

Universidad Nacional de Córdoba  
Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales  
Carrera de Ingeniería Civil

# Práctica Supervisada

---

Cálculo en Ingeniería de Detalle de la  
Superestructura del Puente sobre el Río Medina

Alumno:

Gustavo Iván Ramírez

Tutor:

Ing. Diego Ricardo Hünicken

Supervisor Externo:

Dr. Ing. Tomás Alberto Prato

Año 2013

## **RESUMEN**

El presente documento condensa la información más relevante del **Proyecto Ejecutivo e Ingeniería de Detalle de la Superestructura del Puente sobre el Río Medina**, y es el informe de las prácticas supervisadas del alumno **Gustavo Ramírez**, llevadas a cabo en la empresa **INDIGO S.A.** bajo la supervisión del **Dr. Ing. Tomás Alberto Prato** dentro de la Empresa en el año **2013**.

El **Ing. Diego Ricardo Hünicken**, profesor de nuestra alta casa de estudios, ha guiado al alumno en el desarrollo del trabajo y la confección del presente Informe Técnico Final.

El trabajo realizado por la empresa consistió en realizar el Proyecto Ejecutivo e Ingeniería de Detalle de los puentes sobre el Río Medina y el Intercambiador Ruta Provincial N°331 para la nueva traza de la Ruta Nacional N°38.

El presente trabajo (Práctica Supervisada), se centra en el diseño, cálculo y verificación estructural de la superestructura del puente sobre el Río Medina. Para esto, se analizó la documentación proveniente del anteproyecto para licitación y se la comparó con los nuevos criterios para el diseño de puentes que exige el ente de aprobación. Esto requirió el rediseño del tablero propuesto en el anteproyecto atendiendo a un criterio de economía y seguridad vial.

Se realizó un modelo numérico de vigas principales y tablero, para someterlo a las combinaciones de carga que produzcan los esfuerzos más desfavorables para la estructura.

El alcance del trabajo realizado consistió en desarrollar una verificación interna de la empresa a los elementos componentes de la superestructura del puente, para lo cual se han elaborado planillas de cálculo basándose en reglamento para estructuras de hormigón CIRSOC 201-82.

Complementariamente se ha estudiado el proceso de confección de la documentación técnica de proyecto para su presentación ante la Dirección Nacional de Vialidad y el seguimiento del mismo hasta su aprobación.

También se han descripto brevemente los aspectos más relevantes del proceso constructivo y la asistencia técnica que la Empresa brinda al cliente durante el período de obra.

## ÍNDICE GENERAL

RESUMEN.....	1
ÍNDICE DE CONTENIDOS .....	1
ÍNDICE DE FIGURAS.....	3
ÍNDICE DE TABLAS .....	4

## ÍNDICE DE CONTENIDOS

<b>CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. OBJETIVOS GENERALES DE LA PS .....	1
1.2. LUGAR DE DESARROLLO .....	1
1.3. OBJETIVOS PARTICULARES.....	1
1.4. PLAN DE ACTIVIDADES .....	2
<b>CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO .....</b>	<b>1</b>
2.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO .....	1
2.2. CONDICIÓN ACTUAL.....	1
2.3. ANÁLISIS DEL ANTEPROYECTO .....	3
2.4. LICITACIÓN DE PROYECTO EJECUTIVO Y CONSTRUCCIÓN.....	5
2.4.1. LAS EMPRESAS INTERVINIENTES Y EL ENTE DE APROBACIÓN .....	5
2.4.2. CRÍTICAS DE LA NUEVA SUBGERENCIA DE PUENTES DE LA D.N.V. AL ANTEPROYECTO Y NUEVOS PARÁMETROS DE DISEÑO.....	5
<b>CAPÍTULO 3. PROYECTO EJECUTIVO DE LA SUPERESTRUCTURA.....</b>	<b>1</b>
3.1. DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA PROPUESTA .....	1
3.2. ESQUEMA ESTÁTICO .....	2
3.3. MATERIALES.....	2
3.4. BASES DE DISEÑO.....	3
3.4.1. REGLAMENTOS Y NORMAS DE APLICACIÓN.....	3
3.4.2. CARGAS DE DISEÑO.....	3
3.4.3. COMBINACIONES DE CARGAS.....	8
3.5. METODOLOGÍA DE CÁLCULO.....	10
3.5.1. LOSA DE TABLERO .....	10
3.5.2. VIGAS PRINCIPALES.....	11
<b>CAPÍTULO 4. CÁLCULO DE LA LOSA DE TABLERO .....</b>	<b>1</b>
4.1. TRAMO CENTRAL.....	1
4.1.1. CÁLCULO DE SOLICITACIONES .....	1
4.1.2. DATOS DE LAS PRELOSAS ADOPTADAS.....	1
4.1.3. VERIFICACIONES A REALIZAR .....	2

4.2.	VEREDA EN VOLADIZO .....	3
4.2.1.	ETAPA CONSTRUCTIVA .....	3
4.2.2.	ETAPA DE PUENTE EN SERVICIO .....	3
4.3.	LOSA DE CONTINUIDAD .....	5
<b>CAPÍTULO 5. CÁLCULO DE LAS VIGAS PRINCIPALES.....</b>		<b>1</b>
5.1.	DEFINICIÓN DEL TABLERO Y SUS COMPONENTES.....	1
5.2.	GEOMETRÍA DE LAS VIGAS PRINCIPALES .....	1
5.3.	VIGAS LONGITUDINALES EXTREMAS Y CENTRALES .....	2
5.4.	CÁLCULO DE SOLICITACIONES .....	3
5.4.1.	MODELO NUMÉRICO DEL TABLERO .....	4
5.4.2.	CARGAS EN EL MODELO NUMÉRICO.....	7
5.4.3.	COEFICIENTE DE MAYORACIÓN POR CARGAS EXCÉNTRICAS.....	11
5.5.	VERIFICACIÓN SECCIONAL .....	13
5.6.	CABLES DE PRETENSADO Y ARMADURA PASIVA .....	16
5.7.	VERIFICACIÓN A ROTURA EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO .....	18
5.8.	CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE PRETENSADO .....	20
5.8.1.	PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR RETRACCIÓN .....	20
5.8.2.	PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR FLUENCIA LENTA (CREEP).....	21
5.8.3.	PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO .....	21
5.8.4.	PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR RELAJACIÓN DEL ACERO.....	22
5.8.5.	PÉRDIDAS COMBINADAS Y TOTALES .....	22
5.9.	ARMADURAS PASIVAS COMPLEMENTARIAS.....	23
5.9.1.	ARMADURA PASIVA EN APOYO .....	23
5.9.2.	CONECTORES DE CORTE ENTRE VIGA Y LOSA .....	23
5.10.	DIAGRAMAS ENVOLVENTES DE ESFUERZOS .....	24
5.10.1.	VERIFICACIÓN DE COBERTURA DEL DIAGRAMA DE CORTE .....	24
5.10.2.	VERIFICACIÓN DE COBERTURA DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS .....	26
<b>CAPÍTULO 6. INGENIERÍA DE DETALLE.....</b>		<b>1</b>
6.1.	DATOS DE PRETENSADO .....	1
6.2.	ARMADURA COMPLEMENTARIA DE PIEL .....	2
6.3.	PLANOS DE ENCOFRADO Y ARMADURA.....	2
6.4.	PLANILLAS DE DOBLADO DE HIERROS .....	2
6.5.	ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES .....	3
6.6.	ASISTENCIA TÉCNICA DURANTE EL PROYECTO, LA APROBACIÓN Y LA CONSTRUCCIÓN .....	3
6.7.	PRUEBA DE RECEPCIÓN DE PUENTES. PROTOCOLO DE CARGAS.....	3
<b>CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES.....</b>		<b>1</b>

## CAPÍTULO 8. BIBLIOGRAFÍA..... 1

### ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1. Vista aérea de la ciudad de Aguilares y ubicación del puente sobre el Río Medina en la traza proyectada de la Ruta Nacional N°38. ....	1
Figura 2.2. Vista hacia agua arriba del antiguo puente ferroviario, con un vano colapsado y posteriormente retirado. ....	2
Figura 2.3. Vista hacia agua arriba del antiguo puente carretero, de un solo vano de 60m de luz libre. Hacia atrás se observan la pila central y el estribo norte del puente ferroviario.....	2
Figura 2.4. Vista desde agua arriba hacia agua abajo del puente carretero de la actual Ruta Nacional N°38, conformada por 6 vanos. ....	3
Figura 2.5. Semi-vista general en planta del puente .....	3
Figura 2.6. Semi-vista sección longitudinal del puente.....	3
Figura 2.7. Corte transversal del tablero. ....	4
Figura 2.8. Sección de vigas principales.....	4
Figura 2.9. Emparrillado formado por las vigas principales y vigas transversales. ....	5
Figura 2.10. Detalle de la vereda propuesta en el Anteproyecto para Licitación. ....	6
Figura 3.1. Corte transversal del tablero. ....	1
Figura 3.2. Detalle de vereda en voladizo. ....	2
Figura 3.3. Vehículo de diseño a considerar según reglamento de la D.N.V.....	5
Figura 3.4. Arrancamiento del extremo de viga y fisuración por corte en la zona de apoyo.....	19
Figura 4.1. Armadura reticulada tipo "Trilogic" adoptada. ....	2
Figura 4.2. Losa de tablero y armadura resistente. ....	2
Figura 4.3. Esquema del voladizo en etapa constructiva. ....	3
Figura 4.4. Esquema del voladizo en etapa de servicio. ....	4
Figura 5.1. Perfil transversal del tablero del puente. ....	1
Figura 5.2. Secciones típicas de la viga principal.....	2
Figura 5.3. Esquema de disposición de vigas centrales y extremas.....	2
Figura 5.4. Coeficiente de impacto.....	3
Figura 5.5. Propiedades de la viga principal. ....	5
Figura 5.6. Factores de ajuste para modelar el conjunto viga-losa.....	5
Figura 5.7. Propiedades de las vigas transversales extremas.....	5
Figura 5.8. Propiedades de la viga transversal central.....	6
Figura 5.9. Propiedades de los elementos de losa.....	6
Figura 5.10. Modelo numérico de emparrillado del tablero.....	7

Figura 5.11. Peso de carpeta de rodamiento. ....	7
Figura 5.12. Peso de cordones, defensas y ductos.....	8
Figura 5.13. Multitud compacta sobre calzada. ....	8
Figura 5.14. Multitud compacta sobre mitad de calzada. ....	9
Figura 5.15. Aplanadora centrada en L/2. ....	9
Figura 5.16. Aplanadora excéntrica en L/2.....	10
Figura 5.17. Aplanadora centrada en L=0.....	10
Figura 5.18. Aplanadora excéntrica en L=0.....	11
Figura 5.19. Máximos momentos flectores (Estado de aplanadora excéntrica en L/2 y multitud en mitad de calzada). ....	11
Figura 5.20. Máximos esfuerzos de corte (Estado de aplanadora excéntrica en L=0 y multitud en mitad de calzada). ....	12
Figura 5.21. Cobertura del diagrama de corte. Armadura necesaria y adoptada.....	25
Figura 5.22. Cobertura del diagrama de momentos flectores. Armadura necesaria y adoptada.....	27
Figura 6.1. Esquema de disposición de cables de pretensado. Viga longitudinal extrema.....	1
Figura 6.2. Corte de la viga indicando armaduras dispuestas. ....	2

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 3.1. Características de los Hormigones.....	2
Tabla 3.2. Cargas puntuales y totales de la Aplanadora A-30 según reglamento de la D.N.V.....	5
Tabla 3.3. Cargas distribuidas por multitud compacta para verificación de elementos estructurales. ....	6
Tabla 3.4. Coeficientes de impacto. ....	7
Tabla 3.5. Tensiones de verificación.....	17
Tabla 4.1. Datos geométricos y materiales para el cálculo de la losa de tablero.....	1
Tabla 4.2. Solicitaciones en la sección de empotramiento. ....	3
Tabla 4.3. Momentos flectores en la sección de empotramiento.....	4
Tabla 4.4. Esfuerzos de corte en la sección de empotramiento. ....	5
Tabla 5.1. Geometría del perfil transversal del tablero.....	1
Tabla 5.2. Análisis de cargas.....	3
Tabla 5.3. Solicitaciones debido a la distribución uniforme de la sobrecarga móvil.....	4
Tabla 5.4. Solicitaciones incrementadas por sobrecarga móvil excéntrica. ....	12
Tabla 5.5. Tensiones de verificación.....	13
Tabla 5.6. Secciones de verificación.....	13

Tabla 5.7. Verificación de Sección 1 (Apoyo, L=0,00m).....	14
Tabla 5.8. Verificación de Sección 2 (L=1,00m).....	14
Tabla 5.9. Verificación de Sección 3 (L=6,05m).....	15
Tabla 5.10. Verificación de Sección 4 (L=9,08m).....	15
Tabla 5.11. Verificación de Sección 5 (Centro de tramo, L=12,10m).....	16
Tabla 5.12. Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 1 (Apoyo, L=0,00m). ...	17
Tabla 5.13. Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 2 (L=1,00m). ....	17
Tabla 5.14. Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 3 (L=6,05m). ....	17
Tabla 5.15. Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 4 (L=9,08m). ....	18
Tabla 5.16. Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 4 (Centro, L=12,10m)..	18
Tabla 5.17. Verificación en Estado Límite Último en Sección 1 (Apoyo, L=0,00m).....	19
Tabla 5.18. Verificación en Estado Límite Último en Sección 2 (L=1,00m).....	19
Tabla 5.19. Verificación en Estado Límite Último en Sección 3 (L=6,05m).....	19
Tabla 5.20. Verificación en Estado Límite Último en Sección 4 (L=9,08m).....	20
Tabla 5.21. Verificación en Estado Límite Último en Sección 5 (Centro, L=12,10m). ...	20
Tabla 5.22. Pérdidas de pretensado combinadas. ....	22
Tabla 5.23. Pérdidas totales calculadas y adoptadas.....	22
Tabla 5.24. Armadura de corte en interfase. ....	24
Tabla 5.25. Esfuerzos de corte y armadura necesaria. ....	24
Tabla 5.26. Armadura de corte e interfase adoptadas.....	25
Tabla 5.27. Momentos últimos y decalados. ....	26
Tabla 5.28. Momentos resistentes. ....	26
Tabla 6.1. Planilla de aislaciones de cables pretensados. Viga longitudinal extrema. ...	1

## **ANEXO 1: MEMORIAS DE CÁLCULO**

## **ANEXO 2: PLANOS**

## **CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1. OBJETIVOS GENERALES DE LA PS**

Se ha planteado que durante el desarrollo de la práctica, el alumno pudiera alcanzar los siguientes objetivos académicos y profesionales:

- Completar su formación integral, al tener la oportunidad de actuar en el medio laboral de su profesión, antes de terminar sus estudios en la Universidad.
- Adquirir una experiencia teórico-práctica complementaria, íntimamente relacionada con la formación elegida, que le facilite y mejore su inserción profesional, ya sea en la especialidad elegida como práctica, o en cualquiera de las ramas de la Ingeniería Civil.
- Integrarse a un grupo de trabajo conformado por profesionales y técnicos de distintas especialidades, en el desarrollo de un proyecto de ingeniería específico.
- Aplicar y profundizar los conocimientos, habilidades y destrezas adquiridos durante el cursado de las distintas materias de la carrera de Ingeniería Civil, en particular temas referidos al Diseño de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- Reconocer las fortalezas y debilidades de su formación personal, teórica y técnica profesional.
- Aprender a trabajar en equipo en un ambiente profesional, a fines de reconocer la importancia del desarrollo individual y su correlación con el desarrollo profesional durante su actividad de trabajo.
- Comprender la responsabilidad que implica el desarrollo de una actividad profesional y toda decisión tomada en cada paso de un proyecto.
- Ser capaz de elaborar informes de ingeniería de nivel técnico, para defender y justificar los resultados obtenidos durante un proyecto de ingeniería, con base teórica.

### **1.2. LUGAR DE DESARROLLO**

Las tareas correspondientes a la Práctica Supervisada se desarrollaron en la Consultora INDIGO S.A., ubicada en calle Pública E 621 – Tejas Del Sur –Córdoba. Esta empresa se dedica a la realización de Proyectos de Ingeniería Civil de tipo Viales, en particular el diseño vial, puentes y estructuras complementarias como alcantarillas, cunetas y otras estructuras.

La Cátedra de Prácticas Supervisadas de la Carrera de Ingeniería Civil exige como mínimo 200 horas de desarrollo de la Práctica. Para el desarrollo de la misma, en particular, se emplearon 200 horas en un promedio de 6 horas diarias, de lunes a viernes. Las mismas dieron inicio el día 4 de febrero de 2013 y finalizaron el 5 de abril de 2013.

### **1.3. OBJETIVOS PARTICULARES**

Se ha planteado para el desarrollo de la presente práctica cumplir con los siguientes objetivos mediante la aplicación de los conceptos adquiridos durante el desarrollo de la carrera de grado Ingeniería Civil en la Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y



Naturales de la Universidad Nacional de Córdoba. Las tareas involucradas en la presente Práctica consisten en:

- Describir y justificar el diseño de la superestructura del Puente sobre el Río Medina.
- Recopilar antecedentes, normas, y criterios de diseño de puentes.
- Desarrollar y conocer en profundidad cuáles son las cargas que afectan a la superestructura del puente.
- Analizar y dimensionar la losa de tablero y la viga principal del puente.
- Confeccionarla memoria de cálculo de la superestructura, de acuerdo a los requerimientos del Ente de aprobación (D.N.V.)
- Resaltar la importancia de la documentación de proyecto, de la aprobación y la asistencia técnica durante la construcción del puente.
- Familiarizarse con la forma de trabajo de la Empresa Consultora, comprendiendo sus alcances y responsabilidades profesionales.
- Conocer la relación con el cliente, los proveedores y el ente de aprobación del proyecto.

#### **1.4. PLAN DE ACTIVIDADES**

En el marco del Proyecto de referencia, se ha previsto integrar un grupo de trabajo responsable de las siguientes tareas:

- Recopilación y análisis de antecedentes.
- Lectura y análisis de la normativa vigente y de aplicación.
- Análisis de cargas y predimensionado.
- Modelado numérico del tablero.
- Diseño de la viga principal y el tablero.
- Análisis de resultados y conclusiones.
- Desarrollo del Informe Técnico Final.

## CAPÍTULO 2. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

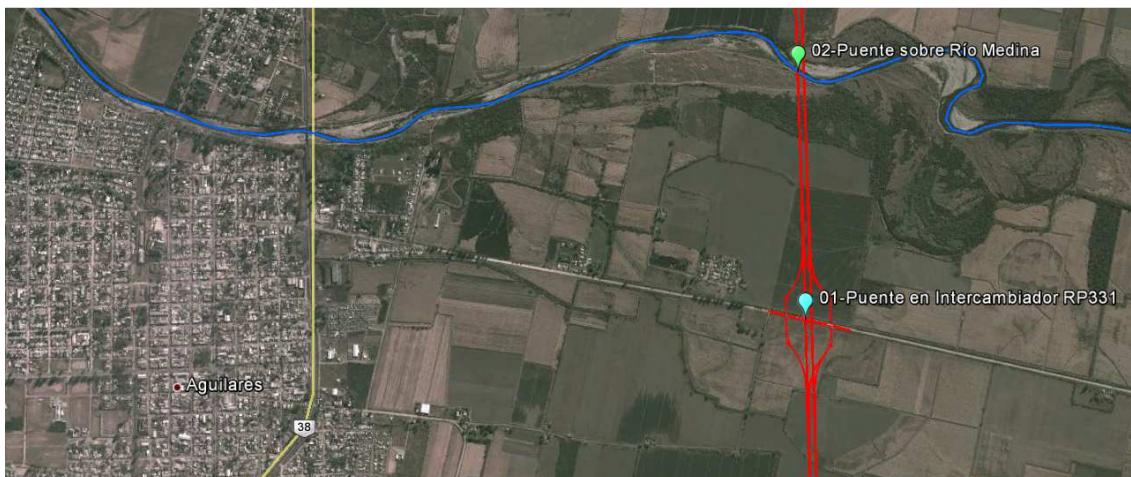
### 2.1. UBICACIÓN DEL PROYECTO

El puente a proyectar se ubica sobre la Ruta Nacional N°38, en la Provincia de Tucumán, como parte de la Obra: Ruta Nacional N°38, Tramo: Río Marapa (J.B. Alberdi) - Principio de Autopista, Sección II: Acceso a Aguilares - Acceso a Concepción y Acceso a Aguilares por Ruta Provincial N°331.

La Ruta Nacional N°38 atraviesa de Sur a Norte la provincia de Tucumán, y en particular la ciudad de Aguilares (Figura 2.1). Esta ruta presenta un peligro para sus habitantes, ya que los accesos a la misma no fueron previstos correctamente. Debido al creciente tránsito de vehículos particulares y de camiones provenientes de los ingenios azucareros y la ampliación de la ruta (autopista) a la altura de la ciudad de San Miguel de Tucumán (Capital de la provincia) se prevé un corrimiento de la traza actual de la ruta hacia el este con el fin de solucionar dichos inconvenientes.

La Dirección Nacional de Vialidad tiene previsto que la Ruta Nacional N°38 se convierta eventualmente en autopista. A partir de este condicionante se plantea la necesidad de construir un puente sobre la nueva traza. La zona de implantación del mismo se encuentra aproximadamente a 2.400m aguas abajo del puente existente, lo cual planteó la necesidad de un puente de mayor envergadura ya que esa zona presenta meandros que ensanchan el cauce del río.

El eje del cauce del Río Medina tiene una dirección aproximadamente Oeste - Este mientras que el eje de la traza de la Ruta Nacional N°38 es Sur - Norte en la zona de implantación del puente.



**Figura 2.1.** Vista aérea de la ciudad de Aguilares y ubicación del puente sobre el Río Medina en la traza proyectada de la Ruta Nacional N°38.

