 1:25



SECCION TRANSVERSAL, AL CENTRO DE CLARO (A-A)  
REFUERZO  
ESC. 1:25

**LISTA DE VARILLAS**

LOC	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
LOSA INFERIOR	A	8c	2de7=14	3255		3255	-	-	1823
	A1	5c	16	3255		3255	-	-	812
	A2	6c	164	682		580	40	11/-	672
	A3	8c	2de6=12	3255		3255	-	-	1562
	A4	5c	16	3255		3255	-	-	812
	A5	6c	1de164=164	657		395	120	11/-	2424
	A6	6c	2de164=328	216		54	40	11/100	1594
	A7	4c	2de164=328	70		22	10	14/-	230
A8	4c	2de164=656	62		14	10	14/-	407	
									TOTAL ACERO fy=4200 = 10336 Kg

**LISTA DE VARILLAS**

LOC	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
LOSA SUPERIOR	B	8c	1de164=164	1275		1275	-	-	8364
	B1	6c	1de164=164	900		900	-	-	3321
	B2	5c	1de64=64	3255		580	40	11/-	3250
	B3	5c	1de64=64	3255		580	40	11/-	3250
	B4	5c	2de164=328	343		328	50	9.5/-	1755
	B5	6c	2de164=328	292		120	50	11/100	2155
	B6	4c	2de164=328	73		25	10	14/-	174
	B7	4c	2de164=328	66		18	10	14/-	216
BB	4c	2de164=328	81		7	30	7/-	266	
									TOTAL ACERO fy=4200 = 22751 Kg

**LISTA DE VARILLAS**

LOC	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
ALMAS	C	5c	2de291=582	421		162	120	9.5/120	3822
	C1	5c	2de291=582	339		159	120	9.5/25	3078
	C2	6c	2de6=12	3255		3255	-	-	879
	C3	6c	2de6=12	3255		3255	-	-	879
	C4	5c	6de164=984	81		33	-	14/10	1243

**LISTA DE VARILLAS**

LOC	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
DIAFRAMA EXTREMO	D	5c	2de26=52	608		115	155	9.5/10	493
	D1	5c	4de26=104	388		115	45	9.5/10	630
	D2	5c	2de36=72	46332		min=673 max=614	-	-	723
	D3	4c	4de6=24	179		115	25	7/-	43
	D4	6c	4de7=28	439		328	100	11/-	277
									TOTAL ACERO fy=4200 = 2166 Kg

**TABLA DE DOBLEZ**

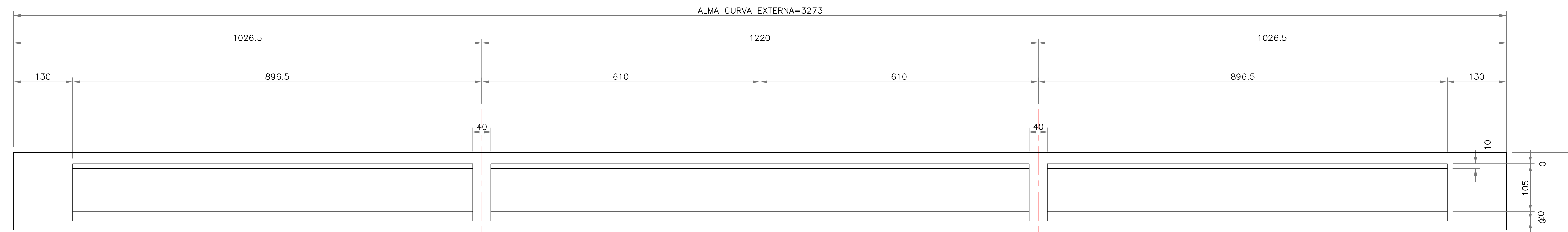
φ	A	B	C	D	E	F
2	5	10	25	10	30	20
2.5	5	10	25	10	30	20
3	6	10	30	10	45	20
4	8	10	30	15	55	30
5	10	10	30	15	65	35
6	15	15	30	20	80	45
8	20	--	45	45	* 70	
10	30	--	60	60	* 95	
12	38	--	70	70	* 135	

**NOTA IMPORTANTE.**  
EN NINGUN CASO SE PERMITIRA EMPALMAR EN UNA MISMA SECCION MAS DEL 33% DE LAS VARILLAS DEL No.8 O MAYOR. EN ESTOS CASOS LAS VARILLAS SE SOLDARAN DE ACUERDO AL DETALLE ANTERIOR, USANDO ELECTRODO E-90.  
F: LONGITUD DE ANCLAJE CON GANCHO TIPO "L".

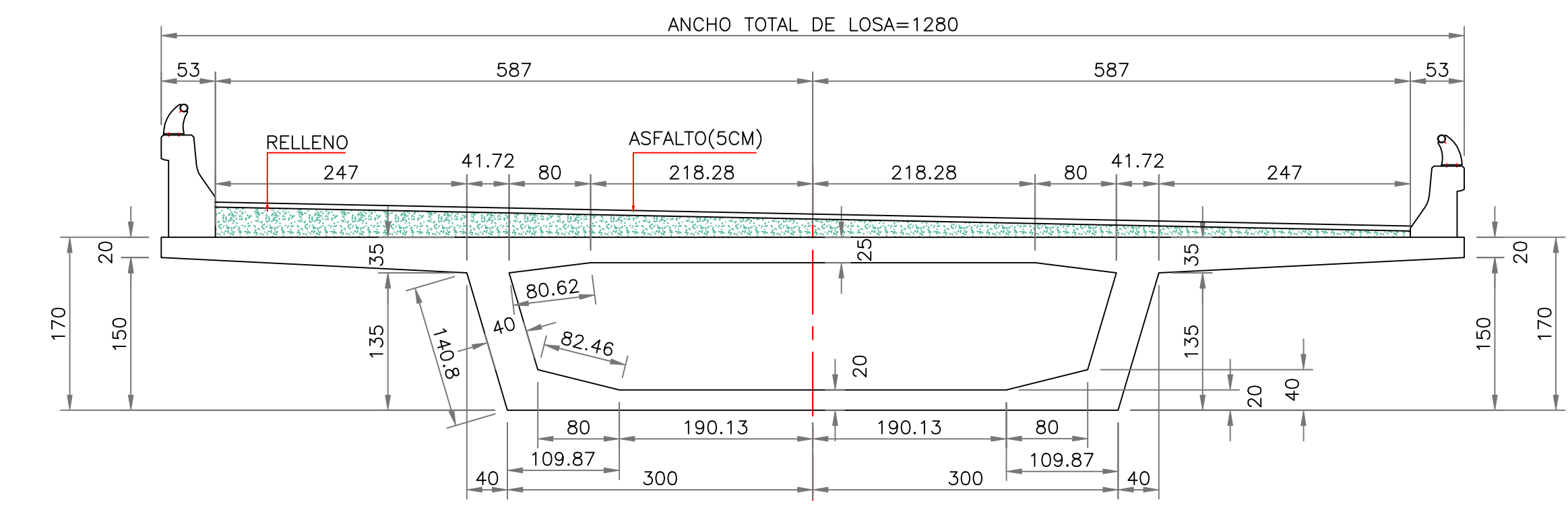
**RESUMEN DE MATERIALES (1 TABLETA)**

1. CONCRETO F'C=450 KG/CM2	
En trabe cajón presforzada	179.7 m3
2. ACERO DE REFUERZO Fy=4200 KG/CM2	
En tableta presforzada	45154 kg
3. DRENES DE CALZADA	
Tubos de PVC de 3" de L=60cm @ 300 cm	10 Pzas.

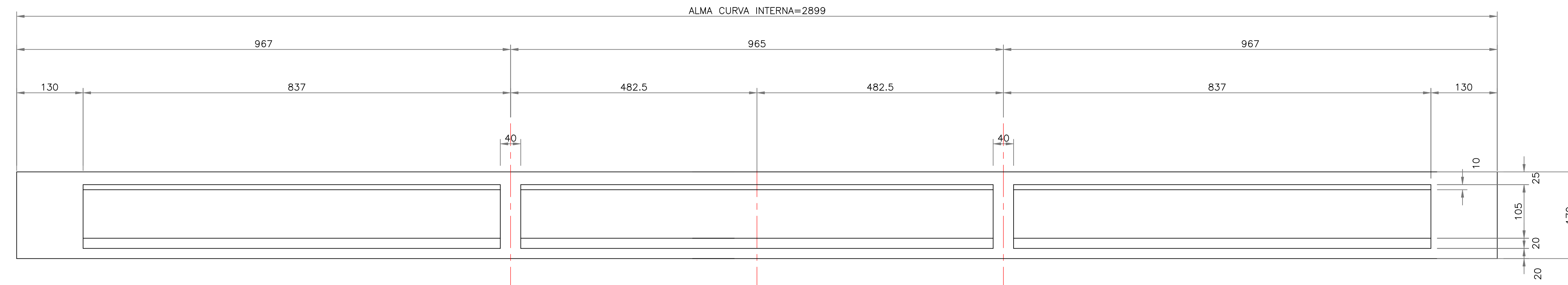




ALZADO, ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



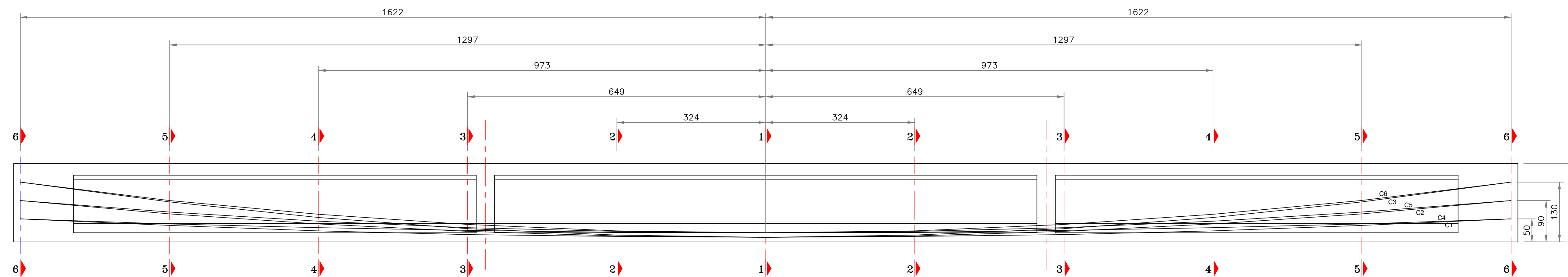
SECCIÓN TRANSVERSAL A-A.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

TRAZO DE CABLES EN CURVA EXTERNA

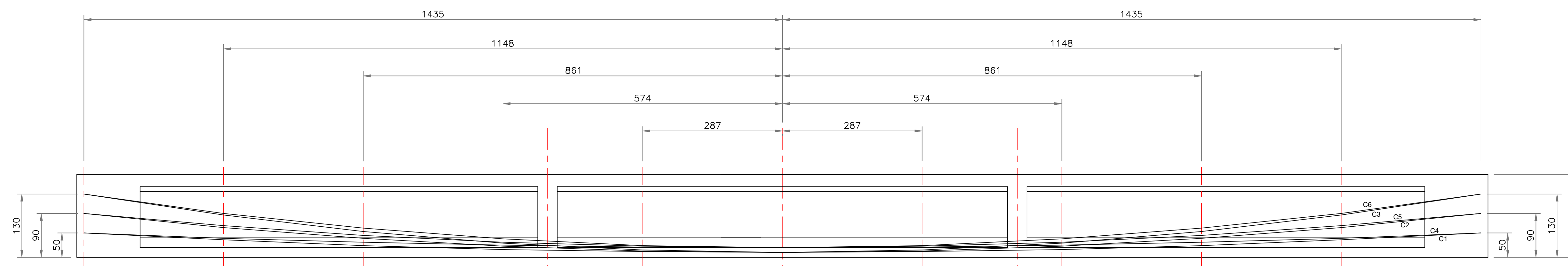
CABLE 1	X (M)	Y (M)	CABLE 2	X (M)	Y (M)	CABLE 3	X (M)	Y (M)
6-6	-16.22	1.3	6-6	-16.22	0.9	6-6	-16.22	0.5
5-5	-12.97	0.87	5-5	-12.97	0.61	5-5	-12.97	0.36
4-4	-9.73	0.53	4-4	-9.73	0.39	4-4	-9.73	0.24
3-3	-6.49	0.29	3-3	-6.49	0.23	3-3	-6.49	0.16
2-2	-3.24	0.15	2-2	-3.24	0.13	2-2	-3.24	0.12
1-1	0	0.1	1-1	0	0.1	1-1	0	0.1
2-2	3.24	0.12	2-2	3.24	0.13	2-2	3.24	0.15
3-3	6.49	0.16	3-3	6.49	0.23	3-3	6.49	0.29
4-4	9.73	0.24	4-4	9.73	0.39	4-4	9.73	0.53
5-5	12.97	0.36	5-5	12.97	0.61	5-5	12.97	0.87
5-5	16.22	0.5	5-5	16.22	0.9	5-5	16.22	1.3



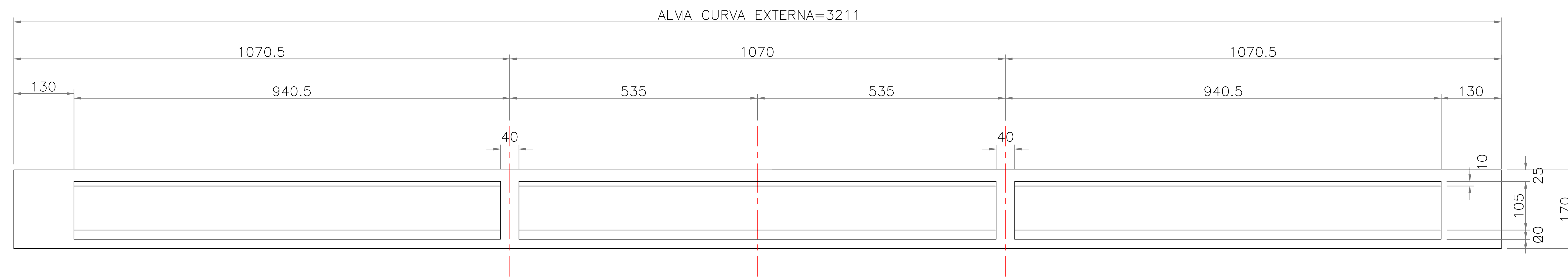
ALZADO, TRAZADO DE CABLES ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

CABLE 4	X (M)	Y (M)	CABLE 5	X (M)	Y (M)	CABLE 6	X (M)	Y (M)
6-6	-16.22	1.3	6-6	-16.22	0.9	6-6	-16.22	0.5
5-5	-12.97	0.9	5-5	-12.97	0.65	5-5	-12.97	0.39
4-4	-9.73	0.6	4-4	-9.73	0.45	4-4	-9.73	0.31
3-3	-6.49	0.38	3-3	-6.49	0.31	3-3	-6.49	0.25
2-2	-3.24	0.24	2-2	-3.24	0.23	2-2	-3.24	0.21
1-1	0	0.2	1-1	0	0.2	1-1	0	0.2
2-2	3.24	0.21	2-2	3.24	0.23	2-2	3.24	0.24
3-3	6.49	0.25	3-3	6.49	0.31	3-3	6.49	0.38
4-4	9.73	0.31	4-4	9.73	0.45	4-4	9.73	0.6
5-5	12.97	0.39	5-5	12.97	0.65	5-5	12.97	0.9
5-5	16.22	0.5	5-5	16.22	0.9	5-5	16.22	1.3

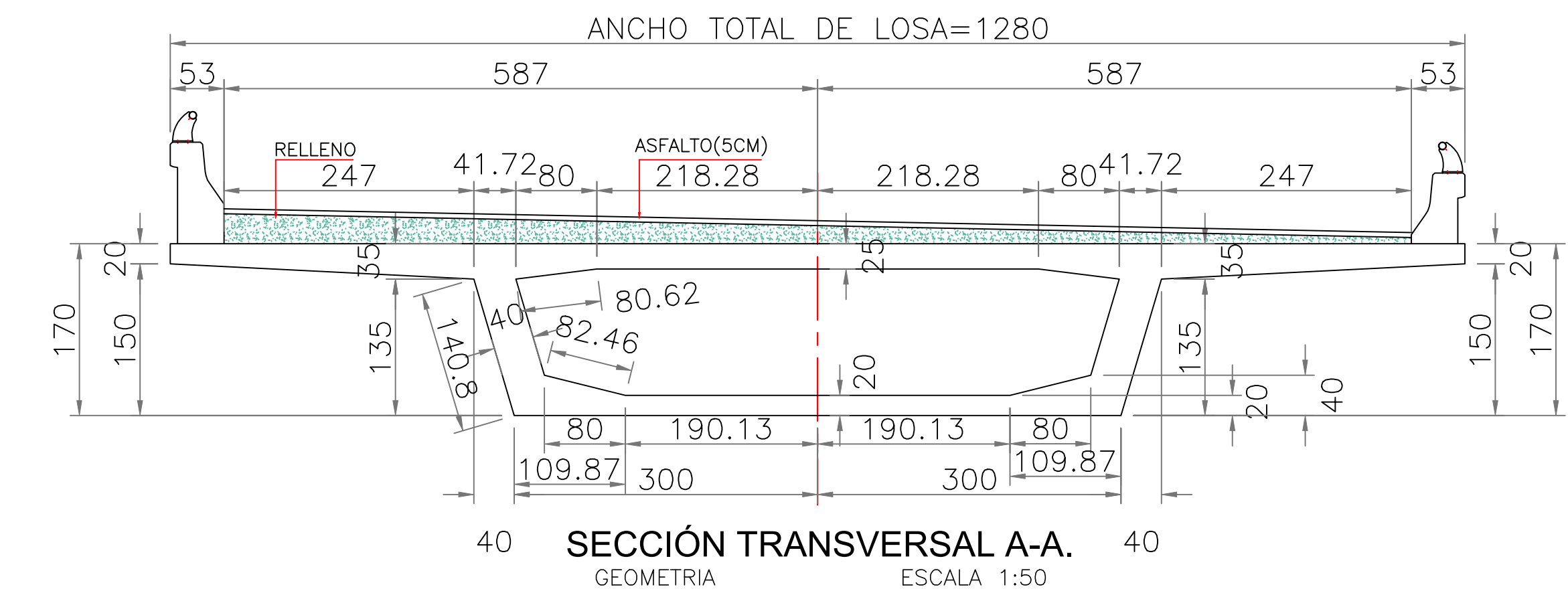
TRAMO DE PUENTE 1-2.



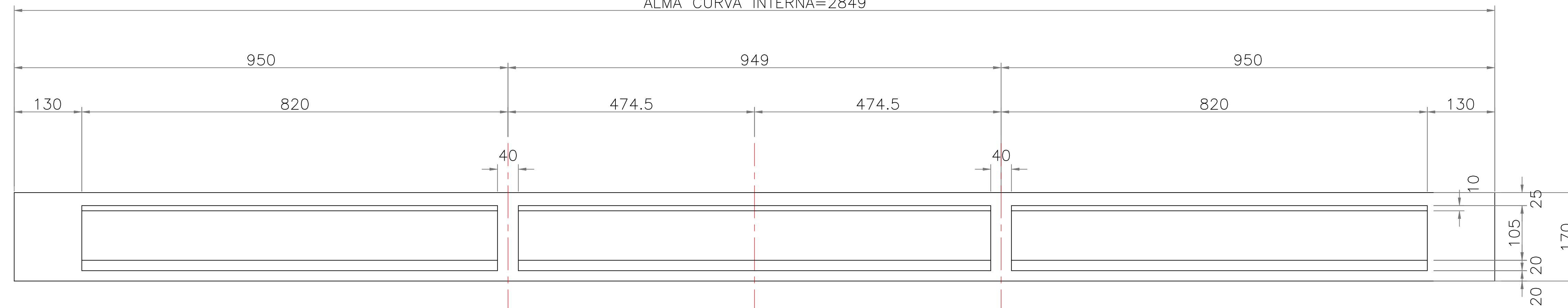
ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50  
ALMA CURVA EXTERNA=3211



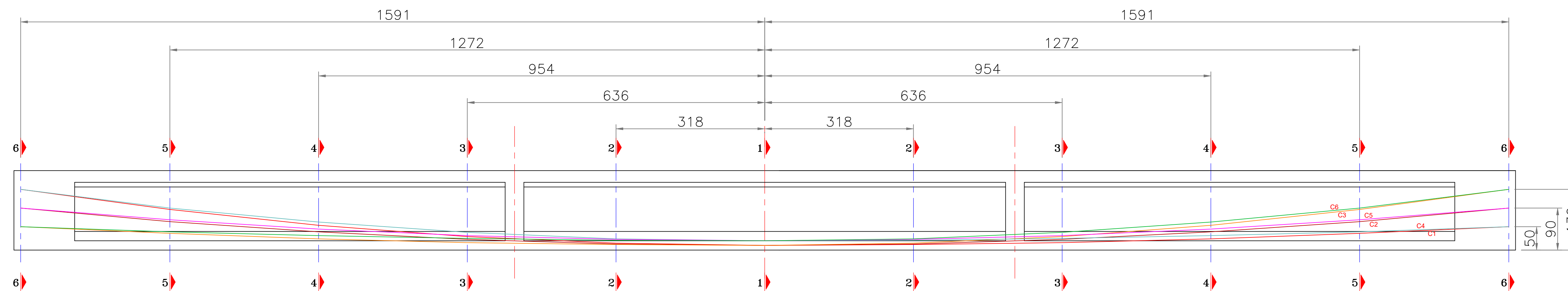
SECCIÓN TRANSVERSAL A-A.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50  
ANCHO TOTAL DE LOSA=1280



ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50  
ALMA CURVA INTERNA=2849

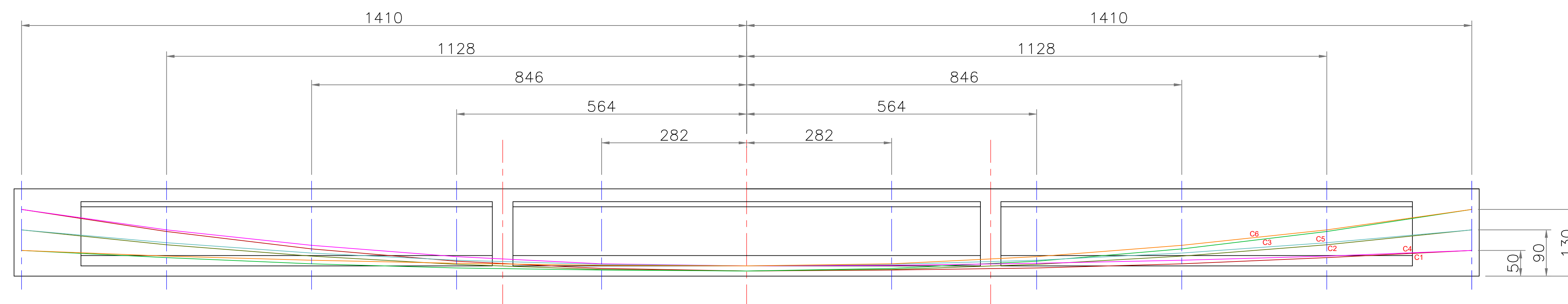
TRAZO DE CABLES EN CURVA EXTERNA

CABLE 1	X (M)	Y (M)	CABLE 2	X (M)	Y (M)	CABLE 3	X (M)	Y (M)
6-6	-15.90	1.3	6-6	-15.90	0.9	6-6	-15.90	0.5
5-5	-12.72	0.87	5-5	-12.72	0.61	5-5	-12.72	0.36
4-4	-9.54	0.53	4-4	-9.54	0.39	4-4	-9.54	0.24
3-3	-6.36	0.29	3-3	-6.36	0.23	3-3	-6.36	0.16
2-2	-3.18	0.15	2-2	-3.18	0.13	2-2	-3.18	0.12
1-1	0	0.1	1-1	0	0.1	1-1	0	0.1
2-2	3.18	0.12	2-2	3.18	0.13	2-2	3.18	0.15
3-3	6.36	0.16	3-3	6.36	0.23	3-3	6.36	0.29
4-4	9.54	0.24	4-4	9.54	0.39	4-4	9.54	0.53
5-5	12.72	0.36	5-5	12.72	0.61	5-5	12.72	0.87
5-5	15.90	0.5	5-5	15.90	0.9	5-5	15.90	1.3



ALZADO, TRAZADO DE CABLES ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

CABLE 4	X (M)	Y (M)	CABLE 5	X (M)	Y (M)	CABLE 6	X (M)	Y (M)
6-6	-15.90	1.3	6-6	-15.90	0.9	6-6	-15.90	0.5
5-5	-12.72	0.9	5-5	-12.72	0.65	5-5	-12.72	0.39
4-4	-9.54	0.6	4-4	-9.54	0.45	4-4	-9.54	0.31
3-3	-6.36	0.38	3-3	-6.36	0.31	3-3	-6.36	0.25
2-2	-3.18	0.24	2-2	-3.18	0.23	2-2	-3.18	0.21
1-1	0	0.2	1-1	0	0.2	1-1	0	0.2
2-2	3.18	0.21	2-2	3.18	0.23	2-2	3.18	0.24
3-3	6.36	0.25	3-3	6.36	0.31	3-3	6.36	0.38
4-4	9.54	0.31	4-4	9.54	0.45	4-4	9.54	0.6
5-5	12.72	0.39	5-5	12.72	0.65	5-5	12.72	0.9
5-5	15.90	0.5	5-5	16.90	0.9	5-5	15.90	1.3

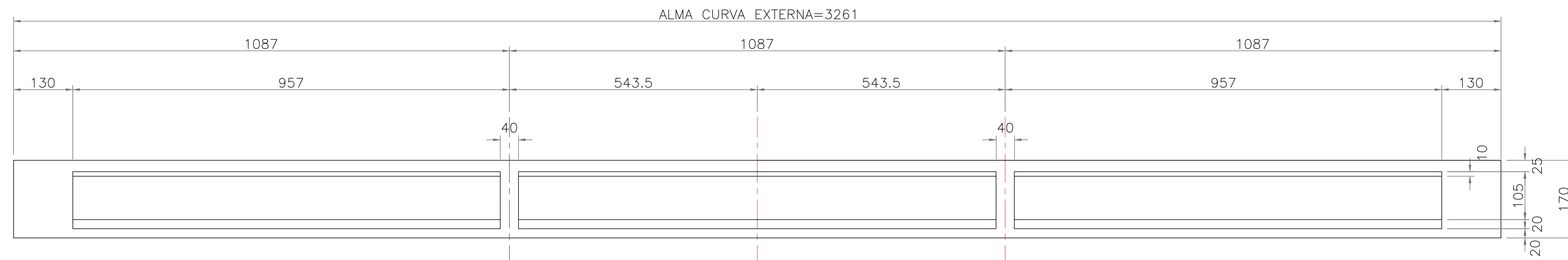


ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

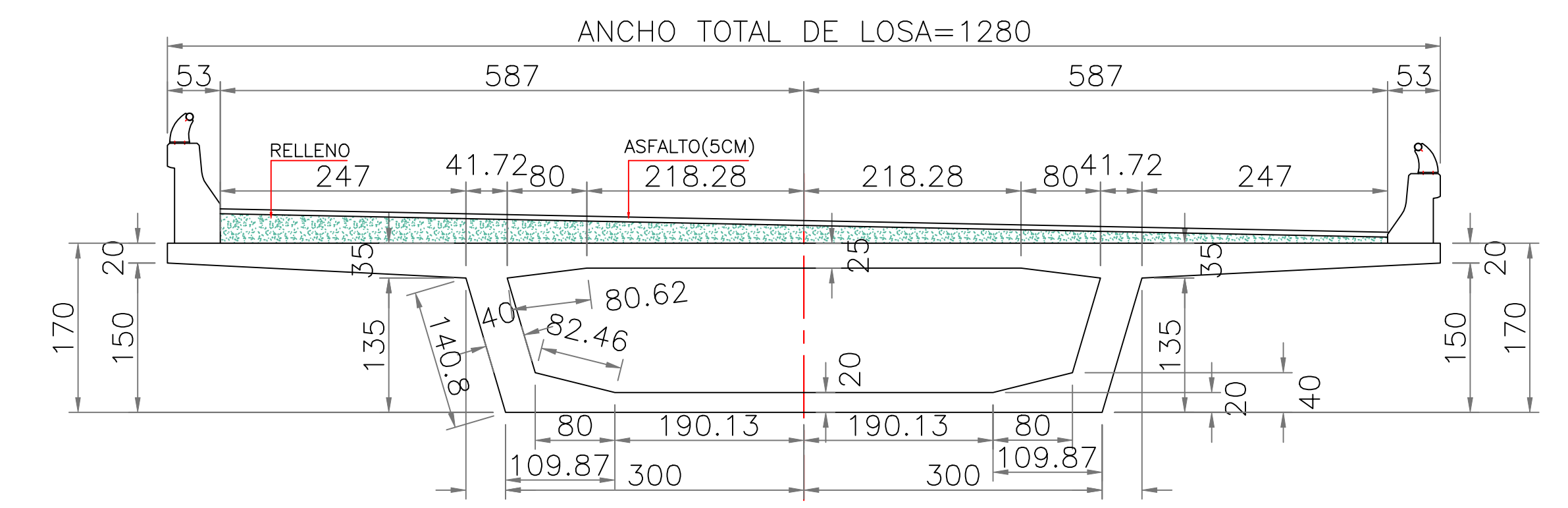
TRAMO DE PUENTE 2-2.



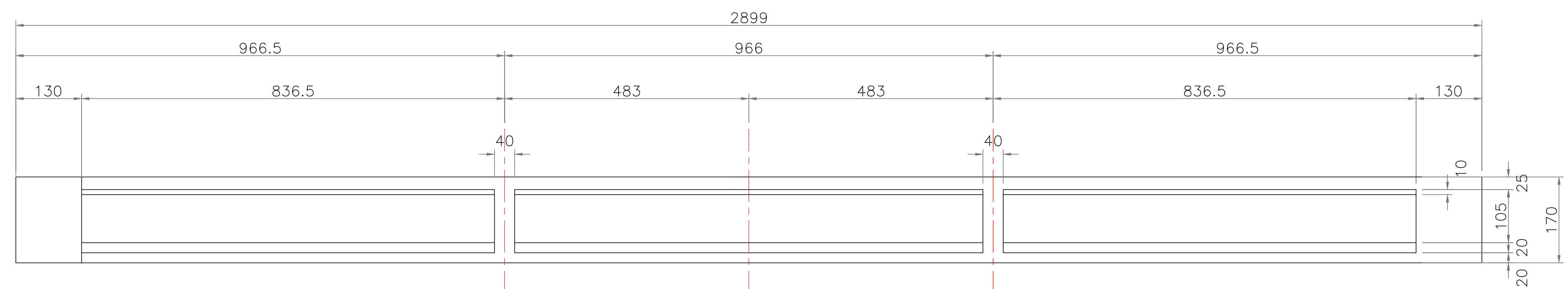




ALZADO, ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



SECCIÓN TRANSVERSAL A-A.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



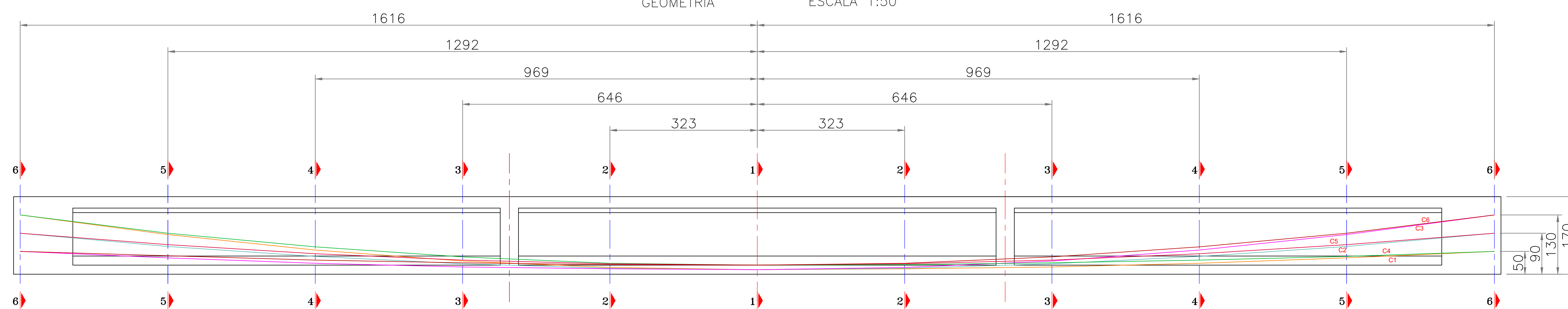
ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

TRAZO DE CABLES EN CURVA EXTERNA

CABLE 1	X (M)	Y (M)
6-6	-16.15	1.3
5-5	-12.92	0.87
4-4	-9.69	0.53
3-3	-6.46	0.29
2-2	-3.23	0.15
1-1	0	0.1
2-2	3.23	0.12
3-3	6.46	0.16
4-4	9.69	0.24
5-5	12.92	0.36
5-5	16.15	0.5

CABLE 2	X (M)	Y (M)
6-6	-16.15	0.9
5-5	-12.92	0.61
4-4	-9.69	0.39
3-3	-6.46	0.23
2-2	-3.23	0.13
1-1	0	0.1
2-2	3.23	0.13
3-3	6.46	0.23
4-4	9.69	0.39
5-5	12.92	0.61
5-5	16.15	0.9

CABLE 3	X (M)	Y (M)
6-6	-16.15	0.5
5-5	-12.92	0.36
4-4	-9.69	0.24
3-3	-6.46	0.16
2-2	-3.23	0.12
1-1	0	0.1
2-2	3.23	0.15
3-3	6.46	0.29
4-4	9.69	0.53
5-5	12.92	0.87
5-5	16.15	1.3

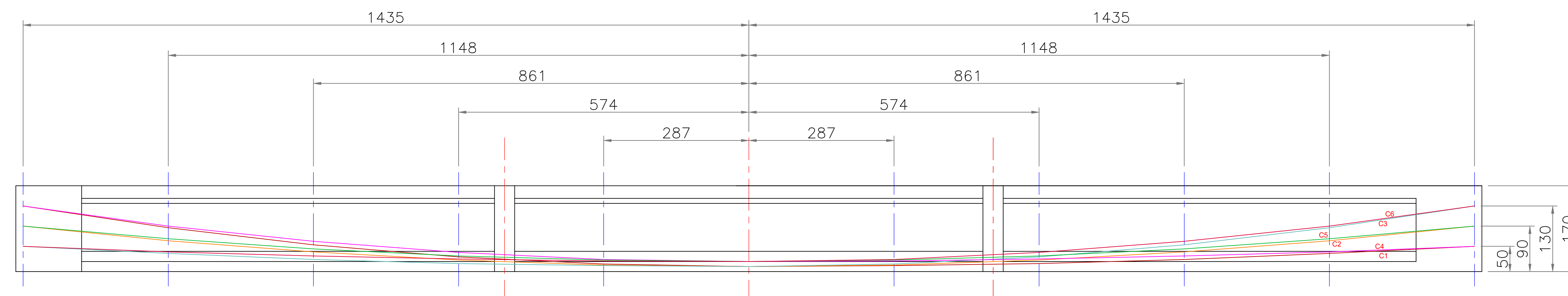


ALZADO, TRAZADO DE CABLES ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

CABLE 4	X (M)	Y (M)
6-6	-16.15	1.3
5-5	-12.92	0.9
4-4	-9.69	0.6
3-3	-6.46	0.38
2-2	-3.23	0.24
1-1	0	0.2
2-2	3.23	0.21
3-3	6.46	0.25
4-4	9.69	0.31
5-5	12.92	0.39
5-5	16.15	0.5

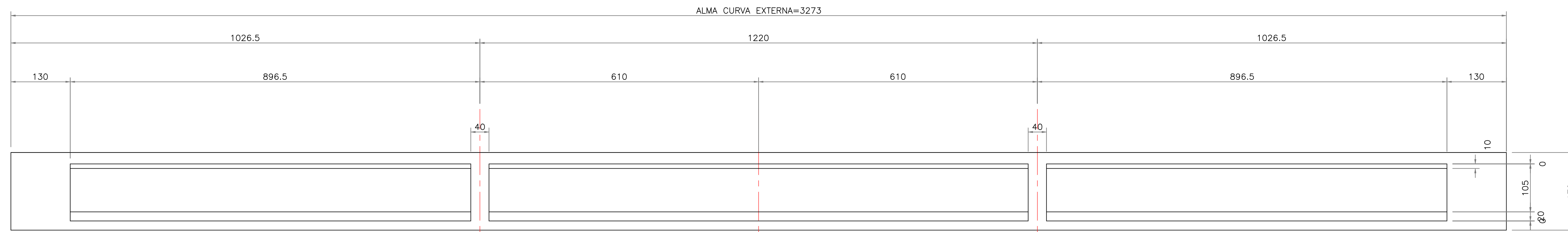
CABLE 5	X (M)	Y (M)
6-6	-16.15	0.9
5-5	-12.92	0.65
4-4	-9.69	0.45
3-3	-6.46	0.31
2-2	-3.23	0.23
1-1	0	0.2
2-2	3.23	0.23
3-3	6.46	0.31
4-4	9.69	0.45
5-5	12.92	0.65
5-5	16.15	0.9

CABLE 6	X (M)	Y (M)
6-6	-16.15	0.5
5-5	-12.92	0.39
4-4	-9.69	0.31
3-3	-6.46	0.25
2-2	-3.23	0.21
1-1	0	0.2
2-2	3.23	0.24
3-3	6.46	0.38
4-4	9.69	0.6
5-5	12.92	0.9
5-5	16.15	1.3

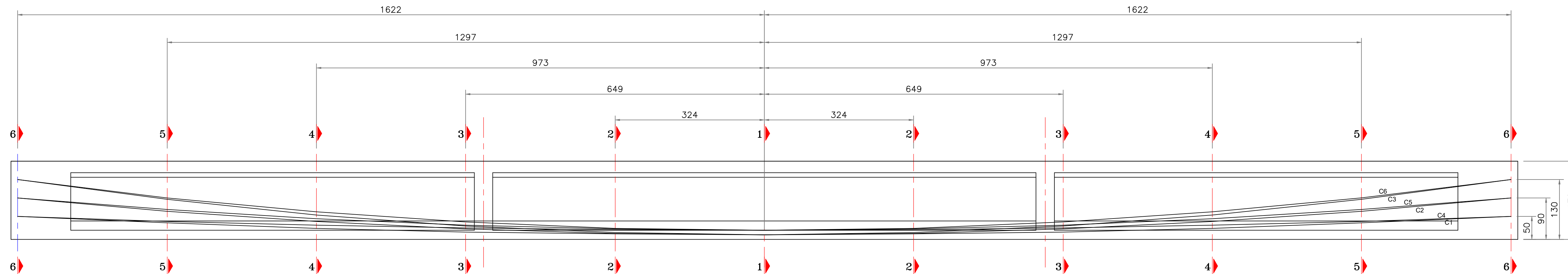


ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

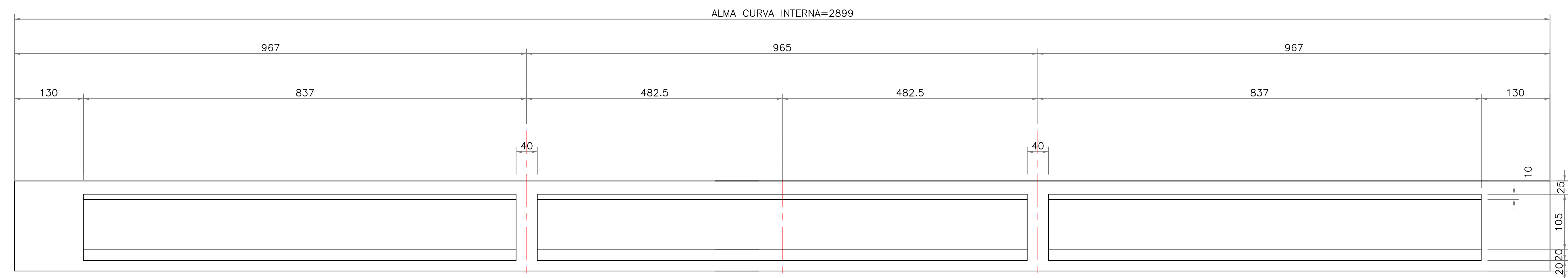
TRAMO DE PUENTE 3-3.



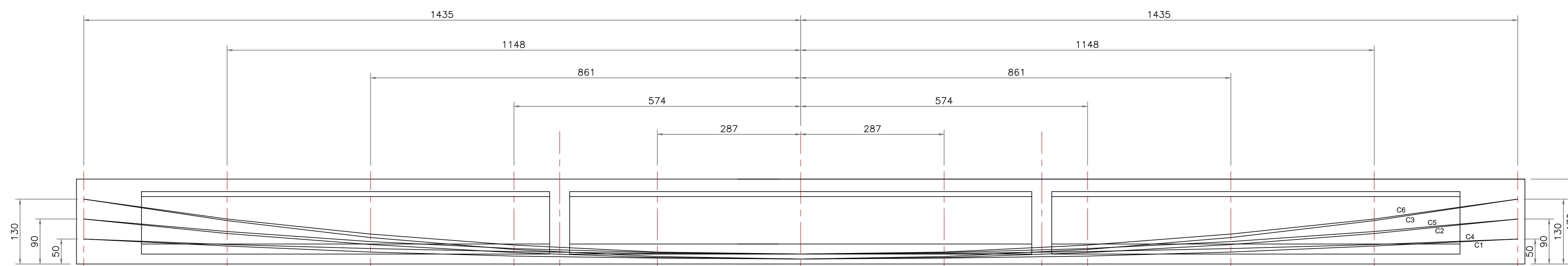
ALZADO, ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, TRAZADO DE CABLES ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



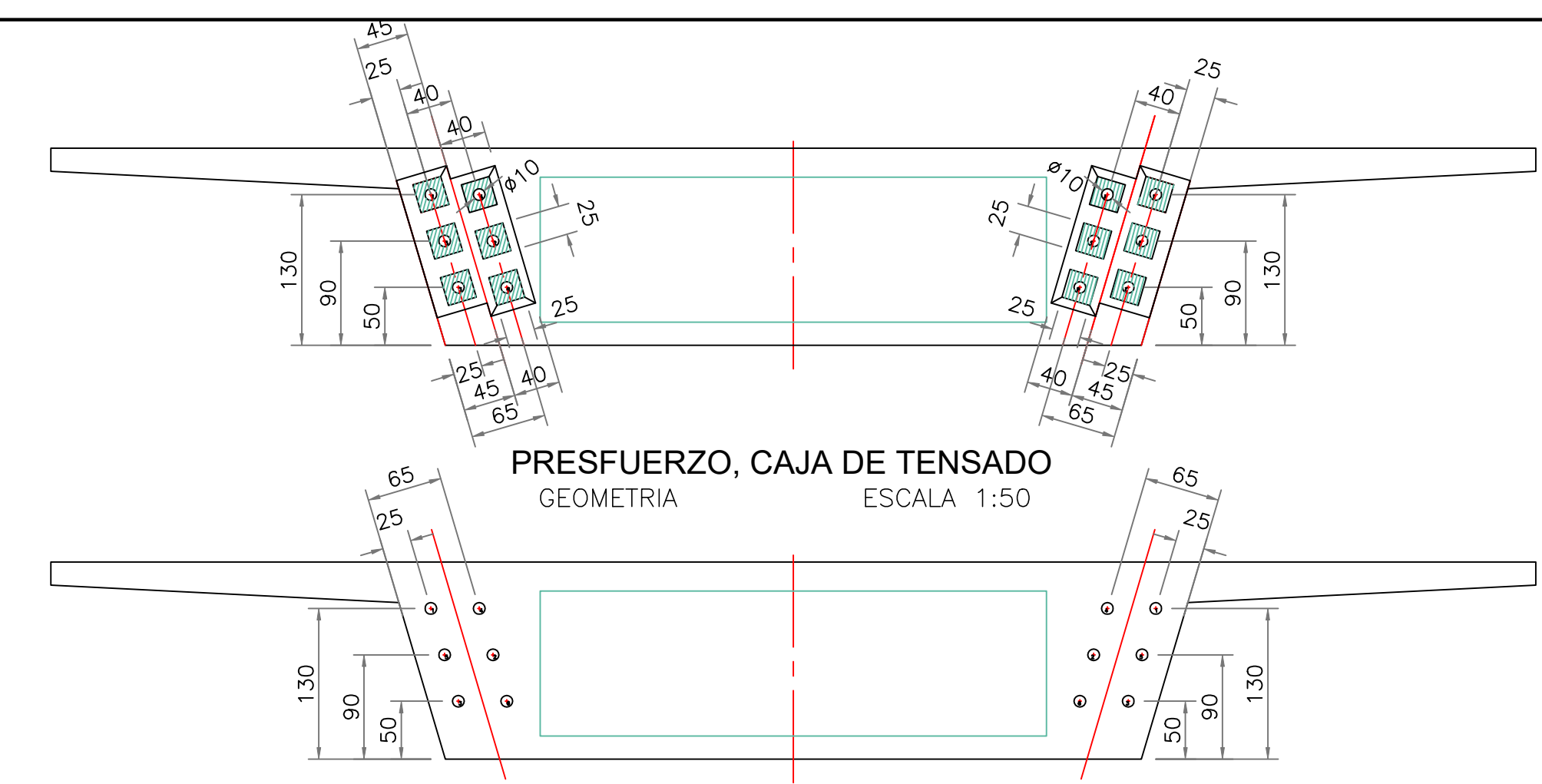
ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



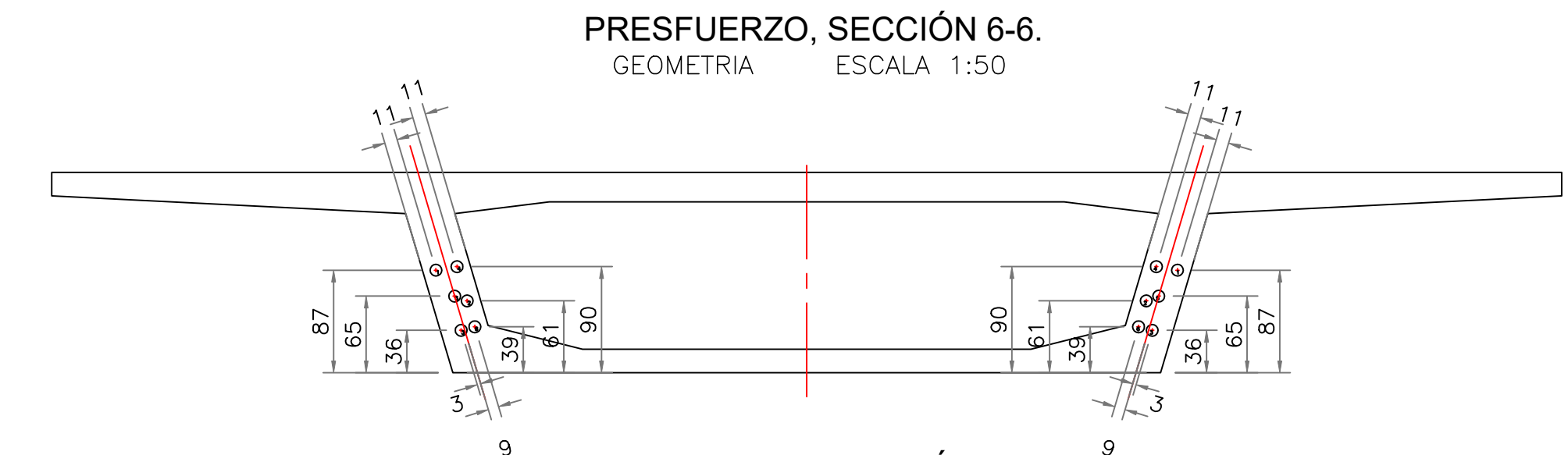
ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

**RESUMEN DE MATERIALES ALMA DE CURVA EXTERNA**

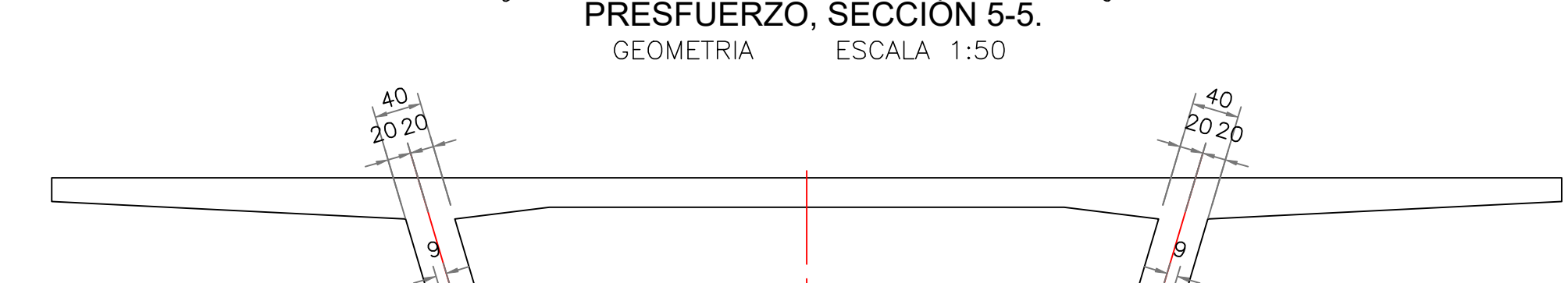
1-ACERO DE PREFUERZO	
TORON DE 15MM	
Frg=189.2 KG/CM2 BAJA RELAJACION	
En cable C1 (15T15), L=32.43m	536 kg
En cable C2 (15T15), L=32.43m	536 kg
En cable C3 (15T15), L=32.43m	536 kg
En cable C4 (15T15), L=32.43m	536 kg
En cable C5 (15T15), L=32.43m	536 kg
En cable C6 (15T15), L=32.43m	536 kg
Total = 3216kg	
2- DUCTO ENGARGOLADO DE 4 INCH(10 CM)	
En 6 cables (15T15), L=32.43m	194.6 ml
3- INYECCION DE LECHADA CEMENTO-ARENA-ADHITIVO	
En 6 cables (15T15), L=32.43m	1012.7 dm <sup>3</sup>
4- ANCLAJES PARA CABLES 15T15	
Anclajes activos 15T15	12 pzas.
5- MORTERO EPOXICO	
En cojas de tensado (sellos)	313.7 dm <sup>3</sup>



PRESFUERZO, CAJA DE TENSADO.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



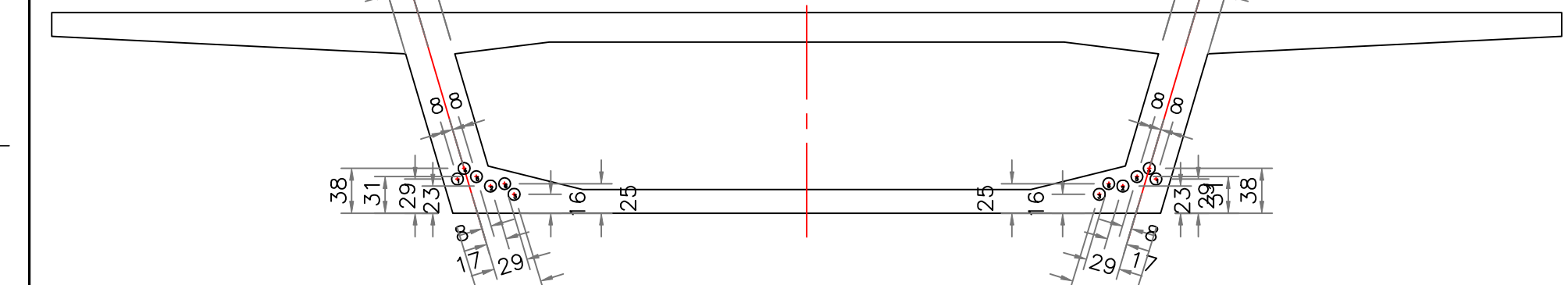
PRESFUERZO, SECCION 6-6.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



PRESFUERZO, SECCION 5-5.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



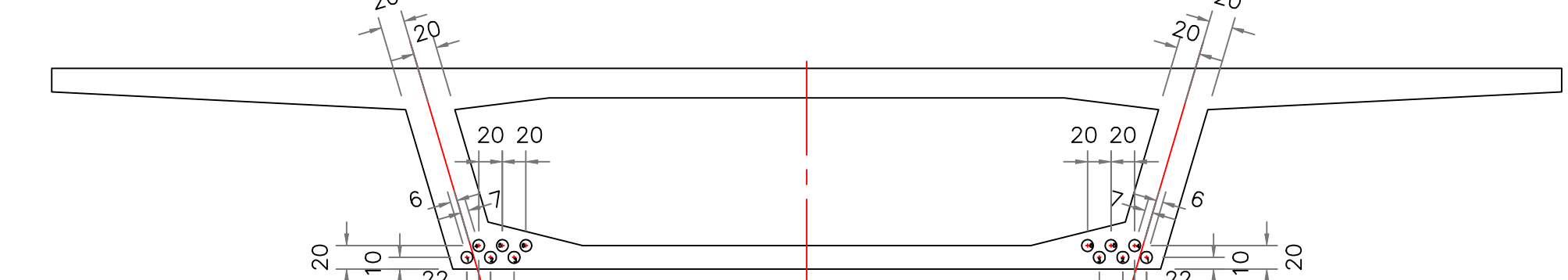
PRESFUERZO, SECCION 4-4.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



PRESFUERZO, SECCION 3-3.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



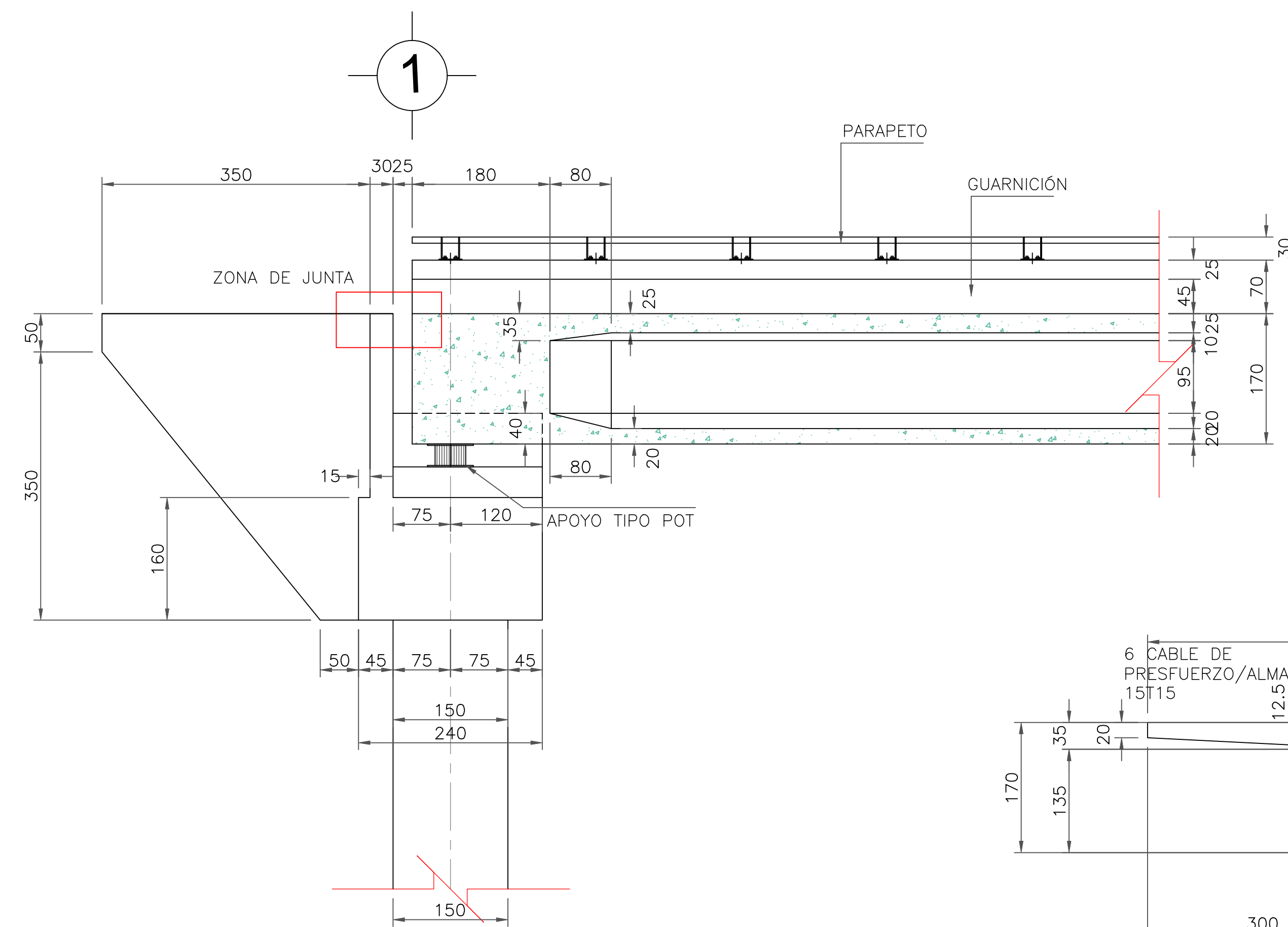
PRESFUERZO, SECCION 2-2.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



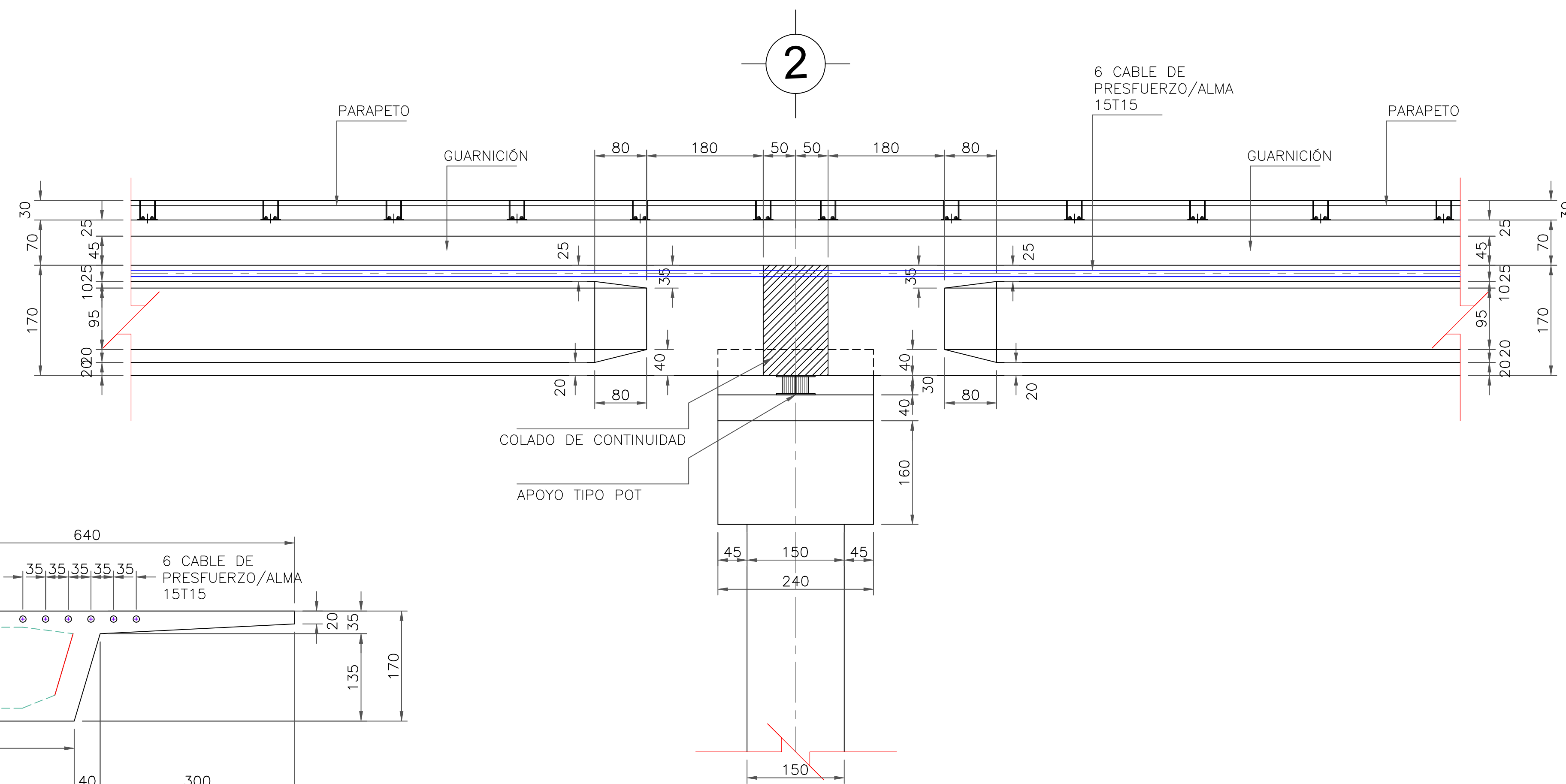
PRESFUERZO, SECCION 1-1.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

**PRESFUERZO EN TRAMO 1-2.**

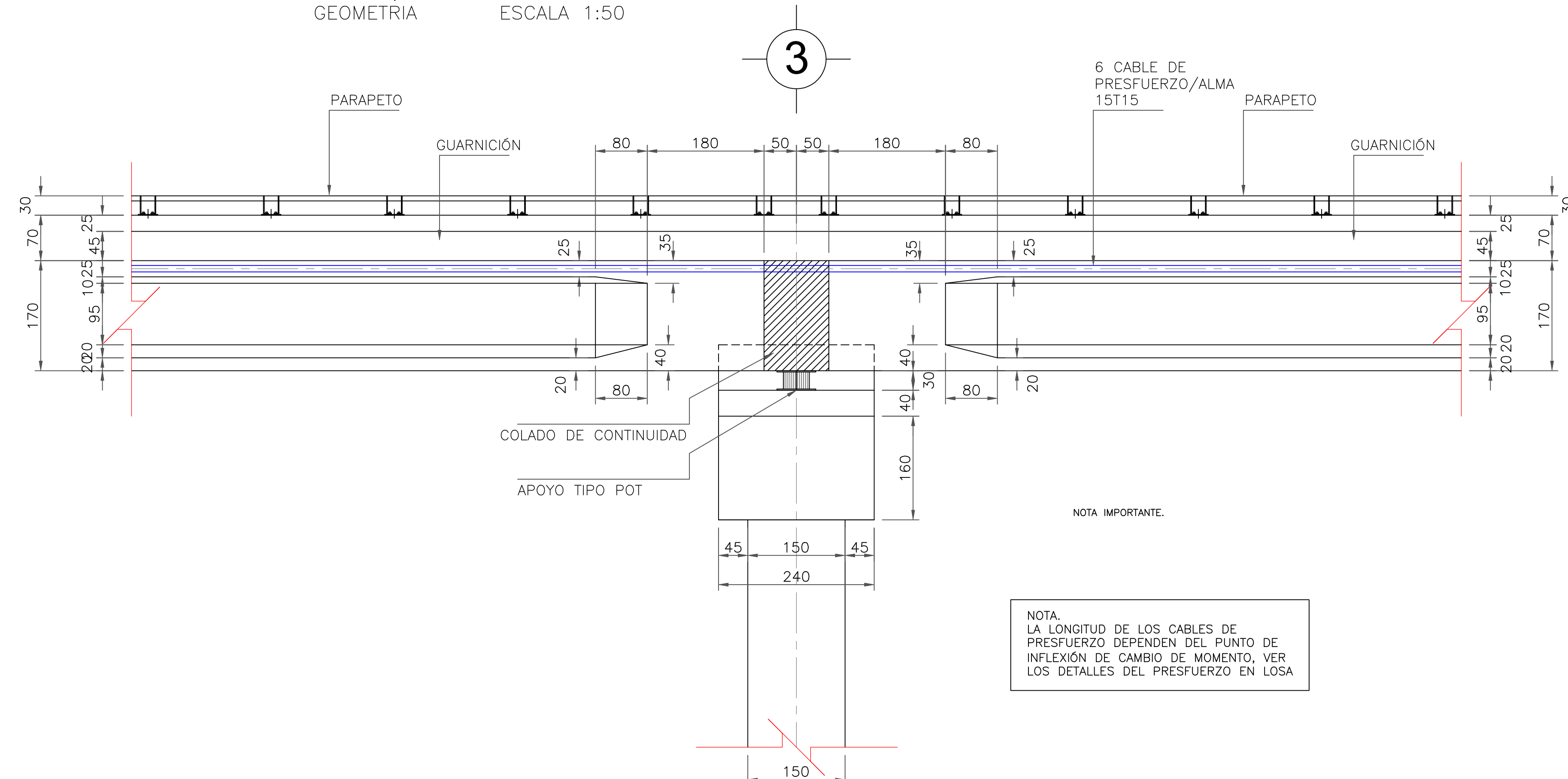
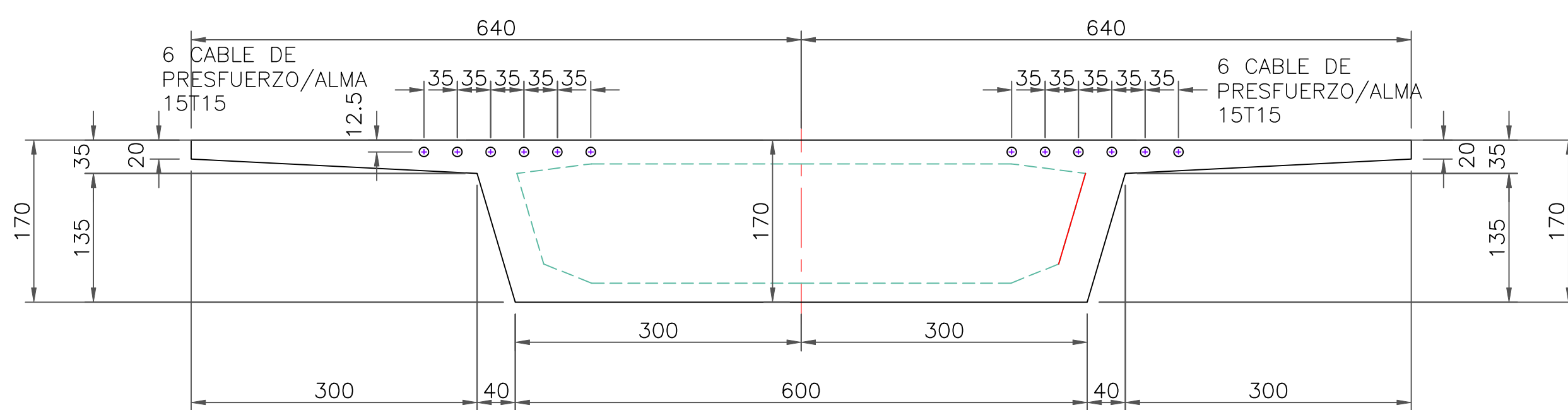




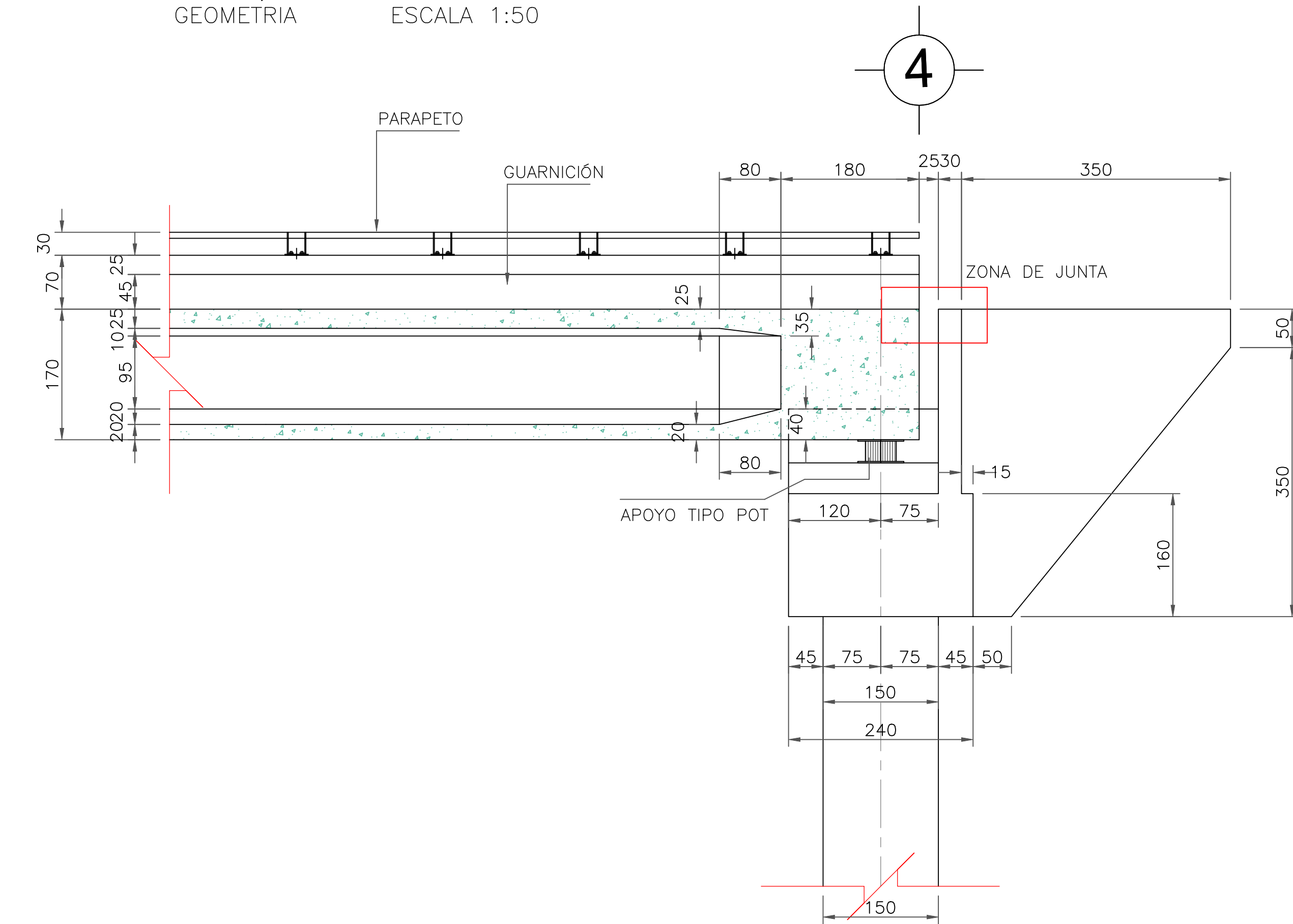
ALZADO, CABALLETE EJE No.1.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, CABALLETE EJE No.2.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, CABALLETE EJE No.3.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

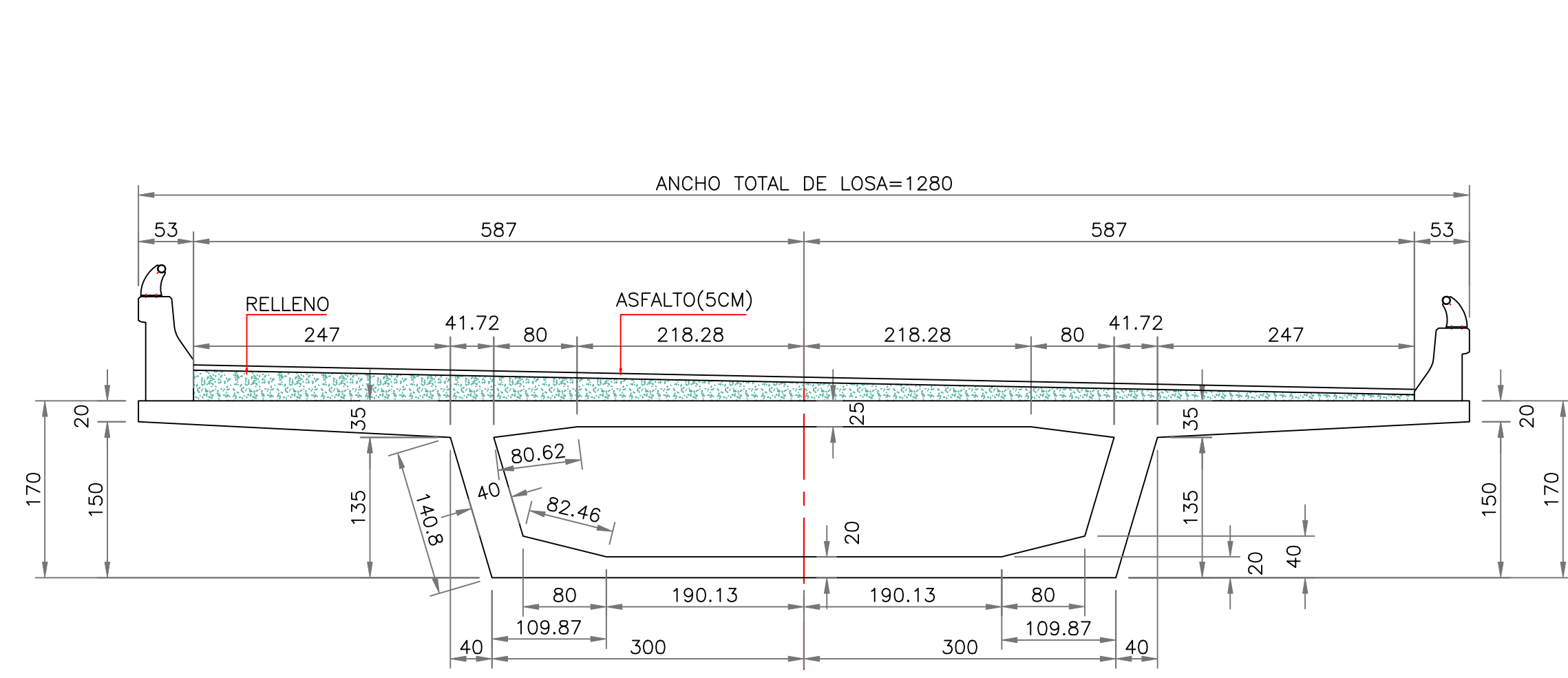


ALZADO, CABALLETE EJE No.4.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

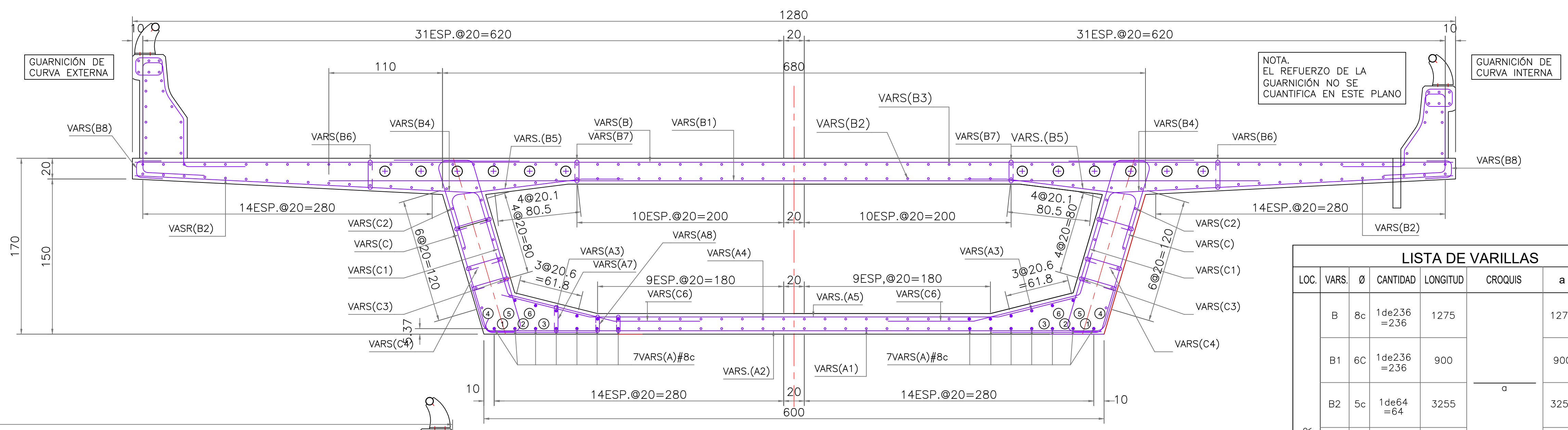
NOTA IMPORTANTE.  
NOTA.  
LA LONGITUD DE LOS CABLES DE PRESFUERZO DEPENDEN DEL PUNTO DE INFLEXIÓN DE CAMBIO DE MOMENTO, VER LOS DETALLES DEL PRESFUERZO EN LOSA

