

**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional**

# **INTERCAMBIADOR AUTOVÍA 33 Y AVENIDA CIRCUNVALACIÓN**

**Mauricio Exequiel Revelant**  
Asesorado por: Ing. Roberto Manavella

Venado Tuerto, Marzo 2010

**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional**



**INTERCAMBIADOR AUTOVÍA 33 Y  
AVENIDA CIRCUNVALACIÓN**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN**

**PRESENTADO A JUNTA DIRECTIVA DE LA  
FACULTAD DE INGENIERÍA POR:**

**Mauricio Exequiel Revelant**  
Asesorado por: Ing. Roberto Manavella

Venado Tuerto, Marzo 2010

**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional**



## **NÓMINA DE JUNTA DIRECTIVA**

<b>DIRECTOR ACADÉMICO:</b>	<b>Ing. Carlos Alberdi</b>
<b>DIRECTOR TÉCNICO:</b>	<b>Ing. Roberto Manavella</b>
<b>ASESOR TÉCNICO:</b>	<b>Ing. Claudio Hure</b>

Venado Tuerto, Marzo 2010

## **HONORABLE TRIBUNAL EXAMINADOR**

Cumpliendo con los preceptos que establece la ley de la Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Venado Tuerto, presento a su consideración mi trabajo de graduación titulado:

### **INTERCAMBIADOR AUTOVÍA 33 Y AVENIDA CIRCUNVALACIÓN**

Tema que me fuera asignado por la Dirección de la Facultad de Ingeniería Civil con fecha 15 de Mayo de 2009.

**Mauricio Exequiel Revelant**



## **ACTO QUE DEDICO**

### **A DIOS PADRE**

Por ser mi guía y por permitirme  
alcanzar mis metas.

### **A MIS PADRES**

Héctor Ricardo Revelant  
María Cristina Carlos de Revelant.  
Gracias por su apoyo incondicional  
y por sus sabios consejos que me  
han permitido alcanzar este sueño.

### **A MI HERMANA**

Gisela Paola Revelant  
Por ser un estímulo de superación.

### **A MIS ABUELOS**

Isidro Jaime Carlos †  
Carlos Revelant  
Ana Consoli de Revelant  
Chona Tonetti de Carlos †

### **A MI FAMILIA**

### **A MI NOVIA**

Por su apoyo incondicional.

### **A MIS AMIGOS**

## **RESUMEN**

El informe que a continuación se presenta contiene una visión hacia un futuro no muy lejano para la ciudad de Venado Tuerto. Donde se plantea una solución ingenieril en un cruce a nivel, mediante un intercambiador, entre las arterias de Ruta Nacional 33(Como Autovía) y Av. Circunvalación. Desarrollando así una investigación diagnóstica acerca de las necesidades de infraestructura y servicios básicos.

Como resultado de la investigación, se determinó que deberá atenderse lo siguiente:

Desarrollo de la facilidad vial con respecto a la resolución de la intersección a disponer, señalización, iluminación, etc.

Desarrollo del diseño y cálculo del puente vehicular, previo levantamiento topográfico para posterior desarrollo estructural de la superestructura y subestructura.

Al final se presentan los planos respectivos del análisis considerado, y a su vez la factibilidad del proyecto mediante el cómputo y presupuesto estipulado.

La realización de este proyecto permitirá un mejor desarrollo económico, social y cultural. Reduciendo en parte, sus necesidades de infraestructura y servicios básicos y principalmente una reducción en los accidentes de tránsito, que tantas muertes ocasiona.

## **ÍNDICE GENERAL**

<b>1) UBICACIÓN GEOGRÁFICA</b>	1 a 5
<b>2) ANTECEDENTES</b>	
<b>2.1 Estadística de accidentes en Ruta Nacional N° 33</b>	6 a 8
<b>2.2 Relevamiento tránsito actual</b>	
2.2.1 Introducción	8
2.2.2 Generalidades	9
2.2.3 Evaluación del tránsito existente	10
2.2.4 Metodología de trabajo de campo	10 a 12
2.2.5 Cálculo tránsito medio diario anual (TMDA)	13
2.2.6 Proyección tránsito futuro	14
2.2.6.1 Tasa de crecimiento	14 a 16
<b>2.3 Traza Autovía Ruta Nacional N° 33</b>	16 a 22
<b>2.4 Replanteo Ruta Nacional N° 33 y Av. Circunvalación</b>	
2.4.1 Catastro de la zona	22 a 23
2.4.2 Replanteo de la Intersección	23 a 24
<b>2.5 Nivelación</b>	
2.5.1 Nivelación de puntos en cotas relativas	25 a 26
2.5.2 Métodos de nivelación	26 a 28
2.5.3 Conclusiones sobre la nivelación	28 a 30
<b>3) ANÁLISIS DE SOLUCIONES POSIBLES</b>	
<b>3.1 ¿Que es un Intercambiador vial.</b>	31 a 32
3.1.1 Separación entre Intercambiadores.	32
3.1.2 Tipos de Ramas de Diseño.	33 a 35
3.1.3 Tipos de Intercambiadores.	35
3.1.4 Calles Colectoras o de Servicio.	35 a 36

3.1.5	Estructura.	36 a 39
<b>3.2</b>	<b>Expropiaciones.</b>	
3.2.1	Expropiación Forzada.	39 a 40
3.2.2	¿Qué se Puede Expropiar.	40
3.2.3	Procedimiento.	41 a 42
3.2.4	El Justo Precio.	42 a 43
3.2.5	El Derecho de Reversión.	44 a 45
<b>3.3</b>	<b>Comparación entre intercambiadores.</b>	
3.3.1	Intercambiador tipo Diamante Clase 1.	
3.3.1.1	Ventajas y desventajas.	45
3.3.1.2	Dimensiones en planta.	46
3.3.1.3	Expropiaciones.	46 a 47
3.3.2	Intercambiador tipo Diamante Clase 2.	
3.3.2.1	Ventajas y desventajas.	47
3.3.2.2	Dimensiones en planta.	48
3.3.2.3	Expropiaciones.	48 a 49
3.3.3	Intercambiador tipo Diamante Clase 3.	
3.3.3.1	Ventajas y desventajas.	49
3.3.3.2	Dimensiones en planta.	50
3.3.3.3	Expropiaciones.	50 a 51
3.3.4	Intercambiador tipo Presa.	
3.3.4.1	Ventajas y desventajas.	51
3.3.4.2	Dimensiones en planta.	52
3.3.4.3	Expropiaciones.	52 a 53
3.3.5	Intercambiador tipo Trébol Parcial.	

3.3.5.1	Ventajas y desventajas.	53
3.3.5.2	Dimensiones en planta.	54
3.3.5.3	Expropiaciones.	54 a 55
<b>3.4</b>	<b>Intercambiador adoptado.</b>	<b>55</b>
<b>4)ANÁLISIS PUENTE CARRETERO</b>		
<b>4.1</b>	<b>Descripción del Puente Carretero.</b>	<b>56</b>
<b>4.2</b>	<b>Análisis general de opciones.</b>	<b>56 a 61</b>
<b>4.3</b>	<b>Partes constituyentes del puente.</b>	<b>62 a 64</b>
<b>4.4</b>	<b>Datos para el diseño.</b>	<b>65 a 66</b>
<b>4.5</b>	<b>Normas de Diseño de la Dirección Nacional de Vialidad.</b>	<b>66 a 74</b>
<b>4.6</b>	<b>Diseño de la superestructura.</b>	
4.6.1	Diseño de la losa.	74 a 76
4.6.1.1	Momentos debido al peso propio.	76 a 77
4.6.1.2	Factor de impacto.	77
4.6.1.3	Momento debido a la sobrecarga.	78 a 80
4.6.1.4	Combinaciones de carga-Momentos últimos.	80
4.6.1.5	Dimensionamiento del tablero.	81 a 86
4.6.1.6	Verificación al corte.	86 a 88
4.6.1.7	Dimensionamiento Losa de aproximación.	88 a 91
4.6.2	Diseño de vigas transversales (Riostras).	91 a 92
4.6.2.1	Determinación de momentos flectores máximos.	92 a 97
4.6.2.2	Determinación esfuerzo de corte máximo.	97 a 98
4.6.2.3	Dimensionamiento de las riostras.	98 a 101
4.6.3	Diseño vigas principales.	
4.6.3.1	Introducción al Pretensado.	101 a 105
4.6.3.2	Momentos debidos al peso propio.	105 a 107

4.6.3.3	Factor de impacto.	107
4.6.3.4	Momentos debidos a la sobrecarga.	107 a 109
4.6.3.5	Corte máximo.	109
4.6.3.6	Dimensionamiento viga postesada.	
4.6.3.6.1	Características geométricas.	110
4.6.3.6.2	Nivel crítico de la sección.	111
4.6.3.6.3	Tensiones de tesado.	111 a 113
4.6.3.6.4	Uso de pasaje.	114 a 115
4.6.3.6.5	Ubicación baricéntrica del cable.	115
4.6.3.6.6	Corte.	116 a 117
4.6.3.6.7	Pérdidas.	117
4.6.3.6.8	Fisuración.	118
4.6.3.6.9	Verificación a rotura.	119
4.6.3.6.10	Introducción de fuerzas de pretensado.	119 a 121
<b>4.7</b>	<b>Diseño de la meso-estructura.</b>	
4.7.1	Mecanismos de apoyo. (Neoprenos).	121 a 125
4.7.2	Vigas de Pórtico y Pilas.	
4.7.2.1	Cargas de peso propio.	126 a 127
4.7.2.2	Sobrecarga.	127
4.7.2.3	Viento.	128
4.7.2.4	Frenado.	129
4.7.2.5	Estados y combinaciones de carga.	129
4.7.2.6	Solicitaciones	129 a 130
4.7.2.7	Dimensionamiento.	130 a 134
4.7.3	Caballote-(Espaldón, Viga de Pórtico y pilas)	

4.7.3.1	Cargas de peso propio.	134 a 135
4.7.3.2	Sobrecargas.	135
4.7.3.3	Viento.	135 a 136
4.7.3.4	Frenado.	136
4.7.3.5	Estados y combinaciones de carga.	136 a 137
4.7.3.6	Solicitaciones.	137
4.7.3.7	Dimensionamiento.	138 a 142
4.7.4	Elementos de contención de taludes. (Tierra Armada).	142 a 145
<b>4.8</b>	<b>Diseño de la infra-estructura.</b>	
4.8.1	Cálculo de pilotes y cabezales	145
4.8.2	Dimensionamiento de pilotes y cabezales.	146 a 150
<b>5)</b>	<b>ELEMENTOS FINITOS</b>	
<b>5.1</b>	<b>Verificación de la estructura por elementos finitos.</b>	151 a 158
<b>6)</b>	<b>DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL</b>	
<b>6.1</b>	<b>Números de ejes equivalentes.</b>	159 a 163
<b>6.2</b>	<b>Composición del paquete estructural.</b>	164 a 166
<b>6.3</b>	<b>Diseño del paquete estructural.</b>	167 a 168
<b>7)</b>	<b>SEGURIDAD VIAL</b>	
<b>7.1</b>	<b>Señalamiento Vertical.</b>	
7.1.1	Alcance de las normas de señalamiento.	169
7.1.2	Principios básicos de la señalización.	169 a 171
7.1.3	Señales-Definición.	171
7.1.4	Tipos de señales a emplear.	
7.1.4.1	Señales de Reglamentación o Prescriptas.	171 a 172
7.1.4.2	Señales Preventivas.	173