### 2.2. CONDICIÓN ACTUAL

Se pudieron relevar tres puentes existentes en la ciudad de Aguilares, uno ferroviario y dos carreteros. El puente ferroviario (Figura 2.2) construido por dos vanos, se encuentra en la actualidad colapsado, quedando en pie el vano norte, mientras que el

estribo de margen derecha se encuentra totalmente inutilizado. Aguas abajo del mismo a 75m, se encuentra el puente carretero de tipo metálico reticulado que se observa en la Figura 2.3, construido en el año 1927, sobre la traza original de la ruta hacia el sur. El mismo es utilizado como un puente alternativo y se conforma por un solo vano con luz libre de 60m. Aguas abajo del puente metálico a 664m, sobre la Ruta Nacional N°38 se ubica un puente de hormigón armado con una longitud total de 111m, presentando 4 vanos centrales de 19,70m y un vano hacia cada estribo de 16,10m (Figura 2.4).

La nueva traza de la Ruta Nacional N°38 cruza el Río Medina a unos 2.400m aguas abajo de puente actual, sitio donde se previó la implantación del nuevo puente.



**Figura 2.2.** Vista hacia agua arriba del antiguo puente ferroviario, con un vano colapsado y posteriormente retirado.



**Figura 2.3.** Vista hacia agua arriba del antiguo puente carretero, de un solo vano de 60m de luz libre. Hacia atrás se observan la pila central y el estribo norte del puente ferroviario.



Figura 2.4. Vista desde agua arriba hacia agua abajo del puente carretero de la actual Ruta Nacional N°38, conformada por 6 vanos.

### 2.3. ANÁLISIS DEL ANTEPROYECTO

En el año 2009 la empresa INDIGO S.A. realizó el Anteproyecto para Licitación de los puentes de la Ruta Nacional N°38, Tramo: Río Marapa - Principio de Autopista, Sección II, ubicado según el Pliego en la progresiva aproximada 22+075,76a pedido de la empresa constructora José Cartellone Construcciones Civiles S.A.

En virtud de los requerimientos hidráulicos se proyectó un puente 350,00m, compuesto de 14 tramos isostáticos de 25,00m y 2 losas de aproximación de 5,00m. Se indican esquemáticamente en las Figuras 2.5 y 2.6.

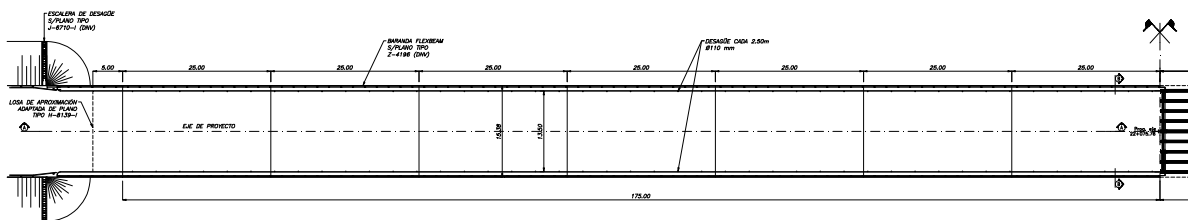


Figura 2.5. Semi-vista general en planta del puente

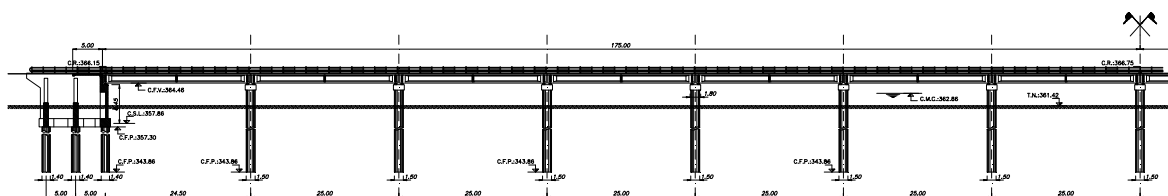


Figura 2.6. Semi-vista sección longitudinal del puente.

El tablero tiene un ancho total de 15,38m, de los cuales 13,50m corresponden a la calzada y dos veredas de 0,94m de ancho total, con un ancho útil de 0,50m cada una de ellas. La Figura 2.7 muestra un corte transversal del tablero.

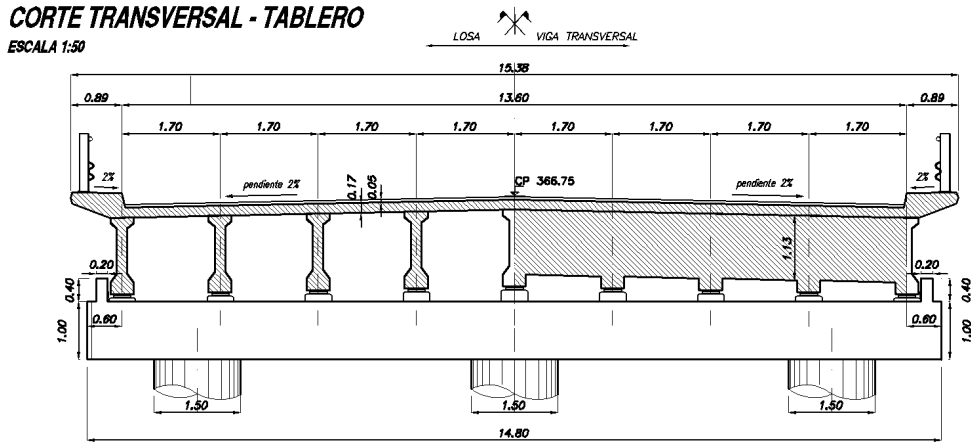


Figura 2.7. Corte transversal del tablero.

El tablero del puente sobre el Río Medina se ha resuelto mediante 9 vigas prefabricadas pretensadas de 24,90m de longitud para cada tramo y sección transversal doble "T" de 1,33m de altura, se las esquematiza en la Figura 2.8. Entre los tramos se intercalan losas de continuidad y juntas elásticas de asfalto polimerizado.

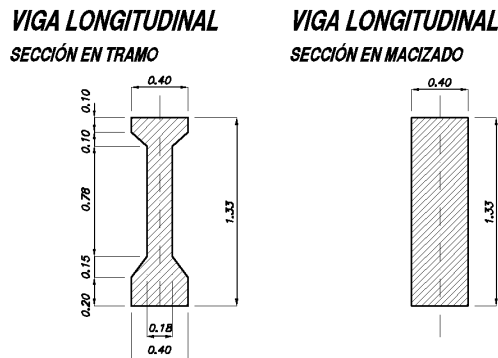


Figura 2.8. Sección de vigas principales.

Sobre las vigas se construye una losa de hormigón armado de 0,17m de espesor. La carpeta de desgaste es de concreto asfáltico de 0,05 m de espesor y en los extremos de las vigas laterales se disponen veredas en voladizo.

Se prevé la construcción de tres vigas transversales por tramo: dos en los extremos y una en el centro de cada tramo. El emparrillado resultante se muestra en la Figura 9.

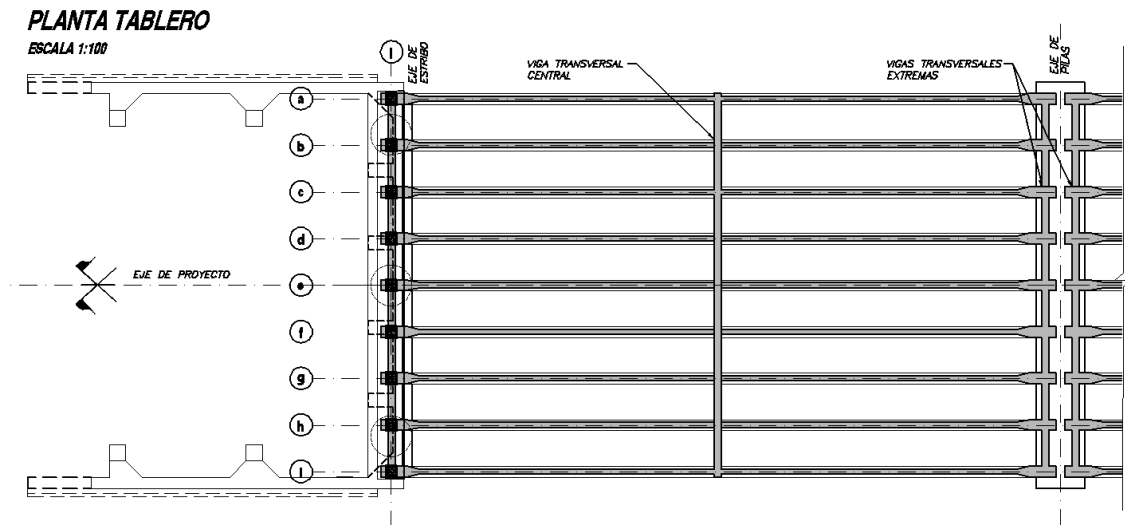


Figura 2.9. Emparrillado formado por las vigas principales y vigas transversales.

El perfil transversal de la calzada presenta una pendiente hacia ambos lados del eje del 2% y una carpeta de desgaste de concreto asfáltico de 0,05m.

## 2.4. LICITACIÓN DE PROYECTO EJECUTIVO Y CONSTRUCCIÓN

### 2.4.1. LAS EMPRESAS INTERVINIENTES Y EL ENTE DE APROBACIÓN

En el año 2010, la Unión Transitoria de las Empresas Mijovi S.A. y Conorvial S.A. ganó la licitación por el Proyecto Ejecutivo y Construcción de la Sección II, que comprende los Proyectos Ejecutivos e Ingeniería de Detalle de los Puentes sobre Río Medina e Intercambiador Ruta Provincial N°331 (Acceso a Aguilares).

Tomando conocimiento que la empresa INDIGO S.A. realizó los anteproyectos para licitación de los mismos puentes, la constructora le encargó a INDIGO S.A. la realización también de los proyectos para su construcción.

Habiendo pasado tres años desde la etapa de Licitación hasta la realización del proyecto ejecutivo de los puentes, la Subgerencia de Puentes y Viaductos (SGPV) de la Dirección Nacional de Vialidad tuvo una renovación en su cúpula, lo que llevó a algunos cambios de criterio en el diseño de los puentes.

Así fue como la SGPV indicó expresamente a los proyectistas que se rediseñen las estructuras con los nuevos parámetros y exigencias, atendiendo a un criterio de economía y seguridad vial.

### 2.4.2. CRÍTICAS DE LA NUEVA SUBGERENCIA DE PUENTES DE LA D.N.V. AL ANTEPROYECTO Y NUEVOS PARÁMETROS DE DISEÑO

En virtud de los nuevos parámetros de seguridad vial, la baranda Flex-Beam según Plano Tipo Z-4196 debe ser reemplazada por una baranda de doble poste y doble

defensa según Plano Complemento Z-4196 Tipo "B" de la D.N.V. Además se añadirán transiciones seguras al inicio y fin de puente, como indica el plano tipo.

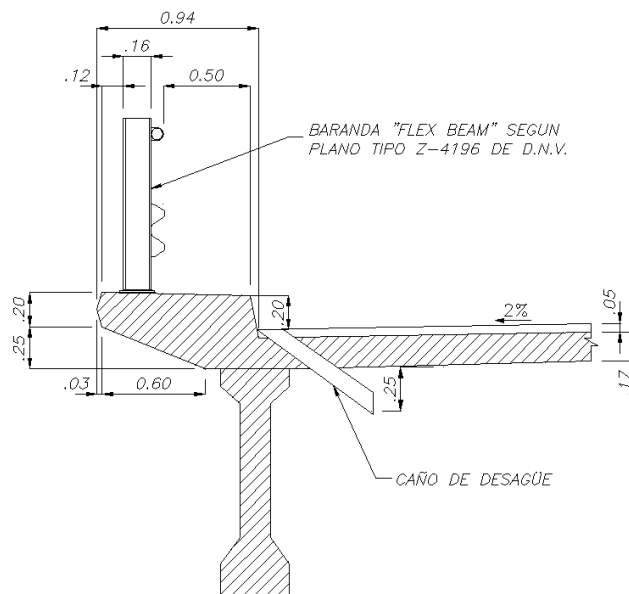
De acuerdo a los anchos de calzada y banquetas propuestas, se considera innecesario dotar a las veredas de un ancho útil, debiéndose dejar espacio exclusivamente para la colocación de la defensa vehicular. Por este motivo se reduce el ancho total de tablero y deberá estudiarse la posibilidad de suprimir una de las vigas principales.

El diseño de tablero propuesto en el anteproyecto hace que los desagües de caños de P.V.C. propuestos queden demasiado inclinados, facilitando su obstrucción y dificultando su mantenimiento desde la calzada. Se indica que se rediseñe contemplando desagües de caños de hierro galvanizado que desagoten hacia afuera del puente.

Las losas de tablero de los puentes deben tener un espesor mínimo de 0.20m cuando se prevé su construcción mediante losetas premoldeadas, por lo que la losa del anteproyecto (donde no se tuvo en cuenta este aspecto constructivo) debe ser rediseñada.

El diseño del extremo exterior de la vereda facilita el escurrimiento del agua por debajo de la misma y hacia la viga principal extrema, dejando marcas antiestéticas. Se pide dotar a la vereda de un goterón a tal fin.

Se muestra en la Figura 2.10 un detalle de la vereda propuesta en el Anteproyecto.



**Figura 2.10.** Detalle de la vereda propuesta en el Anteproyecto para Licitación.

## CAPÍTULO 3. PROYECTO EJECUTIVO DE LASUPERESTRUCTURA

### 3.1. DESCRIPCIÓN DE LA TIPOLOGÍA PROPUESTA

El tablero del puente se compone de **8** vigas prefabricadas pretensadas, **4** centrales y **4** extremas. Las vigas centrales poseen **24** cables de pretensado de  $\frac{1}{2}$ ". Las vigas extremas poseen **28** cables de pretensado de  $\frac{1}{2}$ " y un volumen de hormigón de **10,61m<sup>3</sup>**. Todas las vigas son de sección "I" y de **1,33m** de altura. El hormigón de las vigas es de calidad "**H-30**".

Las vigas pretensadas distan entre sí **1,75m**, y serán montadas sobre apoyos de neopreno armado, cuyas dimensiones son **250x300mm**, y su espesor total de **67mm**. El espesor de cada capa de neopreno es de **10mm**. En la Figura 3.1 se esquematiza el corte transversal del tablero.

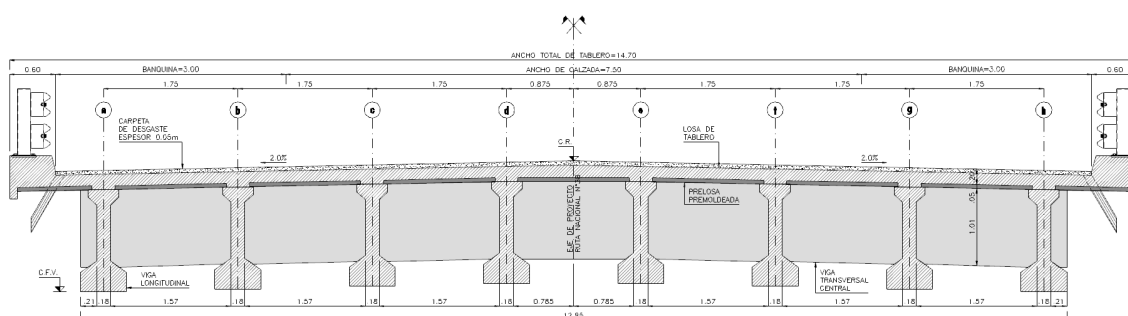


Figura 3.1. Corte transversal del tablero.

El diseño del tablero del puente contempla la ejecución de vigas transversales situadas en coincidencia con los ejes de apoyos de las vigas longitudinales y en el centro de los tramos. Las mismas serán coladas "in-situ" con un hormigón calidad "**H-21**".

La losa del tablero tendrá un espesor total de **0,20m**. Dicha losa se compone de prelasas premoldeadas de **0,05m** de espesor que sirven de encofrado perdido y contienen la armadura inferior de la misma. Estas prelasas poseen armadura reticulada tipo "Trilogic".

El espesor final de la losa de tablero se logra mediante un hormigonado en segunda etapa de **0,15m** de espesor. Previo al hormigonado en segunda etapa se coloca la armadura complementaria superior de la losa de tablero. Tanto las prelasas como el hormigón de segunda etapa serán construidas con hormigón "**H-21**".

Las juntas de dilatación son de tipo elástica a base de asfaltos modificados, y se disponen simétricamente respecto al eje central del puente. Las juntas de dilatación se ubicarán en ambos extremos del puente y cada dos tramos de 25,00m, resultando una separación máxima entre juntas de 50,00m. En las pilas donde no se colocan juntas de dilatación se construirán losas de continuidad.

El diseño del tablero se completa con veredas de emergencia a ambos lados, donde se dejarán placas metálicas que servirán de apoyo a la baranda metálica cincada



según plano complemento Z-4196 tipo "A" de la D.N.V. Se muestra un esquema de la vereda en la Figura 3.2.

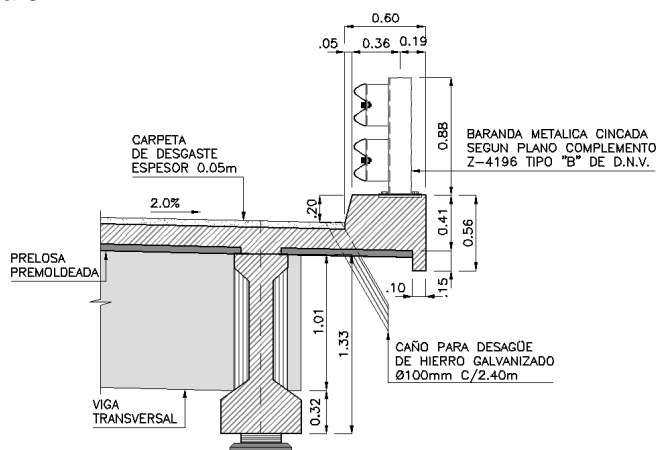


Figura 3.2. Detalle de vereda en voladizo.

### 3.2. ESQUEMA ESTÁTICO

El esquema estático de los puentes corresponderá al de vigas simplemente apoyadas para las cargas verticales, mientras que existe comportamiento monolítico en la dirección longitudinal entre las juntas de dilatación debido a la presencia de losas de continuidad.

Se proveerán losas de continuidad cada dos vanos tipo para reducir el número de juntas de dilatación en el tablero. Las juntas serán eficaces en cuanto a suavidad para el tránsito y durabilidad probada en otros puentes en servicio, como así también deberán garantizar estanqueidad frente el agua. El sistema utilizado deberá permitir el recambio en forma suficientemente sencilla, como para ser considerado un trabajo de mantenimiento preventivo estándar.

### 3.3. MATERIALES

#### Hormigones

Para la realización del proyecto de los puentes se utilizaron las calidades mínimas para los hormigones que se establecen en la Tabla 3.1 a continuación:

Tabla 3.1. Características de los Hormigones.

Elemento	Hormigón
Prelosa premoldeada	H-21
Vigas longitudinales	H-30
Losa de tablero 2º etapa	H-21
Estribos y Pilas	H-21
Pilotes	H-21 ARS

## **Barras de Acero para Hormigón Armado**

La verificación de los elementos estructurales se realizará con barras conformadas de dureza natural ADN420 de conformidad con IRAM-IAS 500-528 (límite de fluencia característico  $f_s = 420 \text{ MN/m}^2$ ).

Las prelosas premoldeadas llevarán armadura reticulada electrosoldada de acero tipo T-500 según norma IRAM-IAS U 500-26 con tensión de fluencia de  $500 \text{ MN/m}^2$ .

## **Acero para Pretensado**

Para la verificación de las vigas prefabricadas se utilizará acero ASTM 416 grado 270 “baja relajación”, cuyas principales características son: módulo de elasticidad de  $19,5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$  y límite de fluencia de  $17.000 \text{ t/m}^2$ .

Las tensiones definitivas en los aceros de pre-compresión, una vez producidas las pérdidas no sobrepasarán los siguientes valores:

- 80 % de la tensión de fluencia del acero con  $E = 0,2 \%$  de alargamiento.
- 60 % de la tensión de rotura del acero.

## **3.4. BASES DE DISEÑO**

### **3.4.1. REGLAMENTOS Y NORMAS DE APLICACIÓN**

Las cargas del proyecto y los requerimientos de la estructura se determinarán según:

- Bases para el Cálculo de Puentes de la D.N.V. (Tren de Cargas A-30)
- Reglamentos CIRSOC.
- Normas Antisísmicas Argentinas N.A.A.-80.

En los demás casos, materiales, procedimientos o sistemas no totalmente contemplados en las normas y especificaciones antedichas, serán aplicadas normas de validez y crédito internacional (DIN, ASTM, AASHTO, BS, etc.).

Como documentación de referencia se adoptará la siguiente:

- Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la D.N.V.
- Reglamento CIRSOC 201-82 y Anexos – Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.
- AASHTO – LRFD Bridges Design Specifications.

Para el diseño de cada estructura se considerará la totalidad de los documentos de incumbencia y estudios básicos especificados.

### **3.4.2. CARGAS DE DISEÑO**

Las cargas que se describen en este apartado son aquellas que corresponden a un estado en servicio del puente. Por ello, la determinación de las armaduras o verificación seccional de los distintos componentes del puente se llevará a cabo teniendo en cuenta la combinación de las cargas de servicio más desfavorable para la estructura.

Las solicitaciones consideradas se describen en los párrafos que se presentan a continuación.

### **Cargas Permanentes**

Se consideran como cargas permanentes aquellas originadas por el peso propio de los elementos componentes del puente: Vigas principales, vigas transversales, tablero del puente, vereda, baranda, estribos, etc.

También se consideran en esta categoría cualquier elemento que permanezca por tiempo indefinido sobre la estructura.

Los pesos unitarios de los principales materiales que componen los elementos mencionados que se adoptaron para los cálculos son los siguientes:

- Hormigón Armado Preesforzado..... 2,50 t/m<sup>3</sup>
- Hormigón Armado Convencional.....2,40 t/m<sup>3</sup>
- Peso de Barandas Metálicas.....0,10 t/m
- Mezcla Asfáltica para Pavimentos..... 2,40 t/m<sup>3</sup>

### **Sobrecargas Debidas al Tránsito**

El tren de cargas adoptado por el reglamento de la D.N.V. para caracterizar las sobrecargas debidas al tránsito consiste en una muchedumbre compacta sobre la calzada y un vehículo tipo, denominado aplanadora. Además, se prevé la existencia de una sobrecarga de vereda en los espacios del puente destinados a la circulación peatonal.