DETALLES GEOMETRICOS DE CONTINUIDAD

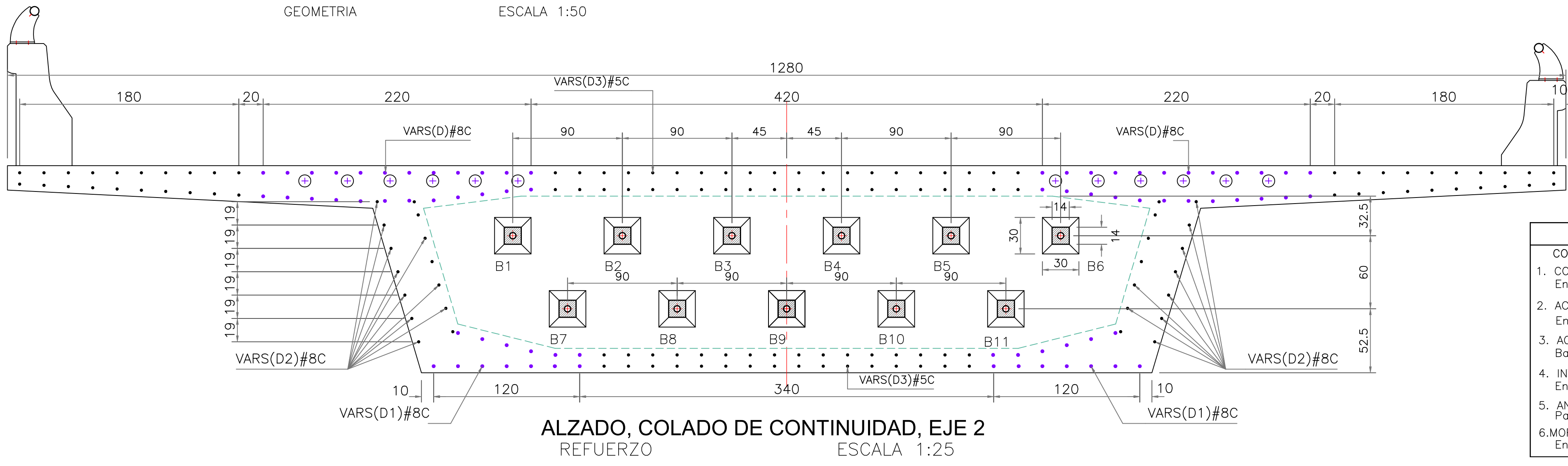




SECCIÓN AL CENTRO DEL CLARO  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



SECCION TRANSVERSAL, AL CENTRO DE CLARO.  
REFUERZO ESC. 1:25



ALZADO, COLADO DE CONTINUIDAD, EJE 2  
REFUERZO ESCALA 1:25

**RESUMEN DE MATERIALES**

CONCEPTO

- CONCRETO  $f'_c=450 \text{ kg/cm}^2$   
En bloque de continuidad 12.7 m<sup>3</sup>
- ACERO DE REFUERZO  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$   
En varillas de continuidad 1002 kg
- ACERO DE PRESFUERZO  $f_{rg} = 105 \text{ KG/MM}^2$   
Barras de presfuerzo de 36 mm de diametro. 418 kg
- INYECCION DE LECHADA  
En ductos para parras de presfuerzo 37.4 lts.
- ANCLAJES VIVOS  
Para barras de presfuerzo de 36mm 22 pza
- MORTERO EPOXICO  
En cajas de tensado 180.8 lts

**TABLA DE PRESFUERZO (1 EJE DE CABALLETE)**

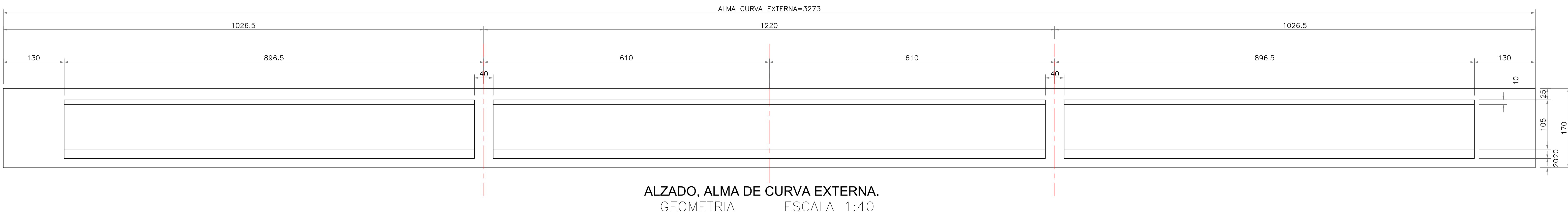
BLOQUE	BARRA	φ	f <sub>rg</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )	F <sub>o</sub> (ton)	Alarg. (mm)	L (CM) SERVICIO	L (CM) CORTE	FORMA DE TENSADO BARRA TENSADO POR	W(Kg)
BLOQUE	B1	36	105	74.8	14.4	330	450	1' UN LADO	38
	B2	36	105	74.8	14.4	330	450	2' UN LADO	38
	B3	32	105	74.8	14.4	330	450	3' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	4' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	5' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	6' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	7' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	8' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	9' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	10' UN LADO	38
	B4	32	105	74.8	14.4	330	450	11' UN LADO	38
	TOTAL=418 kg								

**LISTA DE VARILLAS**

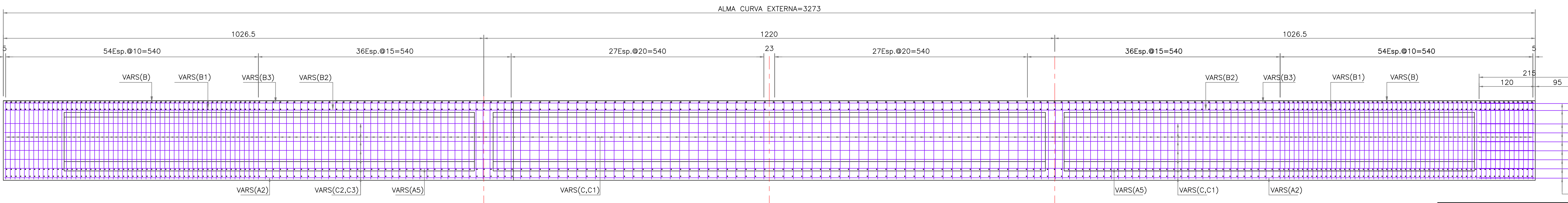
LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
LOSA SUPERIOR	B	8c	1de236=236	1275		1275	-	-	12036
	B1	6C	1de236=236	900		900	-	-	4779
	B2	5c	1de64=64	3255		3255	-	-	3250
	B3	5c	1de64=64	3255		3255	-	-	3250
	B4	5c	2de236=472	343		328	50	9.5/-	2526
	B5	6c	2de236=472	292		120	50	11/100	3101
	B6	4c	2de236=472	73		25	10	14/-	345
	B7	4c	2de236=472	66		18	10	14/-	312
B8	4c	2de236=472	81		7	30	7/-	383	
TOTAL ACERO $f_y=4200 = 29982 \text{ Kg}$									

**LISTA DE VARILLAS**

LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
ALMAS	C	5c	2de236=472	421		162	120	9.5/120	3100
	C1	5c	2de236=472	339		159	120	9.5/25	2938
	C2	6c	2de6=12	3255		3255	-	-	879
	C3	6c	2de6=12	3255		3255	-	-	879
C4	5c	6de236=1416	81		33	-	14/10	1789	
TOTAL ACERO $f_y=4200 = 9585 \text{ Kg}$									



ALZADO, ALMA DE CURVA EXTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:40

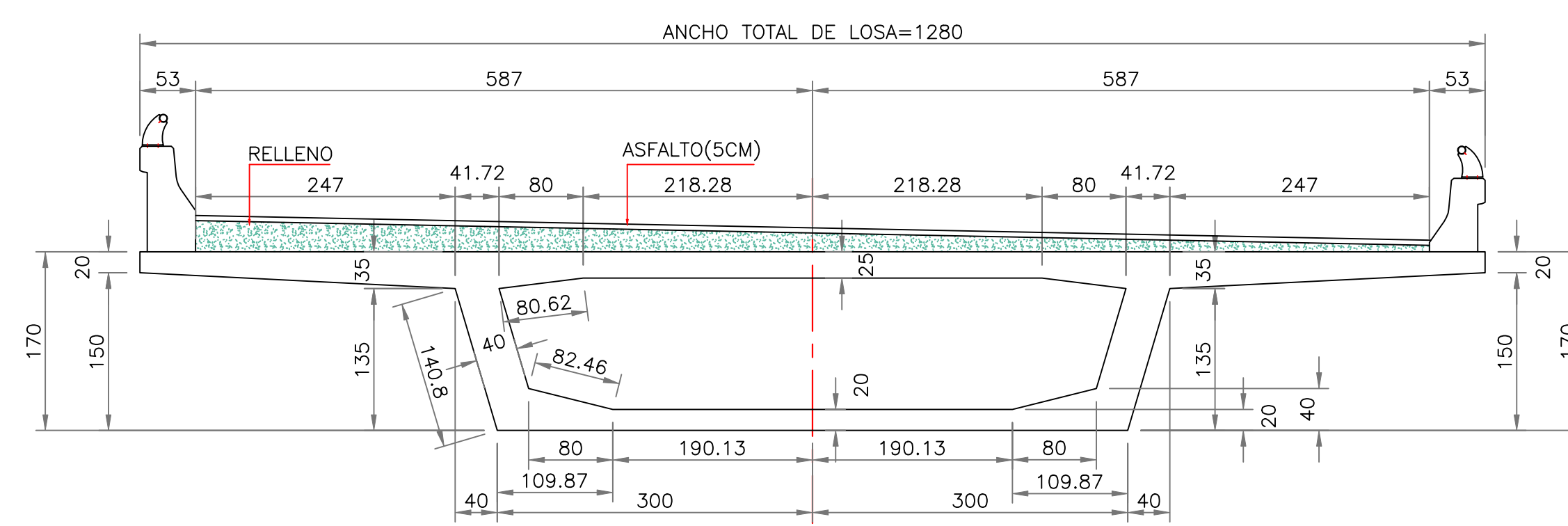


ALZADO, ALMA DE CURVA EXTERNA.  
REFUERZO ESCALA 1:40

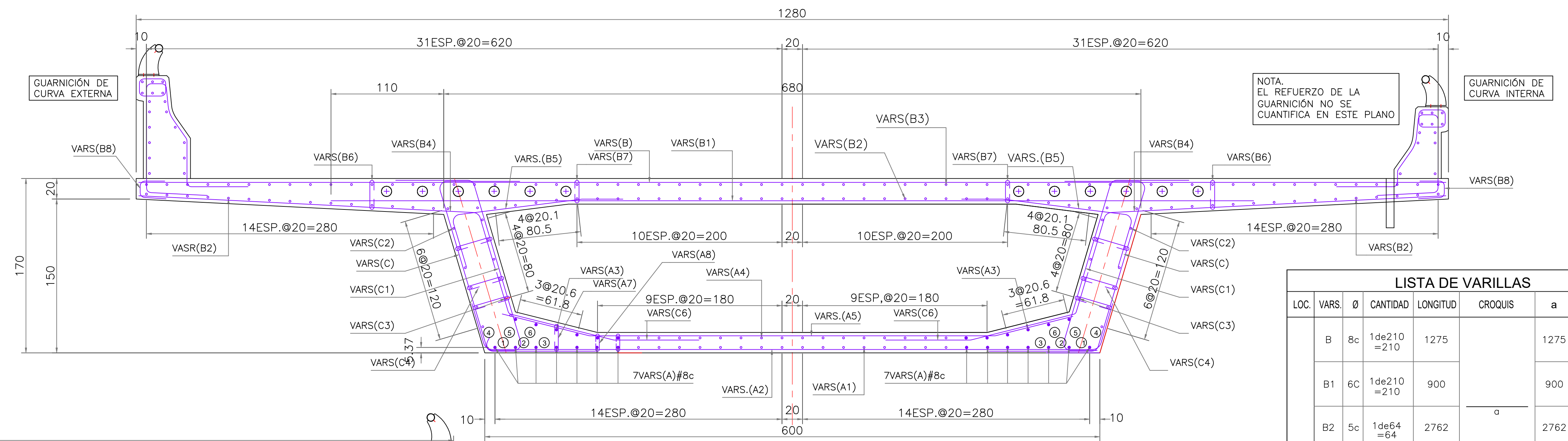
PRESFUERZO EN COLADO DE CONTINUIDAD EN CURVA EXTERNA, TRAMO 1-2



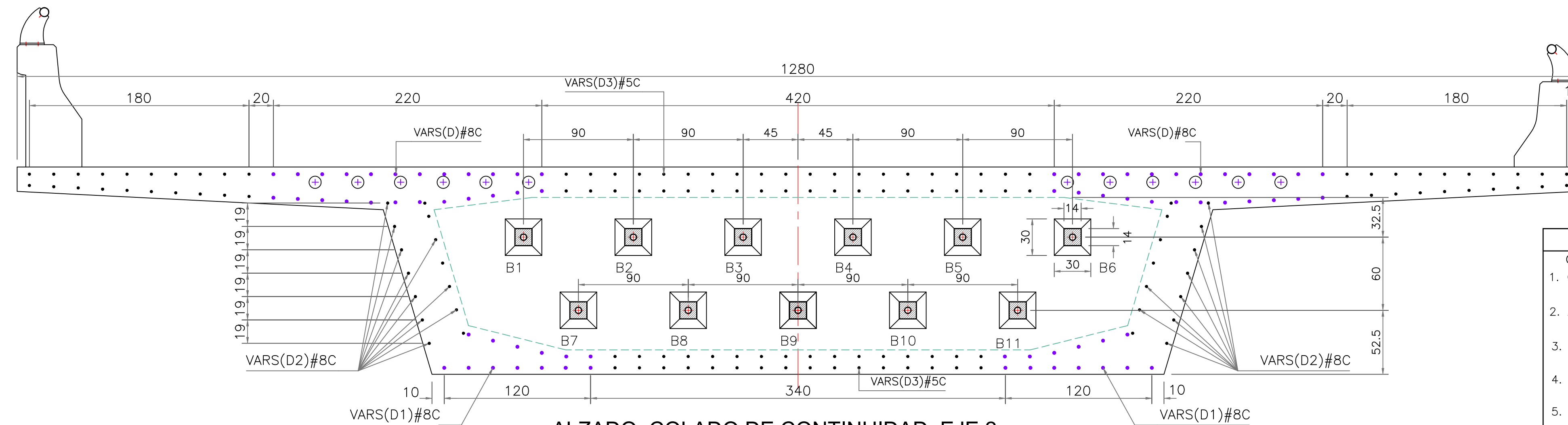




SECCIÓN AL CENTRO DEL CLARO  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



SECCION TRANSVERSAL, AL CENTRO DE CLARO  
REFUERZO ESC. 1:25



ALZADO, COLADO DE CONTINUIDAD, EJE 2  
REFUERZO ESCALA 1:25

**RESUMEN DE MATERIALES**

CONCEPTO

- CONCRETO  $f'c=450$  kg/cm<sup>2</sup>  
En bloque de continuidad 12.7 m<sup>3</sup>
- ACERO DE REFUERZO  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup>  
En varillas de continuidad 1002 kg
- ACERO DE PRESFUERZO  $f_{rg} = 105$  KG/MM<sup>2</sup>  
Barros de presfuerzo de 36 mm de diametro. 418 kg
- INYECCION DE LECHADA  
En ductos para parras de presfuerzo 37.4 lts.
- ANCLAJES VIVOS  
Para barros de presfuerzo de 36mm 22 pza
- MORTERO EPOXICO  
En cajas de tensado 180.8 lts

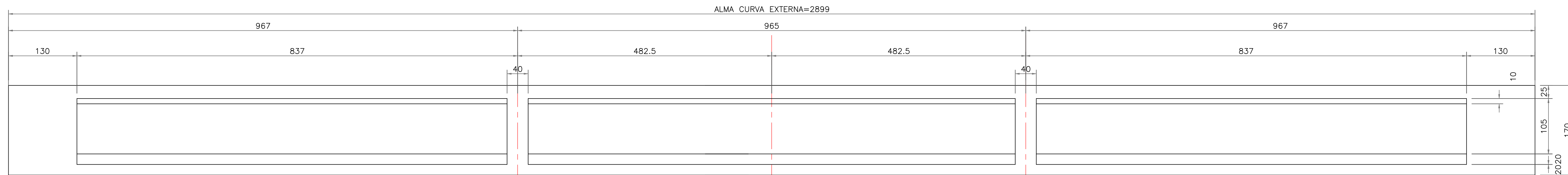
**TABLA DE PRESFUERZO (1EJE DE CABALLETE)**

BLOQUE	BARRA	Ø	f <sub>rg</sub> (Kg/mm <sup>2</sup> )	F <sub>o</sub> (ton)	Alarg. (mm)	L (CM.) SERVICIO	L (CM.) CORTE	FORMA DE TENSADO BARRA TENSADO POR	W(Kg)
B1	36	105	74.8	14.4	330	450	1'	UN LADO	38
B2	36	105	74.8	14.4	330	450	2'	UN LADO	38
B3	32	105	74.8	14.4	330	450	3'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	4'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	5'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	6'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	7'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	8'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	9'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	10'	UN LADO	38
B4	32	105	74.8	14.4	330	450	11'	UN LADO	38

TOTAL=418 kg

**LISTA DE VARILLAS**

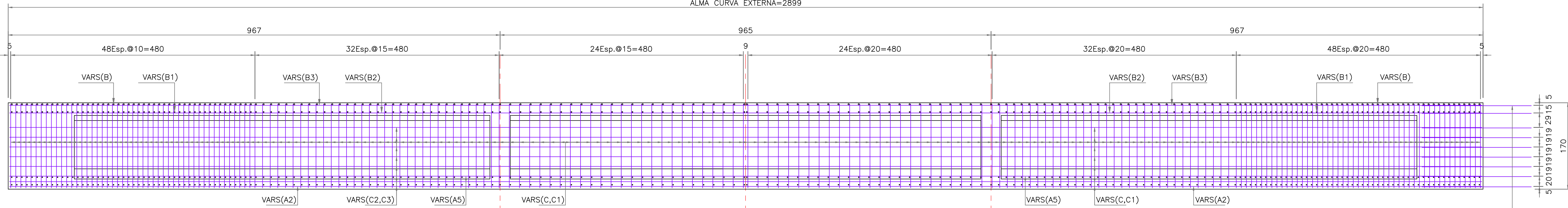
LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
LOSA SUPERIOR	B	8c	1de210=210	1275	[Diagram]	1275	-	-	-	10710
	B1	6C	1de210=210	900		900	-	-	-	4253
	B2	5c	1de64=64	2762	[Diagram]	2762	-	-	-	2758
	B3	5c	1de64=64	2762		2762	-	-	-	2758
	B4	5c	2de210=420	343	[Diagram]	328	50	9.5	-	2248
	B5	6c	2de210=420	292		120	50	11	100	2759
	B6	4c	2de210=420	73	[Diagram]	25	10	14	-	307
	B7	4c	2de210=420	66		18	10	14	-	277
B8	4c	2de210=420	81	[Diagram]	7	30	7	-	340	
TOTAL ACERO $f_y=4200 = 26420$ Kg										



ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
GEOMETRIA ESCALA 1:40

**LISTA DE VARILLAS**

LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
ALMAS	C	5c	2de210=420	421	[Diagram]	162	120	9.5	120	2758
	C1	5c	2de210=420	339		159	120	9.5	25	2221
	C2	6c	2de6=12	3255	[Diagram]	3255	-	-	-	879
	C3	6c	2de6=12	3255		3255	-	-	-	879
C4	5c	6de210=1260	81	[Diagram]	33	-	14	10	1021	
TOTAL ACERO $f_y=4200 = 7758$ Kg										



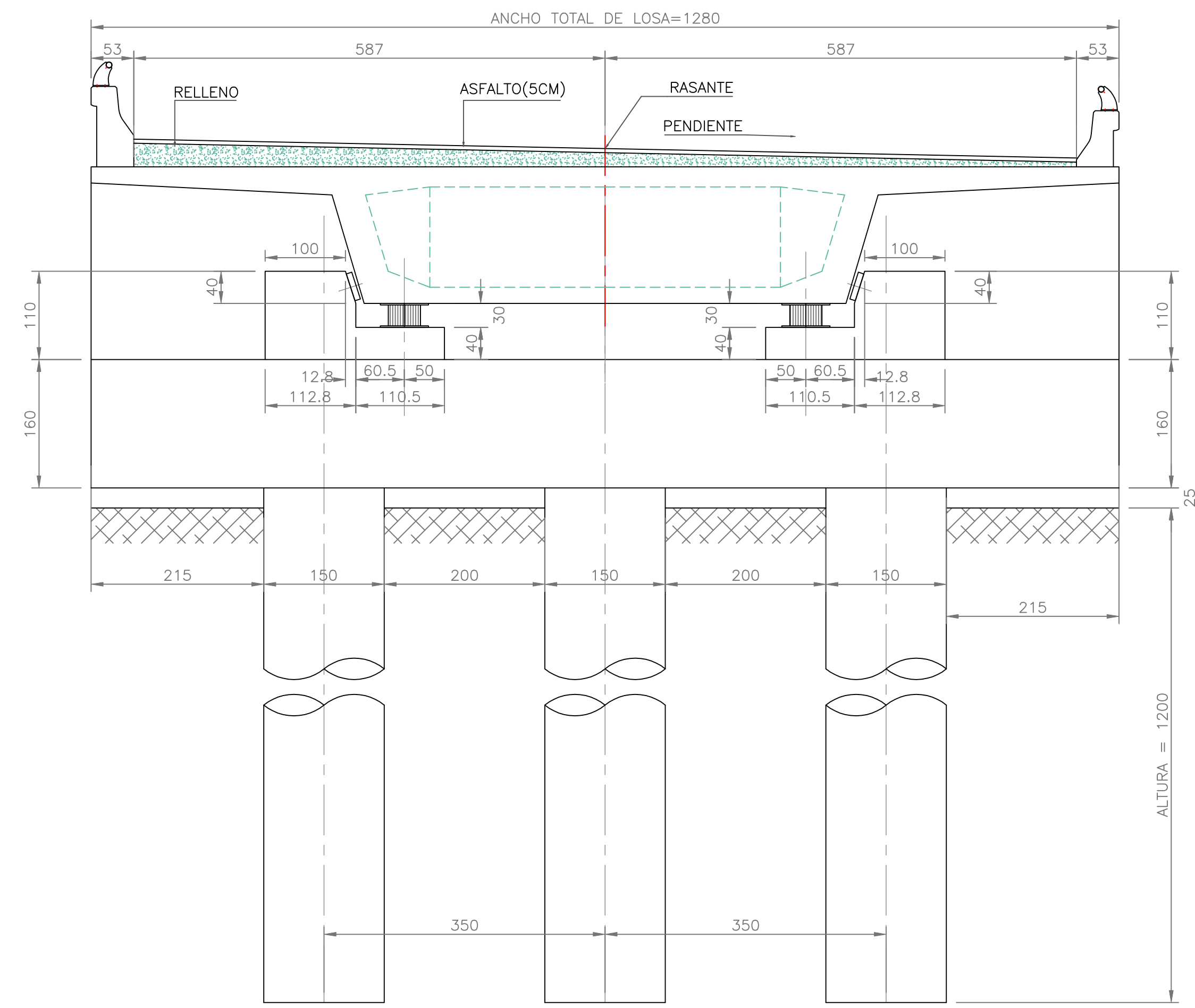
ALZADO, ALMA DE CURVA INTERNA.  
REFUERZO ESCALA 1:40

**LISTA DE VARILLAS**

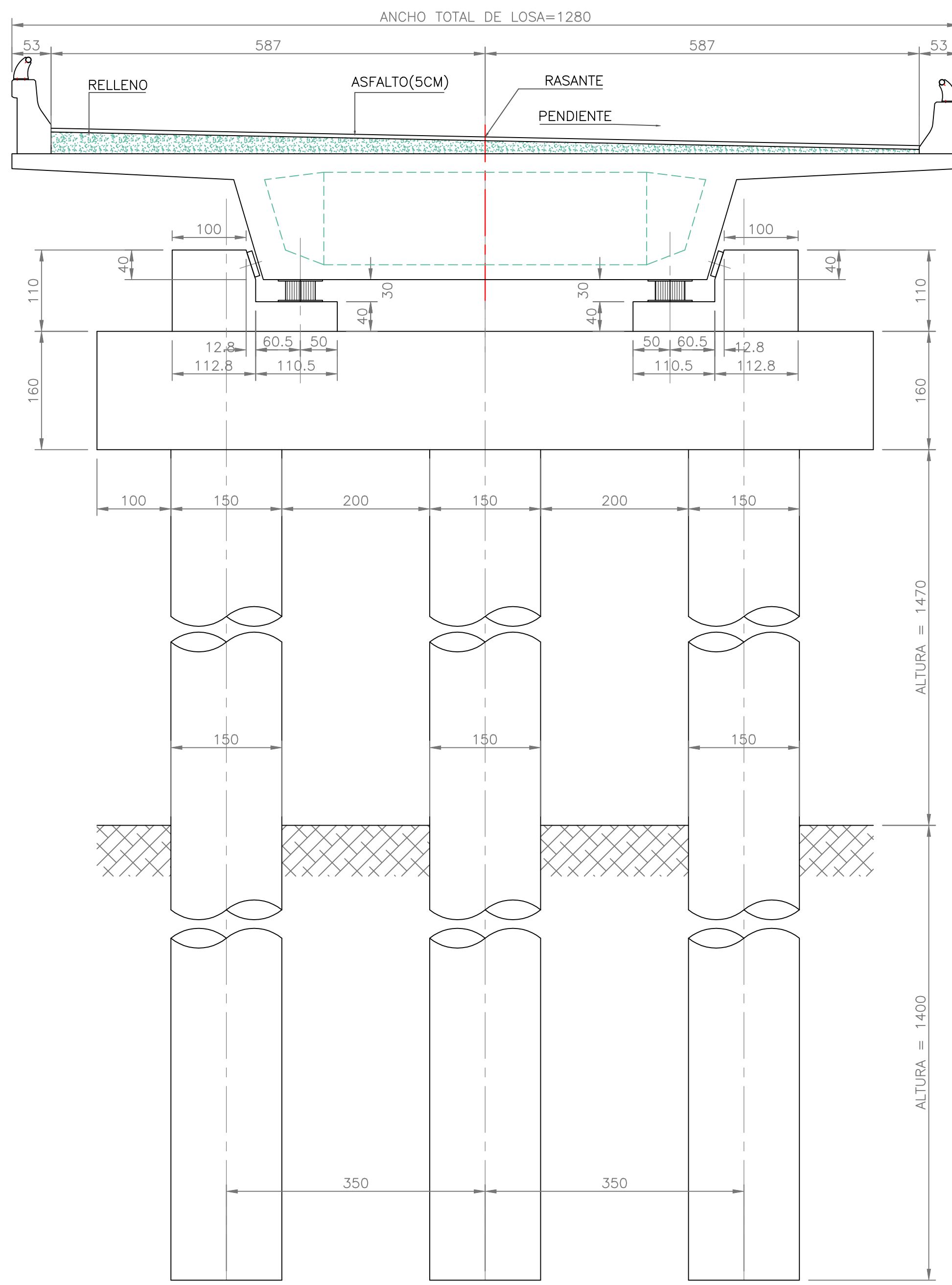
LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
CONTINUIDAD	D	8c	2de24=48	220	[Diagram]	220	-	-	-	422
	D1	5c	2de13=26	220		220	-	-	-	229
	D2	6c	2de14=28	200	[Diagram]	200	-	-	-	126
	D3	5c	2de36=72	200		200	-	-	-	225
TOTAL ACERO $f_y=4200 = 1002$ Kg										

PRESFUERZO EN COLADO DE CONTINUIDAD EN CURVA INTERNA, TRAMO 1-2

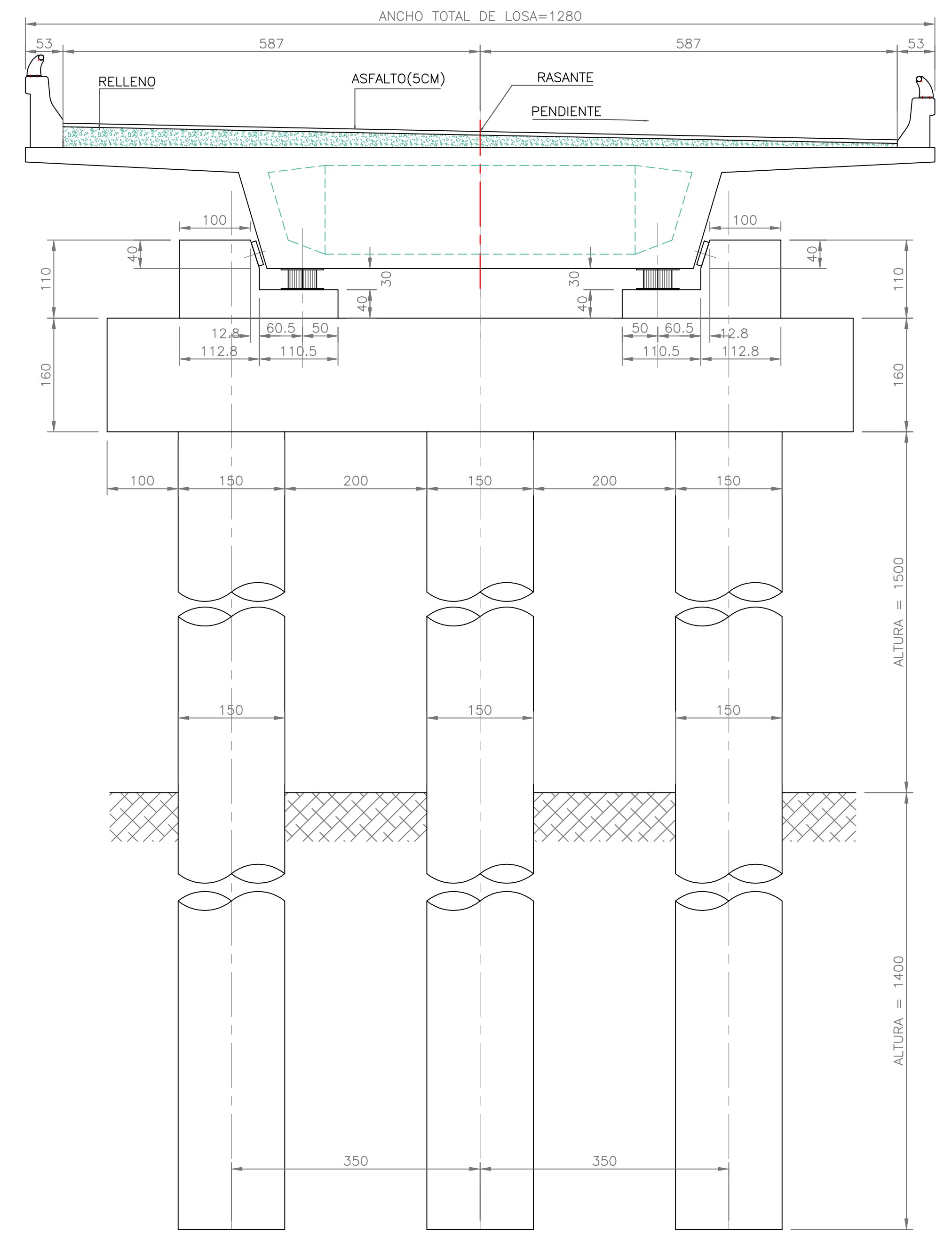




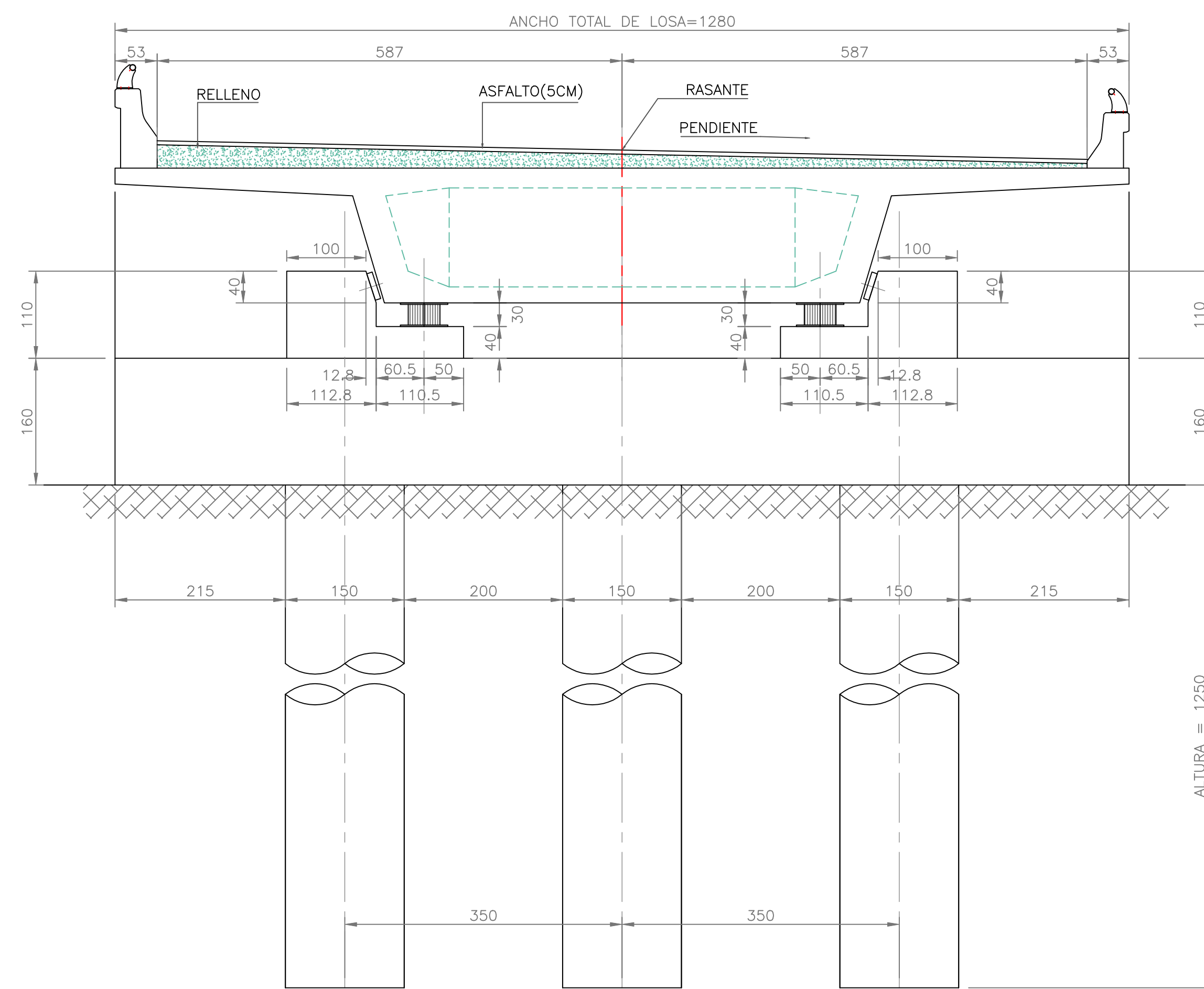
ALZADO, CABALLETE EJE No.1.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



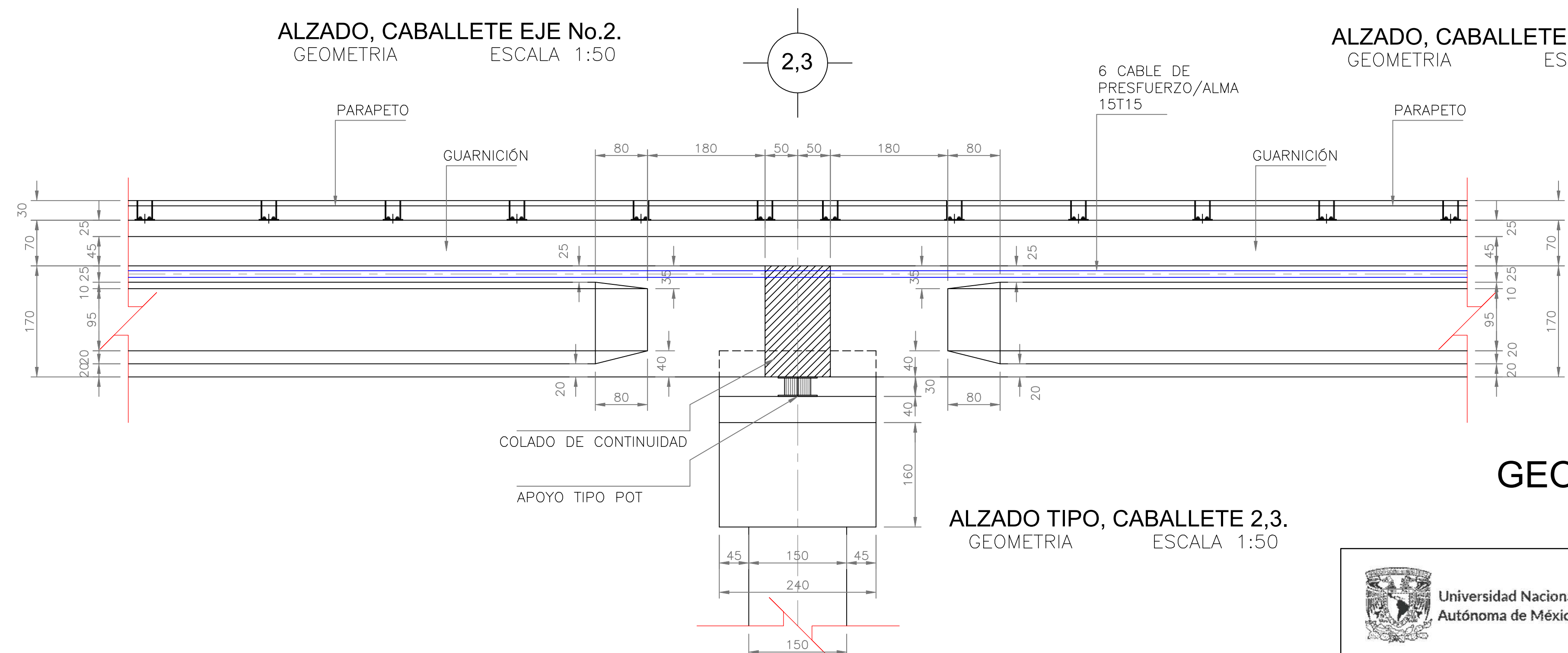
ALZADO, CABALLETE EJE No.2.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, CABALLETE EJE No.3.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



ALZADO, CABALLETE EJE No.4.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

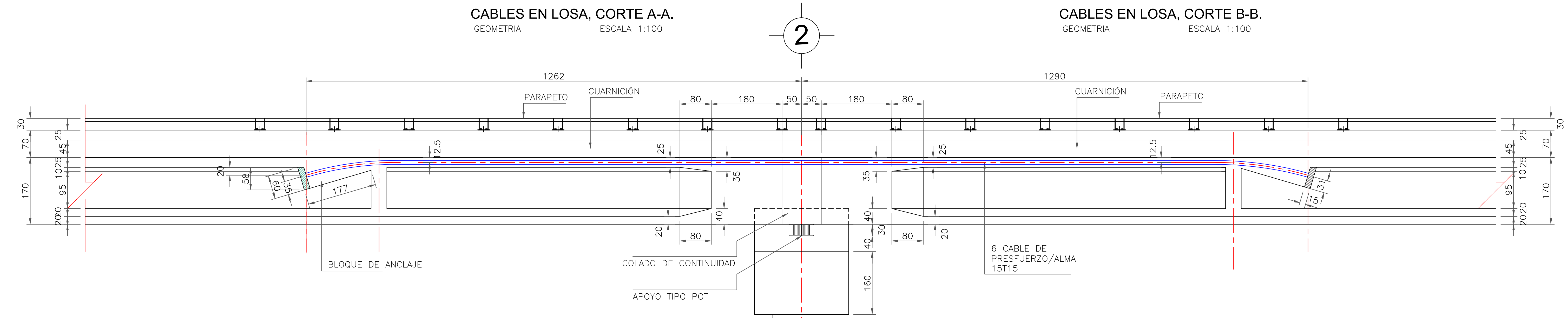
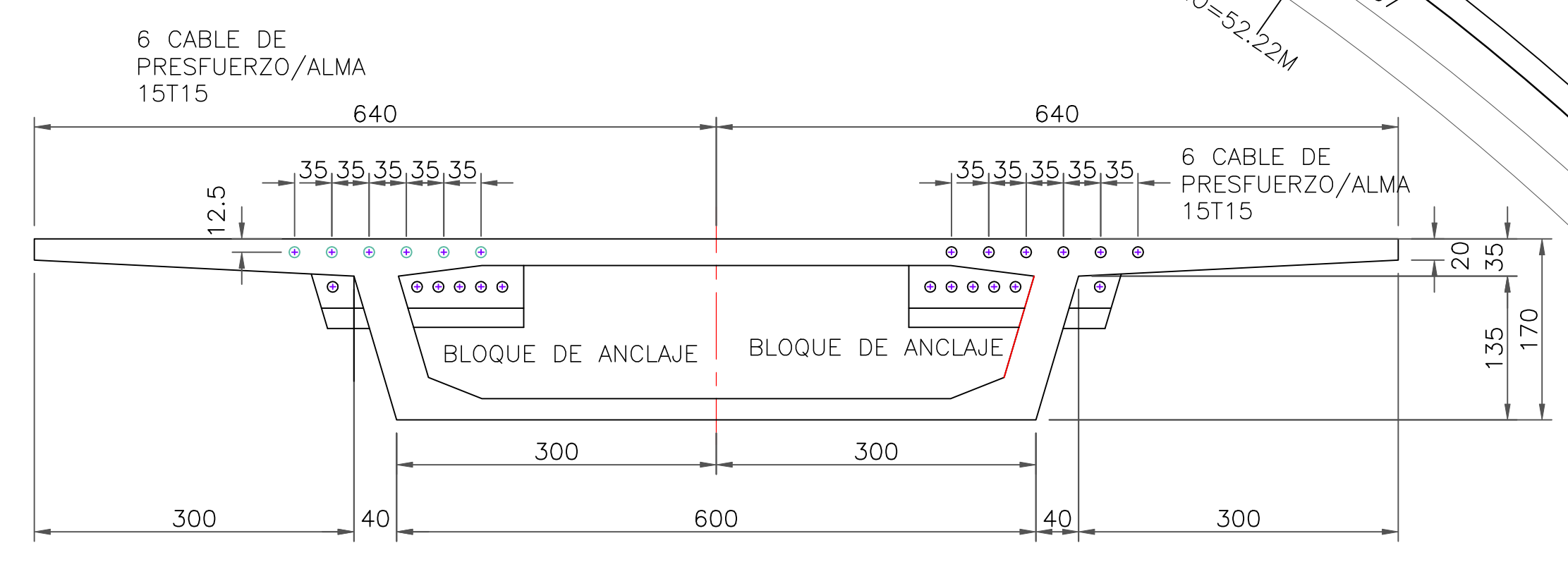
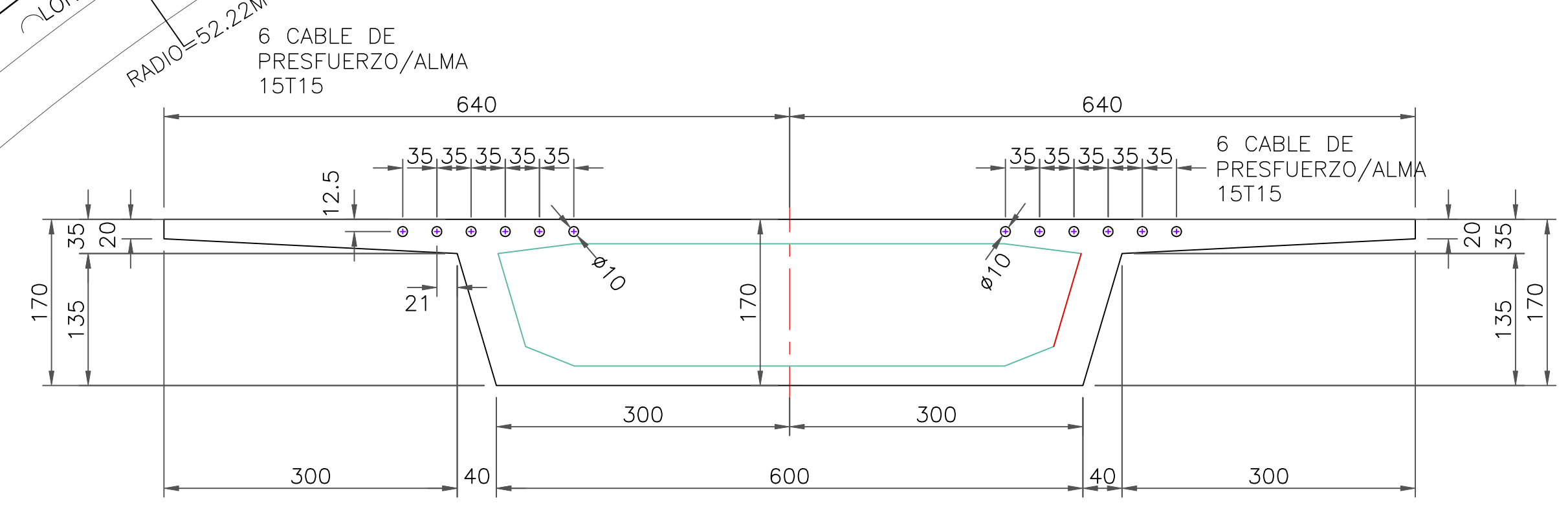
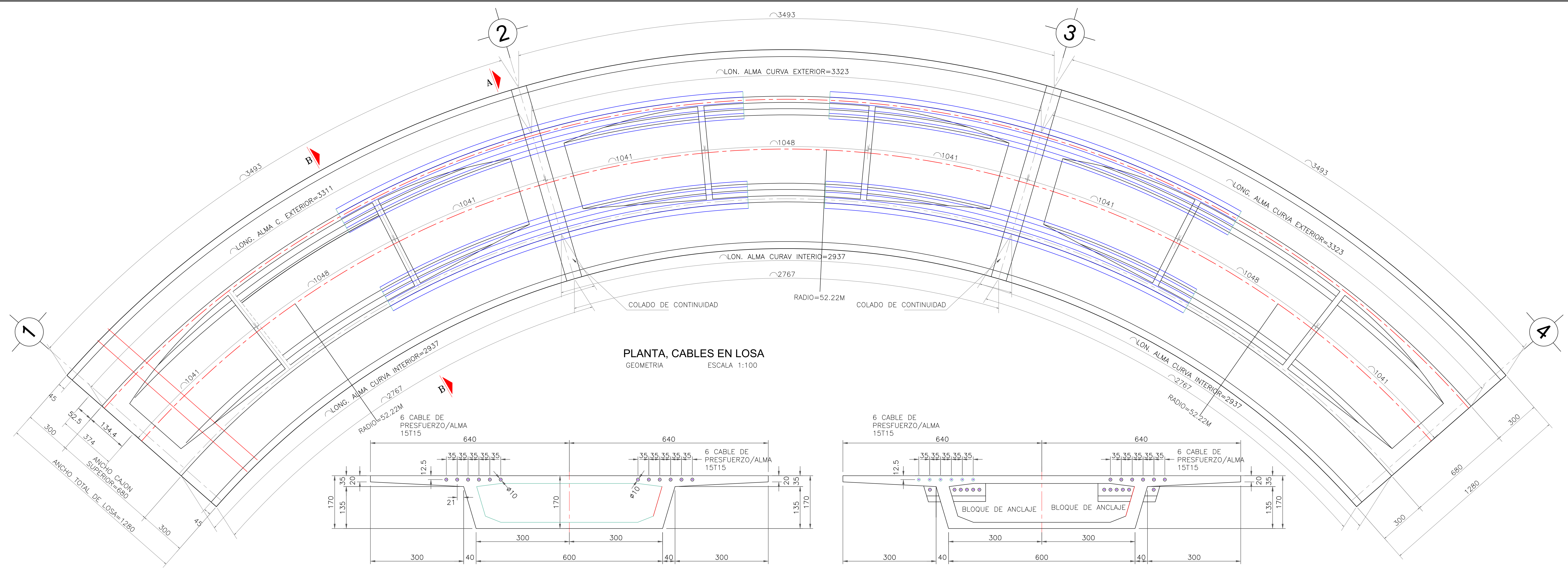


ALZADO TIPO, CABALLETE 2,3.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

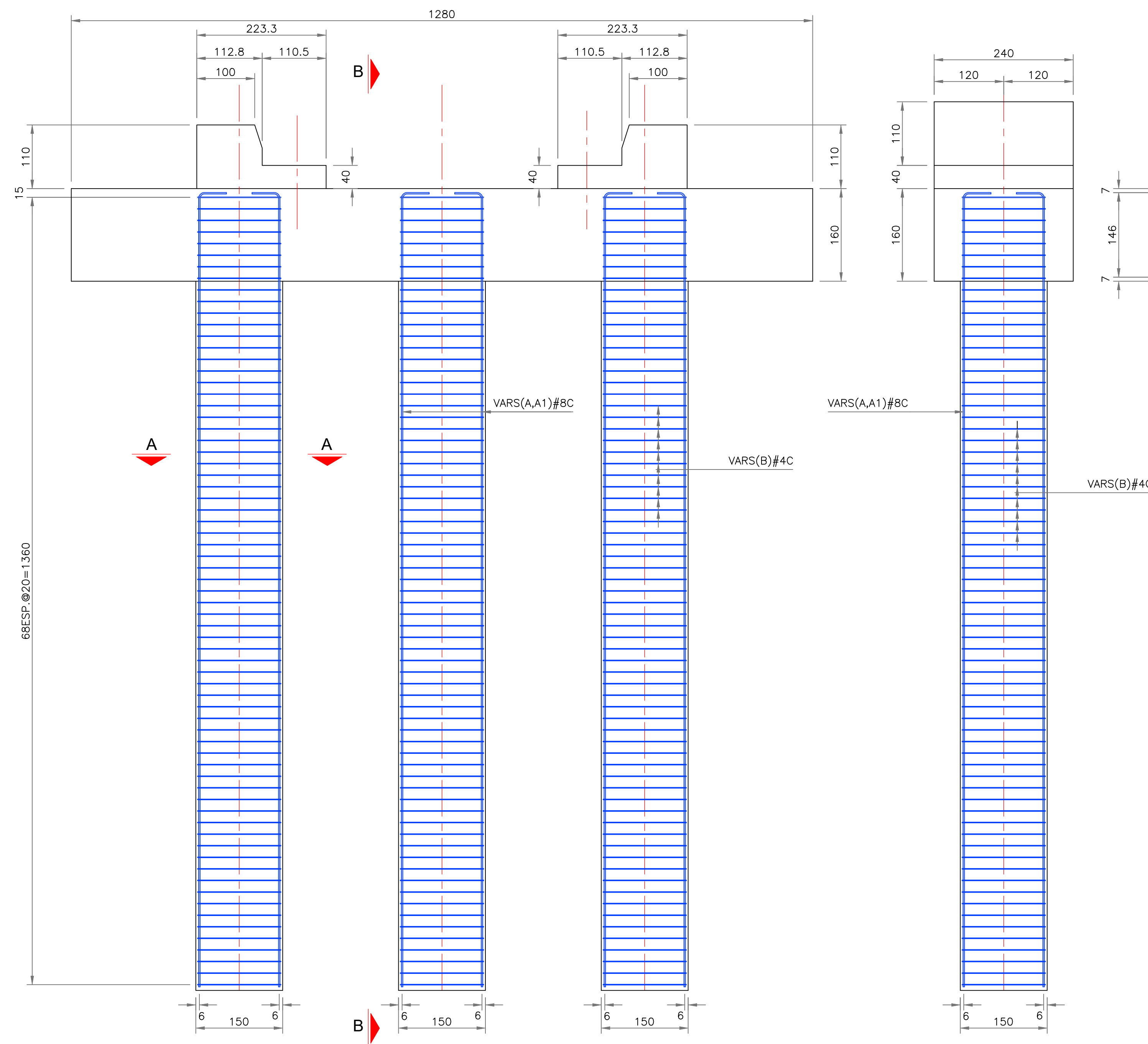
GEOMETRIA DE CABALLETES





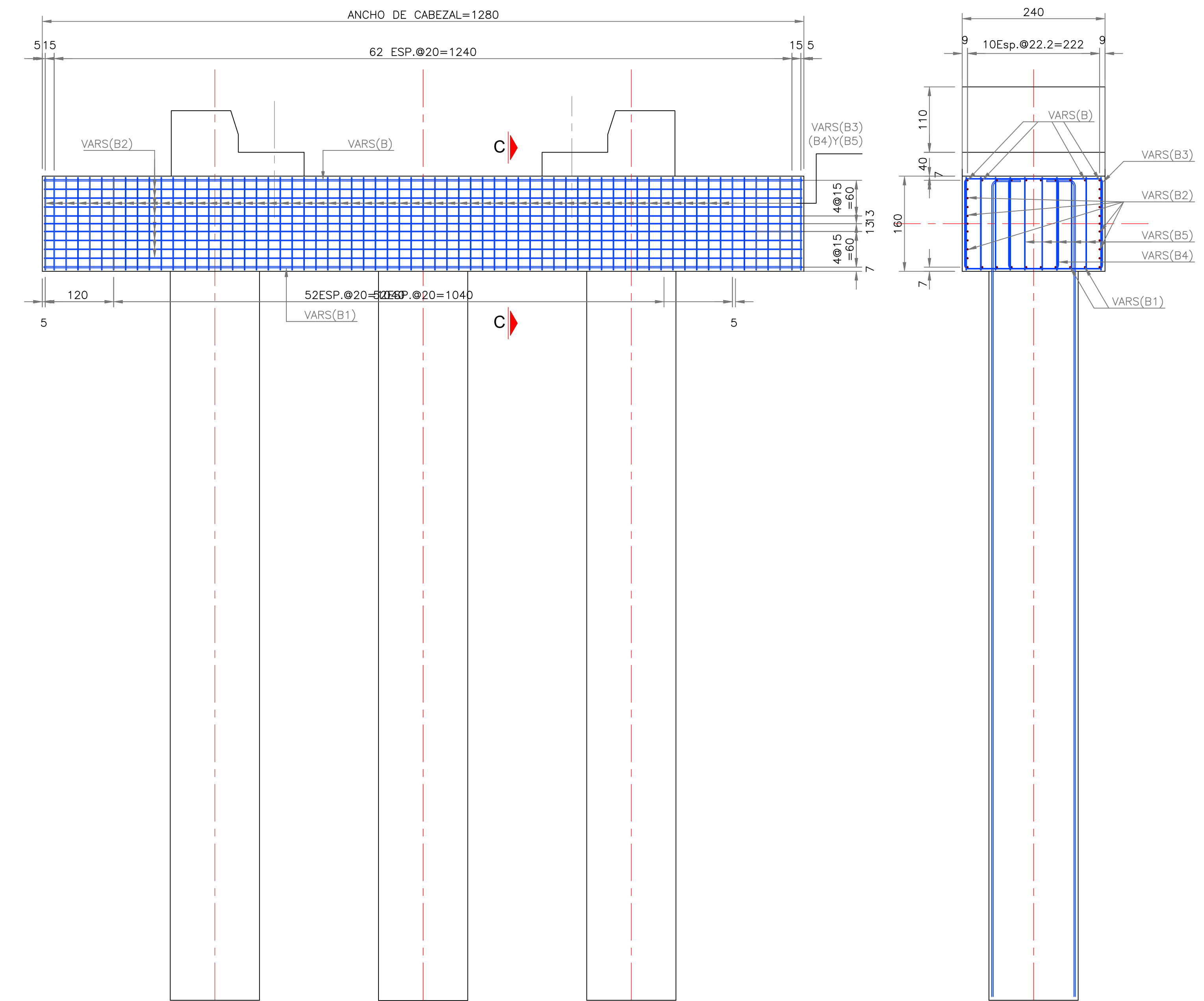






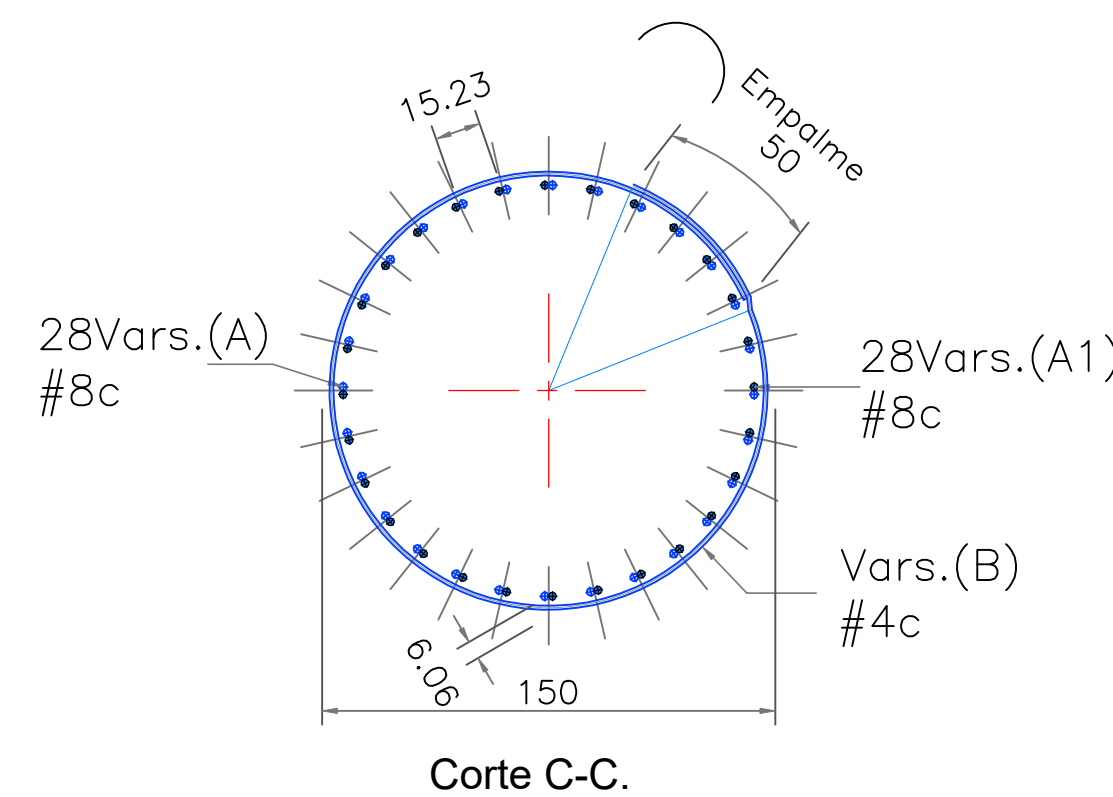
ALZADO, CABALLETE EJE No.1,4.  
REFUERZO ESCALA 1:50

PILA, CORTE B-B.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

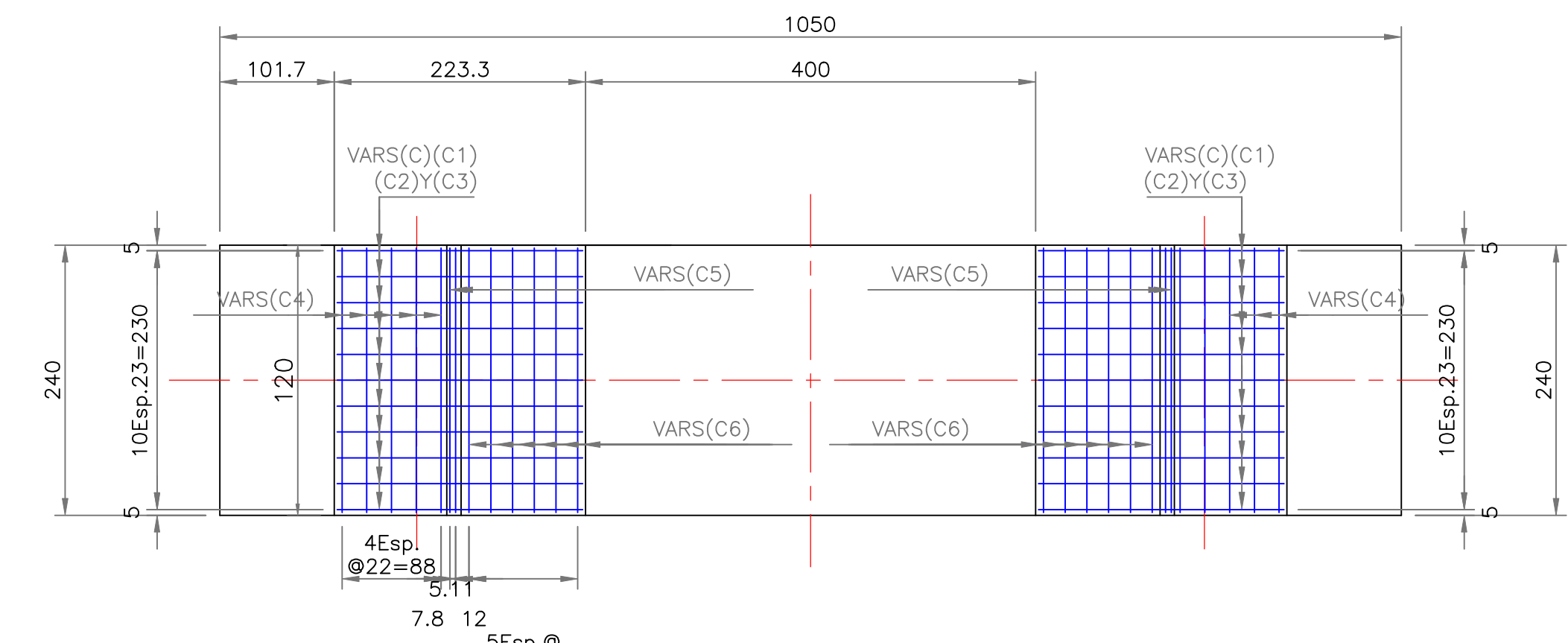


ALZADO, REFUERZO EN CABEZAL  
REFUERZO ESCALA 1:50

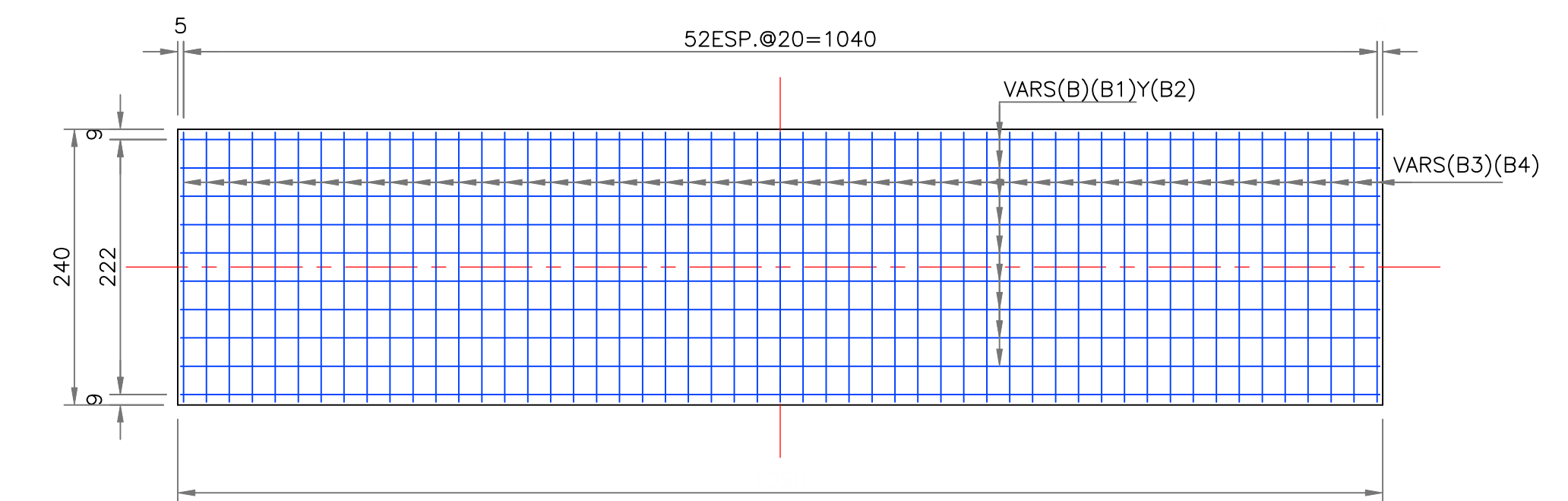
PILA, CORTE C-C.  
REFUERZO ESCALA 1:50



ALZADO, CABALLETE EJE, CORTE A-A.  
REFUERZO ESCALA 1:50



PLANTA DE CABEZAL REFUERZO EN BANCOS  
REFUERZO ESCALA 1:50



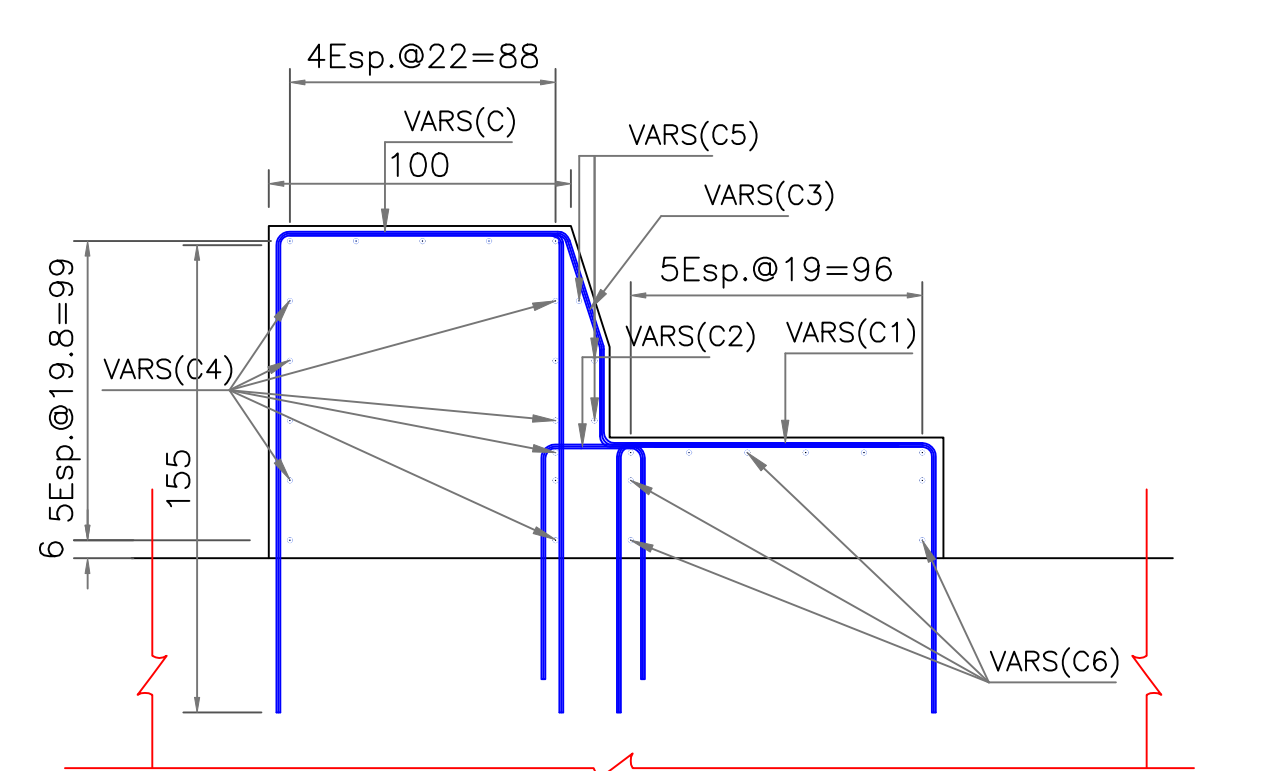
PLANTA DE CABEZAL  
REFUERZO ESCALA 1:50

RESUMEN DE MATERIALES (1 EJE)	
1. CONCRETO F'C=300 KG/CM2	
En 3 pilas	63.7 m3
En cabezal	49.2 m3
En bancos y topes sismicos (2pzas)	8.0 m3
2. ACERO DE REFUERZO Fy=4200 KG/CM2	
En 3 pilas de 150 cm de diam.	10771 kg
En cabezal	3700 kg
En bancos y topes sismicos (2pzas)	437 kg

LISTA DE VARILLAS										
3 pilas	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
A	8c	3jgos de 28=84	1480			1362	45	14	-	4973
A1	8c	3jgos de 28=84	1421			1362	45	14	-	4775
B	4c	3jgos de 69=207	494			440	20	7	10	1023
TOTAL ACERO fy=4200 = 10771 Kg										

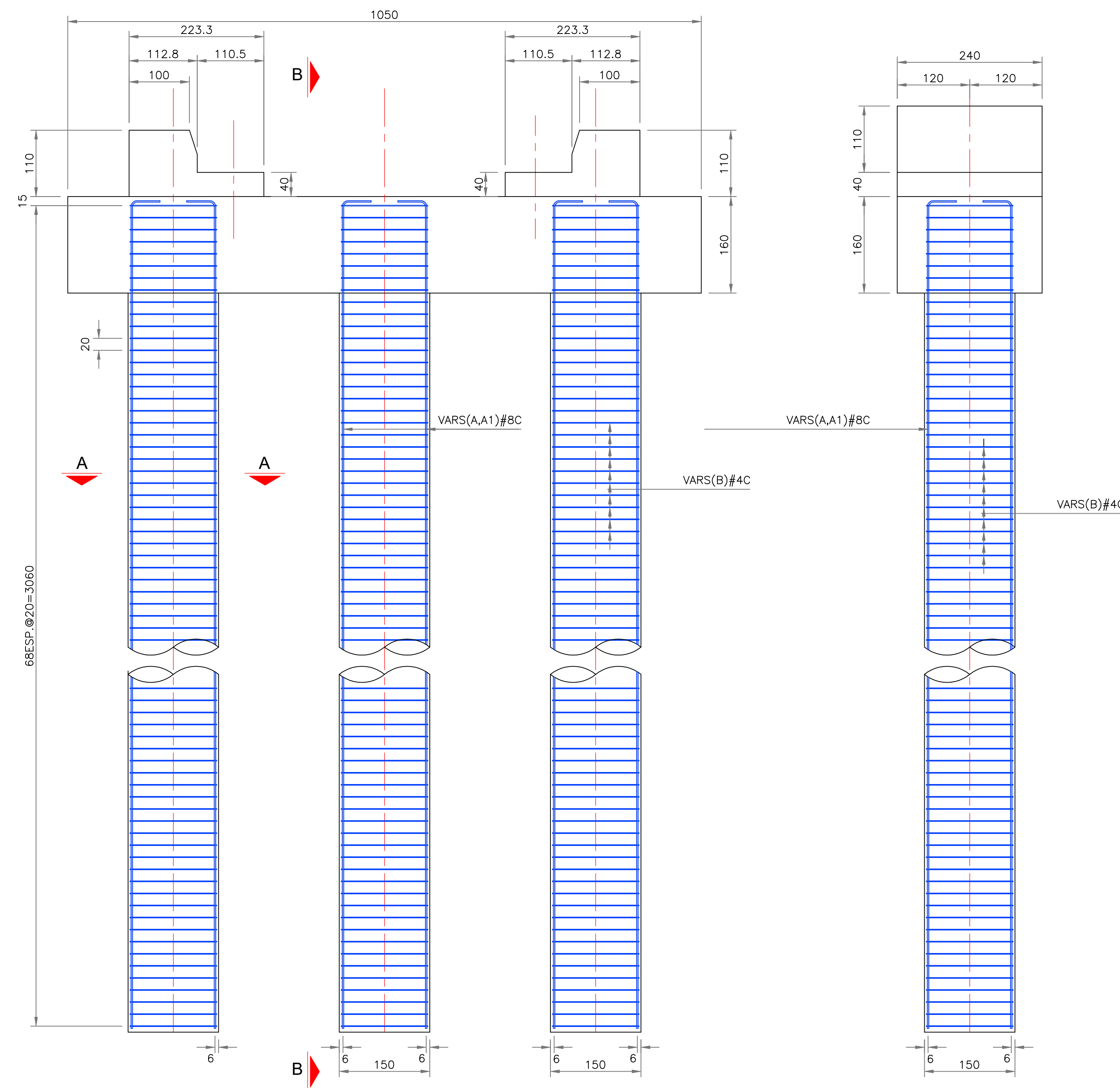
LISTA DE VARILLAS											
1 Cabezal	LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
B	8c	10	1275				1275	-	-	-	510
B1	10c	10	1275				1275	-	-	-	797
B2	4c	2jgos de 9=18	1428			1264	75	7	-	-	257
B3	6c	1jgos de 65=65	825			140	220	11	25	-	1207
B4	6c	1jgos de 65=65	605			140	110	11	25	-	885
B5	4c	2jgos de 10=20	220			146	30	7	-	-	44
TOTAL ACERO fy=4200 = 3700 Kg											

LISTA DE VARILLAS											
Bancos	LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
C	4c	2jgos de 11=22	410				86	155	7	-	90
C1	4c	2jgos de 11=22	306			122	85	7	-	-	67
C2	5c	2jgos de 11=22	185				25	73	7	-	63
C3	4c	2jgos de 11=22	196			55	37	7	28	-	43
C4	4c	2jgos de 16=32	300				226	30	7	-	96
E5	4c	2jgos de 3=6	300			226	30	7	-	-	18
E6	4c	2jgos de 10=20	300				226	30	7	-	60
TOTAL ACERO fy=4200 = 437 Kg											