7.1.4.2	Señales Informativas.	173 a 174
7.1.4.3	Tamaño de las señales.	174
7.1.5	Retrorreflectancia e iluminación.	175
7.1.6	Disposición de señales con respecto a la calzada.	
7.1.6.1	Distancias de las señales y soportes al borde de calzada.	175 a 176
7.1.6.2	Altura de las señales.	176
7.1.7	Orientación de las señales.	
7.1.7.1	Señales laterales.	177 a 178
7.1.7.2	Señales aéreas.	178
7.1.7.3	Orlas de las señales informativas.	178
<b>7.2</b>	<b>Señalamiento horizontal.</b>	179 a 182
<b>7.3</b>	<b>Sistema de contención de vehículos.</b>	
7.3.1	Amortiguadores de impacto.	182 a 184
7.3.2	Tipo adoptado de Amortiguador de impacto.	184 a 185
<b>7.4</b>	<b>Sistema de iluminación.</b>	
7.4.1	Introducción.	185
7.4.2	Calidad de la iluminación.	185 a 187
7.4.3	Geometría del sistema de iluminación.	187 a 188
<b>8)</b>	<b>COMPLEMENTOS</b>	
<b>8.1</b>	<b>Desagües.</b>	189
<b>8.2</b>	<b>Movimiento de suelo.</b>	189 a 190
<b>8.3</b>	<b>Procedimiento constructivo.</b>	190 a 192
<b>8.4</b>	<b>Presupuesto de la obra.</b>	192 a 220



**9) PLANOS**

**01 Ubicación Geográfica.**

**02 Catastro.**

**03 Replanteo.**

**04 Análisis de opciones.**

4.1 Intercambiador tipo diamante Clase 1.

4.2 Intercambiador tipo diamante Clase 2.

4.3 Intercambiador tipo diamante Clase 3.

4.4 Intercambiador tipo presa.

4.5 Intercambiador tipo trébol parcial.

**05 Intercambiador adoptado.**

**06 Análisis de opciones.**

6.1 Altimetría Av. Circunvalación.

6.2 Altimetría Ruta Nacional N° 33.

**07 Esquema general del puente adoptado.**

7.1 Super-estructura-Losa y Riostra.

7.2 Super-estructura-Vigas principales.

7.3 Meso-estructura-Caballetes N° 1 y N° 2.

7.4 Meso-estructura-Pilas.

7.5 Infra-estructura-Cabezal y Pilotes, Escalera Antierosionate.

**08 Señalización.**

**09 Esquema del proceso de construcción.**

**ANEXO N° 1.**

**Bibliografía.**

220 a 221

**Agradecimientos.**

221 a 222



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 1**

**UBICACIÓN GEOGRÁFICA**

**Mauricio Exequiel Revelant**

## 1) UBICACIÓN GEOGRÁFICA

El proyecto se ubica en la ciudad de Venado Tuerto, provincia de Santa Fe, Argentina (Figura 01).



Figura 01 – Mapa de Argentina.

Dentro de la República Argentina se ubica en la Provincia de Santa Fé (Figura 02).



Figura 02 – Mapa de la Provincia de Santa Fe.



Dentro de la Provincia de Santa Fé se localiza en la ciudad de Venado Tuerto

(Figura 03).

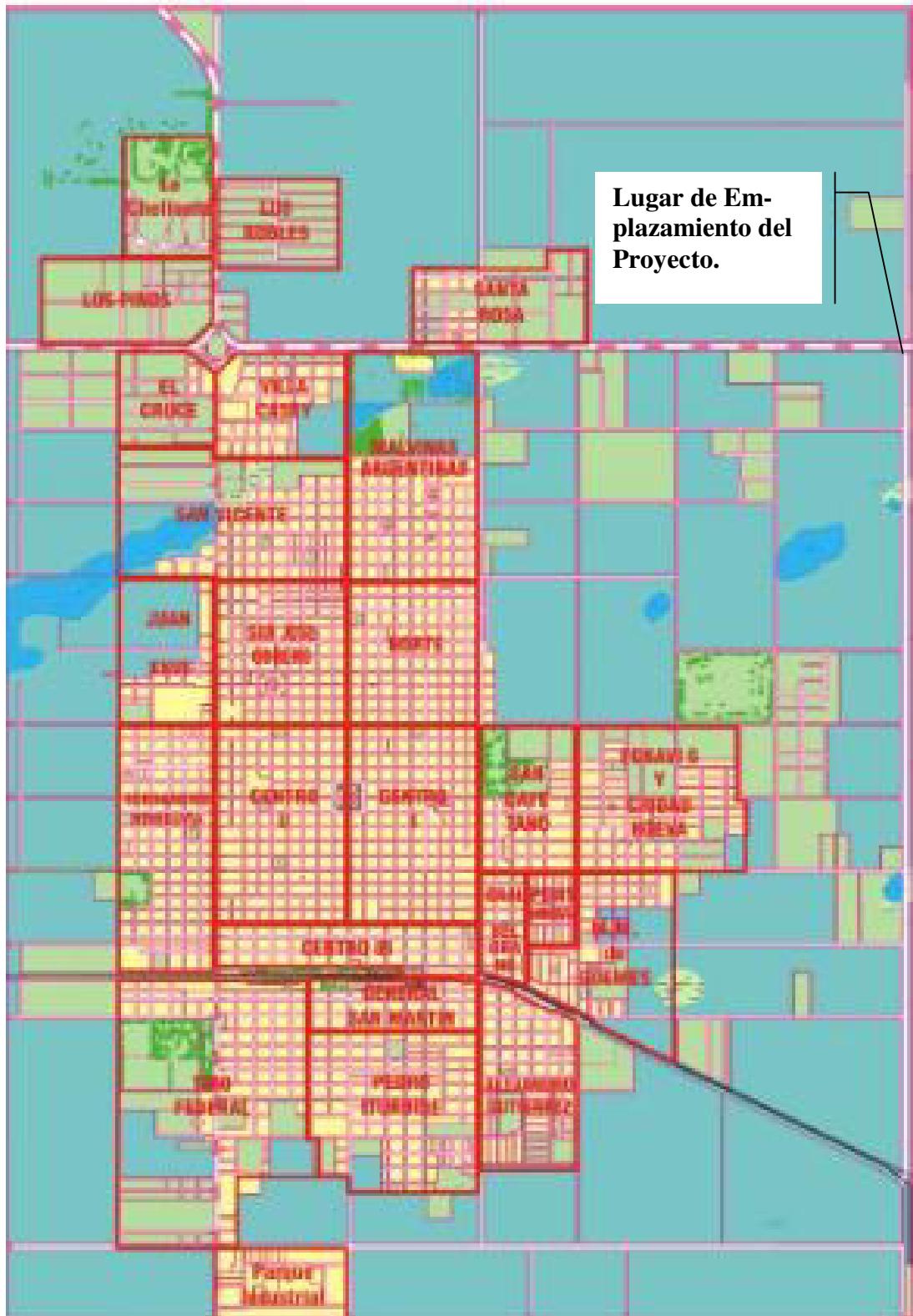


Figura 03 – Mapa de Venado Tuerto.

En las figuras siguientes se muestran imágenes satelitales de la zona donde se procederá a los estudios pertinentes (Figura 04, 05, 06 y 07).



Figura 04– Imagen Satelital- Ruta Nacional 33 y Av. Circunvalación.



Figura 05– Imagen Satelital- Ruta Nacional 33 y Av. Circunvalación.



Figura 06-Av. Circunvalación.



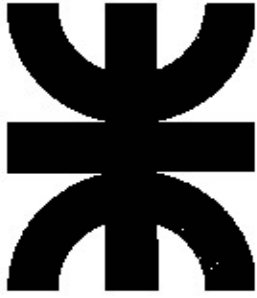
Figura 07-Av. Camino al Aeródromo.

La ubicación física del Intercambiador se ubica sobre la traza actual de Ruta Nacional N° 33 y Av. Circunvalación (Calle Ancha), continuando la misma con un acceso hacia el aeródromo Tomas B. de Kenny (Figura 08).



Figura 08– Imagen Satelital- Ruta Nacional 33 y Av. Circunvalación.

Desde la ciudad de Firmat, pasando por la Estación de Peaje a 850 m aproximadamente se puede encontrar la intersección marcada, siguiendo rumbo hacia la ciudad de Venado Tuerto.



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 2**

**ANTECEDENTES**

**Mauricio Exequiel Revelant**



## 2) ANTECEDENTES.

### 2.1 Estadística de accidentes en Ruta Nacional N° 33.

Los accidentes de tránsito en Argentina conforman en su conjunto una de las causales de mayor índice en la tasa de mortalidad de la población.

Cada media hora muere una persona y otras 22 sufren lesiones.

➤ Algunas estadísticas nacionales:

- 11 Personas mueren por día.
- 5.000 personas mueren por año.
- 120.000 heridos de distinto grado y miles de discapacitados.
- \$10.000 Millones anuales representan las pérdidas económicas ocasionadas por estos accidentes.

ocasionadas por estos accidentes.

➤ Algunas reflexiones sobre Argentina:

- El número de víctimas fatales por accidentes de tránsito equivale a 6 guerras de Malvinas por año.
- El número de víctimas fatales por accidentes de tránsito equivale a la caída de un avión por semana con 105 pasajeros
- Dos personas mueren por día víctimas del virus del HIV, 11 mueren por día por accidentes de tránsito.
- En 1.962, 60 personas murieron por la epidemia del cólera, 5.000 mueren por accidentes de tránsito.
- Podríamos decir que nuestro país en la actualidad, sufre una pandemia en base a los accidentes de tránsito.

En la Figura 09 podemos ver la variación de accidentes mortales en Argentina entre los años 2.000 y 2.007.

En la Figura 10 se denota la relación entre los accidentes fatales en base a 1.000.000 de habitantes para el año 2.007 en comparación con la media de accidentes en la República Argentina.

Según estas estadísticas de accidentes por provincias, en el año 2.007, se puede observar que la Provincia de Santa Fe ocupa el octavo lugar de víctimas fatales por accidentes de tránsito, superando la media de accidentología. Los datos son totalmente pesi-

mistas si no se toman las medidas necesarias para mitigar estos hechos. Algunas de las soluciones a implementar son seguridad vial y la ampliación de rutas nacionales con autopistas (Figura 10).

Si extrapolamos estos datos a Ruta Nacional N° 33 los mismos son menos alentadores. Después de Ruta Nacional 9 (ruta peligrosa), la Ruta Nacional 33 es uno de los ejes viales estratégicos del corredor Bioceánico para el Mercosur con mayor cantidad de accidentes. De las rutas nacionales que cruzan el territorio santafesino, es la segunda en cantidad de tránsito, luego de la ruta 9.

La Ruta 33 es la columna vertebral por donde transita un alto porcentaje de la producción agrícola de la pampa húmeda. En los momentos picos de cosecha, el 45 por ciento son camiones con carga de cereal, que van hacia las terminales del cordón industrial y portuario.