La sobrecarga móvil adoptada en este trabajo se encuadra dentro de la definición de "Categoría A-30" del Reglamento de Puentes de la D.N.V.

La sobrecarga total móvil adoptada en el diseño, resulta entonces de la suma de tres tipologías de cargas:

- 1) Aplanadoras A-30
- 2) Multitud Compacta sobre la Calzada
- 3) Sobrecargas en las Veredas

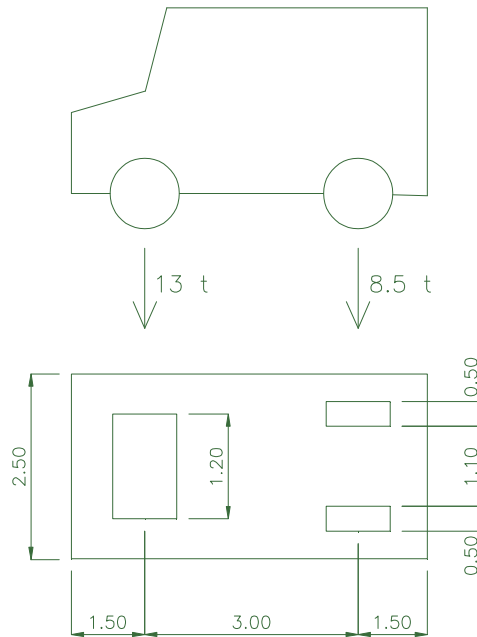
Estas tipologías deben combinarse de manera que provoquen los esfuerzos máximos en cada elemento estructural.

#### Aplanadoras A-30

Se deberá colocar una aplanadora en cada faja de circulación prevista en el puente, asignando a cada carril de circulación un ancho de 3,00m. De acuerdo a la especificación de la D.N.V. para el diseño de puentes de hormigón armado, el dimensionado se realizará con la sobrecarga ubicada en la posición más desfavorable para cada elemento del puente. En la Figura 3.3 se presenta un esquema de la aplanadora a considerar como parte de la sobrecarga móvil en el puente, y en la Tabla 3.2 las cargas por eje y totales.

**Tabla 3.2.** Cargas puntuales y totales de la Aplanadora A-30 según reglamento de la D.N.V.

Rodillo	Cantidad	Carga	Área de aplicación
Rodillo delantero (Rd)	1	13 t	1,20 m x 0,10 m
Rodillo trasero (Rt)	2	8,5 t	0,50 m x 0,10 m
Peso total de Aplanadoras A-30		30 t	2,50 m x 6,00 m



**Figura 3.3.** Vehículo de diseño a considerar según reglamento de la D.N.V.

El reglamento de la D.N.V. permite utilizar un factor de reducción por simultaneidad de aplanadoras. Este factor es igual a 1 cuando se colocan en el puente una o dos aplanadoras. Para tres aplanadoras, el coeficiente es igual a 0,95 y se reduce a 0,90 para cuatro o más vehículos tipo. Para el diseño de la losa de tablero la reglamentación permite utilizar un coeficiente de reducción igual a 0,80, para cualquier número de aplanadoras que se considere.

Debido al ancho que posee la calzada de los puentes en estudio, y según el reglamento de la D.N.V., se deberían considerar tres vehículos de diseño (aplanadora A-30), ya que cada uno de estos vehículos, debe abarcar una franja de 3,00m correspondiente al ancho de la calzada.

La D.N.V. permite, como criterio de cálculo, considerar solamente dos vehículos de diseño pero en el estado más desfavorable, que es, colocar sobre el tablero del puente las dos aplanadoras correspondientes, en una posición asimétrica con respecto al eje longitudinal del puente. De esta forma es que en el proceso de cálculo, motivo del presente informe, se han considerado solamente 2 vehículos de diseño A-30.

### Multitud Compacta sobre Calzada

Esta carga se refiere a la carga uniformemente distribuida aplicada fuera de la zona ocupada por las aplanadoras. El valor de esta carga se obtendrá con la aplicación de la siguiente fórmula:

$$p = 0.365 + \frac{80 \times 10^6}{(L^3 + 50 L^2 + 334000) \times 10^3} \left[ \frac{t}{m^2} \right]$$

Donde L es la longitud de la zona cargada.

En la Tabla 3.3 se presentan los resultados de la expresión anterior para determinar la multitud compacta sobre la calzada para luces de distinta longitud.

**Tabla 3.3.** Cargas distribuidas por multitud compacta para verificación de elementos estructurales.

Elemento	Luz de Apoyo	Sobrecarga Móvil Distribuida
Losa de tablero	Pequeña	0,600 t/m <sup>2</sup>
Viga longitudinal	L = 20 m	0,586 t/m <sup>2</sup>
	<b>L = 24,2 m</b>	<b>0,577 t/m<sup>2</sup></b>
	L = 25 m	0,575 t/m <sup>2</sup>
	L = 30 m	0,562 t/m <sup>2</sup>
	L = 35 m	0,548 t/m <sup>2</sup>

### Sobrecarga en las Veredas

La vereda no presenta ancho útil por estar ocupada en todo su ancho por la defensa vehicular, por lo que la sobrecarga a colocar de 0,400 t/m<sup>2</sup> indicada por DNV no aplica.

### Coefficiente de Impacto

El coeficiente de impacto que se aplicará a aplanadoras y a la multitud compacta sobre calzada se obtiene con la siguiente expresión:

$$I = 1 + [0.3 - 0.005 \times (L_{tramo} - 10)]$$

Donde L es la luz de apoyo del elemento estructural considerado. En la Tabla 3.4, se muestran ejemplos de valores del coeficiente de impacto para distintas luces. El coeficiente de impacto sólo afecta a los elementos de la superestructura.

**Tabla 3.4.** Coeficientes de impacto.

Elemento	Luz de apoyo	Coeficiente de impacto
Losa de tablero	Pequeña	1,40
Viga Longitudinal	L = 20,00m	1,25
	<b>L = 24,20m</b>	<b>1,229</b>
	L = 30,00m	1,20
	L = 35,00m	1,175
	L = 70,00m	1,00
Pilotes y cabezales de fundación		Sin impacto

### Fuerzas Longitudinales debidas al Frenado de los Vehículos

El frenado de los vehículos que circulan por el puente origina fuerzas horizontales de dirección longitudinal sobre los apoyos del puente. El reglamento de diseño estipula que se tomará como fuerza longitudinal debido al frenado de los vehículos el mayor de los siguientes valores:

- El 15 % del peso total de todas las aplanadoras en la calzada.
- El 4 % del peso total de la muchedumbre compacta sobre toda la superficie en donde está aplicada.

### Fuerzas Sísmicas

De acuerdo al mapa de zonificación sísmica del territorio nacional, el lugar de emplazamiento de las obras se encuentra en Zona Sísmica 2.

- Coeficiente Sísmico Zonal..... $C_0 = 0,05$
- Coeficiente de Destino..... $g_d = 1,50$
- Coeficiente de Estructura..... $g_e = 1,40$
- Coeficiente de Suelo.....  $g_s =$  (Según tipo de suelo)

### Fuerzas debidas al Viento

Se considera también la acción del viento sobre los elementos estructurales. Para cuantificar la fuerza originada por el viento se adoptan dos estados de funcionamiento del puente. Puente cargado o puente vacío. Para el primer caso de carga, se adopta una presión de viento igual a  $150\text{kg/m}^2$ , mientras que para el segundo caso se adopta una presión de  $250\text{kg/m}^2$ .

Para el caso del puente cargado se aplicará la presión del viento a una superficie que abarca toda la longitud del puente en una altura igual a la distancia comprendida entre el fondo de vigas de tablero y la carpeta de rodamiento más una faja de 2,00m de alto por encima de la carpeta de rodamiento.

En el estado con el tablero del puente vacío, se considerará una superficie expuesta igual a la proyección vertical de las vigas longitudinales, más la altura de la defensa de tránsito.

La superestructura del puente se considera de gran rigidez en el sentido de empuje del viento, por lo que no aplica al cálculo de la superestructura. Las solicitaciones se transmiten desde el diafragma rígido a los estribos y pilas por medio de los apoyos de neopreno.

### **Retracción**

Para la determinación de los efectos generados por la retracción se seguirán las indicaciones contenidas en el reglamento CIRSOC 201, se adoptará para el valor básico de la retracción  $2,5 \times 10^{-5}$  a tiempo infinito mientras que el coeficiente que contempla la variación en el tiempo de la retracción tomará un valor de 0,6.

### **Fluencia**

Para determinar las fuerzas generadas por la acción de fluencia lenta se utilizará el procedimiento descrito en el Reglamento CIRSOC 201. Adoptándose un factor de fluencia igual a 2,0.

### **Temperatura**

El coeficiente de dilatación/contracción térmica adoptado para los elementos de hormigón es de  $1 \times 10^{-5}$ . Para obtener las solicitaciones por efecto de la temperatura se considerará un salto medio térmico de  $\pm 20^\circ\text{C}$  con respecto a la temperatura de montaje.

### **3.4.3. COMBINACIONES DE CARGAS**

El reglamento para diseño de puentes de Hormigón Armado de la D.N.V. indica que los elementos estructurales deben dimensionarse para la situación más desfavorable representada por las cargas móviles provenientes del tránsito. Además, el puente se encuentra sometido a diversas cargas como viento, sismos, etc., tal como se describiera en el apartado precedente.

En este apartado se presentan las combinaciones de carga consideradas para el dimensionado de los elementos que constituyen la superestructura del puente.

El tablero del puente se encuentra compuesto por las vigas principales y la losa de tablero. Estos elementos no resisten esfuerzos provenientes de sismo y viento por cuanto su función es transmitir la acción de estas fuerzas a la infraestructura.

Por ello, la carga con la que se dimensionan los elementos del puente será la proveniente del tránsito en el puente y su peso propio. Estas cargas son las descritas en el apartado 3.3.2.

La sobrecarga móvil se coloca en la posición más desfavorable para los elementos del tablero y será afectada por un coeficiente de impacto.

## Vigas Longitudinales

Las combinaciones de estado de cargas que se adoptarán para la verificación de las tensiones de la superestructura coinciden con lo especificado por el Reglamento CIRSOC 201, a continuación se enumeran las combinaciones de estados de cargas:

- 1) Pretensado inicial (Pr.1) + Peso Propio Viga (PpV)
- 2) (Pr.1) + (PpV) + Pérdidas 1era Etapa (Per 1º) + Cargas de Losa (CL)
- 3) (Pr.1) + (PpV) + (Per.1º) + (CL) + Pretensado 2da Etapa (Pr.2º)
- 4) (Pr.1) + (PpV) + (Per.1º) + (CL) + (Pr.2º) + Pérdidas de 2º Etapa (Per 2º) + Sobrecargas Permanentes (SP)
- 5) (Pr.1) + (PpV) + (Per.1º) + (CL) + (Pr.2º) + (Per 2º) + (SP) + 60% Sobrecarga Móvil (SM)
- 6) (Pr.1) + (PpV) + (Per.1º) + (CL) + (Pr.2º) + (Per 2º) + (SP) + 100% (SM)

Las combinaciones 1) y 2) se calcularán sobre la sección simple de la viga, mientras que las combinaciones 3) a 6) se realizarán sobre las secciones compuestas viga – losa.

En relación a las tensiones admisibles en el hormigón se aplicarán las previstas en el Reglamento CIRSOC 201 (Tomo II, Capítulo 26, Tabla 47).

Para la verificación a rotura se utilizará la combinación de servicio (6), mayorada por un coeficiente de seguridad de 1,75.

## Losa de Tablero

El cálculo de la losa del tablero de los puentes se realizará verificando la etapa de construcción y la etapa de servicio de la losa del tablero. A continuación se describen los estados a tener en cuenta:

- 1) Etapa1: Estado constructivo de hormigonado de la losa sobre prelosas.
- 2) Etapa2: Puente en servicio, verificación de la losa para la combinación más desfavorable de sobrecargas.
- 3) Etapa 3: Estado constructivo sobrecargas de trabajo de otros sectores de la obra.



### **3.5. METODOLOGÍA DE CÁLCULO**

#### **3.5.1. LOSA DE TABLERO**

Para afrontar dicho cálculo se ha dividido en 3 partes, las cuales son:

- Análisis de carga.
- Cálculo del tramo entre 2 vigas.
- Cálculo del voladizo de la losa de tablero.

Los cálculos se realizan tanto para el estado de carga en la fase constructiva (donde sólo aportan resistencia estructural la prelosa con su armadura reticulada), como para el estado de servicio, con la losa de tablero hormigonada en su totalidad y las armaduras adicionales.

Para el análisis de carga se han considerado las fuerzas actuantes tanto permanentes como móviles. En el primer grupo de cargas intervienen el peso de la losa de tablero y el de la carpeta de rodamiento. Por otro lado, para el segundo grupo de cargas móviles, las solicitaciones vienen dadas por el vehículo de diseño previsto por la norma, que en este caso es la aplanadora A-30.

La obtención de los valores de solicitaciones se realiza colocando los rodillos de la aplanadora en la posición más desfavorable, correspondiente para esfuerzos de flexión y de corte. En un primer lugar se colocará la aplanadora en el centro del tramo, en este caso es la distancia media que existe entre dos vigas longitudinales. Así mismo y trabajando de manera análoga, para calcular el mayor esfuerzo de corte, se dispondrá el eje del rodillo trasero de la aplanadora a una distancia igual a 0,60m de uno de los extremos del tramo (el rodillo trasero tiene un ancho de 1,20m). De esta forma se obtienen los valores máximos para el cálculo de la armadura necesaria resistente.

Además, al análisis estático se les sumarán los efectos de la distribución transversal de cargas a partir de los resultados del modelado numérico del tablero, ya que el estado de excentricidad del tren de cargas puede provocar flexiones, torsiones y esfuerzos de corte inducidos por las deformaciones particulares que sufre cada viga del tablero.

Luego del cálculo de la armadura en el tramo se procede a la verificación del voladizo de la losa de tablero. Para esto y en una primera instancia se debe realizar un nuevo análisis de carga para el voladizo, contemplando los elementos componentes de la vereda, como ser barandas metálicas y cordones, contemplando también la sobrecarga móvil. Luego se procede a colocar la misma armadura obtenida en el tramo y observar que la misma sea suficiente para absorber los esfuerzos provenientes de las solicitaciones máximas.

Un aspecto importante a tener en cuenta en el cálculo de una losa de tablero es que los valores de solicitación debido a la sobrecarga móvil se encuentran afectados por un coeficiente de minoración. Esto es debido a que la losa está considerada como un elemento estructural secundario, y la norma permite disminuir los valores de solicitación. Dicho coeficiente de minoración posee un valor igual a 0,80.

En el apartado 4 del presente informe se realiza el cálculo de la losa de tablero donde se puede observar lo anteriormente descrito.

### 3.5.2. VIGAS PRINCIPALES

#### Definición geométrica del tablero y sus componentes

En este primer apartado se definirán las propiedades geométricas del tablero y sus componentes que son de interés para comenzar el predimensionado de la viga longitudinal. Una vez definido el perfil transversal del puente, sus dimensiones y componentes, se procede a la obtención de los siguientes valores:

#### Parámetros geométricos de la viga principal

Se debe lograr en la definición geométrica de la viga, un balance entre sección y altura, logrando de esta manera una pieza económicamente viable. Se adoptará una sección en base a la experiencia y con una geometría conveniente a los efectos de su fabricación.

#### Cálculo de las solicitaciones

Para la obtención de los valores de solicitaciones que someten a la viga a los estados de cargas en servicio, el proceso de cálculo contempla dos etapas principales:

- a) Distribución de sobre carga móvil uniforme.
- b) Distribución de sobre carga móvil asimétrica.

Las solicitaciones que se desean calcular son las correspondientes a flexión y corte, para los siguientes estados de cargas:

1. Peso propio de la viga pretensada.
2. Carga permanente de la losa de tablero
3. Sobrecarga de vereda, ducto y defensa.
4. Sobrecarga móvil según reglamento de la D.N.V.

Debido al ancho que posee la calzada de los puentes en estudio, y según el reglamento de la D.N.V., se deberían considerar tres vehículos de diseño (aplanadora A-30), ya que cada uno de estos vehículos, deben abarcar una franja de 3,00m correspondiente al ancho de la calzada.

La D.N.V. permite, como criterio de cálculo, considerar solamente dos vehículos de diseño pero en el estado más desfavorable, que es, colocar sobre el tablero del puente las dos aplanadoras correspondientes, en una posición asimétrica con respecto al eje longitudinal del puente. De esta forma es que en el proceso de cálculo, motivo del presente informe, se han considerado solamente 2 vehículos de diseño A-30.

Para contemplar el fenómeno descrito en el párrafo anterior, se afecta por un coeficiente mayor que uno las distintas solicitaciones obtenidas en el cálculo correspondiente a la distribución de cargas uniforme. De esta manera se utiliza el coeficiente de mayoración por aplanadora excéntrica. Se desarrolla un modelo numérico de emparillado para calcular dicho coeficiente de la manera más exacta posible.

## Coeficiente de impacto

El coeficiente de impacto es un valor que contempla la excitación dinámica que produce el tren de carga "Aplanadora A-30" y la multitud compacta sobre la calzada, a los componentes del tablero, viga y losa. Dicho coeficiente varía linealmente con la luz del tramo del puente, aumentado su valor conforme disminuye la luz del tramo. El coeficiente de impacto se obtiene de la fórmula que fue definida en las bases de diseño.

## Modelo numérico de emparrillado

### Introducción (Ventajas y desventajas del método)

Para determinar los esfuerzos sobre los diferentes elementos estructurales que componen el tablero del puente se realiza un modelo de elementos finitos. Sobre dicho modelo se aplican los diferentes estados de carga antes enumerados y se determinan las solicitaciones sobre las vigas y sobre la losa.

Como ya se describió anteriormente, el tablero está compuesto de 8 vigas longitudinales y se contempla la ejecución de 2 vigas transversales en los extremos del tablero y una en el centro del tramo. Sobre las vigas principales se apoya la losa del tablero de 0,20m de espesor. Se prevé la construcción en una segunda etapa de la obra de la carpeta de rodamiento de concreto asfáltico, con un espesor de 5 cm y una pendiente transversal del 2%.

En la elaboración de un modelo de emparrillado para puentes vigas, se establecen una serie de simplificaciones que separan la respuesta del emparrillado de la estructura real. La asimilación de un tablero real de vigas y losas a un modelo de barras, para obtener la respuesta resistente ante las acciones propias o ante las acciones de uso y las que provienen del medio, suele ser problemática.

Hay determinados comportamientos que se reproducen bien, como son la flexión y torsión de los elementos lineales reales. Otros, todos los de tipo superficial, como el efecto membrana, se pueden aproximar más o menos bien en función del tipo de solicitaciones que actúen. Esto se debe a que el efecto membrana producido por la losa superior confiere a este tipo estructural un carácter espacial. Sin embargo, cuando el efecto membrana actúa ante la diferente flexión de las vigas reales, la aproximación de la respuesta por un sistema de barras entrelazados (teniendo siempre en cuenta la deformación por esfuerzos de cortante) es solo aproximada, aunque eso sí, se obtienen resultados más desfavorables que los reales, pues a fin de cuenta el modelo reduce su capacidad de reparto.

De la misma manera la obtención de una respuesta adecuada ante las cargas puntuales, actuando sobre la losa del tablero, sólo es posible cuando se realiza un refinamiento suficiente de la malla en la zona de actuación de la carga que es el único modelo que puede recoger la rápida variación de los esfuerzos.

Una discretización normal de barras de un tablero no recoge bien el efecto local de las cargas puntuales, sin embargo si recoge bien la respuesta longitudinal del tablero. Si se desea obtener con más precisión la respuesta local, no hay sino que realizar un modelo de la zona de actuación de las cargas con una malla muy refinada.

Aun con estas limitaciones, el método de emparrillado es muy apropiado para acomodarse fácilmente a condiciones variables en planta, tableros rectos, curvos, oblicuos, etc. a condiciones variables en la distribución de espesores, cantos constantes o variables de las vigas que configuran el tablero y a vinculaciones entre tramos de apoyo simple o continuidad.

Una ventaja que sigue asistiendo a este procedimiento es el post-proceso de cálculo. La conversión de la respuesta en esfuerzos –axiales, flexión y torsión–, sobre los elementos lineales posibilita la aplicación de los métodos de cálculo y comprobación de vigas, ya que el pretensado, armado y cálculo de la seguridad a la rotura están muy desarrollados en estos elementos.

El método del emparrillado está muy extendido por su facilidad de post-proceso y la familiaridad que la práctica habitual de la ingeniería tiene con el elemento viga. Sin embargo ya hemos visto posee algunas limitaciones que difícilmente puedan resolverse.

Es importante, por tanto, en este caso, un buen entendimiento del comportamiento resistente del tablero que nos permita hacer simplificaciones suficientes sin dejar de considerar variables cuya influencia puedan distorsionar una respuesta suficientemente segura.

Si se carga un emparrillado de vigas, ocurrirá que el emparrillado producirá unos giros más fuertes en las vigas directamente cargadas. Estos giros harán que dichas vigas experimenten unos corrimientos con un desfase longitudinal entre ellas si, como hemos supuesto, el eje del emparrillado lo hemos situado en el centro de gravedad.

Naturalmente la losa superior, por efecto membrana, no permite esta separación entre las cabezas de las vigas, lo que ocasionará la separación de cortantes entre losas, cuyo valor será decreciente de las vigas más cargadas a las menos cargadas, e irá decreciendo, a su vez, del apoyo de la viga hacia el centro. Para equilibrar este esfuerzo, en cada viga, aparecerá una tracción que tendrá un doble efecto, el primero será la aparición de un momento flector que reducirá el propio de flexión del emparrillado y el segundo hará que la fibra media esté más alta que el centro de gravedad de la zona más cargada y descienda en la menos cargada.