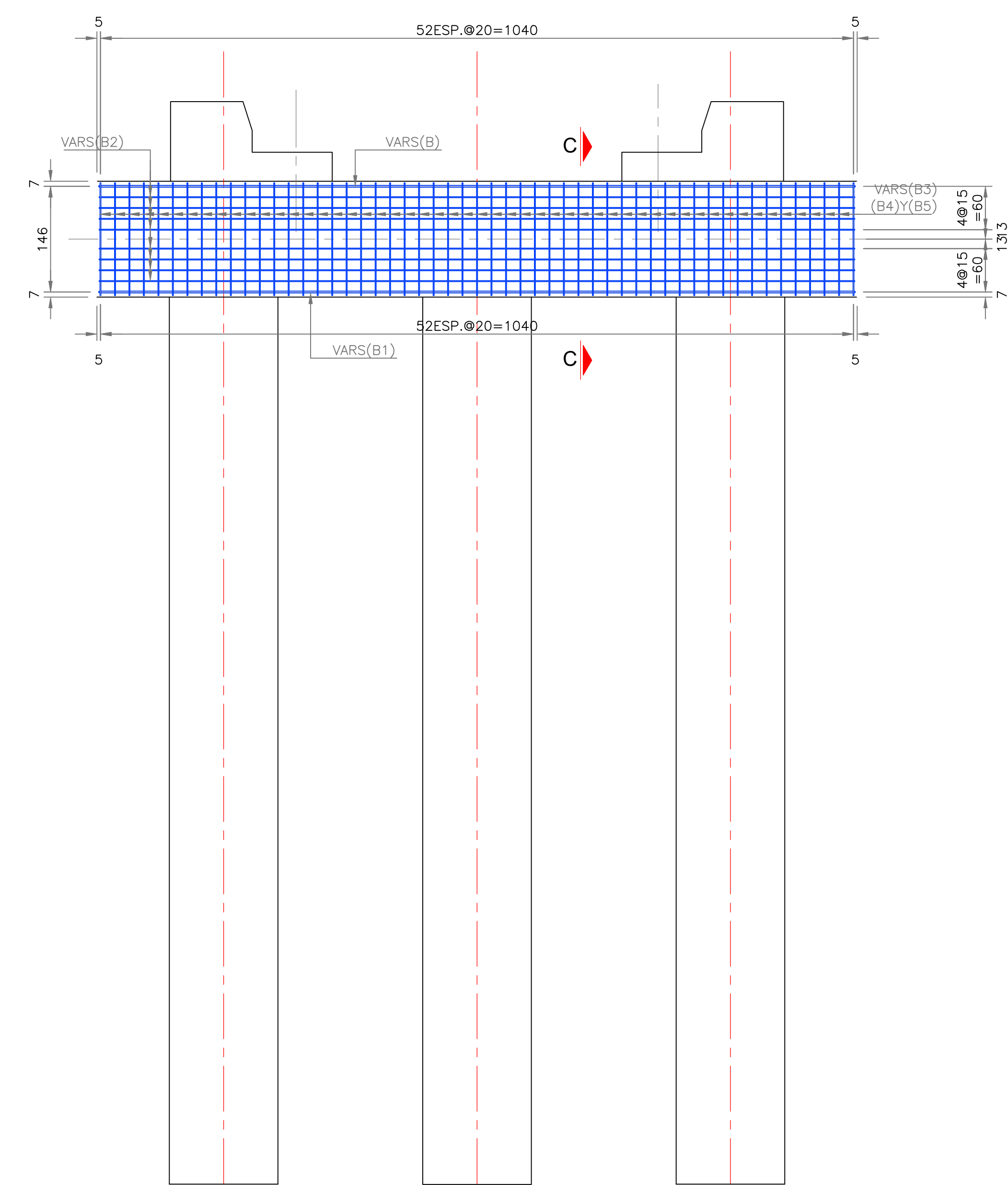


BANCO DE APOYO  
REFUERZO ESCALA 1:25

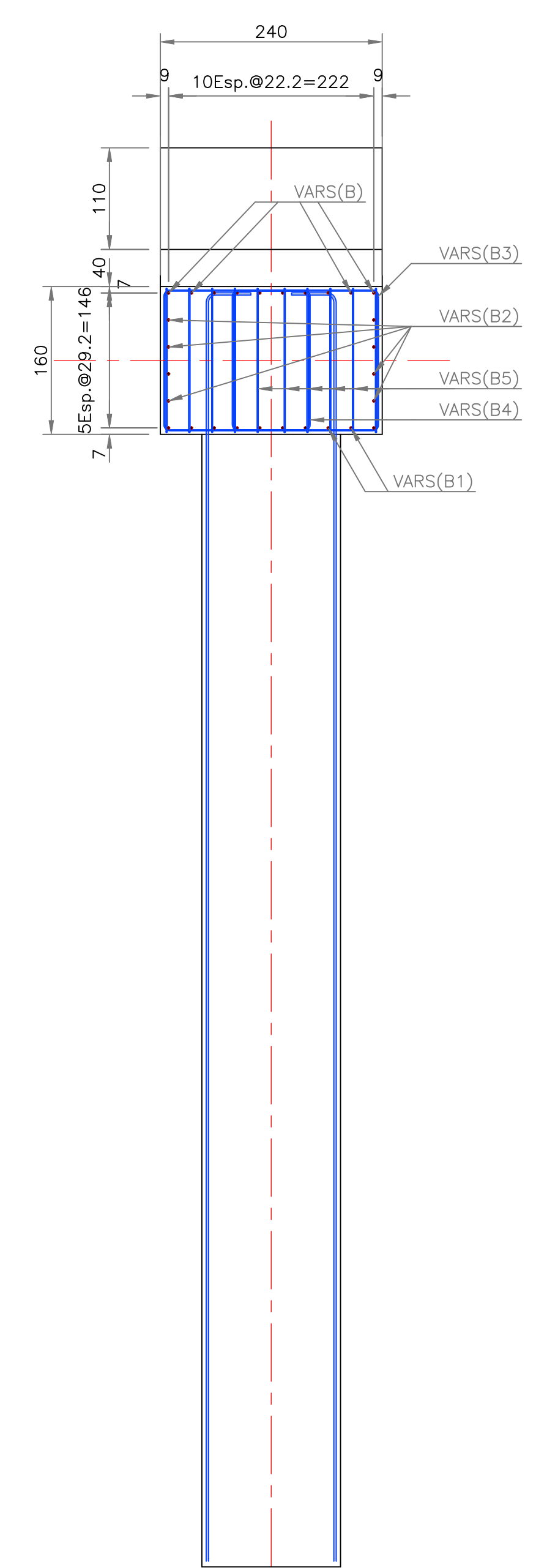
REFUERZO EN CABALLETES 1 Y 4



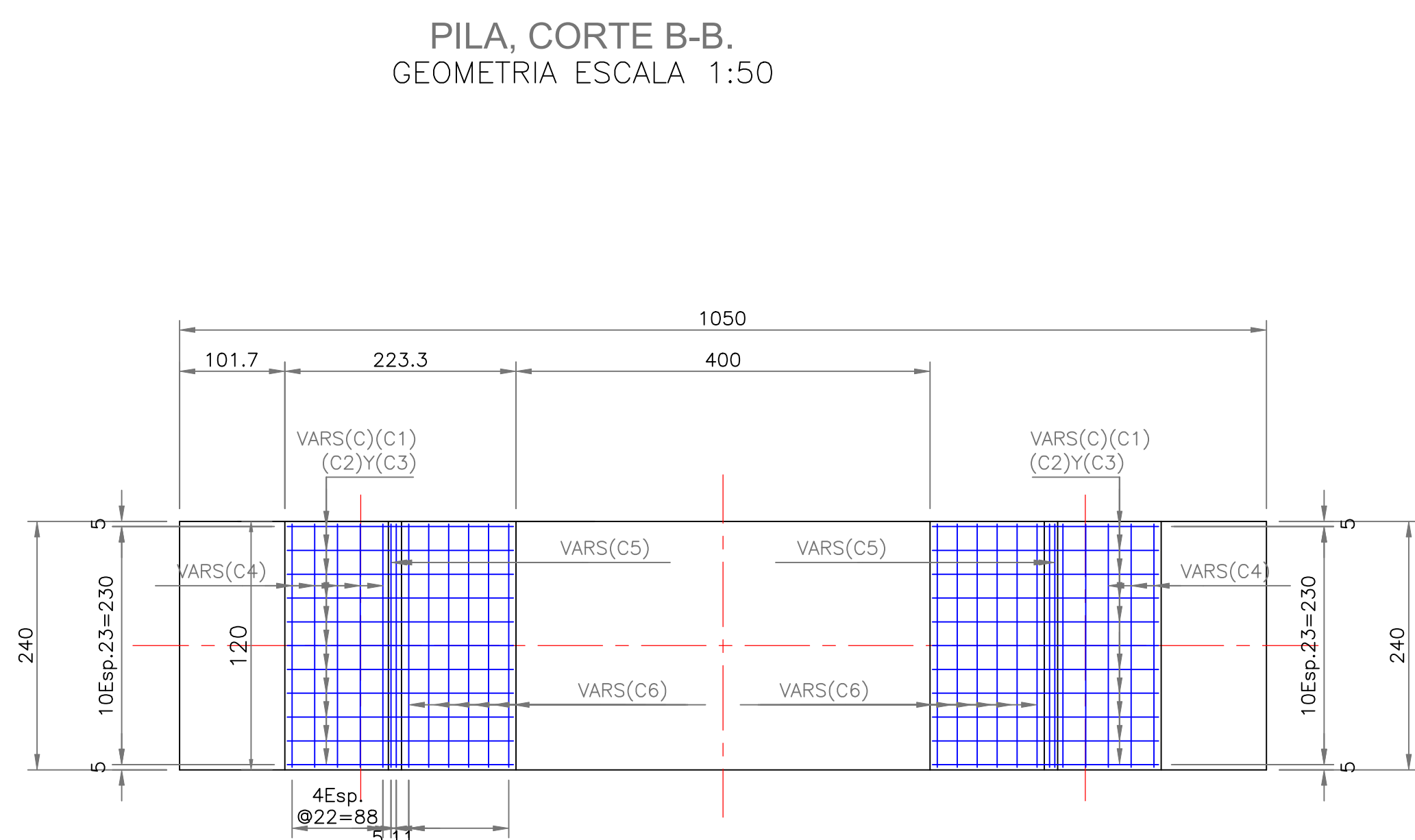
ALZADO, CABALLETE EJE No.2,3.  
REFUERZO ESCALA 1:50



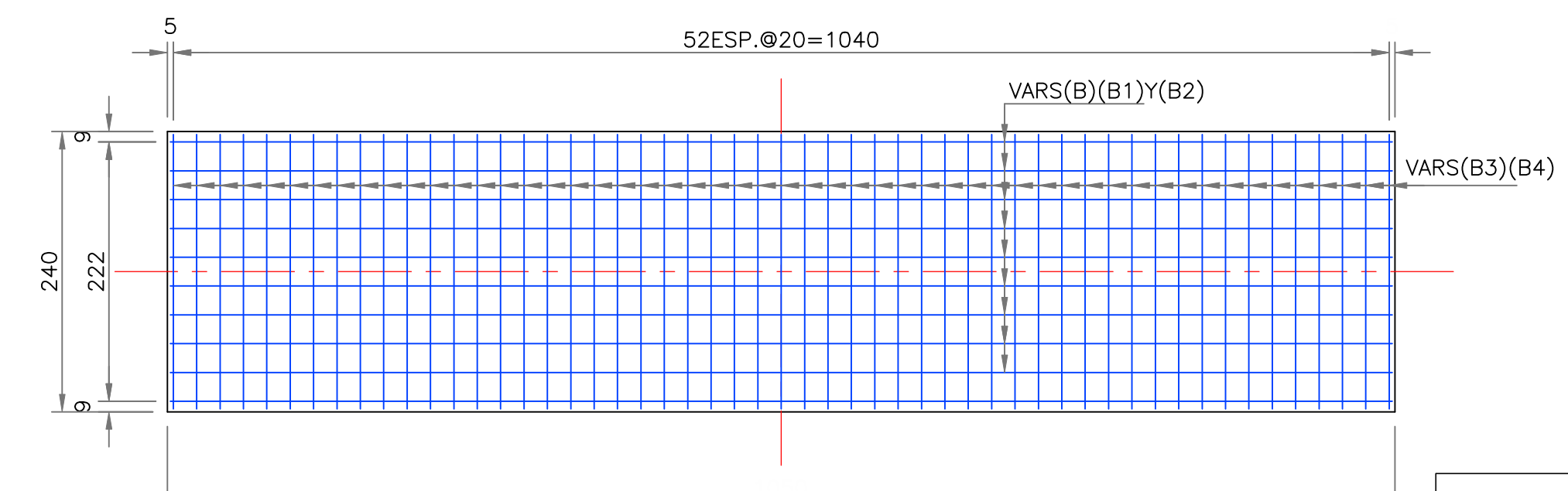
ALZADO, REFUERZO EN CABEZAL  
REFUERZO ESCALA 1:50



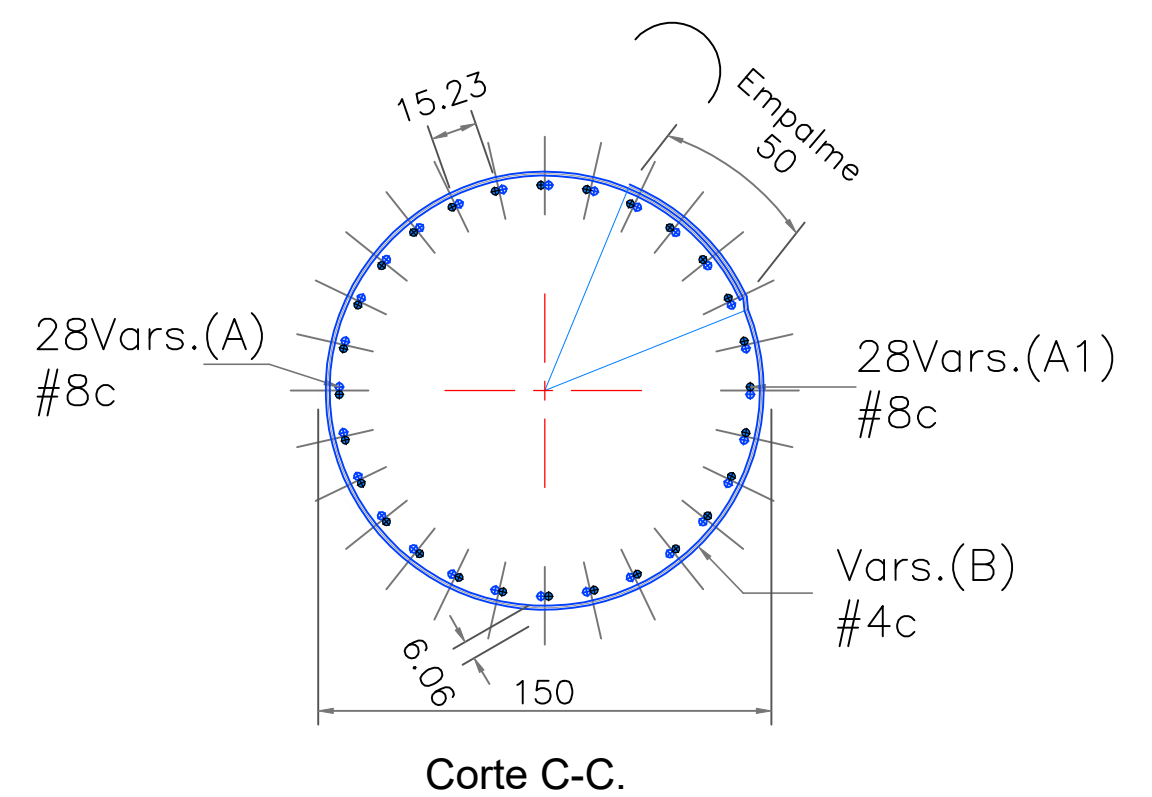
PILA, CORTE C-C.  
REFUERZO ESCALA 1:50



PILA, CORTE B-B.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50



PLANTA DE CABEZAL  
REFUERZO ESCALA 1:50



ALZADO, CABALLETE EJE, CORTE A-A.  
REFUERZO ESCALA 1:50



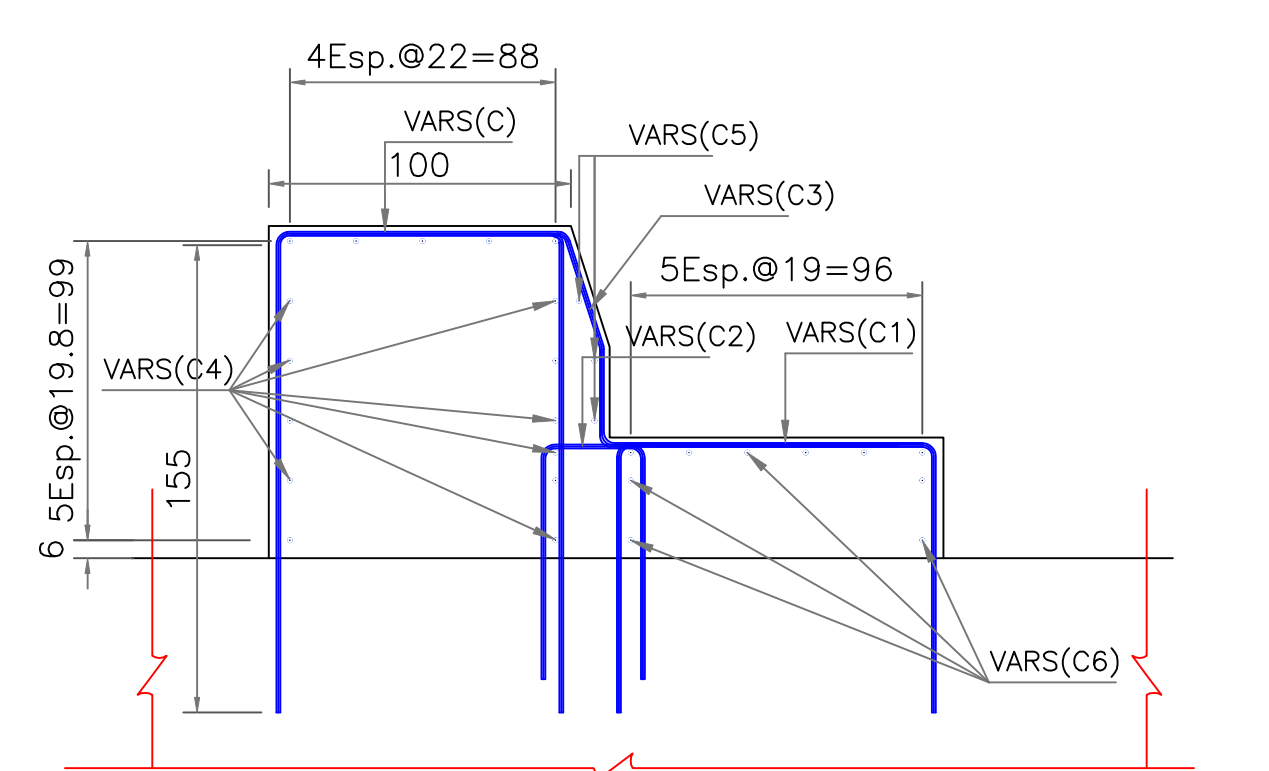
PLANTA DE CABEZAL REFUERZO EN BANCOS  
REFUERZO ESCALA 1:50

RESUMEN DE MATERIALES (1 EJE)	
1. CONCRETO F'C=300 KG/CM2	
En 3 pilas	157.2 m3
En cabezal	40.7 m3
En bancos y topes sismicos (2pzas)	8.0 m3
2. ACERO DE REFUERZO Fy=4200 KG/CM2	
En 3 pilas de 150 cm de diam.	20650 kg
En cabezal	3036 kg
En bancos y topes sismicos (2pzas)	437 kg

LISTA DE VARILLAS										
3 pilas	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
A	8c	28=84	3152	3152		3034	45	14	-	10591
A1	8c	28=84	2319	2319		2260	45	14	-	7792
B	4c	153=459	494	494		440	20	7	10	2267
TOTAL ACERO fy=4200 = 20650 Kg										

LISTA DE VARILLAS											
1 Cabezal	LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
B	8c	10	1045	1045		1045	-	-	-	-	418
B1	10c	10	1045	1045		1045	-	-	-	-	653
B2	4c	2Jgos de 9=18	1199	1199		1035	75	7	-	-	216
B3	6c	1Jgos de 53=53	825	825		140	220	11	25	-	984
B4	6c	1Jgos de 53=53	605	605		140	110	11	25	-	721
C4	4c	2Jgos de 11=20	220	220		146	30	7	-	-	44
TOTAL ACERO fy=4200 = 3036 Kg											

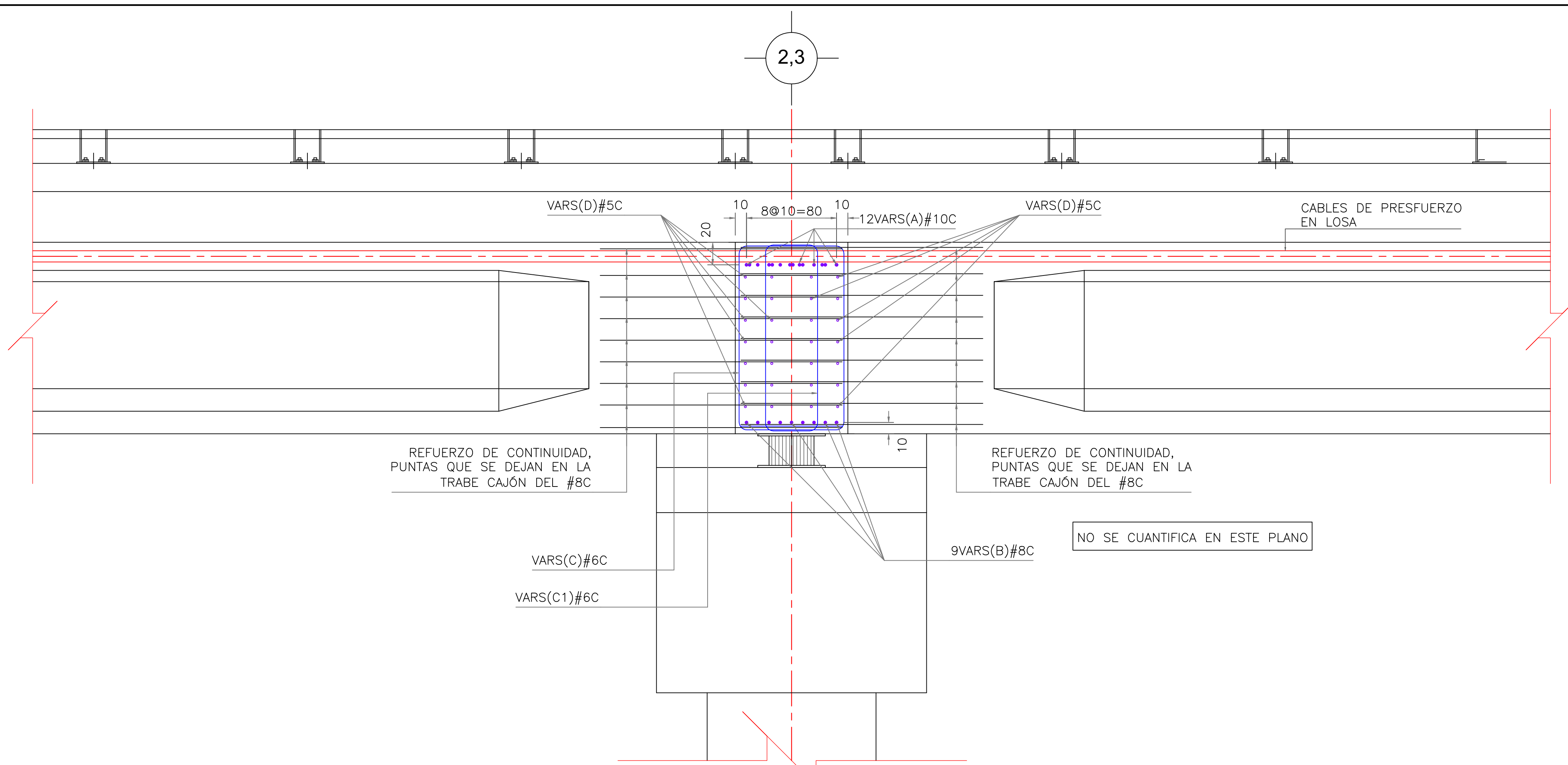
LISTA DE VARILLAS											
Bancos	LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c	d	PESO
C	4c	2Jgos de 11=22	410	410		86	155	7	-	-	90
C1	4c	2Jgos de 11=22	306	306		122	85	7	-	-	67
C2	5c	2Jgos de 11=22	185	185		25	73	7	-	-	63
C3	4c	2Jgos de 11=22	196	196		55	37	7	28	-	43
C4	4c	2Jgos de 16=32	300	300		226	30	7	-	-	96
E5	4c	2Jgos de 3=6	300	300		226	30	7	-	-	18
E6	4c	2Jgos de 10=20	300	300		226	30	7	-	-	60
TOTAL ACERO fy=4200 = 437 Kg											



BANCO DE APOYO  
REFUERZO ESCALA 1:25

REFUERZO EN CABALLETES 2 Y 3



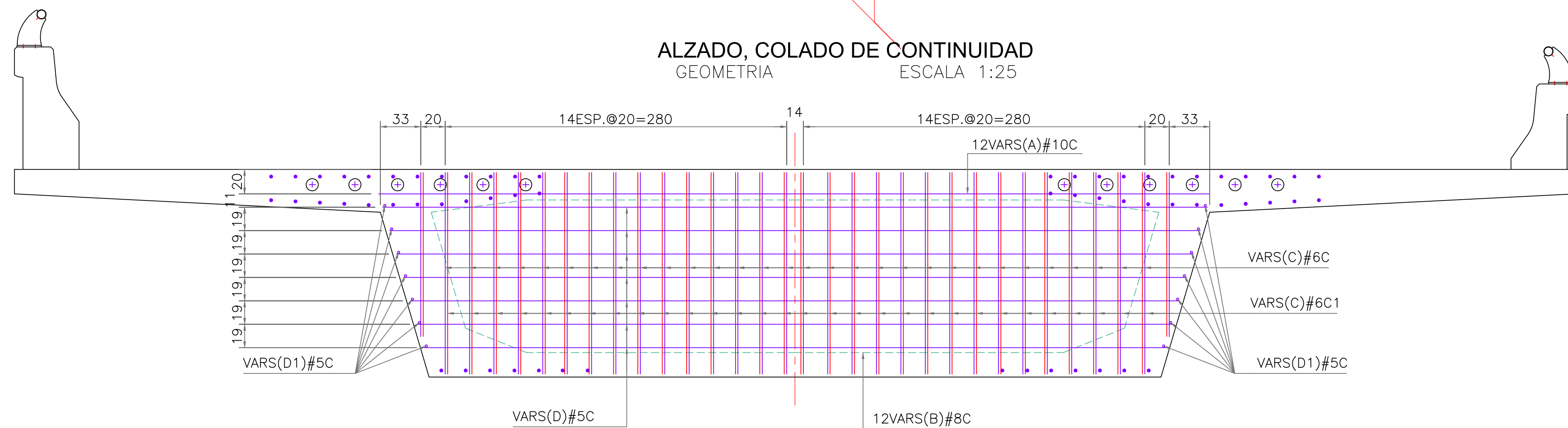


REFUERZO DE CONTINUIDAD, PUNTAS QUE SE DEJAN EN LA TRABE CAJÓN DEL #8C

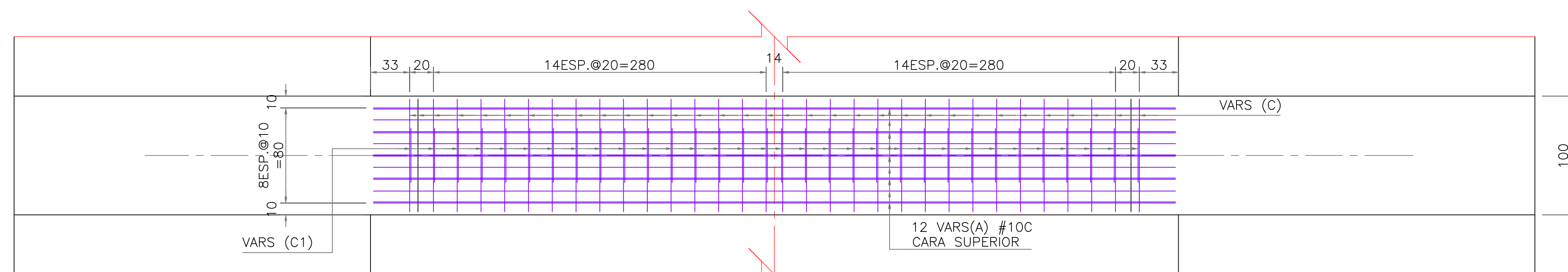
REFUERZO DE CONTINUIDAD, PUNTAS QUE SE DEJAN EN LA TRABE CAJÓN DEL #8C

NO SE CUANTIFICA EN ESTE PLANO

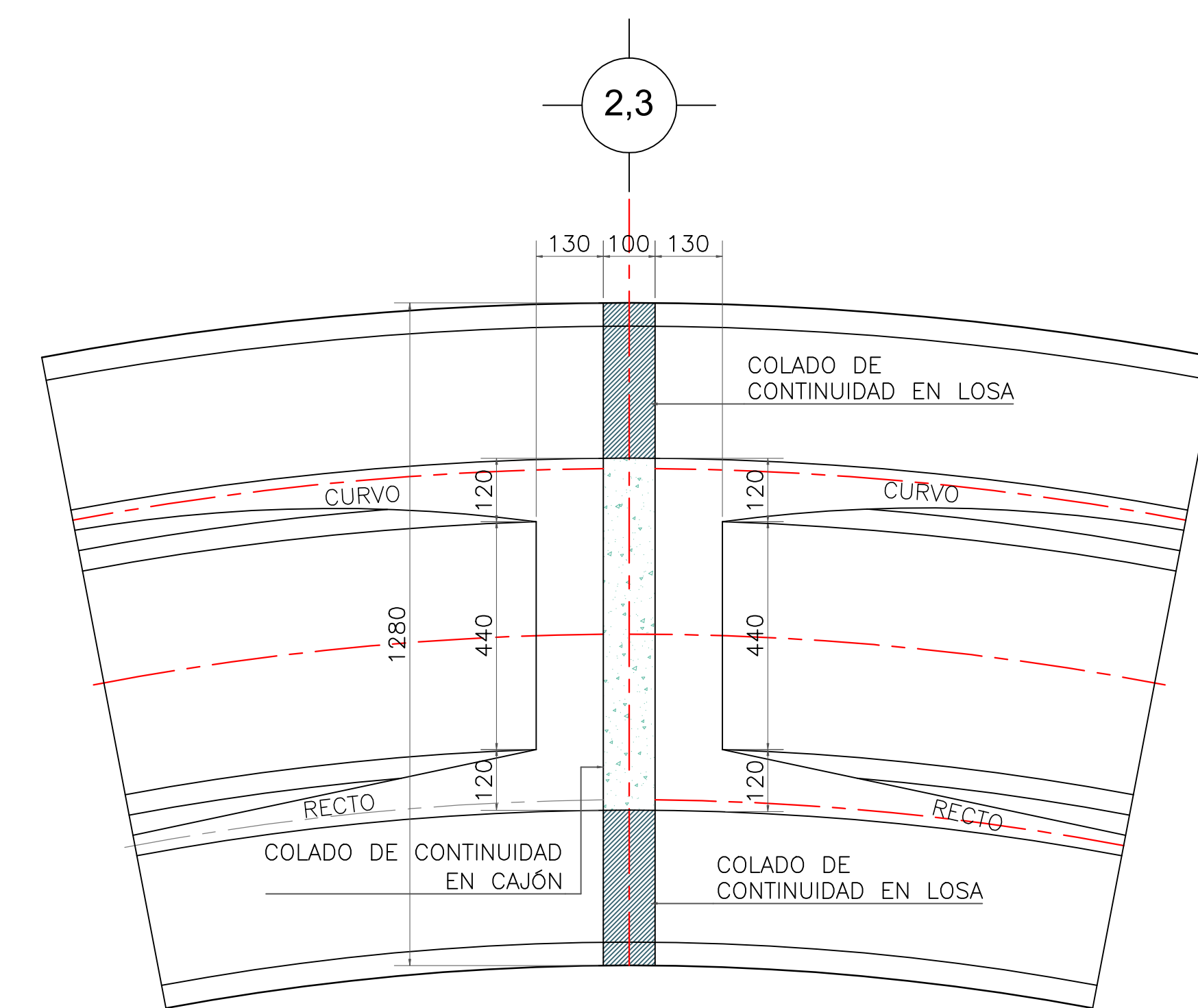
ALZADO, COLADO DE CONTINUIDAD  
GEOMETRIA ESCALA 1:25



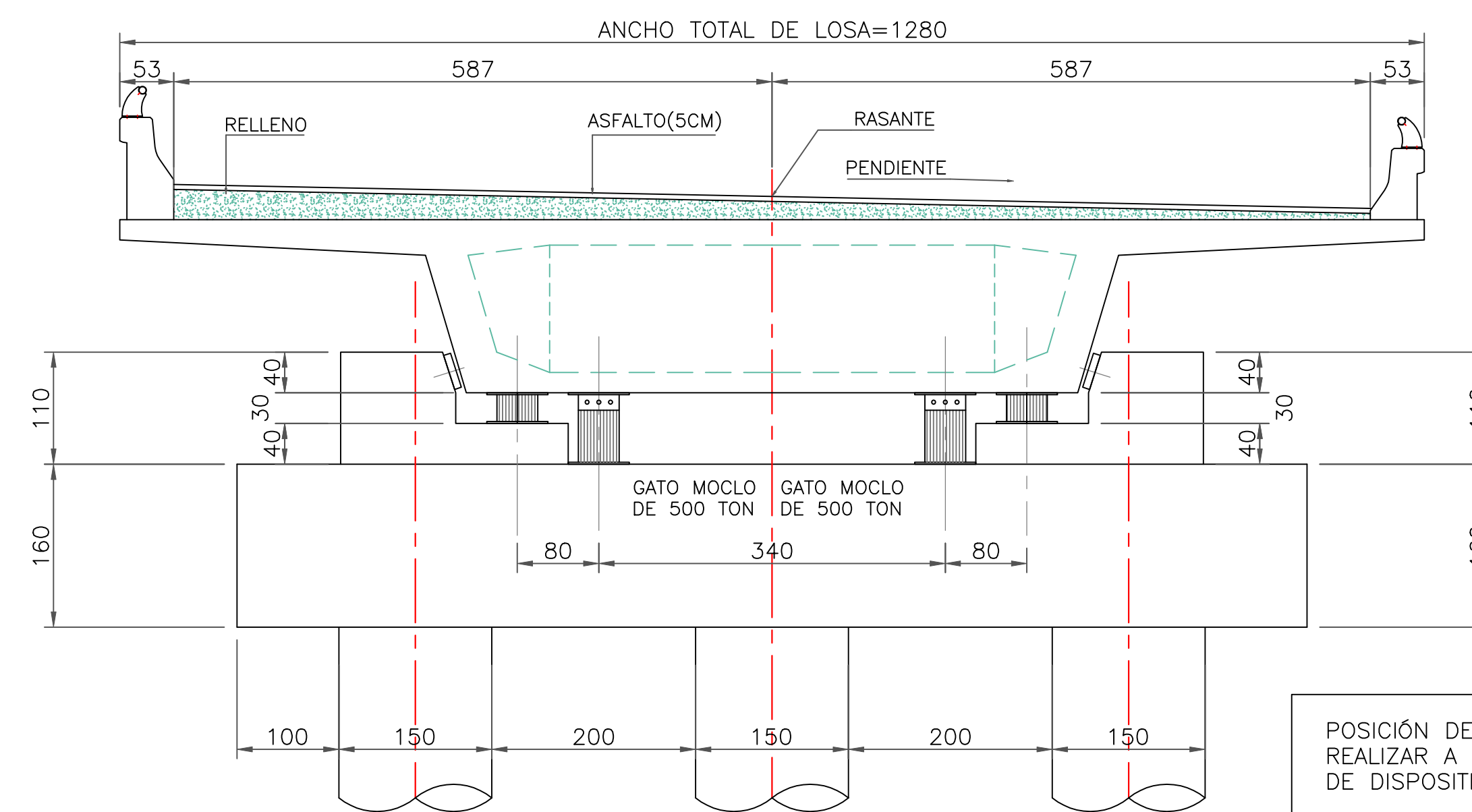
ALZADO, COLADO DE CONTINUIDAD, EJE 2 Y 3.  
REFUERZO ESCALA 1:25



PLANTA, COLADO DE CONTINUIDAD, EJE 2 Y 3.  
REFUERZO ESCALA 1:25



PLANTA, COLADO DE CONTINUIDAD  
GEOMETRIA ESCALA 1:100



ALZADO, CABALLETES EJES 2,3.  
GEOMETRIA ESCALA 1:50

POSICIÓN DE GATOS PARA REALIZAR A FUTURO EL CAMBIO DE DISPOSITIVOS DE APOYO.

LISTA DE VARILLAS									
LOC.	VAR.	Ø	CANTIDAD	LONGITUD	CROQUIS	a	b	c/d	PESO
ALMAS	A	10c	1de12=12	680	a	680	-	-	510
	B	8c	1de12=12	608		608	-	-	292
	C	6c	1de30=30	565	c	80	150	11/25	381
	C1	6c	1de30=30	465		30	150	11/25	314
	D	5c	2de14=28	MIN=608 MAX=678 Lt=18004	o	MIN=608 MAX=678	-	-	281
	D1	5c	2de7=14	145		o	86	20	9.5/10
	TOTAL ACERO fy=4200 = 1810 Kg								

RESUMEN DE MATERIALES (1 EJE)

- CONCRETO F'C=450 KG/CM2  
En trabe cajón presforzada 12.7 m3
- ACERO DE REFUERZO Fy=4200 KG/CM2  
En tableta presforzada 1810 kg
- APOYOS TIPO POT  
Para carga vertical de 490 ton 2 Pzas.

RESUMEN DE MATERIALES (CAMBIO DE APOYOS)

- ACERO ESTRUCTURAL A-50  
En placas de distribución de 40\*40\*3/4" 4 pzas
- GATOS MOCLOS CON TUERCA DE SEGURIDAD  
De 500 ton 2 pzas

COLADO DE CONTINUIDAD Y CAMBIO DE DISPOSITIVOS DE APOYO





## CAPÍTULO 7. ESPECIFICACIONES DE PROYECTO

---

El apartado final de todo proyecto ejecutivo corresponde a las especificaciones de proyecto que son el resumen de los trabajos tanto de campo como de escritorio involucrados durante su elaboración, enlistando las características singulares en el diseño de la estructura; en este sentido, se tienen especificaciones generales y particulares.

Las especificaciones generales corresponden a una descripción general de los trabajos que han de ejecutarse en el proyecto en apego a la normativa vigente, partiendo de una descripción del sitio de emplazamiento o de la estructura existente, la red carretera de la que forma parte y de los daños encontrados en el tramo carretero. Se continua con una descripción teórica del criterio de análisis y diseño empleado en el proyecto definitivo, retomando las características particulares del reglamento o norma empleados, es decir, criterios de análisis y factores de carga.

Las especificaciones particulares corresponden a la descripción de los aspectos propios de proyecto, es decir, se enfoca en detallar el diseño propuesto y las ventajas que presenta. Un ejemplo de lo anterior puede ser la descripción del sistema de presfuerzo externo para un proyecto de reforzamiento, el cual puede resultar único debido a la configuración misma de la estructura o la descripción de los apoyos especiales empleados en un puente debido a altas deformaciones, las cuales no pueden ser tomadas por apoyos elastoméricos.

En este sentido, se presentan de forma secuencial las especificaciones generales del ejemplo de proyecto, nombrándolas por etapas e incluyendo las normas que deben cumplirse en la ejecución de los trabajos de construcción. Por lo que se refiere a las especificaciones particulares, se presenta a modo de conclusión las características del diseño propuesto, ahondando en características puntuales de la información presentada en la memoria de cálculo y en el criterio de diseño empleado.

### 7.1 ESPECIFICACIONES GENERALES

De manera general, se presentan por etapas los trabajos que son requeridos en un proyecto ejecutivo, siendo ejemplificado con el ejemplo de proyecto desarrollado en el presente trabajo:

#### >Etapa 1

Definir el sitio de proyecto e identificar la red carretera a la que pertenece, recabando información en medios oficiales y privados. Posteriormente, se realiza una visita de campo para corroborar la información previa y levantar un reporte derivado de la inspección visual del sitio sustentado por medio de un acervo fotográfico.

---

### >Etapa 2

Realizar los estudios preliminares de topografía, mecánica de suelos, hidráulicos e hidrológicos para obtener las secciones transversales del sitio y el NADI, con lo cual se define el proyecto geométrico del puente, así como la capacidad del suelo donde se desplantará su cimentación.

### >Etapa 3

Es la etapa de diseño donde se realizan los trabajos preliminares de modelación de la superestructura con el fin de obtener los elementos mecánicos que presentan de acuerdo con las bases de proyecto, permitiendo definir el tipo de trabe que presenta mejor comportamiento y con ello, el arreglo estructural que tendrá el sistema portante. Posteriormente, se estima si se requiere darle mayor capacidad a la trabe por medio del empleo de presfuerzo y a partir de ello, se estima su cantidad, tipo y forma de aplicación en este elemento.

El diseño continua con la propuesta del tipo de subestructura que llevara el puente, en donde se involucran tanto las características topográficas e hidráulicas del sitio como los resultados obtenidos del análisis sísmico; en este sentido, se pueden diseñar pilas, cabezales, topes sísmicos, alerones y zapatas de estribos, así como el tipo de apoyos que deberán emplearse para tomar los desplazamientos que pudieran generarse.

### >Etapa 4

Elaborar los planos que contienen las especificaciones de diseño que permiten la construcción del proyecto.

De manera general, se deben cumplir tanto con las normas previamente mencionadas como las que se enlistan a continuación:

- N-CTR-CAR-1-02-003/00 Concreto Hidráulico
- N-CTR-CAR-1-02-007/01 Acero de Presfuerzo
- N-CTR-CAR-1-02-004/00 Acero de Refuerzo
- N-CTR-CAR-1-02-005/01 Acero Estructural A-36
- N-CTR-CAR-1-02-009/00 Parapeto Metálico
- N-CTR-CAR-1-02-013/00 Demolición de Concreto Reforzado
- N-CTR-CAR-1-04-006/00 Carpeta Asfáltica
- N-CTR-CAR-1-01-009/00 Terraplén de Acceso
- N-CTR-CAR-1-02-005/01 Tubo de acero
- N-PRY-CAR-10-01-001/13 Proyecto de Señalamiento

## 7.2 ESPECIFICACIONES PARTICULARES

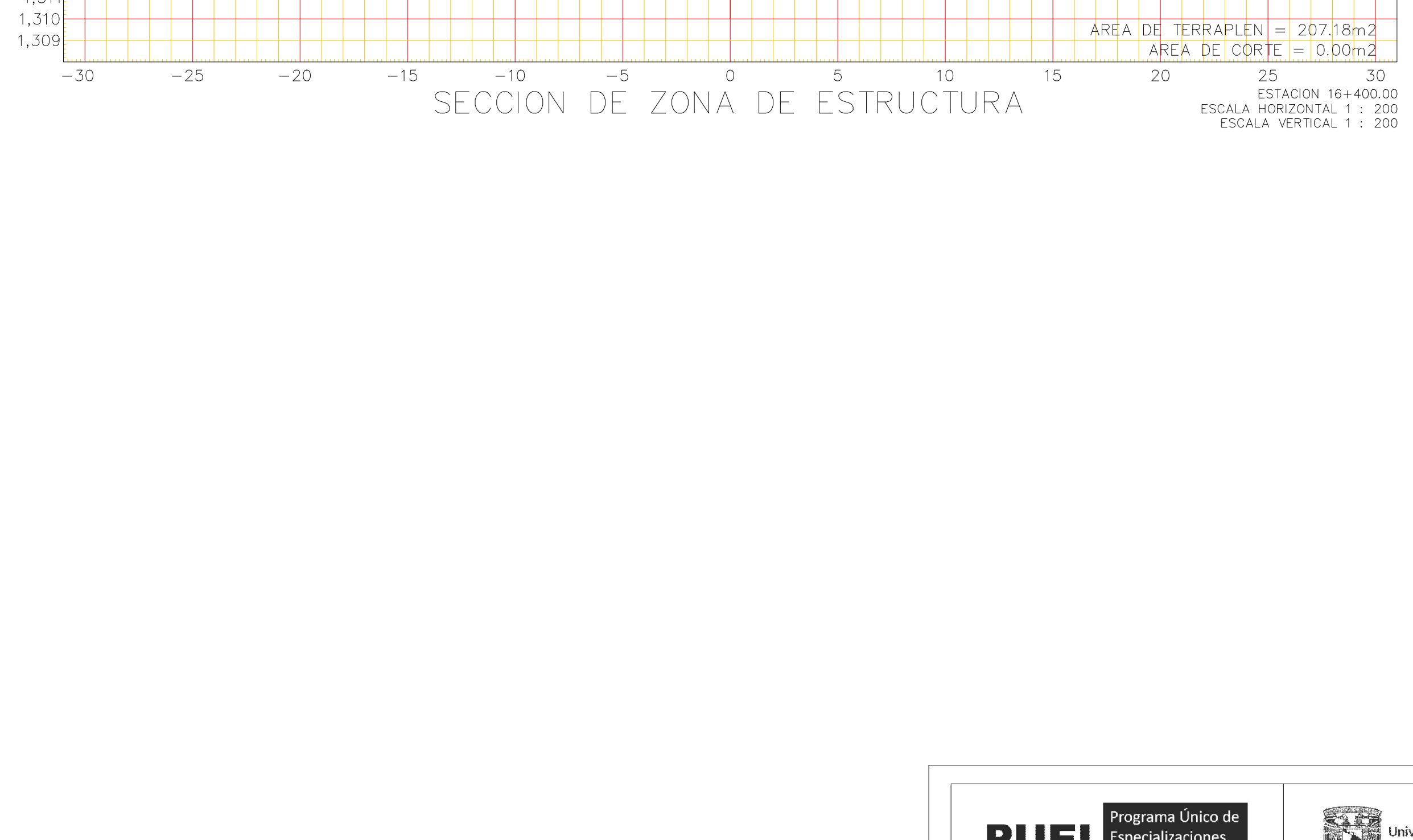
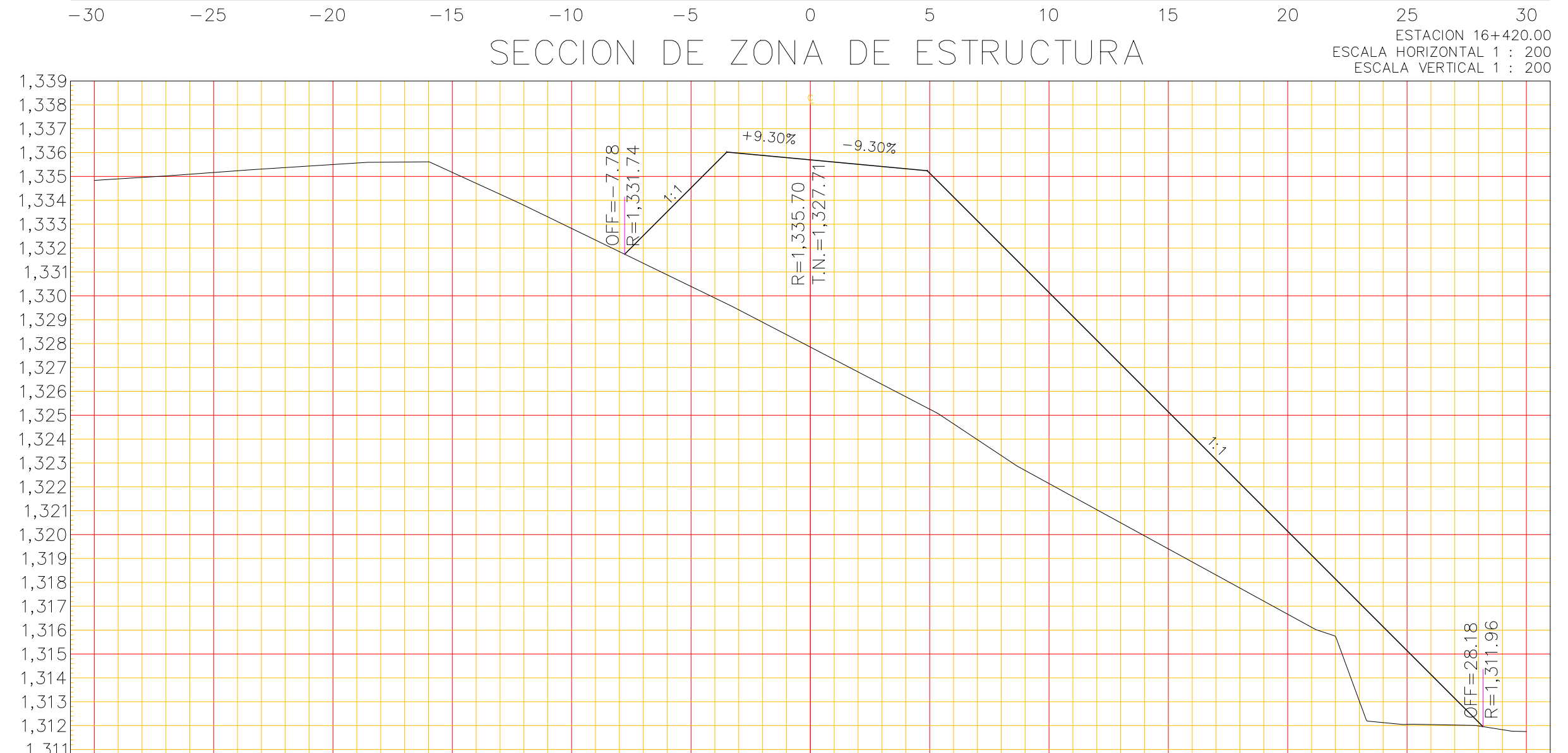
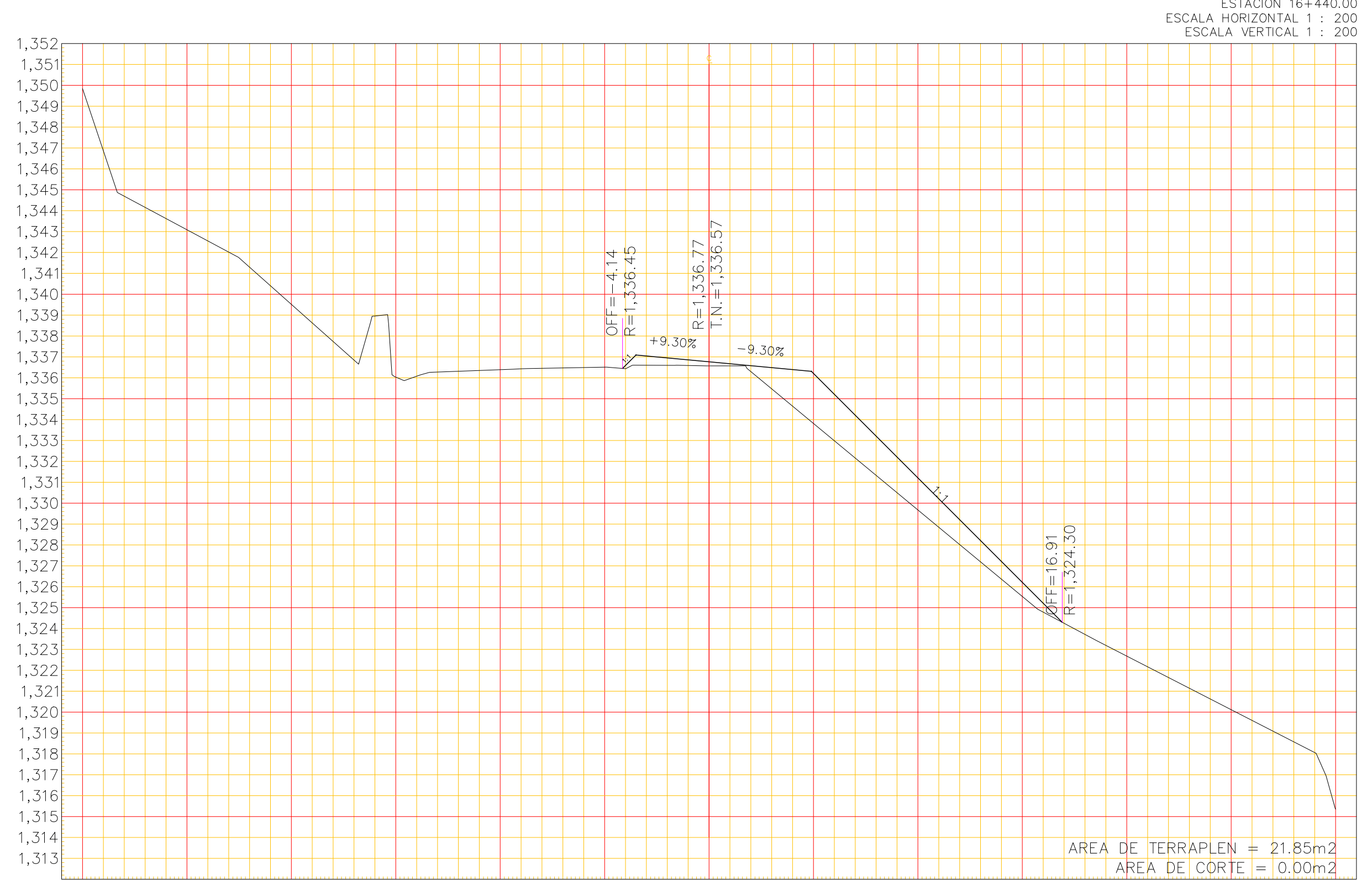
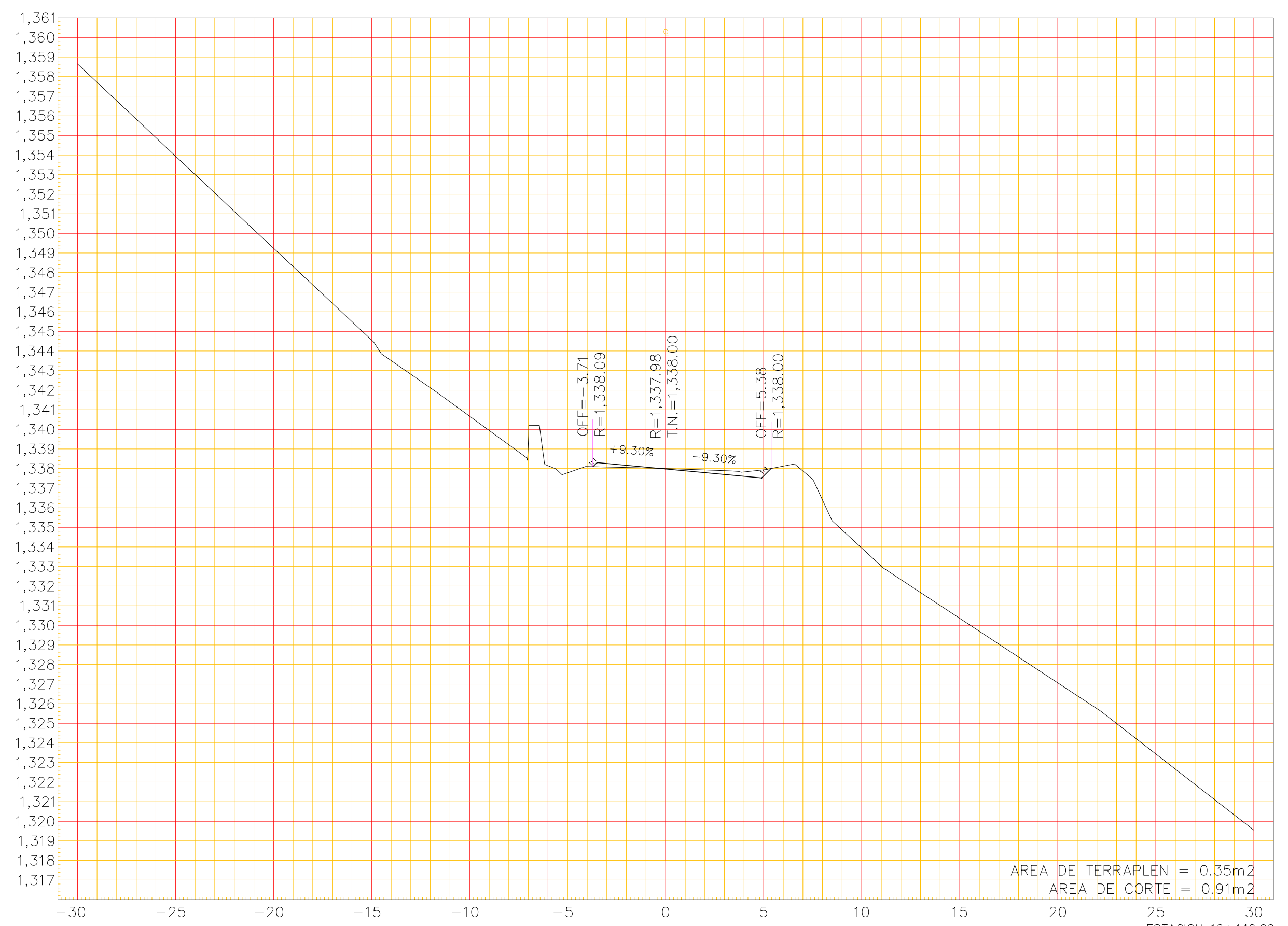
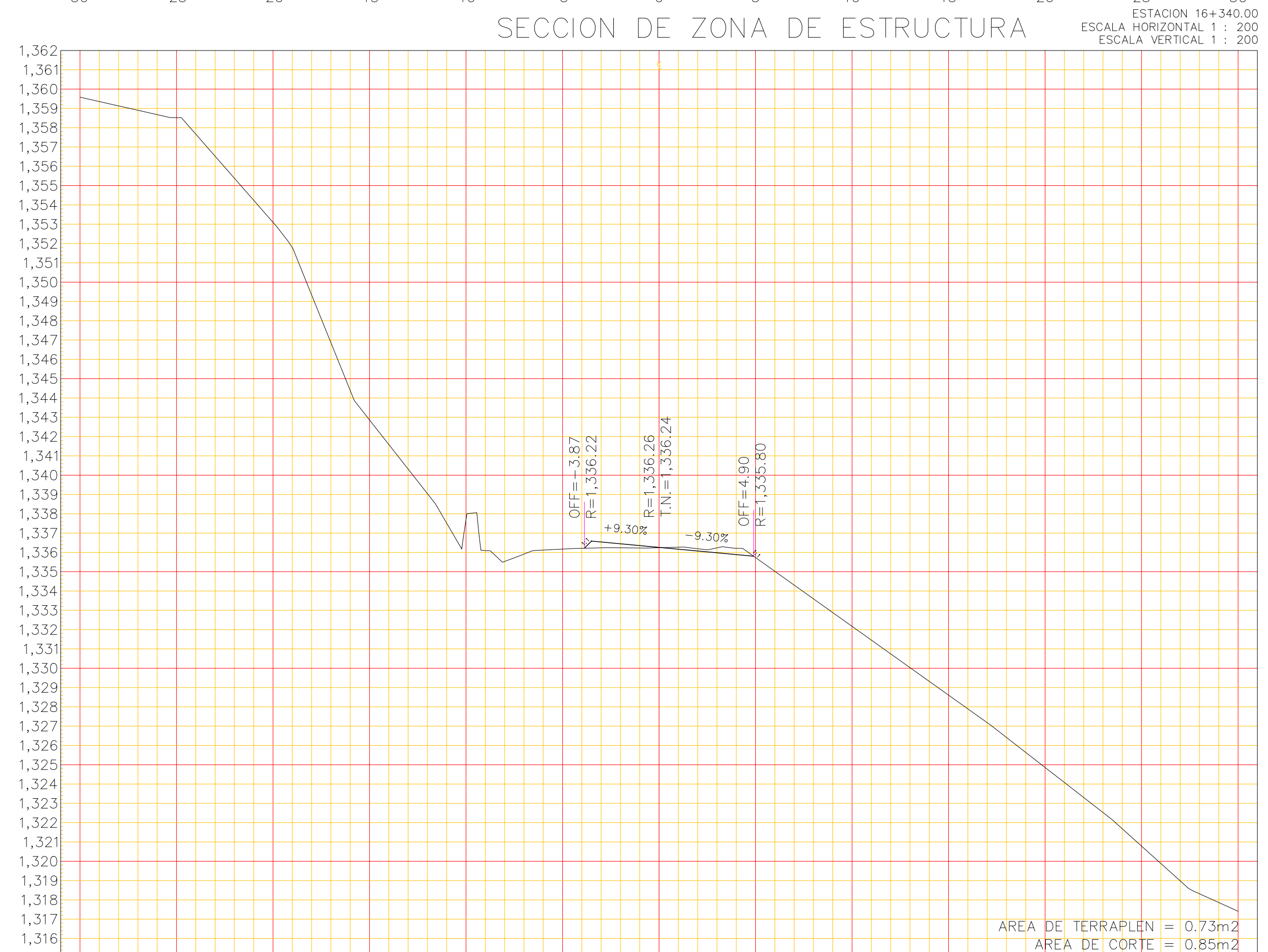
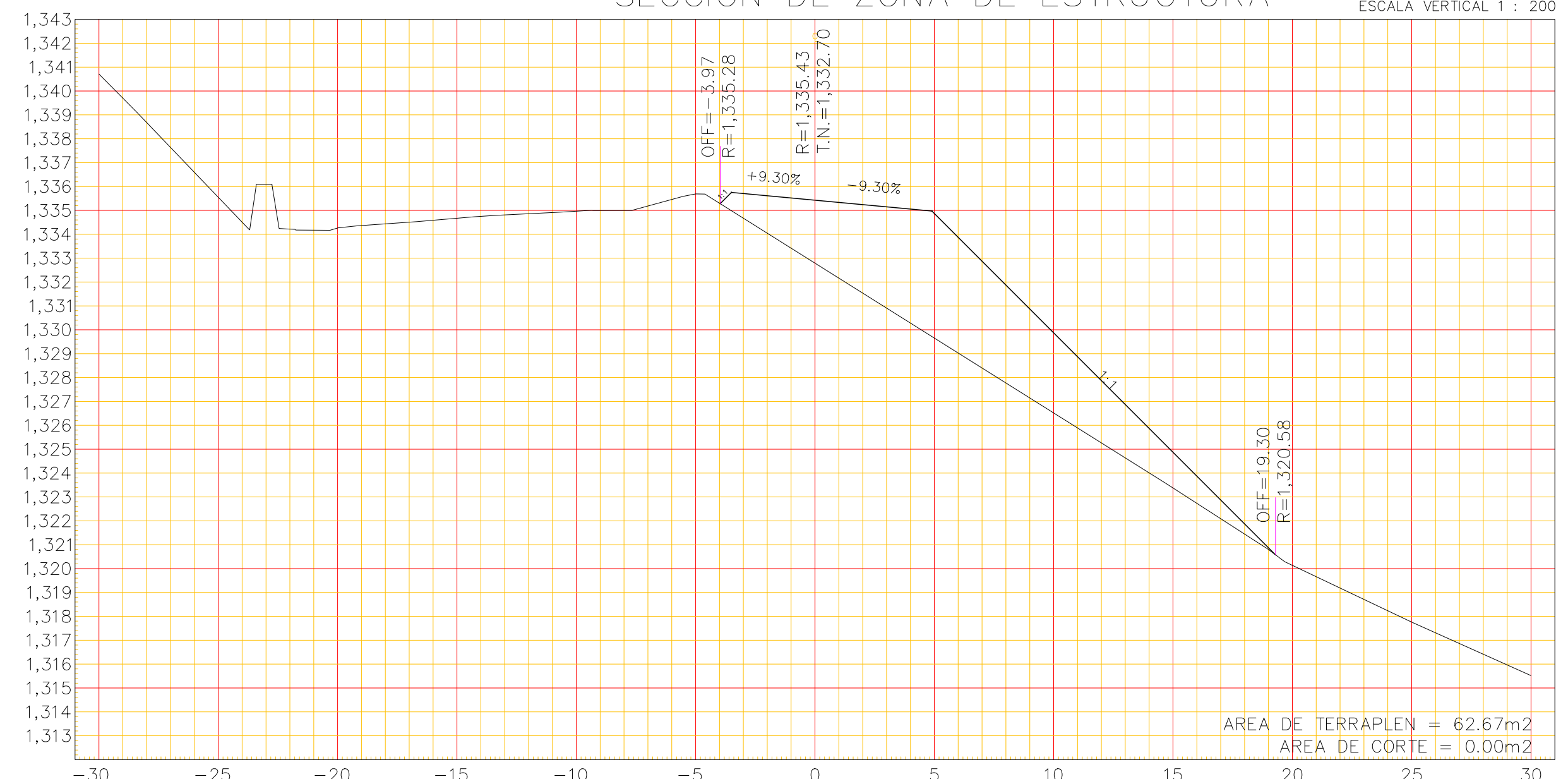
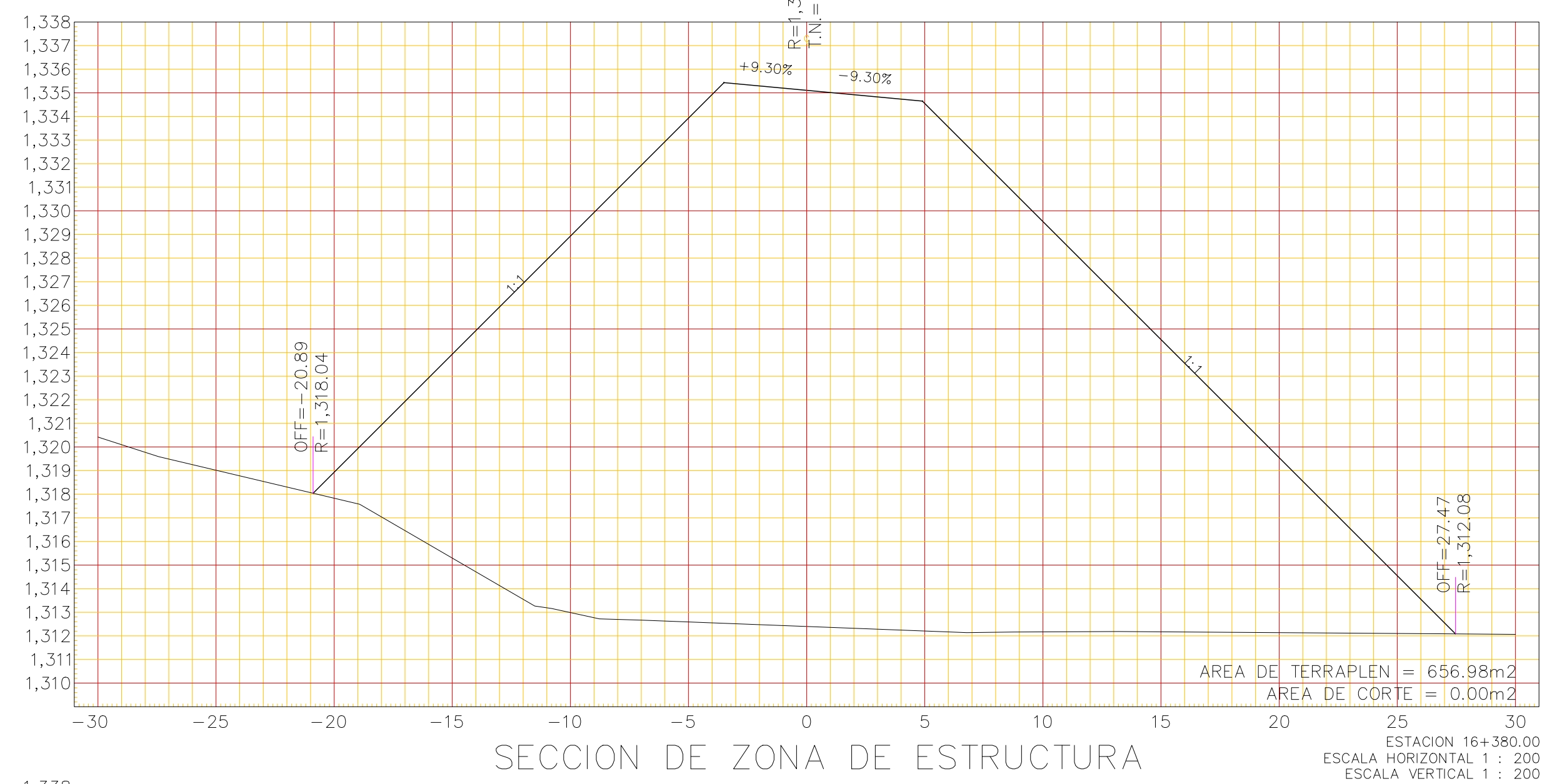
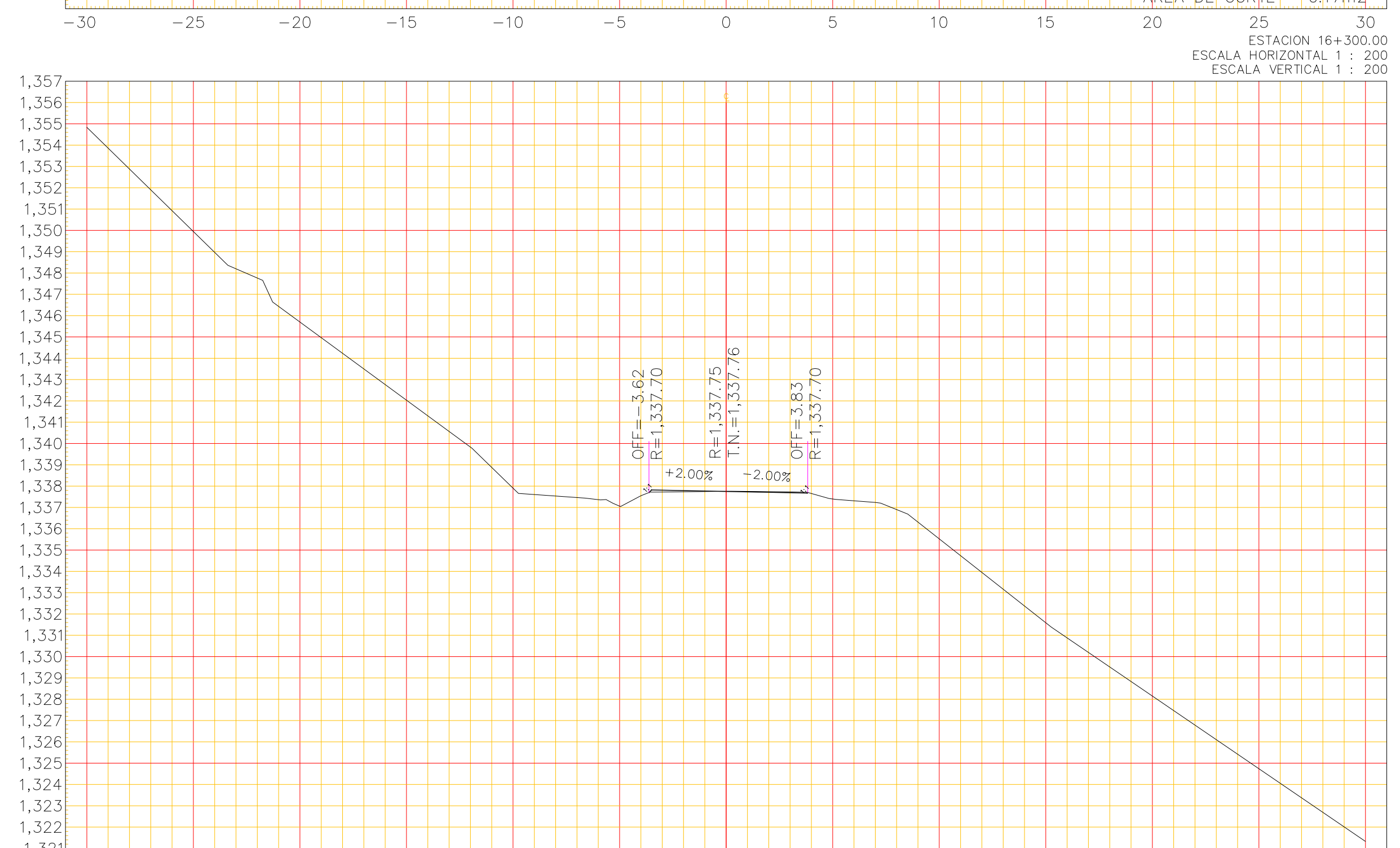
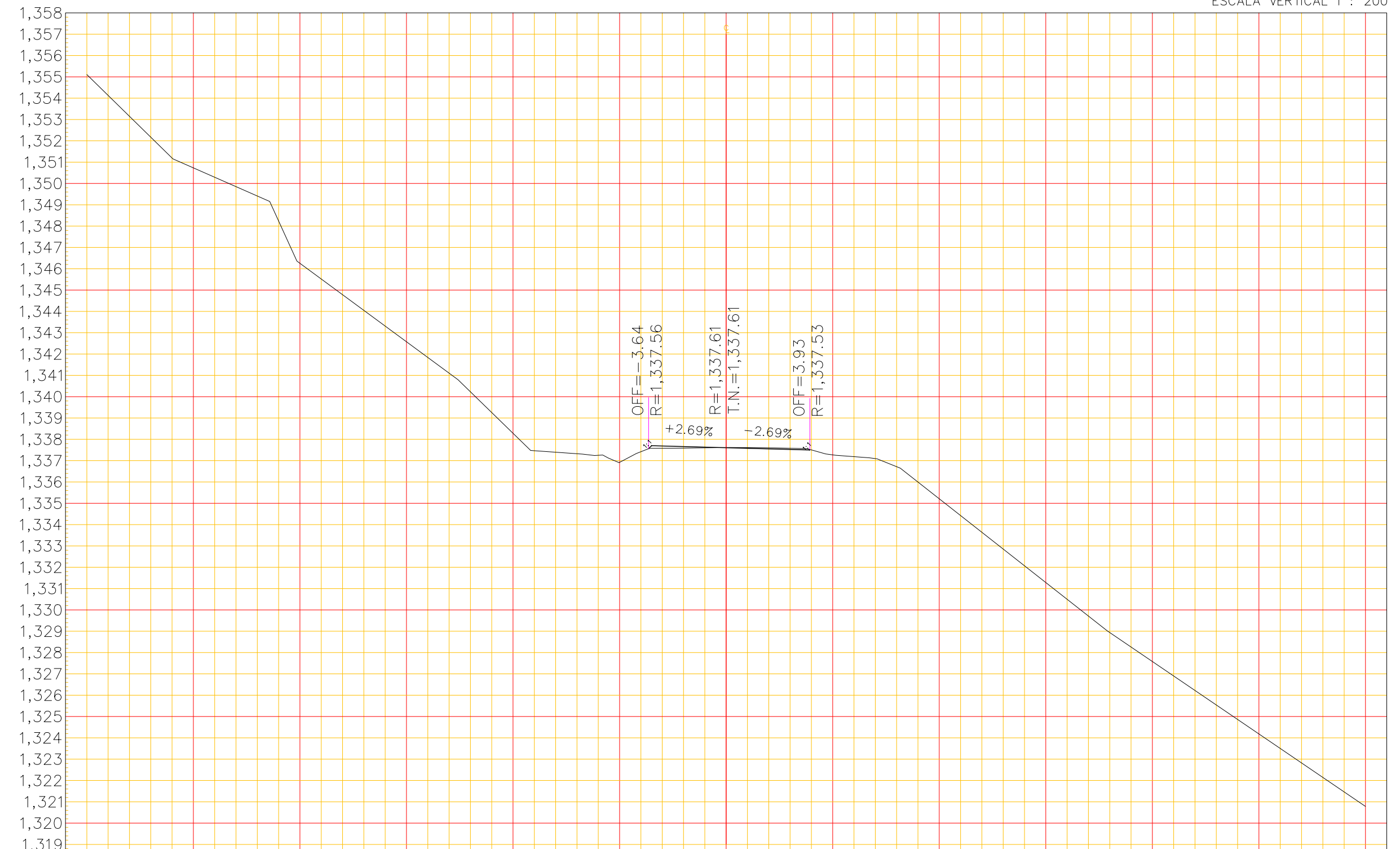
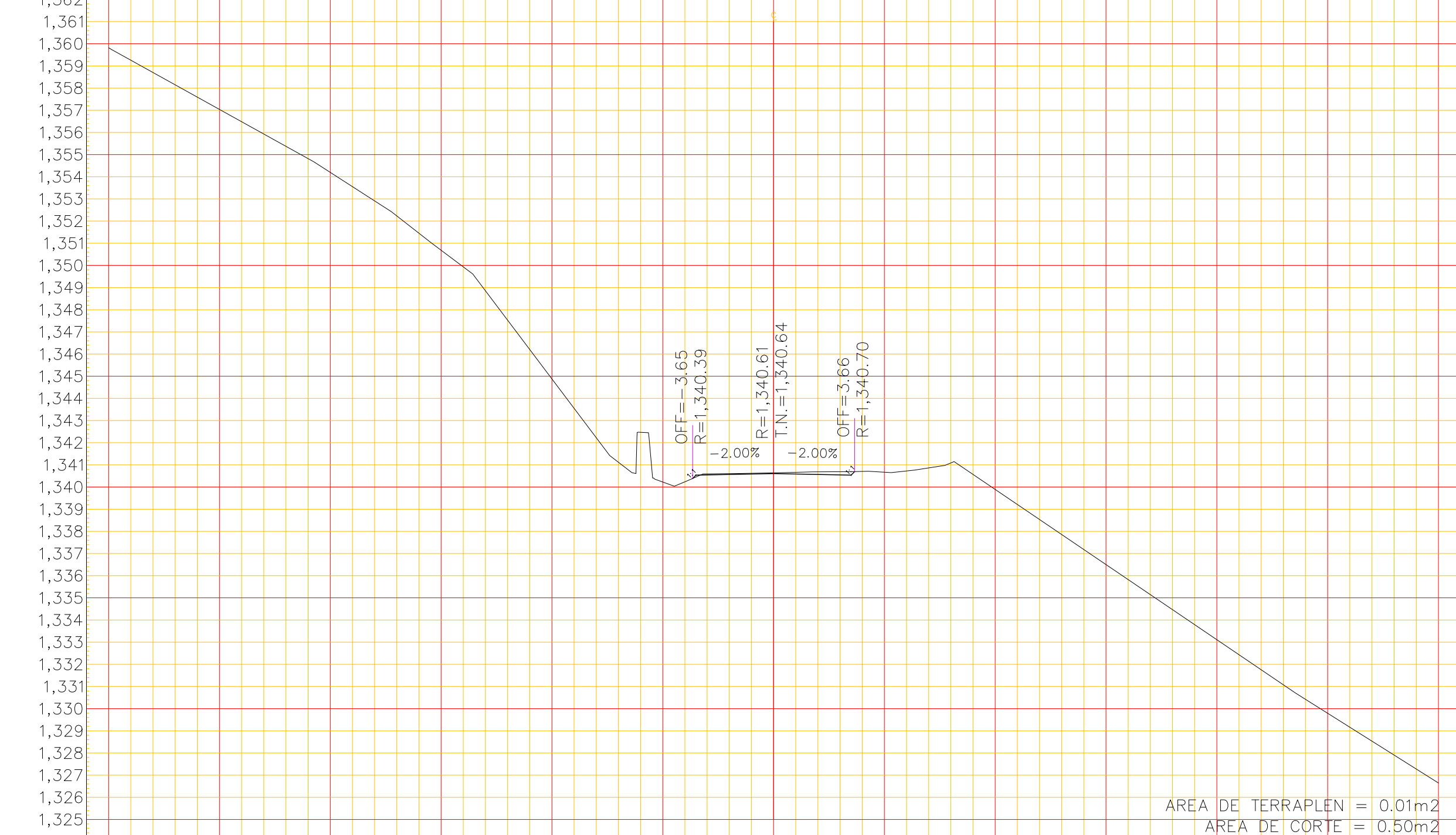
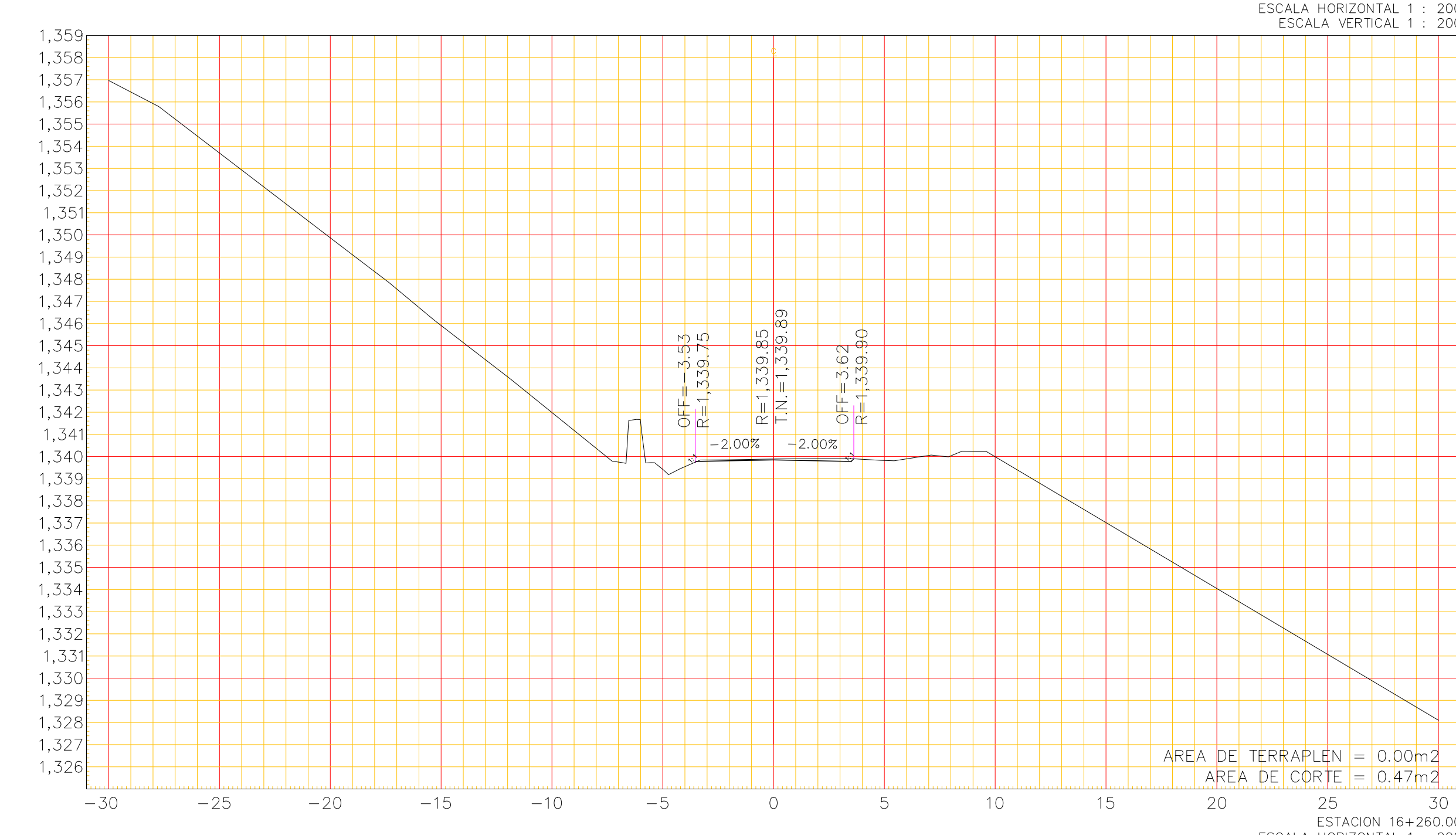
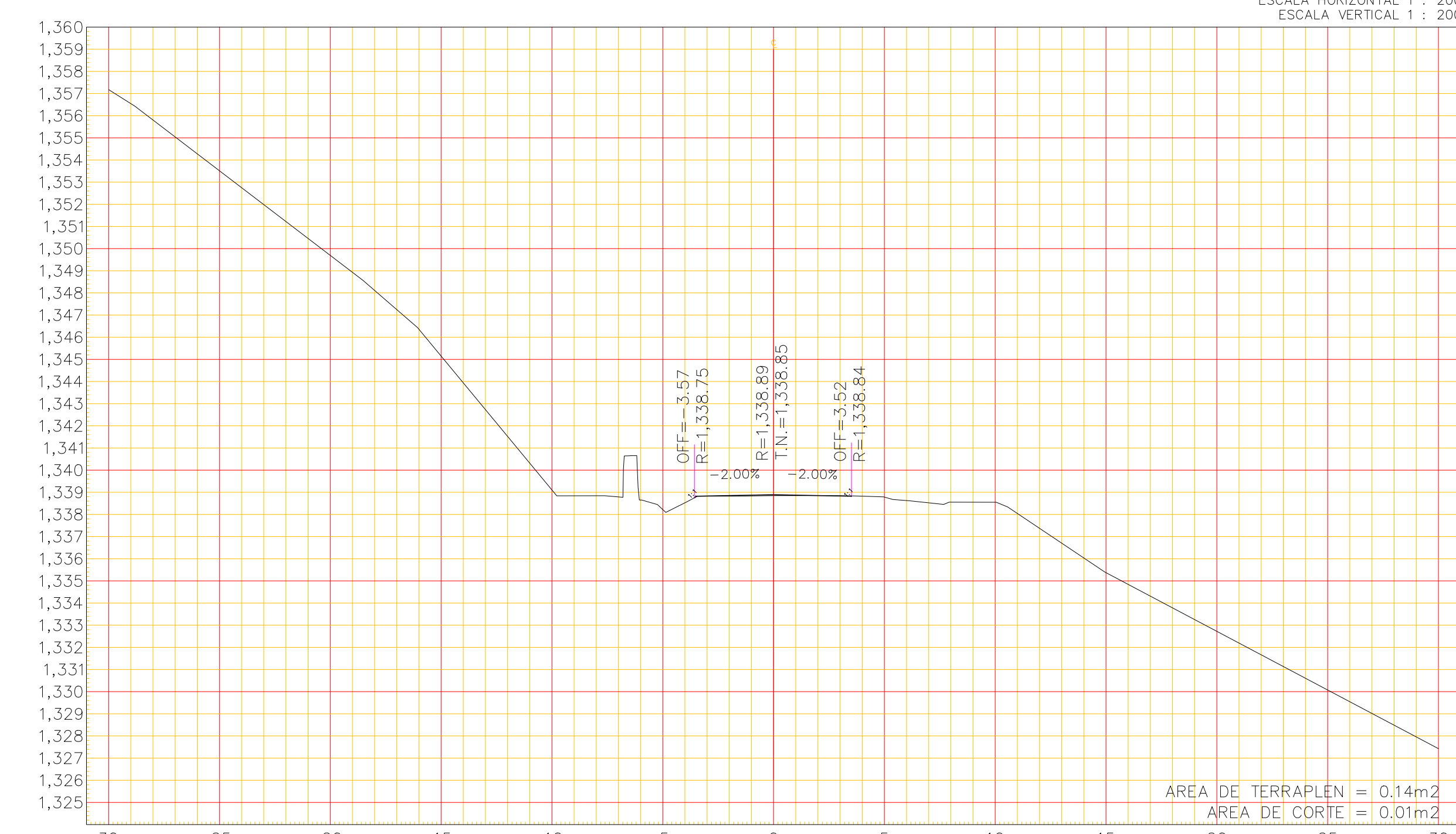
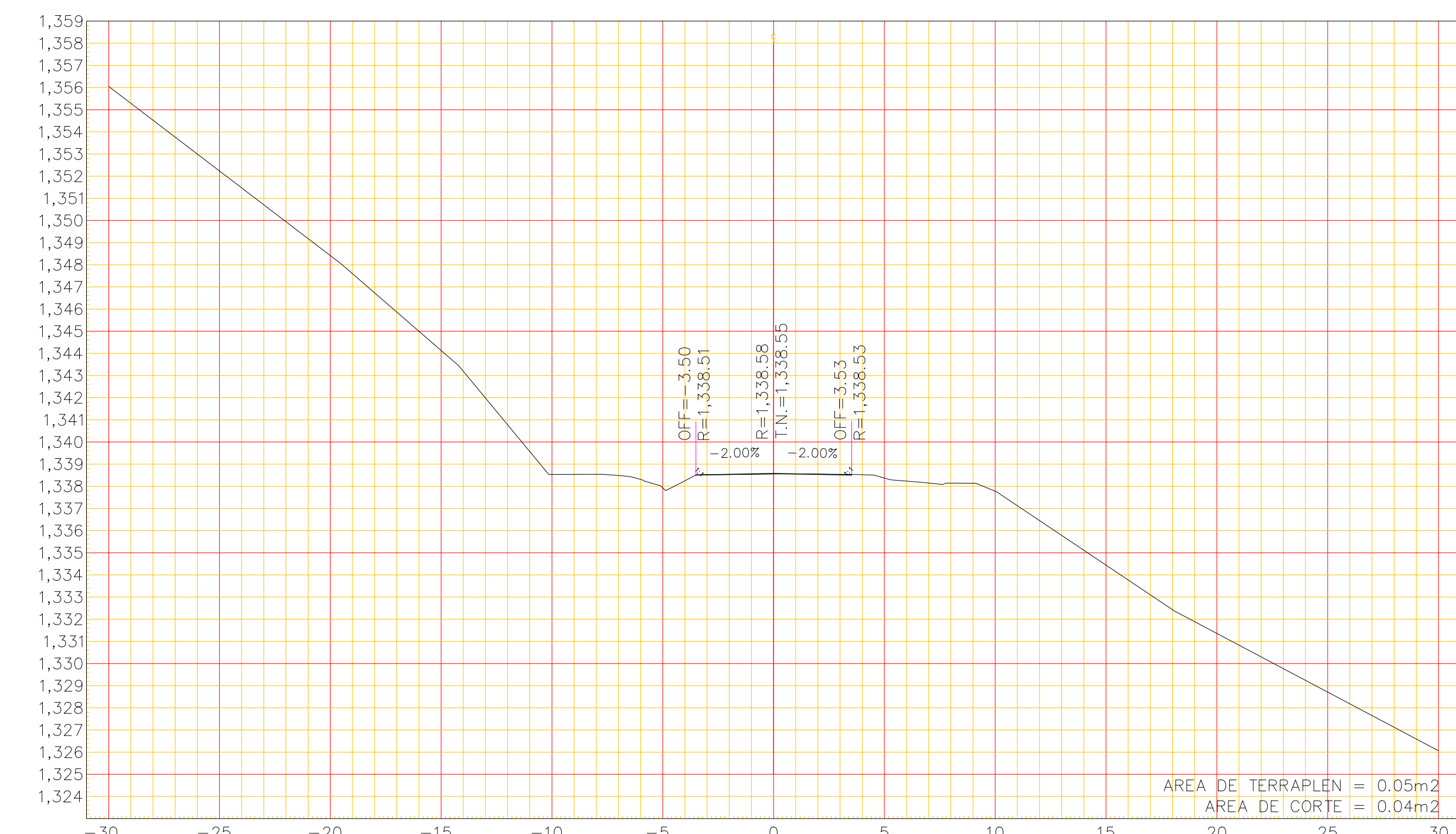
Las especificaciones particulares del puente carretero propuesto corresponden a las características principales de su diseño estructural, mismas que a modo de conclusión dan cumplimiento de los objetivos particulares propuestos para el proyecto.