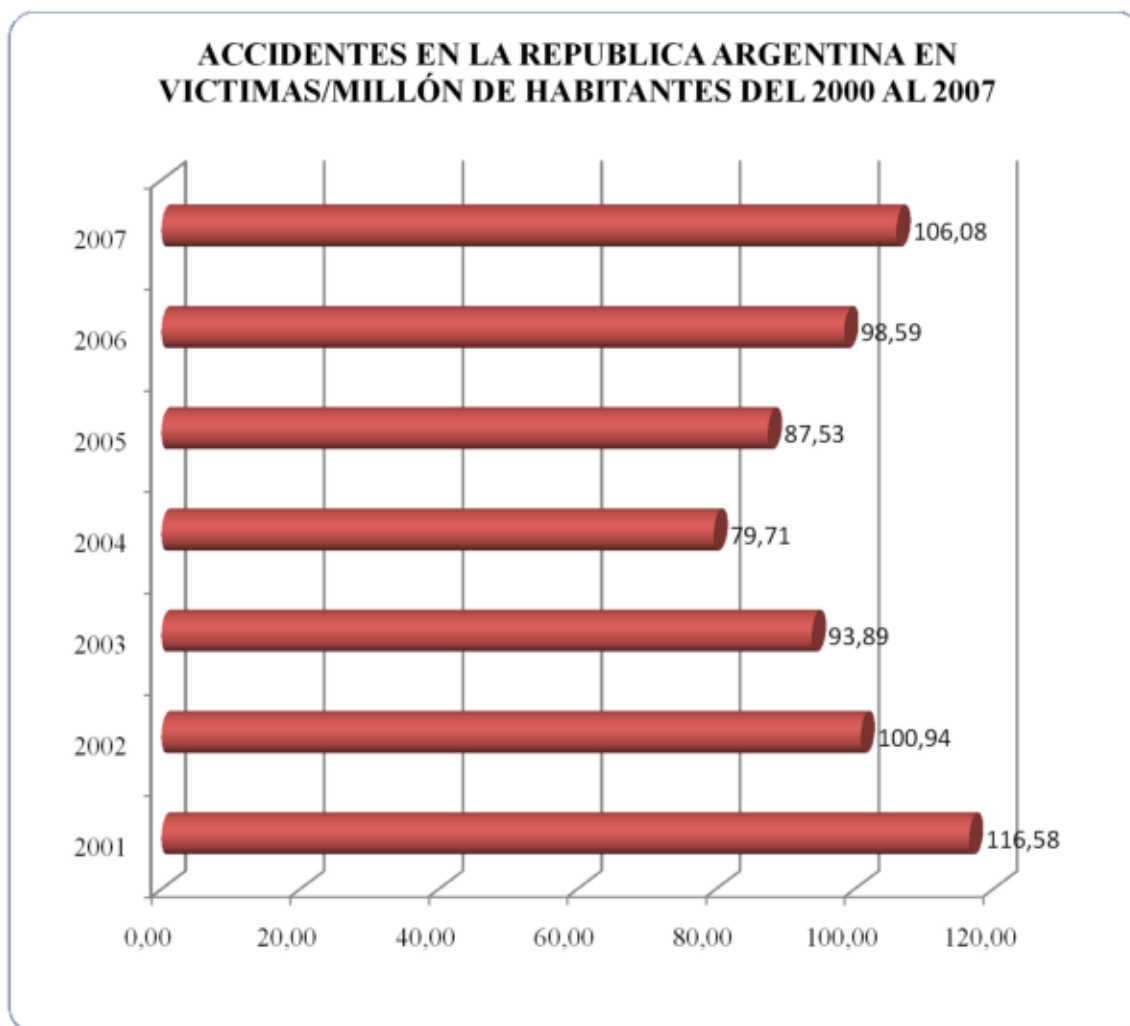


Figura 09 - Víctimas de Accidentes mortales del 2000 al 2007- Fuente RENAT.

## ACCIDENTES POR PROVINCIA EN VÍCTIMAS FATALES/MILLÓN DE HABITANTES EN EL AÑO 2007

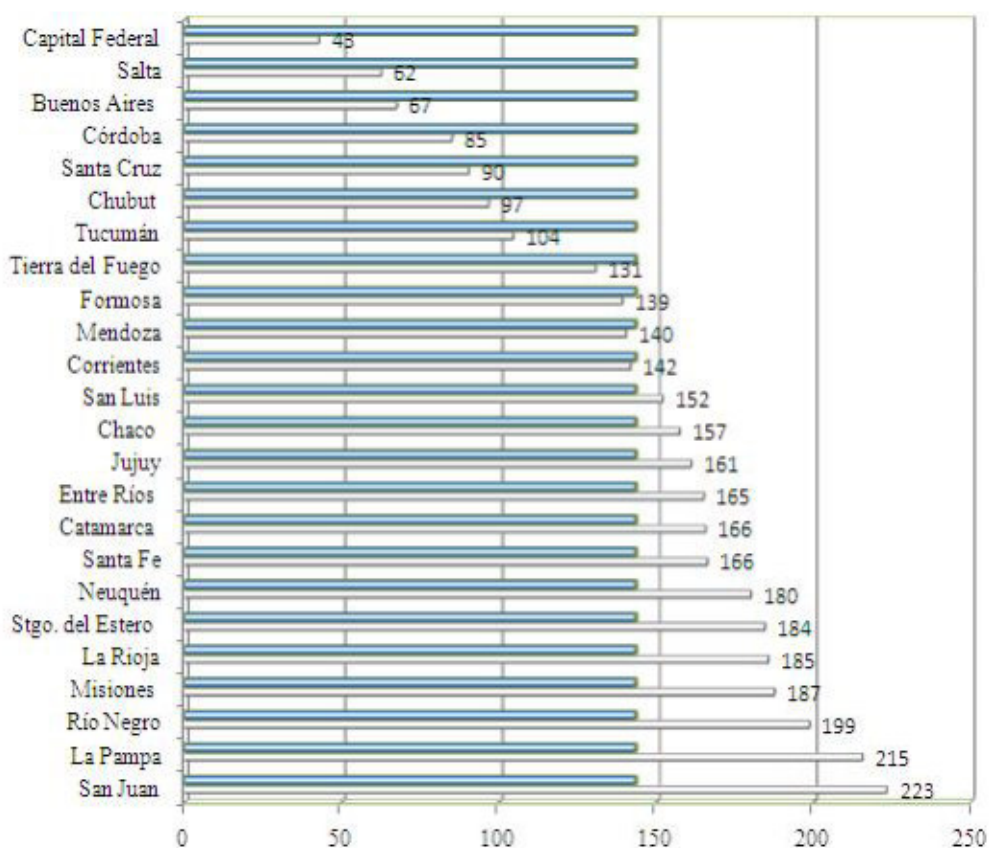


Figura 10 - Víctimas de Accidentes mortales por Provincia- Fuente RENAT.

### 2.2 Relevamiento tránsito actual.

#### 2.2.1 Introducción.

El presente estudio de tráfico forma parte de los estudios entre Ruta Nacional N° 33 y Av. Circunvalación. Específicamente se trata de dos caminos, donde la primera se encuentra pavimentada en su extensión y la segunda actualmente pavimentada hacia un lado y hacia el otro sin tratamiento superficial alguno.

El principal objetivo es determinar la demanda vehicular esperada para la arteria principal basándose en un tránsito futuro a largo plazo (20 años) y para la arteria secundaria teniendo en cuenta la cantidad de vehículos que puedan ingresar o egresar a la ciudad de Venado Tuerto. Se tiene presente también la actuación de la misma como circunvalación a la ciudad, esto declara el abanico de tránsito a estimar.

Debe destacarse el hecho de que la determinación del tráfico es de vital importancia para poder adelantar otras actividades como la de realizar el diseño adecuado de la estructura del afirmado, así como también del pavimento y la evaluación del proyecto, pues gran parte de los beneficios derivados del mismo son debidos a los ahorros en costos de operación vehicular.

El presente estudio de tráfico tiene por objetivo directo determinar el Índice Medio Diario (IMD) o Tránsito Medio Diario Anual (T.M.D.A) que circulará por las vías alternas y posteriormente el número de Ejes de Carga Equivalentes (EAL) que soportará la vía dentro de su periodo de vida, en el caso del TMDA de la vía, por su parte la obtención del EAL permite el diseño del pavimento.

### 2.2.2 Generalidades.

La vía en estudio es de suma importancia porque se trata de una arteria principal de carácter nacional, así como también de paso obligado de los camiones que se dirigen con destino al puerto, la cual es de bastante importancia dentro del contexto distrital y provincial de la infraestructura de transporte; la adecuación de la arteria principal y secundaria de esta ciudad permitirá no solo tener una red vial con condiciones de operación seguras, cómodas y económicas para los usuarios habituales o que actualmente hacen uso de ella, sino que también embellecerá la ciudad, además se estaría descongestionando las otras vías principales de la ciudad.

La vía principal tiene una extensión de 795 Km. aproximadamente y se encuentra entre la ciudad de Bahía Blanca y Rosario, conformada por dos carriles principales asfaltados de 3,70 m de ancho en promedio cada uno, con doble sentido de circulación direccional. El presente proyecto ha considerado la construcción de vías alternas sumadas a la vía principal con la finalidad de descongestionar el tránsito urbano, interdistrital e interprovincial.

La velocidad directriz es de 80 km/h. Sus características de operación no son óptimas ya que la estructura de la vía es incómoda para los usuarios.

El desarrollo de éste estudio contempla los siguientes alcances:

- Evaluación del Tránsito Existente.
- Metodología de Trabajo de Campo.
- Determinación del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA).

- Proyecciones de Tránsito Futuro.
- Tasa de Crecimiento.

### 2.2.3 Evaluación del tránsito existente

El tránsito vehicular existente en la Ruta Nacional N° 33, ubicada en el Distrito General López, vía principal de transporte desde Rosario a Buenos Aires y paso obligado de los vehículos provenientes de distintas provincias, está compuesto en su mayoría por el paso de vehículos ligeros: autos, camionetas, combis y por vehículos pesados como: camiones de 2 hasta 4 ejes (con y sin acoplado); semitrayer y Trayler.

Las estaciones de Peaje basan la tarifa según la categoría de vehículo que acomete a la misma. Ello se debe principalmente por la cantidad y tipos de ejes que poseen, ligado íntimamente a la carga que pueden transportar (Figura 11).

<b>Tarifas</b>						
Estaciones de Peaje	Uteq pasantes 2002 (miles)	Tarifa Básica	Tarifa restantes categorías			
		Categ. 1	Categ. 2	Categ. 3	Categ. 4	Categ. 5
						
						
<b>RN N°8</b>						
Solís	3,391	\$2,20	\$4,30	\$3,8	\$5,00	\$6,20
Venado Tuerto	2,023	\$2,60	\$5,10	\$4,40	\$5,80	\$7,20
Sampacho	1,884	\$2,10	\$4,10	\$3,50	\$4,70	\$5,80
<b>RN N°33</b>						
Venado Tuerto	2,237	\$1,30	\$2,50	\$2,10	\$2,80	\$3,50
Casilda	2,935	\$1,30	\$2,50	\$2,10	\$2,80	\$3,50
<b>RN N°38</b>						
Molinari	1,135	\$0,90	\$1,70	\$1,50	\$2,00	\$2,40
Villa Giardino	1,727	\$0,90	\$1,70	\$1,50	\$2,00	\$2,40

Figura 11 – Categorías de composición del Tránsito, según Estación de Peaje.

### 2.2.4 Metodología de trabajo de campo.

La metodología del trabajo de campo desarrollada en el presente estudio, se basó en la obtención de datos en estaciones de conteo permanentes, tal es el caso de la Estación de Peaje en la ciudad de Venado Tuerto y en la ciudad de Casilda.

Para el desarrollo de los conteos, se procedió en estimar el promedio de vehículos por cada mes del año 2.007 (últimos datos conseguidos) entre las estaciones antes

mencionadas, permitiendo conocer el volumen de tránsito que soporta la vía así como su composición.