El único procedimiento adecuado para reproducir este efecto es el método de las láminas pegadas o el de los elementos finitos en donde se tenga en cuenta la deformación por esfuerzo cortante de los elementos losa.

#### Análisis de tableros formados por vigas “T” o doble “T”

Para reproducir el comportamiento resistente de un tablero, apoyado o continuo, constituido por una serie de vigas longitudinales, una losa superior y vigas riostras más o menos espaciadas, se pueden realizar varias aproximaciones por medio de emparrillado de vigas.

Dicha aproximación se puede realizar mediante un emparrillado plano. Cada una de las vigas longitudinales del tablero se reproduce por una viga longitudinal del emparrillado. En el caso de que existan vigas transversales, también cada una de ellas debe reproducirse por una viga transversal. El resto de los elementos transversales reproduce segmentos de la losa superior.

El número y separación de barras transversales depende de varios factores. En principio es necesario colocar una en cada extremo del tablero, sobre los apoyos y realizar de 8 a 10 divisiones intermedias, correspondiendo cada una a una zona delosa que se sustituirá por una barra transversal. En el caso de que existan vigas transversales intermedias, estas deberán coincidir, obligatoriamente, con una de estas divisiones.

### Características de las barras

La inercia de las vigas longitudinales del emparrillado será la de la doble "T" enmarcada entre los puntos medios de separación entre vigas.

Un punto a considerar especialmente es el ancho de la cabeza de compresión que debe utilizarse en la determinación de la inercia longitudinal. El criterio anterior es válido cuando la separación entre las vigas no es muy grande. En caso contrario la participación de toda la losa superior es dudosa por la pérdida de eficacia de las zonas más alejadas como consecuencia de la deformación por esfuerzo cortante.

En el caso de las vigas longitudinales, se cuidará que el ancho de la cabeza de compresión no sea excesivo pues entonces se producirá una sobreestimación de la rigidez a flexión de dichas vigas.

En cuanto a la rigidez a la torsión, el criterio es el mismo que se ha seguido para obtener la rigidez a flexión, es decir obtenerlas como suma de la inercia de los rectángulos que forman la viga como sección compuesta, teniendo siempre en cuenta que se necesario dividir por dos la de aquellos rectángulos que forman parte de la losa superior.

Se supone que el centro de gravedad de todas las vigas transversales está situado en un solo plano que coincide con el considerado para el emparrillado general, que es el de los centros de gravedad de las vigas longitudinales.

Los valores de rigideces obtenidos de esta manera corresponden a un comportamiento perfectamente elástico del tablero. Sin embargo el comportamiento en servicio puede no ser igual en lo que refiere a las vigas longitudinales y transversales. Es frecuente que las vigas longitudinales estén pretensadas y la losa superior solamente armada. Esto ocasiona el hecho de que en servicio pueda fisurarse la losa superior en dirección longitudinal, como corresponde a unos momentos flectores transversales, y no fisurarse en dirección transversal por estar comprimida por las flexiones longitudinales.

De la misma manera, la rigidez torsional de una viga de hormigón armado desciende rápidamente a partir del momento de fisuración, lo que ocurre principalmente en las vigas riostras sobre apoyos que resultan las más torsionadas como consecuencia de la diferencia de giros en apoyos de las vigas longitudinales. Estas pérdidas de rigidez, que pueden ocurrir en la etapa de servicio de la estructura, cambian los resultados de la distribución de flexiones que produce el emparrillado.

Para realizar las verificaciones correspondientes se elaboró un modelo numérico de elementos finitos sometido a las combinaciones de carga que se detallarán a continuación. Las variables que intervienen en el modelo son las que se enumeran y explican seguidamente.

En el modelo de elementos finitos realizados se definieron:

- Materiales.
- Secciones.
- Condiciones de Borde.
- Estados de Carga.
- Combinaciones de Carga.

### Estados de cargas y combinaciones

El modelo numérico en estudio se ha cargado con los siguientes estados de carga, para luego de esto, someterlos a las combinaciones más desfavorables a las que pueda estar solicitada la estructura a lo largo de su vida útil.

1. Peso propio de la carpeta de rodamiento.
2. Peso propio de los cordones.
3. Multitud compacta total.
4. Multitud compacta en la mitad de la calzada (del mismo lado de la aplanadora excéntrica).
5. Aplanadora centrada (Luz= L/2).
6. Aplanadora excéntrica (Luz = L/2).
7. Aplanadora centrada (Luz= 0).
8. Aplanadora excéntrica (Luz= 0).

Como se dijo anteriormente para obtener los esfuerzos más desfavorables de los distintos componentes de la estructura se han realizado las siguientes combinaciones a las que se han sometido los anteriores estados de carga. Cabe destacar que la distribución transversal inicial de las cargas sobre las vigas se hizo en forma isostática. En el anexo 1 se muestra la planilla donde se calcularon dichos valores.

- Combinación 1: Multitud compacta (total) + Aplanadora centrada (Luz = L/2).
- Combinación 2: Multitud compacta (total) + Aplanadora excéntrica (Luz = L/2).
- Combinación 3: Multitud compacta (mitad) + Aplanadora excéntrica (Luz = L/2).
- Combinación 4: Peso de los cordones + Peso de la carpeta de rodamiento.
- Combinación 5: Multitud compacta (total) + Aplanadora central (Luz = 0).
- Combinación 6: Multitud compacta (mitad) + Aplanadora excéntrica (Luz = 0).

### Calculo del coeficiente de mayoración por aplanadora excéntrica

Se deberá calcular el coeficiente de mayoración por aplanadora excéntrica. Para esto se debe obtener el máximo valor de momento flector arrojado por el modelo y el máximo valor del esfuerzo de corte. El proceso de cálculo del coeficiente, consta de realizar el cociente entre el valor obtenido por el modelo numérico, con el valor que arroja el cálculo considerando la estructura de manera que las vigas reciben todas las mismas cargas, es decir:

$$\text{Coeficiente de mayoración} = \frac{\text{Dist. asimétrica de cargas móviles}}{\text{Dist. de cargas móviles uniformes}}$$

## Secciones de verificación

En la etapa de verificación se procederá a realizar todos los cálculos correspondientes, en las diferentes secciones. Se verificarán primeramente dos secciones de la viga (sección en apoyo y sección central) para luego de estas dos secciones, verificar otras 3 secciones intermedias. Esto se debe a que se necesitan conocer los valores de tensión de flexión y corte, como así también saber con exactitud dónde se pueden disminuir las secciones de armadura, conforme el valor del momento flector reduce su valor, de la misma manera se procede con el esfuerzo de corte, se aumenta el espacio de los estribos a medida que dicho valor de esfuerzo pierde importancia.

Cabe destacar que en la totalidad de las secciones de verificación se realizarán los mismos cálculos de tensiones y cálculo de armaduras de flexión y corte.

## Etapas de análisis para la verificación de tensiones en los elementos pretensados

El proceso de pretensado se divide en seis etapas para su análisis y cálculo. Dichas etapas consisten en contemplar los distintos estados de carga que sufre la estructura desde su fabricación, hasta la puesta en servicio. A continuación se realizará la descripción de cada una de las etapas, describiendo los estados de carga y las consideraciones que se tienen en cuenta.

- **Etapa 1:** Contempla la etapa inmediatamente después de la construcción y el tesado inicial de la viga. Por lo tanto la misma, estará sometida a su peso propio y a la fuerza de tesado. Esta etapa suele ser crítica para la viga, ya que se producen fuertes tensiones de compresión en el talón inferior, que si no son tenidas en cuenta y verificadas, puede terminar produciendo el estallido del hormigón en dicha zona por compresión. Además pueden producirse tensiones elevadas de tracción en la cabeza de la viga para las secciones extremas.
- **Etapa 2:** Se deben considerar las pérdidas que se produjeron en el Etapa 1 debido a la fuerza de tesado. También en esta etapa se contempla el peso de la losa de tablero hormigonada in situ. Considerando la viga en sección simple, es decir, sin la colaboración de la losa.
- **Etapa 3:** Esta etapa en particular se tiene en cuenta cuando por razones constructivas o de proyecto se debe realizar un pretensado en segunda etapa. Dicha operación consta de que una vez que se encuentra montada la estructura y con el primer tesado correspondiente, se procede a tesar nuevamente los cables o bien la fuerza de tesado total se aplica en 2 oportunidades.
- **Etapa 4:** Se tiene en cuenta la totalidad de la sobrecarga permanente sobre la estructura y se consideran por completo las pérdidas de pretensado, es decir, para tiempo infinito.
- **Etapa 5:** La sobrecarga móvil (aplanadora A-30) en esta etapa se considera sólo en un 60%. Las cargas de servicio aplicadas en esta etapa se denominan "sobrecarga máxima frecuente".

- **Etapa 6:** Se considera la aplicación de la "carga total" o "sobrecarga extraordinaria", es decir, la totalidad de las pérdidas, de la sobrecarga permanente y el 100% de la sobrecarga móvil.

Las Etapas 1 y 2 se calcularán sobre la sección simple de la viga, mientras que las Etapas 3 a 6 se calcularán sobre la sección compuesta viga – losa.

Las tensiones de verificación serán las indicadas en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5.** Tensiones de verificación.

	Tensiones de Verificación [kg/cm <sup>2</sup> ]			
	Viga (H-30)		Losa (H-21)	
	Tracción	Compresión	Tracción	Compresión
Etapa 1	22	160	-	-
Etapa 2	22	160	-	-
Etapa 3	22	160	20	-
Etapa 4	36	140	-	100
Etapa 5	36	140	-	100
Etapa 6	36	140	-	100

### Verificación del cable de pretensado y armadura activa

Se definirá en primera instancia la sección de pretensado para la sección de máximo momento y sus posibles estados tensionales.

El diagrama de momento flector tiene una variación que va desde cero en los apoyos a un máximo en el centro del tramo, pero el momento de pretensado es constante en todo el tramo. En la Etapa 1, el momento flector que causa la carga gravitatoria no llega a equilibrar el momento de pretensado y se producen tensiones excesivas.

Por este motivo, en el siguiente proceso se mantendrán las mismas variables geométricas pero se disminuirá la cantidad de cables activos proporcionando aislaciones.

### Verificación de la armadura a flexión y corte

La armadura pasiva resistente en un elemento pretensado colabora en conjunto con la armadura de tesado para absorber los esfuerzos de flexión producido en servicio, como así también en la etapa de construcción.

Se realiza primeramente el cálculo para la sección de apoyo y la sección central. Se debe realizar un cálculo de armadura tanto inferior como superior de la viga longitudinal. Los valores de tensión para obtener de armadura se obtienen de la etapa de servicio de la viga, utilizando las tensiones inferiores y superiores de la viga



respectivamente. Cabe destacar que estas armaduras longitudinales se desarrollan a lo largo de toda la viga, aumentando su diámetro conforme crece el esfuerzo de momento flector, es decir que poseerán su mayor diámetro en la parte central de la viga.

Finalmente se optimizan los valores obtenidos para las secciones extrema y central y se realiza el cálculo para cada sección de verificación intermedia.

Para el cálculo de la armadura resistente al corte, se obtendrán los valores de las solicitaciones para la sección de apoyo, que es la más crítica, se dimensionarán los diámetros y separación de los estribos. Luego se variarán su diámetro y/o separación conforme vayan disminuyendo los esfuerzos de corte hacia la sección central de la viga.

### **Verificación a Rotura (E.L.U.)**

Se debe realizar la verificación a rotura en estado limite último (E.L.U.). Para esto, se deberán comparar los momentos resistentes a partir de la armadura calculada (pretensada y pasiva) con el momento de diseño multiplicado por un coeficiente de seguridad de 1,75. Esta condición se debe cumplir en cada una de las secciones de verificación.

### **Calculo de las pérdidas de pretensado**

En el apartado 5 se puede observar la secuencias de pasos a seguir para el cálculo de porcentaje de pérdidas de pretensado. En ese mismo apartado se enuncian todas las posibles pérdidas que se pueden encontrar en el proceso de pretensado, se describirán y formularán las ecuaciones que se usan para la obtención del valor final de pérdida de tensiones.

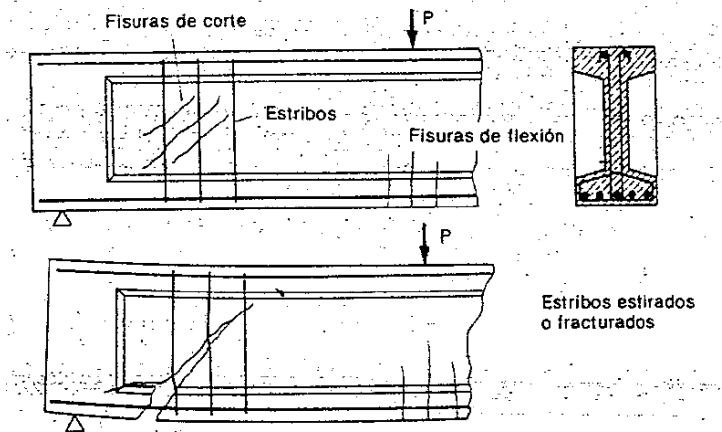
### **Armadura pasiva complementaria**

En este apartado se debe ejecutar el cálculo para obtener las armaduras correspondientes al:

- Armadura pasiva en apoyo por aplastamiento.
- Arrancamiento del extremo de viga.
- Conexión de la interfaz entre la viga y la losa del tablero.

Como se mencionó en párrafos anteriores, en el extremo de la viga se producen los esfuerzos mayores de corte, por lo tanto se debe verificar que el mismo sea absorbido por las armaduras pasivas, tanto en la etapa de construcción, tesado y puesta en servicio.

En la transferencia de esfuerzos de la viga hacia el apoyo se produce una desviación del flujo de tensiones en forma diagonal, que deberá ser equilibrada por un esfuerzo de tracción en la base de la viga en las secciones de apoyo. Esta tracción puede provocar el cedimiento del anclaje por deslizamiento de la armadura y tener como consecuencia una rotura por corte en el alma como se muestra en la Figura 3.4.



**Figura 3.4.** Arrancamiento del extremo de viga y fisuración por corte en la zona de apoyo.

Para absorber esta tracción se refuerza la zona de apoyo calculando las armaduras por arrancamiento del extremo de la viga, que por lo general suelen ser barras en forma de U (horquillas) y L.

En lo que respecta a la conexión de la interfaz entre la viga y la losa, cabe destacar que en dicha interfaz, se producen esfuerzos rasantes debido a los siguientes efectos:

- Retracción diferencial de la losa de tablero.
- Efectos térmicos.
- Efectos de flexión y coacción.

La retracción diferencial se produce en la etapa de fraguado y curado de la losa de tablero, ya que la misma se contrae conforme el hormigón pierde el agua de amasado que se utilizó para su elaboración. Este fenómeno produce esfuerzos de corte que se deben absorber mediante la colocación de conectores de interfaz.

Por otro lado también, en la superficie del tablero existe una temperatura ambiente distinta a la que se encuentra en la parte posterior del tablero. Debido a este salto térmico, como es sabido, se produce una flexión por diferencias de temperaturas, lo cual induce una curvatura que genera una fuerza rasante en la unión de la viga con el tablero.

Se considera la acción conjunta de las fuerzas producidas por retracción y temperatura mediante la independencia de acciones y la superposición de efectos, lo que arroja como resultado los efectos de coacción. Este fenómeno físico no se considera que actúe en la totalidad de la longitud de la viga, ya que el diagrama de corte, al ser de variación lineal, tiene escasa influencia en el centro de la viga, lo cual y en particular para este proyecto de verificación se ha tomado una longitud en la cual se considera que actúa la coacción igual a un tercio de la longitud de la viga.

## CAPÍTULO 4. CÁLCULO DE LA LOSA DE TABLERO

Se calcularán los tramos entre vigas longitudinales, para lo cual es necesario conocer los datos del tablero que se muestran en la Tabla 4.1 a continuación.

**Tabla 4.1.** Datos geométricos y materiales para el cálculo de la losa de tablero.

<u>Geometría</u>		<u>Materiales</u>	
Distancia entre ejes de vigas:	1,75 m	Hormigón:	H-21
Ancho de cabeza sup. de viga:	0,40 m	Acero ADN-420:	$\beta_S = 4,20$ t/cm <sup>2</sup>
Ángulo de Esviaje del puente:	90 °	Acero T-500:	$\beta_S = 5,00$ t/cm <sup>2</sup>
Distancia entre bordes de vigas:	1,35 m	Coef. Seguridad:	$\nu = 1,75$
Categoría de Puente:	A-30		

El análisis de cargas consiste en determinar los pesos propios de las prelosaspremoldeadas, de la losa hormigonada en 2º etapa, de la carpeta de rodamiento y de la carga distribuida equivalente de los rodillos de la aplanadora A-30 utilizada como vehículo de diseño.

### 4.1. TRAMO CENTRAL

#### 4.1.1. CÁLCULO DE SOLICITACIONES

Para la etapa constructiva, el esquema estático consiste en suponer a la losa como una viga de ancho unitario simplemente apoyada en las cabezas de las vigas adyacentes. En este estado serán críticas las cargas por peso propio de la loseta y el hormigón de 2º etapa más la sobrecarga constructiva.

Luego para el puente en servicio se adopta el esquema de una viga con empotramientos elásticos en sus extremos. para el puente en servicio deberá evaluarse la combinación de pesos propios actuando simultáneamente con los rodillos de la aplanadora o la multitud compacta en ese sector.

#### 4.1.2. DATOS DE LAS PRELOSAS ADOPTADAS

Son elementos prefabricados de hormigón armado ejecutados a pie de obra, que tienen el objeto de simplificar el proceso constructivo de la losa de tablero. Entre sus principales ventajas se destacan la eliminación sustancial de encofrados, andamios y puntales, la disminución de la mano de obra necesaria.

Además las prelosas proveen al tablero de la armadura principal resistente, mediante vigas reticuladas parcialmente inmersas en el hormigón, llamadas comercialmente "Trilogic". Estas armaduras se fabrican con acero tipo T-500 soldable, y se proveen por catálogo o especificación particular.

Se diseña su altura, diámetro de barras y diagonales y paso de acuerdo a las necesidades del proyecto. En la Figura 4.1 se muestra la armadura tipo Trilogic adoptada. En la Figura 4.2 se esquematiza cómo resulta finalmente la losa de tablero.

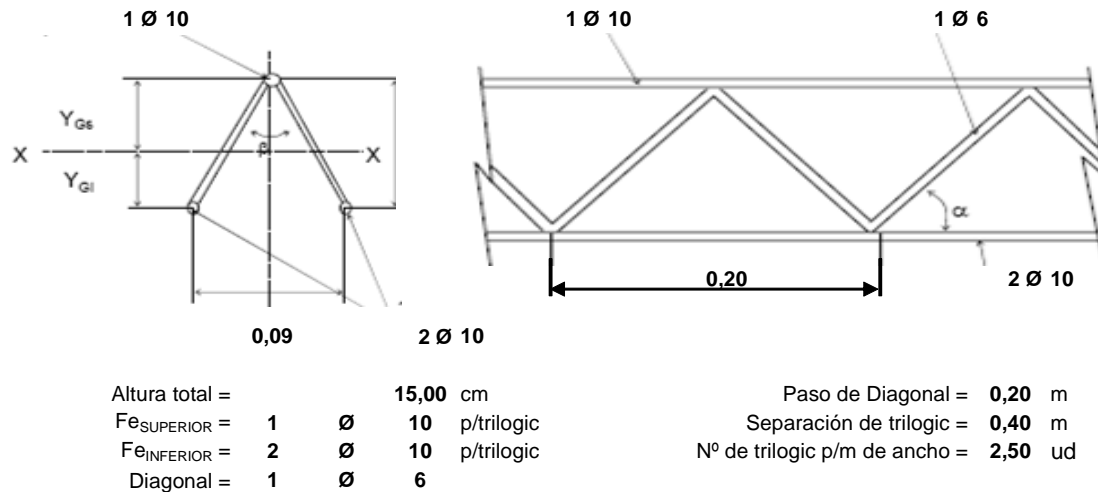


Figura 4.1. Armadura reticulada tipo "Trilogic" adoptada.

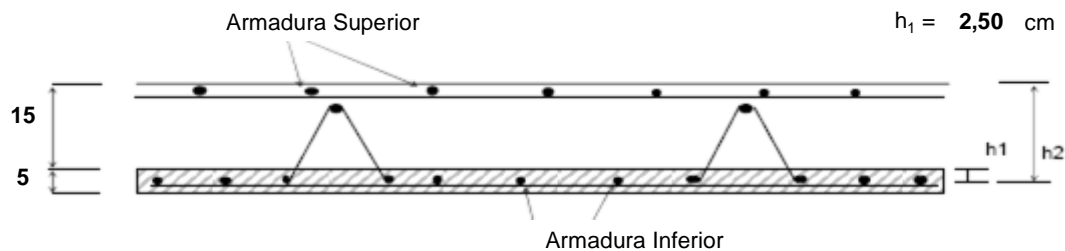


Figura 4.2. Losa de tablero y armadura resistente.

#### 4.1.3. VERIFICACIONES A REALIZAR

En la etapa constructiva se encuentran montadas las prelosas sobre las cabezas de las vigas longitudinales, con la losa de tablero hormigonada pero sin que esta provea resistencia (se considera que el hormigón de la losa no ha fraguado). Además se considera una sobre carga constructiva de 150kg/m<sup>2</sup>. Se analizan las barras que conforman el Trilogic, verificando las tensiones máximas por tracción para las barras inferiores y la barra superior y diagonales comprimidas teniendo en cuenta los efectos de segundo orden, de modo que no superen la tensión de fluencia del acero T-500 con un factor de seguridad de 1,75.

Para la etapa de servicio las solicitaciones a utilizar provienen de considerar el rodillo trasero de la aplanadora colocado en la mitad del tramo, como se describió anteriormente, más el efecto producido por la distribución transversal de cargas, obtenido del modelo numérico.

Se verificarán para el tramo las armaduras superior e inferior complementarias de la losa, contemplando la influencia de la armadura provista inicialmente por el Trilogic. Como son de tipos de aceros diferentes, deberán corregirse las resistencias a partir de los módulos de elasticidad de cada uno.