- La rasante del puente tiene una pendiente del 1.75%.
- El radio de curvatura del puente es de 52.22 m.
- La longitud de la curva exterior es de 33.23 m.
- La longitud de la curva interior es de 28.99 m en los tramos 1 y 3; para el tramo 2 es de 29.37 m.
- Se deberá usar concreto con una resistencia de  $f'c = 450 \text{ kg/cm}^2$  en la construcción de la trabe sección cajón.
- La construcción de la trabe debe ser In Situ.
- El presfuerzo para momento positivo se conforma de seis cables 15T15 por alma con cajas de tensado a 0.5, 0.9 y 1.3 m al inicio de la trabe.
- Los cables de presfuerzo se deberán tensar de un solo lado.
- La configuración de los cables para momento positivo es de posición variable conforma avanzan en la trabe, es decir, comienzan en una posición vertical dentro del alma y continúan su trayecto disminuyendo su posición vertical conforme se reduce la sección del alma hasta llegar al centro del claro donde se posicionan en dos camas dentro del patín inferior; a partir de este punto los cables retoman continúan su trayecto hasta recuperar su cota inicial en el extremo de la trabe.
- El presfuerzo de continuidad deberá ser de seis cables 15T15.
- El presfuerzo de continuidad se ubicará dentro de un solo lecho del tramo de losa correspondiente a la sección efectiva de la nervadura.
- El presfuerzo de continuidad se tensará a una longitud de 13 m a cada lado del eje de apoyos.
- La configuración de esfuerzos en la trabe indica que el esfuerzo de compresión que se genera debido al presfuerzo excede el módulo de ruptura del concreto, por lo tanto, se propone el empleo de acero por estallamiento en las almas de la trabe.
- La subestructura se conformará de caballetes con tres pilas.
- El eje de acceso y el eje de salida (ejes 1 y 4) poseen un cabezal de 12.8 m de claro y pilas de 13.6 m de alto.
- Los ejes centrales (ejes 2 y 3) poseen un cabezal de 10.5 m de claro y pilas de 30.6 m de alto.
- Se usarán apoyos mecánicos tipo TETRON.

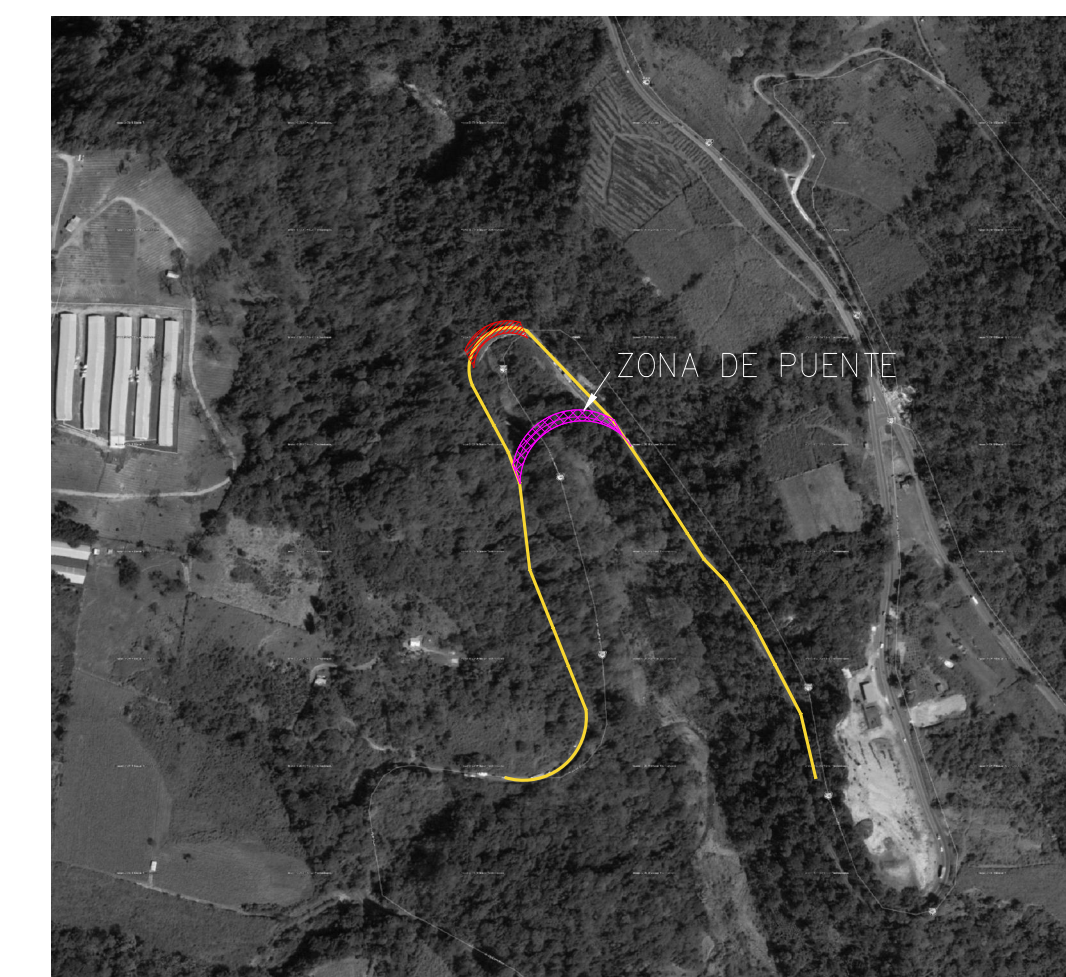
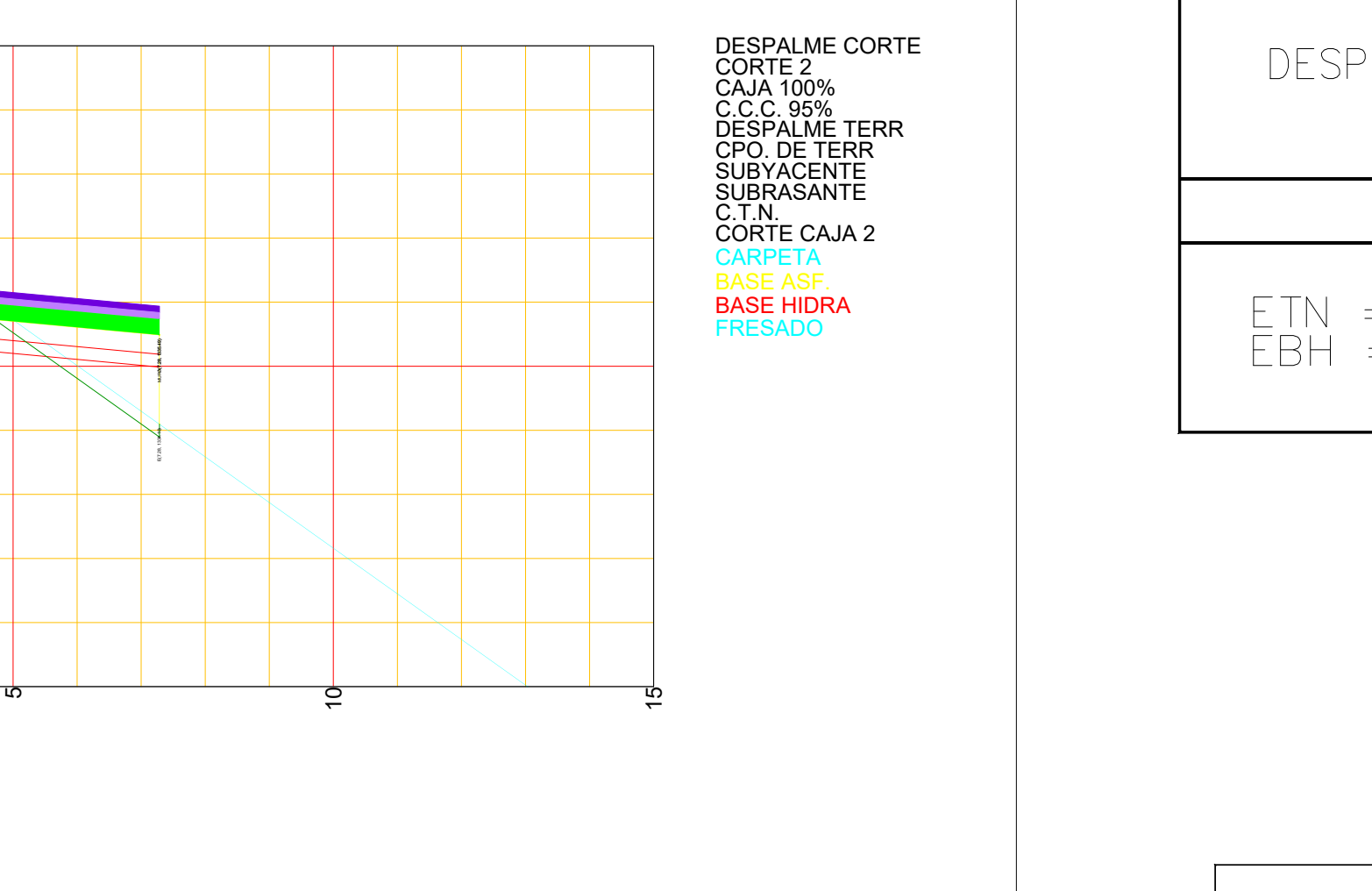
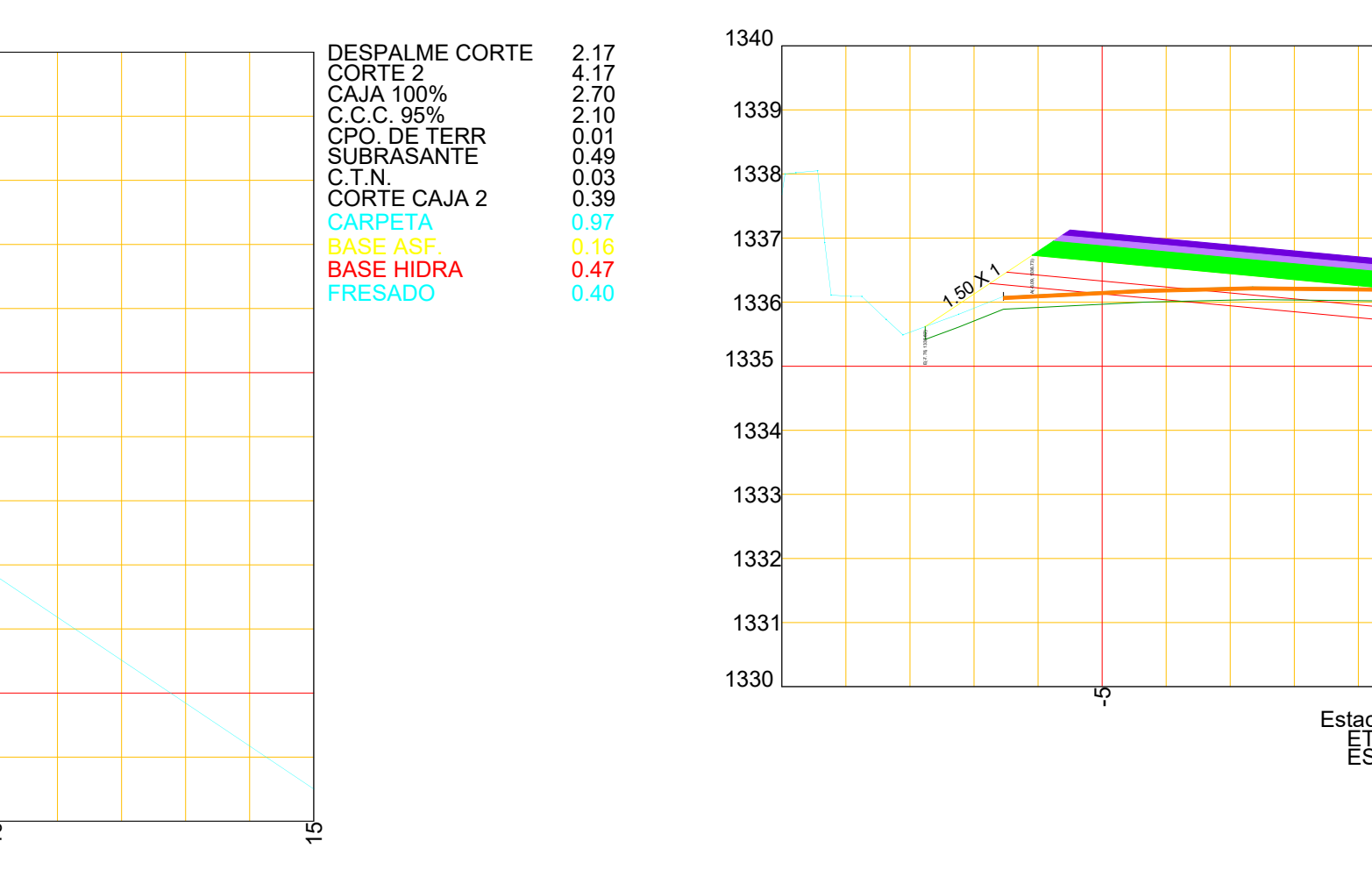
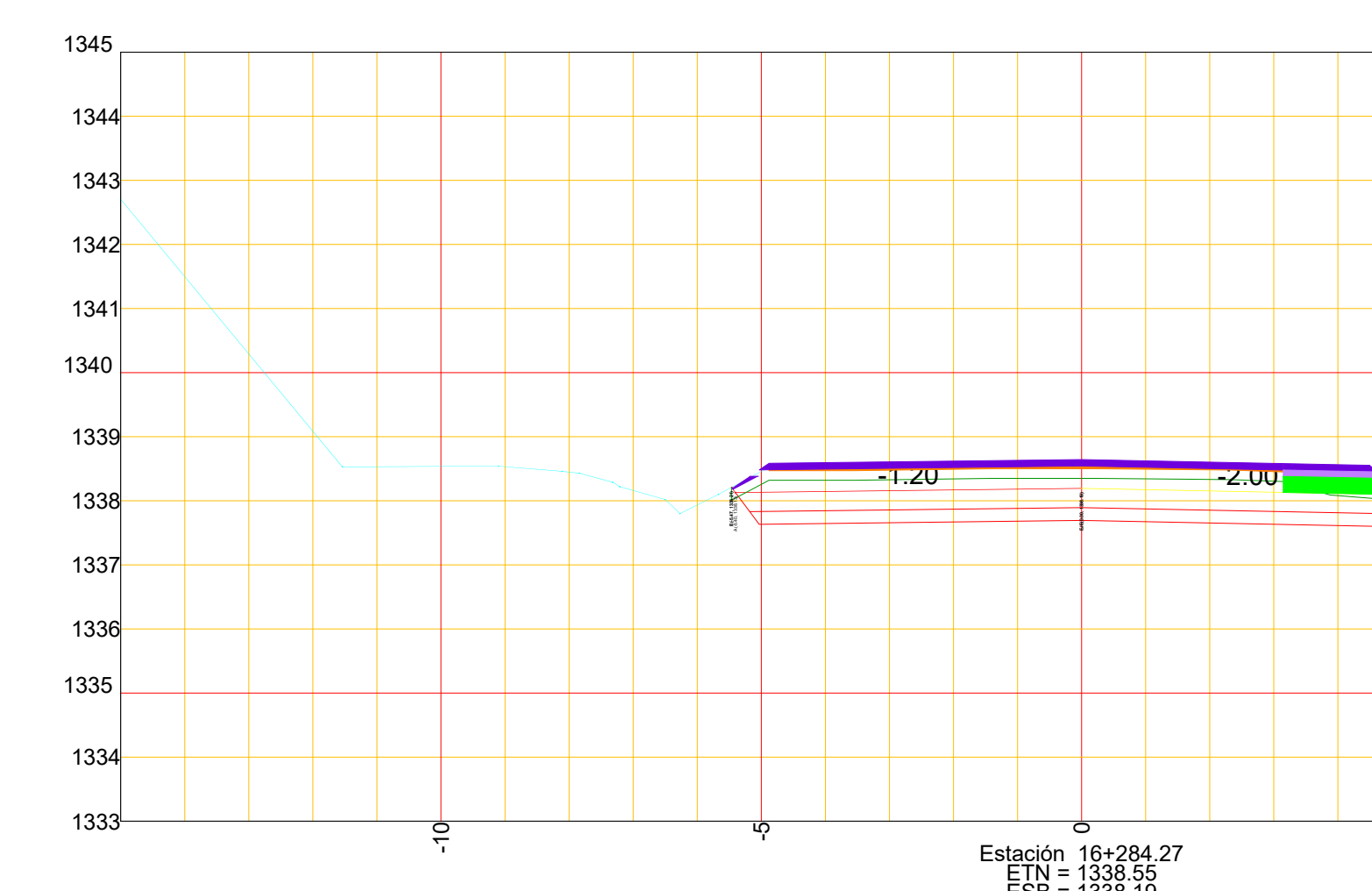
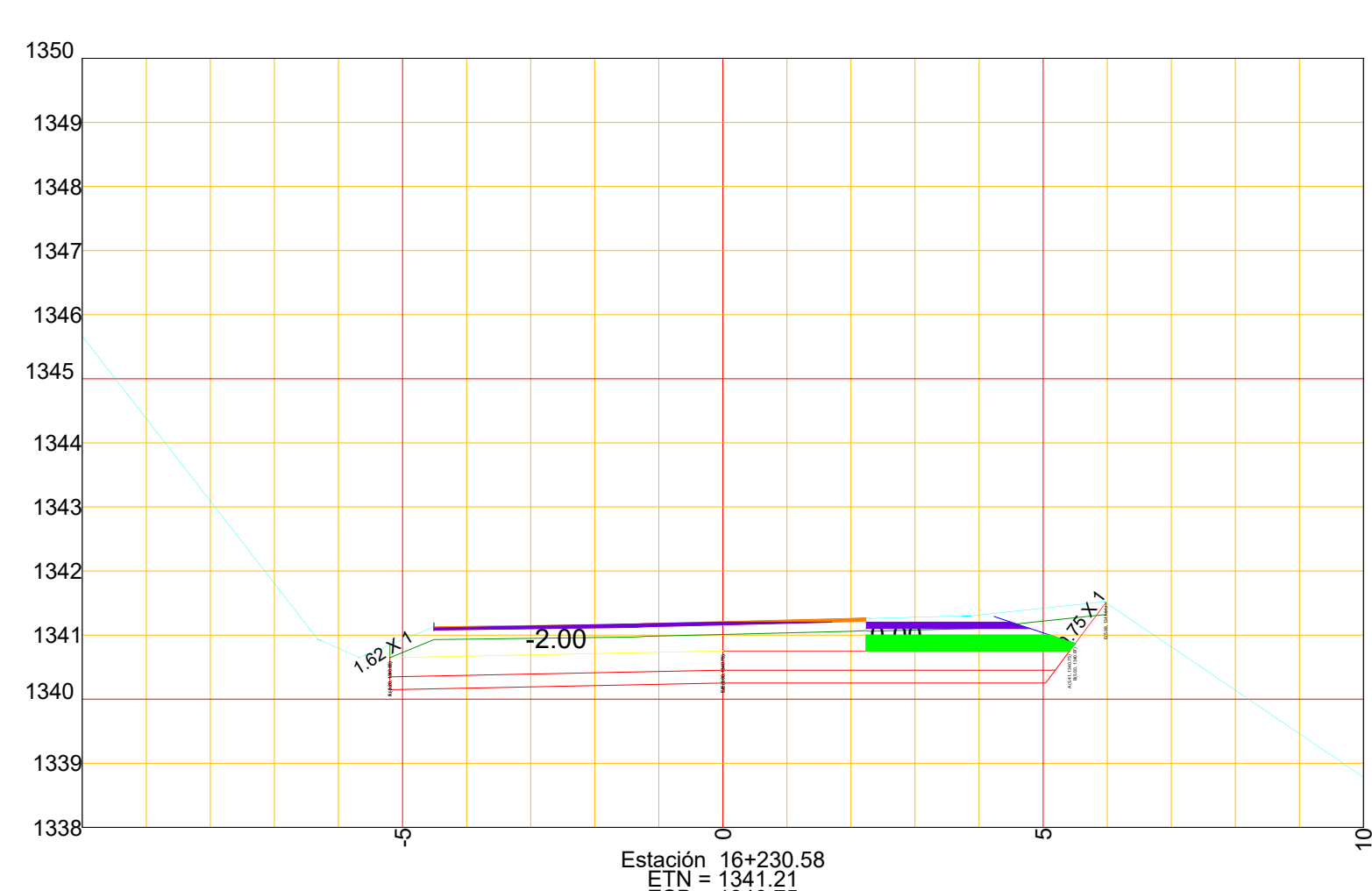
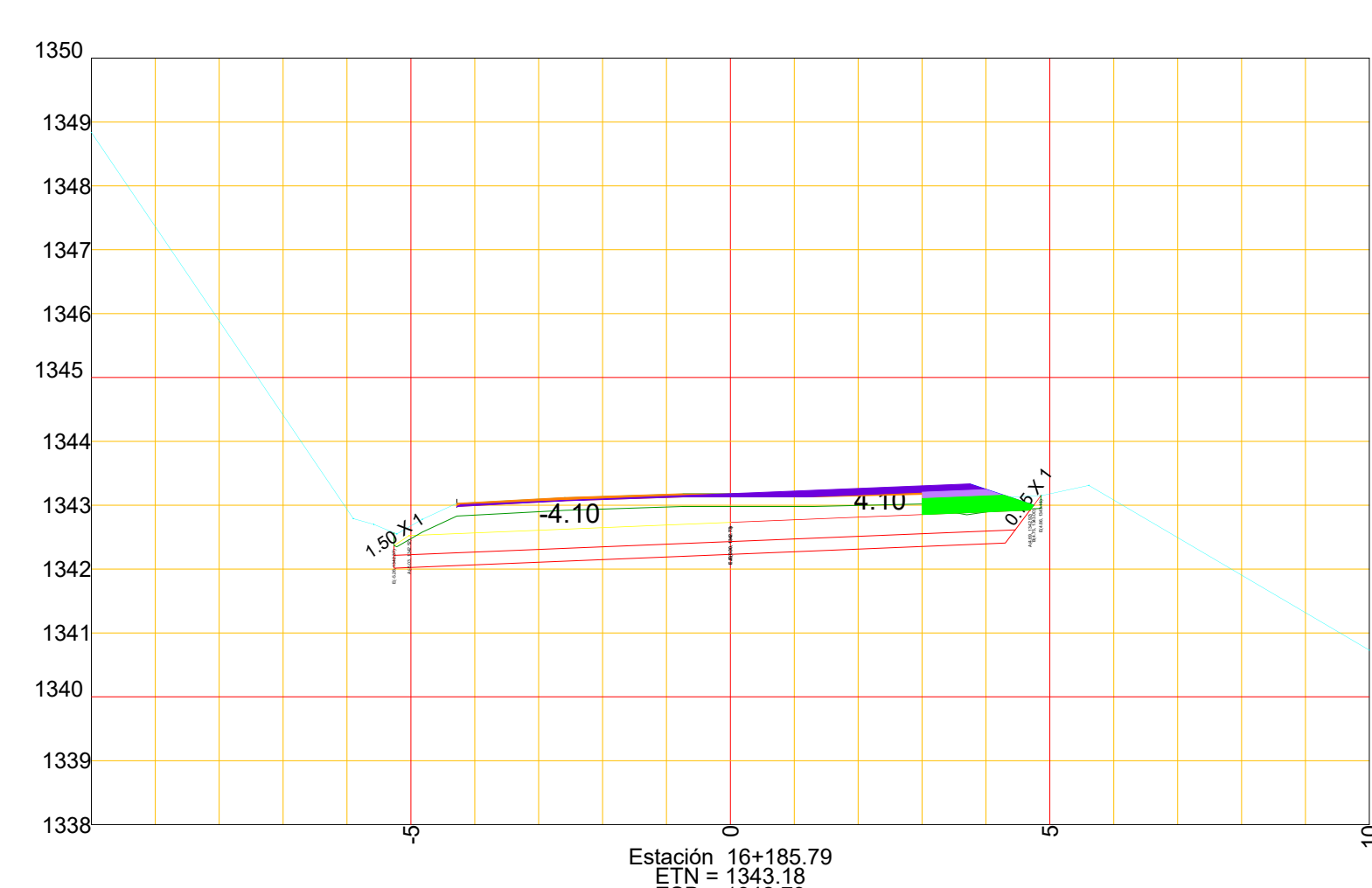
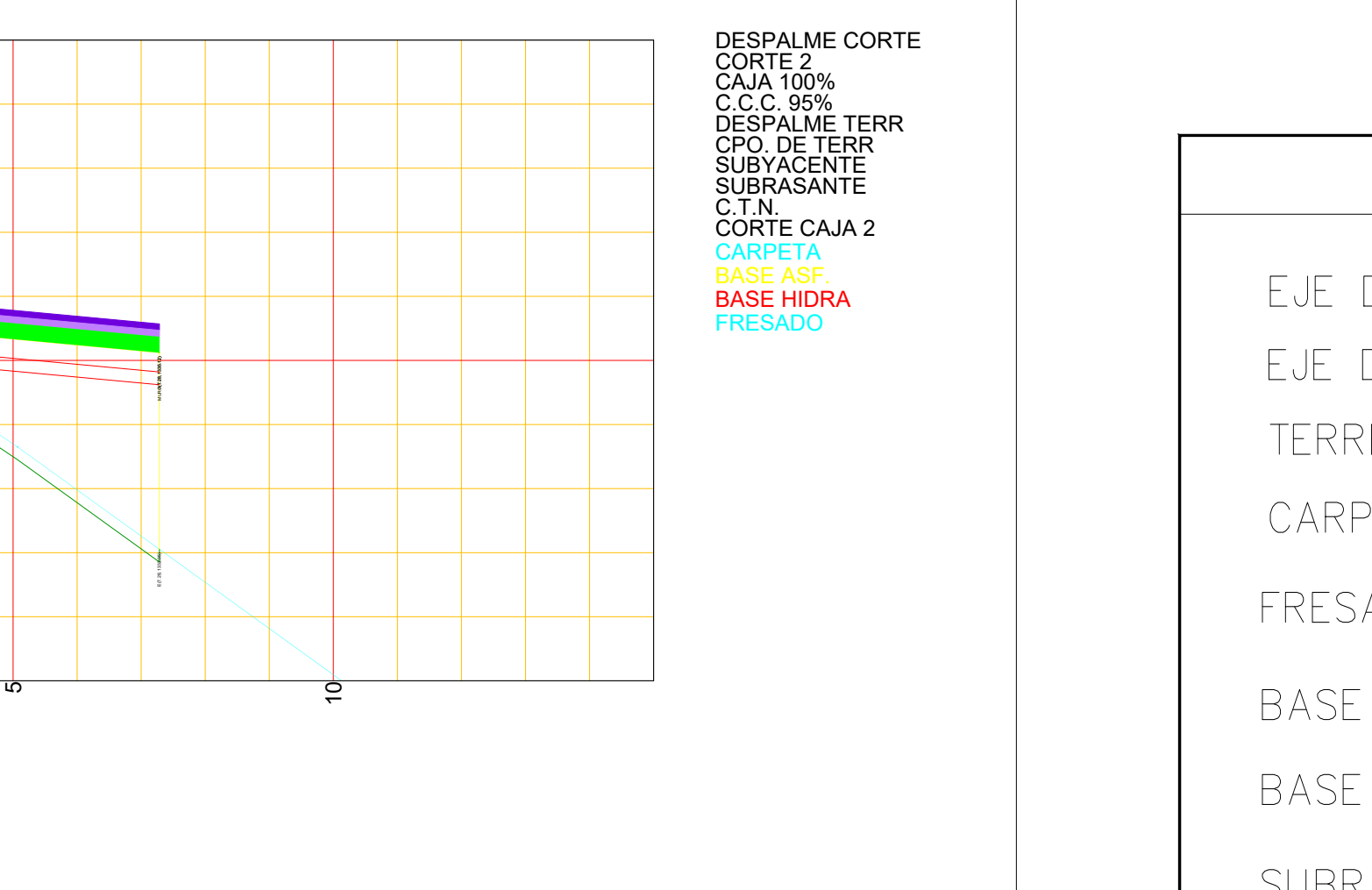
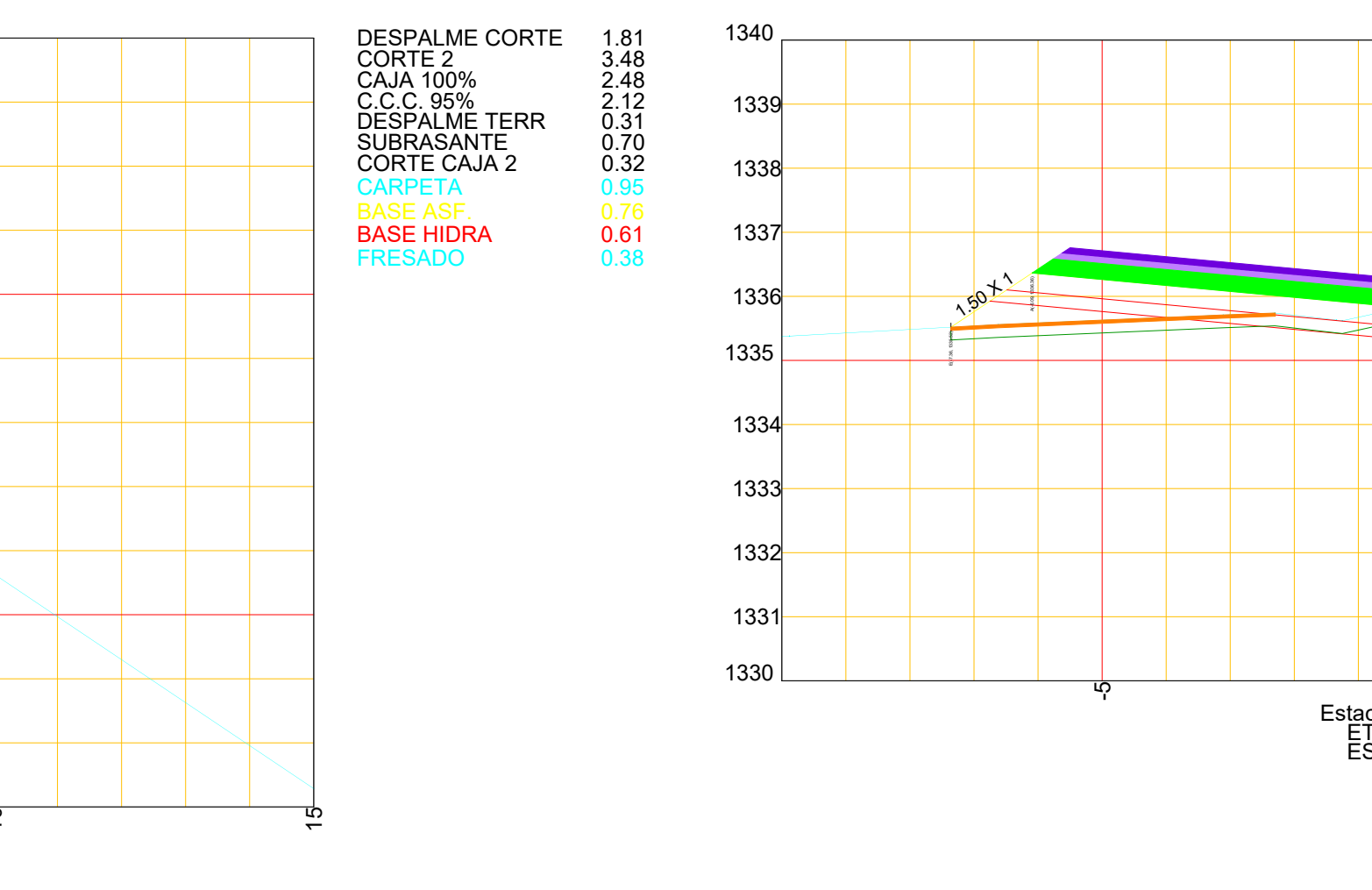
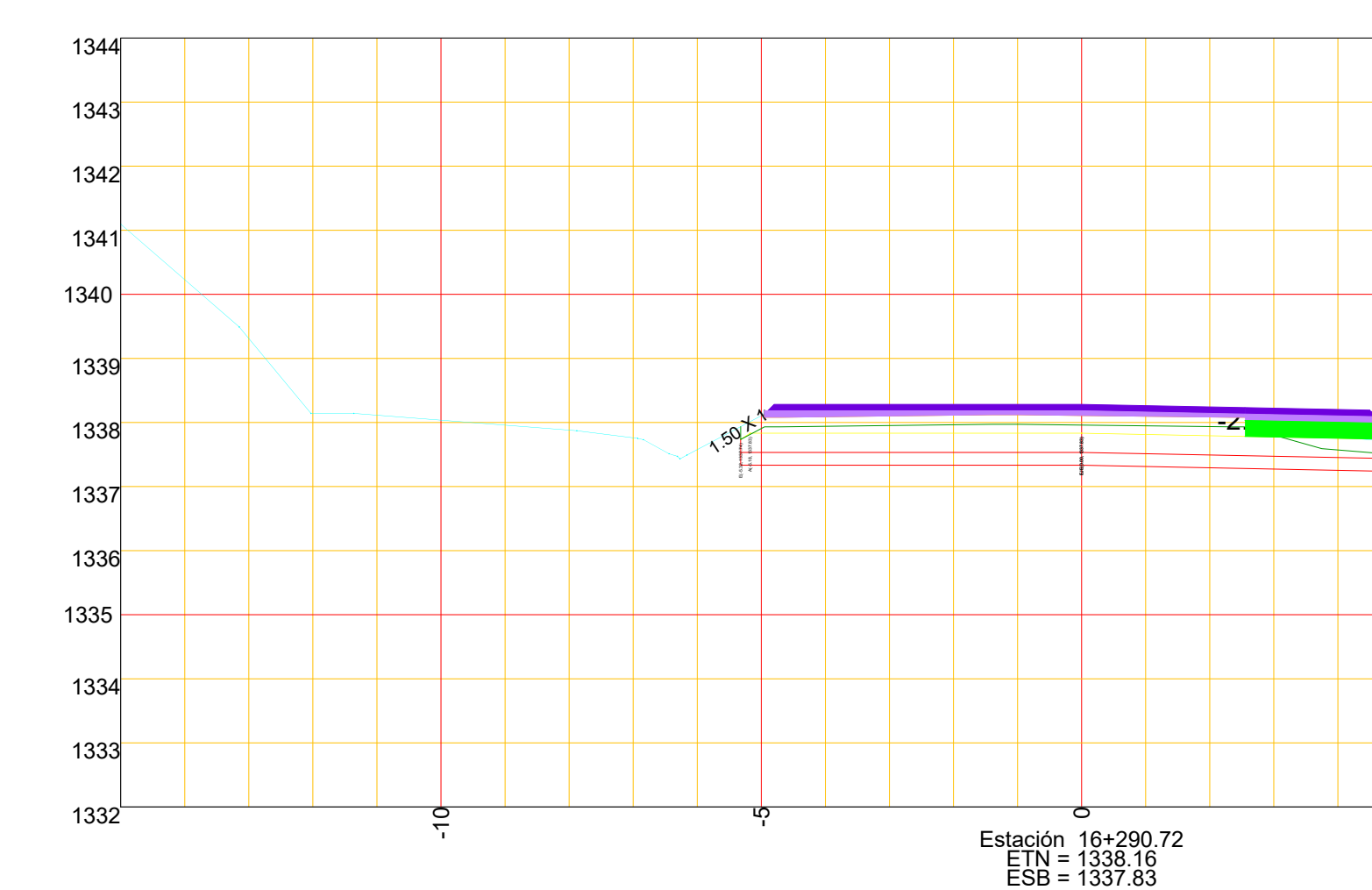
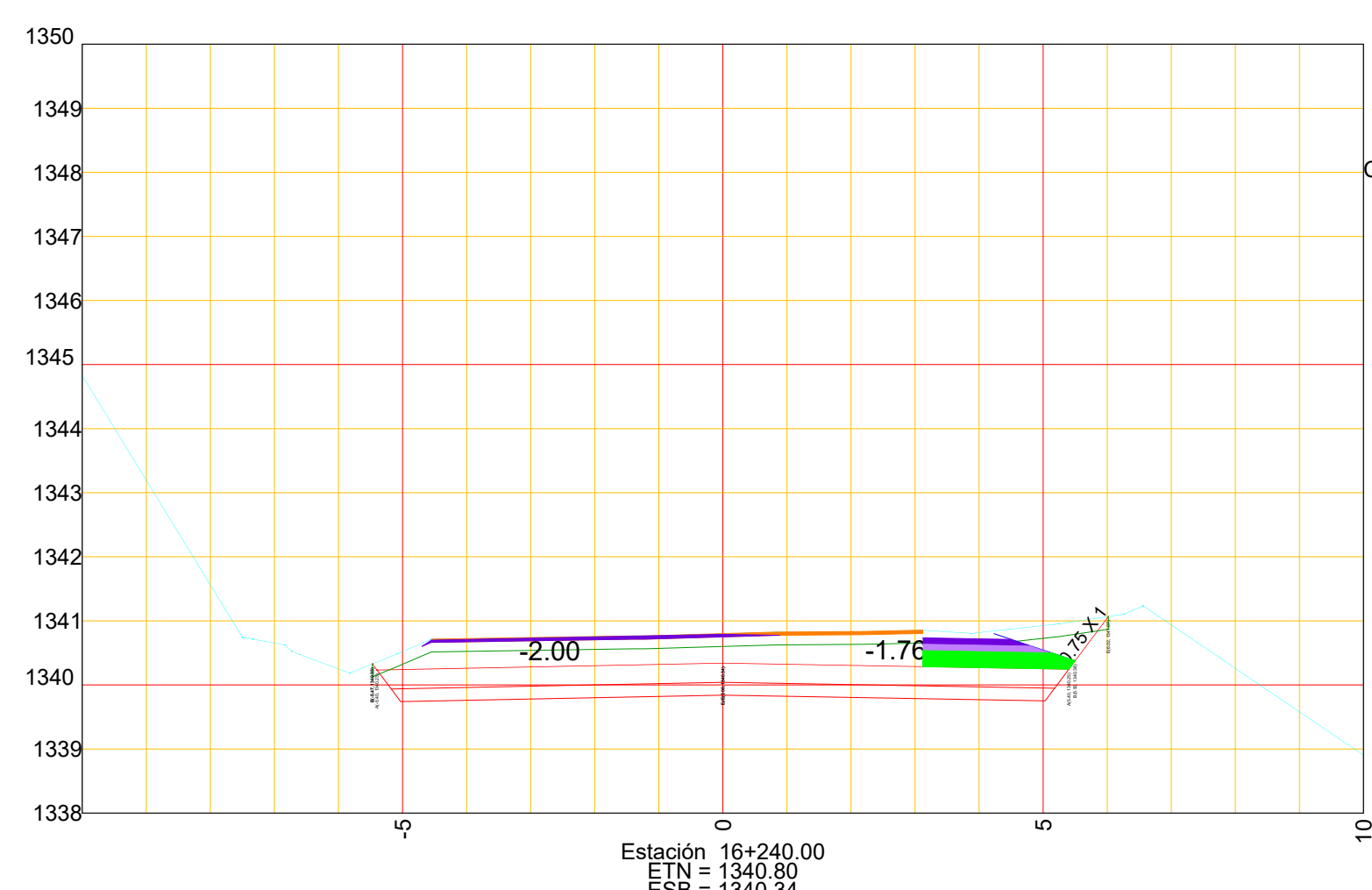
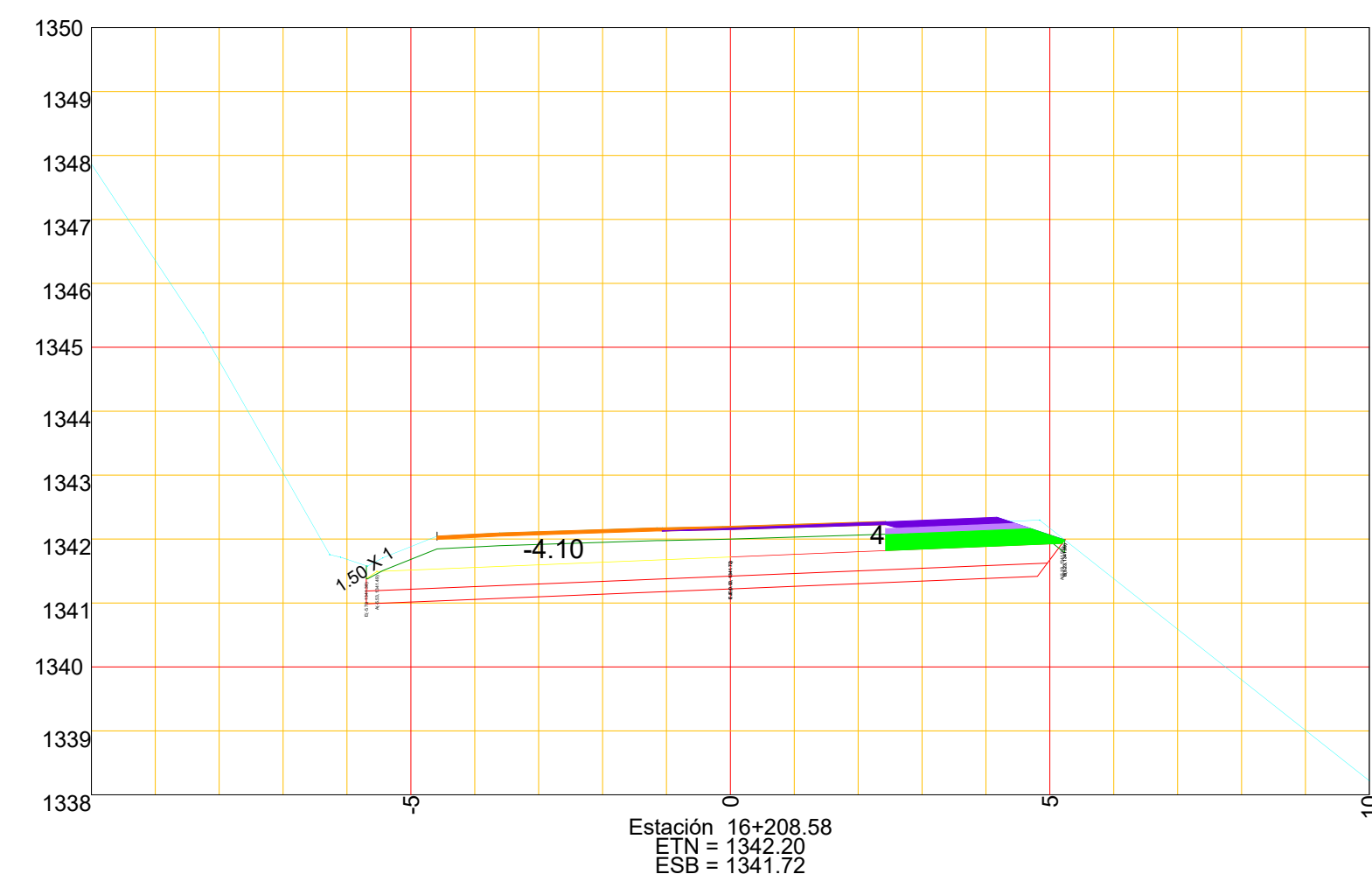
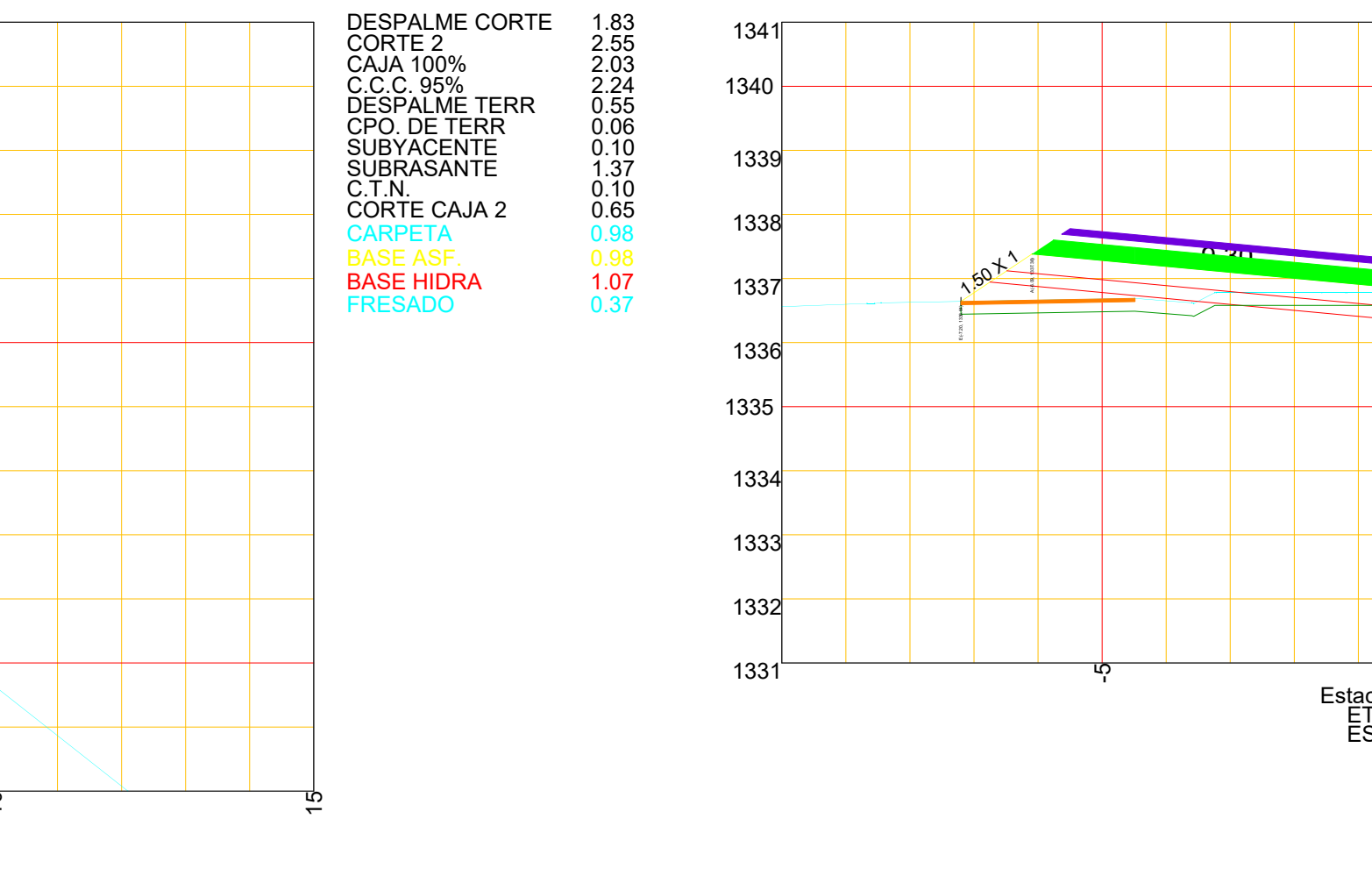
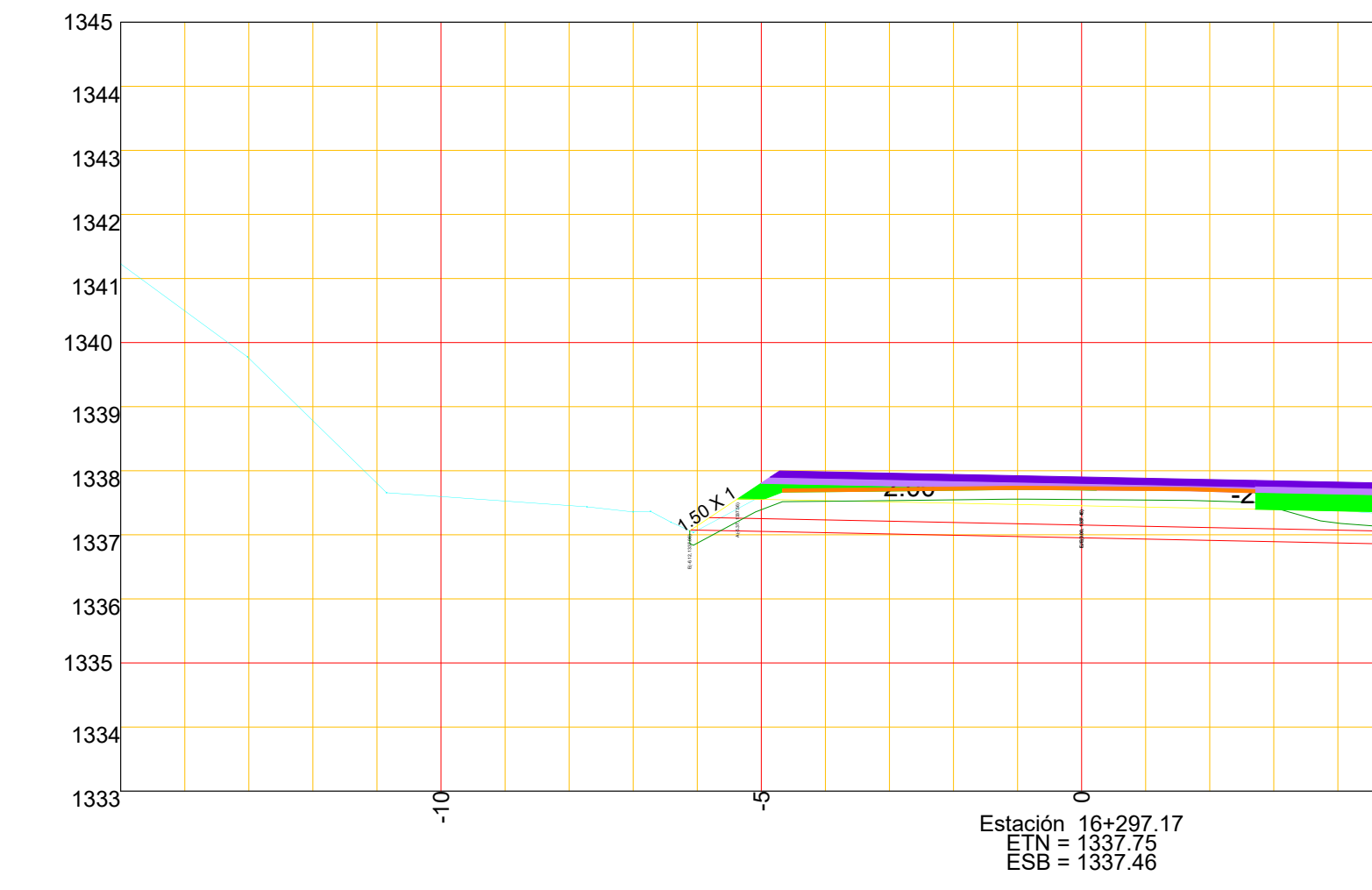
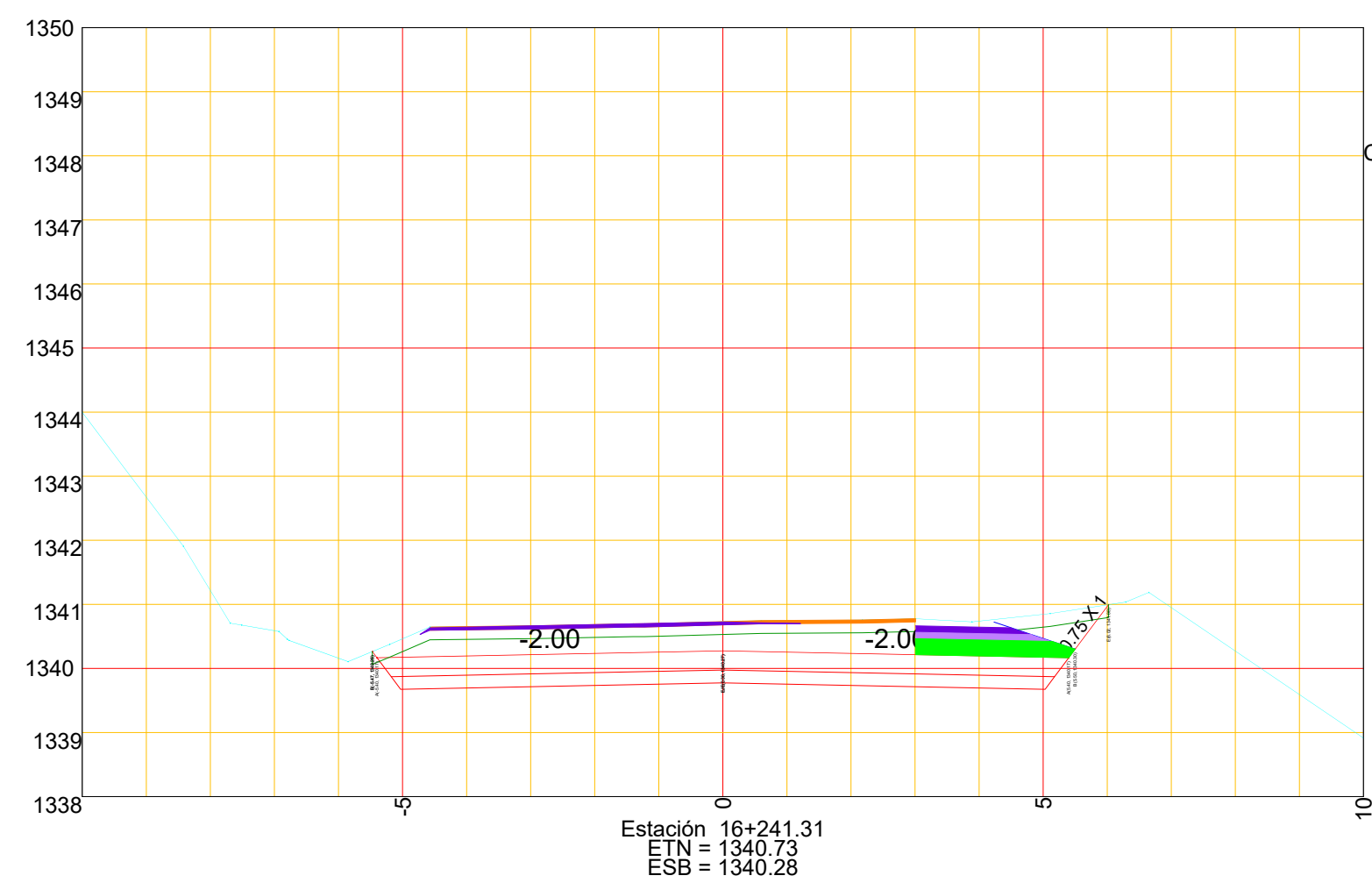
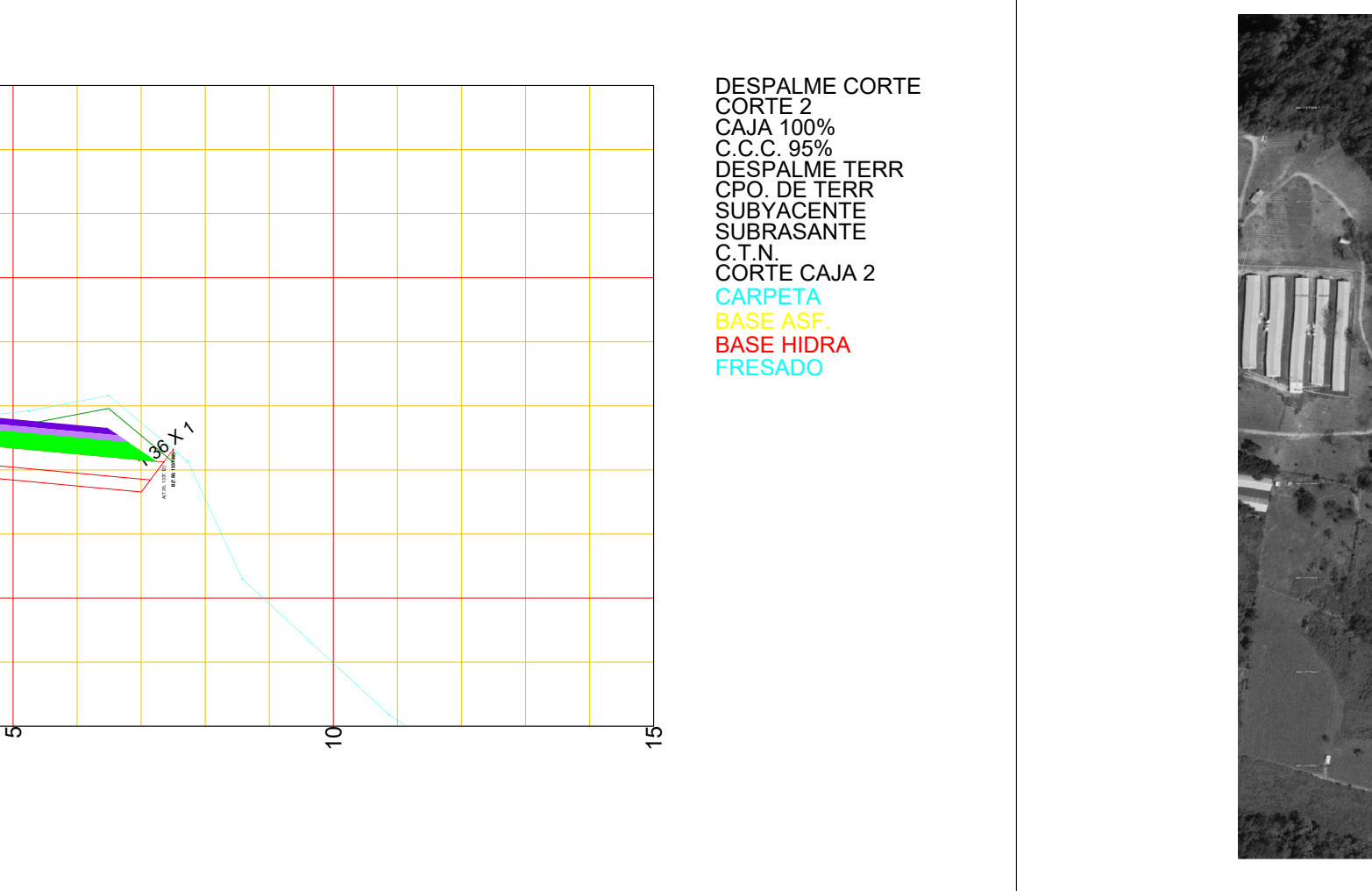
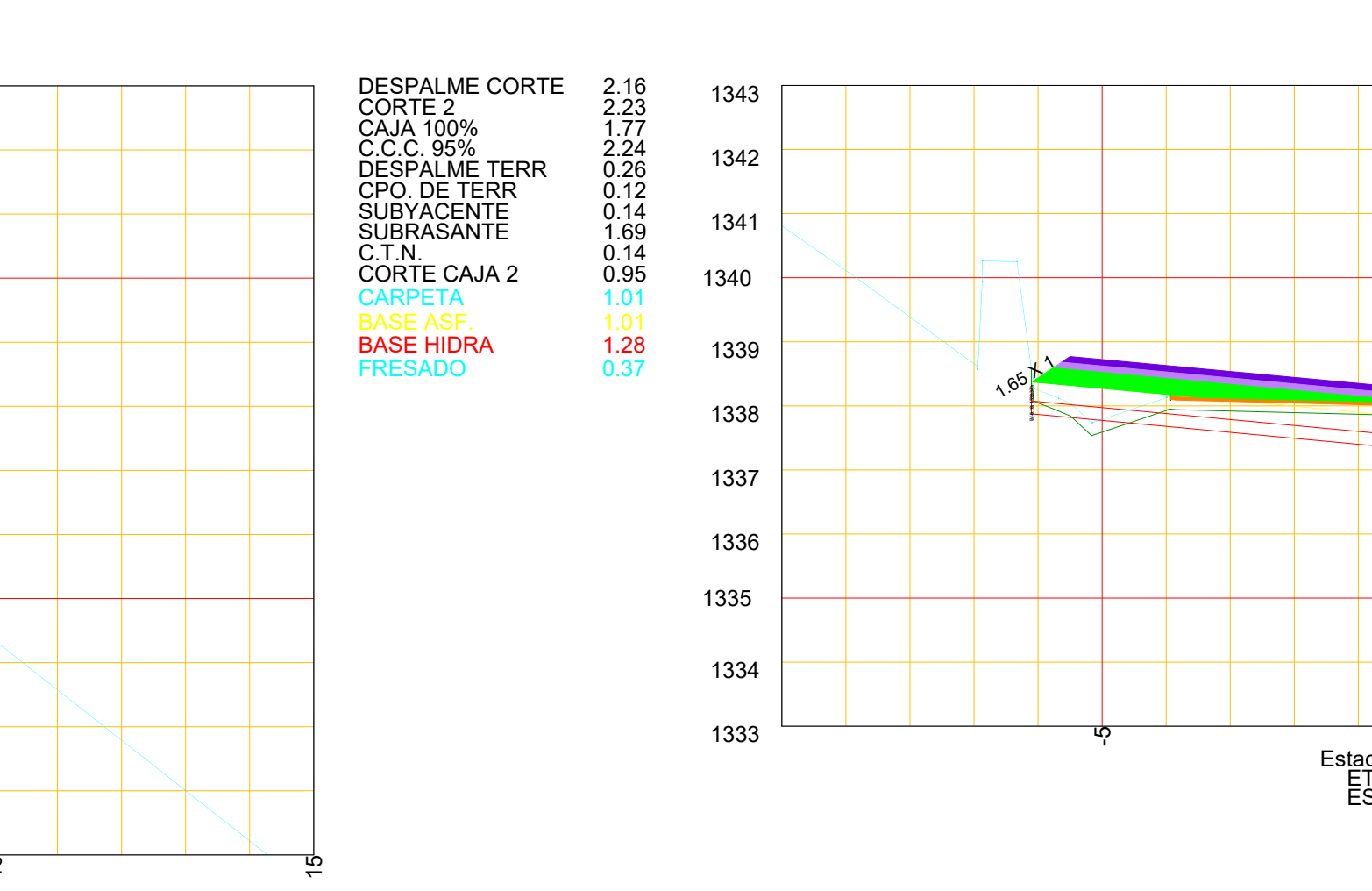
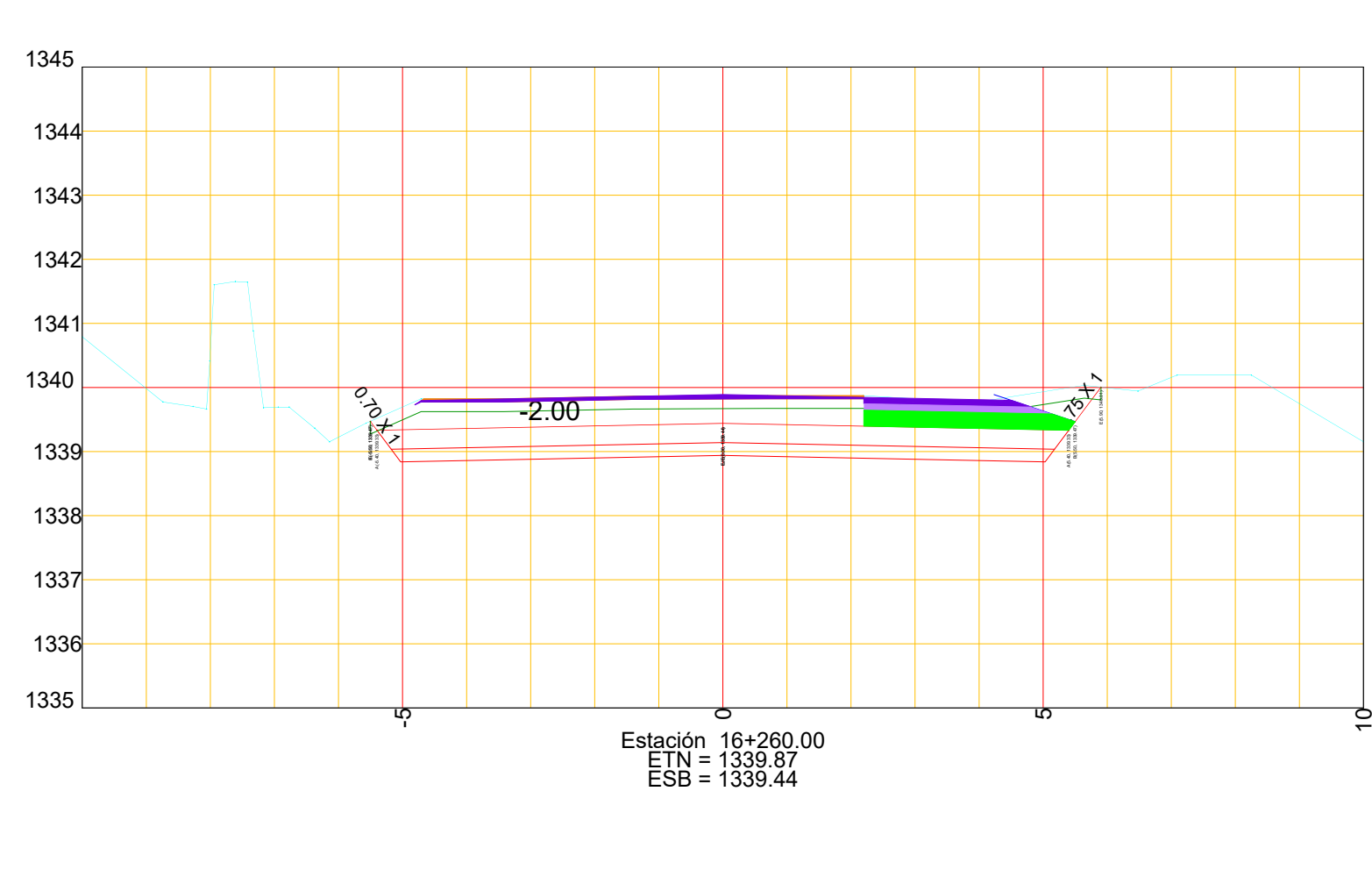
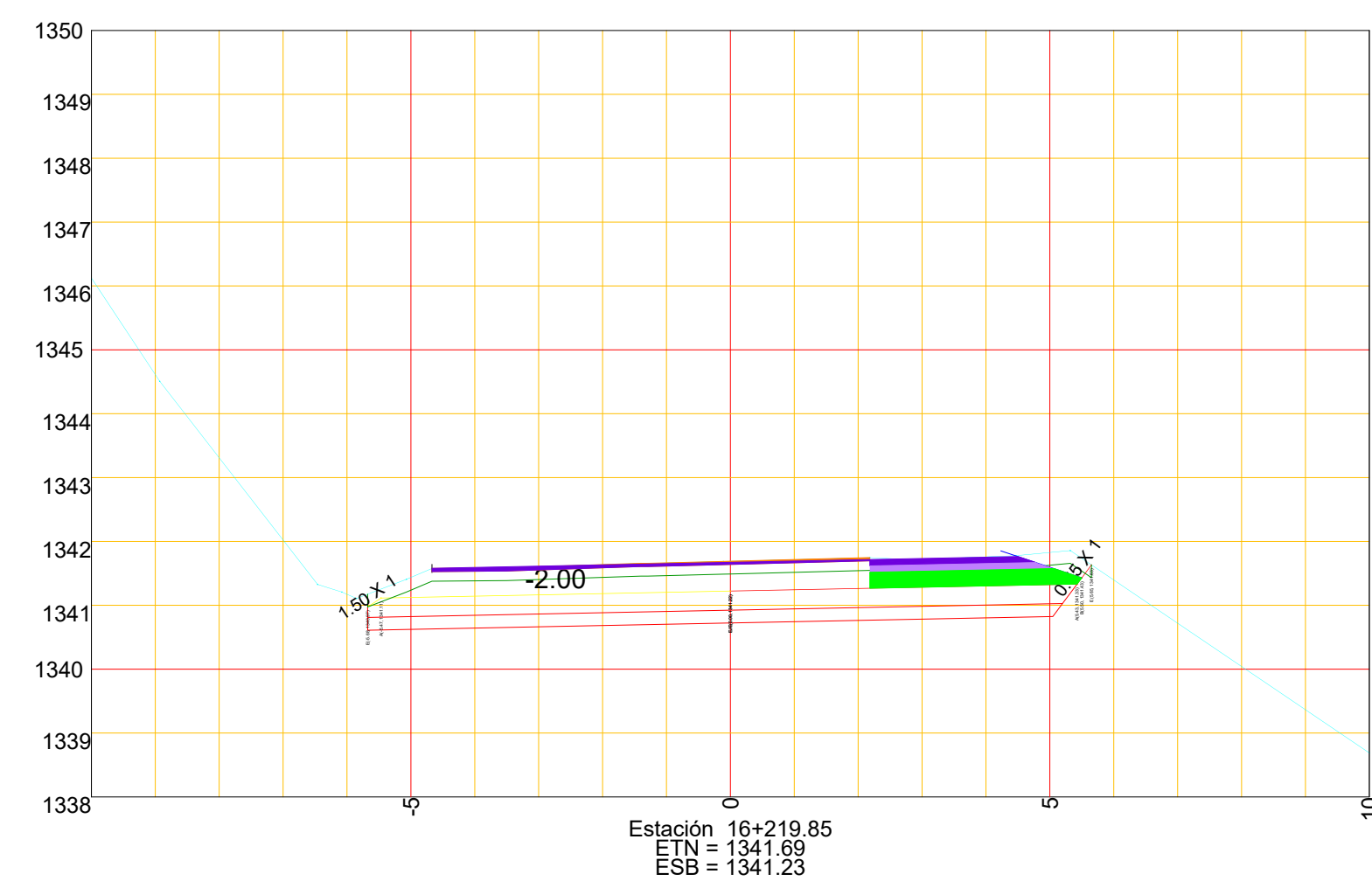
# ANEXO A. ESTUDIOS PRELIMINARES