En el anexo digital se presentan las hojas de conteo de tránsito vehicular llevadas a cabo del tramo en estudio.

En base a los datos de las Estaciones de Peajes podemos realizar ciertos gráficos aclaratorios de la variación del tránsito anterior en un lapso de 20 años aproximadamente (Figura 12 y 13).

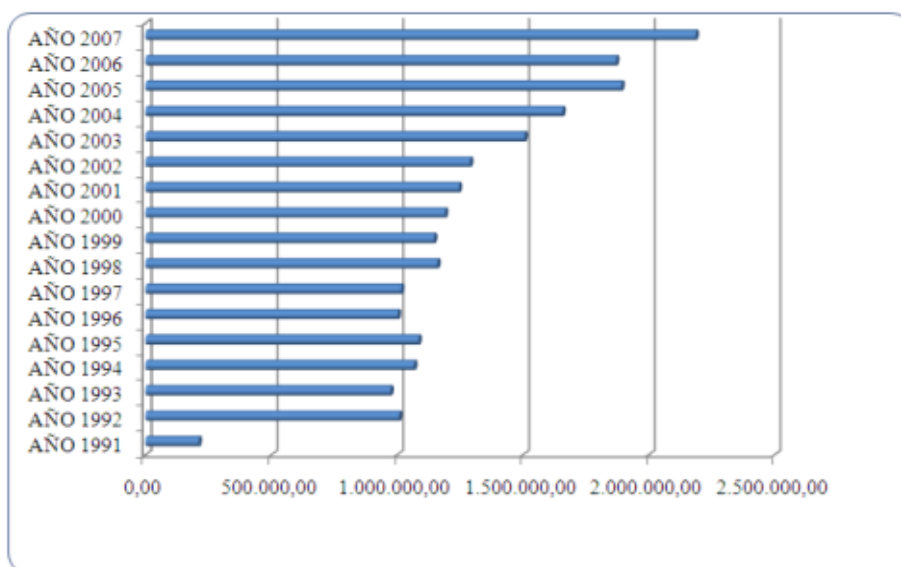


Figura 12 – Fluctuación del Tránsito, según Estación de Peaje Venado Tuerto.

La Figura 12 muestra la variación anual de vehículos desde el año 1.991 hasta el año 2.007 en la ciudad de Venado Tuerto. Como es de preverse se denota un incremento en el tránsito con el paso de los años, más allá de ciertas fluctuaciones producto de crisis internas.

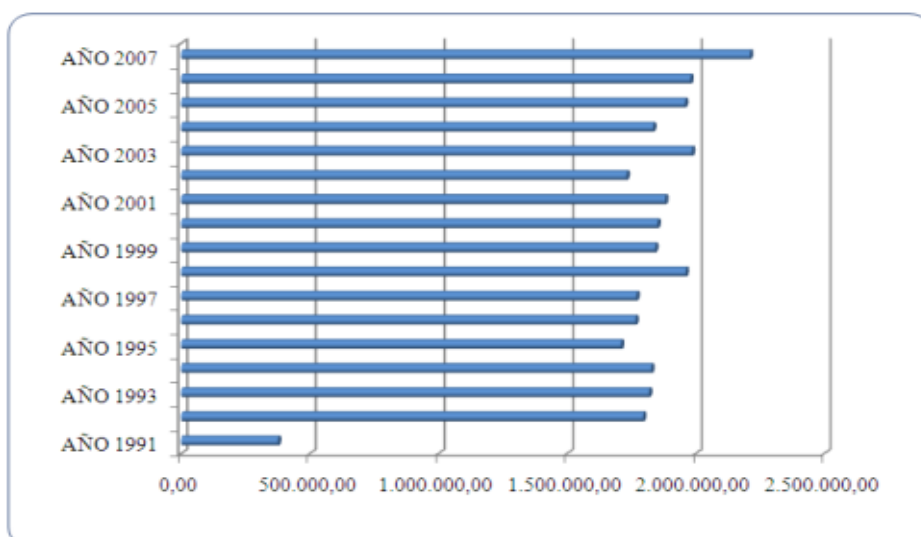


Figura 13 – Fluctuación del Tránsito, según Estación de Peaje Casilda.

La Figura 13 muestra la variación anual de vehículos desde el año 1.991 hasta el año 2.007 en la ciudad de Casilda. La variación mostrada demuestra ser más tenue en comparación con la estación en Venado Tuerto (Figura 14).

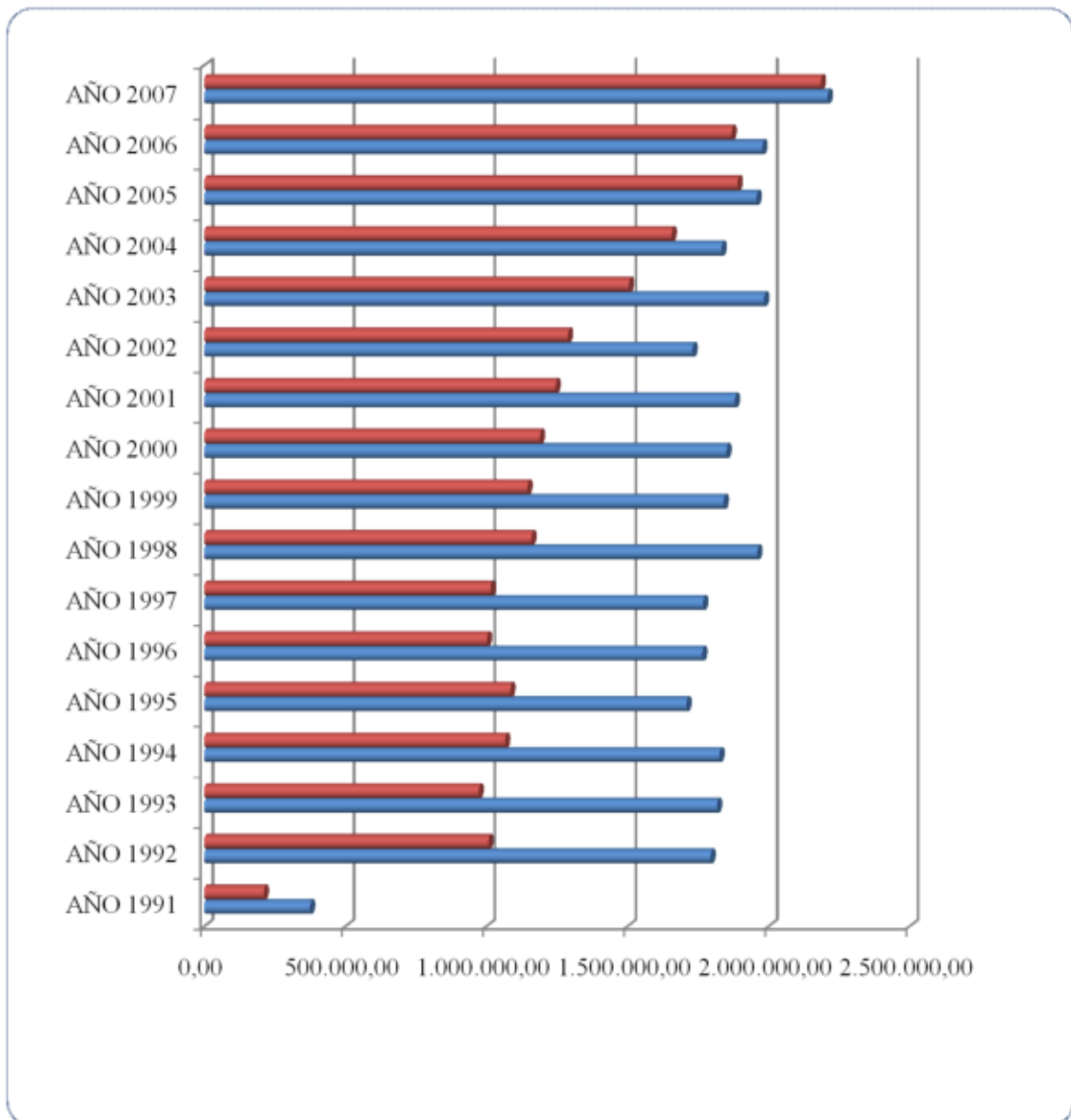


Figura 14 –Comparación de Tránsito entre Estaciones de Peaje.



### 2.2.5 Cálculo tránsito medio diario anual (TMDA).

El tráfico medio diario no viene a ser otra cosa que el número total de vehículos que pasan durante un periodo dado (en días completos ) igual o menor de un año, dividido entre el número de días del periodo.

Resultados Obtenidos:

A partir de los datos obtenidos en los conteos y clasificación vehicular en campo, se procedió a analizar la consistencia de la misma.

En el anexo se presentan las hojas de conteo de tránsito vehicular llevadas a cabo en el tramo en estudio.

La tabla 01 siguiente muestra el TMDA obtenido del proceso que se mencionó con anterioridad. Este valor ronda los 6.025 vehículos por día y por año, parámetro fundamental del inicio de todo proyecto.

Año 2007

ESTACIONES DE CONTROL						
MES	ESTACIONES PERMANENTES(PEAJE)				TOTAL DE FACTORES	FACTOR MEDIO(N)
	Venado Tuerto		Casilda			
	Vehículos	Factor	Vehículos	Factor		
ENERO	144.289	1,263	161.331	1,142	2,405	1,203
FEBRERO	132.221	1,378	150.129	1,227	2,606	1,303
MARZO	173.719	1,049	177.366	1,039	2,088	1,044
ABRIL	209.454	0,870	221.635	0,831	1,702	0,851
MAYO	202.346	0,901	199.060	0,926	1,826	0,913
JUNIO	185.020	0,985	179.840	1,025	2,010	1,005
JULIO	190.771	0,955	189.203	0,974	1,929	0,965
AGOSTO	204.073	0,893	198.397	0,929	1,822	0,911
SEPTIEMBRE	189.752	0,960	181.063	1,018	1,978	0,989
OCTUBRE	194.365	0,938	191.098	0,964	1,902	0,951
NOVIEMBRE	182.410	0,999	177.959	1,035	2,035	1,017
DICIEMBRE	178.543	1,021	184.180	1,000	2,021	1,011
		T.P.D. Venado Tuerto		T.P.D. Casilda		T.P.D. Adoptado
TOTAL	2.186.963,00	5.992,00	2.211.261,00	6.059,00	2.199.112,00	6.025,00
PROMEDIO	182.246,92		184.271,75		183.259,33	

Tabla 01 –Tránsito Medio Diario Anual para el año 2007.



### 2.2.6 Proyección tránsito futuro.

En vista que el diseño del pavimento de la vía, se basa tanto en el tráfico actual así como en los incrementos de tránsito que se espera utilicen la carretera, resulta necesario realizar las proyecciones de Tránsito Futuro.

En primer lugar resulta necesario determinar el periodo de proyección del tráfico, el cual está en función de la vida útil del pavimento, así como las tasas de crecimiento, las cuales están en función de las tasas de crecimiento demográficas y macroeconómicas.

#### *Vida útil del Proyecto:*

Para el presente caso se ha establecido un periodo de diseño de 20 años, contados a partir de la fecha de apertura del tránsito, por otro lado considerando que la vía entrará en servicio a partir del año 2.012 y que el estudio de tráfico se realizó en el año 2.007, el número de años hasta llegar a la vida útil del pavimento será de 20 años.