También debe realizarse la verificación de las tensiones de corte inducidas en los apoyos extremos de la losa.

## 4.2. VEREDA EN VOLADIZO

### 4.2.1. ETAPA CONSTRUCTIVA

Al igual que en la verificación del tramo, se analizan las barras que conforman el Trilogic, pero a diferencia del anterior, en este caso los esfuerzos de compresión lo sufrirán las barras longitudinales inferiores y las diagonales.

La vereda en estado constructivo se esquematiza en la Figura 4.3. En la Tabla 4.2 se muestran las solicitaciones de momentos y cortes en la sección crítica.

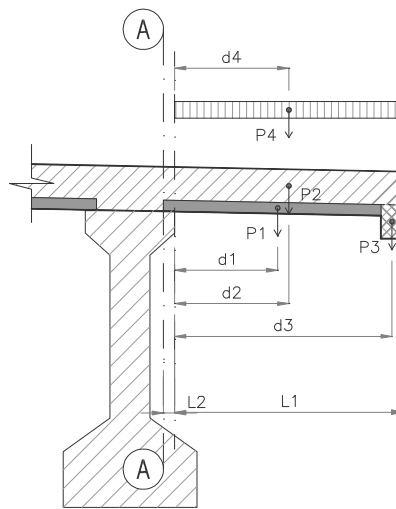


Figura 4.3. Esquema del voladizo en etapa constructiva.

Tabla 4.2. Solicitaciones en la sección de empotramiento.

Ítem	Descripción	Peso	Brazo	Momento
P1	Loseta Premoldeada	0,12	× 0,51	= 0,06 t.m
P2	Hormigón de Losa	0,37	× 0,56	= 0,21 t.m
P3	Hormigón de Goterón	0,02	× 1,11	= 0,03 t.m
P4	Sobrecarga Constructiva	0,15	× 1,11	= 0,17 t.m
<b>Total</b>		<b>= 0,66 t</b>		<b>0,46 t.m</b>

Momento Flector en la Sección A-A:  $\Rightarrow M_{A-A} = 0,46 \text{ t.m}$

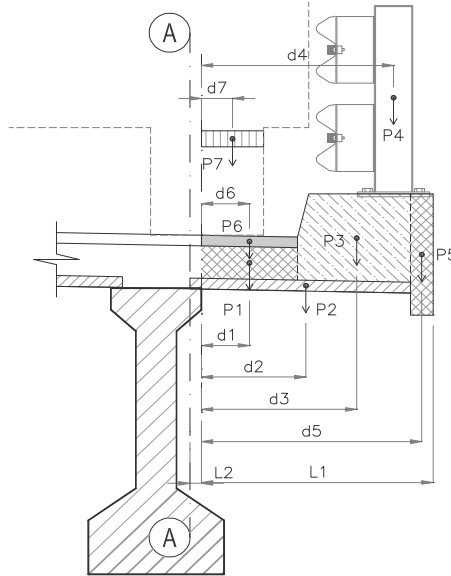
Esfuerzo de Corte en la Sección A-A:  $\Rightarrow Q_{A-A} = 0,66 \text{ t}$

### 4.2.2. ETAPA DE PUENTE EN SERVICIO

Para la etapa de servicio se considera el puente en su estado finalizado, y la aplanadora pasando con su rodillo trasero lo más cercano posible a la defensa

vehicular. Se calculan sus anchos activos para flexión y corte y se obtiene la sobrecarga distribuida a aplicar. También deberá tenerse en cuenta el momento adicional por fuerza horizontal aplicado en la baranda.

Se evalúan los momentos y cortes en la sección crítica y se determinan la armadura superior de la losa, que es la que soportará los esfuerzos en la tracción superior de la losa. Se esquematiza el voladizo en la Figura 4.4 y se muestran las solicitaciones en las Tablas 4.3 y 4.4. Las armaduras dispuestas se muestran en los planos de prelasas y tablero en el Anexo 3.



**Figura 4.4.** Esquema del voladizo en etapa de servicio.

**Tabla 4.3.** Momentos flectores en la sección de empotramiento.

**Peso Propio y Cargas Permanentes**

Ítem	Descripción	Peso	Brazo	Momento
P1	Hormigón de Losa	0,15	× 0,23	= 0,04 t.m
P2	Loseta Premoldeada	0,12	× 0,51	= 0,06 t.m
P3	Hormigón de Vereda	0,48	× 0,83	= 0,40 t.m
P4	Baranda Metálica Cincada	0,08	× 0,99	= 0,08 t.m
P5	Hormigón de Goterón	0,02	× 1,11	= 0,03 t.m
P6	Carpeta de Rodamiento	0,05	× 0,26	= 0,01 t.m
				<b>M<sub>PP</sub> = 0,61 t.m</b>

**Sobrecarga en Vereda y en Calzada**

Ítem	Descripción	Peso	Brazo	Momento
P7a	Rodillo Trasero	4,19	× 0,33	= 1,36 t.m
P8	Baranda Peatonal			= 0,07 t.m
				<b>M<sub>SC</sub> = 1,43 t.m</b>

$$M_{A-A} = M_{PP} + M_{SC} \Rightarrow M_{A-A} = 2,04 \text{ t.m}$$

**Tabla 4.4.** Esfuerzos de corte en la sección de empotramiento.

**Peso Propio y Cargas Permanentes:**

Ítem	Descripción	Corte
P1	Hormigón de Losa	0,15 t
P2	Loseta Premoldeada	0,12 t
P3	Hormigón de Vereda	0,48 t
P4	Baranda Metálica Cincada	0,08 t
P5	Hormigón de Goterón	0,02 t
P6	Carpeta de Rodamiento	0,05 t
		$Q_{PP} = 0,90 \text{ t}$

**Sobrecarga en Vereda y en Calzada:**

Ítem	Descripción	Corte
P7b	Rodillo Trasero	4,36 t
		$Q_{SC} = 4,36 \text{ t}$

$$Q_{B-B} = Q_{PP} + Q_{SC} \Rightarrow$$

$$Q_{B-B} = 5,27 \text{ t}$$

### 4.3. LOSA DE CONTINUIDAD

Se plantea un esquema estático simplemente apoyado, que tendrá aplicado momentos en los extremos, tracción longitudinal y flexión por carga puntual.

Son tres los efectos que producirán las solicitaciones en la losa de continuidad, a saber:

- Momento inducido por la rotación del tablero.
- Momento por peso de losa de continuidad y aplanadora.
- Esfuerzo de tracción por coacción y movimientos lentos.

Para el primer efecto, se calculan las rotaciones que producen los pesos propios de la viga principal y la losa de tablero, las sobrecargas y el gateo previsto para el cambio de apoyos. Se estima para este último un desplazamiento vertical de 2 cm.

En el momento de hormigonar la losa de continuidad ya se han producido las rotaciones debidas a peso propio de las vigas principales y losa de tablero. Entonces la rotación máxima en la losa de continuidad se debe al peso de la carpeta de rodamiento y otras sobrecargas permanentes y a la sobrecarga móvil. Esto es lo que se calcula para el segundo efecto.

Finalmente el esfuerzo de tracción proviene de las fuerzas horizontales por efectos de coacción y movimientos lentos.

Una vez calculados los momentos máximos y el esfuerzo de tracción se diseñan las armaduras superiores e inferiores que llevará el elemento.

Se hace la verificación de tensiones de corte en la losa y se dispone la armadura necesaria.

Se muestran los planos con la armadura dispuesta en el Anexo 3.

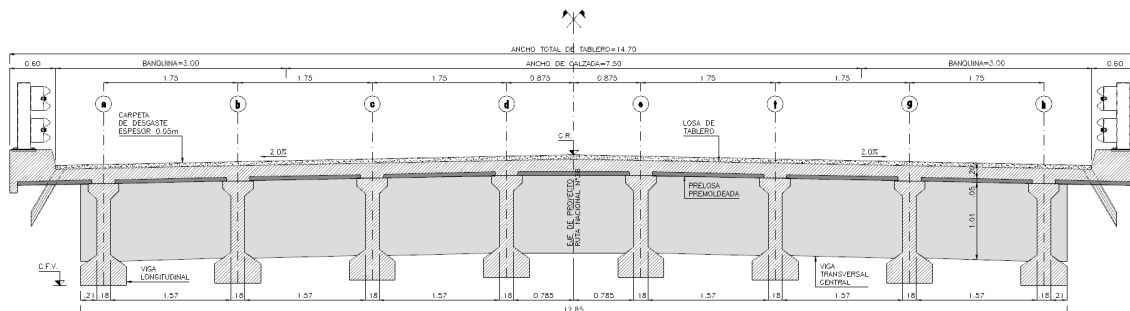
## CAPÍTULO 5. CÁLCULO DE LAS VIGAS PRINCIPALES

### 5.1. DEFINICIÓN DEL TABLERO Y SUS COMPONENTES

El perfil transversal del puente viene definido por el perfil de obra básica vial en lo que respecta a los anchos de calzada y banquetas. El ancho de vereda se especifica de 0,60m mínimo para alojar la defensa vehicular. Se muestran los datos en la Tabla 5.1. Se esquematiza en la Figura 5.1.

**Tabla 5.1.** Geometría del perfil transversal del tablero.

Longitud de vigas:	24,80 m
Longitud entre apoyos:	24,20 m
Ancho total del puente:	14,70 m
Distancia entre ejes de vigas:	1,75 m
Longitud del voladizo:	1,23 m
Ancho de calzada:	7,50 m
Ancho de banquina derecha:	3,00 m
Ancho de banquina izquierda:	3,00 m
Ancho de total de calzada:	13,50 m
Ancho de vereda total:	0,60 m
Ancho de vereda de cálculo:	0,60 m
Espesor losa de calzada:	0,20 m
Espesor losa de vereda:	0,20 m
Espesor medio carpeta de rodamiento:	0,05 m
Cantidad de vigas pretensadas:	8 Un
Peso propio de vigas pretensadas:	1,07 t/m



**Figura 5.1.** Perfil transversal del tablero del puente.

### 5.2. GEOMETRÍA DE LAS VIGAS PRINCIPALES

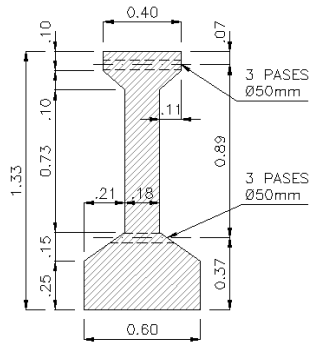
Se definió a partir de la experiencia de la consultora en puentes de similar longitud de tramo, y que corresponda a moldes corrientes de las empresas que fabrican estas vigas.



En la Figura 5.2 se muestran las secciones típicas de la viga principal. la sección de tramo es una doble T que concentra la inercia en la cabeza y en el talón de la misma, reduciéndose el espesor en el alma, ya que no aporta significativa inercia. En la zona cercana a los apoyos se define una sección de macizado para soportar los elevados esfuerzos de corte en los extremos.

### SECCIÓN CENTRAL

ESCALA: 1:20



### SECCIÓN EN APOYOS

ESCALA: 1:20

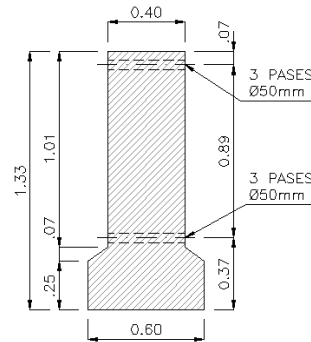


Figura 5.2. Secciones típicas de la viga principal.

### 5.3. VIGAS LONGITUDINALES EXTREMAS Y CENTRALES

El cálculo se realizó en primera instancia para las vigas longitudinales extremas, ya que son las más solicitadas debido al estado de sobrecarga móvil excéntrica. Luego se analizaron los momentos y esfuerzos de corte para las vigas centrales, y descubriendo que eran menores se redujo la sección de acero de pretensado necesaria. En la Figura 5.3 se muestra un esquema de la disposición de vigas.

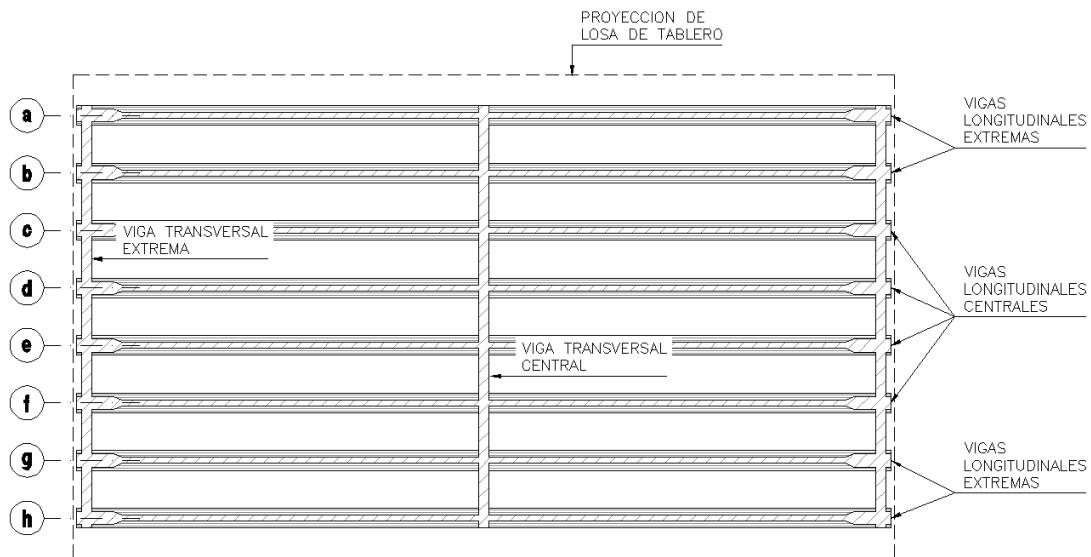


Figura 5.3. Esquema de disposición de vigas centrales y extremas.

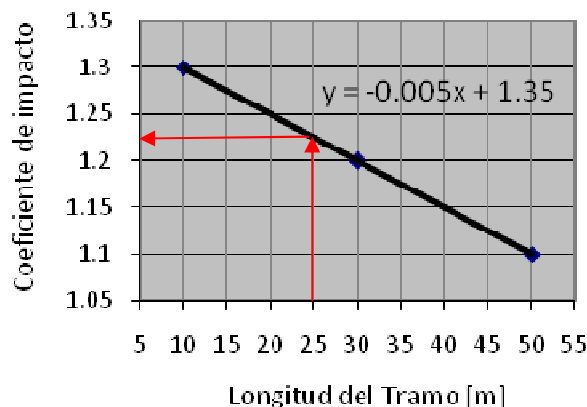
## 5.4. CÁLCULO DE SOLICITACIONES

Para la obtención de los valores de solicitaciones que someten a la viga a los estados de cargas en servicio, se realiza el análisis de cargas calculando los pesos y sobrecargas que actuarán sobre el tablero. Se muestran en la Tabla 5.2.

**Tabla 5.2.** Análisis de cargas.

	Carga total por tablero	Carga unitaria por viga
Peso propio de vigas principales:	<b>8,56</b> t/m	<b>1,07</b> t/m
Peso propio de losa + viga transversal central:	<b>7,06</b> t/m	<b>0,88</b> t/m
Sobrecarga permanente:	<b>2,55</b> t/m	<b>0,32</b> t/m
<b>Sobrecarga Movil:</b>		
Sobrecarga en vereda:	0,000 t/m <sup>2</sup>	
Multitud compacta en calzada:	0,577 t/m <sup>2</sup>	
Aplanadora tipo: <b>A-30</b> Cantidad:	2	
Coeficiente de Impacto:	1,225	
Coeficiente de reducción de aplanadoras:	1,00	
Rodillo trasero reducido (Rt):	<b>31,15</b> t	
Rodillo delantero reducido (Rd):	<b>21,32</b> t	
Sobrecarga distribuida en tablero:	9,57 t/m <sup>2</sup>	
Longitud de cálculo de viga:	24,20 m	

Para la determinación del coeficiente de impacto se graficó en la Figura 5.4 la fórmula definida en las bases de diseño y se obtuvo el valor correspondiente para un luz de 25,00m. De esta manera se obtuvo el valor de 1,225 para el coeficiente de impacto.



**Figura 5.4.** Coeficiente de impacto.

Una vez obtenidas las cargas se realizó el análisis estructural correspondiente a una distribución de cargas uniformes, arrojando los resultados que se muestran en la Tabla 5.3.

**Tabla 5.3.** Solicitaciones debido a la distribución uniforme de la sobrecarga móvil.

**Momentos Flectores**

Sección	Dist. [m]	M1 [tm]	M2 [tm]	M3 [tm]	M4 [tm]	Mtotal [tm]
Apoyo	0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
1	1,00	12,4	10,2	3,7	19,8	46,2
2	3,03	34,3	28,2	10,2	54,7	127,4
3	6,05	58,7	48,4	17,5	93,5	218,1
4	9,08	73,4	60,5	21,9	116,3	272,1
5	12,10	78,3	64,6	23,3	123,3	289,5

**Esfuerzos de Corte**

Sección	Dist. [m]	Q1 [t]	Q2 [t]	Q3 [t]	Q4 [t]	Qtotal [t]
Apoyo	0,00	12,9	10,7	3,9	20,7	48,2
1	1,00	11,9	9,8	3,5	19,2	44,4
2	3,03	9,7	8,0	2,9	16,3	36,9
3	6,05	6,5	5,3	1,9	11,8	25,6
4	9,08	3,2	2,7	1,0	7,4	14,3
5	12,10	0,0	0,0	0,0	2,9	2,9

Referencias:

- Q1, M1: Peso propio de la viga pretensada
- Q2, M2: Carga permanente de la losa del tablero
- Q3, M3: Sobrecarga permanente de vereda, cenefa y defensa
- Q4, M4: Sobrecarga móvil según Reglamento D.N.V.

**5.4.1. MODELO NUMÉRICO DEL TABLERO**

El modelo numérico del tablero se realizó mediante un emparillado plano de barras con las propiedades geométricas y de inercia que se indican a continuación.

La barra correspondiente a las vigas principales se definió a partir de la geometría descrita anteriormente, afectando la inercia alrededor de su eje principal, la constante torsional y el área de corte en virtud del comportamiento conjunto viga-losa. Se muestran en las Figuras 5.5 y 5.6 dichos valores.

Section Name			
VLO-h=1.33-			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.4089	Section modulus about 3 axis	0.0973
Torsional constant	8.859E-03	Section modulus about 2 axis	0.0219
Moment of Inertia about 3 axis	0.0763	Plastic modulus about 3 axis	0.1523
Moment of Inertia about 2 axis	6.577E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.0409
Shear area in 2 direction	0.2386	Radius of Gyration about 3 axis	0.432
Shear area in 3 direction	0.3733	Radius of Gyration about 2 axis	0.1268

Figura 5.5. Propiedades de la viga principal.

Property/Stiffness Modifiers for Analysis	
Cross-section (axial) Area	1
Shear Area in 2 direction	1.15
Shear Area in 3 direction	1
Torsional Constant	1.713
Moment of Inertia about 2 axis	1
Moment of Inertia about 3 axis	2.751
Mass	1
Weight	0

Figura 5.6. Factores de ajuste para modelar el conjunto viga-losa.

El emparrillado plano queda arriostrado transversalmente mediante tres elementos de barra. Son las vigas transversales y se ubican una en cada extremo como elemento rectangular y una en el centro del tramo como viga T invertida. Sus propiedades geométricas y de inercia se indican en las Figuras 5.7 y 5.8 a continuación.

Section Name			
VTR-0.30x1.00-			
Properties			
Cross-section (axial) area	0.3	Section modulus about 3 axis	0.05
Torsional constant	7.300E-03	Section modulus about 2 axis	0.015
Moment of Inertia about 3 axis	0.025	Plastic modulus about 3 axis	0.075
Moment of Inertia about 2 axis	2.250E-03	Plastic modulus about 2 axis	0.0225
Shear area in 2 direction	0.25	Radius of Gyration about 3 axis	0.2987
Shear area in 3 direction	0.25	Radius of Gyration about 2 axis	0.0866

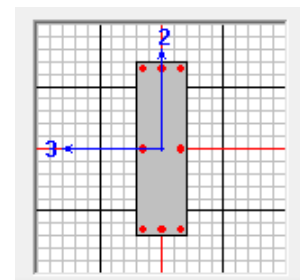


Figura 5.7. Propiedades de las vigas transversales extremas.

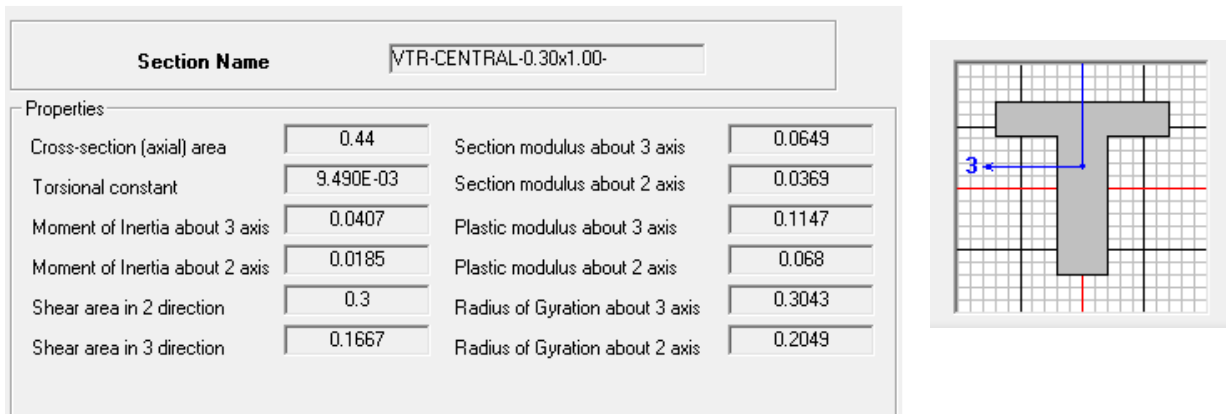


Figura 5.8. Propiedades de la viga transversal central.