# A.1 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

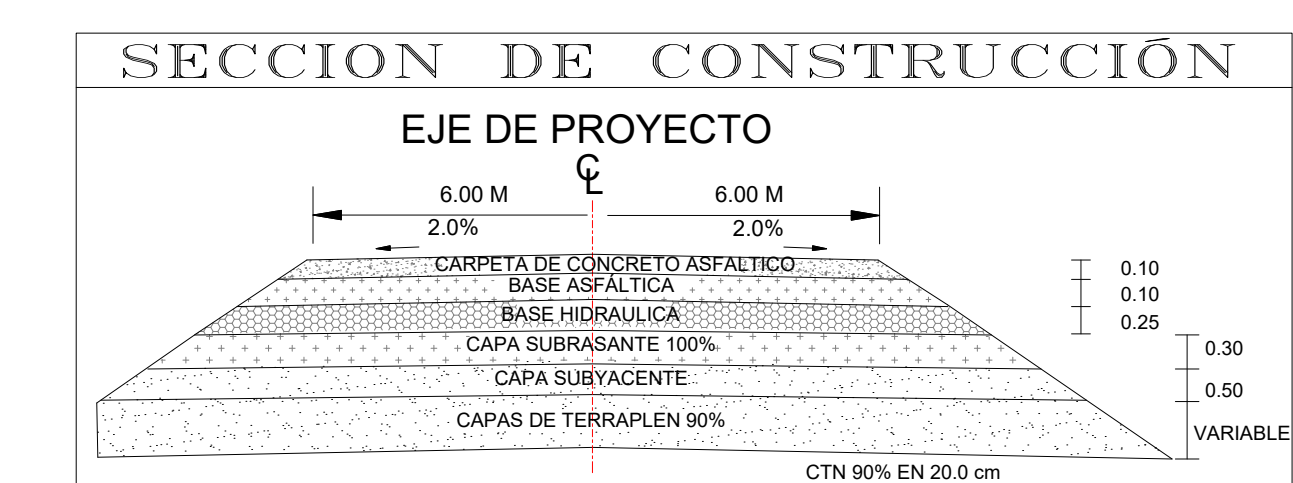








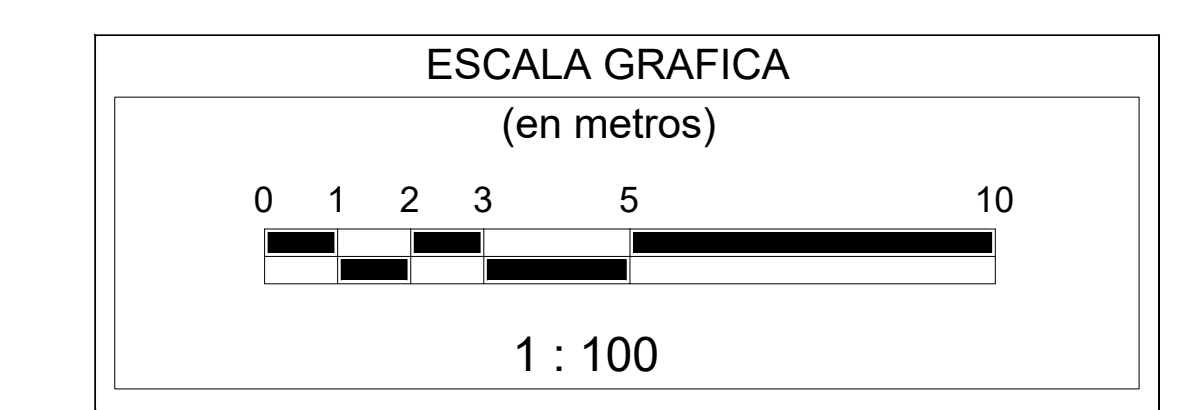
ESPECIFICACIONES DE PROYECTO			
C O N C E P T O S	C A R A C T E R I S T I C A S	U N I D A D	
	DEL TRAZO	EN ESTE PLANO	
CARRETERA	E.C.	E.C.	E.C.
VELOCIDAD DE PROYECTO	40-80	40-80	Km./hora
ANCHO DE CORONA	VARIABLE	VARIABLE	m.
ESPEJOR DE PAVIMENTO	0.49	0.49	m.
CURVATURA MÁXIMA	25°0'0"	25°0'0"	°
PENDIENTE GOBERNADORA	4.00	4.00	%
PENDIENTE MÁXIMA	6.16	6.16	%



SIMBOLOGIA	
EJE DE TRAZO	—
EJE DE PROYECTO	- - -
TERRENO NATURAL	---
CARPETA	—
FRESADO	—
BASE HIDRÁULICA	—
BASE ASFÁLTICA	—
SUBRASANTE	—
SUBYACENTE	—
TERRAPLEN	—
DESPALME	—

ABREVIATURAS	
ETN = Elevación de Terreno Natural	
EBH = Elevación de Base Hidraulica	





# A.2 ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Universidad Nacional Autónoma de México



Facultad de Ingeniería

**PUEI**

Programa Único de Especializaciones de Ingeniería

# PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO SPT-02

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN: 15 M

UBICACION: Edo de Veracruz

N.A.F.  
8.59 M

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		P R O F. (m)	MUESTRA		CONTENIDO (%)			CONTENIDO DE AGUA (%)				NUMERO DE GOLPES ASTM D-1586 (N)											R Q D
DESCRIPCION	PERFIL		No.	TIPO	GRAVA	ARENA	FINOS	LIMITES DE CONSISTENCIA															
								W0	LL	LP	IP												
ARENA ARCILLOSA CON GRAVAS SC, DE COLOR CAFE CLARO		1	ABT	27	38	35	21.11	33.03	19.18	13.85													
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		2	NQ	-	-	-																	
GRAVA ARCILLOSA CON ARENA GC, DE COLOR GRIS CLARO		3	ABT	45	21	34	28.13	31.78	17.86	13.92													
GRAVA ARCILLOSA CON ARENA GC, DE COLOR GRIS CLARO		5	4	ABT	72	19	9	19.3	25.59	16.67	8.92												
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		5	NQ	-	-	-																	
ARCILLA DE ALTA PLASTICIDAD CON ARENA CH, DE COLOR CAFE CLARO		6	ABT	52	24	23	24.03	26.47	17.86	8.61													
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		10	7	NQ	-	-	-																
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		15																					
FIN DEL SONDEO		20																					


## S I M B O L O G I A

TP = TUBO PARTIDO NQ = MUESTRA CON BARRIL NQ ABT = AVANCE CON BROCA TRICONICA T.P = TUBO PARTIDO	LP = LIMITE PLASTICO LI = LIMITE LIQUIDO IP = INDICE DE PLASTICIDAD W0 = CONTENIDO DE HUMEDAD
---	--



## PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO SPT-03

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN: 15.6 M

UBICACION: Edo de Veracruz

N.A.F.  
8.0 M

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		P ROF. (m)	MUESTRA			CONTENIDO (%)				CONTENIDO DE AGUA (%)				NUMERO DE GOLPES ASTM D-1586 (N)										R Q D
DESCRIPCION	PERFIL		No.	TIPO	GRAVA	ARENA	FINOS	LIMITES DE CONSISTENCIA				5 10 15 20 25 30 35 40 45 50												
								W0	LL	LP	IP													
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CL. COLOR CAFE CLARO		1	TP	9	11	80	21.49	35.69	20.93	14.76														
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		2	NQ	-	-	-																		
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CL. COLOR CAFE CLARO		3	TP	18	8	74	30.61	31.28	18.99	12.29														
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		5	4	NQ	-	-	-																	
FRAGMENTOS DE RIOLITA COLOR GRIS OSCURO		5	TP	100	-	-	30.61	-	-	-														
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON GRAVAS CL, COLOR GRIS OSCURO		6	NQ	-	-	-																		
ARCILLA DE BAJA PLASTICIDAD CON GRAVAS CL, COLOR GRIS OSCURO		7	TP	15	4	81	27.79	31.28	17.69	11.59														
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		10	8	NQ	-	-	-																	
GRAVA MAL GRADUADA <sub>g</sub> p, COLOR GRIS CLARO		9	TP	99	1	-	2.09	-	-	-														
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		10	NQ	-	-	-																		
FIN DEL SONDEO		20																						

	RELLENO		ARENA
	ARCILLA		GRAVA
	LIMO		ROCA

### S I M B O L O G I A

TP = TUBO PARTIDO	LP = LIMITE PLASTICO
NQ = MUESTRA CON BARRIL NQ	LI = LIMITE LIQUIDO
ABT = AVANCE CON BROCA TRICONICA	IP = INDICE DE PLASTICIDAD
T.P = TUBO PARTIDO	W0 = CONTENIDO DE HUMEDAD



## PERFIL ESTRATIGRAFICO SONDEO SPT-04

PROFUNDIDAD DE EXPLORACIÓN: 15.6 M

UBICACION: Edo de Veracruz

N.A.F.  
NO ENCONTRADO

ESTRATIGRAFIA DEL SUELO		P ROF. (m)	MUESTRA		CONTENIDO (%)			CONTENIDO DE AGUA (%)				NUMERO DE GOLPES ASTM D-1586 (N)										R Q D	
DESCRIPCION	PERFIL		No.	TIPO	GRAVA	ARENA	FINOS	LIMITES DE CONSISTENCIA				5	10	15	20	25	30	35	40	45	50		
								W0	LL	LP	IP												
GRAVA ARCILLOSA GC, COLOR GRIS CLARO		1	TP	60	10	30	28.57	32.29	15.22	17.07													
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		2	NQ	-	-	-																	
		5																					
GRAVA MAL GRADUADA GP, COLOR GRIS CLARO		3	ABT	100	-	-	28.57	-	-	-													
		10																					
BOLEOS EMPACADOS EN UNA MATRIZ ARCILLOSA DE COLOR GRIS		4	NQ	-	-	-																	
		15																					
		20																					

FIN DEL SONDEO

	RELLENO		ARENA
	ARCILLA		GRAVA
	LIMO		ROCA

### SIMBOLOGIA

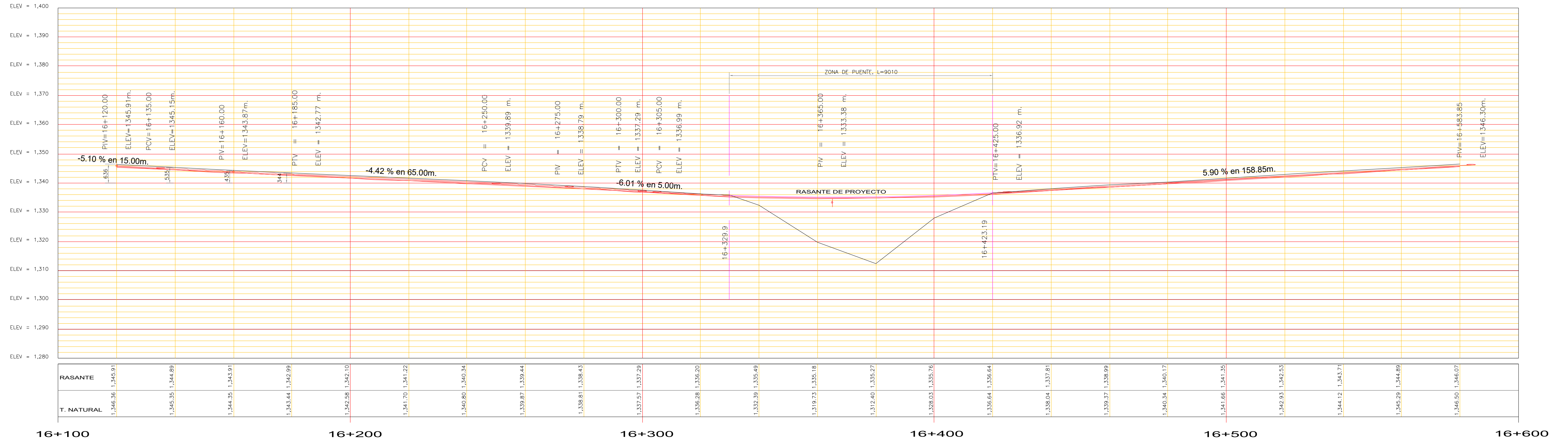
TP = TUBO PARTIDO  
NQ = MUESTRA CON BARRIL NQ  
ABT = AVANCE CON BROCA TRICONICA  
T.P = TUBO PARTIDO

LP = LIMITE PLASTICO  
LI = LIMITE LIQUIDO  
IP = INDICE DE PLASTICIDAD  
W0 = CONTENIDO DE HUMEDAD

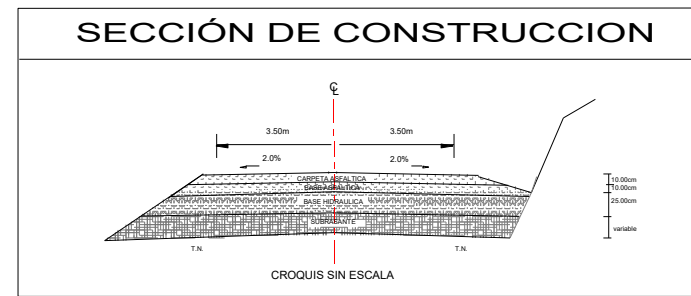
# ANEXO B. PROYECTO GEOMÉTRICO



# B.1 PLANO DE PERFIL



ESCALA VERTICAL 1:400  
 ESCALA HORIZONTAL 1:400

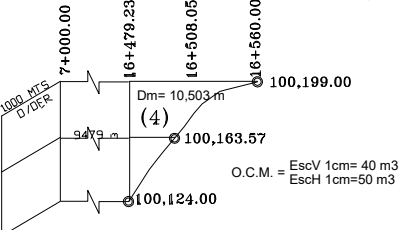


PERFIL LONGITUDINAL DE CONSTRUCCIÓN  
 GEOMETRIA ESCALA 1:400

# B.2 PLANO DE VOLÚMENES

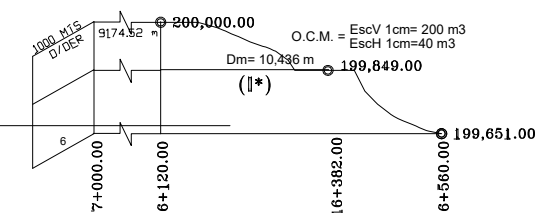
**DIAGRAMA DE CORTE 4\*\***

ELEV = 1.310



CORTE. = ( 75 / 1.03 ) X 11 KM = 801 m3-KM

**DIAGRAMA DE PRÉSTAMO PARA FORMACIÓN DE CAPA SUBYACENTE Y SUBRASANTE I\***



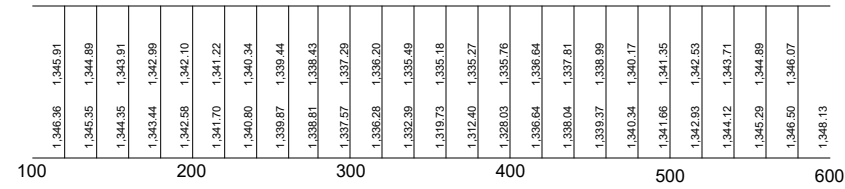
I\* ) COMP 100%. = ( 311 / 0.93 ) X 11 KM = 3678 m3-KM  
 I\* ) COMP 95%. = ( 38 / 0.98 ) X 11 KM = 427 m3-KM

ESCALA 1:500

4)S/A = ( 17.31 m3 / 1.03 ) X 1.00 EST = 17 m3-EST

**CANTIDADES DE OBRA**

S	DESMONTE (PARA DENSIDAD 100% VEGETACION TIPO)		Ha.
	DESPLAMES EN CORTE	293 m3	
<b>TOTAL</b>	<b>370 m3</b>	MAFRIAL A	278 m3
		MAFRIAL B	92 m3
		MAFRIAL C	m3
A	CORTE Y EXC. ADICIONALES		m3
	CAJAS PARA DESPLANTE DE TERRAPLENES		
		MAFRIAL DESPERDICADO	370 m3
		REBAJES CORONA DE CORTE Y/O TERRAPLEN	m3
		ESCALONES DE LIGA	m3
		MAFRIAL DESPERDICADO	m3
C	DESPALME		m3
	DESPALME		
		MAFRIAL B	187 m3
		MAFRIAL C	187 m3
E	LATERALES DENTRO DE LA FAJA DE		m3
	DEL TERRENO NATURAL EN EL AREA DE DESPLANTE DE TERRAPLENES	A 90% A 95%	
	DE LA CAMA DE LOS CORTES	A 95% A 100%	165 m3 m3
	DE TERRACERIAS EXISTENTES	A 95% A 100%	m3 m3
	DE PAVIMIENTOS EXISTENTES	A 95%	m3
R	BANDEADO <th rowspan="2">m3</th>		m3
	DE TERRAPLENES CON O SIN CURA DE AFINAMIENTO	A 90% A 95% A 100%	
	DE LA CAPA SUPERIOR DE TERRAPLENES CONSTRUIDA SOBRE MATERIAL NO COMPACTABLE	A 95% A 100%	m3 m3
	DEL RELLENO PARA FORMAR CAPA SUBRASANTE EN CORTES	A 95% A 100%	m3 183 m3
	ESCARIFICACION, ACAMELLONADO, TENDIDO Y COMPACTADO (E+Ac+FeCo)	A 90% A 95% A 100%	m3 m3 366 m3



**MOVIMIENTO DE TERRACERIAS**

MOVIMIENTO No.	VOLUMEN GEOMETRICO M3	DISTANCIA DE SOBRE-ACARREO	DISTANCIA DE PAGO		VOLUMEN x DISTANCIA (SOBRE ACARREO)	
			CANTIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	UNIDAD
I*	373	10,436	11.00	KM	4105	M3 KM
1**	120	10,233	11.00	KM	1324	M3 KM
2.00	17	20	1.00	EST	17	EST KM
3.00	47	20	1.00	EST	47	EST KM
4**	73	10,503	11.00	KM	801	M3 KM

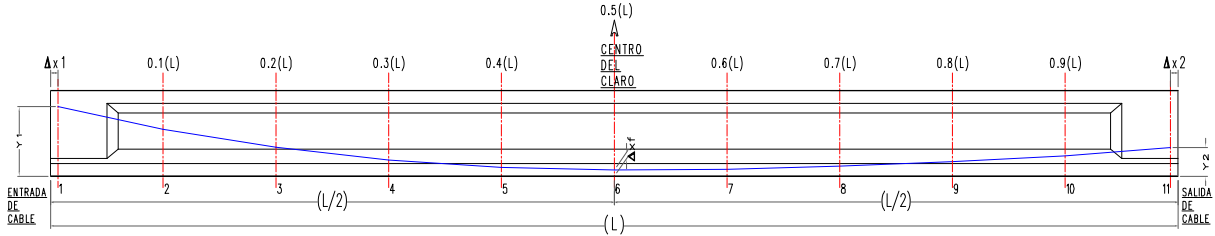
ACARREOS			
MATERIAL	PRODUCTO	DE LOS	CORTES
m3 ESTACION	m3 hm	m3 Km	
63		2125	
DESPERDICIO			
MATERIAL PRODUCTO DE LOS PRESTAMOS DE BANCO			
m3 1er Km	m3 Km Subs		Vol. Agua m3
373	4105		

DRENAJE MENOR	EXCAVACIONES		ACERO DE REFUERZO	
	MATERIAL A	92.29m3	ACERO DE REFUERZO	---
MATERIAL B	61.52m3	ACERO POR TEMPERATURA	292.26	Kg.
MATERIAL C	46.14m3			
RELLENO	46.14m3	1.20 m6(Conc.)	13.75	m
ARROPE	54.23m3	m6( )		m
PLANTILLA mat granular	7.83 m3	m6( )		m
CONCRETO	f'c = 100 Kg/cm2 f'c = 150 Kg/cm2 f'c = 46.14m3 f'c = Kg/cm2	DEMOLICIONES MAMPOSTERIA		m3
CONCRETO CICLOPEO	m3	PLANTILLA DE MATERIAL GRANULAR		m3
MALLA ELECTROSOLDADA	24 m2	FILTRO DE PIEDRA TRITURADA		m3
		TUBO DE PVC. 10 CM P/DREN		m3
		CHAPEO EN CORONA - MUROS		m3

# ANEXO C. MEMORIA DE CÁLCULO



**TRAZO DE CABLE C-4**



**ECUACIÓN DE LA PARABOLA**

$X^2 = 4P(Y)$  Ec \_\_\_\_\_(1)

$Y = \frac{X^2}{4P}$  Ec \_\_\_\_\_(2)

**DATOS GENERALES DEL CABLE DE PRESFUERZO**

**DATOS DEL ACERO DE PRESFUERZO**

Tipo	frg kg/mm <sup>2</sup>	fru kg/mm <sup>2</sup>	f o kg/mm <sup>2</sup>	A o kg/mm <sup>2</sup>	Fo ton
15T15	189.20	160.20	151.36	2.115.00	320.13

**EJE NEUTRO**

Ss cm	S c cm
96.60	96.60

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m	LONGITUD cm
1	16.215	1.300	
2	12.972	0.904	326.71
3	9.729	0.596	325.76
4	6.486	0.376	325.05
5	3.243	0.244	324.57
6	0.000	0.200	324.33
7	3.243	0.212	324.30
8	6.486	0.248	324.32
9	9.729	0.308	324.36
10	12.972	0.392	324.41
11	16.215	0.500	324.48
	32.430		3,248.28

LONGITUD DE TRABE
L trabe, m = 32.73
SEPARACIÓN A PAÑO
Δ x 1, m = 0.15
Δ x 2, m = 0.15
LONGITUD DE CABLE
Δx cable, m = 32.43
Secciones = 10

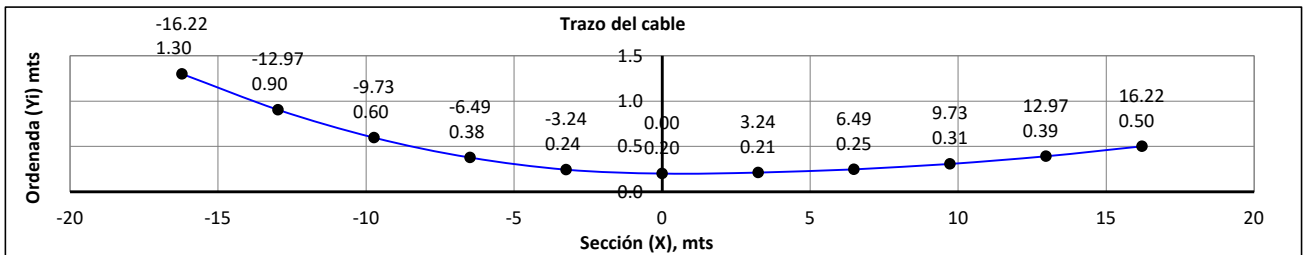
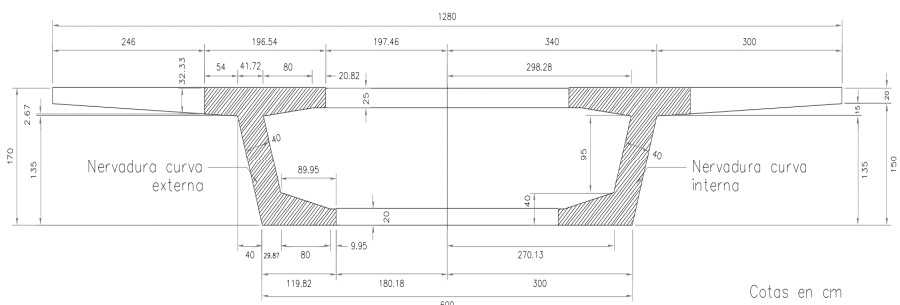
LONGITUD POR SECCIÓN
Δ x (a), m = 3.243
Δ x (b), m = 3.243
LONGITUD MEDIA DE CABLE
Δx cable(a) = 16.22
Δx cable(b) = 16.22

**PUNTOS DE INTERES DEL PRESFUERZO**

PUNTO INICIAL	PUNTO FINAL	PUNTO MEDIO
X 1(m) = 16.22	X 11(m) = 16.22	
Y 1 (m) = 1.10	Y 11 (m) = 0.30	D xf = 0.2
P 1 = 59.76	P 11 = 219.11	

**TRAZO DEL CABLE DE PRESFUERZO**

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m
1	-16.215	1.300
2	-12.972	0.904
3	-9.729	0.596
4	-6.486	0.376
5	-3.243	0.244
6	0.000	0.200
7	3.243	0.212
8	6.486	0.248
9	9.729	0.308
10	12.972	0.392
11	16.215	0.500



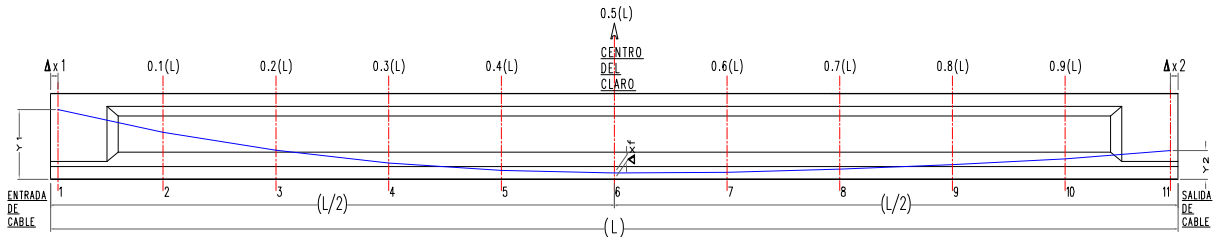
SECCION SIMPLE.			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00

SECCION COMPUESTA			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00





**TRAZO DE CABLE C-5**



**ECUACIÓN DE LA PARABOLA**

$$X^2 = 4P(Y) \quad Ec \text{ (1)}$$

$$Y = \frac{X^2}{4P} \quad Ec \text{ (2)}$$

**DATOS GENERALES DEL CABLE DE PRESFUERZO**

**DATOS DEL ACERO DE PRESFUERZO**

Tipo	frg kg/mm <sup>2</sup>	fru kg/mm <sup>2</sup>	f o kg/mm <sup>2</sup>	A o kg/mm <sup>2</sup>	Fo ton
15T15	189.20	160.20	151.36	2,115.00	320.13

**EJE NEUTRO**

Ss cm	S c cm
96.60	96.60

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m	LONGITUD cm
1	16.215	0.900	
2	12.972	0.648	325.28
3	9.729	0.452	324.89
4	6.486	0.312	324.60
5	3.243	0.228	324.41
6	0.000	0.200	324.31
7	3.243	0.228	324.31
8	6.486	0.312	324.41
9	9.729	0.452	324.60
10	12.972	0.648	324.89
11	16.215	0.900	325.28
	32.430		3,246.98

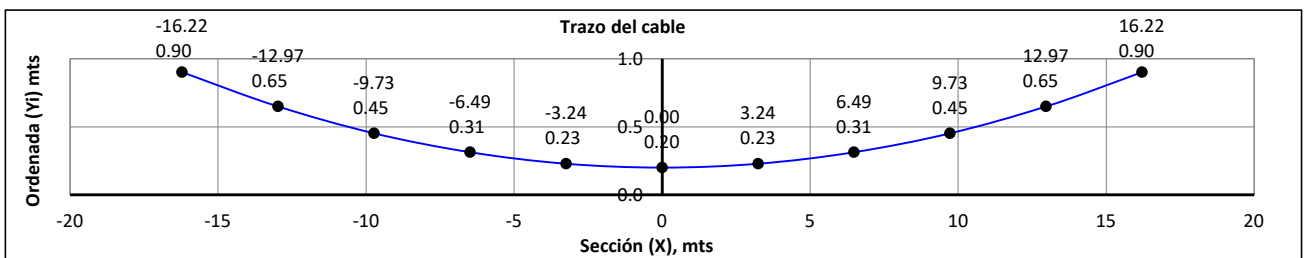
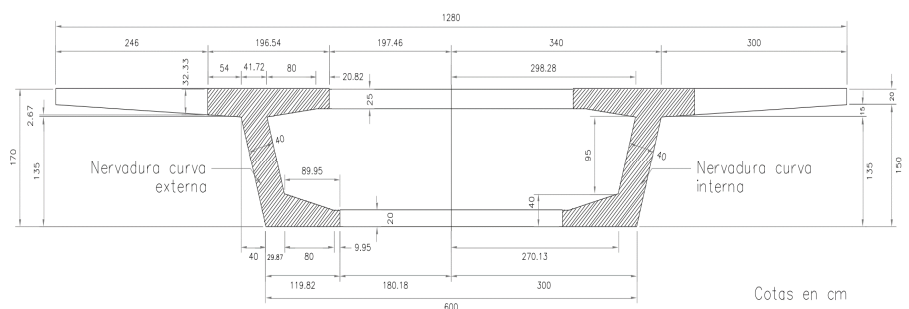
LONGITUD DE TRABE
L trabe, m = 32.73
SEPARACIÓN A PAÑO
Δ x 1, m = 0.15
Δ x 2, m = 0.15
LONGITUD DE CABLE
Δx cable, m = 32.43
Secciones = 10

LONGITUD POR SECCIÓN
Δ x (a), m = 3.243
Δ x (b), m = 3.243
LONGITUD MEDIA DE CABLE
Δx cable(a) = 16.22
Δx cable(b) = 16.22

PUNTOS DE INTERES DEL PRESFUERZO		
PUNTO INICIAL	PUNTO FINAL	PUNTO MEDIO
X 1(m) = 16.22	X 11(m) = 16.22	
Y 1 (m) = 0.70	Y 11 (m) = 0.70	D xf = 0.2
P 1 = 93.90	P 11 = 93.90	

**TRAZO DEL CABLE DE PRESFUERZO**

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m
1	-16.215	0.900
2	-12.972	0.648
3	-9.729	0.452
4	-6.486	0.312
5	-3.243	0.228
6	0.000	0.200
7	3.243	0.228
8	6.486	0.312
9	9.729	0.452
10	12.972	0.648
11	16.215	0.900

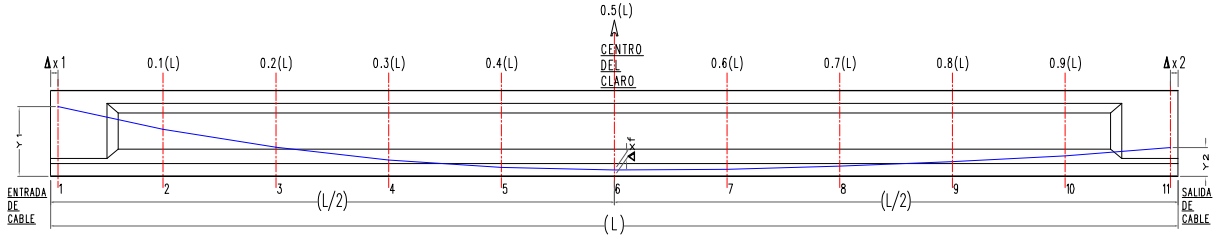


SECCION SIMPLE.			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00

SECCION COMPUESTA			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00



**TRAZO DE CABLE C-6**



**ECUACIÓN DE LA PARABOLA**

$$X^2 = 4P(Y) \quad Ec \text{ (1)}$$

$$Y = \frac{X^2}{4P} \quad Ec \text{ (2)}$$

**DATOS GENERALES DEL CABLE DE PRESFUERZO**

**DATOS DEL ACERO DE PRESFUERZO**

Tipo	frg kg/mm <sup>2</sup>	fru kg/mm <sup>2</sup>	f o kg/mm <sup>2</sup>	A o kg/mm <sup>2</sup>	Fo ton
15T15	189.20	160.20	151.36	2,115.00	320.13

**EJE NEUTRO**

Ss cm	S c cm
96.60	96.60

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m	LONGITUD cm
1	16.215	0.500	
2	12.972	0.392	324.48
3	9.729	0.308	324.41
4	6.486	0.248	324.36
5	3.243	0.212	324.32
6	0.000	0.200	324.30
7	3.243	0.244	324.33
8	6.486	0.376	324.57
9	9.729	0.596	325.05
10	12.972	0.904	325.76
11	16.215	1.300	326.71
	32.430		3,248.28

LONGITUD DE TRABE
L trabe, m = 32.73
SEPARACIÓN A PAÑO
Δ x 1, m = 0.15
Δ x 2, m = 0.15
LONGITUD DE CABLE
Δx cable, m = 32.43
Secciones = 10

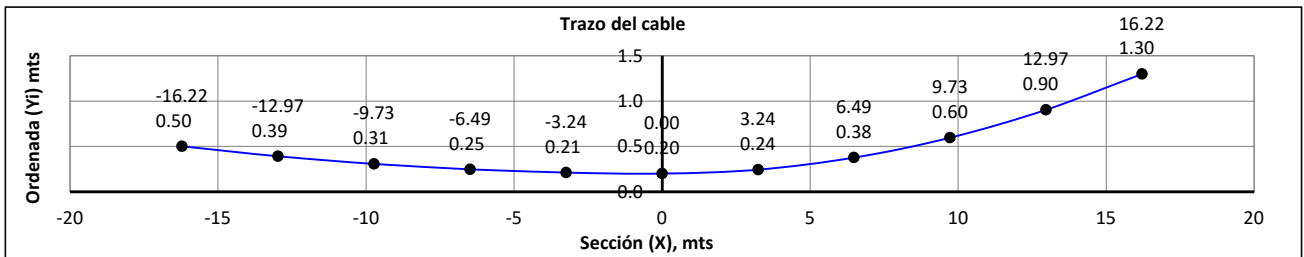
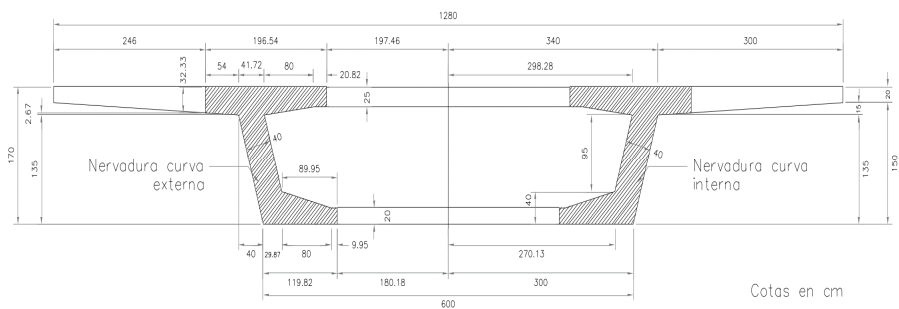
LONGITUD POR SECCIÓN
Δ x (a), m = 3.243
Δ x (b), m = 3.243
LONGITUD MEDIA DE CABLE
Δx cable(a) = 16.22
Δx cable(b) = 16.22

**PUNTOS DE INTERÉS DEL PRESFUERZO**

PUNTO INICIAL	PUNTO FINAL	PUNTO MEDIO
X 1(m) = 16.22	X 11(m) = 16.22	
Y 1(m) = 0.30	Y 11(m) = 1.10	D xf = 0.2
P 1 = 219.11	P 11 = 59.76	

**TRAZO DEL CABLE DE PRESFUERZO**

PUNTO #	ABCISA (x) m	ORDENADA (y) m
1	-16.215	0.500
2	-12.972	0.392
3	-9.729	0.308
4	-6.486	0.248
5	-3.243	0.212
6	0.000	0.200
7	3.243	0.244
8	6.486	0.376
9	9.729	0.596
10	12.972	0.904
11	16.215	1.300



SECCION SIMPLE.			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00

SECCION COMPUESTA			
A cm <sup>2</sup>	Y i cm	Y s cm	I cm <sup>4</sup>
14,193.00	96.60	73.40	50,134,692.00



**DATOS GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS**

**DATOS GEOMETRICOS.**

CABLE # =	4	
LONGITUD DE LA TRABE =	32.73	m
PROFUNDIDAD CAJA IZQUIERDA(Dx1) =	0.15	m
PROFUNDIDAD CAJA DERECHA (Dx2) =	0.15	m
SECCIONES A ANALIZAR =	10	

**CARACTERÍSTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE.**

**TRABE SECCIÓN CAJÓN**

**SECCIÓN SIMPLE**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**SECCIÓN COMPUESTA**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

nb <sub>e</sub> =	196.54
b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO**

CONCRETO F'c =	450	kg/cm <sup>2</sup>
----------------	-----	--------------------

**DATOS DEL CABLE DE PRESFUERZO.**

**CARACTERÍSTICAS DEL CABLE**

Cable (tipo) =	15T15
Ep (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
f <sub>rg</sub> (kg/mm <sup>2</sup> ) =	189.20
f <sub>ru</sub> (kg/mm <sup>2</sup> ) =	160.20
Tensado =	0.80
A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
f <sub>o</sub> (kg/mm <sup>2</sup> ) =	151.36

**Simbología.**

Cable formado por torones de baja relajación
Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo
Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
Factor de tensado del acero de presfuerzo
Área transversal del acero de presfuerzo
Esfuerzo de tensado del acero de presfuerzo

**COEFICIENTES UTILIZADOS**

Coefficiente de fricción por desarrollo lineal, κ =	0.0002
Coefficiente de fricción por curvatura, μ =	0.25
Deslizamiento del anclaje (entrada de cono), Δ =	6 mm
Relajacion =	3.5%

**TRAZO DEL CABLE**

ENTRADA DEL CABLE (Y <sub>1</sub> ) =	1.1 mts.	
SALIDA DEL CABLE (Y <sub>2</sub> ) =	0.3 mts.	e = 0.00025
CABLE AL C. CLARO(Y <sub>cc</sub> ) =	0.2 mts.	r <sub>t</sub> = 0.18
No. DE CABLES =	6	



Facultad de  
Ingeniería

ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION.**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		COEFICIENTES UTILIZADOS		DATOS DEL CABLE	
L trabe (m) =	32.73	$\kappa =$	0.0002	Cable (tipo) =	15T15
$\Delta x 1$ (m) =	0.15	$\mu =$	0.25	$E_p$ (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
$\Delta x 2$ (m) =	0.15	$\Delta =$	6 mm	frg (kg/Cm <sup>2</sup> ) =	18,920.00
$\Delta x$ cable (m) =	32.43	Relajacion =	3.50% a 100 hrs.	Tensado al =	0.80
No.Secc. =	10			fo (kg/cm <sup>2</sup> ) =	15,136.00
$\Delta x =$	3.243	$\Delta m$ fricción =	11.590	A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
$\Delta y$ c.claro =	20	(Pendiente por fricción)		<b>CABLE :</b>	<b>4</b>

Sección	(X)	(X)	Yi	$\Delta Y_i$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\alpha$	$\alpha$ acumulado	f i (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_i$
	Partiendo del C. Claro	partiendo del apoyo (m)	Desde el patín inf. de trabe (cm)	(m)	(radianes)	(rad) parcial	(grados)	(grados)	Esfzo. después de perdidas por fricción	Perdida por fricción (kg/cm <sup>2</sup> )
1	16.22	0.00	130.00	1.10	0.00	0.03	0.00	0.00	15,136.00	0.00
2	12.97	3.24	90.40	0.70	0.03	0.03	1.55	1.55	15,098.41	37.59
3	9.73	6.49	59.60	0.40	0.05	0.03	3.11	3.11	15,060.83	75.17
4	6.49	9.73	37.60	0.18	0.08	0.03	4.66	4.66	15,023.24	112.76
5	3.24	12.97	24.40	0.04	0.11	-0.07	6.22	6.22	14,985.66	150.34
6	0.00	16.22	20.00	0.00	0.04	0.04	2.12	2.12	14,948.07	187.93
7	3.24	19.46	21.20	0.01	0.03	0.01	1.70	2.54	14,910.49	225.51
8	6.49	22.70	24.80	0.05	0.02	0.01	1.27	2.97	14,872.90	263.10
9	9.73	25.94	30.80	0.11	0.01	0.01	0.85	3.39	14,835.31	300.69
10	12.97	29.19	39.20	0.19	0.01	0.01	0.42	3.82	14,797.73	338.27
11	16.22	32.43	50.00	0.30	0.00	0.01	0.00	4.24	14,760.14	375.86

**CÁLCULO DE LA LONGITUD DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO**

$E_p (\Delta) = 1,224,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta m \text{ fricción} = 11.590 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$

$d = 3,249.7748 \text{ cm}$

(\*)  $d = 32.50 \text{ m}$

CALCULO DEL ESFUERZO AL PUNTO DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO.

**Izquierdo**

(\*)  $f_i (d) = 14,759.36 \text{ kg/mm}^2$

COMENTARIO : **TENSAR EL CABLE POR UN LADO**

**FORMULAS EMPLEADAS**

$\Delta_m = f_o - \frac{fL/2}{L/2}$  Ec\_\_\_\_\_ (1) Pendiente por fricción

$d = \frac{E_p (A)}{\Delta_m \text{ fricción}}$  Ec\_\_\_\_\_ (3) Longitud de influencia por entrada de cuña

$\Delta_{f_o} = f_o e^{-(kx+\mu)}$  Ec\_\_\_\_\_ (2) Perdidas por fricción y curvatura



**CALCULO DE ESFUERZOS DE ACUÑAMIENTO.**

Sección	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Esfuerzo después de perdidas por fricción.	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	15,136.00	14,382.72	$\Delta_{acuñ.} = \frac{f_i(d) - f_e}{d_{acuñ.}}$ Ec _____ (4) Pendiente por acuñamiento
2	15,098.41	14,420.30	
3	15,060.83	14,457.89	$f_e = f_o - [2(f_o - f_i) (d)]$ Ec _____ (5) Esfuerzo en el anclaje después de ocurrido el acuñamiento
4	15,023.24	14,495.47	
5	14,985.66	14,533.06	
6	14,948.07	14,570.65	
7	14,910.49	14,608.23	
8	14,872.90	14,645.82	
9	14,835.31	14,683.40	
10	14,797.73	14,720.99	
11	14,760.14	14,758.57	
Acuñamiento	14,759.36	14,382.72	

f (e) = 14,382.72  
Δm acuñ. = 11.590

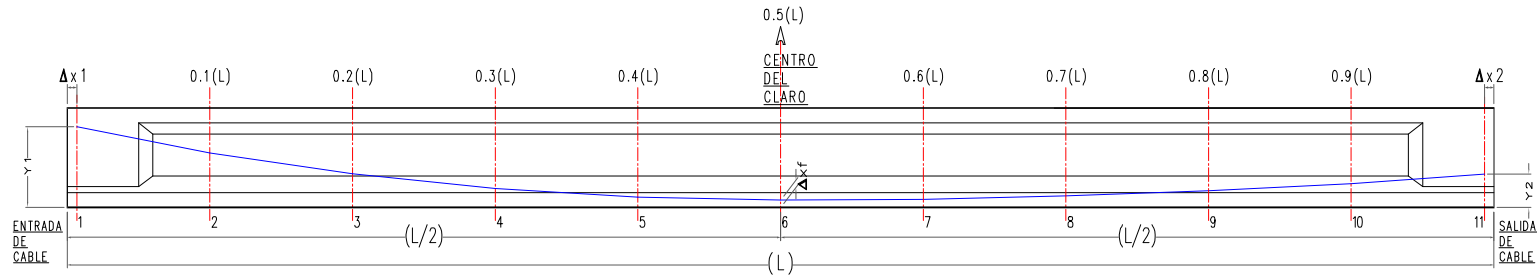
**GRÁFICA DE ESFUERZOS**

Sección	Abcisa (mts)	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>acuñ</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Long. Cable (cm)	Alarg. (mm)
1	0.00	15,136.00	14,382.72		
2	3.24	15,098.41	14,420.30	326.71	24.21
3	6.49	15,060.83	14,457.89	325.76	24.08
4	9.73	15,023.24	14,495.47	325.05	23.97
5	12.97	14,985.66	14,533.06	324.57	23.87
6	16.22	14,948.07	14,570.65	324.33	23.80
7	19.46	14,910.49	14,608.23	324.30	23.73
8	22.70	14,872.90	14,645.82	324.32	23.67
9	25.94	14,835.31	14,683.40	324.36	23.62
10	29.19	14,797.73	14,720.99	324.41	23.56
11	32.43	14,760.14	14,758.57	324.48	23.51
Acuñ.	32.50	14,759.36	14,382.72	324.48	23.48

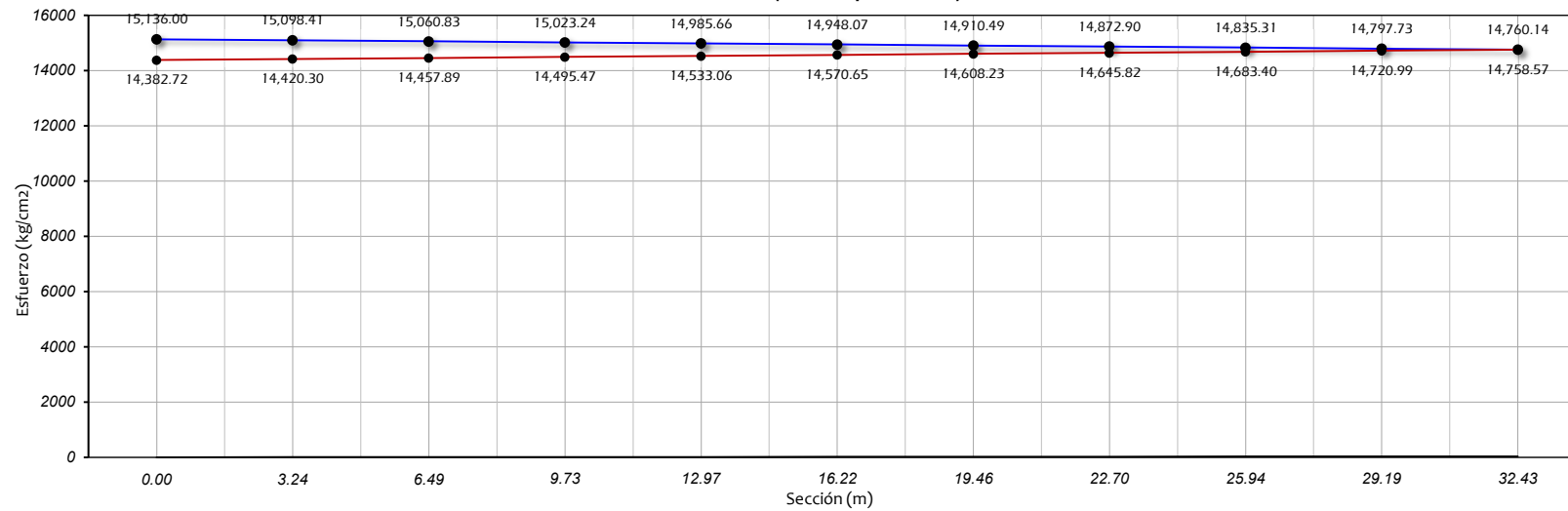
Alargamiento del cable, mm = 261.50



GRAFICA DE ESFUERZOS (TENSADO POR UN SOLO LADO)



Grafica de esfuerzos (tensado por un lado)







**PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO**

**Características de los materiales.**

**f<sub>c</sub>** = 450 Kg/cm<sup>2</sup>  
**E<sub>ci</sub>** = 296,984.85 Kg/cm<sup>2</sup>

**Características de la trabe.**

**A** = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
**Y<sub>i</sub>** = 96.60 cm  
**Y<sub>s</sub>** = 73.40 cm  
**I** = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**Características del presfuerzo.**

**Cable** = 15T15  
**E<sub>p</sub>** = 20,400.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
**F<sub>rg</sub>** = 189.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
**Tensado al** = 0.80  
**F<sub>o</sub>** = 151.36 Kg/cm<sup>2</sup>  
**A<sub>presf</sub>** = 2,115.00 mm<sup>2</sup>  
**r<sup>2</sup>** = 0.35  
**N** = 6.00 Cables

**Momentos por peso propio.**

**Sección simple**

**W(popo)** = 3.406 ton/m  
**Claro (L)** = 32.73  
**n** = 6.869

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2] \quad Ec. \text{ (6)}$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right) \quad Ec. \text{ (7)}$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \quad \text{Condición de apoyo simple}$$

Sección	(X)	f l kg/cm <sup>2</sup>	f acañ kg/cm <sup>2</sup>	f l (r) kg/cm <sup>2</sup>	M po.po t - m	Δ y l cm	e m	e 2 m <sup>2</sup>	P i ton
1	0.00	15,136.00	14,382.72	14,382.72	0.00	1.10	-0.13	0.02	304.19
2	3.24	15,098.41	14,420.30	14,420.30	162.87	0.70	0.26	0.07	304.99
3	6.49	15,060.83	14,457.89	14,457.89	289.91	0.40	0.57	0.32	305.78
4	9.73	15,023.24	14,495.47	14,495.47	381.13	0.18	0.79	0.62	306.58
5	12.97	14,985.66	14,533.06	14,533.06	436.52	0.04	0.92	0.85	307.37
6	16.22	14,948.07	14,570.65	14,570.65	456.09	0.00	0.97	0.93	308.17
7	19.46	14,910.49	14,608.23	14,608.23	436.52	0.01	0.95	0.91	308.96
8	22.70	14,872.90	14,645.82	14,645.82	381.13	0.05	0.92	0.84	309.76
9	25.94	14,835.31	14,683.40	14,683.40	289.91	0.11	0.86	0.74	310.55
10	29.19	14,797.73	14,720.99	14,720.99	162.87	0.19	0.77	0.60	311.35
11	32.43	14,760.14	14,758.57	14,760.14	0.00	0.30	0.67	0.44	312.18
<b>Acuñ.</b>	<b>32.50</b>	<b>14,759.36</b>	<b>14,382.72</b>	<b>14,759.36</b>	<b>0.00</b>	<b>0.30</b>	<b>0.67</b>	<b>0.44</b>	<b>312.16</b>

Sección	P/A kg/cm <sup>2</sup>	1+(e2/r2)	Mo e / I kg/cm <sup>2</sup>	f c kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm <sup>2</sup>
1	21.43	1.05	0.00	22.52	64.46
2	21.49	1.19	8.51	17.15	49.09
3	21.54	1.92	32.96	8.40	24.04
4	21.60	2.77	60.06	0.29	0.83
5	21.66	3.41	80.28	6.50	18.61
6	21.71	3.64	87.88	8.81	25.21
7	21.77	3.58	83.06	5.21	14.91
8	21.82	3.39	69.79	4.11	11.75
9	21.88	3.08	49.61	17.87	51.14
10	21.94	2.70	25.14	34.00	97.30
11	22.00	2.26	0.00	49.61	142.00
<b>Acuñamiento</b>	<b>21.99</b>	<b>2.26</b>	<b>0.00</b>	<b>49.61</b>	<b>141.99</b>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta_f = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_c \quad Ec. \text{ (8)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{popo} * e}{I} \right) \quad Ec. \text{ (9)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad Ec. \text{ (10)}$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad Ec. \text{ (11)}$$



### PERDIDAS DIFERIDAS

#### CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Características de los materiales.

$\epsilon = 0.00025$   
 $E_p = 20400$   
 $r_t = 0.18$

Formulas

$$\Delta f_c = E_p * \epsilon(1 - r_t) \quad E_c. \text{-----}(12)$$

$$\Delta f_c = 418.200 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Sección	Abcisa m	$\Delta f_c$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	418.20
2	3.24	418.20
3	6.49	418.20
4	9.73	418.20
5	12.97	418.20
6	16.22	418.20
7	19.46	418.20
8	22.70	418.20
9	25.94	418.20
10	29.19	418.20
11	32.43	418.20
Acuñamiento	32.50	418.20

#### Resumen de pérdidas Instantaneas

Sección	Abcisa m	$\Delta f_{c\text{fricción}}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E.cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A.elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	(*) $\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	753.28	64.46	817.74	14,318.26
2	3.24	37.59	715.70	49.09	802.38	14,333.62
3	6.49	75.17	678.11	24.04	777.33	14,358.67
4	9.73	112.76	640.53	0.83	754.12	14,381.88
5	12.97	150.34	602.94	18.61	771.90	14,364.10
6	16.22	187.93	565.35	25.21	778.49	14,357.51
7	19.46	225.51	527.77	14.91	768.19	14,367.81
8	22.70	263.10	490.18	11.75	765.03	14,370.97
9	25.94	300.69	452.60	51.14	804.42	14,331.58
10	29.19	338.27	415.01	97.30	850.59	14,285.41
11	32.43	375.86	377.43	142.00	895.28	14,240.72
Acuñamiento	32.50	375.86	753.28	141.99	1,271.13	13,864.87

(\*)  
Esfuerzo en el cable después  
de ocurridas las pérdidas  
instantaneas.



**FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO**

**MOMENTOS POR PESO PROPIO**

Sección compuesta

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2]$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \text{ Condición de apoyo simple}$$

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Ep = 20,400.00 kg/cm  
 Eci = 296,984.85 kg/cm  
 n = 6.87

W(popo) = 3.406 ton/m  
 Claro (L) = 32.73

**CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE**

Sección compuesta

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
 Yi = 96.60 cm  
 Ys = 73.40 cm  
 I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta f_f = 2 * f_i \left( \frac{E_p}{E_c} \right) \text{ Ec. (13)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{pp} * e}{I} \right) \text{ Ec. (14)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

Sección	Abcisa m	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	M po.po (t - m) Sec. Comp	Mo e / I (kg/cm2)	f c (kg/cm2)	Δ f Sec. compuesta kg/cm <sup>2</sup>	Δ f Sec. Simple kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm2
1	0.00	14,318.26	0.00	0.00	22.52	64.46	64.46	885.57
2	3.24	14,333.62	162.87	8.51	17.15	49.09	49.09	674.46
3	6.49	14,358.67	289.91	32.96	8.40	24.04	24.04	330.30
4	9.73	14,381.88	381.13	60.06	-0.29	-0.83	0.83	11.45
5	12.97	14,364.10	436.52	80.28	-6.50	-18.61	18.61	255.70
6	16.22	14,357.51	456.09	87.88	-8.81	-25.21	25.21	346.32
7	19.46	14,367.81	439.84	83.70	-5.84	-16.71	14.91	204.78
8	22.70	14,370.97	387.76	71.00	2.89	8.28	11.75	161.44
9	25.94	14,331.58	299.85	51.32	16.17	46.27	51.14	702.52
10	29.19	14,285.41	176.12	27.19	31.95	91.44	97.30	1,336.75
11	32.43	14,240.72	16.57	2.20	47.41	135.70	142.00	1,950.82
Acuñamiento	32.50	13,864.87	12.85	1.71	47.90	137.11	141.99	1,950.72

**RELAJACION DEL ACERO DE PRESFUERZO.**

Datos : f rg = 18,920.00  
 P(1000)hrs = 3.5  
 μ o = 0.43

Sección	Abcisa m o =	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	Δ f r Sec. Compuesta t-m
1	0.00	14,318.26	982.57
2	3.24	14,333.62	986.07
3	6.49	14,358.67	991.78
4	9.73	14,381.88	997.09
5	12.97	14,364.10	993.03
6	16.22	14,357.51	991.52
7	19.46	14,367.81	993.87
8	22.70	14,370.97	994.59
9	25.94	14,331.58	985.60
10	29.19	14,285.41	975.11
11	32.43	14,240.72	964.99
Acuñamiento	32.50	13,864.87	881.68

**FORMULA EMPLEADA**

$$\Delta f_r = \frac{6}{100} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{rg}} - \mu_o \right) * f_{pi} * P_{1000 \text{ hrs}} \text{ Ec. (15)}$$



**RESUMEN DE PERDIDAS**

Sección	Abcisa m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. Elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Flujo plástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	753.28	64.46	817.74	418.20	885.57	982.57	2,286.34
2	3.24	37.59	715.70	49.09	802.38	418.20	674.46	986.07	2,078.73
3	6.49	75.17	678.11	24.04	777.33	418.20	330.30	991.78	1,740.28
4	9.73	112.76	640.53	0.83	754.12	418.20	11.45	997.09	1,426.74
5	12.97	150.34	602.94	18.61	771.90	418.20	255.70	993.03	1,666.93
6	16.22	187.93	565.35	25.21	778.49	418.20	346.32	991.52	1,756.04
7	19.46	225.51	527.77	14.91	768.19	418.20	204.78	993.87	1,616.86
8	22.70	263.10	490.18	11.75	765.03	418.20	161.44	994.59	1,574.23
9	25.94	300.69	452.60	51.14	804.42	418.20	702.52	985.60	2,106.32
10	29.19	338.27	415.01	97.30	850.59	418.20	1,336.75	975.11	2,730.05
11	32.43	375.86	377.43	142.00	895.28	418.20	1,950.82	964.99	3,334.01
Acuñamiento	32.50	375.86	753.28	141.99	1,271.13	418.20	1,950.72	881.68	3,250.60

Sección	Abcisa m	$\Delta$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ (%) perdidas instantaneas	$\Delta$ (%) perdidas diferidas	$\Delta$ (%) perdidas totales
1	0.00	817.74	2,286.34	15,136.00	12,031.92	254.48	5.40	15.11	20.51
2	3.24	802.38	2,078.73	15,136.00	12,254.89	259.19	5.30	13.73	19.03
3	6.49	777.33	1,740.28	15,136.00	12,618.39	266.88	5.14	11.50	16.63
4	9.73	754.12	1,426.74	15,136.00	12,955.14	274.00	4.98	9.43	14.41
5	12.97	771.90	1,666.93	15,136.00	12,697.18	268.55	5.10	11.01	16.11
6	16.22	778.49	1,756.04	15,136.00	12,601.47	266.52	5.14	11.60	16.75
7	19.46	768.19	1,616.86	15,136.00	12,750.95	269.68	5.08	10.68	15.76
8	22.70	765.03	1,574.23	15,136.00	12,796.73	270.65	5.05	10.40	15.45
9	25.94	804.42	2,106.32	15,136.00	12,225.26	258.56	5.31	13.92	19.23
10	29.19	850.59	2,730.05	15,136.00	11,555.36	244.40	5.62	18.04	23.66
11	32.43	895.28	3,334.01	15,136.00	10,906.70	230.68	5.91	22.03	27.94
Acuñamiento	32.50	1,271.13	3,250.60	15,136.00	10,614.26	224.49	8.40	21.48	29.87



Facultad de  
Ingeniería

ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**RESUMEN FINAL.**

**CABLE:**

**4**

Sección	Abcisa m	Ordenada m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	1.30	817.74	2,286.34	15,136.00	12,031.92	320.13	254.48	17.30	48.36
2	3.24	0.90	802.38	2,078.73	15,136.00	12,254.89	320.13	259.19	16.97	43.97
3	6.49	0.60	777.33	1,740.28	15,136.00	12,618.39	320.13	266.88	16.44	36.81
4	9.73	0.38	754.12	1,426.74	15,136.00	12,955.14	320.13	274.00	15.95	30.18
5	12.97	0.24	771.90	1,666.93	15,136.00	12,697.18	320.13	268.55	16.33	35.26
6	16.22	0.20	778.49	1,756.04	15,136.00	12,601.47	320.13	266.52	16.47	37.14
7	19.46	0.21	768.19	1,616.86	15,136.00	12,750.95	320.13	269.68	16.25	34.20
8	22.70	0.25	765.03	1,574.23	15,136.00	12,796.73	320.13	270.65	16.18	33.30
9	25.94	0.31	804.42	2,106.32	15,136.00	12,225.26	320.13	258.56	17.01	44.55
10	29.19	0.39	850.59	2,730.05	15,136.00	11,555.36	320.13	244.40	17.99	57.74
11	32.43	0.50	895.28	3,334.01	15,136.00	10,906.70	320.13	230.68	18.94	70.51
Acuñamiento	32.50	0.50	1,271.13	3,250.60	15,136.00	10,614.26	320.13	224.49	26.88	68.75

**TABLA RESUMEN DE PERDIDAS**

**4**

Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Perdidas ton.
1	0.00	1.30	0.00	753.28	64.46	817.74	418.20	885.57	982.57	2,286.34	320.13	254.48	17.30	48.36	20.51
2	3.24	0.90	37.59	715.70	49.09	802.38	418.20	674.46	986.07	2,078.73	320.13	259.19	16.97	43.97	19.03
3	6.49	0.60	75.17	678.11	24.04	777.33	418.20	330.30	991.78	1,740.28	320.13	266.88	16.44	36.81	16.63
4	9.73	0.38	112.76	640.53	0.83	754.12	418.20	11.45	997.09	1,426.74	320.13	274.00	15.95	30.18	14.41
5	12.97	0.24	150.34	602.94	18.61	771.90	418.20	255.70	993.03	1,666.93	320.13	268.55	16.33	35.26	16.11
6	16.22	0.20	187.93	565.35	25.21	778.49	418.20	346.32	991.52	1,756.04	320.13	266.52	16.47	37.14	16.75
7	19.46	0.21	225.51	527.77	14.91	768.19	418.20	204.78	993.87	1,616.86	320.13	269.68	16.25	34.20	15.76
8	22.70	0.25	263.10	490.18	11.75	765.03	418.20	161.44	994.59	1,574.23	320.13	270.65	16.18	33.30	15.45
9	25.94	0.31	300.69	452.60	51.14	804.42	418.20	702.52	985.60	2,106.32	320.13	258.56	17.01	44.55	19.23
10	29.19	0.39	338.27	415.01	97.30	850.59	418.20	1,336.75	975.11	2,730.05	320.13	244.40	17.99	57.74	23.66
11	32.43	0.50	375.86	377.43	142.00	895.28	418.20	1,950.82	964.99	3,334.01	320.13	230.68	18.94	70.51	27.94
Acuñ.	32.50	0.50	375.86	753.28	141.99	1,271.13	418.20	1,950.72	881.68	3,250.60	320.13	224.49	26.88	68.75	29.87
														$\Delta f_p =$	18.68



**DATOS GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS**

**DATOS GEOMETRICOS.**

CABLE # =	5	
LONGITUD DE LA TRABE =	32.73	m
PROFUNDIDAD CAJA IZQUIERDA(Dx1) =	0.15	m
PROFUNDIDAD CAJA DERECHA (Dx2) =	0.15	m
SECCIONES A ANALIZAR =	10	

**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE.**

**TRABE SECCIÓN CAJÓN**

**SECCIÓN SIMPLE**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**SECCIÓN COMPUESTA**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

nb <sub>e</sub> =	196.54
b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO**

CONCRETO F <sup>o</sup> C =	450	kg/cm <sup>2</sup>
-----------------------------	-----	--------------------

**DATOS DEL CABLE DE PRESFUERZO.**

**CARACTERÍSTICAS DEL CABLE**

Cable (tipo) =	15T15
Ep (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
frg (kg/mm <sup>2</sup> ) =	189.20
fru (kg/mm <sup>2</sup> ) =	160.20
Tensado =	0.80
A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
fo (kg/mm <sup>2</sup> ) =	151.36

**Simbología.**

Cable formado por torones de baja relajación
Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo
Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
Factor de tensado del acero de presfuerzo
Área transversal del acero de presfuerzo
Esfuerzo de tensado del acero de presfuerzo

**COEFICIENTES UTILIZADOS**

Coefficiente de fricción por desarrollo lineal, κ =	0.0002
Coefficiente de fricción por curvatura, μ =	0.25
Deslizamiento del anclaje (entrada de cono), Δ =	6 mm
Relajacion =	3.5%

**TRAZO DEL CABLE**

ENTRADA DEL CABLE (Y <sub>1</sub> ) =	0.7	mts.	
SALIDA DEL CABLE (Y <sub>2</sub> ) =	0.7	mts.	e = 0.00025
CABLE AL C. CLARO(Y <sub>cc</sub> ) =	0.2	mts.	r <sub>t</sub> = 0.18
No. DE CABLES =	6		





Facultad de  
Ingeniería

ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION.**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		COEFICIENTES UTILIZADOS		DATOS DEL CABLE	
L trabe (m) =	32.73	$\kappa =$	0.0002	Cable (tipo) =	15T15
$\Delta x 1$ (m) =	0.15	$\mu =$	0.25	$E_p$ (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
$\Delta x 2$ (m) =	0.15	$\Delta =$	6 mm	frg (kg/Cm <sup>2</sup> ) =	18,920.00
$\Delta x$ cable (m) =	32.43	Relajacion =	3.50% a 100 hrs.	Tensado al =	0.80
No.Secc. =	10			fo (kg/cm <sup>2</sup> ) =	15,136.00
$\Delta x =$	3.243	$\Delta m$ fricción =	22.890	A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
$\Delta y$ c.claro =	20	(Pendiente por fricción)		<b>CABLE :</b>	<b>5</b>

Sección	(X)	(X)	Yi	$\Delta Y_i$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\alpha$	$\alpha$ acumulado	f i (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_i$
	Partiendo del C. Claro	partiendo del apoyo (m)	Desde el patín inf. de trabe (cm)	(m)	(radianes)	(rad) parcial	(grados)	(grados)	Esfzo. después de pérdidas por fricción	Perdida por fricción (kg/cm <sup>2</sup> )
1	16.22	0.00	90.00	0.70	0.00	0.02	0.00	0.00	15,136.00	0.00
2	12.97	3.24	64.80	0.45	0.02	0.02	0.99	0.99	15,061.77	74.23
3	9.73	6.49	45.20	0.25	0.03	0.02	1.98	1.98	14,987.53	148.47
4	6.49	9.73	31.20	0.11	0.05	0.02	2.97	2.97	14,913.30	222.70
5	3.24	12.97	22.80	0.03	0.07	0.02	3.96	3.96	14,839.06	296.94
6	0.00	16.22	20.00	0.00	0.09	0.09	4.95	4.95	14,764.83	371.17
7	3.24	19.46	22.80	0.03	0.07	0.02	3.96	5.94	14,690.60	445.40
8	6.49	22.70	31.20	0.11	0.05	0.02	2.97	6.93	14,616.36	519.64
9	9.73	25.94	45.20	0.25	0.03	0.02	1.98	7.92	14,542.13	593.87
10	12.97	29.19	64.80	0.45	0.02	0.02	0.99	8.90	14,467.90	668.10
11	16.22	32.43	90.00	0.70	0.00	0.02	0.00	9.89	14,393.66	742.34

**CÁLCULO DE LA LONGITUD DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO**

$E_p (\Delta) = 1,224,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta m \text{ fricción} = 22.890 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$

$d = 2,312.4016 \text{ cm}$

(\*)  $d = 23.12 \text{ m}$

CALCULO DEL ESFUERZO AL PUNTO DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO.

**Izquierdo**

(\*)  $f_i (d) = 14,606.68 \text{ kg/mm}^2$

COMENTARIO : **TENSAR EL CABLE POR UN LADO**

**FORMULAS EMPLEADAS**

$\Delta_m = f_o - \frac{fL/2}{L/2}$  Ec\_\_\_\_\_ (1) Pendiente por fricción

$d = \frac{E_p (A)}{\Delta_m \text{ fricción}}$  Ec\_\_\_\_\_ (3) Longitud de influencia por entrada de cuña

$\Delta_{f_o} = f_o e^{-(kx+\mu)}$  Ec\_\_\_\_\_ (2) Perdidas por fricción y curvatura



**CALCULO DE ESFUERZOS DE ACUÑAMIENTO.**

Sección	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Esfuerzo después de perdidas por fricción.	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	15,136.00	14,077.36	$\Delta_{acuñ.} = \frac{f_i(d) - f_e}{d_{acuñ.}}$ Ec _____ (4) Pendiente por acuñamiento  $f_e = f_o - [2(f_o - f_i(d))]$ Ec _____ (5) Esfuerzo en el anclaje después de ocurrido el acuñamiento  f (e) = 14,077.36 Δm acuñ. = 22.890
2	15,061.77	14,151.59	
3	14,987.53	14,225.83	
4	14,913.30	14,300.06	
5	14,839.06	14,374.30	
6	14,764.83	14,448.53	
7	14,690.60	14,522.76	
8	14,616.36	14,597.00	
Acuñamiento	14,606.68	14,671.23	
9	14,542.13		
10	14,467.90		
11	14,393.66		

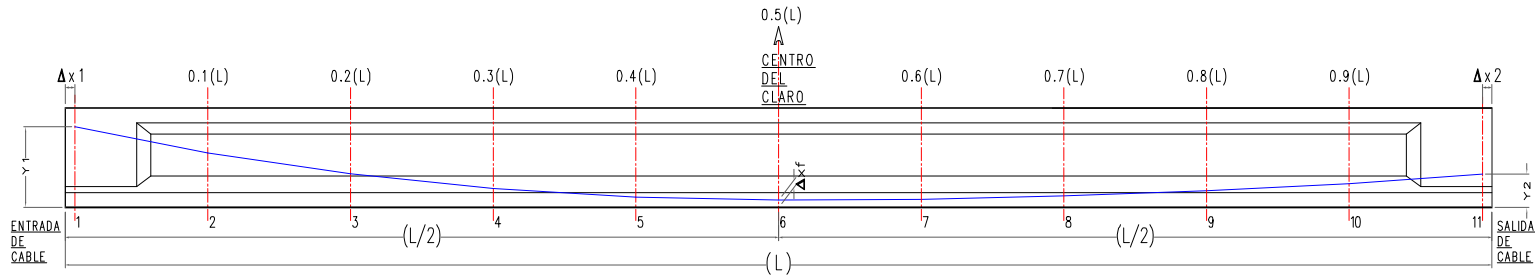
**GRÁFICA DE ESFUERZOS**

Sección	Abcisa (mts)	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>acuñ</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Long. Cable (cm)	Alarg. (mm)
1	0.00	15,136.00	14,077.36		
2	3.24	15,061.77	14,151.59	325.28	24.08
3	6.49	14,987.53	14,225.83	324.89	23.93
4	9.73	14,913.30	14,300.06	324.60	23.79
5	12.97	14,839.06	14,374.30	324.41	23.66
6	16.22	14,764.83	14,448.53	324.31	23.53
7	19.46	14,690.60	14,522.76	324.31	23.41
8	22.70	14,616.36	14,597.00	324.41	23.30
Acuñ.	23.12	14,606.68	14,671.23	324.60	23.25
9	25.94	14,542.13		324.60	23.20
10	29.19	14,467.90		324.89	23.10
11	32.43	14,393.66		325.28	23.01

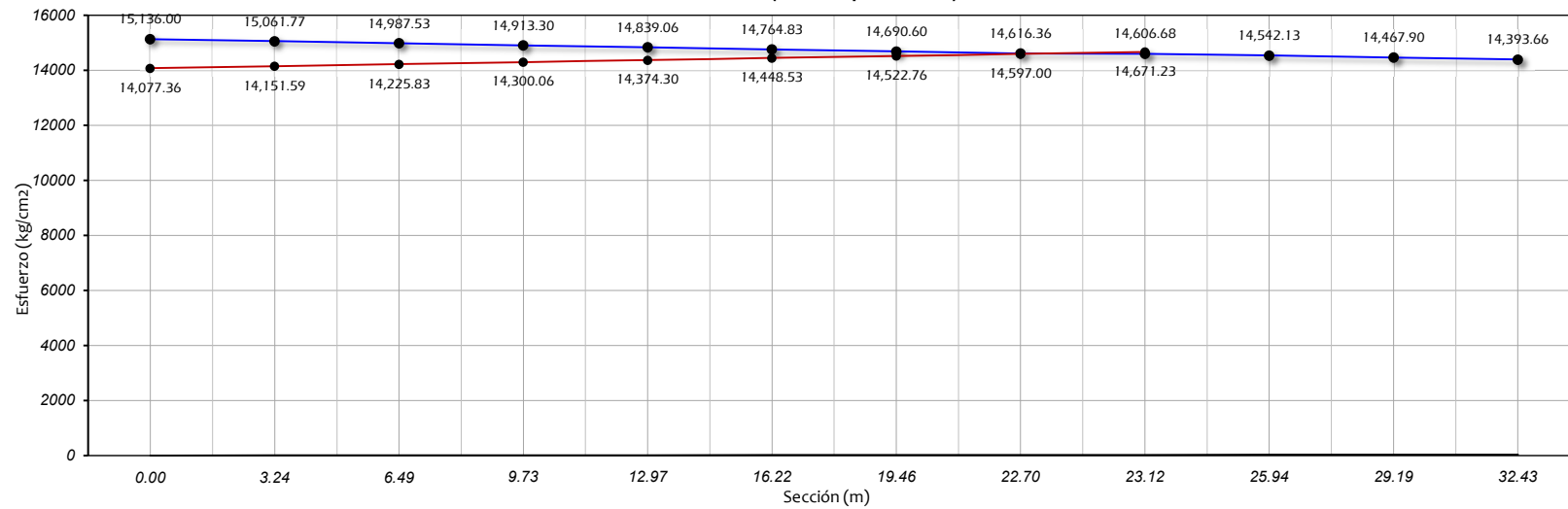
Alargamiento del cable, mm = 258.26



GRAFICA DE ESFUERZOS (TENSADO POR UN SOLO LADO)



Grafica de esfuerzos (tensado por un lado)





**PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO**

**Características de los materiales.**

**f<sub>c</sub>** = 450 Kg/cm<sup>2</sup>  
**E<sub>ci</sub>** = 296,984.85 Kg/cm<sup>2</sup>

**Características de la trabe.**

**A** = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
**Y<sub>i</sub>** = 96.60 cm  
**Y<sub>s</sub>** = 73.40 cm  
**I** = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**Características del presfuerzo.**

**Cable** = 15T15  
**E<sub>p</sub>** = 20,400.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
**F<sub>rg</sub>** = 189.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
**Tensado al** = 0.80  
**F<sub>o</sub>** = 151.36 Kg/cm<sup>2</sup>  
**A<sub>presf</sub>** = 2,115.00 mm<sup>2</sup>  
**r<sup>2</sup>** = 0.35  
**N** = 6.00 Cables

**Momentos por peso propio.**

**Sección simple**

**W<sub>(popo)</sub>** = 3.406 ton/m  
**Claro (L)** = 32.73  
**n** = 6.869

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2] \quad Ec. \text{---}(6)$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right) \quad Ec. \text{---}(7)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \quad \text{Condición de apoyo simple}$$

Sección	(X)	f l kg/cm <sup>2</sup>	f acuña kg/cm <sup>2</sup>	f l (r) kg/cm <sup>2</sup>	M po.po t - m	Δ y l cm	e m	e 2 m <sup>2</sup>	P i ton
1	0.00	15,136.00	14,077.36	14,077.36	0.00	0.70	0.27	0.07	297.74
2	3.24	15,061.77	14,151.59	14,151.59	162.87	0.45	0.52	0.27	299.31
3	6.49	14,987.53	14,225.83	14,225.83	289.91	0.25	0.71	0.51	300.88
4	9.73	14,913.30	14,300.06	14,300.06	381.13	0.11	0.85	0.73	302.45
5	12.97	14,839.06	14,374.30	14,374.30	436.52	0.03	0.94	0.88	304.02
6	16.22	14,764.83	14,448.53	14,448.53	456.09	0.00	0.97	0.93	305.59
7	19.46	14,690.60	14,522.76	14,522.76	436.52	0.03	0.94	0.88	307.16
8	22.70	14,616.36	14,597.00	14,597.00	381.13	0.11	0.85	0.73	308.73
Acuña.	23.12	14,606.68	14,671.23	14,606.68	371.26	0.25	0.71	0.51	308.93
9	25.94	14,542.13		14,542.13	289.91	0.25	0.71	0.51	307.57
10	29.19	14,467.90		14,467.90	162.87	0.45	0.52	0.27	306.00
11	32.43	14,393.66		14,393.66	0.00	0.70	0.27	0.07	304.43

Sección	P/A kg/cm <sup>2</sup>	1+(e2/r2)	M o e / I kg/cm <sup>2</sup>	f c kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm <sup>2</sup>
1	20.98	1.20	0	25.18	72.067
2	21.09	1.76	16.83	20.28	58.042
3	21.20	2.44	41.29	10.51	30.069
4	21.31	3.06	64.92	0.39	1.102
5	21.42	3.49	81.67	6.90	19.741
6	21.53	3.64	87.88	9.47	27.105
7	21.64	3.49	81.67	6.13	17.531
8	21.75	3.06	64.92	1.74	4.983
Acuñamiento	21.77	2.44	52.87	0.31	0.878
9	21.67	2.44	41.29	11.66	33.364
10	21.56	1.76	16.83	21.11	60.416
11	21.45	1.20	0.00	25.75	73.686

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta_f = \frac{N-1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_c \quad Ec. \text{---}(8)$$

$$f_c = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{popo} * e}{I} \right) \quad Ec. \text{---}(9)$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad Ec. \text{---}(10)$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad Ec. \text{---}(11)$$



### PERDIDAS DIFERIDAS

#### CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Características de los materiales.

$\epsilon = 0.00025$   
 $E_p = 20400$   
 $r_t = 0.18$

Formulas

$$\Delta f_c = E_p * \epsilon(1 - r_t) \quad E_c. \text{-----}(12)$$

$$\Delta f_c = 418.200 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Sección	Abcisa m	$\Delta f_c$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	418.20
2	3.24	418.20
3	6.49	418.20
4	9.73	418.20
5	12.97	418.20
6	16.22	418.20
7	19.46	418.20
8	22.70	418.20
Acuñamiento	23.12	418.20
9	25.94	418.20
10	29.19	418.20
11	32.43	418.20

#### Resumen de pérdidas Instantaneas

Sección	Abcisa m	$\Delta f_{c\text{fricción}}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E.cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A.elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	(*) $\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,058.64	72.07	1,130.71	14,005.29
2	3.24	74.23	984.41	58.04	1,116.68	14,019.32
3	6.49	148.47	910.17	30.07	1,088.71	14,047.29
4	9.73	222.70	835.94	1.10	1,059.74	14,076.26
5	12.97	296.94	761.70	19.74	1,078.38	14,057.62
6	16.22	371.17	687.47	27.11	1,085.74	14,050.26
7	19.46	445.40	613.24	17.53	1,076.17	14,059.83
8	22.70	519.64	539.00	4.98	1,063.62	14,072.38
Acuñamiento	23.12	593.87	464.77	0.88	1,059.52	14,076.48
9	25.94	593.87		33.36	627.24	14,508.76
10	29.19	668.10		60.42	728.52	14,407.48
11	32.43	742.34		73.69	816.02	14,319.98

(\*)  
Esfuerzo en el cable después  
de ocurridas las pérdidas  
instantaneas.



**FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO**

**MOMENTOS POR PESO PROPIO**

Sección compuesta

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2]$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \text{ Condición de apoyo simple}$$

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Ep = 20,400.00 kg/cm  
 Eci = 296,984.85 kg/cm  
 n = 6.87

W(popo) = 3.406 ton/m  
 Claro (L) = 32.73

**CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE**

Sección compuesta.

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
 Yi = 96.60 cm  
 Ys = 73.40 cm  
 I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta f_r = 2 * f_i \left( \frac{E_p}{E_c} \right) \text{ Ec. (13)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{pp} * e}{I} \right) \text{ Ec. (14)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

Sección	Abcisa m	σ i después de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	M po.po (t - m) Sec. Comp	Mo e / I (kg/cm2)	f c (kg/cm2)	Δ f Sec. compuesta kg/cm <sup>2</sup>	Δ f Sec. Simple kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm2
1	0.00	14,005.29	0.00	0.00	25.18	72.07	72.07	990.06
2	3.24	14,019.32	162.87	16.83	20.28	58.04	58.04	797.39
3	6.49	14,047.29	289.91	41.29	10.51	30.07	30.07	413.08
4	9.73	14,076.26	381.13	64.92	0.39	1.10	1.10	15.14
5	12.97	14,057.62	436.52	81.67	-6.90	-19.74	19.74	271.21
6	16.22	14,050.26	456.09	87.88	-9.47	-27.11	27.11	372.37
7	19.46	14,059.83	439.84	82.29	-6.75	-19.31	17.53	240.84
8	22.70	14,072.38	387.76	66.05	0.61	1.75	4.98	68.46
Acuñamiento	23.12	14,076.48	378.32	53.88	-0.70	-2.00	0.88	12.06
9	25.94	14,508.76	299.85	42.70	10.24	29.31	33.36	458.36
10	29.19	14,407.48	176.12	18.20	19.74	56.50	60.42	830.00
11	32.43	14,319.98	16.57	0.88	24.87	71.17	73.69	1,012.30

**RELAJACION DEL ACERO DE PRESFUERZO.**

Datos : f rg = 18,920.00  
 P(1000)hrs = 3.5  
 μ o = 0.43

Sección	Abcisa m o =	σ i después de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	Δ f r Sec. Compuesta t-m
1	0.00	14,005.29	912.44
2	3.24	14,019.32	915.54
3	6.49	14,047.29	921.73
4	9.73	14,076.26	928.15
5	12.97	14,057.62	924.02
6	16.22	14,050.26	922.38
7	19.46	14,059.83	924.51
8	22.70	14,072.38	927.29
Acuñamiento	23.12	14,076.48	928.20
9	25.94	14,508.76	1,026.32
10	29.19	14,407.48	1,002.96
11	32.43	14,319.98	982.96

**FORMULA EMPLEADA**

$$\Delta f_r = \frac{6}{100} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{rg}} - \mu_o \right) * f_{pi} * P_{1000 \text{ hrs}} \text{ Ec. (15)}$$





**RESUMEN DE PERDIDAS**

Sección	Abcisa m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. Elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Flujo plástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,058.64	72.07	1,130.71	418.20	990.06	912.44	2,320.70
2	3.24	74.23	984.41	58.04	1,116.68	418.20	797.39	915.54	2,131.13
3	6.49	148.47	910.17	30.07	1,088.71	418.20	413.08	921.73	1,753.01
4	9.73	222.70	835.94	1.10	1,059.74	418.20	15.14	928.15	1,361.50
5	12.97	296.94	761.70	19.74	1,078.38	418.20	271.21	924.02	1,613.43
6	16.22	371.17	687.47	27.11	1,085.74	418.20	372.37	922.38	1,712.96
7	19.46	445.40	613.24	17.53	1,076.17	418.20	240.84	924.51	1,583.55
8	22.70	519.64	539.00	4.98	1,063.62	418.20	68.46	927.29	1,413.95
Acuñaamiento	23.12	593.87	464.77	0.88	1,059.52	418.20	12.06	928.20	1,358.46
9	25.94	593.87	0.00	33.36	627.24	418.20	458.36	1,026.32	1,902.89
10	29.19	668.10	0.00	60.42	728.52	418.20	830.00	1,002.96	2,251.16
11	32.43	742.34	0.00	73.69	816.02	418.20	1,012.30	982.96	2,413.46

Sección	Abcisa m	$\Delta$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ o Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ (%) perdidas instantaneas	$\Delta$ (%) perdidas diferidas	$\Delta$ (%) perdidas totales
1	0.00	1,130.71	2,320.70	15,136.00	11,684.59	247.13	7.47	15.33	22.80
2	3.24	1,116.68	2,131.13	15,136.00	11,888.19	251.44	7.38	14.08	21.46
3	6.49	1,088.71	1,753.01	15,136.00	12,294.28	260.02	7.19	11.58	18.77
4	9.73	1,059.74	1,361.50	15,136.00	12,714.76	268.92	7.00	9.00	16.00
5	12.97	1,078.38	1,613.43	15,136.00	12,444.19	263.19	7.12	10.66	17.78
6	16.22	1,085.74	1,712.96	15,136.00	12,337.30	260.93	7.17	11.32	18.49
7	19.46	1,076.17	1,583.55	15,136.00	12,476.28	263.87	7.11	10.46	17.57
8	22.70	1,063.62	1,413.95	15,136.00	12,658.42	267.73	7.03	9.34	16.37
Acuñaamiento	23.12	1,059.52	1,358.46	15,136.00	12,718.02	268.99	7.00	8.98	15.98
9	25.94	627.24	1,902.89	15,136.00	12,605.88	266.61	4.14	12.57	16.72
10	29.19	728.52	2,251.16	15,136.00	12,156.32	257.11	4.81	14.87	19.69
11	32.43	816.02	2,413.46	15,136.00	11,906.51	251.82	5.39	15.95	21.34



**RESUMEN FINAL.**

**CABLE:**

**5**

Sección	Abcisa m	Ordenada m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.90	1,130.71	2,320.70	15,136.00	11,684.59	320.13	247.13	23.91	49.08
2	3.24	0.65	1,116.68	2,131.13	15,136.00	11,888.19	320.13	251.44	23.62	45.07
3	6.49	0.45	1,088.71	1,753.01	15,136.00	12,294.28	320.13	260.02	23.03	37.08
4	9.73	0.31	1,059.74	1,361.50	15,136.00	12,714.76	320.13	268.92	22.41	28.80
5	12.97	0.23	1,078.38	1,613.43	15,136.00	12,444.19	320.13	263.19	22.81	34.12
6	16.22	0.20	1,085.74	1,712.96	15,136.00	12,337.30	320.13	260.93	22.96	36.23
7	19.46	0.23	1,076.17	1,583.55	15,136.00	12,476.28	320.13	263.87	22.76	33.49
8	22.70	0.31	1,063.62	1,413.95	15,136.00	12,658.42	320.13	267.73	22.50	29.91
Acuñamiento	23.12	0.45	1,059.52	1,358.46	15,136.00	12,718.02	320.13	268.99	22.41	28.73
9	25.94	0.45	627.24	1,902.89	15,136.00	12,605.88	320.13	266.61	13.27	40.25
10	29.19	0.65	728.52	2,251.16	15,136.00	12,156.32	320.13	257.11	15.41	47.61
11	32.43	0.90	816.02	2,413.46	15,136.00	11,906.51	320.13	251.82	17.26	51.04

**TABLA RESUMEN DE PERDIDAS**

**5**

Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Perdidas ton.
1	0.00	0.90	0.00	1,058.64	72.07	1,130.71	418.20	990.06	912.44	2,320.70	320.13	247.13	23.91	49.08	22.80
2	3.24	0.65	74.23	984.41	58.04	1,116.68	418.20	797.39	915.54	2,131.13	320.13	251.44	23.62	45.07	21.46
3	6.49	0.45	148.47	910.17	30.07	1,088.71	418.20	413.08	921.73	1,753.01	320.13	260.02	23.03	37.08	18.77
4	9.73	0.31	222.70	835.94	1.10	1,059.74	418.20	15.14	928.15	1,361.50	320.13	268.92	22.41	28.80	16.00
5	12.97	0.23	296.94	761.70	19.74	1,078.38	418.20	271.21	924.02	1,613.43	320.13	263.19	22.81	34.12	17.78
6	16.22	0.20	371.17	687.47	27.11	1,085.74	418.20	372.37	922.38	1,712.96	320.13	260.93	22.96	36.23	18.49
7	19.46	0.23	445.40	613.24	17.53	1,076.17	418.20	240.84	924.51	1,583.55	320.13	263.87	22.76	33.49	17.57
8	22.70	0.31	519.64	539.00	4.98	1,063.62	418.20	68.46	927.29	1,413.95	320.13	267.73	22.50	29.91	16.37
Acuñ.	23.12	0.45	593.87	464.77	0.88	1,059.52	418.20	12.06	928.20	1,358.46	320.13	268.99	22.41	28.73	15.98
9	25.94	0.45	593.87	0.00	33.36	627.24	418.20	458.36	1,026.32	1,902.89	320.13	266.61	13.27	40.25	16.72
10	29.19	0.65	668.10	0.00	60.42	728.52	418.20	830.00	1,002.96	2,251.16	320.13	257.11	15.41	47.61	19.69
11	32.43	0.90	742.34	0.00	73.69	816.02	418.20	1,012.30	982.96	2,413.46	320.13	251.82	17.26	51.04	21.34
														$\Delta f_p =$	18.58



**DATOS GENERALES PARA LA ESTIMACIÓN DE PÉRDIDAS**

**DATOS GEOMETRICOS.**

CABLE # =	6	
LONGITUD DE LA TRABE =	32.73	m
PROFUNDIDAD CAJA IZQUIERDA(Dx1) =	0.15	m
PROFUNDIDAD CAJA DERECHA (Dx2) =	0.15	m
SECCIONES A ANALIZAR =	10	

**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE.**

**TRABE SECCIÓN CAJÓN**

**SECCIÓN SIMPLE**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss=	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**SECCIÓN COMPUESTA**

AREA DE LA TRABE (A) =	14,193.00	cm <sup>2</sup>
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Yi) =	96.60	cm
PRFUNDIDAD DEL EJE NEUTRO (Ys) =	73.40	cm
MOMENTO DE INERCIA (Is) =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>
Modulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>
Modulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm

nb <sub>e</sub> =	196.54
b <sup>sup</sup> =	196.54
d <sub>1</sub> =	20
d <sub>2</sub> =	20
d <sub>3</sub> =	95
d <sub>4</sub> =	15
d <sub>5</sub> =	20
bw =	40
b <sup>inf</sup> =	600
h =	170
t <sub>1</sub> =	0

**CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO**

CONCRETO F <sup>c</sup> =	450	kg/cm <sup>2</sup>
---------------------------	-----	--------------------

**DATOS DEL CABLE DE PRESFUERZO.**

**CARACTERÍSTICAS DEL CABLE**

Cable (tipo) =	15T15
Ep (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
frg (kg/mm <sup>2</sup> ) =	189.20
fru (kg/mm <sup>2</sup> ) =	160.20
Tensado =	0.80
A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
fo (kg/mm <sup>2</sup> ) =	151.36

**Simbología.**

Cable formado por torones de baja relajación
Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo
Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo
Esfuerzo de fluencia del acero de presfuerzo
Factor de tensado del acero de presfuerzo
Área transversal del acero de presfuerzo
Esfuerzo de tensado del acero de presfuerzo

**COEFICIENTES UTILIZADOS**

Coefficiente de fricción por desarrollo lineal, κ =	0.0002
Coefficiente de fricción por curvatura, μ =	0.25
Deslizamiento del anclaje (entrada de cono), Δ =	6 mm
Relajacion =	3.5%

**TRAZO DEL CABLE**

ENTRADA DEL CABLE (Y <sub>1</sub> ) =	0.3 mts.	
SALIDA DEL CABLE (Y <sub>2</sub> ) =	1.1 mts.	e = 0.00025
CABLE AL C. CLARO(Y <sub>cc</sub> ) =	0.2 mts.	r <sub>t</sub> = 0.18
No. DE CABLES =	6	



Facultad de  
Ingeniería

ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**CALCULO DE PERDIDAS POR FRICCION.**

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS		COEFICIENTES UTILIZADOS		DATOS DEL CABLE	
L trabe (m) =	32.73	$\kappa =$	0.0002	Cable (tipo) =	15T15
$\Delta x 1$ (m) =	0.15	$\mu =$	0.25	$E_p$ (kg/mm <sup>2</sup> ) =	20,400.00
$\Delta x 2$ (m) =	0.15	$\Delta =$	6 mm	frg (kg/Cm <sup>2</sup> ) =	18,920.00
$\Delta x$ cable (m) =	32.43	Relajacion =	3.50% a 100 hrs.	Tensado al =	0.80
No.Secc. =	10			fo (kg/cm <sup>2</sup> ) =	15,136.00
$\Delta x =$	3.243	$\Delta m$ fricción =	34.053	A (mm <sup>2</sup> ) =	2,115.00
$\Delta y$ c.claro =	20	(Pendiente por fricción)		<b>CABLE :</b>	<b>6</b>

Sección	(X)	(X)	Yi	$\Delta Y_i$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\frac{2 \Delta y}{x}$	$\alpha$	$\alpha$ acumulado	f i (kg/cm <sup>2</sup> )	$\Delta f_i$
	Partiendo del C. Claro	partiendo del apoyo (m)	Desde el patín inf. de trabe (cm)	(m)	(radianes)	(rad) parcial	(grados)	(grados)	Esfzo. después de perdidas por fricción	Perdida por fricción (kg/cm <sup>2</sup> )
1	16.22	0.00	50.00	0.30	0.00	0.01	0.00	0.00	15,136.00	0.00
2	12.97	3.24	39.20	0.19	0.01	0.01	0.42	0.42	15,025.57	110.43
3	9.73	6.49	30.80	0.11	0.01	0.01	0.85	0.85	14,915.13	220.87
4	6.49	9.73	24.80	0.05	0.02	0.01	1.27	1.27	14,804.70	331.30
5	3.24	12.97	21.20	0.01	0.03	0.11	1.70	1.70	14,694.27	441.73
6	0.00	16.22	20.00	0.00	0.14	0.14	7.77	7.77	14,583.84	552.16
7	3.24	19.46	24.40	0.04	0.11	0.03	6.22	9.33	14,473.40	662.60
8	6.49	22.70	37.60	0.18	0.08	0.03	4.66	10.88	14,362.97	773.03
9	9.73	25.94	59.60	0.40	0.05	0.03	3.11	12.44	14,252.54	883.46
10	12.97	29.19	90.40	0.70	0.03	0.03	1.55	13.99	14,142.11	993.89
11	16.22	32.43	130.00	1.10	0.00	0.03	0.00	15.55	14,031.67	1,104.33

**CÁLCULO DE LA LONGITUD DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO**

$E_p (\Delta) = 1,224,000.00 \text{ kg/cm}^2$

$\Delta m \text{ fricción} = 34.053 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$

$d = 1,895.8990 \text{ cm}$

(\*)  $d = 18.96 \text{ m}$

CALCULO DEL ESFUERZO AL PUNTO DE INFLUENCIA POR ENTRADA DE CONO.

**Izquierdo**

(\*)  $f_i (d) = 14,490.40 \text{ kg/mm}^2$

COMENTARIO : **TENSAR EL CABLE POR UN LADO**

**FORMULAS EMPLEADAS**

$\Delta m = f_o - \frac{f L/2}{L/2}$  Ec \_\_\_\_\_ (1) Pendiente por fricción

$d = \sqrt{\frac{E_p (A)}{\Delta m \text{ fricción}}}$  Ec \_\_\_\_\_ (3) Longitud de influencia por entrada de cuña

$\Delta f_o = f_o e^{-(k x + \mu)}$  Ec \_\_\_\_\_ (2) Perdidas por fricción y curvatura



**CALCULO DE ESFUERZOS DE ACUÑAMIENTO.**

Sección	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) Esfuerzo después de perdidas por fricción.	f <sub>acuñ.</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	
1	15,136.00	13,844.79	$\Delta_{acuñ.} = \frac{f_i(d) - f_e}{d_{acuñ.}}$ Ec _____ (4) Pendiente por acuñamiento  $f_e = f_o - [2(f_o - f_i(d))]$ Ec _____ (5) Esfuerzo en el anclaje después de ocurrido el acuñamiento  f (e) = 13,844.79  $\Delta m_{acuñ.} = 34.053$
2	15,025.57	13,955.22	
3	14,915.13	14,065.66	
4	14,804.70	14,176.09	
5	14,694.27	14,286.52	
6	14,583.84	14,396.96	
Acuñamiento	14,490.40	14,507.39	
7	14,473.40		
8	14,362.97		
9	14,252.54		
10	14,142.11		
11	14,031.67		

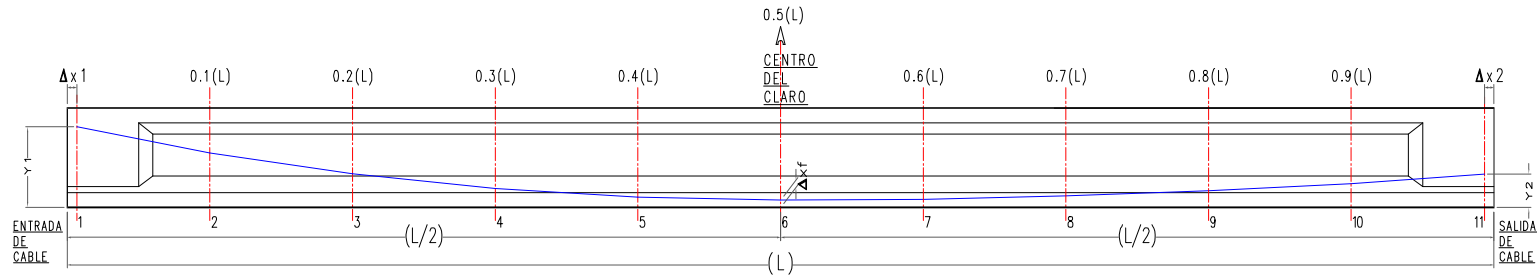
**GRÁFICA DE ESFUERZOS**

Sección	Abcisa (mts)	f <sub>i</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	f <sub>acuñ</sub> (kg/cm <sup>2</sup> )	Long. Cable (cm)	Alarg. (mm)
1	0.000	15,136.00	13,844.79		
2	3.243	15,025.57	13,955.22	324.48	23.99
3	6.486	14,915.13	14,065.66	324.41	23.81
4	9.729	14,804.70	14,176.09	324.36	23.63
5	12.972	14,694.27	14,286.52	324.32	23.45
6	16.215	14,583.84	14,396.96	324.30	23.27
Acuñ.	18.959	14,490.40	14,507.39	324.33	23.11
7	19.458	14,473.40		324.33	23.10
8	22.701	14,362.97		324.57	22.94
9	25.944	14,252.54		325.05	22.80
10	29.187	14,142.11		325.76	22.67
11	32.430	14,031.67		326.71	22.56

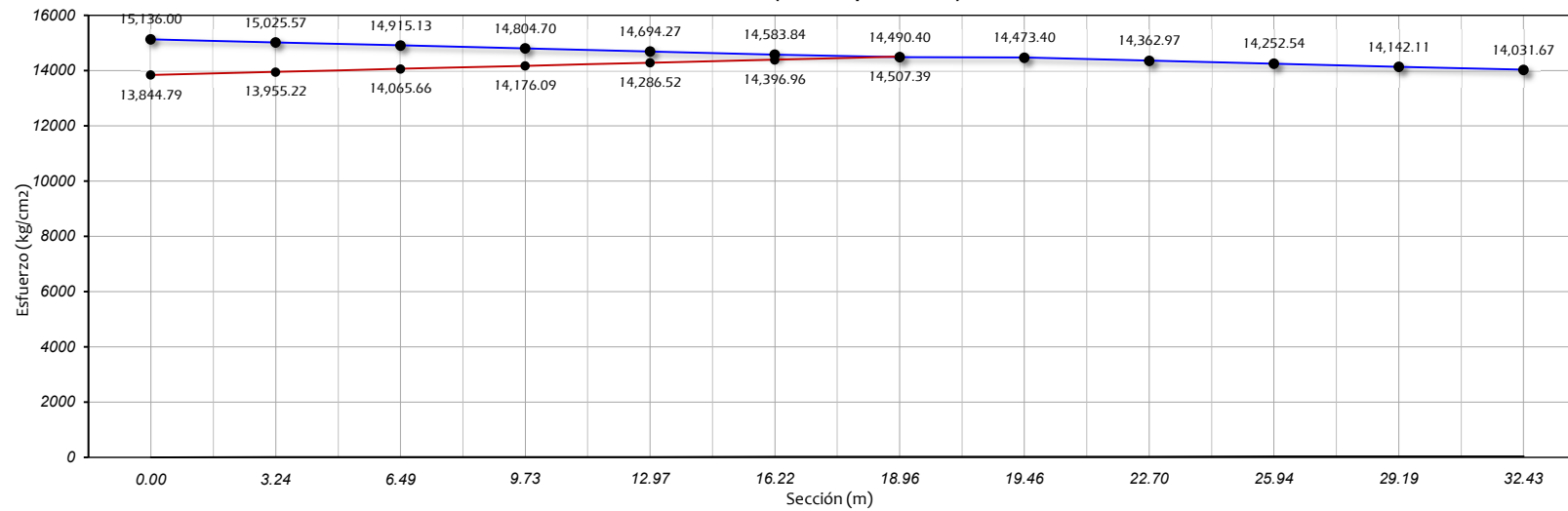
Alargamiento del cable, mm = 255.32



GRAFICA DE ESFUERZOS (TENSADO POR UN SOLO LADO)



Grafica de esfuerzos (tensado por un lado)







**PERDIDAS POR ACORTAMIENTO ELASTICO**

**Características de los materiales.**

**f<sub>c</sub>** = 450 Kg/cm<sup>2</sup>  
**E<sub>ci</sub>** = 296,984.85 Kg/cm<sup>2</sup>

**Características de la trabe.**

**A** = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
**Y<sub>i</sub>** = 96.60 cm  
**Y<sub>s</sub>** = 73.40 cm  
**I** = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**Características del presfuerzo.**

**Cable** = 15T15  
**E<sub>p</sub>** = 20,400.00 Kg/cm<sup>2</sup>  
**F<sub>rg</sub>** = 189.20 Kg/cm<sup>2</sup>  
**Tensado al** = 0.80  
**F<sub>o</sub>** = 151.36 Kg/cm<sup>2</sup>  
**A<sub>presf</sub>** = 2,115.00 mm<sup>2</sup>  
**r<sup>2</sup>** = 0.35  
**N** = 6.00 Cables

**Momentos por peso propio.**

**Sección simple**

**W(popo)** = 3.406 ton/m  
**Claro (L)** = 32.73  
**n** = 6.869

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2] \quad Ec. \text{---}(6)$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right) \quad Ec. \text{---}(7)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \quad \text{Condición de apoyo simple}$$

Sección	(X)	f l kg/cm <sup>2</sup>	f acuña kg/cm <sup>2</sup>	f l (r) kg/cm <sup>2</sup>	M po.po t - m	Δ y l cm	e m	e 2 m <sup>2</sup>	P i ton
1	0.00	15,136.00	13,844.79	13,844.79	0.00	0.30	0.67	0.44	292.82
2	3.24	15,025.57	13,955.22	13,955.22	162.87	0.19	0.77	0.60	295.15
3	6.49	14,915.13	14,065.66	14,065.66	289.91	0.11	0.86	0.74	297.49
4	9.73	14,804.70	14,176.09	14,176.09	381.13	0.05	0.92	0.84	299.82
5	12.97	14,694.27	14,286.52	14,286.52	436.52	0.01	0.95	0.91	302.16
6	16.22	14,583.84	14,396.96	14,396.96	456.09	0.00	0.97	0.93	304.50
Acuña.	18.96	14,490.40	14,507.39	14,490.40	444.67	0.04	0.92	0.85	306.47
7	19.46	14,473.40		14,473.40	436.52	0.04	0.92	0.85	306.11
8	22.70	14,362.97		14,362.97	381.13	0.18	0.79	0.62	303.78
9	25.94	14,252.54		14,252.54	289.91	0.40	0.57	0.32	301.44
10	29.19	14,142.11		14,142.11	162.87	0.70	0.26	0.07	299.11
11	32.43	14,031.67		14,031.67	0.00	1.10	-0.13	0.02	296.77

Sección	P/A kg/cm <sup>2</sup>	1+(e2/r2)	M o e / I kg/cm <sup>2</sup>	f c kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm <sup>2</sup>
1	20.63	2.26	0.00	46.54	133.19
2	20.80	2.70	25.14	30.92	88.50
3	20.96	3.08	49.61	15.03	43.01
4	21.12	3.39	69.79	1.74	4.97
5	21.29	3.58	83.06	6.92	19.81
6	21.45	3.64	87.88	9.75	27.91
Acuñamiento	21.59	3.41	81.78	8.22	23.52
7	21.57	3.41	80.28	6.81	19.48
8	21.40	2.77	60.06	0.84	2.40
9	21.24	1.92	32.96	7.81	22.36
10	21.07	1.19	8.51	16.66	47.68
11	20.91	1.05	0.00	21.97	62.89

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta_f = \frac{N - 1}{2N} * \frac{E_p}{E_{ci}} * f_c \quad Ec. \text{---}(8)$$

$$f_c = \frac{P}{A} * \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{popo} * e}{I} \right) \quad Ec. \text{---}(9)$$

$$n = \frac{E_p}{E_{ci}} \quad Ec. \text{---}(10)$$

$$r^2 = \frac{I}{A} \quad Ec. \text{---}(11)$$



### PERDIDAS DIFERIDAS

#### CONTRACCIÓN DEL CONCRETO

Características de los materiales.

$\epsilon = 0.00025$   
 $E_p = 20400$   
 $r_t = 0.18$

Formulas

$$\Delta f_c = E_p * \epsilon(1 - r_t) \quad E.c. \text{-----}(12)$$

$$\Delta f_c = 418.200 \quad \text{Kg/cm}^2$$

Sección	Abcisa m	$\Delta f_c$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	418.20
2	3.24	418.20
3	6.49	418.20
4	9.73	418.20
5	12.97	418.20
6	16.22	418.20
Acuñamiento	18.96	418.20
7	19.46	418.20
8	22.70	418.20
9	25.94	418.20
10	29.19	418.20
11	32.43	418.20

#### Resumen de pérdidas Instantaneas

Sección	Abcisa m	$\Delta f_{rción}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E.cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A.elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	(*) $\sigma_i$ kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,291.21	133.19	1,424.40	13,711.60
2	3.24	110.43	1,180.78	88.50	1,379.71	13,756.29
3	6.49	220.87	1,070.34	43.01	1,334.22	13,801.78
4	9.73	331.30	959.91	4.97	1,296.18	13,839.82
5	12.97	441.73	849.48	19.81	1,311.02	13,824.98
6	16.22	552.16	739.04	27.91	1,319.11	13,816.89
Acuñamiento	18.96	662.60	628.61	23.52	1,314.73	13,821.27
7	19.46	662.60		19.48	682.08	14,453.92
8	22.70	773.03		2.40	775.43	14,360.57
9	25.94	883.46		22.36	905.82	14,230.18
10	29.19	993.89		47.68	1,041.57	14,094.43
11	32.43	1,104.33		62.89	1,167.22	13,968.78

(\*)  
Esfuerzo en el cable después  
de ocurridas las pérdidas  
instantaneas.



**FLUJO PLASTICO DEL CONCRETO**

**MOMENTOS POR PESO PROPIO**

Sección compuesta

$$M_x = \frac{W_{popo}}{2} * [L(X) - X^2]$$

$$V_x = W_{popo} \left( \frac{L}{2} - X \right)$$

$$0 \leq X \leq \frac{L}{2} \text{ Condición de apoyo simple}$$

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES**

Ep = 20,400.00 kg/cm  
 Eci = 296,984.85 kg/cm  
 n = 6.87

W(popo) = 3.406 ton/m  
 Claro (L) = 32.73

**CARACTERÍSTICAS DE LA TRABE**

Sección compuesta

A = 14,193.00 cm<sup>2</sup>  
 Yi = 96.60 cm  
 Ys = 73.40 cm  
 I = 50,134,692.00 cm<sup>4</sup>

**FORMULAS EMPLEADAS**

$$\Delta f_f = 2 * f_i \left( \frac{E_p}{E_c} \right) \text{ Ec. (13)}$$

$$f_c = \frac{P}{A} \left( 1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \left( \frac{M_{pp} * e}{I} \right) \text{ Ec. (14)}$$

$$n = \frac{E_p}{E_c}$$

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

Sección	Abcisa m	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	M po.po (t - m) Sec. Comp	Mo e / I (kg/cm <sup>2</sup> )	f c (kg/cm <sup>2</sup> )	Δ f Sec. compuesta kg/cm <sup>2</sup>	Δ f Sec. Simple kg/cm <sup>2</sup>	Δ f kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	13,711.60	0.00	0.00	46.54	133.19	133.19	1,829.84
2	3.24	13,756.29	162.87	25.14	30.92	88.50	88.50	1,215.78
3	6.49	13,801.78	289.91	49.61	15.03	43.01	43.01	590.89
4	9.73	13,839.82	381.13	69.79	1.74	4.97	4.97	68.25
5	12.97	13,824.98	436.52	83.06	-6.92	-19.81	19.81	272.20
6	16.22	13,816.89	456.09	87.88	-9.75	-27.91	27.91	383.38
Acuñamiento	18.96	13,821.27	444.67	81.78	-8.22	-23.52	23.52	323.13
7	19.46	14,453.92	439.84	80.89	-7.42	-21.22	19.48	267.61
8	22.70	14,360.57	387.76	61.10	-1.88	-5.39	2.40	32.93
9	25.94	14,230.18	299.85	34.09	6.68	19.13	22.36	307.20
10	29.19	14,094.43	176.12	9.20	15.97	45.69	47.68	655.00
11	32.43	13,968.78	16.57	-0.44	22.42	64.16	62.89	863.95

**RELAJACION DEL ACERO DE PRESFUERZO.**

Datos : f rg = 18,920.00  
 P(1000)hrs = 3.5  
 μ o = 0.43

Sección	Abcisa m o =	σ i despues de Δ Inst kg/cm <sup>2</sup>	Δ f r Sec. Compuesta t-m
1	0.00	13,711.60	848.61
2	3.24	13,756.29	858.20
3	6.49	13,801.78	868.01
4	9.73	13,839.82	876.24
5	12.97	13,824.98	873.03
6	16.22	13,816.89	871.27
Acuñamiento	18.96	13,821.27	872.22
7	19.46	14,453.92	1,013.64
8	22.70	14,360.57	992.22
9	25.94	14,230.18	962.61
10	29.19	14,094.43	932.19
11	32.43	13,968.78	904.40

**FORMULA EMPLEADA**

$$\Delta f_r = \frac{6}{100} * \left( \frac{f_{pi}}{f_{rg}} - \mu_o \right) * f_{pi} * P_{1000 \text{ hrs}} \text{ Ec. (15)}$$



**RESUMEN DE PERDIDAS**

Sección	Abcisa m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. Elástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Flujo plástico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>
1	0.00	0.00	1,291.21	133.19	1,424.40	418.20	1,829.84	848.61	3,096.65
2	3.24	110.43	1,180.78	88.50	1,379.71	418.20	1,215.78	858.20	2,492.18
3	6.49	220.87	1,070.34	43.01	1,334.22	418.20	590.89	868.01	1,877.10
4	9.73	331.30	959.91	4.97	1,296.18	418.20	68.25	876.24	1,362.70
5	12.97	441.73	849.48	19.81	1,311.02	418.20	272.20	873.03	1,563.43
6	16.22	552.16	739.04	27.91	1,319.11	418.20	383.38	871.27	1,672.85
Acuñamiento	18.96	662.60	628.61	23.52	1,314.73	418.20	323.13	872.22	1,613.55
7	19.46	662.60	0.00	19.48	682.08	418.20	267.61	1,013.64	1,699.45
8	22.70	773.03	0.00	2.40	775.43	418.20	32.93	992.22	1,443.35
9	25.94	883.46	0.00	22.36	905.82	418.20	307.20	962.61	1,688.01
10	29.19	993.89	0.00	47.68	1,041.57	418.20	655.00	932.19	2,005.39
11	32.43	1,104.33	0.00	62.89	1,167.22	418.20	863.95	904.40	2,186.56

Sección	Abcisa m	$\Delta$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ o Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ (%) perdidas instantaneas	$\Delta$ (%) perdidas diferidas	$\Delta$ (%) perdidas totales
1	0.00	1,424.40	3,096.65	15,136.00	10,614.94	224.51	9.41	20.46	29.87
2	3.24	1,379.71	2,492.18	15,136.00	11,264.11	238.24	9.12	16.47	25.58
3	6.49	1,334.22	1,877.10	15,136.00	11,924.68	252.21	8.81	12.40	21.22
4	9.73	1,296.18	1,362.70	15,136.00	12,477.13	263.89	8.56	9.00	17.57
5	12.97	1,311.02	1,563.43	15,136.00	12,261.55	259.33	8.66	10.33	18.99
6	16.22	1,319.11	1,672.85	15,136.00	12,144.03	256.85	8.72	11.05	19.77
Acuñamiento	18.96	1,314.73	1,613.55	15,136.00	12,207.72	258.19	8.69	10.66	19.35
7	19.46	682.08	1,699.45	15,136.00	12,754.47	269.76	4.51	11.23	15.73
8	22.70	775.43	1,443.35	15,136.00	12,917.22	273.20	5.12	9.54	14.66
9	25.94	905.82	1,688.01	15,136.00	12,542.16	265.27	5.98	11.15	17.14
10	29.19	1,041.57	2,005.39	15,136.00	12,089.04	255.68	6.88	13.25	20.13
11	32.43	1,167.22	2,186.56	15,136.00	11,782.23	249.19	7.71	14.45	22.16



Facultad de  
Ingeniería

ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

**RESUMEN FINAL.**

**CABLE:**

**6**

Sección	Abcisa m	Ordenada m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm <sup>2</sup>	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.50	1,424.40	3,096.65	15,136.00	10,614.94	320.13	224.51	30.13	65.49
2	3.24	0.39	1,379.71	2,492.18	15,136.00	11,264.11	320.13	238.24	29.18	52.71
3	6.49	0.31	1,334.22	1,877.10	15,136.00	11,924.68	320.13	252.21	28.22	39.70
4	9.73	0.25	1,296.18	1,362.70	15,136.00	12,477.13	320.13	263.89	27.41	28.82
5	12.97	0.21	1,311.02	1,563.43	15,136.00	12,261.55	320.13	259.33	27.73	33.07
6	16.22	0.20	1,319.11	1,672.85	15,136.00	12,144.03	320.13	256.85	27.90	35.38
Acuñamiento	18.96	0.24	1,314.73	1,613.55	15,136.00	12,207.72	320.13	258.19	27.81	34.13
7	19.46	0.24	682.08	1,699.45	15,136.00	12,754.47	320.13	269.76	14.43	35.94
8	22.70	0.38	775.43	1,443.35	15,136.00	12,917.22	320.13	273.20	16.40	30.53
9	25.94	0.60	905.82	1,688.01	15,136.00	12,542.16	320.13	265.27	19.16	35.70
10	29.19	0.90	1,041.57	2,005.39	15,136.00	12,089.04	320.13	255.68	22.03	42.41
11	32.43	1.30	1,167.22	2,186.56	15,136.00	11,782.23	320.13	249.19	24.69	46.25

**TABLA RESUMEN DE PERDIDAS**

**6**

Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Perdidas ton.
1	0.00	0.50	0.00	1,291.21	133.19	1,424.40	418.20	1,829.84	848.61	3,096.65	320.13	224.51	30.13	65.49	29.87
2	3.24	0.39	110.43	1,180.78	88.50	1,379.71	418.20	1,215.78	858.20	2,492.18	320.13	238.24	29.18	52.71	25.58
3	6.49	0.31	220.87	1,070.34	43.01	1,334.22	418.20	590.89	868.01	1,877.10	320.13	252.21	28.22	39.70	21.22
4	9.73	0.25	331.30	959.91	4.97	1,296.18	418.20	68.25	876.24	1,362.70	320.13	263.89	27.41	28.82	17.57
5	12.97	0.21	441.73	849.48	19.81	1,311.02	418.20	272.20	873.03	1,563.43	320.13	259.33	27.73	33.07	18.99
6	16.22	0.20	552.16	739.04	27.91	1,319.11	418.20	383.38	871.27	1,672.85	320.13	256.85	27.90	35.38	19.77
Acuñ.	18.96	0.24	662.60	628.61	23.52	1,314.73	418.20	323.13	872.22	1,613.55	320.13	258.19	27.81	34.13	19.35
7	19.46	0.24	662.60	0.00	19.48	682.08	418.20	267.61	1,013.64	1,699.45	320.13	269.76	14.43	35.94	15.73
8	22.70	0.38	773.03	0.00	2.40	775.43	418.20	32.93	992.22	1,443.35	320.13	273.20	16.40	30.53	14.66
9	25.94	0.60	883.46	0.00	22.36	905.82	418.20	307.20	962.61	1,688.01	320.13	265.27	19.16	35.70	17.14
10	29.19	0.90	993.89	0.00	47.68	1,041.57	418.20	655.00	932.19	2,005.39	320.13	255.68	22.03	42.41	20.13
11	32.43	1.30	1,104.33	0.00	62.89	1,167.22	418.20	863.95	904.40	2,186.56	320.13	249.19	24.69	46.25	22.16
														$\Delta f_p =$	20.18

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 1

CABLES INTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	928.01	69.99	418.20	961.54	941.91
2.00	2.87	0.87	50.47	877.54	53.13	418.20	729.97	945.69
3.00	5.74	0.53	100.93	827.08	41.02	418.20	563.55	948.40
4.00	8.61	0.29	151.40	776.61	33.08	418.20	454.49	950.18
5.00	11.48	0.15	201.86	726.15	28.68	418.20	394.04	951.17
6.00	14.35	0.10	252.33	675.68	27.28	418.20	374.77	951.48
7.00	17.21	0.12	302.79	625.22	34.36	418.20	472.03	949.89
8.00	20.08	0.16	353.26	574.75	51.29	418.20	704.58	946.10
9.00	22.95	0.24	403.72	524.29	74.89	418.20	1,028.88	940.82
10.00	25.82	0.36	454.19	473.82	100.04	418.20	1,374.39	935.21
Acuñ.	26.38	0.36	504.65	423.36	85.40	418.20	1,173.21	938.47
11.00	28.69	0.50	504.65	0.00	119.00	418.20	1,634.80	1,027.15

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,250.81	63.84	418.20	877.04	872.24
2.00	2.87	0.61	91.68	1,159.13	61.31	418.20	842.34	872.79
3.00	5.74	0.39	183.36	1,067.45	50.13	418.20	688.74	875.21
4.00	8.61	0.23	275.04	975.77	37.51	418.20	515.37	877.95
5.00	11.48	0.13	366.72	884.09	28.37	418.20	389.80	879.93
6.00	14.35	0.10	458.40	792.41	25.47	418.20	349.87	880.57
7.00	17.21	0.13	550.08	700.73	31.09	418.20	427.07	879.34
Acuñ.	19.57	0.23	641.76	609.05	37.28	418.20	512.20	878.00
8.00	20.08	0.23	641.76	0.00	41.77	418.20	573.85	1,013.31
9.00	22.95	0.39	733.44	0.00	53.41	418.20	733.78	989.61
10.00	25.82	0.61	825.11	0.00	63.57	418.20	873.33	966.48
11.00	28.69	0.90	916.79	0.00	65.38	418.20	898.14	945.46

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,502.70	110.88	418.20	1,523.28	808.51
2.00	2.87	0.36	132.32	1,370.38	90.76	418.20	1,246.89	812.74
3.00	5.74	0.24	264.65	1,238.06	66.03	418.20	907.06	817.95
4.00	8.61	0.16	396.97	1,105.73	43.81	418.20	601.81	822.64
5.00	11.48	0.12	529.29	973.41	29.08	418.20	399.50	825.75
6.00	14.35	0.10	661.61	841.09	24.71	418.20	339.48	826.68
Acuñ.	16.29	0.10	793.94	708.76	23.06	418.20	316.81	827.03
7.00	17.21	0.15	793.94	0.00	27.70	418.20	380.59	981.68
8.00	20.08	0.29	926.26	0.00	31.36	418.20	430.85	950.96
9.00	22.95	0.53	1,058.58	0.00	39.24	418.20	539.03	919.71
10.00	25.82	0.87	1,190.91	0.00	51.65	418.20	709.57	887.91
11.00	28.69	1.30	1,323.23	0.00	68.04	418.20	934.79	855.72

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 1

CABLES INTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	998.00	2,321.65	320.13	249.92	21.11	49.10	21.93
2.00	2.87	0.87	981.14	2,093.85	320.13	255.09	20.75	44.28	20.32
3.00	5.74	0.53	969.03	1,930.14	320.13	258.81	20.49	40.82	19.15
4.00	8.61	0.29	961.09	1,822.87	320.13	261.25	20.33	38.55	18.39
5.00	11.48	0.15	956.69	1,763.40	320.13	262.60	20.23	37.30	17.97
6.00	14.35	0.10	955.29	1,744.46	320.13	263.03	20.20	36.90	17.84
7.00	17.21	0.12	962.37	1,840.12	320.13	260.85	20.35	38.92	18.52
8.00	20.08	0.16	979.30	2,068.88	320.13	255.66	20.71	43.76	20.14
9.00	22.95	0.24	1,002.90	2,387.90	320.13	248.41	21.21	50.50	22.40
10.00	25.82	0.36	1,028.05	2,727.80	320.13	240.69	21.74	57.69	24.81
Acuñ.	26.38	0.36	1,013.41	2,529.89	320.13	245.19	21.43	53.51	23.41
11.00	28.69	0.50	623.65	3,080.15	320.13	241.79	13.19	65.15	24.47
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>20.78</b>

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,314.65	2,167.48	320.13	246.48	27.80	45.84	23.01
2.00	2.87	0.61	1,312.12	2,133.33	320.13	247.26	27.75	45.12	22.76
3.00	5.74	0.39	1,300.94	1,982.15	320.13	250.69	27.51	41.92	21.69
4.00	8.61	0.23	1,288.32	1,811.52	320.13	254.56	27.25	38.31	20.48
5.00	11.48	0.13	1,279.18	1,687.93	320.13	257.37	27.05	35.70	19.60
6.00	14.35	0.10	1,276.28	1,648.63	320.13	258.26	26.99	34.87	19.32
7.00	17.21	0.13	1,281.90	1,724.62	320.13	256.54	27.11	36.48	19.86
Acuñ.	19.57	0.23	1,288.09	1,808.40	320.13	254.64	27.24	38.25	20.46
8.00	20.08	0.23	683.53	2,005.36	320.13	263.26	14.46	42.41	17.76
9.00	22.95	0.39	786.85	2,141.59	320.13	258.19	16.64	45.29	19.35
10.00	25.82	0.61	888.68	2,258.02	320.13	253.57	18.80	47.76	20.79
11.00	28.69	0.90	982.17	2,261.80	320.13	251.52	20.77	47.84	21.43
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>20.54</b>

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,613.58	2,749.99	320.13	227.84	34.13	58.16	28.83
2.00	2.87	0.36	1,593.46	2,477.83	320.13	234.02	33.70	52.41	26.90
3.00	5.74	0.24	1,568.73	2,143.20	320.13	241.62	33.18	45.33	24.52
4.00	8.61	0.16	1,546.51	1,842.65	320.13	248.45	32.71	38.97	22.39
5.00	11.48	0.12	1,531.78	1,643.45	320.13	252.97	32.40	34.76	20.98
6.00	14.35	0.10	1,527.41	1,584.36	320.13	254.31	32.30	33.51	20.56
Acuñ.	16.29	0.10	1,525.76	1,562.04	320.13	254.82	32.27	33.04	20.40
7.00	17.21	0.15	821.64	1,780.47	320.13	265.09	17.38	37.66	17.19
8.00	20.08	0.29	957.62	1,800.01	320.13	261.80	20.25	38.07	18.22
9.00	22.95	0.53	1,097.82	1,876.94	320.13	257.21	23.22	39.70	19.65
10.00	25.82	0.87	1,242.56	2,015.68	320.13	251.21	26.28	42.63	21.53
11.00	28.69	1.30	1,391.27	2,208.71	320.13	243.99	29.43	46.71	23.78
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>22.08</b>



RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 1

CABLES INTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	826.94	64.13	418.20	881.03	965.94
2.00	2.87	0.90	40.07	786.87	54.00	418.20	741.87	968.23
3.00	5.74	0.60	80.14	746.80	43.87	418.20	602.75	970.52
4.00	8.61	0.38	120.22	706.73	35.52	418.20	487.93	972.42
5.00	11.48	0.24	160.29	666.65	30.05	418.20	412.76	973.66
6.00	14.35	0.20	200.36	626.58	28.04	418.20	385.25	974.11
7.00	17.21	0.21	240.43	586.51	35.50	418.20	487.73	972.42
8.00	20.08	0.25	280.50	546.44	54.09	418.20	743.04	968.21
9.00	22.95	0.31	320.57	506.37	81.13	418.20	1,114.55	962.11
10.00	25.82	0.39	360.65	466.30	112.28	418.20	1,542.50	955.09
11.00	28.69	0.50	400.72	426.22	141.76	418.20	1,947.54	948.47
Acuñ.	29.60	0.50	400.72	826.94	141.64	418.20	1,945.85	860.44

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,178.82	71.45	418.20	981.61	886.23
2.00	2.87	0.65	81.43	1,097.39	67.61	418.20	928.87	887.06
3.00	5.74	0.45	162.86	1,015.96	54.51	418.20	748.90	889.92
4.00	8.61	0.31	244.29	934.53	39.95	418.20	548.87	893.10
5.00	11.48	0.23	325.72	853.10	29.34	418.20	403.10	895.42
6.00	14.35	0.20	407.15	771.67	25.79	418.20	354.29	896.20
7.00	17.21	0.23	488.58	690.24	31.77	418.20	436.41	894.89
8.00	20.08	0.31	570.01	608.81	44.21	418.20	607.36	892.17
Acuñ.	20.77	0.31	651.44	527.38	35.70	418.20	490.47	894.03
9.00	22.95	0.45	651.44	0.00	58.31	418.20	801.08	1,007.27
10.00	25.82	0.65	732.87	0.00	70.35	418.20	966.45	985.88
11.00	28.69	0.90	814.30	0.00	73.32	418.20	1,007.24	966.73

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,444.17	131.72	418.20	1,809.63	816.44
2.00	2.87	0.39	122.22	1,321.95	102.44	418.20	1,407.34	822.62
3.00	5.74	0.31	244.43	1,199.74	72.01	418.20	989.25	829.06
4.00	8.61	0.25	366.65	1,077.52	46.42	418.20	637.68	834.49
5.00	11.48	0.21	488.86	955.31	29.88	418.20	410.44	838.01
6.00	14.35	0.20	611.08	833.09	24.84	418.20	341.19	839.09
Acuñ.	16.95	0.24	733.29	710.88	26.48	418.20	363.73	838.74
7.00	17.21	0.24	733.29	0.00	29.08	418.20	399.46	995.20
8.00	20.08	0.38	855.51	0.00	33.76	418.20	463.81	966.35
9.00	22.95	0.60	977.72	0.00	41.98	418.20	576.77	937.07
10.00	25.82	0.90	1,099.94	0.00	52.41	418.20	719.97	907.68
11.00	28.69	1.30	1,222.15	0.00	62.36	418.20	856.70	878.78

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 1

CABLES INTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	891.07	2,265.18	320.13	253.37	18.85	47.91	20.85
2.00	2.87	0.90	880.94	2,128.31	320.13	256.48	18.63	45.01	19.88
3.00	5.74	0.60	870.81	1,991.47	320.13	259.59	18.42	42.12	18.91
4.00	8.61	0.38	862.46	1,878.54	320.13	262.15	18.24	39.73	18.11
5.00	11.48	0.24	856.99	1,804.62	320.13	263.83	18.13	38.17	17.58
6.00	14.35	0.20	854.98	1,777.56	320.13	264.45	18.08	37.60	17.39
7.00	17.21	0.21	862.44	1,878.35	320.13	262.16	18.24	39.73	18.11
8.00	20.08	0.25	881.03	2,129.45	320.13	256.45	18.63	45.04	19.89
9.00	22.95	0.31	908.07	2,494.85	320.13	248.15	19.21	52.77	22.48
10.00	25.82	0.39	939.22	2,915.80	320.13	238.59	19.86	61.67	25.47
11.00	28.69	0.50	968.70	3,314.21	320.13	229.54	20.49	70.10	28.30
Acuñ.	29.60	0.50	1,369.30	3,224.49	320.13	222.97	28.96	68.20	30.35
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.63</b>

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,250.27	2,286.03	320.13	245.33	26.44	48.35	23.36
2.00	2.87	0.65	1,246.43	2,234.13	320.13	246.51	26.36	47.25	23.00
3.00	5.74	0.45	1,233.33	2,057.02	320.13	250.54	26.08	43.51	21.74
4.00	8.61	0.31	1,218.77	1,860.18	320.13	255.01	25.78	39.34	20.34
5.00	11.48	0.23	1,208.16	1,716.72	320.13	258.27	25.55	36.31	19.32
6.00	14.35	0.20	1,204.61	1,668.69	320.13	259.36	25.48	35.29	18.98
7.00	17.21	0.23	1,210.58	1,749.50	320.13	257.52	25.60	37.00	19.56
8.00	20.08	0.31	1,223.03	1,917.73	320.13	253.70	25.87	40.56	20.75
Acuñ.	20.77	0.31	1,214.52	1,802.70	320.13	256.31	25.69	38.13	19.93
9.00	22.95	0.45	709.75	2,226.56	320.13	258.02	15.01	47.09	19.40
10.00	25.82	0.65	803.22	2,370.53	320.13	253.00	16.99	50.14	20.97
11.00	28.69	0.90	887.61	2,392.17	320.13	250.76	18.77	50.59	21.67
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.75</b>

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,575.89	3,044.26	320.13	222.41	33.33	64.39	30.52
2.00	2.87	0.39	1,546.61	2,648.16	320.13	231.41	32.71	56.01	27.71
3.00	5.74	0.31	1,516.18	2,236.51	320.13	240.76	32.07	47.30	24.79
4.00	8.61	0.25	1,490.59	1,890.37	320.13	248.62	31.53	39.98	22.34
5.00	11.48	0.21	1,474.04	1,666.66	320.13	253.70	31.18	35.25	20.75
6.00	14.35	0.20	1,469.00	1,598.47	320.13	255.25	31.07	33.81	20.27
Acuñ.	16.95	0.24	1,470.64	1,620.67	320.13	254.75	31.10	34.28	20.42
7.00	17.21	0.24	762.37	1,812.87	320.13	265.66	16.12	38.34	17.01
8.00	20.08	0.38	889.27	1,848.36	320.13	262.23	18.81	39.09	18.09
9.00	22.95	0.60	1,019.70	1,932.04	320.13	257.70	21.57	40.86	19.50
10.00	25.82	0.90	1,152.34	2,045.84	320.13	252.48	24.37	43.27	21.13
11.00	28.69	1.30	1,284.51	2,153.67	320.13	247.41	27.17	45.55	22.72
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>22.10</b>

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES EXTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	853.43	70.36	418.20	966.58	958.56
2.00	3.18	0.87	47.32	806.11	50.18	418.20	689.44	963.11
3.00	6.36	0.53	94.64	758.79	25.77	418.20	354.01	968.63
4.00	9.54	0.29	141.97	711.47	3.79	418.20	52.05	973.60
5.00	12.72	0.15	189.29	664.15	11.19	418.20	153.77	971.93
6.00	15.91	0.10	236.61	616.82	16.57	418.20	227.62	970.71
7.00	19.09	0.12	283.93	569.50	6.99	418.20	95.99	972.88
8.00	22.27	0.16	331.25	522.18	17.02	418.20	233.77	970.61
9.00	25.45	0.24	378.57	474.86	51.22	418.20	703.65	962.88
10.00	28.63	0.36	425.90	427.54	88.73	418.20	1,218.97	954.43
Acuñ.	28.68	0.50	473.22	380.22	69.77	418.20	958.53	958.70
11.00	31.81	0.50	473.22	0.00	119.25	418.20	1,638.31	1,034.39

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,140.82	64.35	418.20	883.99	896.08
2.00	3.18	0.61	84.56	1,056.26	54.47	418.20	748.30	898.24
3.00	6.36	0.39	169.12	971.70	31.04	418.20	426.44	903.38
4.00	9.54	0.23	253.67	887.14	6.12	418.20	84.04	908.87
5.00	12.72	0.13	338.23	802.59	11.90	418.20	163.50	907.59
6.00	15.91	0.10	422.79	718.03	18.14	418.20	249.21	906.22
7.00	19.09	0.13	507.35	633.47	9.40	418.20	129.11	908.14
Acuñ.	21.46	0.23	591.91	548.91	2.10	418.20	28.91	909.75
8.00	22.27	0.23	591.91	0.00	9.88	418.20	135.73	1,032.23
9.00	25.45	0.39	676.46	0.00	33.94	418.20	466.25	1,007.12
10.00	28.63	0.61	761.02	0.00	56.46	418.20	775.69	982.63
11.00	31.81	0.90	845.58	0.00	65.70	418.20	902.64	961.38

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,366.54	111.99	418.20	1,538.49	837.06
2.00	3.18	0.36	121.33	1,245.21	80.27	418.20	1,102.69	843.82
3.00	6.36	0.24	242.66	1,123.88	43.16	418.20	592.88	851.76
4.00	9.54	0.16	363.99	1,002.55	10.25	418.20	140.80	858.83
5.00	12.72	0.12	485.32	881.22	11.71	418.20	160.92	858.52
6.00	15.91	0.10	606.65	759.89	18.79	418.20	258.15	856.99
Acuñ.	17.91	0.15	727.98	638.56	18.29	418.20	251.24	857.10
7.00	19.09	0.15	727.98	0.00	12.11	418.20	166.43	1,000.31
8.00	22.27	0.29	849.30	0.00	2.20	418.20	30.28	974.90
9.00	25.45	0.53	970.63	0.00	24.14	418.20	331.58	942.64
10.00	28.63	0.87	1,091.96	0.00	48.83	418.20	670.83	910.22
11.00	31.81	1.30	1,213.29	0.00	68.59	418.20	942.23	879.35

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES EXTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS								
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.	
1.00	0.00	1.30	923.79	2,343.35	320.13	251.03	19.54	49.56	21.59	
2.00	3.18	0.87	903.62	2,070.75	320.13	257.22	19.11	43.80	19.65	
3.00	6.36	0.53	879.20	1,740.84	320.13	264.71	18.60	36.82	17.31	
4.00	9.54	0.29	857.22	1,443.85	320.13	271.46	18.13	30.54	15.20	
5.00	12.72	0.15	864.63	1,543.89	320.13	269.19	18.29	32.65	15.91	
6.00	15.91	0.10	870.00	1,616.53	320.13	267.54	18.40	34.19	16.43	
7.00	19.09	0.12	860.42	1,487.07	320.13	270.48	18.20	31.45	15.51	
8.00	22.27	0.16	870.45	1,622.58	320.13	267.40	18.41	34.32	16.47	
9.00	25.45	0.24	904.65	2,084.73	320.13	256.90	19.13	44.09	19.75	
10.00	28.63	0.36	942.16	2,591.60	320.13	245.39	19.93	54.81	23.35	
Acuñ.	28.68	0.50	923.20	2,335.43	320.13	251.21	19.53	49.39	21.53	
11.00	31.81	0.50	592.47	3,090.90	320.13	242.22	12.53	65.37	24.34	
<b><math>\Delta f_p =</math></b>								<b>18.92</b>		

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS								
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.	
1.00	0.00	0.90	1,205.16	2,198.27	320.13	248.14	25.49	46.49	22.49	
2.00	3.18	0.61	1,195.29	2,064.74	320.13	251.18	25.28	43.67	21.54	
3.00	6.36	0.39	1,171.86	1,748.02	320.13	258.37	24.78	36.97	19.29	
4.00	9.54	0.23	1,146.94	1,411.10	320.13	266.02	24.26	29.84	16.90	
5.00	12.72	0.13	1,152.72	1,489.29	320.13	264.25	24.38	31.50	17.46	
6.00	15.91	0.10	1,158.96	1,573.63	320.13	262.33	24.51	33.28	18.05	
7.00	19.09	0.13	1,150.22	1,455.46	320.13	265.02	24.33	30.78	17.22	
Acuñ.	21.46	0.23	1,142.92	1,356.86	320.13	267.26	24.17	28.70	16.52	
8.00	22.27	0.23	601.79	1,586.15	320.13	273.85	12.73	33.55	14.46	
9.00	25.45	0.39	710.40	1,891.57	320.13	265.09	15.03	40.01	17.19	
10.00	28.63	0.61	817.49	2,176.52	320.13	256.80	17.29	46.03	19.78	
11.00	31.81	0.90	911.28	2,282.22	320.13	252.58	19.27	48.27	21.10	
<b><math>\Delta f_p =</math></b>								<b>18.50</b>		

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS								
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.	
1.00	0.00	0.50	1,478.52	2,793.75	320.13	229.77	31.27	59.09	28.23	
2.00	3.18	0.36	1,446.80	2,364.71	320.13	239.51	30.60	50.01	25.18	
3.00	6.36	0.24	1,409.69	1,862.84	320.13	250.91	29.82	39.40	21.62	
4.00	9.54	0.16	1,376.79	1,417.83	320.13	261.02	29.12	29.99	18.46	
5.00	12.72	0.12	1,378.25	1,437.64	320.13	260.57	29.15	30.41	18.60	
6.00	15.91	0.10	1,385.33	1,533.34	320.13	258.40	29.30	32.43	19.28	
Acuñ.	17.91	0.15	1,384.83	1,526.55	320.13	258.55	29.29	32.29	19.23	
7.00	19.09	0.15	740.09	1,584.93	320.13	270.95	15.65	33.52	15.36	
8.00	22.27	0.29	851.51	1,423.38	320.13	272.01	18.01	30.10	15.03	
9.00	25.45	0.53	994.77	1,692.42	320.13	263.29	21.04	35.79	17.75	
10.00	28.63	0.87	1,140.79	1,999.25	320.13	253.71	24.13	42.28	20.75	
11.00	31.81	1.30	1,281.88	2,239.78	320.13	245.64	27.11	47.37	23.27	
<b><math>\Delta f_p =</math></b>								<b>20.23</b>		

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES EXTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	764.16	64.41	418.20	884.90	980.11
2.00	3.18	0.90	37.94	726.22	49.96	418.20	686.34	983.40
3.00	6.36	0.60	75.88	688.28	27.51	418.20	377.96	988.51
4.00	9.54	0.38	113.82	650.34	5.52	418.20	75.81	993.53
5.00	12.72	0.24	151.76	612.40	10.11	418.20	138.95	992.48
6.00	15.91	0.20	189.70	574.46	15.91	418.20	218.58	991.16
7.00	19.09	0.21	227.64	536.52	6.10	418.20	83.86	993.40
8.00	22.27	0.25	265.58	498.58	19.15	418.20	263.02	990.42
9.00	25.45	0.31	303.51	460.64	56.38	418.20	774.53	981.93
10.00	28.63	0.39	341.45	422.70	99.93	418.20	1,372.78	972.05
11.00	31.81	0.50	379.39	384.77	141.97	418.20	1,950.35	962.55
Acuñ.	32.04	0.50	379.39	764.16	141.94	418.20	1,950.00	878.56

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,076.50	71.98	418.20	988.80	908.53
2.00	3.18	0.65	75.29	1,001.21	59.73	418.20	820.59	911.22
3.00	6.36	0.45	150.59	925.92	34.35	418.20	471.96	916.83
4.00	9.54	0.31	225.88	850.63	7.90	418.20	108.55	922.68
5.00	12.72	0.23	301.17	775.33	11.16	418.20	153.30	921.96
6.00	15.91	0.20	376.46	700.04	17.86	418.20	245.37	920.47
7.00	19.09	0.23	451.76	624.75	8.92	418.20	122.50	922.46
8.00	22.27	0.31	527.05	549.45	11.84	418.20	162.63	921.81
Acuñ.	22.74	0.31	602.34	474.16	7.04	418.20	96.75	922.87
9.00	25.45	0.45	602.34	0.00	37.73	418.20	518.28	1,023.35
10.00	28.63	0.65	677.64	0.00	62.16	418.20	853.95	1,000.37
11.00	31.81	0.90	752.93	0.00	73.63	418.20	1,011.56	980.56

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,314.00	132.98	418.20	1,826.83	843.78
2.00	3.18	0.39	112.18	1,201.82	90.97	418.20	1,249.71	852.78
3.00	6.36	0.31	224.36	1,089.64	48.10	418.20	660.86	861.99
4.00	9.54	0.25	336.54	977.46	12.23	418.20	168.02	869.73
5.00	12.72	0.21	448.72	865.28	11.12	418.20	152.75	869.97
6.00	15.91	0.20	560.90	753.10	18.69	418.20	256.70	868.34
Acuñ.	18.63	0.24	673.08	640.92	14.76	418.20	202.83	869.19
7.00	19.09	0.24	673.08	0.00	11.00	418.20	151.06	1,013.18
8.00	22.27	0.38	785.26	0.00	3.93	418.20	53.94	989.08
9.00	25.45	0.60	897.44	0.00	25.80	418.20	354.43	958.69
10.00	28.63	0.90	1,009.62	0.00	48.52	418.20	666.51	928.51
11.00	31.81	1.30	1,121.80	0.00	62.81	418.20	862.88	900.59

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES EXTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	828.57	2,283.20	320.13	254.31	17.52	48.29	20.56
2.00	3.18	0.90	814.12	2,087.93	320.13	258.75	17.22	44.16	19.17
3.00	6.36	0.60	791.67	1,784.67	320.13	265.64	16.74	37.75	17.02
4.00	9.54	0.38	769.68	1,487.54	320.13	272.39	16.28	31.46	14.91
5.00	12.72	0.24	774.27	1,549.63	320.13	270.98	16.38	32.77	15.35
6.00	15.91	0.20	780.07	1,627.94	320.13	269.20	16.50	34.43	15.91
7.00	19.09	0.21	770.26	1,495.46	320.13	272.21	16.29	31.63	14.97
8.00	22.27	0.25	783.30	1,671.64	320.13	268.20	16.57	35.36	16.22
9.00	25.45	0.31	820.54	2,174.66	320.13	256.78	17.35	45.99	19.79
10.00	28.63	0.39	864.08	2,763.03	320.13	243.41	18.28	58.44	23.96
11.00	31.81	0.50	906.13	3,331.10	320.13	230.51	19.16	70.45	27.99
Acuñ.	32.04	0.50	1,285.49	3,246.76	320.13	224.27	27.19	68.67	29.94
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>18.71</b>

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,148.48	2,315.53	320.13	246.86	24.29	48.97	22.89
2.00	3.18	0.65	1,136.24	2,150.01	320.13	250.62	24.03	45.47	21.71
3.00	6.36	0.45	1,110.86	1,806.99	320.13	258.41	23.49	38.22	19.28
4.00	9.54	0.31	1,084.41	1,449.43	320.13	266.54	22.94	30.66	16.74
5.00	12.72	0.23	1,087.66	1,493.46	320.13	265.54	23.00	31.59	17.05
6.00	15.91	0.20	1,094.37	1,584.05	320.13	263.48	23.15	33.50	17.70
7.00	19.09	0.23	1,085.42	1,463.15	320.13	266.22	22.96	30.95	16.84
8.00	22.27	0.31	1,088.34	1,502.64	320.13	265.33	23.02	31.78	17.12
Acuñ.	22.74	0.31	1,083.55	1,437.82	320.13	266.80	22.92	30.41	16.66
9.00	25.45	0.45	640.07	1,959.83	320.13	265.14	13.54	41.45	17.18
10.00	28.63	0.65	739.80	2,272.52	320.13	256.42	15.65	48.06	19.90
11.00	31.81	0.90	826.56	2,410.32	320.13	251.67	17.48	50.98	21.39
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>18.70</b>

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,446.98	3,088.81	320.13	224.19	30.60	65.33	29.97
2.00	3.18	0.39	1,404.97	2,520.69	320.13	237.10	29.72	53.31	25.94
3.00	6.36	0.31	1,362.11	1,941.06	320.13	250.26	28.81	41.05	21.82
4.00	9.54	0.25	1,326.23	1,455.95	320.13	261.28	28.05	30.79	18.38
5.00	12.72	0.21	1,325.12	1,440.93	320.13	261.62	28.03	30.48	18.27
6.00	15.91	0.20	1,332.69	1,543.24	320.13	259.30	28.19	32.64	19.00
Acuñ.	18.63	0.24	1,328.77	1,490.22	320.13	260.50	28.10	31.52	18.62
7.00	19.09	0.24	684.07	1,582.44	320.13	272.19	14.47	33.47	14.97
8.00	22.27	0.38	789.18	1,461.21	320.13	272.53	16.69	30.90	14.87
9.00	25.45	0.60	923.24	1,731.32	320.13	263.98	19.53	36.62	17.54
10.00	28.63	0.90	1,058.13	2,013.22	320.13	255.17	22.38	42.58	20.29
11.00	31.81	1.30	1,184.61	2,181.66	320.13	248.93	25.05	46.14	22.24
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.16</b>

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES INTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	941.63	69.92	418.20	960.62	938.89
2.00	2.82	0.87	51.05	890.58	53.57	418.20	735.93	942.54
3.00	5.64	0.53	102.11	839.53	43.30	418.20	594.90	944.84
4.00	8.46	0.29	153.16	788.48	37.47	418.20	514.83	946.14
5.00	11.28	0.15	204.21	737.42	34.67	418.20	476.23	946.77
6.00	14.10	0.10	255.26	686.37	33.86	418.20	465.20	946.95
7.00	16.91	0.12	306.32	635.32	40.57	418.20	557.30	945.45
8.00	19.73	0.16	357.37	584.27	56.43	418.20	775.24	941.90
9.00	22.55	0.24	408.42	533.21	78.44	418.20	1,077.65	936.98
10.00	25.37	0.36	459.47	482.16	101.73	418.20	1,397.62	931.79
Acuñ.	26.00	0.50	510.53	431.11	87.54	418.20	1,202.64	934.96
11.00	28.19	0.50	510.53	0.00	118.95	418.20	1,634.14	1,025.80

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,270.80	63.75	418.20	875.78	867.94
2.00	2.82	0.61	92.98	1,177.82	62.32	418.20	856.22	868.24
3.00	5.64	0.39	185.97	1,084.83	52.98	418.20	727.88	870.26
4.00	8.46	0.23	278.95	991.85	42.21	418.20	579.92	872.60
5.00	11.28	0.13	371.94	898.86	34.41	418.20	472.70	874.29
6.00	14.10	0.10	464.92	805.88	32.01	418.20	439.70	874.81
7.00	16.91	0.13	557.90	712.90	37.16	418.20	510.51	873.69
Acuñ.	19.26	0.23	650.89	619.91	42.51	418.20	583.95	872.53
8.00	19.73	0.23	650.89	0.00	46.56	418.20	639.61	1,010.10
9.00	22.55	0.39	743.87	0.00	56.33	418.20	773.86	986.56
10.00	25.37	0.61	836.86	0.00	64.63	418.20	887.86	963.59
11.00	28.19	0.90	929.84	0.00	65.32	418.20	897.32	942.55

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,527.40	110.68	418.20	1,520.52	803.37
2.00	2.82	0.36	134.33	1,393.07	92.30	418.20	1,268.08	807.23
3.00	5.64	0.24	268.65	1,258.75	69.43	418.20	953.82	812.03
4.00	8.46	0.16	402.98	1,124.42	48.82	418.20	670.69	816.37
5.00	11.28	0.12	537.30	990.10	35.19	418.20	483.40	819.24
6.00	14.10	0.10	671.63	855.77	31.23	418.20	429.06	820.08
Acuñ.	16.03	0.15	805.95	721.45	29.25	418.20	401.88	820.49
7.00	16.91	0.15	805.95	0.00	33.68	418.20	462.64	977.60
8.00	19.73	0.29	940.28	0.00	35.73	418.20	490.85	946.84
9.00	22.55	0.53	1,074.60	0.00	41.49	418.20	570.01	915.67
10.00	25.37	0.87	1,208.93	0.00	52.06	418.20	715.20	883.89
11.00	28.19	1.30	1,343.25	0.00	67.95	418.20	933.44	851.44



RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES INTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	1,011.56	2,317.70	320.13	249.71	21.39	49.02	22.00
2.00	2.82	0.87	995.20	2,096.67	320.13	254.73	21.05	44.34	20.43
3.00	5.64	0.53	984.94	1,957.93	320.13	257.88	20.83	41.41	19.44
4.00	8.46	0.29	979.11	1,879.17	320.13	259.67	20.71	39.74	18.88
5.00	11.28	0.15	976.30	1,841.20	320.13	260.54	20.65	38.94	18.61
6.00	14.10	0.10	975.50	1,830.35	320.13	260.78	20.63	38.71	18.54
7.00	16.91	0.12	982.20	1,920.95	320.13	258.72	20.77	40.63	19.18
8.00	19.73	0.16	998.06	2,135.34	320.13	253.85	21.11	45.16	20.70
9.00	22.55	0.24	1,020.08	2,432.83	320.13	247.10	21.57	51.45	22.81
10.00	25.37	0.36	1,043.37	2,747.62	320.13	239.95	22.07	58.11	25.05
Acuñ.	26.00	0.50	1,029.17	2,555.80	320.13	244.30	21.77	54.06	23.69
11.00	28.19	0.50	629.47	3,078.14	320.13	241.71	13.31	65.10	24.50
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>21.15</b>

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,334.55	2,161.92	320.13	246.18	28.23	45.72	23.10
2.00	2.82	0.61	1,333.13	2,142.67	320.13	246.61	28.20	45.32	22.96
3.00	5.64	0.39	1,323.78	2,016.35	320.13	249.48	28.00	42.65	22.07
4.00	8.46	0.23	1,313.01	1,870.71	320.13	252.79	27.77	39.57	21.03
5.00	11.28	0.13	1,305.21	1,765.18	320.13	255.19	27.61	37.33	20.29
6.00	14.10	0.10	1,302.81	1,732.71	320.13	255.93	27.55	36.65	20.05
7.00	16.91	0.13	1,307.96	1,802.39	320.13	254.34	27.66	38.12	20.55
Acuñ.	19.26	0.23	1,313.31	1,874.68	320.13	252.70	27.78	39.65	21.06
8.00	19.73	0.23	697.45	2,067.91	320.13	261.64	14.75	43.74	18.27
9.00	22.55	0.39	800.20	2,178.62	320.13	257.12	16.92	46.08	19.68
10.00	25.37	0.61	901.49	2,269.65	320.13	253.06	19.07	48.00	20.95
11.00	28.19	0.90	995.16	2,258.07	320.13	251.32	21.05	47.76	21.49
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.96</b>

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,638.08	2,742.10	320.13	227.49	34.65	58.00	28.94
2.00	2.82	0.36	1,619.70	2,493.51	320.13	233.13	34.26	52.74	27.17
3.00	5.64	0.24	1,596.82	2,184.05	320.13	240.16	33.77	46.19	24.98
4.00	8.46	0.16	1,576.22	1,905.26	320.13	246.49	33.34	40.30	23.00
5.00	11.28	0.12	1,562.58	1,720.84	320.13	250.68	33.05	36.40	21.69
6.00	14.10	0.10	1,558.63	1,667.33	320.13	251.90	32.96	35.26	21.31
Acuñ.	16.03	0.15	1,556.65	1,640.57	320.13	252.51	32.92	34.70	21.12
7.00	16.91	0.15	839.63	1,858.43	320.13	263.06	17.76	39.31	17.83
8.00	19.73	0.29	976.00	1,855.88	320.13	260.23	20.64	39.25	18.71
9.00	22.55	0.53	1,116.09	1,903.88	320.13	256.25	23.61	40.27	19.95
10.00	25.37	0.87	1,260.99	2,017.30	320.13	250.79	26.67	42.67	21.66
11.00	28.19	1.30	1,411.20	2,203.08	320.13	243.68	29.85	46.60	23.88
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>22.52</b>

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES INTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	838.44	64.08	418.20	880.32	963.36
2.00	2.82	0.90	40.48	797.97	54.60	418.20	750.11	965.50
3.00	5.64	0.60	80.95	757.49	46.33	418.20	636.42	967.37
4.00	8.46	0.38	121.43	717.01	40.02	418.20	549.76	968.79
5.00	11.28	0.24	161.91	676.54	36.07	418.20	495.59	969.69
6.00	14.10	0.20	202.38	636.06	34.64	418.20	475.94	970.01
7.00	16.91	0.21	242.86	595.59	41.75	418.20	573.57	968.40
8.00	19.73	0.25	283.33	555.11	59.33	418.20	815.10	964.43
9.00	22.55	0.31	323.81	514.63	84.84	418.20	1,165.55	958.68
10.00	25.37	0.39	364.29	474.16	114.13	418.20	1,567.88	952.09
11.00	28.19	0.50	404.76	433.68	141.72	418.20	1,947.00	945.90
Acuñ.	29.20	0.50	404.76	838.44	141.58	418.20	1,945.09	857.11