#### *Volumen de Tránsito Proyectado:*

El volumen de tránsito futuro (TF), se deriva a partir del tránsito actual (TA) y del incremento de tránsito (IT) esperado al final del periodo de vida útil del pavimento esperado.

$$\mathbf{TF = TA + IT}$$

El incremento de tránsito, es el volumen que se espera use la carretera construida en el año futuro seleccionado como de proyecto, éste tránsito se compone del Crecimiento Normal del Tránsito (CNT).

El Crecimiento Normal del tránsito, es el incremento del volumen de tránsito debido al aumento normal en el uso de los vehículos. El cual se cuantifica a través de una tasa de crecimiento vehicular, para un periodo de diseño de “n” años, empleando la siguiente fórmula:

$$\mathbf{CNTF = TA ((1+i)^n)}$$

#### 2.2.6.1 Tasa de crecimiento.

Las tasas de crecimiento vehicular varían dependiendo del tipo de vehículo, la determinación de las mismas se realiza a partir de series históricas de tráfico, en base a

estudios anteriores del tramo en estudio o de otras vías de naturaleza similar. Para el presente tramo en estudio se ha encontrado información histórica o estadística de tráfico en base a la estimación en cuanto a la base de datos de las Estaciones de peaje desde el año 1.991 al 2.007.

Una metodología alternativa o complementaria en el caso de no contar con información histórica o en caso que la misma resulte insuficiente es realizar un análisis elástico de las variables macroeconómicas (PBI, Demografía, etc.) del área de influencia del proyecto, considerando los resultados de una encuesta de origen - destino.

En el presente caso, compuesto básicamente por unidades ligeras y vehículos pesados, se ha considerado como tasa de crecimiento del tráfico ligero a la proyección de la tasa de crecimiento según la tabla 02.

ANO	TMDA	PROYECCION TASA DE CRECIMIENTO
1991	806,00	
1992	3.842,00	-0,39%
1993	3.827,00	3,53%
1994	3.967,00	-3,58%
1995	3.830,00	-0,92%
1996	3.795,00	0,60%
1997	3.818,00	10,73%
1998	4.277,00	-4,42%
1999	4.096,00	1,73%
2000	4.168,00	3,43%
2001	4.316,00	-4,25%
2002	4.140,00	13,46%
2003	4.784,00	0,00%
2004	4.784,00	9,31%
2005	5.275,00	0,00%
2006	5.275,00	12,45%
2007	6.025,00	

**TASA ASIGNADA**

**2,45%**

$$\text{CNTF} = \text{TA} ((1+i)^n =$$

Tabla 02 –Tasa de crecimiento del Tránsito Proyectado. 2007.

$$6025. (1+0,0245)^{20} = 9780 \text{ TMDA FUTURO}$$

De idéntica manera se concluye dicho valor según la tabla 03:

**Proyección 20 Años**

ESTACIONES DE CONTROL						
MES	ESTACIONES PERMANENTES(PEAJE)				TOTAL DE FACTORES	FACTOR MEDIO(N)
	Venado Tuerto		Casilda			
	Vehículos	Factor	Vehículos	Factor		
ENERO	234.209	0,792	261.871	0,876	1,667	0,834
FEBRERO	214.620	0,726	243.688	0,815	1,540	0,770
MARZO	281.979	0,953	287.899	0,963	1,916	0,958
ABRIL	339.984	1,149	359.756	1,203	2,352	1,176
MAYO	328.447	1,110	323.113	1,080	2,191	1,095
JUNIO	300.323	1,015	291.915	0,976	1,991	0,996
JULIO	309.658	1,047	307.113	1,027	2,074	1,037
AGOSTO	331.250	1,120	322.037	1,077	2,196	1,098
SEPTIEMBRE	308.004	1,041	293.900	0,983	2,024	1,012
OCTUBRE	315.492	1,066	310.189	1,037	2,104	1,052
NOVIEMBRE	296.087	1,001	288.862	0,966	1,967	0,983
DICIEMBRE	289.810	0,980	298.960	1,000	1,979	0,990
		T.P.D. Venado Tuerto		T.P.D. Casilda		T.P.D. Adoptado
<b>TOTAL</b>	3.549.862,18	9.726,00	3.589.302,51	9.834,00	3.569.582,35	9.780,00
<b>PROMEDIO</b>	295.821,85		299.108,54		297.465,20	

Tabla 03 –Tránsito Medio Diario Anual Proyectado para 20 años.

Según la Dirección Nacional de Vialidad estipula cierto parámetro de diseño geométrico en base al TMDA. Es por ello que para dicha circunstancia se estipula como Categoría I de llanura, con un TMDA que ronda entre 5.000 y 15.000, con control total o parcial de accesos, y números de carriles 2 + 2. También se dan ciertos parámetros de diseño a tener en cuenta.

En cuanto a la arteria secundaria se estipula un tránsito medio diario anual proyectado, producto de ingresos y egresos a la ciudad de Venado Tuerto, de 3.500 veh por día. Estamos aquí en Categoría II de llanura, con un TMDA entre 1.500 a 5.000, con control parcial, y 2 carriles. Al igual que el anterior se estipulan pendientes transversales, longitudinales, radios de curvas, distancias de frenado y visibilidad, etc.

### 2.3 Traza Autovía Ruta Nacional N° 33.

Después de sucesivos encuentros con funcionarios del Órgano de Concesiones Viales (Occovi) y de Vialidad Nacional, el titular de la Comisión Plan Autopista, Ovidio Butani, confirmó que la obra que unirá la ruta A0-12 con la ciudad de Firmat "comenzará a construirse en mayo de 2.012, y a partir del año próximo se realizarán obras menores en distintas localidades del sur santafesino". La obra, cuya traza ya está defi-

nida, costará mil millones de pesos que serán aportados por el Estado Nacional. Mientras tanto, funcionarios y entidades del sur santafesino pedirán a la presidenta Cristina Kirchner que se incluya al tramo de 160 kilómetros que separan a Firmat de Rufino, tramo que no será construido por el momento, pero que es tenido en cuenta.

En el encuentro se presentó el plano de la traza aprobada y “aseguraron que al pliego lo compraron 25 empresas”. Los plazos para la adquisición de pliegos vencieron el 23 de enero 2.009.

El total del recorrido es de 80 kilómetros, de los cuales en 20 se incorporarán dos nuevas manos mientras que en los otros se construirán cuatro nuevas manos. El tramo completo une a la ciudad de Firmat con la ruta A0-12, la segunda circunvalación de Rosario.

El pliego de licitación contiene ocho corredores viales. Este tramo forma parte del corredor vial N° 8 y los otros se vinculan con otros trayectos de rutas en distintas partes del país. Los pliegos de los ocho corredores fueron comprados por 25 empresas. En el caso de la obra de Firmat-ruta A0-12, el monto invertido por el gobierno nacional asciende a los mil millones de pesos.

Durante los años 2.010 y 2.011 se comenzará con las obras menores, es decir, rotondas, dársenas y tortugones para evitar el sobrepaso de vehículos en la zona urbana de los pueblos que se verán beneficiados con esas obras. A partir del año 2.012 hasta 2.015 se construirá la autovía.

El lobby comenzó hace varios años, con total amplitud, con el objetivo de tener una autovía en el tramo Rosario-Rufino porque la realidad muestra que la situación se ha tornado insostenible para el tránsito con la infraestructura actual. Quedó pendiente el tramo Firmat-Rufino, pero es un gran logro que se lleve a cabo la autovía aprobada por el gobierno Nacional.

El vertiginoso crecimiento del parque automotor; la problemática del tránsito, los semáforos, lomos de burro y la circulación de vehículos a diferentes velocidades generan caravanas, donde sobrepasar equivale a transitar en contramano y requiere tener mucha precisión para evitar un choque frontal.

La autovía permitirá contar con una vía rápida, moderna y segura que disminuirá notablemente los accidentes de tránsito. Lograremos viajes más seguros, ágiles y placenteros, se generará gran cantidad de puestos de trabajo, y además, por la marcha

constante, se reducirá hasta un 20 por ciento el consumo de combustibles, cubiertas y frenos.

En el proyecto se adjunta la traza elegida desde Firmat a Rosario y se estipula el posible paso desde Firmat a Rufino por la actual Traza de Ruta Nacional N° 33.

Como se sabe en la actualidad Ruta N° 33 en el tramo desde la ciudad de Firmat hasta Rosario se ve afectada por los diversos pueblos que atraviesa. Es por ello que se han definido varios tramos dentro de la traza con diversos criterios.

1) Circulando desde la Ciudad de Venado Tuerto en dirección hacia Firmat, en dicha ciudad se ha dispuesto de un By Pass por medio de calzadas separadas (Figura 15). Con ello se logra no tener que ingresar a la ciudad para continuar el trayecto. Permite mayor seguridad a los habitantes, descongestión del tránsito generado y mayor capacidad.

2) Continuando el recorrido en ascenso se denota la duplicación de calzadas en el trayecto entre Firmat y Villada por el actual recorrido (Figura 16).

3) Antes y después de la Localidad de Villada se interpone un nuevo By Pass (Figura 17).

4) Entre Villada y Chabas, primeramente se continua por la actual traza, duplicando calzadas y luego se estipula un By Pass que permite evitar el paso del tránsito por la ciudad de Casilda, Pujato y retomar, luego de un trayecto por la actual traza, el empalme con Ruta A0 12, pocos Km antes de la Ciudad de Rosario (Figura 18, 19, 20 y 21).

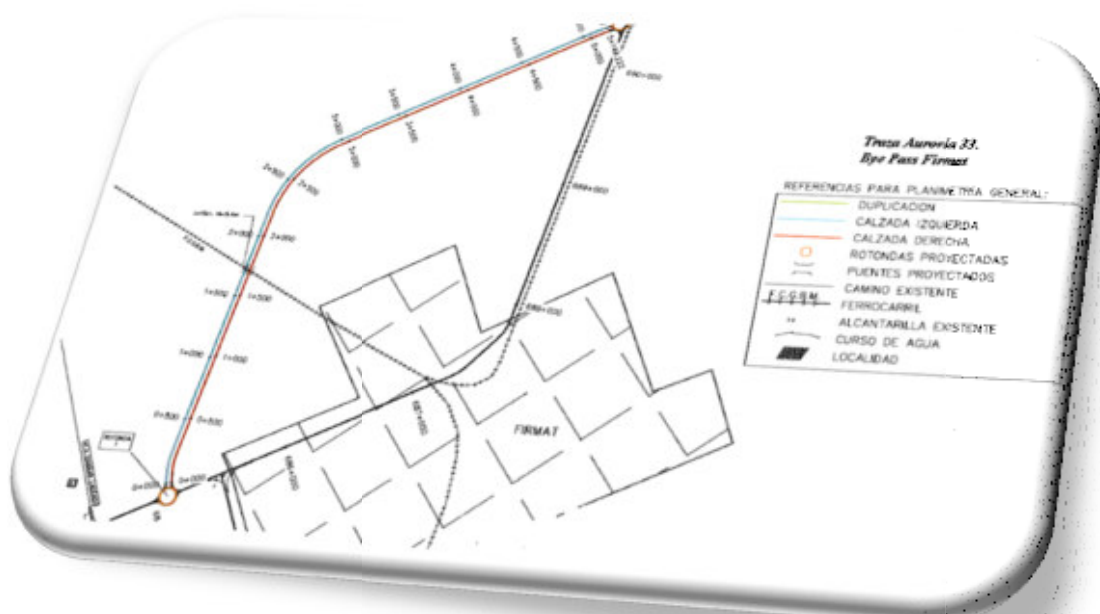


Figura 15–Traza Autovía 33. By Pass en Firmat.