En forma complementaria se disponen de elementos transversales de barra de inercia reducida que modelan la losa de tablero. La cantidad y dimensiones de estos elementos resultan de dividir al tramo en 10 partes iguales. Sus propiedades de se indican en la Figura 5.9.

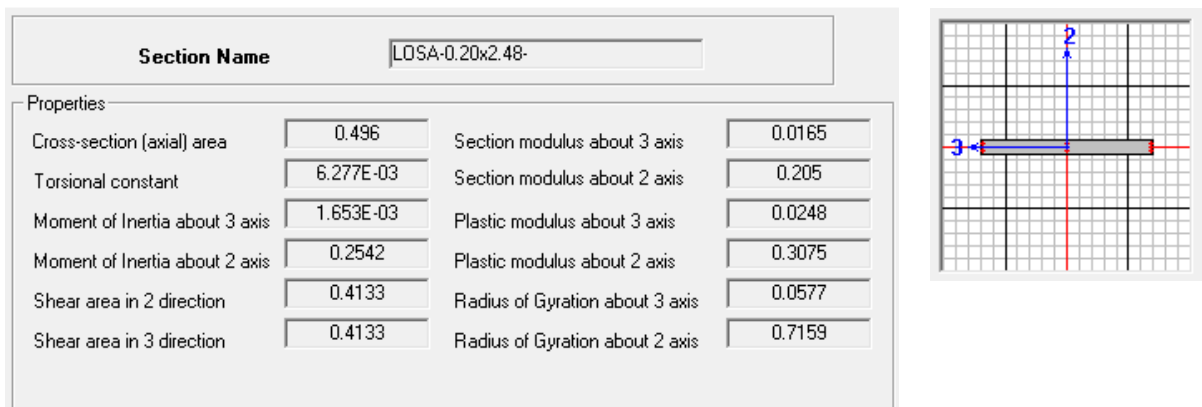
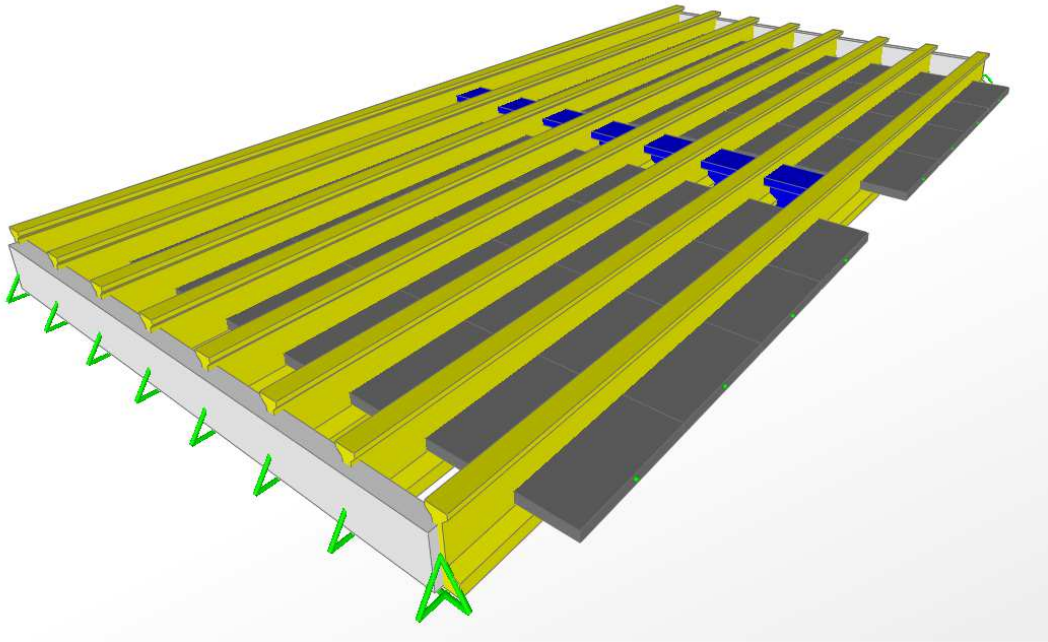


Figura 5.9. Propiedades de los elementos de losa.

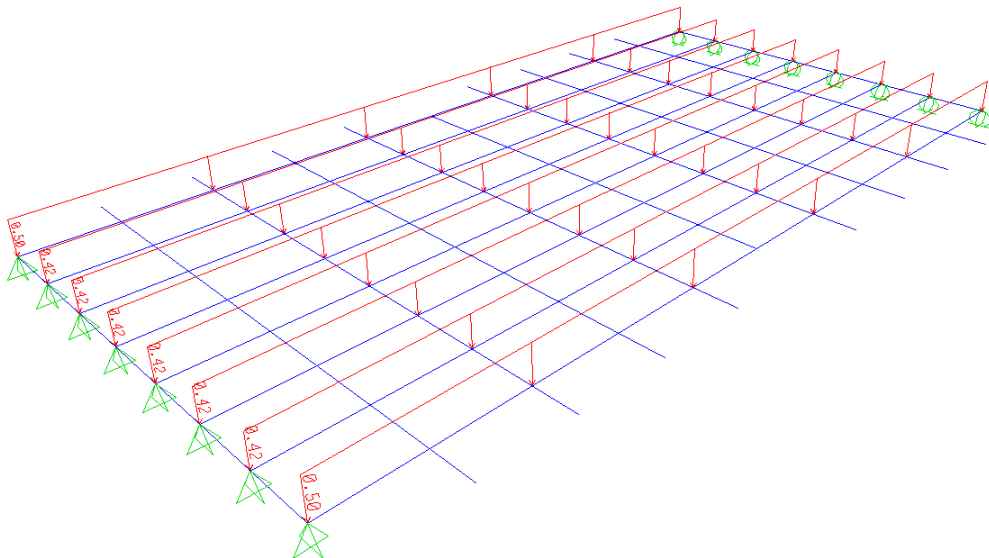
Con todos estos elementos queda definido el modelo numérico, representado en la Figura 5.10. Al adoptar un esquema estático para el tramo, los nudos extremos de las vigas principales deben tener restringidos sus desplazamientos.



**Figura 5.10.** Modelo numérico de emparrillado del tablero.

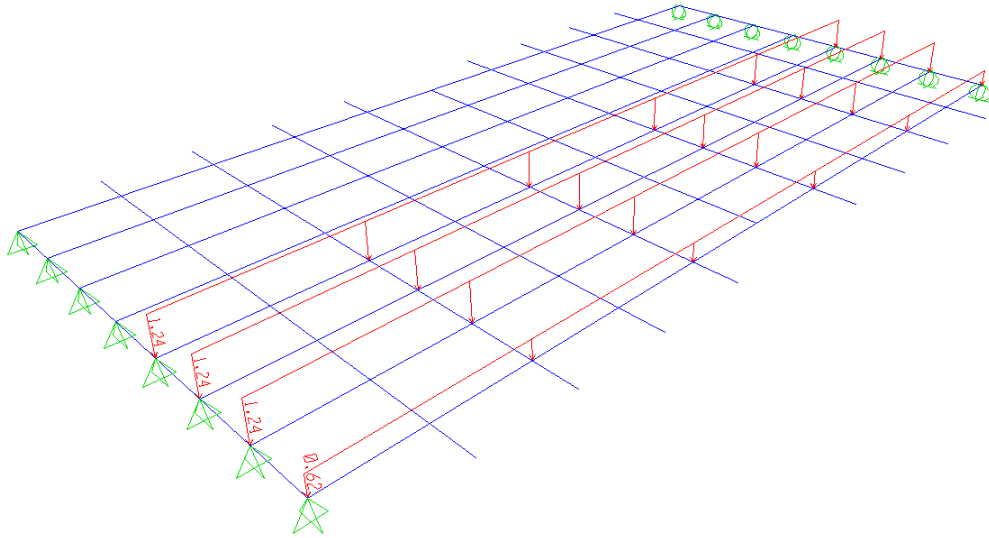
#### 5.4.2. CARGAS EN EL MODELO NUMÉRICO

De acuerdo a lo definido anteriormente, se cargó el modelo con los distintos estados de carga en servicio del puente. En las Figuras 5.11 a 5.18 se muestran las sollicitaciones ingresadas.

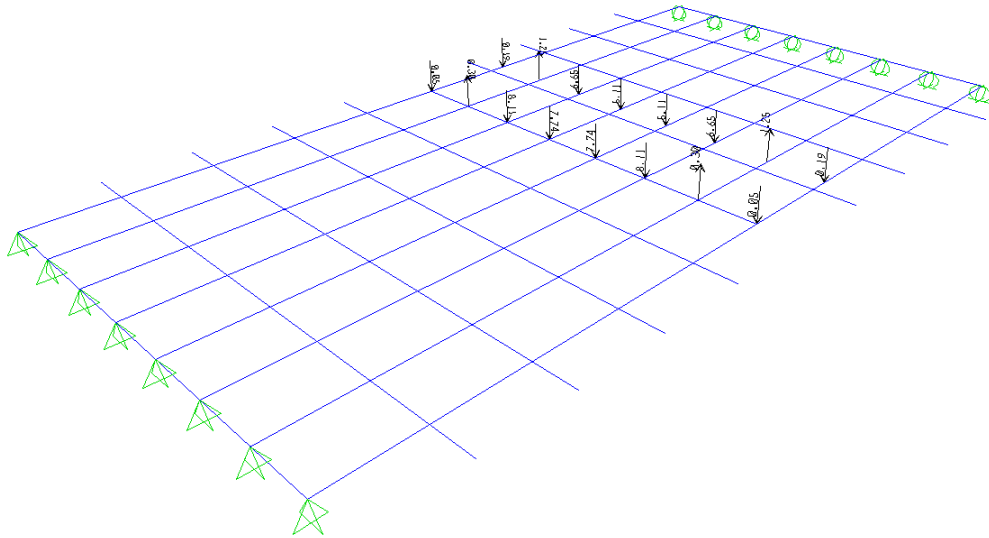


**Figura 5.11.** Peso de carpeta de rodamiento.





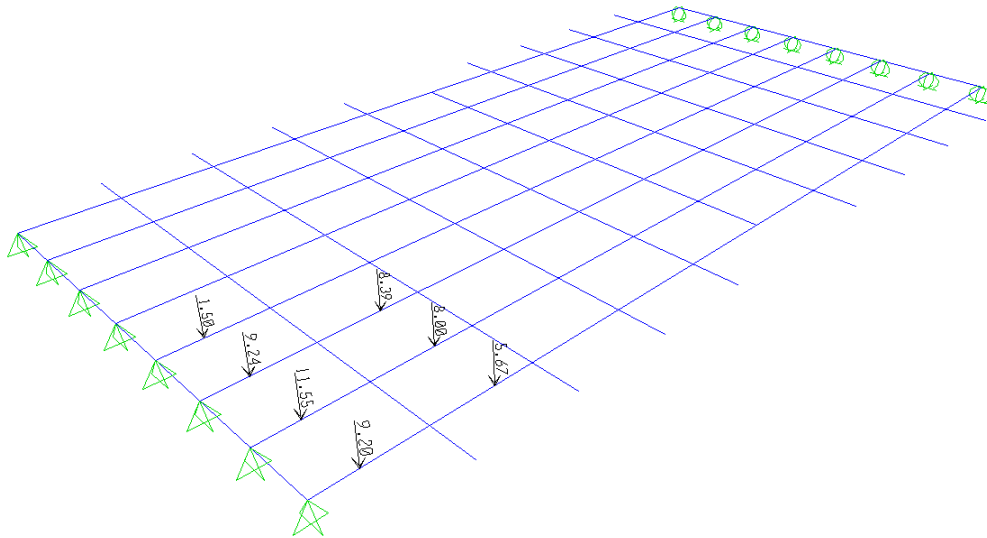
**Figura 5.14.** Multitud compacta sobre mitad de calzada.



**Figura 5.15.** Aplanadora centrada en L/2.



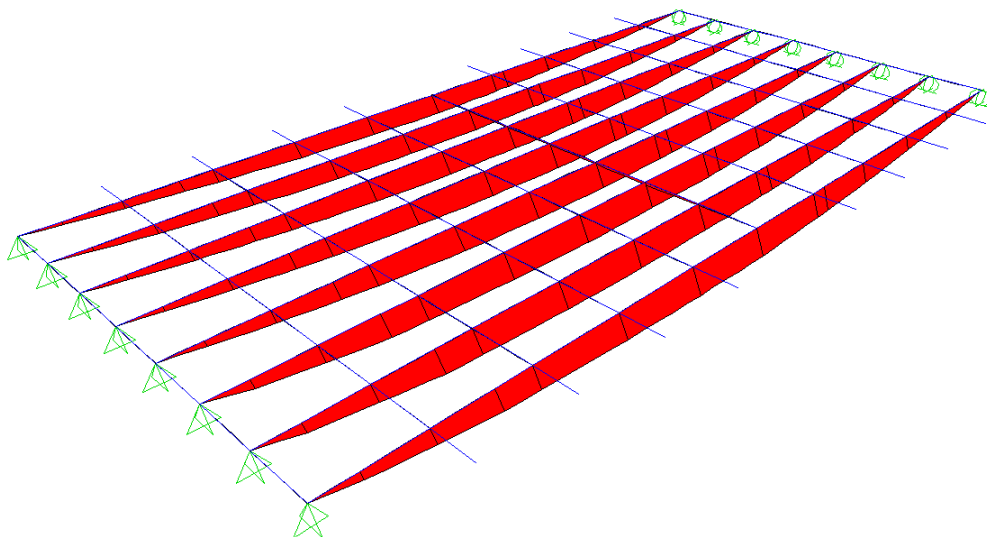




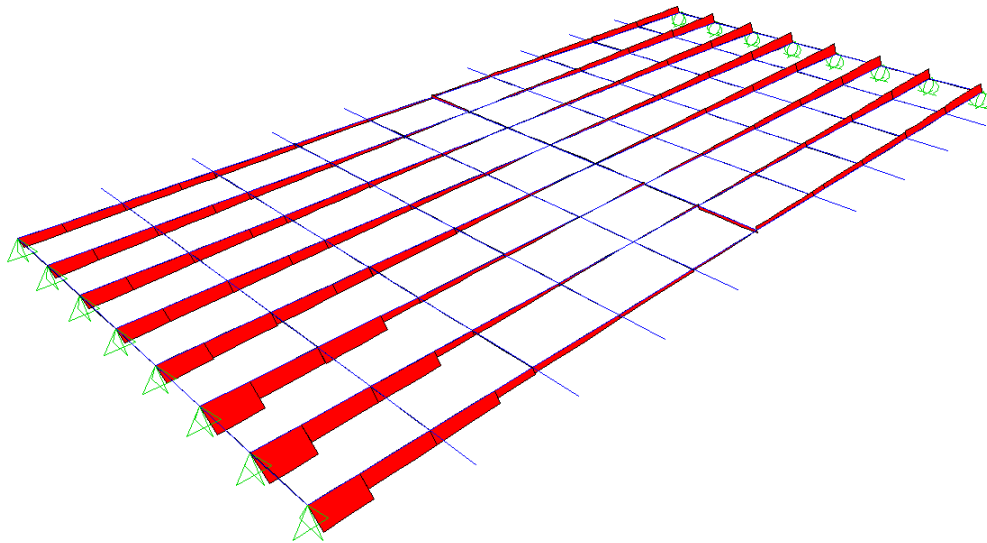
**Figura 5.18.** Aplanadora excéntrica en  $L=0$ .

### 5.4.3. COEFICIENTE DE MAYORACIÓN POR CARGAS EXCÉNTRICAS

Para esto se extraen del modelo los valores de máximo momento y corte para las combinaciones de carga que producen las máximas sollicitaciones, y se las compara con los valores obtenidos de la distribución uniforme. Los diagramas se muestran en las Figuras 5.19 y 5.20.



**Figura 5.19.** Máximos momentos flectores (Estado de aplanadora excéntrica en  $L/2$  y multitud en mitad de calzada).



**Figura 5.20.** Máximos esfuerzos de corte (Estado de aplanadora excéntrica en L=0 y multitud en mitad de calzada).

De este modo los valores quedan:

$$\text{Coef. de mayoración (M4)} = 48,2 \text{ Tnm} / 23,3 \text{ Tnm} = 2,1(\text{Cordones y barandas})$$

$$\text{Coef. de mayoración (M3)} = 181,8 \text{ Tnm} / 123,3 \text{ Tnm} = 1,5(\text{Sobrecarga})$$

$$\text{Coef. de mayoración (Q4)} = 9,2 \text{ Tn} / 3,9 \text{ Tn} = 2,4(\text{Cordones y barandas})$$

$$\text{Coef. de mayoración (Q3)} = 30,4 \text{ Tn} / 20,7 \text{ Tn} = 1,5(\text{Sobrecarga})$$

Y los valores de momento de distribución uniforme quedan incrementados como se muestra en la Tabla 5.4 a continuación.

**Tabla 5.4.** Solicitaciones incrementadas por sobrecarga móvil excéntrica.

**Momentos Flectores**

Sección	Dist. [m]	M1 [tm]	M2 [tm]	M3 [tm]	M4 [tm]	Mtotal [tm]
Apoyo	0,00	0,0	0,0	<b>0,0</b>	<b>0,0</b>	0,0
1	1,00	12,4	10,2	<b>7,6</b>	<b>29,3</b>	59,5
2	3,03	34,3	28,2	<b>21,1</b>	<b>80,6</b>	164,2
3	6,05	58,7	48,4	<b>36,1</b>	<b>137,8</b>	281,1
4	9,08	73,4	60,5	<b>45,1</b>	<b>171,5</b>	350,6
5	12,10	78,3	64,6	<b>48,2</b>	<b>181,8</b>	372,8

### Esfuerzos de Corte

Sección	Dist. [m]	Q1 [t]	Q2 [t]	Q3 [t]	Q4 [t]	Qtotal [t]
Apoyo	0,00	12,9	10,7	<b>9,2</b>	<b>30,4</b>	63,2
1	1,00	11,9	9,8	<b>8,5</b>	<b>28,2</b>	58,4
2	3,03	9,7	8,0	<b>6,9</b>	<b>23,9</b>	48,5
3	6,05	6,5	5,3	<b>4,6</b>	<b>17,4</b>	33,8
4	9,08	3,2	2,7	<b>2,3</b>	<b>10,8</b>	19,1
5	12,10	0,0	0,0	<b>0,0</b>	<b>4,3</b>	4,3

Referencias:

- Q1, M1: Peso propio de la viga pretensada
- Q2, M2: Carga permanente de la losa del tablero
- Q3, M3: Sobrecarga permanente de vereda, cenefa y defensa
- Q4, M4: Sobrecarga móvil según Reglamento D.N.V.

### 5.5. VERIFICACIÓN SECCIONAL

Habiendo obtenido los resultados del análisis por sobrecarga uniforme y su incremento por excentricidad, se procede a realizar la verificación tensional de la viga. Se toman como tensiones de verificación del hormigón las que especifican en el Capítulo 26 del Reglamento CIRSOC 201-82. Estas tensiones admisibles se listan en la Tabla 5.5 y son las correspondientes al hormigón H-30 de las vigas para las Etapas 4 a 6, y un hormigón con resistencia equivalente al 70% de la resistencia del H-30 a 28 días para las Etapas 1 a 3 (esfuerzos temporarios durante la compresión). Se verificarán las mismas en 5 secciones, listadas en la Tabla 5.6.

**Tabla 5.5.** Tensiones de verificación.

Estado		Tensión admisible [kg/cm <sup>2</sup> ]
Compresión	Bajo la acción de cargas permanentes, móviles y adicionales	140
	Para esfuerzos temporarios producidos durante la compresión	160
Tracción por Flexión	Bajo la acción de cargas permanentes, móviles y adicionales	36
	Para esfuerzos temporarios producidos durante la compresión	22

**Tabla 5.6.** Secciones de verificación.

Sección	Dist. [m]
Apoyo	0,00
1	1,00
2	3,03
3	6,05
4	9,08
5	12,10

A continuación, en las Tablas 5.7 a 5.11, se muestran las tensiones resultantes y su verificación para cada una de las secciones.