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,197.43	71.36	418.20	980.30	882.19
2.00	2.82	0.65	82.56	1,114.87	68.78	418.20	944.88	882.76
3.00	5.64	0.45	165.11	1,032.32	57.52	418.20	790.24	885.21
4.00	8.46	0.31	247.67	949.76	44.75	418.20	614.78	887.99
5.00	11.28	0.23	330.23	867.20	35.41	418.20	486.49	890.03
6.00	14.10	0.20	412.78	784.64	32.34	418.20	444.23	890.70
7.00	16.91	0.23	495.34	702.09	37.87	418.20	520.26	889.49
8.00	19.73	0.31	577.90	619.53	49.07	418.20	674.08	887.05
Acuñ.	20.44	0.31	660.46	536.97	39.93	418.20	548.59	889.04
9.00	22.55	0.45	660.46	0.00	61.40	418.20	843.48	1,004.49
10.00	25.37	0.65	743.01	0.00	71.57	418.20	983.22	983.29
11.00	28.19	0.90	825.57	0.00	73.26	418.20	1,006.45	964.19

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,467.78	131.50	418.20	1,806.50	811.51
2.00	2.82	0.39	124.04	1,343.74	104.13	418.20	1,430.52	817.27
3.00	5.64	0.31	248.09	1,219.70	75.57	418.20	1,038.14	823.30
4.00	8.46	0.25	372.13	1,095.65	51.53	418.20	707.87	828.39
5.00	11.28	0.21	496.18	971.61	36.01	418.20	494.77	831.68
6.00	14.10	0.20	620.22	847.56	31.36	418.20	430.81	832.67
Acuñ.	16.68	0.24	744.27	723.52	32.65	418.20	448.50	832.40
7.00	16.91	0.24	744.27	0.00	35.09	418.20	482.07	991.32
8.00	19.73	0.38	868.31	0.00	38.23	418.20	525.23	962.45
9.00	22.55	0.60	992.36	0.00	44.40	418.20	610.00	933.27
10.00	25.37	0.90	1,116.40	0.00	52.98	418.20	727.82	903.93
11.00	28.19	1.30	1,240.45	0.00	62.28	418.20	855.57	874.82

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 2

CABLES INTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	902.52	2,261.88	320.13	253.20	19.09	47.84	20.91
2.00	2.82	0.90	893.04	2,133.81	320.13	256.11	18.89	45.13	20.00
3.00	5.64	0.60	884.77	2,021.99	320.13	258.65	18.71	42.77	19.20
4.00	8.46	0.38	878.46	1,936.75	320.13	260.58	18.58	40.96	18.60
5.00	11.28	0.24	874.52	1,883.48	320.13	261.79	18.50	39.84	18.22
6.00	14.10	0.20	873.09	1,864.15	320.13	262.23	18.47	39.43	18.08
7.00	16.91	0.21	880.19	1,960.17	320.13	260.05	18.62	41.46	18.77
8.00	19.73	0.25	897.78	2,197.73	320.13	254.66	18.99	46.48	20.45
9.00	22.55	0.31	923.28	2,542.42	320.13	246.83	19.53	53.77	22.90
10.00	25.37	0.39	952.57	2,938.17	320.13	237.84	20.15	62.14	25.71
11.00	28.19	0.50	980.17	3,311.11	320.13	229.37	20.73	70.03	28.35
Acuñ.	29.20	0.50	1,384.79	3,220.40	320.13	222.73	29.29	68.11	30.43
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>21.02</b>

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,268.79	2,280.69	320.13	245.05	26.83	48.24	23.45
2.00	2.82	0.65	1,266.21	2,245.83	320.13	245.85	26.78	47.50	23.20
3.00	5.64	0.45	1,254.95	2,093.65	320.13	249.30	26.54	44.28	22.12
4.00	8.46	0.31	1,242.18	1,920.97	320.13	253.23	26.27	40.63	20.90
5.00	11.28	0.23	1,232.84	1,794.72	320.13	256.09	26.07	37.96	20.00
6.00	14.10	0.20	1,229.77	1,753.13	320.13	257.04	26.01	37.08	19.71
7.00	16.91	0.23	1,235.30	1,827.95	320.13	255.34	26.13	38.66	20.24
8.00	19.73	0.31	1,246.50	1,979.33	320.13	251.90	26.36	41.86	21.31
Acuñ.	20.44	0.31	1,237.36	1,855.83	320.13	254.71	26.17	39.25	20.44
9.00	22.55	0.45	721.85	2,266.17	320.13	256.93	15.27	47.93	19.74
10.00	25.37	0.65	814.58	2,384.71	320.13	252.46	17.23	50.44	21.14
11.00	28.19	0.90	898.83	2,388.84	320.13	250.59	19.01	50.52	21.72
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>21.16</b>

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,599.28	3,036.22	320.13	222.09	33.82	64.22	30.63
2.00	2.82	0.39	1,571.91	2,665.99	320.13	230.49	33.25	56.39	28.00
3.00	5.64	0.31	1,543.35	2,279.64	320.13	239.27	32.64	48.21	25.26
4.00	8.46	0.25	1,519.31	1,954.46	320.13	246.66	32.13	41.34	22.95
5.00	11.28	0.21	1,503.80	1,744.66	320.13	251.42	31.81	36.90	21.46
6.00	14.10	0.20	1,499.14	1,681.68	320.13	252.85	31.71	35.57	21.01
Acuñ.	16.68	0.24	1,500.43	1,699.09	320.13	252.46	31.73	35.94	21.14
7.00	16.91	0.24	779.36	1,891.59	320.13	263.64	16.48	40.01	17.65
8.00	19.73	0.38	906.54	1,905.88	320.13	260.64	19.17	40.31	18.58
9.00	22.55	0.60	1,036.76	1,961.47	320.13	256.71	21.93	41.49	19.81
10.00	25.37	0.90	1,169.38	2,049.95	320.13	252.04	24.73	43.36	21.27
11.00	28.19	1.30	1,302.72	2,148.60	320.13	247.13	27.55	45.44	22.80
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>22.55</b>

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES EXTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	842.94	70.41	418.20	967.29	960.92
2.00	3.23	0.87	46.89	796.05	49.67	418.20	682.42	965.60
3.00	6.46	0.53	93.78	749.16	23.16	418.20	318.23	971.59
4.00	9.69	0.29	140.67	702.27	1.21	418.20	16.57	976.57
5.00	12.92	0.15	187.56	655.38	17.99	418.20	247.11	972.76
6.00	16.16	0.10	234.45	608.49	24.04	418.20	330.23	971.39
7.00	19.39	0.12	281.35	561.59	14.03	418.20	192.75	973.66
8.00	22.62	0.16	328.24	514.70	11.18	418.20	153.56	974.31
9.00	25.85	0.24	375.13	467.81	47.18	418.20	648.20	966.16
10.00	29.04	0.36	422.02	420.92	86.11	418.20	1,182.97	957.38
Acuñ.	29.08	0.36	422.02	0.00	86.78	418.20	1,192.25	1,053.93
11.00	32.31	0.50	468.91	0.00	119.29	418.20	1,638.79	1,035.39

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,125.26	64.42	418.20	884.97	899.47
2.00	3.23	0.61	83.56	1,041.70	53.29	418.20	732.06	901.92
3.00	6.46	0.39	167.12	958.14	27.77	418.20	381.54	907.52
4.00	9.69	0.23	250.68	874.58	0.75	418.20	10.37	913.48
5.00	12.92	0.13	334.24	791.02	18.77	418.20	257.89	909.51
6.00	16.16	0.10	417.80	707.46	25.57	418.20	351.35	908.01
7.00	19.39	0.13	501.36	623.90	16.30	418.20	223.91	910.05
Acuñ.	21.76	0.13	584.92	540.34	3.95	418.20	54.29	912.77
8.00	22.62	0.23	584.92	0.00	4.45	418.20	61.08	1,035.12
9.00	25.85	0.39	668.48	0.00	30.62	418.20	420.60	1,009.72
10.00	29.08	0.61	752.04	0.00	55.24	418.20	758.93	984.95
11.00	32.31	0.90	835.60	0.00	65.75	418.20	903.27	963.62

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,347.23	112.14	418.20	1,540.65	841.14
2.00	3.23	0.36	119.78	1,227.45	78.45	418.20	1,077.71	848.34
3.00	6.46	0.24	239.56	1,107.67	39.23	418.20	538.99	856.75
4.00	9.69	0.16	359.33	987.89	4.51	418.20	61.97	864.23
5.00	12.92	0.12	479.11	868.11	18.68	418.20	256.59	861.17
6.00	16.16	0.10	598.89	748.34	26.21	418.20	360.07	859.55
Acuñ.	18.17	0.15	718.67	628.56	25.35	418.20	348.22	859.74
7.00	19.39	0.15	718.67	0.00	18.90	418.20	259.67	1,000.89
8.00	22.62	0.29	838.44	0.00	2.77	418.20	38.08	977.23
9.00	25.85	0.53	958.22	0.00	21.55	418.20	296.09	945.99
10.00	29.08	0.87	1,078.00	0.00	48.34	418.20	664.07	913.41
11.00	32.31	1.30	1,197.78	0.00	68.66	418.20	943.28	882.71

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES EXTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	913.35	2,346.41	320.13	251.18	19.32	49.63	21.54
2.00	3.23	0.87	892.61	2,066.22	320.13	257.55	18.88	43.70	19.55
3.00	6.46	0.53	866.10	1,708.02	320.13	265.68	18.32	36.12	17.01
4.00	9.69	0.29	844.15	1,411.34	320.13	272.42	17.85	29.85	14.90
5.00	12.92	0.15	860.93	1,638.08	320.13	267.27	18.21	34.65	16.51
6.00	16.16	0.10	866.98	1,719.82	320.13	265.42	18.34	36.37	17.09
7.00	19.39	0.12	856.97	1,584.61	320.13	268.49	18.12	33.51	16.13
8.00	22.62	0.16	854.12	1,546.07	320.13	269.36	18.06	32.70	15.86
9.00	25.85	0.24	890.12	2,032.56	320.13	258.31	18.83	42.99	19.31
10.00	29.04	0.36	929.05	2,558.55	320.13	246.36	19.65	54.11	23.04
Acuñ.	29.08	0.36	508.80	2,664.38	320.13	253.01	10.76	56.35	20.96
11.00	32.31	0.50	588.20	3,092.38	320.13	242.28	12.44	65.40	24.32
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>18.85</b>

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,189.67	2,202.65	320.13	248.38	25.16	46.59	22.41
2.00	3.23	0.61	1,178.54	2,052.18	320.13	251.80	24.93	43.40	21.34
3.00	6.46	0.39	1,153.03	1,707.27	320.13	259.63	24.39	36.11	18.90
4.00	9.69	0.23	1,126.01	1,342.05	320.13	267.93	23.82	28.38	16.31
5.00	12.92	0.13	1,144.03	1,585.59	320.13	262.39	24.20	33.54	18.03
6.00	16.16	0.10	1,150.83	1,677.55	320.13	260.31	24.34	35.48	18.69
7.00	19.39	0.13	1,141.55	1,552.16	320.13	263.15	24.14	32.83	17.80
Acuñ.	21.76	0.13	1,129.21	1,385.26	320.13	266.95	23.88	29.30	16.61
8.00	22.62	0.23	589.37	1,514.40	320.13	275.63	12.47	32.03	13.90
9.00	25.85	0.39	699.09	1,848.52	320.13	266.24	14.79	39.10	16.83
10.00	29.08	0.61	807.28	2,162.09	320.13	257.32	17.07	45.73	19.62
11.00	32.31	0.90	901.35	2,285.09	320.13	252.73	19.06	48.33	21.05
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>18.46</b>

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,459.37	2,799.99	320.13	230.04	30.87	59.22	28.14
2.00	3.23	0.36	1,425.67	2,344.25	320.13	240.39	30.15	49.58	24.91
3.00	6.46	0.24	1,386.46	1,813.94	320.13	252.44	29.32	38.36	21.14
4.00	9.69	0.16	1,351.74	1,344.40	320.13	263.10	28.59	28.43	17.81
5.00	12.92	0.12	1,365.90	1,535.97	320.13	258.75	28.89	32.49	19.17
6.00	16.16	0.10	1,373.43	1,637.82	320.13	256.44	29.05	34.64	19.89
Acuñ.	18.17	0.15	1,372.57	1,626.16	320.13	256.70	29.03	34.39	19.81
7.00	19.39	0.15	737.57	1,678.75	320.13	269.02	15.60	35.51	15.96
8.00	22.62	0.29	841.22	1,433.51	320.13	272.02	17.79	30.32	15.03
9.00	25.85	0.53	979.77	1,660.28	320.13	264.29	20.72	35.12	17.44
10.00	29.08	0.87	1,126.34	1,995.67	320.13	254.10	23.82	42.21	20.63
11.00	32.31	1.30	1,266.44	2,244.19	320.13	245.88	26.79	47.46	23.19
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>20.26</b>

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES EXTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	755.35	64.45	418.20	885.44	982.10
2.00	3.23	0.90	37.65	717.70	49.26	418.20	676.78	985.56
3.00	6.46	0.60	75.30	680.05	24.72	418.20	339.60	991.16
4.00	9.69	0.38	112.96	642.39	0.41	418.20	5.58	996.72
5.00	12.92	0.24	150.61	604.74	16.95	418.20	232.92	992.93
6.00	16.16	0.20	188.26	567.09	23.39	418.20	321.39	991.46
7.00	19.39	0.21	225.91	529.44	13.19	418.20	181.19	993.79
8.00	22.62	0.25	263.57	491.78	13.19	418.20	181.26	993.79
9.00	25.85	0.31	301.22	454.13	52.16	418.20	716.57	984.90
10.00	29.08	0.39	338.87	416.48	97.81	418.20	1,343.78	974.52
11.00	32.31	0.50	376.52	378.83	141.99	418.20	1,950.73	964.53
Acuñ.	32.41	0.50	376.52	755.35	141.98	418.20	1,950.58	881.09

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,062.04	72.05	418.20	989.82	911.70
2.00	3.23	0.65	74.44	987.61	58.37	418.20	801.92	914.72
3.00	6.46	0.45	148.87	913.17	30.91	418.20	424.58	920.79
4.00	9.69	0.31	223.31	838.74	2.43	418.20	33.37	927.10
5.00	12.92	0.23	297.74	764.30	18.07	418.20	248.20	923.63
6.00	16.16	0.20	372.18	689.87	25.30	418.20	347.59	922.03
7.00	19.39	0.23	446.61	615.43	15.85	418.20	217.75	924.13
8.00	22.62	0.31	521.05	540.99	6.32	418.20	86.84	926.24
Acuñ.	23.05	0.31	595.48	466.56	2.08	418.20	28.62	927.18
9.00	25.85	0.45	595.48	0.00	34.22	418.20	470.06	1,025.75
10.00	29.08	0.65	669.92	0.00	60.76	418.20	834.68	1,002.47
11.00	32.31	0.90	744.35	0.00	73.68	418.20	1,012.16	982.51

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,295.55	133.15	418.20	1,829.27	847.69
2.00	3.23	0.39	110.77	1,184.78	88.98	418.20	1,222.41	857.16
3.00	6.46	0.31	221.53	1,074.02	44.01	418.20	604.55	866.86
4.00	9.69	0.25	332.30	963.25	6.39	418.20	87.73	875.00
5.00	12.92	0.21	443.06	852.49	18.12	418.20	248.89	872.45
6.00	16.16	0.20	553.83	741.72	26.11	418.20	358.66	870.72
Acuñ.	18.90	0.24	664.59	630.96	21.81	418.20	299.65	871.65
7.00	19.39	0.24	664.59	0.00	17.82	418.20	244.87	1,013.57
8.00	22.62	0.38	775.36	0.00	1.16	418.20	15.98	991.97
9.00	25.85	0.60	886.12	0.00	23.03	418.20	316.42	961.86
10.00	29.08	0.90	996.89	0.00	47.84	418.20	657.25	931.49
11.00	32.31	1.30	1,107.65	0.00	62.87	418.20	863.75	903.68

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES EXTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	819.80	2,285.74	320.13	254.44	17.34	48.34	20.52
2.00	3.23	0.90	804.61	2,080.54	320.13	259.11	17.02	44.00	19.06
3.00	6.46	0.60	780.07	1,748.96	320.13	266.64	16.50	36.99	16.71
4.00	9.69	0.38	755.76	1,420.49	320.13	274.10	15.98	30.04	14.38
5.00	12.92	0.24	772.31	1,644.05	320.13	269.02	16.33	34.77	15.96
6.00	16.16	0.20	778.75	1,731.05	320.13	267.04	16.47	36.61	16.58
7.00	19.39	0.21	768.54	1,593.18	320.13	270.18	16.25	33.70	15.60
8.00	22.62	0.25	768.55	1,593.25	320.13	270.17	16.25	33.70	15.60
9.00	25.85	0.31	807.51	2,119.67	320.13	258.22	17.08	44.83	19.34
10.00	29.08	0.39	853.17	2,736.50	320.13	244.20	18.04	57.88	23.72
11.00	32.31	0.50	897.35	3,333.46	320.13	230.64	18.98	70.50	27.95
Acuñ.	32.41	0.50	1,273.86	3,249.87	320.13	224.45	26.94	68.73	29.89
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>18.68</b>

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,134.09	2,319.72	320.13	247.08	23.99	49.06	22.82
2.00	3.23	0.65	1,120.41	2,134.84	320.13	251.28	23.70	45.15	21.51
3.00	6.46	0.45	1,092.95	1,763.57	320.13	259.71	23.12	37.30	18.87
4.00	9.69	0.31	1,064.47	1,378.68	320.13	268.45	22.51	29.16	16.14
5.00	12.92	0.23	1,080.11	1,590.03	320.13	263.65	22.84	33.63	17.64
6.00	16.16	0.20	1,087.34	1,687.82	320.13	261.43	23.00	35.70	18.33
7.00	19.39	0.23	1,077.89	1,560.07	320.13	264.33	22.80	33.00	17.43
8.00	22.62	0.31	1,068.36	1,431.28	320.13	267.26	22.60	30.27	16.51
Acuñ.	23.05	0.31	1,064.12	1,374.00	320.13	268.56	22.51	29.06	16.11
9.00	25.85	0.45	629.70	1,914.01	320.13	266.33	13.32	40.48	16.81
10.00	29.08	0.65	730.67	2,255.34	320.13	256.97	15.45	47.70	19.73
11.00	32.31	0.90	818.03	2,412.87	320.13	251.79	17.30	51.03	21.35
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>18.60</b>

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,428.70	3,095.16	320.13	224.45	30.22	65.46	29.89
2.00	3.23	0.39	1,384.53	2,497.78	320.13	238.02	29.28	52.83	25.65
3.00	6.46	0.31	1,339.55	1,889.61	320.13	251.83	28.33	39.97	21.33
4.00	9.69	0.25	1,301.93	1,380.92	320.13	263.38	27.54	29.21	17.73
5.00	12.92	0.21	1,313.67	1,539.54	320.13	259.78	27.78	32.56	18.85
6.00	16.16	0.20	1,321.66	1,647.58	320.13	257.33	27.95	34.85	19.62
Acuñ.	18.90	0.24	1,317.36	1,589.50	320.13	258.65	27.86	33.62	19.20
7.00	19.39	0.24	682.42	1,676.63	320.13	270.23	14.43	35.46	15.59
8.00	22.62	0.38	776.52	1,426.15	320.13	273.54	16.42	30.16	14.55
9.00	25.85	0.60	909.15	1,696.48	320.13	265.02	19.23	35.88	17.21
10.00	29.08	0.90	1,044.73	2,006.94	320.13	255.58	22.10	42.45	20.16
11.00	32.31	1.30	1,170.52	2,185.62	320.13	249.14	24.76	46.23	22.17
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.16</b>



RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES INTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	928.01	69.99	418.20	961.54	941.91
2.00	2.87	0.87	50.47	877.54	53.13	418.20	729.97	945.69
3.00	5.74	0.53	100.93	827.08	41.02	418.20	563.55	948.40
4.00	8.61	0.29	151.40	776.61	33.08	418.20	454.49	950.18
5.00	11.48	0.15	201.86	726.15	28.68	418.20	394.04	951.17
6.00	14.35	0.10	252.33	675.68	27.28	418.20	374.77	951.48
7.00	17.21	0.12	302.79	625.22	34.36	418.20	472.03	949.89
8.00	20.08	0.16	353.26	574.75	51.29	418.20	704.58	946.10
9.00	22.95	0.24	403.72	524.29	74.89	418.20	1,028.88	940.82
10.00	25.82	0.36	454.19	473.82	100.04	418.20	1,374.39	935.21
Acuñ.	26.38	0.50	504.65	423.36	85.40	418.20	1,173.21	938.47
11.00	28.69	0.50	504.65	0.00	119.00	418.20	1,634.80	1,027.15

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,250.81	63.84	418.20	877.04	872.24
2.00	2.87	0.61	91.68	1,159.13	61.31	418.20	842.34	872.79
3.00	5.74	0.39	183.36	1,067.45	50.13	418.20	688.74	875.21
4.00	8.61	0.23	275.04	975.77	37.51	418.20	515.37	877.95
5.00	11.48	0.13	366.72	884.09	28.37	418.20	389.80	879.93
6.00	14.35	0.10	458.40	792.41	25.47	418.20	349.87	880.57
7.00	17.21	0.13	550.08	700.73	31.09	418.20	427.07	879.34
Acuñ.	19.57	0.23	641.76	609.05	37.28	418.20	512.20	878.00
8.00	20.08	0.23	641.76	0.00	41.77	418.20	573.85	1,013.31
9.00	22.95	0.39	733.44	0.00	53.41	418.20	733.78	989.61
10.00	25.82	0.61	825.11	0.00	63.57	418.20	873.33	966.48
11.00	28.69	0.90	916.79	0.00	65.38	418.20	898.14	945.46

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,502.70	110.88	418.20	1,523.28	808.51
2.00	2.87	0.36	132.32	1,370.38	90.76	418.20	1,246.89	812.74
3.00	5.74	0.24	264.65	1,238.06	66.03	418.20	907.06	817.95
4.00	8.61	0.16	396.97	1,105.73	43.81	418.20	601.81	822.64
5.00	11.48	0.12	529.29	973.41	29.08	418.20	399.50	825.75
6.00	14.35	0.10	661.61	841.09	24.71	418.20	339.48	826.68
Acuñ.	16.29	0.15	793.94	708.76	23.06	418.20	316.81	827.03
7.00	17.21	0.15	793.94	0.00	27.70	418.20	380.59	981.68
8.00	20.08	0.29	926.26	0.00	31.36	418.20	430.85	950.96
9.00	22.95	0.53	1,058.58	0.00	39.24	418.20	539.03	919.71
10.00	25.82	0.87	1,190.91	0.00	51.65	418.20	709.57	887.91
11.00	28.69	1.30	1,323.23	0.00	68.04	418.20	934.79	855.72

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES INTERNOS

Cable C-1		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS								
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.	
1.00	0.00	1.30	998.00	2,321.65	320.13	249.92	21.11	49.10	21.93	
2.00	2.87	0.87	981.14	2,093.85	320.13	255.09	20.75	44.28	20.32	
3.00	5.74	0.53	969.03	1,930.14	320.13	258.81	20.49	40.82	19.15	
4.00	8.61	0.29	961.09	1,822.87	320.13	261.25	20.33	38.55	18.39	
5.00	11.48	0.15	956.69	1,763.40	320.13	262.60	20.23	37.30	17.97	
6.00	14.35	0.10	955.29	1,744.46	320.13	263.03	20.20	36.90	17.84	
7.00	17.21	0.12	962.37	1,840.12	320.13	260.85	20.35	38.92	18.52	
8.00	20.08	0.16	979.30	2,068.88	320.13	255.66	20.71	43.76	20.14	
9.00	22.95	0.24	1,002.90	2,387.90	320.13	248.41	21.21	50.50	22.40	
10.00	25.82	0.36	1,028.05	2,727.80	320.13	240.69	21.74	57.69	24.81	
Acuñ.	26.38	0.50	1,013.41	2,529.89	320.13	245.19	21.43	53.51	23.41	
11.00	28.69	0.50	623.65	3,080.15	320.13	241.79	13.19	65.15	24.47	
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>20.78</b>	

Cable C-2		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS								
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.	
1.00	0.00	0.90	1,314.65	2,167.48	320.13	246.48	27.80	45.84	23.01	
2.00	2.87	0.61	1,312.12	2,133.33	320.13	247.26	27.75	45.12	22.76	
3.00	5.74	0.39	1,300.94	1,982.15	320.13	250.69	27.51	41.92	21.69	
4.00	8.61	0.23	1,288.32	1,811.52	320.13	254.56	27.25	38.31	20.48	
5.00	11.48	0.13	1,279.18	1,687.93	320.13	257.37	27.05	35.70	19.60	
6.00	14.35	0.10	1,276.28	1,648.63	320.13	258.26	26.99	34.87	19.32	
7.00	17.21	0.13	1,281.90	1,724.62	320.13	256.54	27.11	36.48	19.86	
Acuñ.	19.57	0.23	1,288.09	1,808.40	320.13	254.64	27.24	38.25	20.46	
8.00	20.08	0.23	683.53	2,005.36	320.13	263.26	14.46	42.41	17.76	
9.00	22.95	0.39	786.85	2,141.59	320.13	258.19	16.64	45.29	19.35	
10.00	25.82	0.61	888.68	2,258.02	320.13	253.57	18.80	47.76	20.79	
11.00	28.69	0.90	982.17	2,261.80	320.13	251.52	20.77	47.84	21.43	
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>20.54</b>	

Cable C-3		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS								
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.	
1.00	0.00	0.50	1,613.58	2,749.99	320.13	227.84	34.13	58.16	28.83	
2.00	2.87	0.36	1,593.46	2,477.83	320.13	234.02	33.70	52.41	26.90	
3.00	5.74	0.24	1,568.73	2,143.20	320.13	241.62	33.18	45.33	24.52	
4.00	8.61	0.16	1,546.51	1,842.65	320.13	248.45	32.71	38.97	22.39	
5.00	11.48	0.12	1,531.78	1,643.45	320.13	252.97	32.40	34.76	20.98	
6.00	14.35	0.10	1,527.41	1,584.36	320.13	254.31	32.30	33.51	20.56	
Acuñ.	16.29	0.15	1,525.76	1,562.04	320.13	254.82	32.27	33.04	20.40	
7.00	17.21	0.15	821.64	1,780.47	320.13	265.09	17.38	37.66	17.19	
8.00	20.08	0.29	957.62	1,800.01	320.13	261.80	20.25	38.07	18.22	
9.00	22.95	0.53	1,097.82	1,876.94	320.13	257.21	23.22	39.70	19.65	
10.00	25.82	0.87	1,242.56	2,015.68	320.13	251.21	26.28	42.63	21.53	
11.00	28.69	1.30	1,391.27	2,208.71	320.13	243.99	29.43	46.71	23.78	
								<b><math>\Delta f_p =</math></b>	<b>22.08</b>	

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES INTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	1.30	0.00	826.94	64.13	418.20	881.03	965.94
2.00	2.87	0.90	40.07	786.87	54.00	418.20	741.87	968.23
3.00	5.74	0.60	80.14	746.80	43.87	418.20	602.75	970.52
4.00	8.61	0.38	120.22	706.73	35.52	418.20	487.93	972.42
5.00	11.48	0.24	160.29	666.65	30.05	418.20	412.76	973.66
6.00	14.35	0.20	200.36	626.58	28.04	418.20	385.25	974.11
7.00	17.21	0.21	240.43	586.51	35.50	418.20	487.73	972.42
8.00	20.08	0.25	280.50	546.44	54.09	418.20	743.04	968.21
9.00	22.95	0.31	320.57	506.37	81.13	418.20	1,114.55	962.11
10.00	25.82	0.39	360.65	466.30	112.28	418.20	1,542.50	955.09
11.00	28.69	0.50	400.72	426.22	141.76	418.20	1,947.54	948.47
Acuñ.	29.60	0.50	400.72	826.94	141.64	418.20	1,945.85	860.44

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.90	0.00	1,178.82	71.45	418.20	981.61	886.23
2.00	2.87	0.65	81.43	1,097.39	67.61	418.20	928.87	887.06
3.00	5.74	0.45	162.86	1,015.96	54.51	418.20	748.90	889.92
4.00	8.61	0.31	244.29	934.53	39.95	418.20	548.87	893.10
5.00	11.48	0.23	325.72	853.10	29.34	418.20	403.10	895.42
6.00	14.35	0.20	407.15	771.67	25.79	418.20	354.29	896.20
7.00	17.21	0.23	488.58	690.24	31.77	418.20	436.41	894.89
8.00	20.08	0.31	570.01	608.81	44.21	418.20	607.36	892.17
Acuñ.	20.77	0.31	651.44	527.38	35.70	418.20	490.47	894.03
9.00	22.95	0.45	651.44	0.00	58.31	418.20	801.08	1,007.27
10.00	25.82	0.65	732.87	0.00	70.35	418.20	966.45	985.88
11.00	28.69	0.90	814.30	0.00	73.32	418.20	1,007.24	966.73

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS						
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ fricción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ E. cono kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ A. elastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Contracción kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ F. plastico kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ Relajación kg/cm <sup>2</sup>
1.00	0.00	0.50	0.00	1,444.17	131.72	418.20	1,809.63	816.44
2.00	2.87	0.39	122.22	1,321.95	102.44	418.20	1,407.34	822.62
3.00	5.74	0.31	244.43	1,199.74	72.01	418.20	989.25	829.06
4.00	8.61	0.25	366.65	1,077.52	46.42	418.20	637.68	834.49
5.00	11.48	0.21	488.86	955.31	29.88	418.20	410.44	838.01
6.00	14.35	0.20	611.08	833.09	24.84	418.20	341.19	839.09
Acuñ.	16.95	0.24	733.29	710.88	26.48	418.20	363.73	838.74
7.00	17.21	0.24	733.29	0.00	29.08	418.20	399.46	995.20
8.00	20.08	0.38	855.51	0.00	33.76	418.20	463.81	966.35
9.00	22.95	0.60	977.72	0.00	41.98	418.20	576.77	937.07
10.00	25.82	0.90	1,099.94	0.00	52.41	418.20	719.97	907.68
11.00	28.69	1.30	1,222.15	0.00	62.36	418.20	856.70	878.78

RESUMEN DE LÁS PÉRDIDAS DE PRESFUERZO POR NERVADURA TRAMO 3

CABLES INTERNOS

Cable C-4		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	1.30	891.07	2,265.18	320.13	253.37	18.85	47.91	20.85
2.00	2.87	0.90	880.94	2,128.31	320.13	256.48	18.63	45.01	19.88
3.00	5.74	0.60	870.81	1,991.47	320.13	259.59	18.42	42.12	18.91
4.00	8.61	0.38	862.46	1,878.54	320.13	262.15	18.24	39.73	18.11
5.00	11.48	0.24	856.99	1,804.62	320.13	263.83	18.13	38.17	17.58
6.00	14.35	0.20	854.98	1,777.56	320.13	264.45	18.08	37.60	17.39
7.00	17.21	0.21	862.44	1,878.35	320.13	262.16	18.24	39.73	18.11
8.00	20.08	0.25	881.03	2,129.45	320.13	256.45	18.63	45.04	19.89
9.00	22.95	0.31	908.07	2,494.85	320.13	248.15	19.21	52.77	22.48
10.00	25.82	0.39	939.22	2,915.80	320.13	238.59	19.86	61.67	25.47
11.00	28.69	0.50	968.70	3,314.21	320.13	229.54	20.49	70.10	28.30
Acuñ.	29.60	0.50	1,369.30	3,224.49	320.13	222.97	28.96	68.20	30.35
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.63</b>

Cable C-5		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.90	1,250.27	2,286.03	320.13	245.33	26.44	48.35	23.36
2.00	2.87	0.65	1,246.43	2,234.13	320.13	246.51	26.36	47.25	23.00
3.00	5.74	0.45	1,233.33	2,057.02	320.13	250.54	26.08	43.51	21.74
4.00	8.61	0.31	1,218.77	1,860.18	320.13	255.01	25.78	39.34	20.34
5.00	11.48	0.23	1,208.16	1,716.72	320.13	258.27	25.55	36.31	19.32
6.00	14.35	0.20	1,204.61	1,668.69	320.13	259.36	25.48	35.29	18.98
7.00	17.21	0.23	1,210.58	1,749.50	320.13	257.52	25.60	37.00	19.56
8.00	20.08	0.31	1,223.03	1,917.73	320.13	253.70	25.87	40.56	20.75
Acuñ.	20.77	0.31	1,214.52	1,802.70	320.13	256.31	25.69	38.13	19.93
9.00	22.95	0.45	709.75	2,226.56	320.13	258.02	15.01	47.09	19.40
10.00	25.82	0.65	803.22	2,370.53	320.13	253.00	16.99	50.14	20.97
11.00	28.69	0.90	887.61	2,392.17	320.13	250.76	18.77	50.59	21.67
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>20.75</b>

Cable C-6		TABLA RESUMEN DE PERDIDAS							
Sección	Abcisa (X) m	Ordenada (Y) m	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm <sup>2</sup>	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm <sup>2</sup>	Fo Fuerza Inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo Instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.	% Pérdidas ton.
1.00	0.00	0.50	1,575.89	3,044.26	320.13	222.41	33.33	64.39	30.52
2.00	2.87	0.39	1,546.61	2,648.16	320.13	231.41	32.71	56.01	27.71
3.00	5.74	0.31	1,516.18	2,236.51	320.13	240.76	32.07	47.30	24.79
4.00	8.61	0.25	1,490.59	1,890.37	320.13	248.62	31.53	39.98	22.34
5.00	11.48	0.21	1,474.04	1,666.66	320.13	253.70	31.18	35.25	20.75
6.00	14.35	0.20	1,469.00	1,598.47	320.13	255.25	31.07	33.81	20.27
Acuñ.	16.95	0.24	1,470.64	1,620.67	320.13	254.75	31.10	34.28	20.42
7.00	17.21	0.24	762.37	1,812.87	320.13	265.66	16.12	38.34	17.01
8.00	20.08	0.38	889.27	1,848.36	320.13	262.23	18.81	39.09	18.09
9.00	22.95	0.60	1,019.70	1,932.04	320.13	257.70	21.57	40.86	19.50
10.00	25.82	0.90	1,152.34	2,045.84	320.13	252.48	24.37	43.27	21.13
11.00	28.69	1.30	1,284.51	2,153.67	320.13	247.41	27.17	45.55	22.72
								<b><math>\Delta</math>fp =</b>	<b>22.10</b>



**ESFUERZOS Y CAPACIDAD DE NERVADURA DE CURVA INTERIOR TRAMO 1**

**ETAPAS DE TENSADO**

PROYECTO : **ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS**

**1**

**REVISION SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)**

CON 7 CABLES DE 15 TORONES DE 15 MM, SE INCLUYE ASFALTO DE 10 CM DE ESPESOR

**DATOS DEL TORON**

TIPO :	<b>BAJA RELAJACION</b>	No. SECCIONES =	<b>10</b>
DIAMETRO :	<b>15 mm</b>	Δ =	<b>3.13</b>
ESFZO. RUPTURA :	<b>189.2 kg/mm<sup>2</sup></b>	P(1000)hrs =	<b>3.5</b>
ESFZO. FLUENCIA :	<b>160.2 kg/mm<sup>2</sup></b>	μ o =	<b>0.43</b>
FACTOR DE TENSION INICIAL :	<b>0.8</b>	f o =	<b>151.36 kg/mm<sup>2</sup></b>
TENSION INICIAL (Fo) :	<b>320.13 Ton</b>	b 1 =	<b>0.9</b>
MODULO DE ELASTICIDAD (E) :	<b>20,400.00 kg/mm<sup>2</sup></b>	Δ presfuerzo =	<b>10 cm</b>
SECCION TORON (At) :	<b>141 mm<sup>2</sup></b>		

**PRESFUERZO EN 1a. ETAPA**

	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	C. Claro
Cable No.1	15	15	15	15	15	15
Cable No.2	15	15	15	15	15	15
Cable No.3	15	15	15	15	15	15
Cable No.4	15	15	15	15	15	15
Cable No.5	15	15	15	15	15	15
Cable No.6	15	15	15	15	15	15
Cable No.7	0	0	0	0	0	0
<b>Total =</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>	<b>90</b>

**PRESFUERZO EN 2a. ETAPA**

	Apoyo	0.1L	0.2L	0.3L	0.4L	C. Claro
Cable No.1	0	0	0	0	0	0
Cable No.2	0	0	0	0	0	0
Cable No.3	0	0	0	0	0	0
Cable No.4	0	0	0	0	0	0
Cable No.5	0	0	0	0	0	0
Cable No.6	0	0	0	0	0	0
Cable No.7	0	0	0	0	0	0
<b>Total =</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>	<b>0</b>

**CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES**

FÓRMULA EMPLEADA: Eq. 5.4.2.4-1 (AASHTO LRFD 2020)

$$E = 33,000K_1w^{1.5}\sqrt{f'_c}$$

$$1 \text{ ksi} = 70.307 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Donde:  
K<sub>1</sub> = **1**  
w = **0.14640**

Concrete	Lightweight	0.110 to 0.135
	Normal Weight with $f'_c \leq 5.0$ ksi	0.145
	Normal Weight with $5.0 < f'_c \leq 15.0$ ksi	$0.140 + 0.001 f'_c$

**MÓDULO DE ELÁSTICIDAD DEL CONCRETO**

Concreto f'c=	<b>6.400</b>	ksi	Ec =	<b>4,676.64</b>	ksi	e =	<b>0.00025</b>
Concreto f'c=	<b>450</b>	kg/cm <sup>2</sup>	Ec =	<b>328,800.69</b>	kg/cm <sup>2</sup>	r t =	<b>0.18</b>

**LIMITES DE TENSIÓN PARA TENDONES DE PRESFUERZO**

Cables de baja relajación			
Pretensado	Postensado		
Al Tensado	0.75 fpu	Al tensado	0.9 fpy
Después de pérdidas	0.8 fpy	Después de acunamiento	0.7 fpu
		En el extremo de placa después del acunamiento	0.74 fpu
		Después de pérdidas	0.8 fpy



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS			
b e =	196.54	cm	Trabe (tipo) = Postensada
t =	26.67	cm	
h s.s =	143.33	cm	h s.c = 170 cm
bwp =	119.82	cm	f = 0.9
tw =	40.00	cm	
SECCION SIMPLE		SECCION COMPUESTA	
Área, A =	14,193.00	cm <sup>2</sup>	Área, A = 14,193.00 cm <sup>2</sup>
Yi =	96.60	cm	Yi = 96.60 cm
Ys =	73.40	cm	Ys = 73.40 cm
Inercia, I =	50,134,692.00	cm <sup>4</sup>	Inercia, I = 50,134,692.00 cm <sup>4</sup>
Módulo, Si =	518,969.00	cm <sup>3</sup>	Módulo, Si = 518,969.00 cm <sup>3</sup>
Módulo, Ss =	683,074.00	cm <sup>3</sup>	Módulo, Ss = 683,074.00 cm <sup>3</sup>
Radio, r x =	59.43	cm	Radio, r x = 59.43 cm
Esfuerzo permisible al = 100 %			
SECCIONES A ANALIZAR		COMBINACIÓN DE DISEÑO	
APOYO 1		CMT + CV + IMPACTO	
0.1L	0.6L	<b>FACTORES DE CARGA</b>	
0.2L	0.7L	F <sub>CM</sub> =	1.25
0.3L	0.8L	F <sub>Asf</sub> =	1.5
0.4L	0.9L	F <sub>CV</sub> =	1.75
C.CLARO	APOYO 2	<b>CARGA VIVA QUE RIGE</b>	
		CAMIÓN T3S2R4	

ACERO EN TENSION	FUERZA QUE DESARROLLA (TON)	ACERO EN COMPRESIÓN
A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm	<b>FUERZA EN LECHO DE TENSION</b>	A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm
	T = 0.00 ton	
	<b>FUERZA EN LECHO DE COMPRESIÓN</b>	
	T = 0.00 ton	

ETAPAS PARA REVISION DE ESFUERZOS	
<b>1a etapa</b>	<b>2a etapa.</b>
Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas	Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleno Carpeta asfaltica Carva Viva

PERDIDAS DE PRESFUERZO		
Sección	ΔS total Instantaneas kg/cm2	ΔS total Diferidas kg/cm2
1	161.66	313.75
2	159.91	290.08
3	157.76	261.00
4	155.83	234.89
5	154.54	217.48
6	154.13	211.97
7	124.81	228.12
8	118.73	248.93
9	116.86	276.22
10	128.04	303.16
11	129.82	325.94

SOLICITACIONES ACTUANTES EN SERVICIO		
CM+CV+IMP.		
Abcisa mts	Momento t-m	Cortante ton
Δ = 3.13 m		
0	0.0	-145.4
3.13	600.9	-100.0
6.26	1032.0	-63.7
9.39	1313.8	-20.8
12.52	1416.1	27.5
15.65	1352.5	75.9
18.78	1122.8	125.7
21.91	728.9	181.3
25.04	176.4	231.2
28.17	-396.1	281.7
31.3	-963.9	342.4



Facultad de  
Ingeniería

ANEXO. MEMORIA DE CÁLCULO

**PUEI**

Programa Único de  
Especializaciones  
de Ingeniería

RESUMEN DE SOLICITACIONES (POR NERVADURA)

CARGA VIVA :

CAMIÓN T3S2R4

Impacto = **0.33**

**MOMENTOS**

ABCISA ( m )	M po.po (t-m)	M diafrag. (t-m)	M losa (t-m)	M banq. (t-m)	M guarn. (t-m)	M ppto. (t-m)	M relleno (t-m)	M asfalto (t-m)	M cm (t-m)	M cv (t-m)	M cv ban (t-m)	M imp (t-m)	M serv. (t-m)	M ultimo (t-m)
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3.13	247.66	0.00	0.00	0.00	18.03	5.10	88.75	44.65	359.54	181.48	0.00	59.89	600.91	938.79
6.26	427.89	0.00	0.00	0.00	31.39	8.88	154.26	77.84	622.43	307.92	0.00	101.61	1,031.97	1,611.49
9.39	538.85	0.00	0.00	0.00	39.45	11.17	193.51	97.94	782.98	399.14	0.00	131.72	1,313.83	2,054.61
12.52	574.59	0.00	0.00	0.00	42.09	11.91	205.95	104.64	834.54	437.24	0.00	144.29	1,416.07	2,217.82
15.65	538.47	0.00	0.00	0.00	39.38	11.15	191.96	98.16	780.95	429.77	0.00	141.82	1,352.55	2,123.72
18.78	430.96	0.00	0.00	0.00	31.21	8.83	150.93	78.17	621.93	376.61	0.00	124.28	1,122.82	1,771.23
21.91	252.06	0.00	0.00	0.00	17.73	5.02	83.65	45.08	358.45	278.56	0.00	91.92	728.93	1,164.02
25.04	-1.14	0.00	0.00	0.00	-1.11	-0.31	-10.09	-1.23	-12.65	142.11	0.00	46.89	176.36	313.10
28.17	-322.25	0.00	0.00	0.00	-25.14	-7.12	-129.56	-60.39	-484.06	66.10	0.00	21.81	-396.15	-541.81
31.30	-716.08	0.00	0.00	0.00	-54.34	-15.37	-274.53	-132.29	-1,060.31	72.52	0.00	23.93	-963.87	-1,355.03

**CORTANTES**

ABCISA ( m )	V po.po ( ton )	V diafrag. ( ton )	V losa ( ton )	V banq. ( ton )	V guarn. ( ton )	V ppto. ( ton )	V relleno ( ton )	V asfalto ( ton )	V cm ( ton )	V cv ( ton )	V cv ban ( ton )	V imp ( ton )	V serv. ( ton )	V ultimo ( ton )
0.00	-98.21	0.00	0.00	0.00	-6.58	-1.86	-31.75	-16.50	-154.90	7.16	0.00	2.36	-145.39	-181.10
3.13	-67.20	0.00	0.00	0.00	-4.92	-1.39	-23.66	-12.37	-109.54	7.16	0.00	2.36	-100.02	-123.36
6.26	-45.29	0.00	0.00	0.00	-3.26	-0.92	-15.56	-8.24	-73.28	7.20	0.00	2.38	-63.69	-76.89
9.39	-23.38	0.00	0.00	0.00	-1.60	-0.45	-7.47	-4.11	-37.01	12.16	0.00	4.01	-20.84	-19.00
12.52	0.62	0.00	0.00	0.00	0.06	0.02	0.63	0.03	1.35	19.63	0.00	6.48	27.47	47.40
15.65	22.53	0.00	0.00	0.00	1.72	0.49	8.73	4.16	37.62	28.75	0.00	9.49	75.86	114.98
18.78	44.44	0.00	0.00	0.00	3.37	0.96	16.82	8.29	73.88	38.95	0.00	12.85	125.68	185.08
21.91	68.45	0.00	0.00	0.00	5.03	1.42	24.92	12.42	112.25	51.93	0.00	17.14	181.31	264.27
25.04	90.36	0.00	0.00	0.00	6.69	1.89	33.02	16.55	148.51	62.18	0.00	20.52	231.21	334.50
28.17	112.27	0.00	0.00	0.00	8.35	2.36	41.11	20.68	184.77	72.85	0.00	24.04	281.67	405.70
31.30	144.27	0.00	0.00	0.00	10.29	2.83	49.21	24.81	231.42	83.43	0.00	27.53	342.38	489.66





**CABLE C-1**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm2	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm2	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	1.30	998.00	2,321.65	15,136.00	11,816.35	320.13	249.92	21.11	49.10
2	2.87	0.87	981.14	2,093.85	15,136.00	12,061.01	320.13	255.09	20.75	44.28
3	5.74	0.53	969.03	1,930.14	15,136.00	12,236.83	320.13	258.81	20.49	40.82
4	8.61	0.29	961.09	1,822.87	15,136.00	12,352.04	320.13	261.25	20.33	38.55
5	11.48	0.15	956.69	1,763.40	15,136.00	12,415.91	320.13	262.60	20.23	37.30
6	14.35	0.10	955.29	1,744.46	15,136.00	12,436.26	320.13	263.03	20.20	36.90
7	17.21	0.12	962.37	1,840.12	15,136.00	12,333.51	320.13	260.85	20.35	38.92
8	20.08	0.16	979.30	2,068.88	15,136.00	12,087.83	320.13	255.66	20.71	43.76
9	22.95	0.24	1,002.90	2,387.90	15,136.00	11,745.20	320.13	248.41	21.21	50.50
10	25.82	0.36	1,028.05	2,727.80	15,136.00	11,380.15	320.13	240.69	21.74	57.69
11	28.69	0.50	623.65	3,080.15	15,136.00	11,432.20	320.13	241.79	13.19	65.15

**CABLE C-2**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm2	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm2	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.90	1,314.65	2,167.48	15,136.00	11,653.86	320.13	246.48	27.80	45.84
2	2.87	0.61	1,312.12	2,133.33	15,136.00	11,690.54	320.13	247.26	27.75	45.12
3	5.74	0.39	1,300.94	1,982.15	15,136.00	11,852.90	320.13	250.69	27.51	41.92
4	8.61	0.23	1,288.32	1,811.52	15,136.00	12,036.15	320.13	254.56	27.25	38.31
5	11.48	0.13	1,279.18	1,687.93	15,136.00	12,168.89	320.13	257.37	27.05	35.70
6	14.35	0.10	1,276.28	1,648.63	15,136.00	12,211.09	320.13	258.26	26.99	34.87
7	17.21	0.13	1,281.90	1,724.62	15,136.00	12,129.49	320.13	256.54	27.11	36.48
8	20.08	0.23	683.53	2,005.36	15,136.00	12,447.11	320.13	263.26	14.46	42.41
9	22.95	0.39	786.85	2,141.59	15,136.00	12,207.56	320.13	258.19	16.64	45.29
10	25.82	0.61	888.68	2,258.02	15,136.00	11,989.30	320.13	253.57	18.80	47.76
11	28.69	0.90	982.17	2,261.80	15,136.00	11,892.03	320.13	251.52	20.77	47.84

**CABLE C-3**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm2	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm2	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.50	1,613.58	2,749.99	15,136.00	10,772.43	320.13	227.84	34.13	58.16
2	2.87	0.36	1,593.46	2,477.83	15,136.00	11,064.71	320.13	234.02	33.70	52.41
3	5.74	0.24	1,568.73	2,143.20	15,136.00	11,424.07	320.13	241.62	33.18	45.33
4	8.61	0.16	1,546.51	1,842.65	15,136.00	11,746.85	320.13	248.45	32.71	38.97
5	11.48	0.12	1,531.78	1,643.45	15,136.00	11,960.77	320.13	252.97	32.40	34.76
6	14.35	0.10	1,527.41	1,584.36	15,136.00	12,024.23	320.13	254.31	32.30	33.51
7	17.21	0.15	821.64	1,780.47	15,136.00	12,533.89	320.13	265.09	17.38	37.66
8	20.08	0.29	957.62	1,800.01	15,136.00	12,378.37	320.13	261.80	20.25	38.07
9	22.95	0.53	1,097.82	1,876.94	15,136.00	12,161.24	320.13	257.21	23.22	39.70
10	25.82	0.87	1,242.56	2,015.68	15,136.00	11,877.77	320.13	251.21	26.28	42.63
11	28.69	1.30	1,391.27	2,208.71	15,136.00	11,536.02	320.13	243.99	29.43	46.71

**CABLE C-4**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total Instantaneas kg/cm2	$\Delta \sigma$ total Diferidas kg/cm2	$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	Fo Fuerza inicial ton.	Fo Fuerza final ton.	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	1.30	891.07	2,265.18	15,136.00	11,979.75	320.13	253.37	18.85	47.91
2	2.87	0.90	880.94	2,128.31	15,136.00	12,126.75	320.13	256.48	18.63	45.01
3	5.74	0.60	870.81	1,991.47	15,136.00	12,273.71	320.13	259.59	18.42	42.12
4	8.61	0.38	862.46	1,878.54	15,136.00	12,395.00	320.13	262.15	18.24	39.73
5	11.48	0.24	856.99	1,804.62	15,136.00	12,474.39	320.13	263.83	18.13	38.17
6	14.35	0.20	854.98	1,777.56	15,136.00	12,503.45	320.13	264.45	18.08	37.60
7	17.21	0.21	862.44	1,878.35	15,136.00	12,395.21	320.13	262.16	18.24	39.73
8	20.08	0.25	881.03	2,129.45	15,136.00	12,125.52	320.13	256.45	18.63	45.04
9	22.95	0.31	908.07	2,494.85	15,136.00	11,733.08	320.13	248.15	19.21	52.77
10	25.82	0.39	939.22	2,915.80	15,136.00	11,280.98	320.13	238.59	19.86	61.67
11	28.69	0.50	968.70	3,314.21	15,136.00	10,853.09	320.13	229.54	20.49	70.10



**CABLE C-5**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	F <sub>o</sub> Fuerza inicial ton.	F <sub>o</sub> Fuerza final ton.	$\Delta F_o$ instantaneas ton.	$\Delta F_o$ diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	0.90	1,250.27	2,286.03	15,136.00	11,599.70	320.13	245.33	26.44	48.35
2	2.87	0.65	1,246.43	2,234.13	15,136.00	11,655.44	320.13	246.51	26.36	47.25
3	5.74	0.45	1,233.33	2,057.02	15,136.00	11,845.65	320.13	250.54	26.08	43.51
4	8.61	0.31	1,218.77	1,860.18	15,136.00	12,057.05	320.13	255.01	25.78	39.34
5	11.48	0.23	1,208.16	1,716.72	15,136.00	12,211.12	320.13	258.27	25.55	36.31
6	14.35	0.20	1,204.61	1,668.69	15,136.00	12,262.70	320.13	259.36	25.48	35.29
7	17.21	0.23	1,210.58	1,749.50	15,136.00	12,175.91	320.13	257.52	25.60	37.00
8	20.08	0.31	1,223.03	1,917.73	15,136.00	11,995.24	320.13	253.70	25.87	40.56
9	22.95	0.45	709.75	2,226.56	15,136.00	12,199.70	320.13	258.02	15.01	47.09
10	25.82	0.65	803.22	2,370.53	15,136.00	11,962.26	320.13	253.00	16.99	50.14
11	28.69	0.90	887.61	2,392.17	15,136.00	11,856.22	320.13	250.76	18.77	50.59

**CABLE C-6**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	F <sub>o</sub> Fuerza inicial ton.	F <sub>o</sub> Fuerza final ton.	$\Delta F_o$ instantaneas ton.	$\Delta F_o$ diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	0.50	1,575.89	3,044.26	15,136.00	10,515.85	320.13	222.41	33.33	64.39
2	2.87	0.39	1,546.61	2,648.16	15,136.00	10,941.24	320.13	231.41	32.71	56.01
3	5.74	0.31	1,516.18	2,236.51	15,136.00	11,383.32	320.13	240.76	32.07	47.30
4	8.61	0.25	1,490.59	1,890.37	15,136.00	11,755.04	320.13	248.62	31.53	39.98
5	11.48	0.21	1,474.04	1,666.66	15,136.00	11,995.30	320.13	253.70	31.18	35.25
6	14.35	0.20	1,469.00	1,598.47	15,136.00	12,068.53	320.13	255.25	31.07	33.81
7	17.21	0.24	762.37	1,812.87	15,136.00	12,560.77	320.13	265.66	16.12	38.34
8	20.08	0.38	889.27	1,848.36	15,136.00	12,398.37	320.13	262.23	18.81	39.09
9	22.95	0.60	1,019.70	1,932.04	15,136.00	12,184.25	320.13	257.70	21.57	40.86
10	25.82	0.90	1,152.34	2,045.84	15,136.00	11,937.82	320.13	252.48	24.37	43.27
11	28.69	1.30	1,284.51	2,153.67	15,136.00	11,697.82	320.13	247.41	27.17	45.55

**CABLE C-7**

Sección	Abcisa mts	Ordenada (mts)	$\Delta \sigma$ total		$\sigma_o$ Esfzo. Inicial kg/cm2	$\sigma_i$ Esfzo. Final kg/cm2	F <sub>o</sub> Fuerza inicial ton.	F <sub>o</sub> Fuerza final ton.	$\Delta F_o$ instantaneas ton.	$\Delta F_o$ diferidas ton.
			Instantaneas kg/cm2	Diferidas kg/cm2						
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00



RESUMEN DE PRESFUERZO Y ETAPAS DE TENSADO				
Cable	Tipo	frg	fre	Etapa de tensado
		Esfzo. Ruptura kg/mm2	Esfzo. Fluencia kg/mm2	
1	15T15	189.20	160.2	1
2	15T15	189.20	160.2	1
3	15T15	189.20	160.2	1
4	15T15	189.20	160.2	1
5	15T15	189.20	160.2	1
6	15T15	189.20	160.2	1
7	15T15	189.20	160.2	1

**Nota.**

Colocar (1) si el cable es de 1a. Etapa  
Colocar (2) si el cable es de 2a. Etapa

CABLES DE 1a. ETAPA		
Sección	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	161.66	313.75
2	159.91	290.08
3	157.76	261.00
4	155.83	234.89
5	154.54	217.48
6	154.13	211.97
7	124.81	228.12
8	118.73	248.93
9	116.86	276.22
10	128.04	303.16
11	129.82	325.94

CABLES DE 2a. ETAPA		
Sección	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	0.00	0.00
2	0.00	0.00
3	0.00	0.00
4	0.00	0.00
5	0.00	0.00
6	0.00	0.00
7	0.00	0.00
8	0.00	0.00
9	0.00	0.00
10	0.00	0.00
11	0.00	0.00

CABLES DE 1a.y 2a. ETAPA		
Sección	$\Delta$ Fo instantaneas ton.	$\Delta$ Fo diferidas ton.
1	161.66	313.75
2	159.91	290.08
3	157.76	261.00
4	155.83	234.89
5	154.54	217.48
6	154.13	211.97
7	124.81	228.12
8	118.73	248.93
9	116.86	276.22
10	128.04	303.16
11	129.82	325.94



DATOS DE ANALISIS		DATOS DEL PROYECTISTA		DATOS DE LA TRABE		ETAPAS DE TENSADO	
SECCION : APOYO 1 COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMION T3S2R4		PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS		SECCION CAJÓN (POSTENSADA)		UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	
						1	
Tensado en sección simple						Tensado en sección simple y sección compuesta	

ESFUERZO PERMISIBLE		PROPIEDADES DE LOS MATERIALES		MOMENTO		DATOS DEL PRESFUERZO				1a. ETAPA	
% de Esfzos. Permisibles = 100		f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18,920.00		Esfzo. Al tensado Esfzo. Compresión Esfzo. Ruptura		f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20,400.00 Kg/mm <sup>2</sup>				Esfuerzo de ruptura Esfuerzo de fluencia (%) de esfuerzo de tensado Esfuerzo de tensado Modulo de elasticidad	
				Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)						Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas	

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LA TRABE				REVISION A LA RUPTURA		PRESFUERZO (1a. ETAPA)				2a. ETAPA					
<b>Sección simple</b>		<b>Sección compuesta</b>		<b>Acero en tensión</b>		<b>Acero en compresión</b>		<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b>							
H (m) = 1.43 Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Yi (m) = 0.966000 Ys (m) = 0.467300 Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859		H (m) = 1.70 Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Yi (m) = 0.966000 Ys (m) = 0.734000 Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Ss losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Ys viga (m) = 0.467300		Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 80.00 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b 1 = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 37.99 cm f ps = 15,447.39 kg / cm <sup>2</sup>		A s (cm <sup>2</sup> ) = 0.00 f y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 28.923 cm Rige Secc.Tee		A s (cm <sup>2</sup> ) = 0.00 f y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 r (cm) = 5.00 d s (cm) = 80.00 a (cm) = 34.19 Viga TEE		No. Torones φ [mm] At [mm <sup>2</sup> ] Yp [cm] PRESFUERZO (1a. ETAPA) Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 90.00 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton				PRESFUERZO (1a. ETAPA) PRESFUERZO (2a. ETAPA) Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton	
<b>Pérdidas de presfuerzo</b>		<b>Geometría de la trabes</b>													
Centroide(1a.etapa), cm = 90.00 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 129.82 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 325.94 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67													

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES				ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.07	0.00	159.76	159.76	123.52	123.52	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	129.82	0.07	0.00	-10.80	148.96	-8.35	115.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	148.96	0.00	115.17	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	148.96	0.00	115.17	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	148.96	0.00	115.17	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Perdidas diferidas totales	325.94	0.97	0.00	-83.63	65.33	6.38	121.55	6.38	6.38	-23.13	-23.13	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	0.00	0.00	65.33	0.00	121.55	0.00	6.38	0.00	-23.13	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	0.00	0.00	65.33	0.00	121.55	0.00	6.38	0.00	-23.13	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
Carpeta asfáltica	0.00	0.00	0.00	0.00	65.33	0.00	121.55	0.00	6.38	0.00	-23.13	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	0.00	0.00	65.33	0.00	121.55	0.00	6.38	0.00	-23.13	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO (kg / cm<sup>2</sup>)</b>				Inf. Acum =	65.33	Sup. Acum =	121.55	Inf. Acum =	6.38	Sup. Acum =	-23.13	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>		<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
		<b>Con refuerzo</b>		<b>Sin refuerzo</b>		<b>Al tensado</b>		<b>Compresión Serv.</b>		<b>Tensión Serv.</b>		Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>		247.50		180.00		Bien		Bien		Bien		AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lb/in <sup>2</sup> kg/cm <sup>2</sup>
<b>Tensión</b>		-42.19		-16.87		Bien		Bien		Excede		Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>		-30.94										Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
Nota importante.		Momento resistente ( MR )		Momento resistente ( MR )		Capacidad	
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones		Como Sección TEE		Como Sección Rectangular		Momento resistente	
Actuante		1,233.14 ton-m 54.02 ton-m		f ps = 16,275.832 a = 26.031		1 1,287.16	
0.00 ton-m		1,287.16 ton-m		Pasa por Mu		Adecuado	
				Pasa por Mu		1,383.50 ton-m	

DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.1L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA		No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA	
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	<b>Revisión a la Ruptura</b> Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 91.87 cm f p = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 40.37 cm f ps = 15,706.13 kg / cm <sup>2</sup>	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 29.414 cm <b>Rige Secc.Tee</b>	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 91.87 Brazo a (cm) = 36.33 Bloque de esfzcs.	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141		86.80 61.20 35.60 90.40 64.80 130.00 0.00	Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño Carpeta asfaltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 78.13 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 159.91 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 290.08 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 91.87 Brazo a (cm) = 36.33 Bloque de esfzcs.	<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b>		No. Torones φ (mm) A t (mm <sup>2</sup> ) Yp ( cm )	0 0 0 0 0 0 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	86.80 61.20 35.60 90.40 64.80 130.00 0.00
				Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 78.13 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton		Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton				

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	247.66	-47.72	-47.72	23.08	23.08	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.18	0.00	203.68	155.96	102.27	125.35	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	159.91	0.18	0.00	-16.96	139.00	-8.51	116.84	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	139.00	0.00	116.84	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	139.00	0.00	116.84	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	139.00	0.00	116.84	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	290.08	0.97	0.00	-74.43	64.57	5.68	122.52	5.68	5.68	-20.59	-20.59	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	18.03	-3.47	61.09	1.68	124.20	1.68	7.36	2.64	-17.95	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	93.86	-18.08	43.01	8.75	132.95	8.75	16.11	13.74	-4.21	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpeta asfaltica	0.00	0.00	44.65	-8.60	34.41	4.16	137.11	4.16	20.27	6.54	2.33	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	241.37	-46.51	-12.10	22.50	159.61	22.50	42.77	35.34	37.67	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-12.10	Sup. Acum =	159.61	Inf. Acum =	42.77	Sup. Acum =	37.67	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>		<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
		<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>			<b>Al tensado</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>		247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>		-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>		Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>		-30.94										Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Actuante	Como Sección TEE	1,468.93 ton-m 69.44 ton-m	f ps = 16,578.301 a = 26.473	Como Sección Rectangular	1,654.21 ton-m
	938.79 ton-m	1,538.36 ton-m	Pasa por Mu	Pasa por Mu	1,654.21 ton-m	1,538.36
						Verificación del refuerzo por tensión
						Requiere refuerzo por tensión (ton) 45.14

DATOS DE ANÁLISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.2L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfz. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Módulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA		No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Revisión a la Ruptura</b> Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 111.47 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 43.62 cm f ps = 16,058.30 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	53.20 38.80 24.40 59.60 45.20 130.00 0.00		PRESFUERZO (1a. ETAPA) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guamición Parapeto+Relleño  Carpetas asfáltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 58.53 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 157.76 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 261.00 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00			<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.082 cm Rige Sec. Tee	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 111.47 Brazo a (cm) = 39.25 Bloque de esfzos.	<b>RESUMEN DE PRESFUERZO</b> Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 58.53 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton		Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton		

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	427.89	-82.45	-82.45	39.88	39.88	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.38	0.00	276.21	193.77	67.18	107.06	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	157.76	0.38	0.00	-22.69	171.08	-5.52	101.55	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	171.08	0.00	101.55	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	171.08	0.00	101.55	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	171.08	0.00	101.55	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	261.00	0.97	0.00	-66.97	104.11	5.11	106.66	5.11	5.11	-18.52	-18.52	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guamición	0.00	0.00	31.39	-6.05	98.06	2.93	109.58	2.93	8.04	4.60	-13.93	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	163.15	-31.44	66.63	15.21	124.79	15.21	23.24	23.89	9.96	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	77.84	-15.00	51.63	7.26	132.05	7.26	30.50	11.40	21.36	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	409.53	-78.91	-27.28	38.17	170.22	38.17	68.67	59.96	81.31	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-27.28	Sup. Acum =	170.22	Inf. Acum =	68.67	Sup. Acum =	81.31	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	Excede	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Actuante	Como Sección TEE	1,871.51 ton-m 90.43 ton-m	f ps = 16,946.267 a = 27.074	Como Sección Rectangular	2,105.96 ton-m
	1,611.49 ton-m	1,961.94 ton-m	Pasa por Mu	Pasa por Mu	2,105.96 ton-m	1,961.94
						Verificación del refuerzo por tensión Requiere refuerzo por tensión (ton) 94.36



DATOS DE ANÁLISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.3L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfz. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Módulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA	
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.  <b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 44.53 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 155.83 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 234.89 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1.920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro  <b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 125.47 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 45.53 cm f ps = 16,266.03 kg / cm <sup>2</sup>  <b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm  c = 30.475 cm <b>Rige Sec. Tee</b>	15	15	141	29.20		<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b> No. Torones    φ (mm)    A t (mm <sup>2</sup> )    Yp ( cm ) 0    15    141    29.20 0    15    141    22.80 0    15    141    16.40 0    15    141    37.60 0    15    141    31.20 0    15    141    130.00 0    15    141    0.00	Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño  Carpeta asfáltica Carva Viva
		Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 44.53 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton							
		<b>Acero en compresión</b> A's(cm <sup>2</sup> ) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 125.47 Brazo a (cm) = 40.98 Bloque de esfzos.							
		Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton							

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	538.85	-103.83	-103.83	50.23	50.23	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3    Lbin2    kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.52	0.00	328.03	224.20	42.12	92.34	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal    7.5 √ f'c    42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	155.83	0.52	0.00	-26.61	197.59	-3.42	88.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero    6.3 √ f'c    35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	197.59	0.00	88.92	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto    5.5 √ f'c    30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	197.59	0.00	88.92	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	197.59	0.00	88.92	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1    Lbin2    kg/cm2
Perdidas diferidas totales	234.89	0.97	0.00	-60.27	137.32	4.60	93.52	4.60	4.60	-16.67	-16.67	Compresión :Pretensados    0.6f'c    270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	39.45	-7.60	129.72	3.68	97.20	3.68	8.28	5.78	-10.89	Compresión: Postensados    0.55f'c    247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	204.68	-39.44	90.28	19.08	116.28	19.08	27.35	29.97	19.07	AASHTO Capitulo 9.15.2.2    Lbin2    kg/cm2
Carpeta asfáltica	0.00	0.00	97.94	-18.87	71.41	9.13	125.41	9.13	36.48	14.34	33.41	Tensión: Sin refuerzo    3 √ f'c    16.87
Carva Viva	0.00	0.00	530.85	-102.28	-30.88	49.48	174.89	-49.48	85.96	77.72	111.13	Tensión: Con refuerzo    7.5 √ f'c    42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-30.88	Sup. Acum =	174.89	Inf. Acum =	85.96	Sup. Acum =	111.13	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados    0.4f'c    180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados    0.4f'c    180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2    Lbin2    kg/cm2
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	Excede	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo    6 √ f'c    33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo    7.5 √ f'c    42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Actuante	Como Sección TEE	2,166.92 ton-m 102.81 ton-m	Como Sección Rectangular	f ps = 17,143.576 a = 27.427	2,431.21 ton-m
	2,054.61 ton-m	2,269.73 ton-m	Pasa por Mu	Pasa por Mu	2,431.21 ton-m	1 2,269.73
						Verificación del refuerzo por tensión Requiere refuerzo por tensión (ton) 105.32





DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.4L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup>	Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 133.87 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 46.55 cm f ps = 16,376.79 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	14.80 13.20 11.60 24.40 22.80 130.00 0.00	PREFUERZO (1a. ETAPA) Presfzco (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño	PREFUERZO (2a. ETAPA) Carpetas asfáltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 36.13 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 154.54 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 217.48 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.685 cm Rige Secc.Tee	<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 133.87 Brazo a (cm) = 41.90 Bloque de esfzcs.	<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b>				
				No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	
				0	15	141	14.80	
				0	15	141	13.20	
				0	15	141	11.60	
				0	15	141	24.40	
				0	15	141	22.80	
				Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton				

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	574.59	-110.71	-110.71	53.56	53.56	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzco. (1a. etapa)	1,920.76	0.60	0.00	359.11	248.40	27.08	80.63	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	154.54	0.60	0.00	-28.89	219.51	-2.18	78.46	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	219.51	0.00	78.46	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzco (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	219.51	0.00	78.46	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	219.51	0.00	78.46	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	217.48	0.97	0.00	-55.80	163.71	4.26	82.71	4.26	4.26	-15.43	-15.43	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	42.09	-8.11	155.60	3.92	86.64	3.92	8.18	6.16	-9.27	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	217.86	-41.98	113.62	20.31	106.94	20.31	28.49	31.90	22.62	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	104.64	-20.16	93.46	9.75	116.70	9.75	38.24	15.32	37.94	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	581.53	-112.05	-18.59	54.20	170.90	54.20	92.45	85.14	123.08	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	-18.59	Sup. Acum =	170.90	Inf. Acum =	92.45	Sup. Acum =	123.08	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>							Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00	<b>Compresión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	<b>Tensión Serv.</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b> 2,217.82 ton-m	<b>Como Sección TEE</b> 2,346.70 ton-m 109.41 ton-m 2,456.11 ton-m	Pasa por Mu	<b>Como Sección Rectangular</b> f ps = 17,243.593 a = 27.616 2,627.14 ton-m	Pasa por Mu 2,627.14 ton-m	<b>Momento resistente</b> 1 2,456.11
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> Requiere refuerzo por tensión (ton) 67.30

DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : C. CLARO COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens. (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de ruptura f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de fluencia (%) Tensado = 0.80 f <sub>rg</sub> (%) de esfuerzo de tensado (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> Esfuerzo de tensado E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup> Modulo de elasticidad	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA		No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4.200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.751 cm Rige Sec. Tee	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	10.00 10.00 10.00 20.00 20.00 130.00 0.00		Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño  Carpetas asfáltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 33.33 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 154.13 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 211.97 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00			<b>Acero en compresión</b> A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 136.67 Brazo a (cm) = 42.18 Bloque de esfzcs.	<b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b>					
				Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 33.33 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton					
				No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)		
				0	15	141	10.00		
				0	15	141	10.00		
				0	15	141	10.00		
				0	15	141	20.00		
				0	15	141	20.00		
				0	15	141	10.00		
				0	15	141	20.00		
				Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton					

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	538.47	-103.75	-103.75	50.19	50.19	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.63	0.00	369.48	265.72	22.06	72.25	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	154.13	0.63	0.00	-29.65	236.08	-1.77	70.48	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	236.08	0.00	70.48	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	236.08	0.00	70.48	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	236.08	0.00	70.48	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	211.97	0.97	0.00	-54.39	181.69	4.15	74.63	4.15	4.15	-15.04	-15.04	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	39.38	-7.59	174.10	3.67	78.30	3.67	7.82	5.77	-9.28	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	203.10	-38.13	134.97	18.93	97.24	18.93	26.75	29.74	20.46	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	98.16	-18.91	116.05	9.15	106.39	9.15	35.90	14.37	34.83	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	571.60	-110.14	5.92	53.28	159.66	53.28	89.18	83.68	118.51	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum =	<b>5.92</b>	Sup. Acum =	<b>159.66</b>	Inf. Acum =	<b>89.18</b>	Sup. Acum =	<b>118.51</b>	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>	<b>Comentarios finales</b>						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>	<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>					<b>Compresión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
<b>Tensión</b>					<b>Tensión Serv.</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
<b>Modulo de ruptura</b>												Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante.	Momento último ( M u )	Momento resistente ( MR )	1	Momento resistente ( MR )	2	Capacidad
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	<b>Actuante</b> 2,123.72 ton-m	<b>Como Sección TEE</b> 2,407.00 ton-m 111.49 ton-m 2,518.49 ton-m	Pasa por Mu	<b>Como Sección Rectangular</b> f ps = 17,274.405 a = 27.676 2,692.56 ton-m	Pasa por Mu 2,692.56 ton-m	<b>Momento resistente</b> 1 2,518.49
						<b>Verificación del refuerzo por tensión</b> No Requiere refuerzo por tensión Adecuado

DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.6L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzoes. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18,920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20,400.00 Kg/mm <sup>2</sup>	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PREFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
<b>Sección simple</b> H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	<b>Sección compuesta</b> H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 134.40 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 46.61 cm f ps = 16,383.51 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141 141	11.60 13.20 14.80 21.20 22.80 130.00 0.00	PREFUERZO (1a. ETAPA) Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño	PREFUERZO (2a. ETAPA) Carpetas asfáltica Carva Viva
<b>Pérdidas de presfuerzo</b> Centroide(1a.etapa), cm = 35.60 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 124.81 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 228.12 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00	<b>Geometría de la trabe</b> φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67	<b>Acero en tensión</b> A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> E s = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> d s = 165.00 cm c = 30.697 cm Rige Secc.Tee	<b>Acero en compresión</b> A's(cm <sup>2</sup> ) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm <sup>2</sup> ) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 134.40 Brazo a (cm) = 41.95 Bloque de esfzos.	<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b>				
				No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	
				0	15	141	11.60	
				0	15	141	13.20	
				0	15	141	14.80	
				0	15	141	21.20	
				0	15	141	22.80	
				0	15	141	130.00	
				0	15	141	0.00	
				Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup>		Eje de presfuerzo = 35.60 cm		
				Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton				
				Σ At = 0 mm <sup>2</sup>		Eje de presfuerzo = 0.00 cm		
				Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton				

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	430.96	-83.04	-83.04	40.17	40.17	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.61	0.00	361.09	278.05	26.12	66.29	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	124.81	0.61	0.00	-23.46	254.59	-1.70	64.59	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	254.59	0.00	64.59	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	254.59	0.00	64.59	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	254.59	0.00	64.59	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Perdidas diferidas totales	228.12	0.97	0.00	-58.53	196.05	4.47	69.06	4.47	4.47	-16.19	-16.19	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	31.21	-6.01	190.04	2.91	71.97	2.91	7.38	4.57	-11.62	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	159.76	-30.78	159.26	14.89	86.86	14.89	22.27	23.39	11.77	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	78.17	-15.06	144.19	7.29	94.15	7.29	29.55	11.44	23.21	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	500.89	-96.51	47.68	46.69	140.84	46.69	76.24	73.33	96.55	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum = 47.68		Sup. Acum = 140.84		Inf. Acum = 76.24		Sup. Acum = 96.55		<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>	<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>						
			<b>Con refuerzo</b>	<b>Sin refuerzo</b>		<b>Al tensado</b>	<b>Excede</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	<b>Bien</b>	Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
<b>Compresión</b>			247.50	180.00		Compresión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
<b>Tensión</b>			-42.19	-16.87	-16.87	Tensión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm <sup>2</sup>
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94									Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
												Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
Nota importante.	Momento último ( M u ) Actuante	Momento resistente ( MR ) Como Sección TEE	1	Momento resistente ( MR ) Como Sección Rectangular	2	Capacidad Momento resistente 1 2,467.98	Verificación del refuerzo por tensión No Requiere refuerzo por tensión Adecuado
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	1,771.23 ton-m	2,358.17 ton-m 109.81 ton-m 2,467.98 ton-m	Pasa por Mu	f ps = 17,249.553 a = 27.628	2,639.59 ton-m 2,639.59 ton-m		

DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.7L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup>	Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA		No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA		
Sección simple	Sección compuesta	Aps(total)	d p	15	15	141	16.40		PRESFUERZO (2a. ETAPA)	Presfzco (2a. etapa)	
H (m) = 1.43 Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Yi (m) = 0.966000 Ys (m) = 0.467300 Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859	H (m) = 1.70 Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Yi (m) = 0.966000 Ys (m) = 0.734000 Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Ys viga (m) = 0.467300	f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 45.80 cm f ps = 16,295.06 kg / cm <sup>2</sup>	f ps = 16,295.06 kg / cm <sup>2</sup>	15	15	141	22.80	Perdidas instantaneas(2a.Etapa)			
Pérdidas de presfuerzo Centroide(1a.etapa), cm = 42.40 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 118.73 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 248.93 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		Geometría de la trabe φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67		Acero en tensión A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 30.530 cm Rige Sec.Tee		Acero en compresión A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 127.60 Brazo a (cm)= 41.22 Bloque de esfzcs.		PRESFUERZO 2a. ETAPA No. Torones φ (mm) A t (mm <sup>2</sup> ) Yp ( cm ) 0 15 141 16.40 0 15 141 22.80 0 15 141 24.80 0 15 141 29.20 0 15 141 31.20 0 15 141 130.00		Perdidas instantaneas totales Banqueta+Guarnición Parapeto+Relleño	
		Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 42.40 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton						Carpetas asfáltica Carva Viva			
								Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton			

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	252.06	-48.57	-48.57	23.49	23.49	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzco. (1a. etapa)	1,920.76	0.54	0.00	335.92	287.36	38.30	61.79	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	118.73	0.54	0.00	-20.76	266.59	-2.37	59.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	266.59	0.00	59.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzco (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	266.59	0.00	59.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	266.59	0.00	59.42	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	248.93	0.97	0.00	-63.87	202.72	4.87	64.30	4.87	4.87	-17.67	-17.67	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	17.73	-3.42	199.30	1.65	65.95	1.65	6.53	2.60	-15.07	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	88.67	-17.08	182.22	8.26	74.21	8.26	14.79	12.98	-2.09	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	45.08	-8.69	173.53	4.20	78.42	4.20	18.99	6.60	4.51	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	370.48	-71.39	102.15	34.53	112.95	34.53	53.53	54.24	58.75	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm <sup>2</sup> )				Inf. Acum =	102.15	Sup. Acum =	112.95	Inf. Acum =	53.53	Sup. Acum =	58.75	Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)
Esfuerzos permisibles			Al tensado	En servicio	Comentarios finales						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			Con refuerzo	Sin refuerzo	Al tensado	Excede	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
Compresión			247.50	180.00	Compresión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Tensión			-42.19	-16.87	Tensión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
Modulo de ruptura			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
Nota importante.	Momento último ( M u ) Actuante	Momento resistente ( MR ) Como Sección TEE	1	Momento resistente ( MR ) Como Sección Rectangular	2	Capacidad Momento resistente 1 2,316.95	Verificación del refuerzo por tensión No Requiere refuerzo por tensión Adecuado
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	1,164.02 ton-m	2,212.41 ton-m 104.54 ton-m 2,316.95 ton-m	Pasa por Mu	f ps = 17,170.126 a = 27.477	2,480.92 ton-m 2,480.92 ton-m	Pasa por Mu 2,480.92 ton-m	