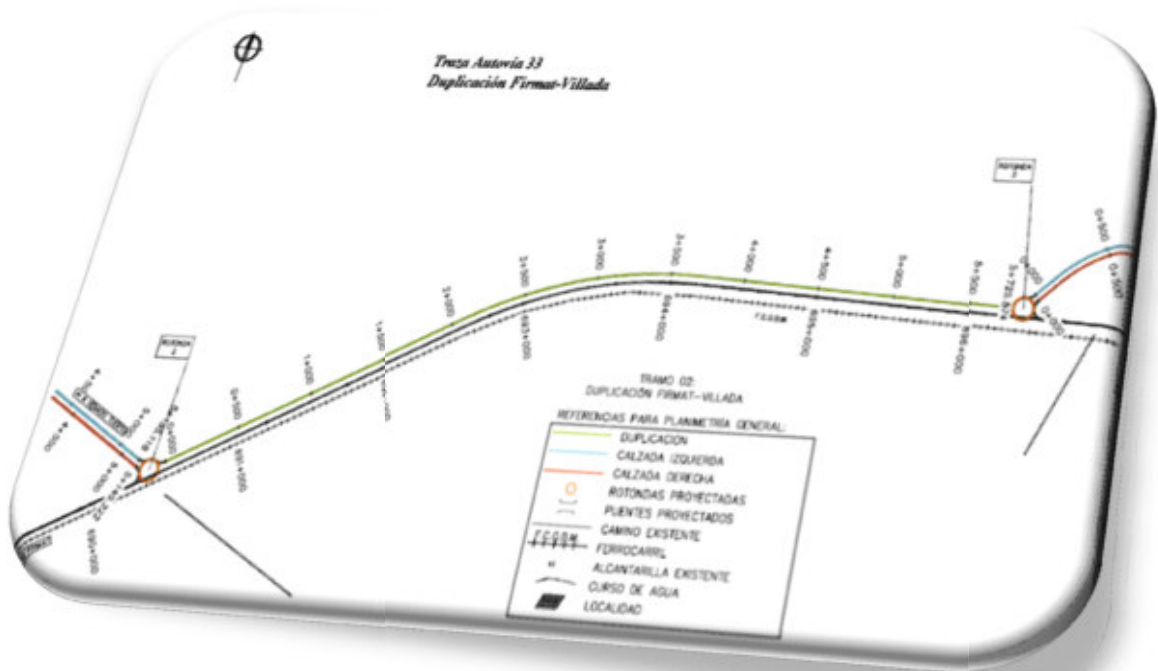


Figura 16–Traza Autovía 33. Duplicación entre Firmat y Villada.

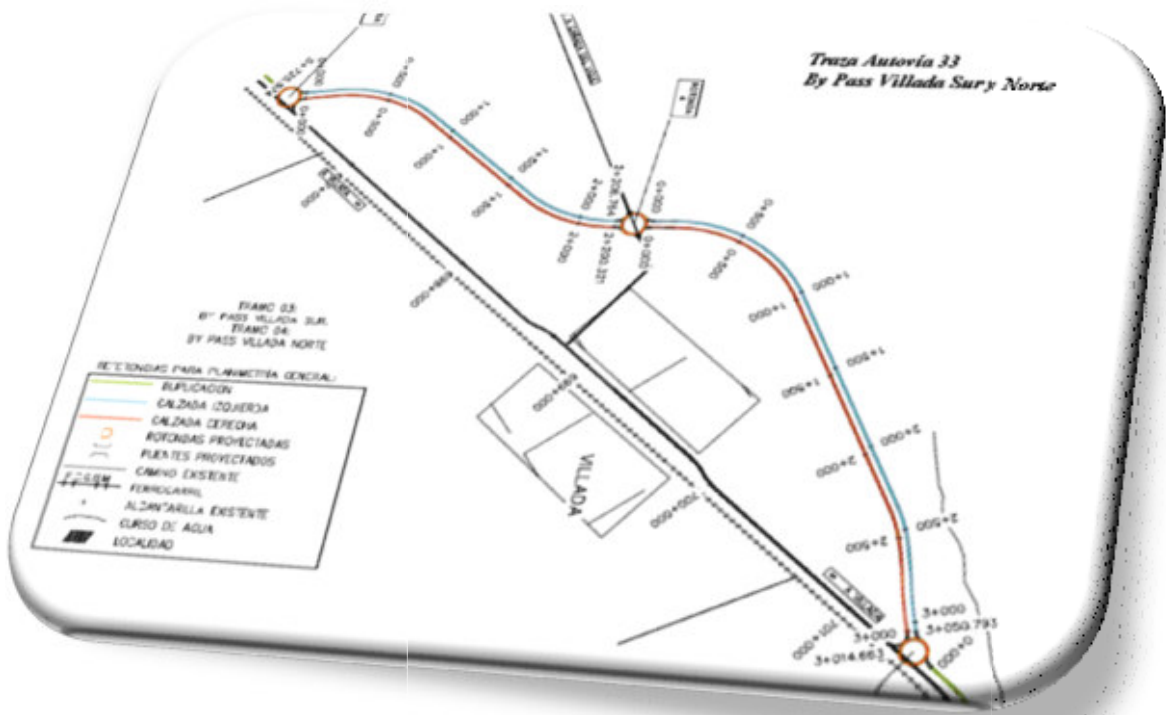


Figura 17–Traza Autovía 33. By Pass en Villada al Norte y al Sur.

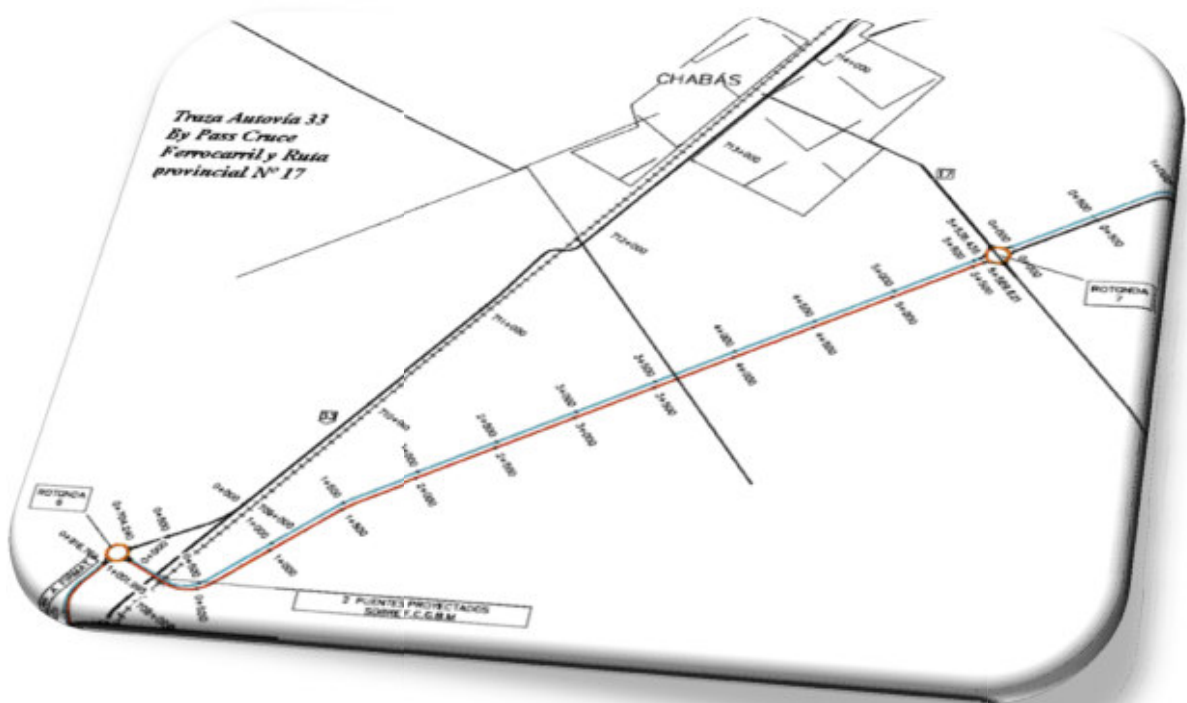


Figura 18—Traza Autovía 33. By Pass entre Ferrocarril y Ruta P N° 17.

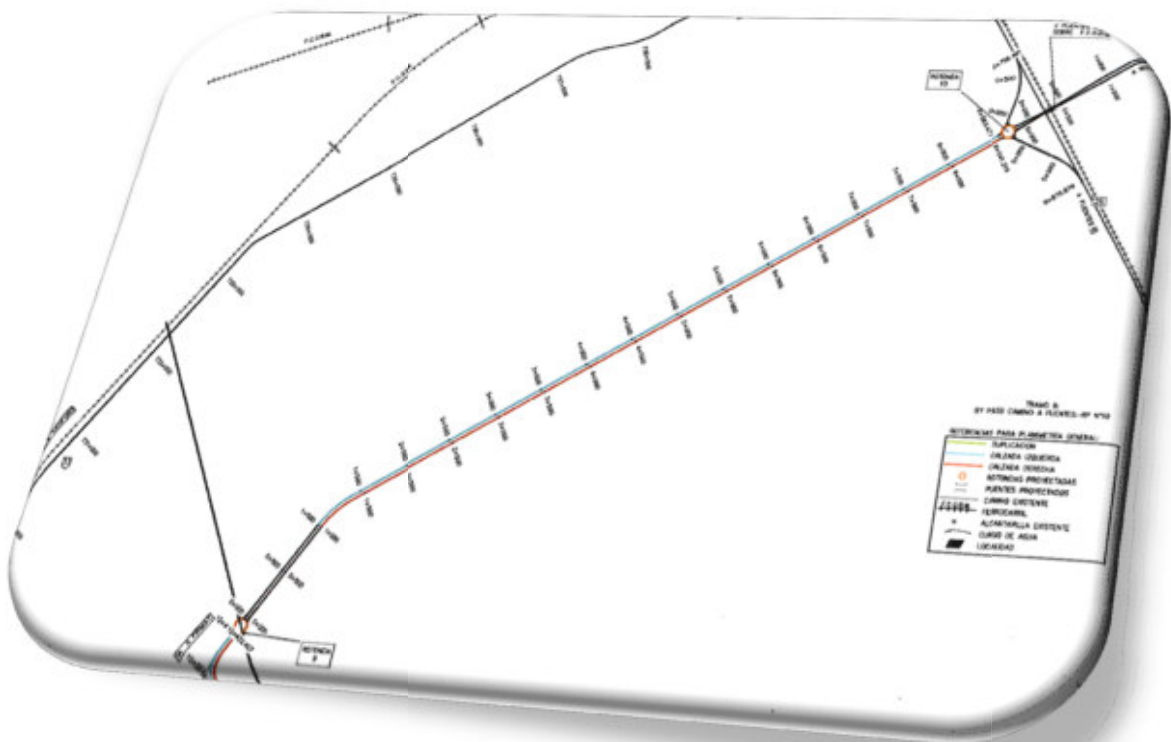


Figura 19—Traza Autovía 33. By Pass camino a Fuentes y RP N° 19.