**Tabla 5.7.** Verificación de Sección 1 (Apoyo, L=0,00m).

<b>Etap</b>	<b>Sección</b>	<b>Borde de Viga</b>	<b>Tensión Resultante [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Tensión Admisible [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Verificación</b>
1	1	Superior	-15	> -22	Verifica
		Inferior	44	< 160	Verifica
2		Superior	-7	> -22	Verifica
		Inferior	35	< 160	Verifica
3		Superior	-7	> -22	Verifica
		Inferior	35	< 160	Verifica
4		Superior	-5	< 140	Verifica
		Inferior	28	> -36	Verifica
5		Superior	-1	< 140	Verifica
		Inferior	22	> -36	Verifica
6		Superior	1	< 140	Verifica
		Inferior	17	> -36	Verifica

**Tabla 5.8.** Verificación de Sección 2 (L=1,00m).

<b>Etap</b>	<b>Sección</b>	<b>Borde de Viga</b>	<b>Tensión Resultante [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Tensión Admisible [kg/cm<sup>2</sup>]</b>	<b>Verificación</b>
1	2	Superior	-8	> -22	Verifica
		Inferior	88	< 160	Verifica
2		Superior	22	> -22	Verifica
		Inferior	64	< 160	Verifica
3		Superior	22	> -22	Verifica
		Inferior	64	< 160	Verifica
4		Superior	26	< 140	Verifica
		Inferior	45	> -36	Verifica
5		Superior	35	< 140	Verifica
		Inferior	26	> -36	Verifica
6		Superior	42	< 140	Verifica
		Inferior	12	> -36	Verifica

**Tabla 5.9.** Verificación de Sección 3 (L=6,05m).

Etapa	Sección	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión Admisible [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verificación
1	3	Superior	5	> -22	Verifica
		Inferior	119	< 160	Verifica
2		Superior	55	> -22	Verifica
		Inferior	79	< 160	Verifica
3		Superior	55	> -22	Verifica
		Inferior	79	< 160	Verifica
4		Superior	62	< 140	Verifica
		Inferior	51	> -36	Verifica
5		Superior	78	< 140	Verifica
		Inferior	18	> -36	Verifica
6		Superior	89	< 140	Verifica
		Inferior	-5	> -36	Verifica

**Tabla 5.10.** Verificación de Sección 4 (L=9,08m).

Etapa	Sección	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión Admisible [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verificación
1	4	Superior	18	> -22	Verifica
		Inferior	118	< 160	Verifica
2		Superior	80	> -22	Verifica
		Inferior	71	< 160	Verifica
3		Superior	80	> -22	Verifica
		Inferior	71	< 160	Verifica
4		Superior	89	< 140	Verifica
		Inferior	38	> -36	Verifica
5		Superior	109	< 140	Verifica
		Inferior	-2	> -36	Verifica
6		Superior	122	< 140	Verifica
		Inferior	-30	> -36	Verifica

**Tabla 5.11.** Verificación de Sección 5 (Centro de tramo, L=12,10m).

Etapa	Sección	Borde de Viga	Tensión Resultante [kg/cm <sup>2</sup> ]	Tensión Admisible [kg/cm <sup>2</sup> ]	Verificación
1	5	Superior	22	> -22	Verifica
		Inferior	126	< 160	Verifica
2		Superior	87	> -22	Verifica
		Inferior	76	< 160	Verifica
3		Superior	87	> -22	Verifica
		Inferior	76	< 160	Verifica
4		Superior	97	< 140	Verifica
		Inferior	41	> -36	Verifica
5		Superior	118	< 140	Verifica
		Inferior	-3	> -36	Verifica
6		Superior	133	< 140	Verifica
		Inferior	-31	> -36	Verifica

## 5.6. CABLES DE PRETENSADO Y ARMADURA PASIVA

Para calcular la cantidad de cables se hará un análisis simplificado, dimensionando para el momento máximo y el límite de fluencia del acero de pretensado.

$$M_n = 1,75 M_u = 1,75 \cdot 372,8 \text{ tm} = 652,4 \text{ tm}$$

$$F = M_n / h_{\text{viga}} = 652,4 \text{ tm} / 1,33 \text{ m} = 490,5 \text{ t}$$

$$A_{\text{nec}} = F / \sigma_f = 490,5 \text{ t} / 17 \text{ t/cm}^2 = 28,9 \text{ cm}^2$$

$$N = A_{\text{nec}} / \emptyset_{\text{cord}} = 28,9 \text{ cm}^2 / 0,987 \text{ cm}^2/\text{cordón } 1/2" = 29,3 \text{ cordones } 1/2"$$

donde  $M_n$  es el momento nominal;  $M_u$  el momento último correspondiente al centro del tramo para la etapa de servicio;  $F$  es la fuerza debida al momento máximo;  $A_{\text{nec}}$  es el área necesaria de pretensado;  $\sigma_f$  es la tensión de fluencia del acero de pretensado;  $N$  es el número resultante de cordones.

Como se indicó anteriormente, la armadura pasiva colabora en conjunto con la armadura de tesado para absorber los esfuerzos de flexión. Se muestran a continuación los valores finales de armadura de flexión, y la armadura correspondiente a absorber los esfuerzos de corte. Se realizó un cálculo para cada sección de verificación, que se muestra en las Tablas 5.12 a 5.16.

**Tabla 5.12.** Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 1 (Apoyo, L=0,00m).

Etapa 6: Pret. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Pret. 2° Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 13,8 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 20,35 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{r \text{ int}} = 11,12 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 0,00 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 15,1 \text{ kg/cm}^2$	$\text{tg } \delta = 0,47$	$Fe_{int} = 10,59 \text{ cm}^2/\text{m}$	$sp_{inf} = 0,00 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_1 = -8,2 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 9,10 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 23,3 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: <b>Ø 10 c/ 10</b> Adicional: <b>Ø 0 c/ 30</b>	Se adopta: <b>Ø 10 c/ 10</b> Adicional: <b>Ø 0 c/ 30</b>	Se adopta: <b>4 Ø 16</b>	Se adopta: <b>5 Ø 12</b>
$Fe_{est \text{ nec}} = 9,10 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$Fe_{est \text{ nec}} = 10,59 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$As_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$ $As_{adop} = 8,04 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>	$As_{nec} = 3,36 \text{ cm}^2$ $As_{adop} = 5,65 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>

**Tabla 5.13.** Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 2 (L=1,00m).

Etapa 6: Pret. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Pret. 2° Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 24,0 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 36,88 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{r \text{ int}} = 9,43 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 0,00 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 43,9 \text{ kg/cm}^2$	$\text{tg } \delta = 0,71$	$Fe_{int} = 8,98 \text{ cm}^2/\text{m}$	$sp_{inf} = 0,00 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_1 = -10,6 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 11,18 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 54,4 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: <b>Ø 10 c/ 10</b> Adicional: <b>Ø 0 c/ 30</b>	Se adopta: <b>Ø 10 c/ 10</b> Adicional: <b>Ø 0 c/ 30</b>	Se adopta: <b>4 Ø 16</b>	Se adopta: <b>4 Ø 12</b>
$Fe_{est \text{ nec}} = 11,18 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$Fe_{est \text{ nec}} = 8,98 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe_{est \text{ adop}} = 15,71 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$As_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$ $As_{adop} = 8,04 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>	$As_{nec} = 0,59 \text{ cm}^2$ $As_{adop} = 4,52 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>

**Tabla 5.14.** Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 3 (L=6,05m).

Etapa 6: Pret. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Pret. 2° Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 16,7 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 25,61 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{r \text{ int}} = 6,72 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 0,91 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 65,2 \text{ kg/cm}^2$	$\text{tg } \delta = 0,58$	$Fe_{int} = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$	$sp_{inf} = 0,38 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_1 = -4,0 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 69,2 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: <b>Ø 10 c/ 15</b> Adicional: <b>Ø 0 c/ 30</b>	Se adopta: <b>Ø 10 c/ 15</b> Adicional: <b>Ø 0 c/ 30</b>	Se adopta: <b>4 Ø 16</b>	Se adopta: <b>4 Ø 12</b>
$Fe_{est \text{ nec}} = 6,35 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe_{est \text{ adop}} = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$Fe_{est \text{ nec}} = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ $Fe_{est \text{ adop}} = 10,47 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$As_{nec} = 0,38 \text{ cm}^2$ $As_{adop} = 8,04 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>	$As_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$ $As_{adop} = 4,52 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>



**Tabla 5.15.** Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 4 (L=9,08m).

Etapa 6: Pret. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Pret. 2° Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 9,3 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 14,33 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{r \text{ int}} = 4,01 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 23,08 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 70,0 \text{ kg/cm}^2$	$tg \delta = 0,40$	$Fe_{int} = 3,82 \text{ cm}^2/\text{m}$	$sp_{inf} = 9,62 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_I = -1,2 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 71,2 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: $\varnothing 8 \text{ c/15}$	Se adopta: $\varnothing 8 \text{ c/15}$ Adicional: $\varnothing 0 \text{ c/30}$	Se adopta: $4 \varnothing 20$	Se adopta: $4 \varnothing 12$
$Fe_{est \text{ nec}} = 2,46 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est \text{ nec}} = 3,82 \text{ cm}^2/\text{m}$	$As_{nec} = 9,62 \text{ cm}^2$	$As_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$
$Fe_{est \text{ adop}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$Fe_{est \text{ adop}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$As_{adop} = 12,57 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>	$As_{adop} = 4,52 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>

**Tabla 5.16.** Armadura pasiva de flexión y corte en la Sección 4 (Centro, L=12,10m).

Etapa 6: Pret. Inicial + Pérd. Etapa 1 + P.P. de Viga + Carga Perm. Losa + Pret. 2° Etapa + Pérd. Etapa 2 + Sobrec. Perm. + 100% Sobrecarga Móvil				
Verificación de Corte en Servicio	Verificación de Corte en Rotura	Verificación de Corte en Interfase Viga-	Cálculo de Armaduras Pasivas	
			Armadura Inferior	Armadura Superior
$\tau_{xy} = 2,0 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{rot} = 3,05 \text{ kg/cm}^2$	$\tau_{r \text{ int}} = 1,32 \text{ kg/cm}^2$	$Za_{inf} = 23,96 \text{ t}$	$Za_{sup} = 0,00 \text{ t}$
$\sigma_x = 75,2 \text{ kg/cm}^2$	$tg \delta = 0,40$	$Fe_{int} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$	$sp_{inf} = 9,98 \text{ cm}^2$	$Asp_{sup} = 0,00 \text{ cm}^2$
$\sigma_I = -0,1 \text{ kg/cm}^2$	$Fe_{est} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{m}$			
$\sigma_{II} = 75,3 \text{ kg/cm}^2$				

Armadura de Corte	En Interfase	Armadura Inferior	Armadura Superior
Se adopta: $\varnothing 8 \text{ c/15}$	Se adopta: $\varnothing 8 \text{ c/15}$ Adicional: $\varnothing 0 \text{ c/30}$	Se adopta: $4 \varnothing 20$	Se adopta: $4 \varnothing 12$
$Fe_{est \text{ nec}} = 0,52 \text{ cm}^2/\text{m}$	$Fe_{est \text{ nec}} = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$	$As_{nec} = 9,98 \text{ cm}^2$	$As_{nec} = 0,00 \text{ cm}^2$
$Fe_{est \text{ adop}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$Fe_{est \text{ adop}} = 6,70 \text{ cm}^2/\text{m}$ <i>Verifica</i>	$As_{adop} = 12,57 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>	$As_{adop} = 4,52 \text{ cm}^2$ <i>Verifica</i>

## 5.7. VERIFICACIÓN A ROTURA EN ESTADO LÍMITE ÚLTIMO

Para la verificación a rotura en estado último se han verificado las mismas 5 secciones. En las Tablas 5.17 a 5.21 se muestran dichas verificaciones. La fórmula a verificar es la siguiente:

$$M_u < 1,75 M_n$$

donde  $M_u$  es el momento último que proviene de análisis estructural y  $M_n$  es el momento nominal resistente que provee la armadura pasiva y de pretensado. Debe verificarse un coeficiente de seguridad de 1,75.

**Tabla 5.17.** Verificación en Estado Límite Último en Sección 1 (Apoyo, L=0,00m).

**Sección 1**

A° Pretensado	0 Ø	1/2	" = 0	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,19	=	0,0 tm
A° Pretensado	0 Ø	1/2	" = 0	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,25	=	0,0 tm
A° Pretensado	0 Ø	1/2	" = 0	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,31	=	0,0 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2	" = 8	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,37	=	183,9 tm
A° Inferior Pasiva	4 Ø	16	= 4	×	2,011 cm <sup>2</sup>	×	4,2 t/m <sup>2</sup>	×	1,41	=	47,5 tm
A° Superior Pasiva	5 Ø	12	= 5	×	1,131 cm <sup>2</sup>	×	4,2 t/m <sup>2</sup>	×	1,27	=	30,2 tm
											M <sub>RESISTENTE</sub> = 261,5 tm
											M <sub>SOLICITANTE</sub> = 59,5 tm
											Coef. Seg. = 4,39 > 1,75 <b>Verifica</b>

**Tabla 5.18.** Verificación en Estado Límite Último en Sección 2 (L=1,00m).

**Sección 2**

A° Pretensado	0 Ø	1/2	" = 0	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,19	=	0,0 tm
A° Pretensado	0 Ø	1/2	" = 0	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,25	=	0,0 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2	" = 8	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,31	=	175,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2	" = 8	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,37	=	183,9 tm
A° Inferior Pasiva	4 Ø	16	= 4	×	2,011 cm <sup>2</sup>	×	4,2 t/m <sup>2</sup>	×	1,41	=	47,5 tm
A° Superior Pasiva	4 Ø	12	= 4	×	1,131 cm <sup>2</sup>	×	4,2 t/m <sup>2</sup>	×	1,27	=	24,1 tm
											M <sub>RESISTENTE</sub> = 431,3 tm
											M <sub>SOLICITANTE</sub> = 164,2 tm
											Coef. Seg. = 2,63 > 1,75 <b>Verifica</b>

**Tabla 5.19.** Verificación en Estado Límite Último en Sección 3 (L=6,05m).

**Sección 3**

A° Pretensado	0 Ø	1/2	" = 0	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,19	=	0,0 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2	" = 8	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,25	=	167,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2	" = 8	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,31	=	175,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2	" = 8	×	0,987 cm <sup>2</sup>	×	17,0 t/m <sup>2</sup>	×	1,37	=	183,9 tm
A° Inferior Pasiva	4 Ø	16	= 4	×	2,011 cm <sup>2</sup>	×	4,2 t/m <sup>2</sup>	×	1,41	=	47,5 tm
A° Superior Pasiva	4 Ø	12	= 4	×	1,131 cm <sup>2</sup>	×	4,2 t/m <sup>2</sup>	×	1,27	=	24,1 tm
											M <sub>RESISTENTE</sub> = 599,1 tm
											M <sub>SOLICITANTE</sub> = 281,1 tm
											Coef. Seg. = 2,13 > 1,75 <b>Verifica</b>

**Tabla 5.20.** Verificación en Estado Límite Último en Sección 4 (L=9,08m).

**Sección 4**

A° Pretensado	2 Ø	1/2 "	=	2	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,19	=	39,9 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2 "	=	8	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,25	=	167,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2 "	=	8	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,31	=	175,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2 "	=	8	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,37	=	183,9 tm
A° Inferior Pasiva	4 Ø	20	=	4	x	3,142 cm <sup>2</sup>	x	4,2 t/m <sup>2</sup>	x	1,41	=	74,2 tm
A° Superior Pasiva	4 Ø	12	=	4	x	1,131 cm <sup>2</sup>	x	4,2 t/m <sup>2</sup>	x	1,27	=	24,1 tm
												M <sub>RESISTENTE</sub> = 665,8 tm
												M <sub>SOLICITANTE</sub> = 350,6 tm
												Coef. Seg. = 1,90 > 1,75 <b>Verifica</b>

**Tabla 5.21.** Verificación en Estado Límite Último en Sección 5 (Centro, L=12,10m).

**Sección 5**

A° Pretensado	4 Ø	1/2 "	=	4	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,19	=	79,9 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2 "	=	8	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,25	=	167,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2 "	=	8	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,31	=	175,8 tm
A° Pretensado	8 Ø	1/2 "	=	8	x	0,987 cm <sup>2</sup>	x	17,0 t/m <sup>2</sup>	x	1,37	=	183,9 tm
A° Inferior Pasiva	4 Ø	20	=	4	x	3,142 cm <sup>2</sup>	x	4,2 t/m <sup>2</sup>	x	1,41	=	74,2 tm
A° Superior Pasiva	4 Ø	12	=	4	x	1,131 cm <sup>2</sup>	x	4,2 t/m <sup>2</sup>	x	1,27	=	24,1 tm
												M <sub>RESISTENTE</sub> = 705,7 tm
												M <sub>SOLICITANTE</sub> = 372,8 tm
												Coef. Seg. = 1,89 > 1,75 <b>Verifica</b>

## 5.8. CÁLCULO DE PÉRDIDAS DE PRETENSADO

Se determinan las pérdidas de acuerdo a lo especificado por el reglamento CIRSOC 201-82.

### 5.8.1. PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR RETRACCIÓN

La retracción es la deformación que sufre una pieza de hormigón por movimientos del agua no fijada químicamente al gel de cemento. Aunque el fenómeno más conocido es la pérdida de agua con la consiguiente disminución de volumen, existe también el fenómeno opuesto denominado hinchamiento o expansión.

Obviamente, desde el punto de vista práctico interesa solamente la retracción que se produce desde el momento del tesado hasta el momento en que se desea conocer el pretensado efectivo.

Las variables que intervienen en la evaluación del acortamiento por retracción son muchas, y el reglamento CIRSOC considera la siguiente fórmula para su cálculo:

$$\epsilon_{s,t} = \epsilon_{s,0} (k_{s,t} - k_{s,t0})$$

donde  $\varepsilon_{s,t}$  es el acortamiento total;  $\varepsilon_{s,0}$  es el valor básico de la retracción, de tabla;  $k_{s,t}$  un factor función de la edad efectiva del hormigón al aplicar el pretensado, de tabla;  $k_{s,t0}$  es un factor función de la edad del hormigón al momento de hormigonar la losa, de tabla.

Luego para obtener la tensión perdida por retracción se debe multiplicar la deformación calculada por el módulo de elasticidad del acero de pretensado.

Se calcula la retracción en tres situaciones: al aplicar el pretensado (10 días, Etapa 1), al hormigonar la losa (60 días, Etapa 4) y a tiempo infinito (Puente en servicio, Etapa 6).

### 5.8.2. PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR FLUENCIA LENTA (CREEP)

De forma simplificada se engloban en el concepto de fluencia todas las deformaciones diferidas, elásticas y plásticas, que dependen de la tensión. También en forma simplificada, y siempre que la tensión actuante no sea demasiado elevada (digamos no superior al 40 o 50% de la tensión de rotura), la deformación de fluencia puede suponerse proporcional a la deformación elástica instantánea.

El reglamento CIRSOC indica que debe calcularse usando la siguiente expresión:

$$\varepsilon_{k,t} = \sigma_{bm} / E_b \times \varphi_t$$

donde  $\varepsilon_{k,t}$  es el acortamiento por fluencia lenta;  $\sigma_{bm}$  es la tensión media en el hormigón correspondiente a la fibra ubicada en el baricentro de las armaduras pretensadas;  $E_b$  es el módulo de elasticidad del hormigón a 28 días y  $\varphi_t$  es el factor de fluencia que responde a la siguiente expresión:

$$\varphi_t = \varphi_{f0} (k_{f,t} - k_{f,t0}) + 0,40 k_{v,(t-t0)}$$

donde  $\varphi_{f0}$  es el coeficiente de fluencia básico, de tabla;  $k_f$  son factores función del tiempo de fluencia y  $k_v$  es un coeficiente que tiene en cuenta la variación del acortamiento elástico diferido en función del tiempo.

Al igual que en el punto anterior, las pérdidas se calculan en tres situaciones: al aplicar el pretensado (10 días, Etapa 1), al hormigonar la losa (60 días, Etapa 4) y a tiempo infinito (Puente en servicio, Etapa 6).

Finalmente para obtener la tensión de pérdida se multiplica el acortamiento por fluencia lenta por el módulo de elasticidad del acero.

### 5.8.3. PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR ACORTAMIENTO ELÁSTICO

Cuando se ha alcanzado la edad en el hormigón adecuada, los cables en el banco de pretensado se cortan y reaccionan contra la viga. Esta, al acortarse, produce una pérdida de tensión en el acero que es igual al producto de la relación de módulos de elasticidad entre el acero y el hormigón y la tensión que el pretensado y las cargas externas concomitantes con el momento del tesado producen en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores.

Se aplica la siguiente expresión:

$$\Delta\sigma_{a,t0} = E_s \times \varepsilon_{b,t0} = n \sigma_{b,t0}$$

donde  $\Delta\sigma_{a,t0}$  es la tensión perdida por acortamiento elástico,  $E_s$  es el módulo de elasticidad del acero de pretensado,  $\varepsilon_{b,t0}$  es el acortamiento elástico,  $n$  es la relación de módulos de elasticidad del acero y el hormigón al aplicar el pretensado y  $\sigma_{b,t0}$  es la tensión en el hormigón correspondiente a la fibra ubicada en el baricentro de las armaduras pretensadas al tiempo de aplicar el tesado.

#### 5.8.4. PÉRDIDAS DE PRETENSADO POR RELAJACIÓN DEL ACERO

La única pérdida significativa que presenta el acero en el tiempo es la relajación, es decir, la pérdida de tensión a deformación constante.

El valor de la relajación depende del tipo de acero, de la tensión de tesado, del tiempo transcurrido desde la puesta en tensión y de la temperatura. Asimismo depende de la interrelación con las otras pérdidas diferidas, como el acortamiento elástico. Se la estima como un porcentaje de la relajación a tiempo infinito dada por el Manual de Acindar para Acero Pretensado "BR", afectada por los coeficientes de fluencia  $\phi_t$  calculados anteriormente.

#### 5.8.5. PÉRDIDAS COMBINADAS Y TOTALES

Se considera un coeficiente de reducción de 0,90 por simultaneidad de los tres fenómenos. Se muestran los valores en la Tabla 5.22.

**Tabla 5.22.** Pérdidas de pretensado combinadas.

		$t_1$	$t_{inf}$
Retracción	$\Delta\sigma_s =$	-95 kg/cm <sup>2</sup>	-404 kg/cm <sup>2</sup>
Fluencia	$\Delta\sigma_k =$	-232 kg/cm <sup>2</sup>	-794 kg/cm <sup>2</sup>
Relajación	$\Delta\sigma_z =$	-82 kg/cm <sup>2</sup>	-281 kg/cm <sup>2</sup>
Sub-total	$\Delta\sigma =$	<b>-410 kg/cm<sup>2</sup></b>	<b>-1479 kg/cm<sup>2</sup></b>

Luego se computa el porcentaje de las pérdidas respecto de la tensión total del acero de pretensado, a 60 días y a tiempo infinito. Una vez obtenidas se adoptan conservadoramente valores mayores a los calculados. En la Tabla 5.23 se muestran los resultados.

**Tabla 5.23.** Pérdidas totales calculadas y adoptadas.

		Pérdida a 60 días	Pérdida a t = inf
Sub-total	$\Delta\sigma =$	-410 kg/cm <sup>2</sup>	-1479 kg/cm <sup>2</sup>
Tensión A <sup>o</sup> P <sup>o</sup>	$\sigma_{s,t0} =$	13000 kg/cm <sup>2</sup>	13000 kg/cm <sup>2</sup>
% Pérdida		<b>3,2 %</b>	<b>11,4 %</b>
Adoptado		<b>5,0 %</b>	<b>15,0 %</b>

## 5.9. ARMADURAS PASIVAS COMPLEMENTARIAS

### 5.9.1. ARMADURA PASIVA EN APOYO

En la zona extrema de la viga se concentran tensiones por la desviación del flujo de tensiones de corte en forma diagonal, que deberá ser equilibrada por un esfuerzo de tracción en la base de la viga. Por esto se calcula una armadura adicional en esa zona a partir de los esfuerzos de corte en la sección. La armadura necesaria se calcula como:

$$F_{e1} = \frac{V \times v}{\beta_s} \times \frac{v}{h}$$

donde V es el esfuerzo de corte; v es el coeficiente de seguridad, igual a 1,75;  $\beta_s$  es la tensión de fluencia del acero y v/h es la relación de los sentidos de transferencia del esfuerzo de corte al apoyo, adoptado en 45° respecto de la horizontal.