DATOS DE ANÁLISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : 0.8L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfzcs. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup>	Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA		No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA
Sección simple	Sección compuesta	Aps(total) =	d p =	15	15	141	24.40		Presfzco (2a. etapa)
H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia de trabe A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.	H (m) = 1.70 Altura total Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 Inercia A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro	f ps = 16,133.09 kg / cm <sup>2</sup>	f p = 116.27 cm b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 44.30 cm	15	15	141	38.80	Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	
Pérdidas de presfuerzo Centroide(1a.etapa), cm = 53.73 Centroide(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 116.86 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 276.22 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		Geometría de la trabe φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67		15	15	141	53.20	Perdidas instantaneas totales	
		Acero en tensión A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> c = 30.223 cm Rige Sec. Tee		15	15	141	30.80	Banqueta+Guarnición	
		Acero en compresión A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2) = 4,200.00 Limite elástico r'(cm) = 5.00 Recubrimiento d's(cm) = 21.67 Brazo d'e(cm) = 116.27 Brazo a (cm) = 39.87 Bloque de esfzcs.		15	15	141	45.20	Parapeto+Relleño	
		PRESFUERZO (1a.etapa) = 1,920.76 ton		0	15	141	130.00	Carpetas asfáltica	
		Eje de presfuerzo = 53.73 cm		0	15	141	0.00	Carva Viva	
		PRESFUERZO (2a. ETAPA)		PRESFUERZO 2a. ETAPA					
		Σ At = 12,690.00 mm <sup>2</sup>		No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )		
		Eje de presfuerzo = 53.73 cm		0	15	141	24.40		
		PRESFUERZO(1a.etapa) = 1,920.76 ton		0	15	141	38.80		
				0	15	141	53.20		
				0	15	141	30.80		
				0	15	141	45.20		
				Σ At = 0 mm <sup>2</sup>					
				Eje de presfuerzo = 0.00 cm					
				PRESFUERZO(2a.etapa) = 0.00 ton					

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	-1.14	0.22	0.22	-0.11	-0.11	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzco. (1a. etapa)	1,920.76	0.43	0.00	293.98	294.20	58.59	58.48	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	116.86	0.43	0.00	-17.89	276.31	-3.56	54.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	276.31	0.00	54.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzco (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	276.31	0.00	54.92	0.00	0.00	0.00	0.00	Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	276.31	0.00	54.92	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	276.22	0.97	0.00	-70.87	205.44	5.41	60.32	5.41	5.41	-19.60	-19.60	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guarnición	0.00	0.00	-1.11	0.21	205.65	-0.10	60.22	-0.10	5.31	-0.16	-19.77	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	-10.40	2.00	207.66	-0.97	59.25	-0.97	4.34	-1.52	-21.29	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	-1.23	0.24	207.89	-0.11	59.14	-0.11	4.22	-0.18	-21.47	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	189.00	-36.42	171.48	17.62	76.75	17.62	21.84	27.67	6.20	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm <sup>2</sup> )				Inf. Acum = 171.48		Sup. Acum = 76.75		Inf. Acum = 21.84		Sup. Acum = 6.20		Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)
Esfuerzos permisibles			Al tensado	En servicio	Comentarios finales						Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
			Con refuerzo	Sin refuerzo	Al tensado	Excede	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
Compresión			247.50	180.00	Compresión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Tensión			-42.19	-16.87	Tensión Serv.	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Bien	Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
Modulo de ruptura			-30.94									Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA						
Nota importante. 1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Momento último ( M u ) Actuante	Momento resistente ( MR ) Como Sección TEE	1	Momento resistente ( MR ) Como Sección Rectangular	2	Capacidad Momento resistente
	1,972.15 ton-m 94.89 ton-m 313.10 ton-m	1,972.15 ton-m 94.89 ton-m 2,067.03 ton-m	Pasa por Mu	17,018.842 a = 27.201 2,217.27 ton-m	Pasa por Mu 2,217.27 ton-m	1 2,067.03
						Verificación del refuerzo por tensión No Requiere refuerzo por tensión Adecuado



<b>DATOS DE ANALISIS</b>		<b>DATOS DEL CLIENTE</b>		<b>DATOS DE LA TRABE</b>		<b>ETAPAS DE TENSADO</b>		<b>1</b>	
SECCION : 0.9L COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4		PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS		SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)		UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)		Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta	

<b>ESFUERZO PERMISIBLE</b>		<b>PROPIEDADES DE LOS MATERIALES</b>		<b>MOMENTO</b> 2		<b>DATOS DEL PRESFUERZO</b>				<b>1a. ETAPA</b>			
% de Esfzcs. Permisibles = 100		f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzco. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzco. Ruptura		Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)		f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f o) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup>				Esfuerzo de ruptura Esfuerzo de fluencia (%) de esfuerzo de tensado Esfuerzo de tensado Modulo de elasticidad		Peso propio Presfzco. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas	

<b>CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE</b>				<b>REVISIÓN A LA RUPTURA</b>		<b>No. Torones</b>				<b>2a. ETAPA</b>			
<b>Sección simple</b>		<b>Sección compuesta</b>		<b>Revisión a la Ruptura</b>		<b>Presfuerzo (1a. Etapa)</b>				<b>Presfuerzo (2a. Etapa)</b>			
H (m) = 1.43 Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Yi (m) = 0.966000 Ys (m) = 0.467300 Si (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Ss (m <sup>3</sup> ) = 1.072859		H (m) = 1.70 Ix (m <sup>4</sup> ) = 0.501347 A (m <sup>2</sup> ) = 1.419300 Yi (m) = 0.966000 Ys (m) = 0.734000 Si viga (m <sup>3</sup> ) = 0.518993 Ss viga (m <sup>3</sup> ) = 1.072859 Se losa (m <sup>3</sup> ) = 0.683034 Ys viga (m) = 0.467300		Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 100.40 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 41.88 cm f ps = 15,869.57 kg / cm <sup>2</sup>		15 15 141 35.60 15 15 141 61.20 15 15 141 86.80 15 15 141 39.20 15 15 141 64.80 15 15 141 130.00 0 15 141 0.00				Presfuerzo (1a. Etapa) Presfuerzo (2a. Etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guamiación Parapeto+Relleño		Carpetas asfáltica Carva Viva	
<b>Pérdidas de presfuerzo</b>		<b>Geometría de la trabe</b>		<b>Acero en tensión</b>		<b>Acero en compresión</b>				<b>PREFUERZO 2a. ETAPA</b>			
Centroides(1a.etapa), cm = 69.60 Centroides(2a.etapa), cm = 0.00 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 128.04 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 303.16 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00		φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67		A s = 0.00 cm <sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm <sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm <sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm c = 29.724 cm Rige Secc.Tee		A's(cm2) = 0.00 f'y (kg/cm2) = 4,200.00 r'(cm) = 5.00 d's(cm) = 21.67 d'e(cm) = 100.40 a (cm) = 37.69 Viga TEE				No. Torones φ (mm) A t (mm2) Yp (cm) 0 15 141 35.60 0 15 141 61.20 0 15 141 86.80 0 15 141 39.20 0 15 141 64.80 Σ At = 0 mm <sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton			

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES														
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO			
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura		
Peso propio	0.00	0.00	-322.25	62.09	62.09	-30.04	-30.04	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2		
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.27	0.00	235.26	297.35	86.99	56.96	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19		
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	128.04	0.27	0.00	-15.68	281.66	-5.80	51.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44		
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	281.66	0.00	51.16	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94		
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	281.66	0.00	51.16	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>		
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	281.66	0.00	51.16	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2		
Perdidas diferidas totales	303.16	0.97	0.00	-77.79	203.88	5.94	57.09	5.94	5.94	-21.52	-21.52	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270		
Banqueta+Guamiación	0.00	0.00	-25.14	4.84	208.72	-2.34	54.75	-2.34	3.59	-3.68	-25.20	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5		
Parapeto+Relleño	0.00	0.00	-136.67	26.33	235.06	-12.74	42.01	-12.74	-9.15	-20.01	-45.21	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2		
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	-60.39	11.64	246.69	-5.63	36.38	-5.63	-14.77	-8.84	-54.05	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87		
Carva Viva	0.00	0.00	87.92	-16.94	229.75	8.19	44.58	8.19	-6.58	12.87	-41.18	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19		
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum = 229.75		Sup. Acum = 44.58		Inf. Acum = -6.58		Sup. Acum = -41.18		<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>		
<b>Esfuerzos permisibles</b>			<b>Al tensado</b>		<b>En servicio</b>		<b>Comentarios finales</b>							
			<b>Con refuerzo</b>		<b>Sin refuerzo</b>		<b>Al tensado</b>		<b>Excede</b>		<b>Bien</b>		Compresión :Pretensados 0.4f'c 180	
<b>Compresión</b>			247.50		180.00		<b>Compresión Serv.</b>		<b>Excede</b>		<b>Bien</b>		Compresión: Postensados 0.4f'c 180	
<b>Tensión</b>			-42.19		-16.87		<b>Tensión Serv.</b>		<b>Bien</b>		<b>Excede</b>		AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2	
<b>Modulo de ruptura</b>			-30.94										Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75	
													Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19	

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
<b>Nota importante.</b>		<b>Momento resistente ( MR )</b> 1		<b>Momento resistente ( MR )</b> 2		<b>Capacidad</b>	
1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones		Como Sección TEE		Como Sección Rectangular		Momento resistente	
Actuante		1,642.41 ton-m 79.18 ton-m		f ps = 16,754.759 a = 26.752 1,850.29 ton-m		1 1,721.59	
541.81 ton-m		1,721.59 ton-m Pasa por Mu		Pasa por Mu 1,850.29 ton-m		No Requiere refuerzo por tensión Adecuado	



DATOS DE ANALISIS	DATOS DEL CLIENTE	DATOS DE LA TRABE	ETAPAS DE TENSADO	1
SECCION : APOYO 2 COMBINACION : CMT + CV + IMPACTO CARGA VIVA QUE RIGE : CAMIÓN T3S2R4	PROYECTO : ING. EDUARDO VÁZQUEZ GARCÉS	SECCIÓN CAJÓN (POSTENSADA)	UNA ETAPA (1) DOS ETAPAS (2)	Tensado en sección simple Tensado en sección simple y sección compuesta

ESFUERZO PERMISIBLE	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	MOMENTO 2	DATOS DEL PRESFUERZO	1a. ETAPA
% de Esfz. Permisibles = 100	f <sub>c</sub> tens.(kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Al tensado f <sub>c</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 450.00 Esfzo. Compresión f <sub>rg</sub> (kg/cm <sup>2</sup> ) = 18.920.00 Esfzo. Ruptura	Anotar(1) si(-) Anotar(2) si(+)	f <sub>rg</sub> = 189.20 Kg/mm <sup>2</sup> f <sub>re</sub> = 160.20 Kg/mm <sup>2</sup> (%) Tensado = 0.80 (f <sub>o</sub> ) = 151.36 Kg/mm <sup>2</sup> E p = 20.400.00 Kg/mm <sup>2</sup>	Peso propio Presfzo. (1a. etapa) Perdidas Instantaneas (1a. Etapa) Losa + diafragmas

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS DE LA TRABE		REVISIÓN A LA RUPTURA	No. Torones	φ (mm)	At (mm <sup>2</sup> )	Yp (cm)	PRESFUERZO (1a. ETAPA)	2a. ETAPA																						
Sección simple	Sección compuesta	Aps(total) = 126.90 cm <sup>2</sup> d p = 80.00 cm f pu = 189.20 kg/mm <sup>2</sup> b t = 0.90 cm k = 0.39 c (Sec. Tee) = 37.99 cm f ps = 15,447.39 kg / cm <sup>2</sup>	15 15 15 15 15 0	15 15 15 15 15 15	141 141 141 141 141 141	50.00 90.00 130.00 50.00 90.00 130.00		Presfzo (2a. etapa) Perdidas instantaneas(2a.Etapa) Perdidas diferidas totales Banqueta+Guamición Parapeto+Relleño  Carpetas asfáltica Carva Viva																						
<p><b>Sección simple</b></p> <p>H (m) = 1.43 Altura de trabe Ix (m<sup>4</sup>) = 0.501347 Inercia de trabe A (m<sup>2</sup>) = 1.419300 Area de trabe Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.467300 dist. Superior Si (m<sup>2</sup>) = 0.518993 Mod. Secc. Inf. Ss (m<sup>2</sup>) = 1.072859 Mod. Secc. Sup.</p> <p><b>Pérdidas de presfuerzo</b></p> <p>Centroide(1a.etapa), cm = 90.00 Centroide(2a.etapa), cm = 129.82 1a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 1a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 325.94 Presfuerzo(1a.etapa), ton = 1,920.76 Presfuerzo(2a.etapa), ton = 0.00 2a. Etapa : Δ S inst.(ton) = 0.00 2a. Etapa : Δ S dif. (ton) = 0.00</p>		<p><b>Sección compuesta</b></p> <p>H (m) = 1.70 Altura total Ix (m<sup>4</sup>) = 0.501347 Inercia A (m<sup>2</sup>) = 1.419300 Area Yi (m) = 0.966000 Eje neutro Ys (m) = 0.734000 dist. Superior Si viga (m<sup>2</sup>) = 0.518993 Mod. Secc. Inferior Ss viga (m<sup>2</sup>) = 1.072859 Mod. Secc. Superior Se losa (m<sup>2</sup>) = 0.683034 Mod. Secc. Losa Ys viga (m) = 0.467300 Eje neutro</p> <p><b>Geometría de la trabe</b></p> <p>φ = 0.90 b w = 40.00 b e = 196.54 h f = 26.67</p>	<p><b>Acero en tensión</b></p> <p>A s = 0.00 cm<sup>2</sup> f y = 4,200.00 kg/cm<sup>2</sup> Es = 2,039,000.00 kg/cm<sup>2</sup> r = 5.00 cm d s = 165.00 cm</p> <p>c = 28.923 cm <b>Rige Sec. Tee</b></p>	<p><b>Acero en compresión</b></p> <p>A's(cm2) = 0.00 Acero de refuerzo f'y (kg/cm2)= 4,200.00 Limite elástico r'(cm)= 5.00 Recubrimiento d's(cm)= 21.67 Brazo d'e(cm)= 80.00 Brazo a (cm)= 34.19 Bloque de esfzos.</p> <p><b>Viga TEE</b></p>	<p>Σ At = 12,690.00 mm<sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 90.00 cm Presfuerzo(1a.etapa) = 1,920.76 ton</p>	<p><b>PRESFUERZO 2a. ETAPA</b></p> <table border="1"> <tr> <th>No. Torones</th> <th>φ (mm)</th> <th>A t (mm<sup>2</sup>)</th> <th>Yp ( cm )</th> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>50.00</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>90.00</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>130.00</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>50.00</td> </tr> <tr> <td>0</td> <td>15</td> <td>141</td> <td>90.00</td> </tr> </table> <p>Σ At = 0 mm<sup>2</sup> Eje de presfuerzo = 0.00 cm Presfuerzo(2a.etapa) = 0.00 ton</p>	No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )	0	15	141	50.00	0	15	141	90.00	0	15	141	130.00	0	15	141	50.00	0	15	141	90.00
No. Torones	φ (mm)	A t (mm <sup>2</sup> )	Yp ( cm )																											
0	15	141	50.00																											
0	15	141	90.00																											
0	15	141	130.00																											
0	15	141	50.00																											
0	15	141	90.00																											

REVISIÓN POR ESFUERZOS PERMISIBLES												
SOLICITACIONES			ESFUERZOS EN TRABE (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS EN LOSA (kg/cm <sup>2</sup> )				ESFUERZOS PERMISIBLES POR AASHTO	
Etapas de trabajo	P (ton)	e (m)	M (ton-m)	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Inferior	Inf. acum.	Superior	Sup. acum.	Modulo de ruptura
Peso propio	0.00	0.00	-716.08	137.98	137.98	-66.75	-66.75	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.3 Lbin2 kg/cm2
Presfzo. (1a. etapa)	1,920.76	0.07	0.00	159.76	297.73	123.52	56.77	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Normal 7.5 √ f'c 42.19
Perdidas Instantaneas (1a. Etapa)	129.82	0.07	0.00	-10.80	286.94	-8.35	48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Para Concreto Peso Ligero 6.3 √ f'c 35.44
Losa + diafragmas	0.00	0.00	0.00	0.00	286.94	0.00	48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	Para cualquier tipo de Concreto 5.5 √ f'c 30.94
Presfzo (2a. etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	286.94	0.00	48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	<b>Esfuerzos permisibles al tensado (antes de perdidas)</b>
Perdidas instantaneas(2a.Etapa)	0.00	0.97	0.00	0.00	286.94	0.00	48.42	0.00	0.00	0.00	0.00	AASHTO Capitulo 9.15.2.1 Lbin2 kg/cm2
Perdidas diferidas totales	325.94	0.97	0.00	-83.63	203.30	6.38	54.80	6.38	6.38	-23.13	-23.13	Compresión :Pretensados 0.6f'c 270
Banqueta+Guamición	0.00	0.00	-54.34	10.47	213.77	-5.06	49.74	-5.06	1.32	-7.96	-31.09	Compresión: Postensados 0.55f'c 247.5
Parapeto+Relleno	0.00	0.00	-289.90	55.86	269.63	-27.02	22.72	-27.02	-25.70	-42.44	-73.53	AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Carpetas asfáltica	0.00	0.00	-132.29	25.49	295.12	-12.33	10.39	-12.33	-38.03	-19.37	-92.90	Tensión: Sin refuerzo 3 √ f'c 16.87
Carva Viva	0.00	0.00	96.45	-18.58	276.54	8.99	19.38	8.99	-29.04	14.12	-78.78	Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19
<b>ESTADO FINAL DE ESFUERZO ( kg / cm<sup>2</sup> )</b>				Inf. Acum = 276.54		Sup. Acum = 19.38		Inf. Acum = -29.04		Sup. Acum = -78.78		<b>Esfuerzos permisibles al tensado (después de perdidas)</b>
Esfuerzos permisibles		Al tensado		En servicio		Comentarios finales						
		Con refuerzo	Sin refuerzo			Al tensado	Excede	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión :Pretensados 0.4f'c 180
Compresión			247.50	180.00		Compresión Serv.	Excede	Bien	Bien	Bien	Bien	Compresión: Postensados 0.4f'c 180
Tensión		-42.19	-16.87	-16.87		Tensión Serv.	Bien	Bien	Excede	Excede		AASHTO Capitulo 9.15.2.2 Lbin2 kg/cm2
Modulo de ruptura		-30.94										Tensión: Sin refuerzo 6 √ f'c 33.75
												Tensión: Con refuerzo 7.5 √ f'c 42.19

REVISIÓN POR RESISTENCIA ULTIMA							
Nota importante. 1- Las normas AASHTO si permiten tensiones 2- Las normas SCT no permiten tensiones	Momento último ( M u ) Actuante	Momento resistente ( MR ) Como Sección TEE	1	Momento resistente ( MR ) Como Sección Rectangular	2	Capacidad Momento resistente 1 1,287.16	Verificación del refuerzo por tensión No Requiere refuerzo por tensión Adecuado
	1,355.03 ton-m	1,233.14 ton-m 54.02 ton-m 1,287.16 ton-m	No pasa por Mu	f ps = 16,275.832 a = 26.031 1,383.50 ton-m	Pasa por Mu 1,383.50 ton-m		

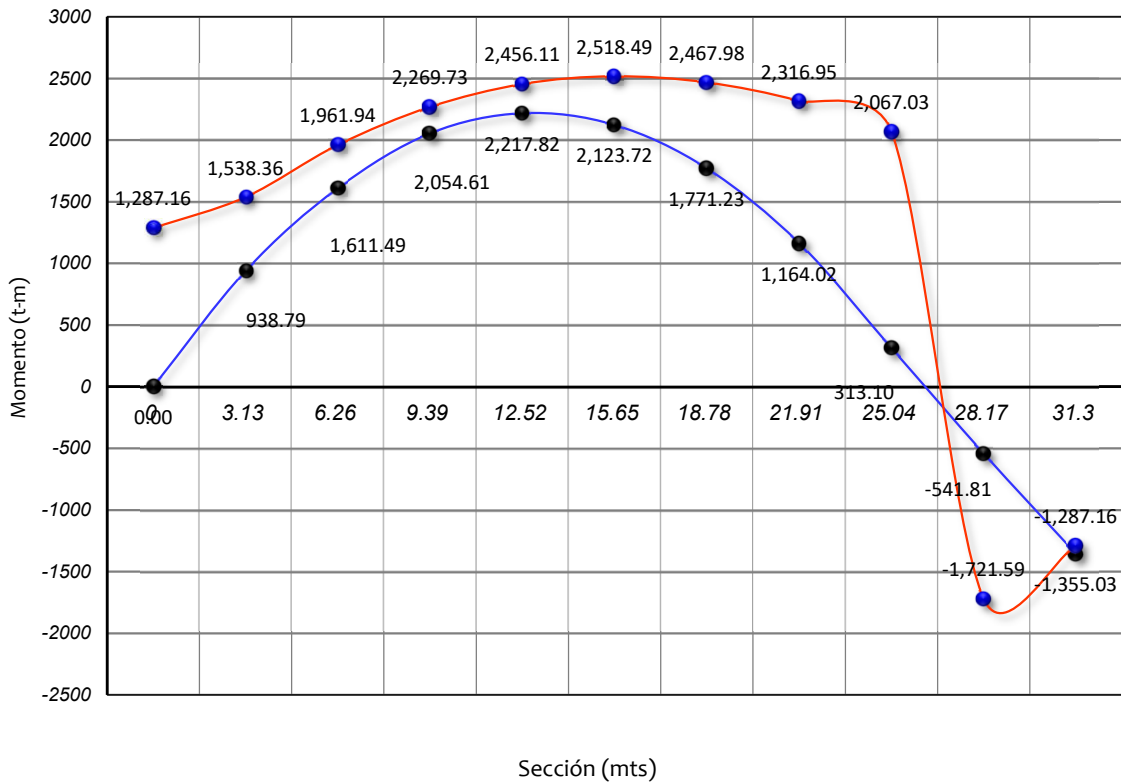




ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección m	Momento ultimo Mu (t-m)	Momento resistente MR (t-m)	Radio de capacidad (MR / Mu)	Comentario
0	0.00	1,287.16	0.00	Pasa
3.13	938.79	1,538.36	0.61	Pasa
6.26	1,611.49	1,961.94	0.82	Pasa
9.39	2,054.61	2,269.73	0.91	Pasa
12.52	2,217.82	2,456.11	0.90	Pasa
15.65	2,123.72	2,518.49	0.84	Pasa
18.78	1,771.23	2,467.98	0.72	Pasa
21.91	1,164.02	2,316.95	0.50	Pasa
25.04	313.10	2,067.03	0.15	Pasa
28.17	-541.81	-1,721.59	0.31	Pasa
31.3	-1,355.03	-1,287.16	1.05	Escaso

Envolvente de capacidad a Momento flexionante

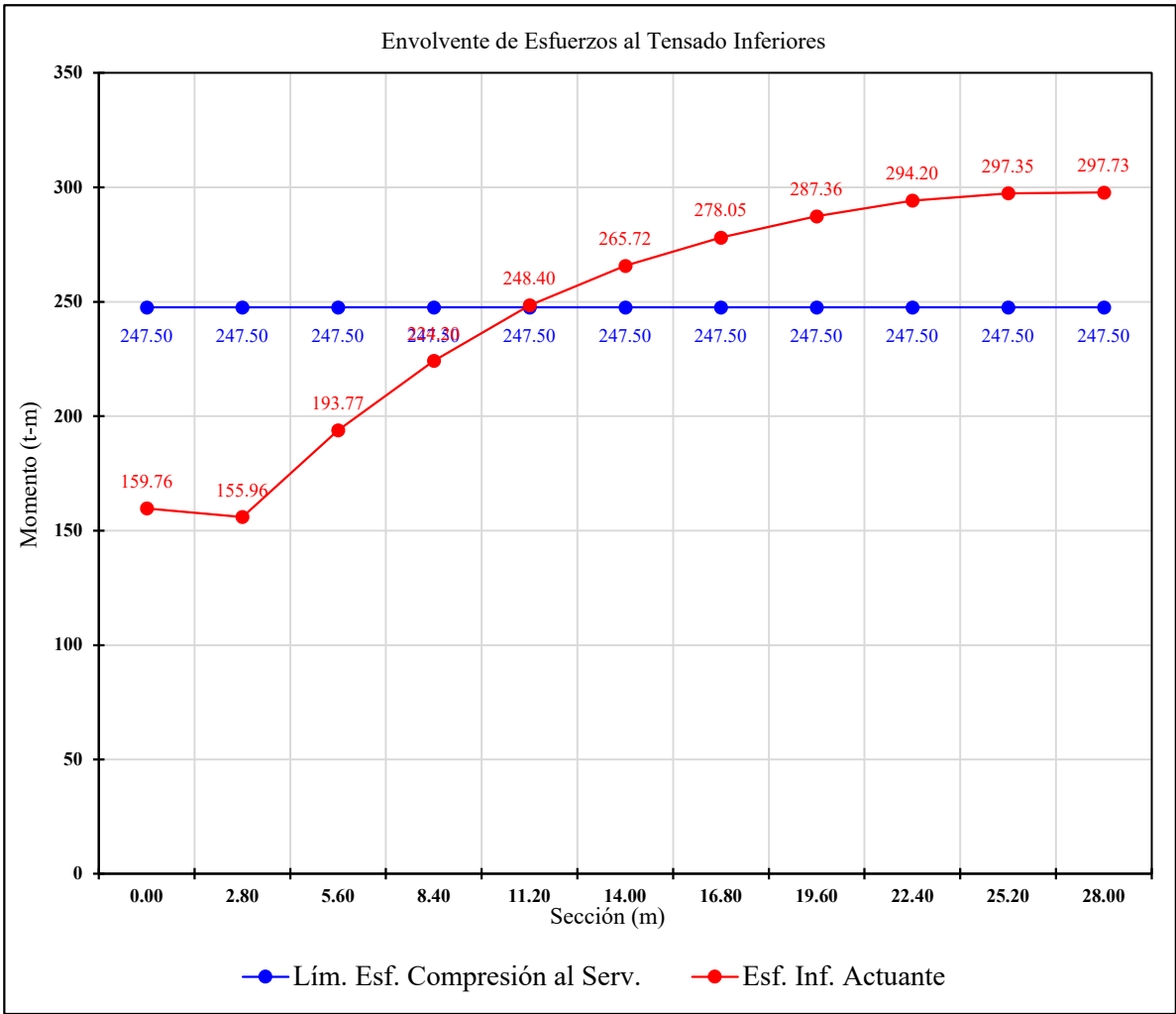


ESFUERZOS PERMISIBLES AL TENSADO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Lím. Esf. Compresión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Inferior Actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	247.50	159.76	Pasa
3.1	247.50	155.96	Pasa
6.3	247.50	193.77	Pasa
9.4	247.50	224.20	Pasa
12.5	247.50	248.40	Excede
15.65	247.50	265.72	Excede
18.8	247.50	278.05	Excede
21.9	247.50	287.36	Excede
25.0	247.50	294.20	Excede
28.2	247.50	297.35	Excede
31.3	247.50	297.73	Excede

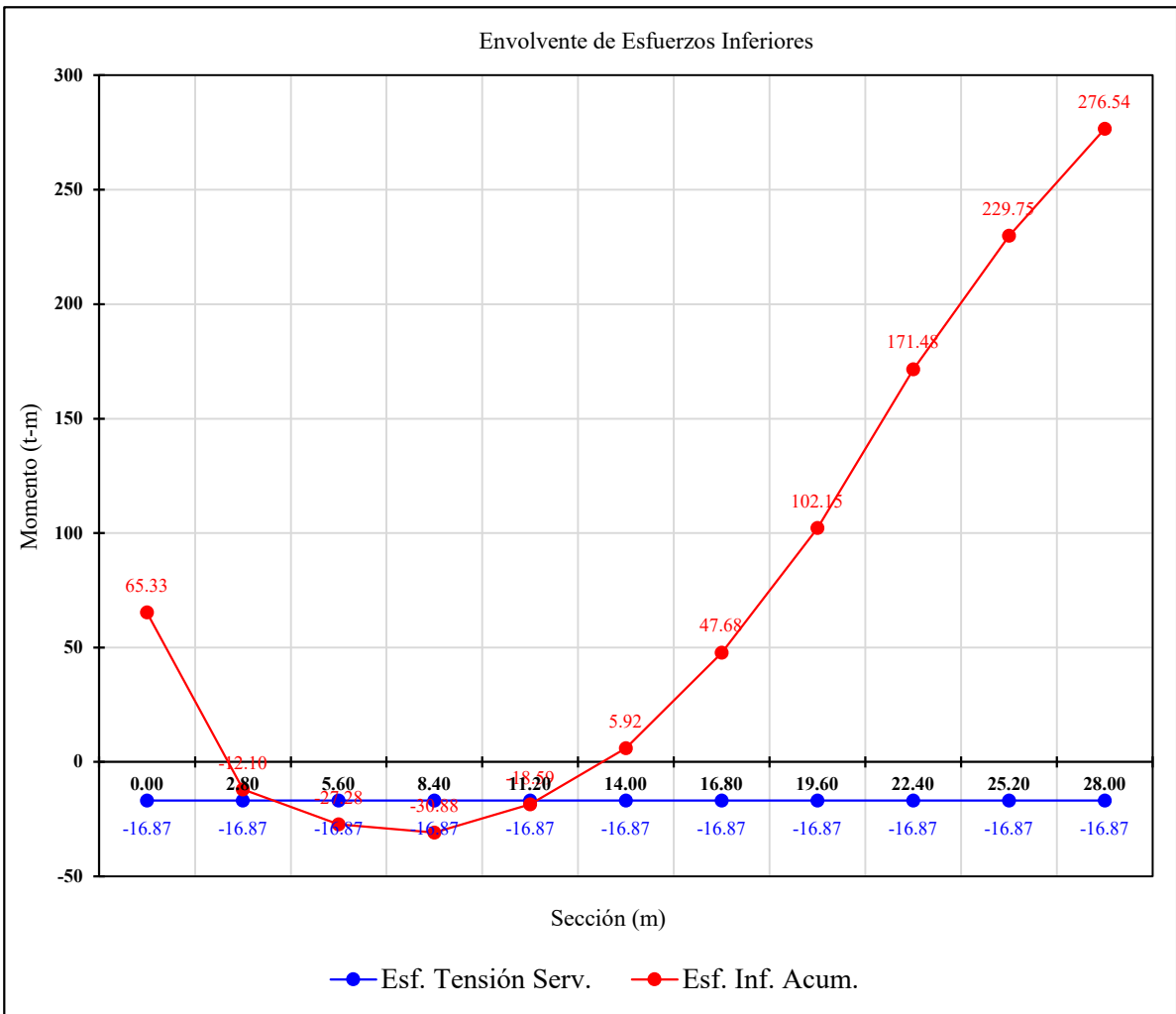


ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Esf. Tensión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Inf. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	-16.87	65.33	Pasa
3.1	-16.87	-12.10	Pasa
6.3	-16.87	-27.28	Excede
9.4	-16.87	-30.88	Excede
12.5	-16.87	-18.59	Excede
15.65	-16.87	5.92	Pasa
18.8	-16.87	47.68	Pasa
21.9	-16.87	102.15	Pasa
25.0	-16.87	171.48	Pasa
28.2	-16.87	229.75	Pasa
31.3	-16.87	276.54	Pasa

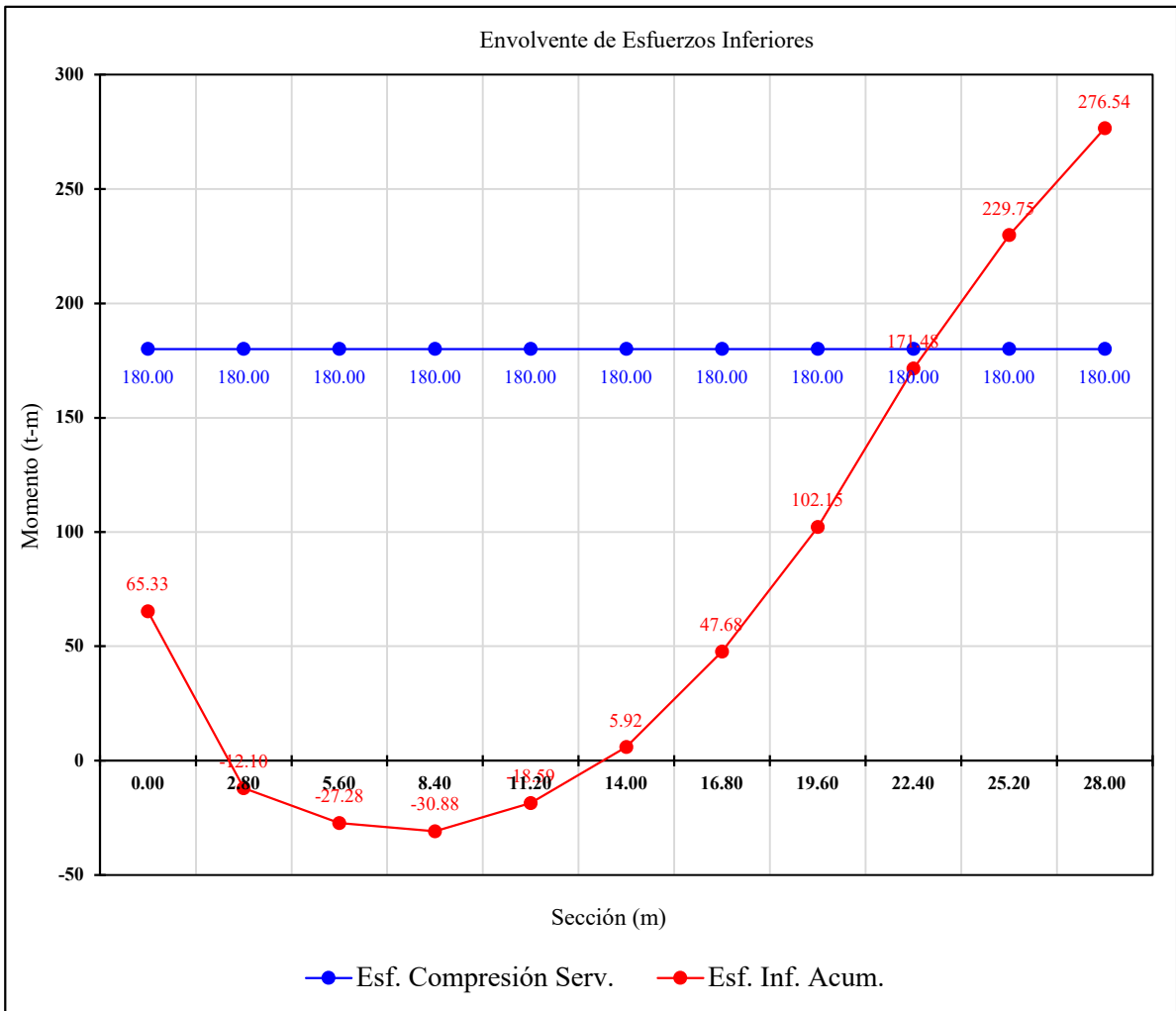


ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Esf. Compresión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Inf. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	180.00	65.33	Pasa
3.1	180.00	-12.10	Pasa
6.3	180.00	-27.28	Pasa
9.4	180.00	-30.88	Pasa
12.5	180.00	-18.59	Pasa
15.65	180.00	5.92	Pasa
18.8	180.00	47.68	Pasa
21.9	180.00	102.15	Pasa
25.0	180.00	171.48	Pasa
28.2	180.00	229.75	Excede
31.3	180.00	276.54	Excede

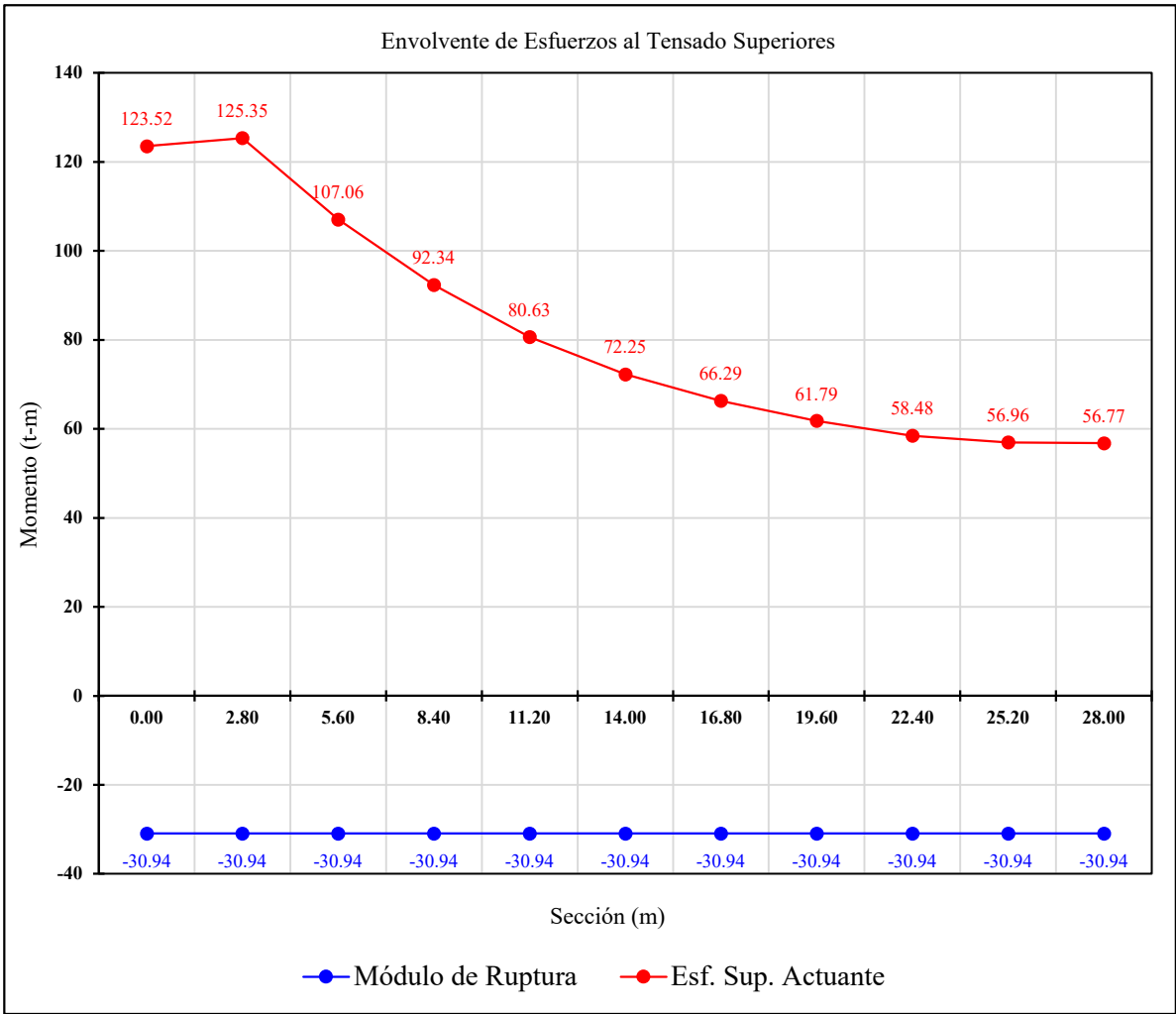


ESFUERZOS PERMISIBLES AL TENSADO

CV
CAMIÓN T3S2R4

ENVOLVENTE DE CAPACIDAD

Sección mts	Módulo de Ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	Esfuerzo Superior Actuante (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	-30.94	123.52	Pasa
2.8	-30.94	125.35	Pasa
5.6	-30.94	107.06	Pasa
8.4	-30.94	92.34	Pasa
11.2	-30.94	80.63	Pasa
14	-30.94	72.25	Pasa
16.8	-30.94	66.29	Pasa
19.6	-30.94	61.79	Pasa
22.4	-30.94	58.48	Pasa
25.2	-30.94	56.96	Pasa
28	-30.94	56.77	Pasa

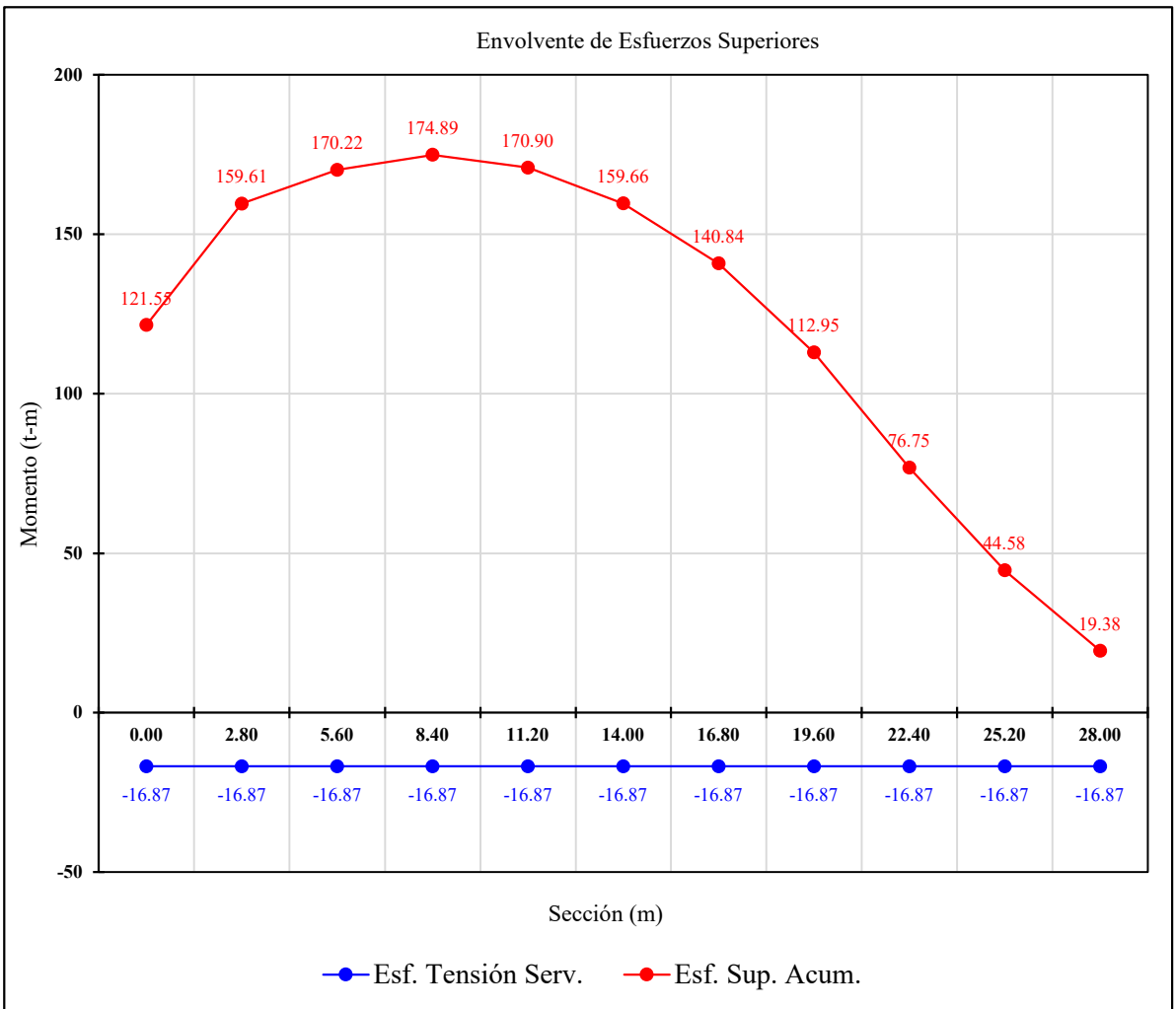


**ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO**

CV
CAMIÓN T3S2R4

**ENVOLVENTE DE CAPACIDAD**

Sección mts	Esf. Tensión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Sup. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	-16.87	121.55	Pasa
2.8	-16.87	159.61	Pasa
5.6	-16.87	170.22	Pasa
8.4	-16.87	174.89	Pasa
11.2	-16.87	170.90	Pasa
14	-16.87	159.66	Pasa
16.8	-16.87	140.84	Pasa
19.6	-16.87	112.95	Pasa
22.4	-16.87	76.75	Pasa
25.2	-16.87	44.58	Pasa
28	-16.87	19.38	Pasa

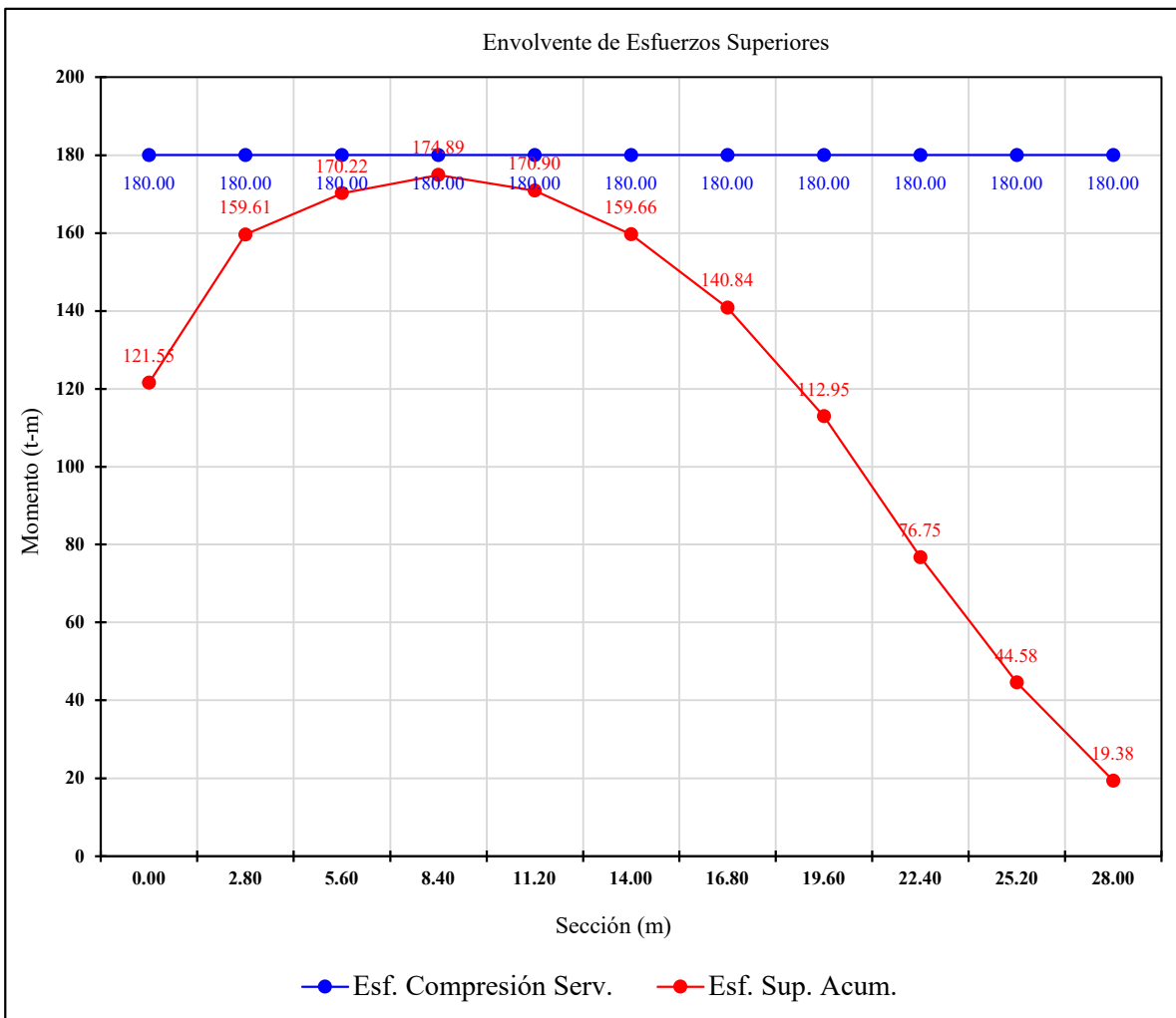


**ESFUERZOS PERMISIBLES EN SERVICIO**

CV
CAMIÓN T3S2R4

**ENVOLVENTE DE CAPACIDAD**

Sección mts	Esf. Compresión al Serv. (kg/cm <sup>2</sup> )	Esf. Sup. Acum (kg/cm <sup>2</sup> )	Comentario
0	180.00	121.55	Pasa
2.8	180.00	159.61	Pasa
5.6	180.00	170.22	Pasa
8.4	180.00	174.89	Pasa
11.2	180.00	170.90	Pasa
14	180.00	159.66	Pasa
16.8	180.00	140.84	Pasa
19.6	180.00	112.95	Pasa
22.4	180.00	76.75	Pasa
25.2	180.00	44.58	Pasa
28	180.00	19.38	Pasa







**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE DE NERVADURA CURVA INTERNA TRAMO 1**

**APORTACIÓN DEL CONCRETO Y DEL ACERO DE REFUERZO**

CONCRETO		ACERO	
$f_c =$	450 Kg/cm <sup>2</sup>	$f_y =$	4,200.00 kg/cm <sup>2</sup>
CLARO DE LA TRABE		FACTOR DE RESISTENCIA	
Claro (L), m =	31.3	FR =	0.75

**DATOS DEL CORTANTE ACUTUANTE**

EN SERVICIO		DIMENSIONES DE LA TRABE			
<b>Apoyo</b>	145.39	$bw$ (cm) = 40 $h$ (cm) = 170			
0.1L	100.02				
0.2L	63.69				
0.3L	20.84				
0.4L	-27.47				
<b>C.claro</b>	-75.86	CONDICIÓN DE CARGA		CORTANTE DE DISEÑO	
0.6L	-125.68	<b>CM+CV T3S2R4+IMPACTO</b>		$V_{max}$ (ton) =	145.39
0.7L	-181.31			$V_i$ (ton) =	100.02
0.8L	-231.21			$d$ (mts) =	1.7
0.9L	-281.67			$\Delta x$ (mts) =	3.13
<b>Apoyo</b>	-342.38			$V_d$ (ton) =	120.7

**DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS VERTICALES**

Sección	$\Phi$	No. De ramas	Separación @	Centroide
Apoyo	5	2	10	5
0.1L	5	2	10	5
0.2L	5	2	15	5
0.3L	5	2	15	5
0.4L	5	2	20	5
0.5L	5	2	20	5

**DISTRIBUCIÓN DE ESTRIBOS INCLINADOS**

Sección	$\Phi$	No. De ramas	Separación @	Centroide
Apoyo	0	0	0	0
0.1L	0	0	0	0
0.2L	0	0	0	0
0.3L	0	0	0	0
0.4L	0	0	0	0
0.5L	0	0	0	0

**APORTACIÓN DEL ACERO DE PRESFUERZO**

ORDENADA (mts)	$f_o$ Esfuerzo inicial (kg/mm <sup>2</sup> )	$\Delta F_o$ (ton) de pérdidas instantaneas	$\Delta F_o$ (ton) de pérdidas Diferidas	$A_t$ (mm <sup>2</sup> )	No. Torones	No. Cables
0.9000	151.36	161.66	313.75	141	15	6
0.6120	151.36	159.91	290.08			
0.3880	151.36	157.76	261.00			
0.2280	151.36	155.83	234.89			
0.1320	151.36	154.54	217.48			
0.1000	151.36	154.13	211.97			
0.1320	151.36	124.81	228.12			
0.2280	151.36	118.73	248.93			
0.3880	151.36	116.86	276.22			
0.6120	151.36	128.04	303.16			
0.9000	151.36	129.82	325.94			



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

Claro (L), m = 31.3

$\Delta$  (m) = 3.13

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

FR = 0.75

Apoyo = **0.00**

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

$E_c \dots (1)$

$V_{CR} = FR(0.53 \text{ Raiz}(f'c) \text{ bw } d)$

$E_c \dots (2)$

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

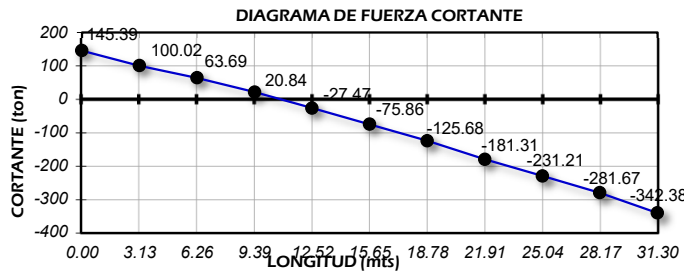
$E_c \dots (3)$

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\text{sen}\Phi + \text{cos}\Phi) d) / S$

$E_c \dots (4)$

CORTANTE

Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 \text{ Raiz}(f'c) \text{ bw } d$

$V_s = 294.01 \text{ ton.}$

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
0.00	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
$a_v$ (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	$A_v (f_y)$ (kg)	$A_v (f_y) d$ (kg - cm)	$V_{s1}$ (kg)
0.00	5.00	2.00	1.98	10.00	16,632.00	2,744,280.00	205,821.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
$a_v$ (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	$A_v$ (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	$A_v (f_y)$ (kg)	$A_v (f_y) d$ (kg - cm)	$V_{s1}$ (kg)
0	0	0	0	0	0	0	0.00

$\text{Cos } \alpha = 0.707105$

$\text{Sen } \alpha = 0.707108$

Capacidad del acero

$V_{s1}$ , ton = 205.82

$V_{s2}$ , ton = 0.00

$V_s$ , ton = 205.82

Resumen

Concreto :  $V_{CR}$ (ton) = 55.65

Acero :  $V_S$ (ton) = 205.82

Comparación

Resistente :  $V_R$  (ton) = 261.47

Actuante :  $V_s$  (ton) = 145.39

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

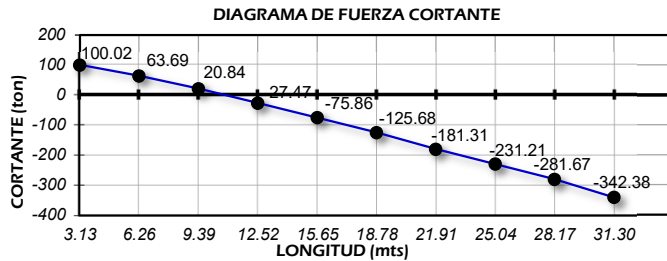
CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

**CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.**  
**Concreto.**  
 $f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $E_c = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

**Acero de refuerzo.**  
 $f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$   
 $FR = 0.75$

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$   $E_c \dots (1)$   $0.1(L) = 3.13$   
 $V_{CR} = FR(0.53 \text{ Raiz}(f'c) bw d)$   $E_c \dots (2)$   
 $V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$   $E_c \dots (3)$   
 $V_{S2} = FR (A_v f_y (\text{sen}\phi + \text{cos}\phi) d) / S$   $E_c \dots (4)$

CORTANTE	
Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limite de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 \text{ Raiz}(f'c) bw d$   
 $V_s = 294.01 \text{ ton.}$

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
3.13	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
3.13	5.00	2.00	1.98	10.00	16,632.00	2,744,280.00	205,821.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
3.13	0	0	0	0	0	0	0.00

$\text{Cos } \alpha = 0.707105$ $\text{Sen } \alpha = 0.707108$	<b>Capacidad del acero</b>	<b>Resumen :</b>
	V <sub>s1</sub> , ton = 205.82	Concreto : <b>VCR(ton) = 55.65</b>
	V <sub>s2</sub> , ton = 0.00	Acero : <b>VS(ton) = 205.82</b>
	V <sub>s</sub> , ton = 205.82	<b>Comparación :</b>
		Resistente : <b>VR (ton) = 261.47</b>
		Actuante : <b>Vs (ton) = 100.02</b>
		<b>Comentario : Adecuado</b>



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$

$E_c = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

$FR = 0.75$

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

$E_c \dots (1) \quad 0.2(L) = 6.26$

$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$

$E_c \dots (2)$

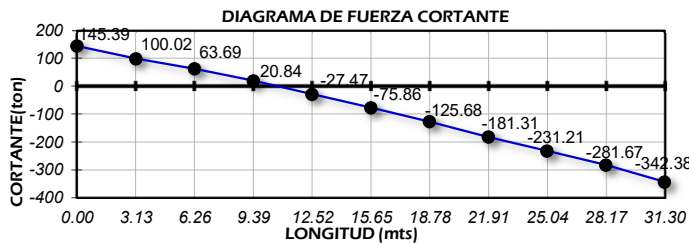
$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

$E_c \dots (3)$

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\sin\phi + \cos\phi) d) / S$

$E_c \dots (4)$

CORTANTE	
Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01 \text{ ton.}$

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
6.26	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
6.26	5.00	2.00	1.98	15.00	16,632.00	2,744,280.00	137,214.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45 0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
6.26	0	0	0	0	0	0	0.00

$\cos \alpha = 0.707105$   
 $\sin \alpha = 0.707108$

Capacidad del acero	
V <sub>s1</sub> , ton =	137.21
V <sub>s2</sub> , ton =	0.00
V <sub>s</sub> , ton =	137.21

Resumen :

Concreto :	V <sub>CR</sub> (ton) =	55.65
Acero :	V <sub>S</sub> (ton) =	137.21

Comparación :

Resistente :	V <sub>R</sub> (ton) =	192.87
Actuante :	V <sub>s</sub> (ton) =	63.69

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00$  kg/cm<sup>2</sup>

$E_c = 328,799.06$  kg/cm<sup>2</sup>

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00$  kg/cm<sup>2</sup>

FR = 0.75

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$

$E_c \dots (1) \quad 0.3(L) = 9.39$

$V_{CR} = FR(0.53 R_{aiz}(f'c) b_w d)$

$E_c \dots (2)$

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$

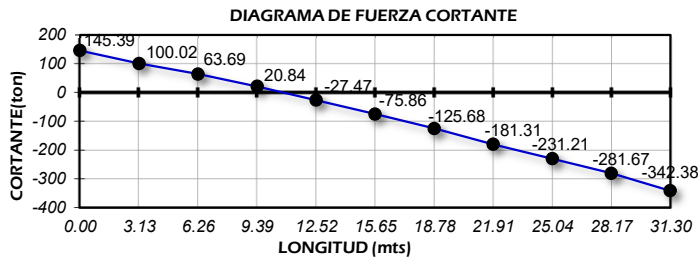
$E_c \dots (3)$

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\sin\phi + \cos\phi) d) / S$

$E_c \dots (4)$

CORTANTE

Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 R_{aiz}(f'c) b_w d$

$V_s = 294.01$  ton.

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
9.39	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
9.39	5.00	2.00	1.98	15.00	16,632.00	2,744,280.00	137,214.00

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
9.39	0	0	0	0	0	0	0.00

$\cos \alpha = 0.707105$

$\sin \alpha = 0.707108$

Capacidad del acero

V<sub>s1</sub>, ton = 137.21

V<sub>s2</sub>, ton = 0.00

V<sub>s</sub>, ton = 137.21

Resumen :

Concreto : V<sub>CR</sub>(ton) = 55.65

Acero : V<sub>S</sub>(ton) = 137.21

Comparación :

Resistente : V<sub>R</sub> (ton) = 192.87

Actuante : V<sub>s</sub> (ton) = 20.84

Comentario : **Adecuado**



**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE**

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00 \text{ kg/cm}^2$

$Ec = 328,799.06 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00 \text{ kg/cm}^2$

$FR = 0.75$

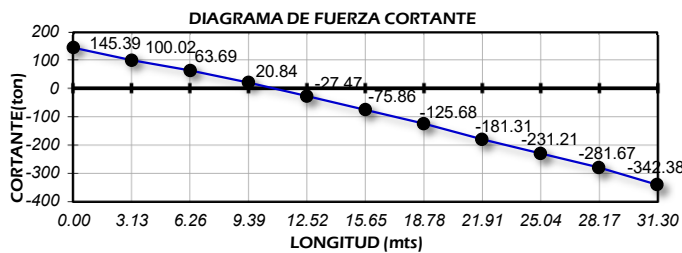
$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$  Ec.....(1)  $0.4(L) = 12.52$

$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$  Ec.....(2)

$V_{S1} = (FR A_v f_y) / S$  Ec.....(3)

$V_{S2} = FR (A_v f_y (\sin\Phi + \cos\Phi) d) / S$  Ec.....(4)

CORTANTE	
Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01 \text{ ton.}$

**RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO**

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
12.52	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

**RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)**

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
12.52	5.00	2.00	1.98	20.00	16,632.00	2,744,280.00	102,910.50

**RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)**

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
12.52	0	0	0	0	0	0	0.00

$\text{Cos } \alpha = 0.707105$

$\text{Sen } \alpha = 0.707108$

**Capacidad del acero**

$V_{s1}, \text{ ton} = 102.91$

$V_{s2}, \text{ ton} = 0.00$

$V_s, \text{ ton} = 102.91$

**Resumen :**

Concreto :  $V_{CR}(\text{ton}) = 55.65$

Acero :  $V_S(\text{ton}) = 102.91$

**Comparación :**

Resistente :  $V_R(\text{ton}) = 158.56$

Actuante :  $V_s(\text{ton}) = -27.47$

Comentario : **Adecuado**



REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE

CARGA : **CM+CV T3S2R4+IMPACTO**

CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES.

Concreto.

$f'c = 450.00$  kg/cm<sup>2</sup>

$E_c = 328,799.06$  kg/cm<sup>2</sup>

Acero de refuerzo.

$f_y = 4,200.00$  kg/cm<sup>2</sup>

FR = 0.75

$V_R = V_{CR} + (V_{S1} + V_{S2})$  Ec.....(1)  $0.5(L) = 15.65$

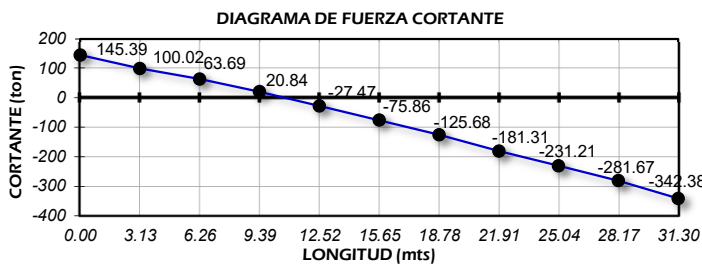
$V_{CR} = FR(0.53 Raiz(f'c) bw d)$  Ec.....(2)

$V_{s1} = (FR A_v f_y) / S$  Ec.....(3)

$V_{s2} = FR (A_v f_y (\sin\phi + \cos\phi) d) / S$  Ec.....(4)

CORTANTE

Abcisa (mts)	V act. (ton)
0.00	145.39
3.13	100.02
6.26	63.69
9.39	20.84
12.52	-27.47
15.65	-75.86
18.78	-125.68
21.91	-181.31
25.04	-231.21
28.17	-281.67
31.30	-342.38



Limitante de la capacidad del acero.

$V_s = 2.1 Raiz(f'c) bw d$

$V_s = 294.01$  ton.

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL CONCRETO

Sección	Ancho (bw) (cm)	Altura (h) (cm)	Centroide (cm)	Peralte (d) cm	Raiz (f'c) (kg/cm <sup>2</sup> )	bw(d) (cm <sup>2</sup> )	Vcr (kg)
15.65	40.00	170.00	5.00	165.00	21.21	6,600.00	55,652.84

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS VERTICALES)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.04

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
15.65	5.00	2.00	1.98	20.00	16,632.00	2,744,280.00	102,910.50

RESISTENCIA A CORTANTE PROPORCIONADA POR EL ACERO (ESTRIBOS INCLINADOS)

$\Phi$	3	4	5	6	8	10	12
a <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	0.71	1.27	1.98	2.85	5.07	7.92	11.4

$\alpha$  (grados) = 45      0.7854 Radianes

Sección	$\Phi$	No. Ramas	A <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> )	Separación (S) cm	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) (kg)	A <sub>v</sub> (f <sub>y</sub> ) d (kg - cm)	V <sub>s1</sub> (kg)
15.65	0	0	0	0	0	0	0.00

Cos  $\alpha = 0.707105$

Sen  $\alpha = 0.707108$

Capacidad del acero

V<sub>s1</sub>, ton = 102.91

V<sub>s2</sub>, ton = 0.00

V<sub>s</sub>, ton = 102.91

Resumen :

Concreto : VCR(ton) = 55.65

Acero : VS(ton) = 102.91

Comparación :

Resistente : VR (ton) = 158.56

Actuante : V<sub>s</sub> (ton) = -75.86

Comentario : **Adecuado**



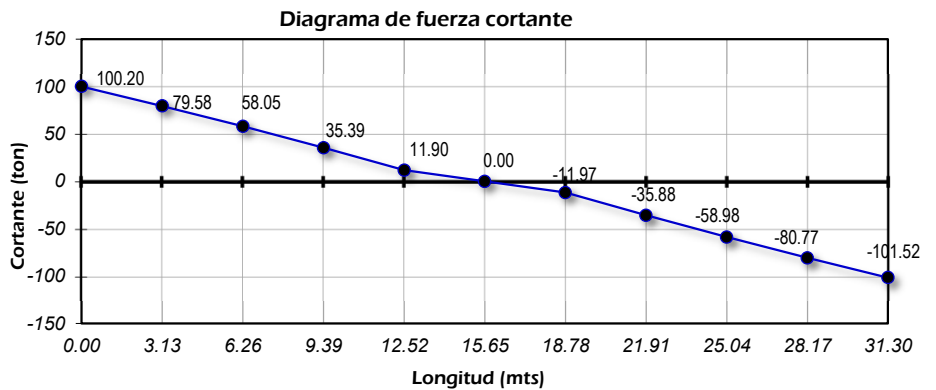


**REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE**

Aportación del presfuerzo Carga : CM+CV T3S2R4+IMPACTO					Datos del presfuerzo		
					At (mm2)=	141	No. De torones=
Sección	Abcisa (mts)	Ordenada (mts)	f o Esfuerzo inicial (kg/mm2)	Δ Fo (ton) pérdidas instantaneas	Δ Fo(ton) pérdidas Diferidas	Fuerza al tensado (ton)	Fuerza a largo plazo (ton)
1	0.00	0.90	151.36	161.66	313.75	1,920.76	1,445.35
2	3.13	0.61	151.36	159.91	290.08	1,920.76	1,470.76
3	6.26	0.39	151.36	157.76	261.00	1,920.76	1,502.00
4	9.39	0.23	151.36	155.83	234.89	1,920.76	1,530.04
5	12.52	0.13	151.36	154.54	217.48	1,920.76	1,548.74
6	15.65	0.10	151.36	154.13	211.97	1,920.76	1,554.66
7	18.78	0.13	151.36	124.81	228.12	1,920.76	1,567.82
8	21.91	0.23	151.36	118.73	248.93	1,920.76	1,553.10
9	25.04	0.39	151.36	116.86	276.22	1,920.76	1,527.69
10	28.17	0.61	151.36	128.04	303.16	1,920.76	1,489.56
11	31.30	0.90	151.36	129.82	325.94	1,920.76	1,465.01

Sección	Φ	Sen (Φ)	Pi (ton)	Pi(sen Φ)	V p (ton)	FR (Vp) ton
0						
	5.26	0.09	1,458.06	133.60	133.60	100.20
3.13						
	4.09	0.07	1,486.38	106.10	106.10	79.58
6.26						
	2.93	0.05	1,516.02	77.40	77.40	58.05
9.39						
	1.76	0.03	1,539.39	47.19	47.19	35.39
12.52						
	0.59	0.01	1,551.70	15.86	15.86	11.90
15.65						
	0.59	0.01	1,561.24	15.96	15.96	11.97
18.78						
	1.76	0.03	1,560.46	47.84	47.84	35.88
21.91						
	2.93	0.05	1,540.39	78.64	78.64	58.98
25.04						
	4.09	0.07	1,508.62	107.69	107.69	80.77
28.17						
	5.26	0.09	1,477.28	135.36	135.36	101.52
31.3						

Sección	FR (Vp), ton
0.00	100.20
3.13	79.58
6.26	58.05
9.39	35.39
12.52	11.90
15.65	0.00
18.78	-11.97
21.91	-35.88
25.04	-58.98
28.17	-80.77
31.30	-101.52



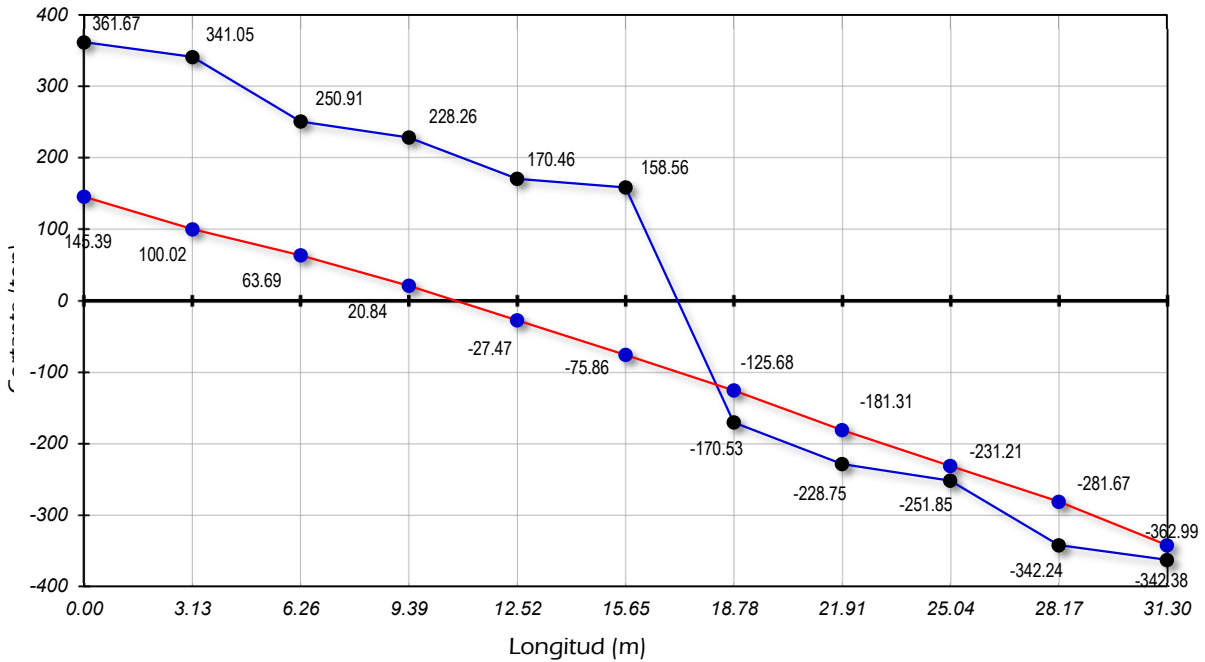


REVISIÓN DE LA CAPACIDAD A CORTANTE						
RESUMEN DEL DIAGRAMA DE CORTANTE						
Abcisa (mts)	V act. (ton)	V(conc.+refuerzo) (ton)	Vpresfuerzo (ton)	Vresistente (ton)	Relación (Vact./ Vresist.)	Comentario
0.00	145.39	261.47	100.20	361.67	0.40	Adecuado
3.13	100.02	261.47	79.58	341.05	0.29	Adecuado
6.26	63.69	192.87	58.05	250.91	0.25	Adecuado
9.39	20.84	192.87	35.39	228.26	0.09	Adecuado
12.52	-27.47	158.56	11.90	170.46	-0.16	Adecuado
15.65	-75.86	158.56	0.00	158.56	-0.48	Adecuado
18.78	-125.68	-158.56	-11.97	-170.53	0.74	Adecuado
21.91	-181.31	-192.87	-35.88	-228.75	0.79	Adecuado
25.04	-231.21	-192.87	-58.98	-251.85	0.92	Adecuado
28.17	-281.67	-261.47	-80.77	-342.24	0.82	Adecuado
31.30	-342.38	-261.47	-101.52	-362.99	0.94	Adecuado

V diseño = 120.7 ton

SIMBOLOGÍA		
COMBINACIÓN ACTUANTE	CM+CV T3S2R4+IMPACTO	Vc: aportación del concreto
CAPACIDAD RESISTENTE	VR = FR (Vc+Vs+Vp)	Vs: aportación del refuerzo
		Vp: aportación del presfuerzo

**Envolvente de cortante**  
 Vactuante servicio:  $V_{cm}+V_{cv(peatonal)}+V_{imp.}$   
 Vresistente:  $F_r(V_c+V_s+V_p)$



## BIBLIOGRAFÍA

---

American Association of State Highway and Transportation Officials (2020), LRFD Bridge Design Specifications, Novena Edición, Estados Unidos de América, AASHTO.

American Association of State Highway and Transportation Officials (2015), Standar Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing, Treceava Edición, Estados Unidos de América, AASHTO.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2002), CMT. Características de los Materiales, México, SCT.

Secretaria de Comunicaciones y Transportes (2004), CTR. Construcción, México, SCT.

Nilson, Arthur H. (1990), Diseño de Estructuras de Concreto Presforzado, Segunda Edición, México, LIMUSA.

Orozco Zepeda, Felipe de Jesús (2005), Temas Fundamentales de Concreto Presforzado, Primera Edición, México, IMCYC.

Arrellano Eduardo, Manzanares Daniel, Reyes Luisa, Rodríguez Mario, Mecalco José (2018), Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas, Segunda Edición, México, ANNIPAC.

Euro Estudios (1977), Programa de Cálculo de Puentes Postensados Según el Reglamento AASHTO, México, Euro Estudios.

Rascón Chávez, Octavio A. (2004), Formulación de la Norma SCT de Cargas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes Carreteros, México, IMT.

Crespo Saúl, Rodríguez Daniel, Carrión Francisco, Quintana Juan (2014), Análisis de Efectos Longitudinales y Transversales en Puentes Debidos a Cargas Vehiculares, México, IMT.

Thonier, Henry (1982), Le Béton Précontraint Aux États-Limites, France, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Dirección General de Servicios Técnicos (2018), Manual para Conservación de Puentes y Estructuras Similares, Primera Edición, México, SCT.

Dirección General de Servicios Técnicos (2018), Manual para Inspección de Puentes, Primera Edición, México, SCT.

Menn, Christian (1990), Prestressed Concrete Bridges, First Edition, United States of America, Birkhäuser.

---

Hewson, Nigel R. (2006), Prestressed Concrete Bridges: Design and Construction, First Edition, Australia, DA Books and Journals.

Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes (2019), PRY. Proyecto, México, SICT.

Subsecretaría de Infraestructura (2014), Guía de Exploración y Elaboración de Estudios y Proyectos para la Cimentación de Puentes, Primera Edición, México, SCT.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2003), MMP. Métodos de Muestreo y Prueba de Materiales, SICT.

Dirección General de Servicios Técnicos (2012), Conceptos que Conforman el Proyecto Ejecutivo de Carreteras, Primera Edición, México, SCT.

Dirección General de Servicios Técnicos (2016), Manual para Estudios, Gestión y Atención Ambiental en Carreteras, Primera Edición, México, SICT.

Secretaría de Comunicaciones y Transportes (2000), LEG. Legislación, México, SCT.

Dirección General de Servicios Técnicos (2016), Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras, México, SCT.

Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-2017, Sobre el peso y dimensiones máximas con los que pueden circular los vehículos de autotransporte que transitan en las vías generales de comunicación de jurisdicción federal.

Mendoza Alberto, Quintero Francisco, Mayoral Emilio (2002), Algunas consideraciones de Seguridad para el Proyecto Geométrico de Carreteras, México, IMT.

Mendoza Alberto, Quintero Francisco, Mayoral Emilio, Abarca Emilio (2004), Recomendaciones de Actualización de Algunos Elementos del Proyecto Geométrico de Carreteras, México, IMT.

Freyssinet (2016), Apoyos Mecánicos Freyssinet, Primera Edición, Francia, Soletanche Freyssinet.

Freyssinet (2013), Freyssibar La Barra de Pretensado para Obras de Ingeniería Civil, Tercera Edición, Francia, Soletanche Freyssinet.

Freyssinet (2010), El pretensado Freyssinet, Francia, Soletanche Freyssinet.

## MESOGRAFÍA

---

Secretaría de Infraestructura, Comunicaciones y Transportes, Normativa para la Infraestructura del Transporte, México, Gobierno de México, disponible en internet:

<https://normas.imt.mx/busqueda-desplegable.html>

Dirección General de Servicios Técnicos, Normas Oficiales Mexicanas, México, Gobierno de México, disponible en internet:

<https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/normativa/normas-oficiales-mexicanas/>

Dirección General de Servicios Técnicos, Isoyetas, México, Gobierno de México, disponible en internet:

<https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/isoyetas/>

Dirección General de Servicios Técnicos, Guías Técnicas, México, Gobierno de México, disponible en internet:

<https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/guias-tecnicas/>

Dirección General de Servicios Técnicos, Manuales, México, Gobierno de México, disponible en internet:

<https://www.sct.gob.mx/carreteras/direccion-general-de-servicios-tecnicos/normativa/manuales/>

AASHTO STORE, Publications, United States of America, AASHTO, disponible en internet:

<https://store.transportation.org/>