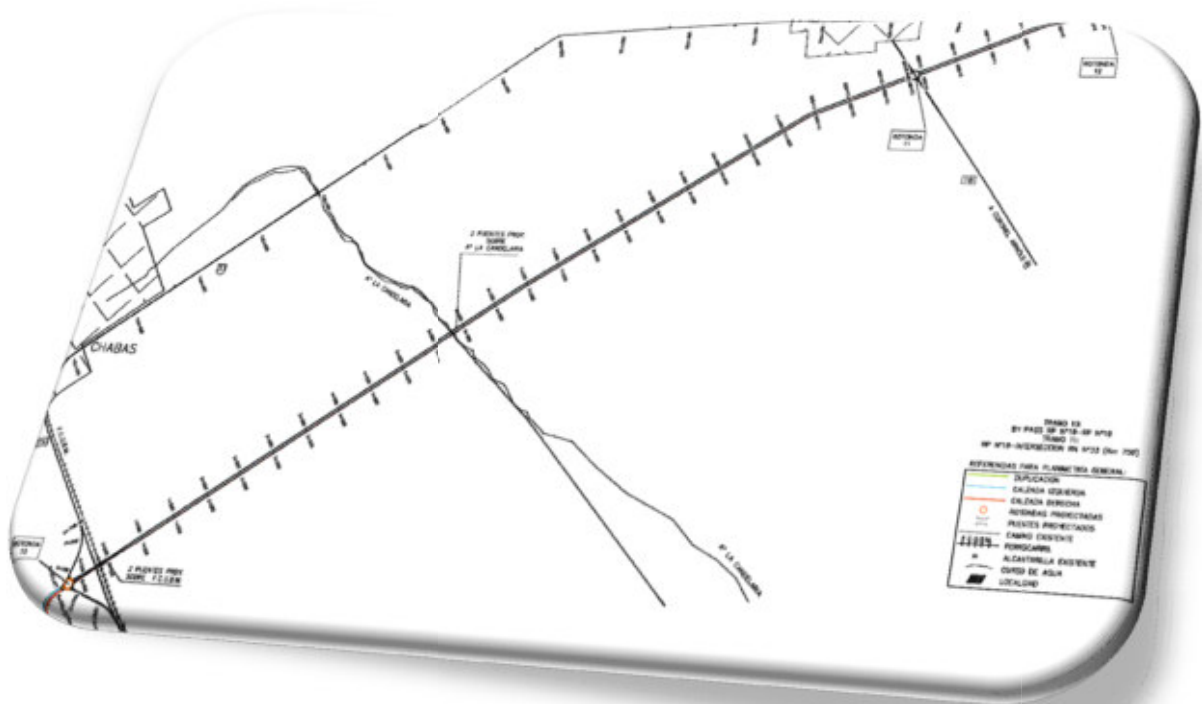


Figura 20—Traza Autovía 33. By Pass RP. N° 18 y RP. N° 19 c/ salida a RN. N° 33.

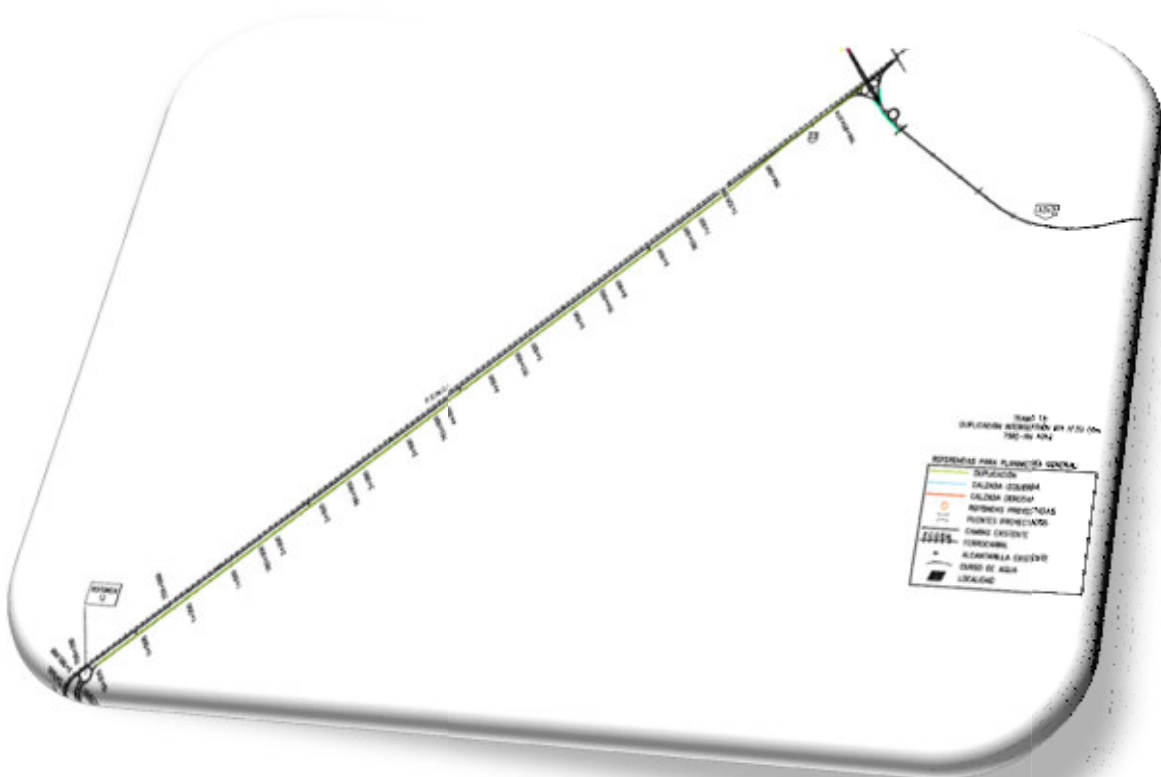


Figura 21— Duplicación RN. N° 33 y culminación en A0 12.



Para visualizar mejor la traza propuesta se dejan adjuntos los planos en mayor escala en forma digital, según la siguiente numeración.

1. Trazo completa desde Firmat hasta Intersección A0 12.
2. By Pass en la Ciudad de Firmat.
3. Duplicación de calzada en tramo desde Firmat a Villada.
4. By Pass Villada Norte y Sur.
5. By Pass Ferrocarril y RP. N° 17.
6. By Pass camino a Fuentes y RP. N° 19.
7. By Pass RP. N° 18 y RP. N° 19.
8. Duplicación RN. N° 33 y culminación en A0 12.

## 2.4 Replanteo Ruta Nacional N° 33 y Av. Circunvalación.

### 2.4.1 Catastro de la zona.

Según los planos adquiridos por la Municipalidad de Venado Tuerto se pueden obtener las medidas de los terrenos que forman parte de la intersección en cuestión y partes aledañas. La Figura 22 muestra el replanteo de la zona de estudio.

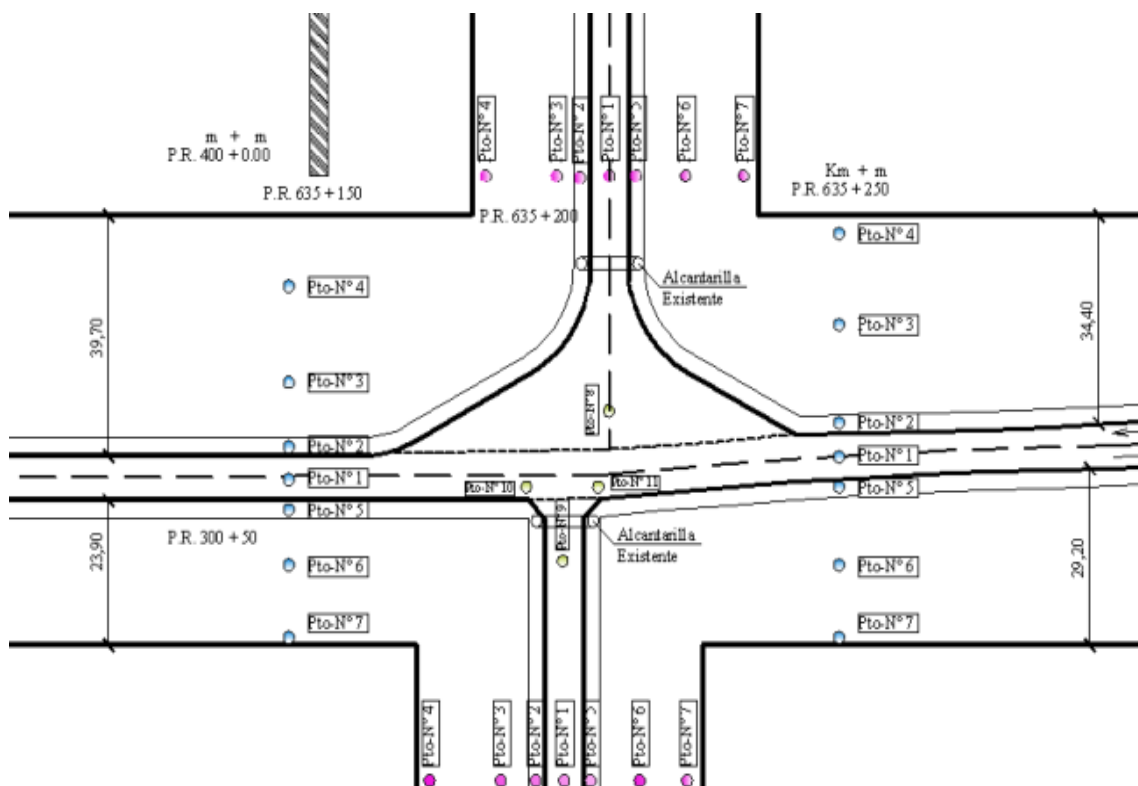


Figura 22–Replanteo Ruta Nacional N° 33 y Av. Circunvalación.

En la Figura 23 se pueden observar las dimensiones de los terrenos relevados y alrededores.