### 5.9.2. CONECTORES DE CORTE ENTRE VIGA Y LOSA

La función de los conectores de corte es soportar las acciones de retracción diferencial entre viga y losa, los efectos térmicos por diferencia de temperatura entre la losa de tablero y las vigas principales, y los esfuerzos rasantes entre viga y losa generados por la flexión del tablero.

La fuerza de retracción se calcula como:

$$F_{\text{retracción}} = \frac{\epsilon_{s \ t=\text{inf}}}{\frac{1}{(AE)_{\text{losa}}} + \frac{Y_{\text{sup}}}{(W_{\text{sup}} E)_{\text{viga}}} + \frac{1}{(AE)_{\text{viga}}}}$$

Donde  $\epsilon_{s \ t=\text{inf}}$  es la retracción diferencial a tiempo infinito,  $(AE)_{\text{losa}}$  es el producto del área efectiva de la losa y el módulo de elasticidad de la misma,  $Y_{\text{sup}}$  es la ordenada del baricentro de la sección,  $(W_{\text{sup}} E)_{\text{viga}}$  es el producto entre el módulo resistente de la viga y su módulo de elasticidad a tiempo infinito, y  $(AE)_{\text{viga}}$  es el producto del área de la viga y su módulo de elasticidad.

La fuerza de corte a nivel de interfase por efectos térmicos se calcula mediante la siguiente expresión:

$$F_{\text{térmico}} = \frac{\alpha \times \Delta T}{\frac{1}{(AE)_{\text{losa}}} + \frac{Y_{\text{sup}}}{(W_{\text{sup}} E)_{\text{viga}}} + \frac{1}{(AE)_{\text{viga}}}}$$

Donde  $\alpha$  es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón, igual a  $1 \times 10^{-5} 1/^\circ\text{C}$ ; y  $\Delta T$  es la diferencia de temperaturas.

Una vez obtenidos los valores, se calcula la armadura necesaria por efectos de coacción. La fuerza de corte en la interfase se transfiere a través de una longitud cercana al tercio de la longitud de la viga, en cada extremo. La armadura total necesaria es la suma entre la necesaria por esfuerzo rasante y la calculada por efectos de coacción. Se muestran los resultados en la Tabla 5.24.

**Tabla 5.24.** Armadura de corte en interfase.

	Sección 1	Sección 2	Sección 3
$F_{e_{interfase}}(\text{por coacción}) =$	1,51 cm <sup>2</sup> /m	1,51 cm <sup>2</sup> /m	1,51 cm <sup>2</sup> /m
$F_{e_{interfase}}(\text{por flexión}) =$	10,59 cm <sup>2</sup> /m	8,98 cm <sup>2</sup> /m	6,40 cm <sup>2</sup> /m
$F_{e_{interfase}}(\text{total}) =$	<b>12,10</b> cm <sup>2</sup> /m	<b>10,49</b> cm <sup>2</sup> /m	<b>7,90</b> cm <sup>2</sup> /m
Armadura de Estribos =	<b>15,71</b> cm <sup>2</sup> /m 1 Ø 10 c/ 10	<b>15,71</b> cm <sup>2</sup> /m 1 Ø 10 c/ 10	<b>10,47</b> cm <sup>2</sup> /m 1 Ø 10 c/ 15
$F_{e_{interfase}}$ adoptada =	<b>15,71</b> cm <sup>2</sup> /m <i>Verifica</i>	<b>15,71</b> cm <sup>2</sup> /m <i>Verifica</i>	<b>10,47</b> cm <sup>2</sup> /m <i>Verifica</i>

### 5.10. DIAGRAMAS ENVOLVENTES DE ESFUERZOS.

Habiendo realizado la verificación para las 5 secciones de cálculo, resta revisar si las armaduras adoptadas cubren los diagramas de esfuerzos en su totalidad.

#### 5.10.1. VERIFICACIÓN DE COBERTURA DEL DIAGRAMA DE CORTE

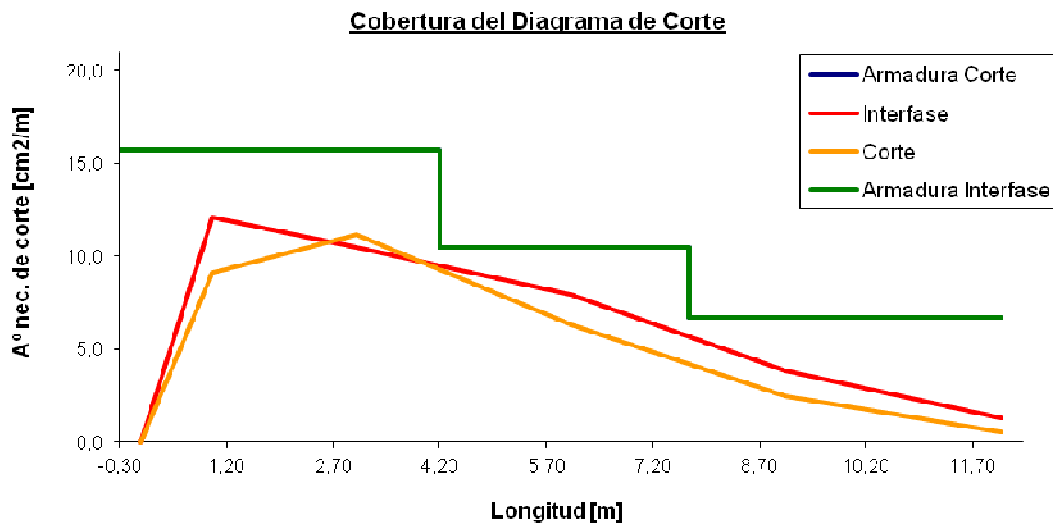
A partir de las solicitaciones y el cálculo de tensiones, se calcularon las armaduras de corte necesarias en el alma de la viga y la interfase viga-losa. En la Tabla 5.25 se muestran las solicitaciones y armadura necesaria, en la Tabla 5.26 las armaduras adoptadas y en la Figura 5.21 el diagrama resultante.

**Tabla 5.25.** Esfuerzos de corte y armadura necesaria.

Sección	Dist. [m]	Q [tn]	$\tau = \frac{Q_i}{b_0 \times z}$	$\tau_{rot}$	$\tau_{m\acute{a}x}$	Fe corte necesaria [cm <sup>2</sup> /m]	Fe interfase necesaria [cm <sup>2</sup> /m]
Apoyo	0,00	63,25	21,66	21,66	21,66	0	0,00
1	1,00	58,38	19,99	20,35	20,35	9,10	12,10
2	3,03	48,52	16,62	36,88	36,88	11,18	10,49
3	6,05	33,79	11,57	25,61	25,61	6,35	7,90
4	9,08	19,06	6,53	14,33	14,33	2,46	3,82
5	12,10	4,33	1,48	3,05	3,05	0,52	1,26

**Tabla 5.26.** Armadura de corte e interfase adoptadas.

Sección	Distancia [m]	Fe corte [cm <sup>2</sup> /m]	Fe Interfase [cm <sup>2</sup> /m]
Extremo	-0,30	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)
A1	2,70	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)
E1	2,70	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)
A2	2,70	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)
E2	2,70	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)
A3	4,20	15,71(1Ø10 c/10, 2 Ramas)	15,71(1Ø10 c/105, 2 Ramas)
E3	4,20	10,47(1Ø10 c/15, 2 Ramas)	10,47(1Ø10 c/15, 2 Ramas)
A4	7,70	10,47(1Ø10 c/15, 2 Ramas)	10,47(1Ø10 c/15, 2 Ramas)
E4	7,70	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)
A5	7,70	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)
E5	7,70	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)
	12,10	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)	6,70(1Ø8 c/15, 2 Ramas)



**Figura 5.21.** Cobertura del diagrama de corte. Armadura necesaria y adoptada.



### 5.10.2. VERIFICACIÓN DE COBERTURA DEL DIAGRAMA DE MOMENTOS

El diagrama de momentos flectores últimos debe cubrirse sección a sección en todo el largo de la viga. Este diagrama puede tener corrimientos de sus máximos y por lo tanto la armadura se debe prolongar, más allá de la sección en la que ya no es necesaria para resistir flexión, una distancia llamada de decalaje, que es igual a la altura útil de la viga.

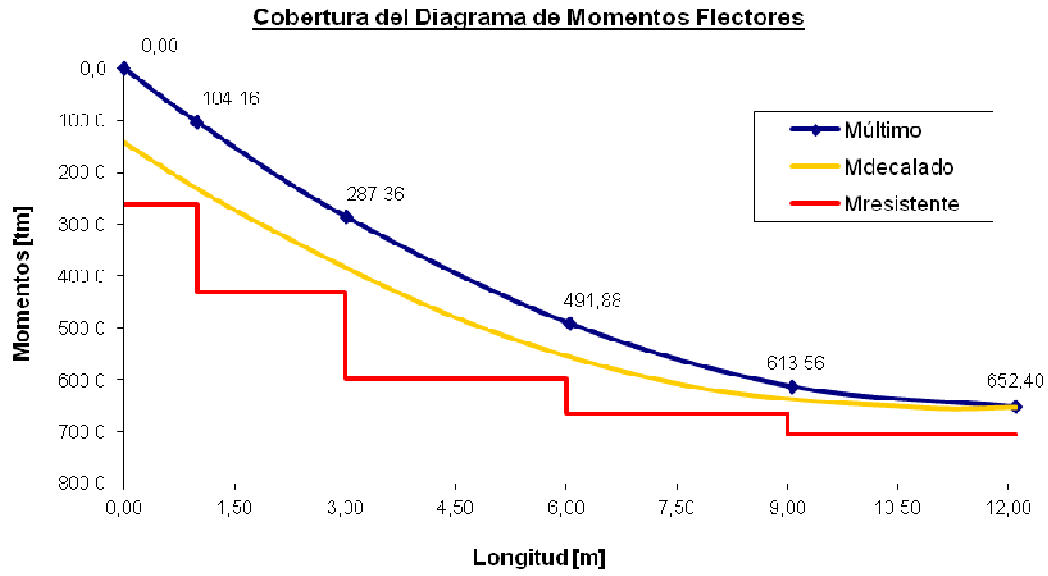
En la Tabla 5.27 se muestran las solicitaciones y armadura necesaria, en la Tabla 5.28 los momentos resistentes de las armaduras adoptadas y en la Figura 5.22 los diagramas finales.

**Tabla 5.27.** Momentos últimos y decalados.

Sección	Distancia [m]	Momento último [tm]	Distancia dedecalaje [m]	M <sub>decalado</sub> [tm]
Apoyo	0,00	0,00		
1	1,00	104,16	-0,30	115,92
2	3,03	287,36	1,70	287,36
3	6,05	491,88	4,72	491,88
4	9,08	613,56	7,75	613,56
5	12,10	652,40	10,77	652,40
6		652,40	12,10	652,40

**Tabla 5.28.** Momentos resistentes.

Sección	Distancia [m]	Mr,u [tm]
Apoyo	-0,30	261,54
1	1,00	261,54
2	3,03	431,34
3	6,05	599,13
4	9,08	665,76
5	12,10	705,70

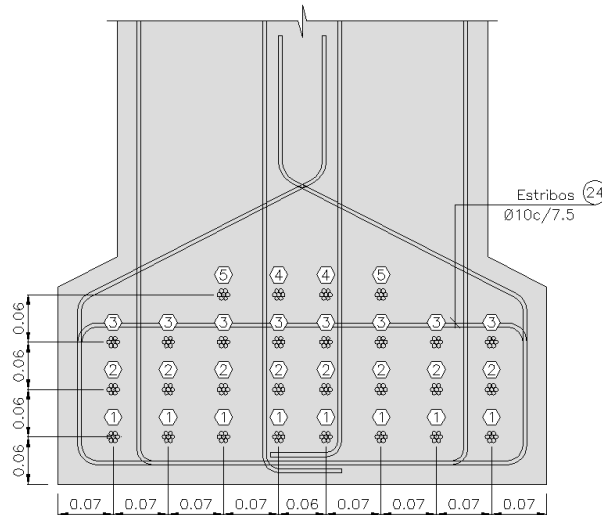


**Figura 5.22.** Cobertura del diagrama de momentos flectores. Armadura necesaria y adoptada.

## CAPÍTULO 6. INGENIERÍA DE DETALLE

### 6.1. DATOS DE PRETENSADO

Es importante especificar en la documentación de proyecto la configuración de los cables de pretensado, ya que son datos para el fabricante. La disposición de los cables se muestra en la Figura 6.1.



**Figura 6.1.** Esquema de disposición de cables de pretensado. Viga longitudinal extrema.

En virtud de la disminución de los momentos flectores desde el centro del tramo hacia los apoyos, la sección de acero de pretensado necesaria también disminuye. Como los cables deben ser continuos en toda la longitud de la viga, se aislarán mediante vainas de acuerdo a la necesidad de disminuir aquellas tensiones que genera el efecto de pretensado hacia los apoyos y que no se ven equilibradas por las cargas gravitatorias. Se muestran en la Tabla 6.1.

**Tabla 6.1.** Planilla de aislaciones de cables pretensados. Viga longitudinal extrema.

PLANILLA DE AISLACIONES DE CABLES PRETENSADOS				
TALÓN INFERIOR				
CANTIDAD TOTAL	AISLACIONES			
	EXTREMO "A"		EXTREMO "B"	
28 x 12,7	8 x 12,7	S/A ①	8 x 12,7	S/A ①
	8 x 12,7	1,00 m ②	8 x 12,7	1,00 m ②
	8 x 12,7	3,00 m ③	8 x 12,7	3,00 m ③
	2 x 12,7	4,50 m ④	2 x 12,7	4,50 m ④
	2 x 12,7	7,50 m ⑤	2 x 12,7	7,50 m ⑤

También deben especificarse los valores de fuerza y tensión para el tesado de los cables:

Fuerza de tiro en banco aproximada:	376 t
Tensión de tiro en banco:	13600 kg/cm <sup>2</sup>
Fuerza a tiempo infinito:	320 t

## 6.2. ARMADURA COMPLEMENTARIA DE PIEL

La armadura de piel es una armadura longitudinal que se coloca en la zona intermedia y exterior de las vigas. El objetivo de esta armadura no es estructural, sino evitar la fisuración por retracción.

Para las vigas diseñadas se adoptaron barras de Ø8, con una separación máxima de 0,20m. Se muestran las armaduras dispuestas en la Figura 6.2.

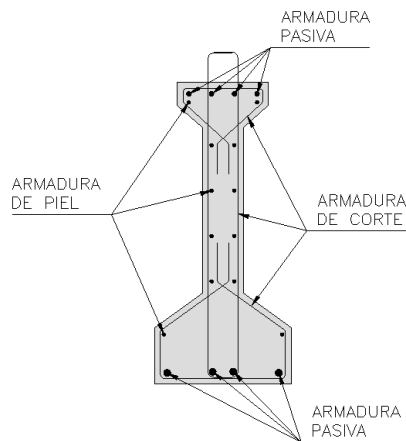


Figura 6.2. Corte de la viga indicando armaduras dispuestas.

## 6.3. PLANOS DE ENCOFRADO Y ARMADURA

Debe destacarse la importancia que tienen los planos en el proyecto, ya que es la documentación que se manejará en obra y de donde se tomarán los datos para la construcción.

Se adjuntan en el Anexo 2 los planos generales del proyecto, planos de encofrado y armadura de vigas, plano de prelosas, encofrado y armadura de tablero y detalles.

## 6.4. PLANILLAS DE DOBLADO DE HIERROS

Las planillas de doblado de hierros forman parte de la documentación de proyecto, y están dirigidas al taller de doblado de armaduras. El doblado de barras puede realizarse en obra o adquirirse ya dobladas por el fabricante.

Por este motivo es importante confeccionarlas según el orden constructivo y de montaje de los elementos para facilitar la labor en obra. las posiciones de los elementos deben coincidir con las mostradas en los planos de armadura.

## **6.5. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS PARTICULARES**

En el pliego de especificaciones técnicas deben estar bien definidos todos los materiales, equipos, máquinas, instalaciones, etc. que se utilizaran en el proyecto. La definición se hará en función de códigos y reglamentos reconocidos. Las especificaciones hacen referencia a las Normas y Reglamentos de aplicación.

Además se hace constar cómo será realizado el proyecto, es decir, su proceso de fabricación o construcción a partir de los materiales que serán utilizados.

## **6.6. ASISTENCIA TÉCNICA DURANTE EL PROYECTO, LA APROBACIÓN Y LA CONSTRUCCIÓN**

Es muy provechoso que el proyectista siga el proceso de fabricación de vigas y la construcción del puente, ya que surgen dudas o inconvenientes de obra que el ingeniero puede resolver rápidamente gracias a su conocimiento del proyecto desde su etapa de diseño.

Esto se da por ejemplo cuando se dan estados de cargas no previstos en el cálculo, como puede ser el hormigonado de la losa de tablero en varias etapas, o por ejemplo alguna variación que necesitase hacer el fabricante respecto de la geometría de la viga o los cables por disponibilidad de moldes, materiales, etc.

## **6.7. PRUEBA DE RECEPCIÓN DE PUENTES. PROTOCOLO DE CARGAS.**

Antes de la recepción provisoria deberán efectuarse pruebas de carga estática del puente. Se registran las flechas de deformación total para cada estado de carga y las residuales.

Se presenta una metodología (protocolo) de la prueba de carga en la que debe constar el esquema de cargas ( $\cong$  65% de la sobrecarga de cálculo), detalle de los elementos de medición con sus características, rango, ubicación, etc., cronología de aplicación y retiro de las cargas y deformaciones esperables.

Se registran las flechas de deformación total para cada estado de carga y las residuales, y se comparan con las máximas esperables, estimadas a partir de un modelo numérico de la prueba.

## **CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES**

El objetivo principal de este trabajo fue describir el proceso completo de confección del Proyecto Ejecutivo e Ingeniería de Detalle de la Superestructura requeridos para la construcción de un puente sobre el Río Medina en la nueva traza de la Ruta Nacional N°38.

Entre las tareas realizadas se describió el Anteproyecto realizado en el año 2007, con sus elementos estructurales, diseño y cantidades. El análisis de antecedentes incluyó la revisión completa de la presentación hecha ante DNV y la definición de los nuevos aspectos a tener en cuenta para la presentación del Proyecto Ejecutivo ajustándose al "Instructivo para la Presentación de Proyectos y Documentación Técnica de Puentes.v0" .

En cuanto a los informes de los estudios preliminares es importante destacar que el ingeniero debe tener una actitud crítica frente a los resultados que de allí derivan y a través de sus conocimientos y experiencias saber interpretar y tomar la decisión que resulte más adecuada al problema planteado. Esto se pudo observar a la hora de rediseñar completamente el tablero teniendo en cuenta el proceso constructivo para el diseño con prelosas, suprimiendo una de las vigas principales y dotando al tablero de una vereda adecuada para el nuevo tipo de baranda.

Luego la tarea de modelación del tablero del puente ha permitido desarrollar y consolidar habilidades relacionadas a la modelación numérica de estructuras mediante el uso de programas de cálculo de uso frecuente en la práctica profesional actual. Además ha permitido reforzar los conocimientos conceptuales respecto a las propiedades geométricas y de inercia de los elementos, conocer las limitaciones del modelado y formar un criterio con el cual interpretar los resultados correctamente.

La confección de la documentación de las memorias descriptivas, de cálculo, planos, planillas de armadura y cómputos ha permitido conocer el proceso completo de desarrollo del proyecto, y el alcance de la Ingeniería de Detalle que provee la Empresa a sus clientes.

El ámbito en que se desarrolló las actividades permitió la interacción permanente con un grupo de profesionales y técnicos afines a la ingeniería y especialistas en distintas áreas, como vial, estructuras e hidráulica.

Se ha tomado conocimiento además que la tarea que realiza la Empresa no acaba con la presentación y aprobación del mismo por parte de la repartición pública, sino que continúa con la asistencia técnica durante la construcción y hasta la recepción definitiva de la obra, que culmina con las pruebas de carga estática.

Finalmente, el desarrollo de la Práctica Supervisada ha brindado una experiencia muy satisfactoria en todos los aspectos: ha permitido la inserción en el ejercicio de la profesión, ha facilitado el contacto con el cliente y el ente de aprobación, ha permitido al estudiante reforzar sus conocimientos y le ha dado la posibilidad de plasmarlos en una Memoria de Ingeniería con un lenguaje adecuado y de rigor científico para que pueda sea interpretado por los profesionales del medio tanto en obra como en gabinete.

## **CAPÍTULO 8. BIBLIOGRAFÍA**

INDIGO S.A. (2007). “Anteproyecto del puente sobre el Río Medina, Ruta Nacional N°38, Sección II, Provincia de Tucumán”.

DNV (1952). “Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado” – Dirección Nacional de Vialidad.

Subgerencia de Puentes y Viaductos, DNV (2011). “Instructivo para la presentación de proyectos y documentación técnica de puentes.v0”

CIRSOC (1982). Reglamento CIRSOC 201. Proyecto, Cálculo, y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado.

Leonhardt, Fritz; Mönnig, Eduard (1977). “Estructuras de Hormigón Armado, Tomo III: Bases para el armado de estructuras de hormigón armado”.

Leonhardt, Fritz (1979). “Estructuras de Hormigón Armado, Tomo VI: Bases para la construcción de puentes monolíticos”.

Apuntes de las Cátedras de “Mecánica de las Estructuras I”, “Hormigón Armado y Pretensado” y “Diseño de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado”, de la Carrera de Ingeniería Civil, Universidad Nacional de Córdoba.