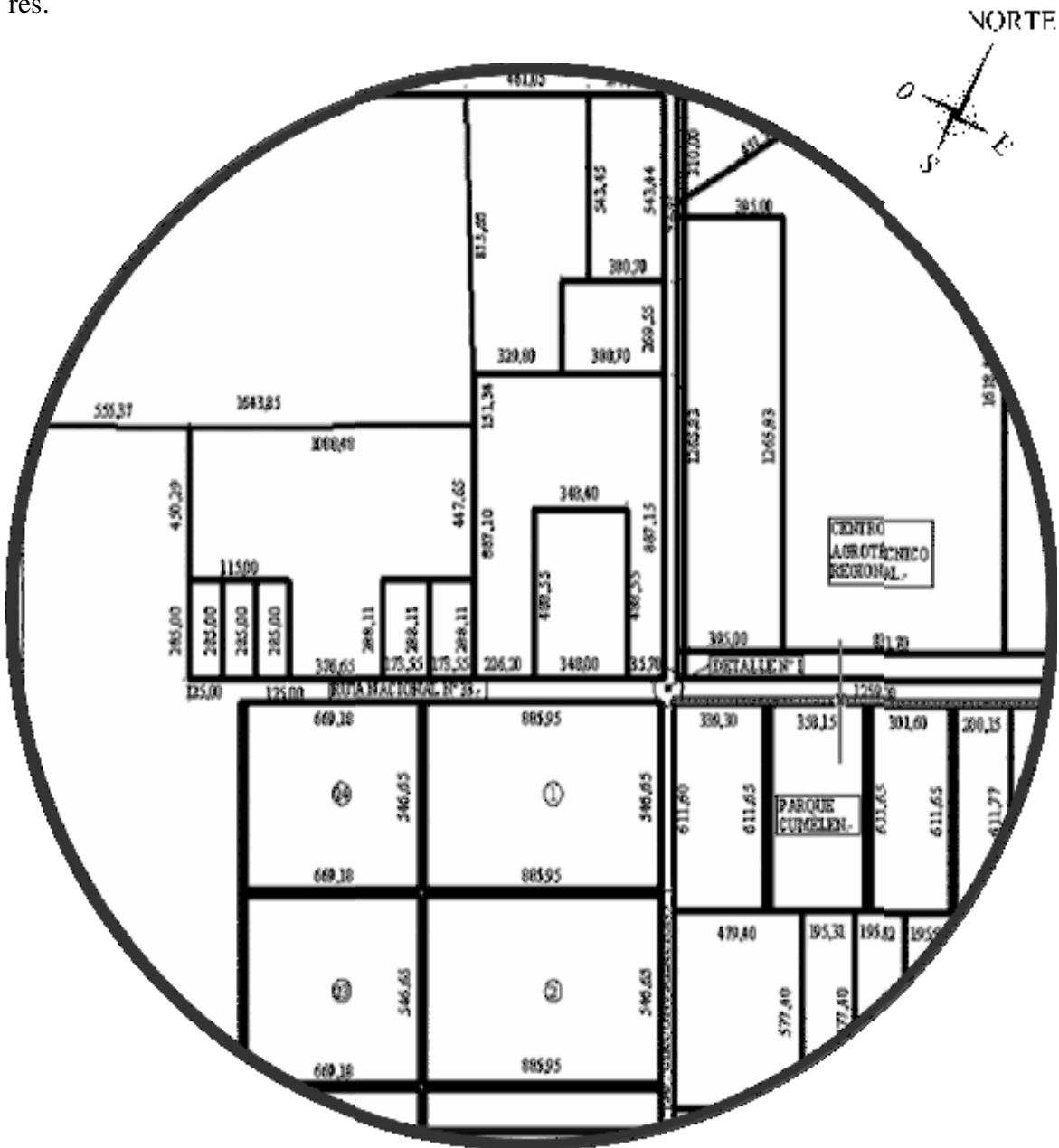


Figura 23–Catastro- Intersección Ruta Nacional N° 33 y Av. Circunvalación.

Para obtener mayor precisión se recomienda ver el Plano N° 02.

#### 2.4.2 Replanteo de la Intersección.

Mediante el uso de cinta métrica se llevó a cabo el relevamiento planimétrico de la intersección. Con los datos pertinentes se confeccionó el plano adjunto en el Proyecto conjuntamente con las estaciones de nivelación y progresivas de camino (Plano N° 03 y Figura 22).

A rasgos generales la Ruta Nacional N° 33 posee entre líneas divisorias de predios o ancho de camino 71 m. En tanto Av. Circunvalación y Camino al Aeródromo, pese al desfasaje, tienen 52,10 m.

En cuanto a la Ruta Nacional N° 33 posee una pequeña curvatura de la traza luego de unos metros del paso por la intersección. Curva y contracurva es exactamente lo



que ocurre sobre la misma. Algo curioso que sucede sobre la traza es el paralelismo antes de la intersección hacia la margen izquierda, visto desde Firmat hacia Venado Tuerto, y pasados unos metros el paralelismo sobre margen derecho, visto de igual forma. En la figura 24 se puede presenciar una imagen del lugar citado.

Figura 24-Imagen del lugar.

Existe un pequeño desfasaje entre Av. Circunvalación y Camino al Aeródromo, se denota también el tratamiento superficial y el terreno natural entre el lado izquierdo y derecho separados por la Ruta Nacional N°33 (Figuras 25 y 26).



Figura 25-Camino al Aeródromo.



Figura 26-Av. Circunvalación.

## 2.5 Nivelación.

### 2.5.1 Nivelación de puntos en cotas relativas.

La nivelación ha contribuido en forma muy importante al desarrollo de la civilización, ya que las construcciones de caminos, conductos de agua o canales, las grandes obras de arquitectura, entre otras, tanto de la era moderna como de la antigüedad, son una prueba palpable de este sorprendente descubrimiento. No se sabe con exactitud el origen de esta rama de la topografía, pero se piensa que desde que el hombre quiso ponerse a cubierto, tanto del clima como de las bestias, se tuvo una idea de la nivelación; desde apilar materiales y dar cierta estabilidad a estos, como el hecho de cursar las aguas para los cultivos, pensando incluso ya en las pendientes. Lo cual condujo a la fabricación de ingeniosos instrumentos, desarrollándose técnicas y estudios, lo que originó las nuevas teorías, el desarrollo tecnológico y científico, originando los nombres que utilizamos cotidianamente en estos días. Siendo muestras de belleza y admiración lo logrado en las pirámides de Egipto, los caminos y canales hechos por los Griegos y Romanos, el Canal de Suez, los túneles del Mont-Cenis en Panamá, y tantas otras obras que sin la nivelación, jamás estarían de pie para admirarlas en estos años, quedando muy en nuestras mentes la existencia de las prácticas de la nivelación, desarrollándose diversos tipos, de entre los que se encuentra la Nivelación Directa, Topográfica o Geométrica, método que nos permite encontrar directamente la elevación de los terrenos, mediante la referencia de puntos o cotas, en relación a superficies cuya altura ya se conoce referencialmente.

El equipo necesario para efectuar una nivelación geométrica se compone de un nivel óptico y una mira parlante, sobre la cual se dirigen las visuales horizontales de nivel, llamadas golpes de nivel.-

En cada estación del nivel, el primer golpe de nivel recibe el nombre atrás, y la última visual horizontal se llama adelante. El resto de las visuales reciben el nombre de golpes de nivel "intermedios". Las lecturas de miras resultantes reciben el nombre de lectura atrás, lectura adelante y lecturas intermedias, respectivamente.

Para la realización de este proyecto se utilizó una nivelación compuesta, que consiste en dividir en trozos de nivelación simple, siendo el desnivel entre dos puntos A y B. La nivelación adoptada es abierta en un solo sentido.

Antes de comenzar la nivelación se procedió a estipular si el aparato poseía error en cuanto a la horizontalidad de los ejes de la retícula.

Para ello se tomó una distancia de 50m, se niveló hacia un lado y otro de los puntos que forman dicho segmento. Analizando las alturas se concluyó en que el nivel no posee error alguno. En base a ello se siguió con las tareas pactadas.

La nivelación se ejecutó siguiendo la traza del camino existente y se realizó en dos etapas:

La primera fue la nivelación desde Ruta Nacional N° 33, viniendo desde la Ciudad de Venado Tuerto hacia la ciudad de Firmat. Se nivelaron 750 m., tomando distintos puntos de la sección transversal. Los puntos característicos son: banquina derecha e izquierda, cuneta derecha e izquierda, terreno natural derecho e izquierdo. Por razones de seguridad no se ha tomado el eje de camino debido al frecuente tránsito de esta arteria. En base a la pendiente de la calzada se corresponden estos datos. Se tomo como referencia el pinchote municipal A 20 de cota 109,790.

La segunda etapa fue por calle Alberto de Brouckere (Av. Circunvalación) pasando transversalmente la Ruta Nacional N° 33, continuando por camino al Aeródromo. También se nivelaron 750 m, siguiendo el criterio antes mencionado.

### 2.5.2 Método de nivelación.

Siendo, la diferencia de elevación entre dos puntos la distancia entre dos planos horizontales, ya sean reales o imaginarios, en los cuales están dichos puntos. Se observa, que las medidas de diferencias de nivel tienen mucho que ver, ya sea directa o indirectamente con las medidas de distancias verticales, debido a que éste conjunto de procedimientos realizados para tomar las medidas citadas, toma el nombre de nivelación. Considerando al nivel medio del mar al plano de referencia más empleado; Sin embargo para realizar una nivelación no es necesario relacionarse con esta consideración, puesto que un levantamiento, se hace referenciando a un plano cualquiera, con respecto a las cotas referenciadas, si solo se desea la nivelación relativa de los puntos entre sí.

Las diferencias de elevaciones se pueden medir por varios métodos, siendo observados como tipos de nivelación, dentro de los cuales tenemos:

*Nivelación Barométrica;* se determina por medio de un Barómetro, puesto que la diferencia de altura entre dos puntos se puede medir aproximadamente de acuerdo con

sus posiciones relativas bajo la superficie de la atmósfera, con relación al peso del aire, que se determina por el barómetro.

*Nivelación Trigonométrica o Indirecta (por pendientes);* se puede determinar con una cinta y un clisímetro, o bien, un teodolito, al basar sus resoluciones en un triángulo rectángulo situado en un plano vertical, por lo que se toman medidas de distancias horizontales y ángulos verticales.

*Nivelación Geométrica o Directa (por alturas);* permitiendo la determinación directa de las alturas de diversos puntos, al medir las distancias verticales con referencia a una superficie de nivel, cuya altura ya es conocida.

Se observan a continuación las partes de un nivel sencillo, el cual está formado por un anteojo, provisto de una retícula que indica la dirección del eje o línea de colimación y del eje óptico, los cuales deben coincidir; además un nivel tubular unido al anteojo por medio de tuercas agujeradas, las que sirven para ajustar el instrumento, de modo que el eje de colimación sea paralelo a la línea de fe; un eje vertical, alrededor del cual gira libremente el anteojo en un plano horizontal; a su vez otro eje en el cual gira el eje vertical, estando unido a una placa elástica, en la que se han perforado para la posición de los tornillos nivelantes, los que están sostenidos o descansan en la placa base, donde el agujero mayor y vertical con rosca sirve para introducir el tornillo de sujeción al trípode. Además cabe destacar que en la actualidad los niveles más sencillos, están provistos de un limbo para permitir la lectura de ángulos horizontales; los que son de metal o de vidrio.

Como anteriormente se expuso, el nivel está dotado de una serie de instrumentos geométricos, los cuales deben guardar ciertas condiciones para su efectividad y su fácil corrección, con la finalidad principal de medir y/o visualizar horizontalidades; por tanto consideraremos el eje óptico, el de figura y el eje vertical de rotación, además, la línea de fe y el hilo horizontal del retículo; los cuales deberán presentar las siguientes características en general:

El eje óptico debe ser paralelo al eje de figura.

El eje vertical de rotación del anteojo, debe ser perpendicular a la línea de fe.

La línea de fe de la ampolleta de nivel, debe ser paralela al eje óptico.

El hilo horizontal de la retícula debe ser perpendicular al eje vertical de rotación.

### *Errores en una Nivelación*

Instrumento descorregido

Hundimiento del trípode o de los puntos

Puntos de cambio mal ubicados

Error al no tener centrada la burbuja en el momento de leer, cosa que ocurre generalmente con instrumentos que tienen tornillo de trabajo.

Error por lectura en mira

Al golpear el trípode.

#### 2.5.3 Conclusiones sobre la nivelación.

Se han logrado los objetivos y más aun se ha aprendido mucho más de lo requerido, considerando las tolerancias nombradas, los errores que no se deben cometer, las faltas comunes al nivelar, las compensaciones, entre otras.

Con los datos obtenidos de la nivelación se podrán configurar los perfiles transversales, y la altimetría del conjunto vial.

Refiriendo las alturas obtenidas al pinchote antes mencionado, se pueden obtener las cotas en base al nivel del mar de cada punto en cuestión, En la Tabla 04 se muestra la planilla de nivelación para Ruta Nacional N° 33. En la Tabla 05 se muestra para Av. Circunvalación y Camino al aeródromo.

Si se desea ver con más profundidad los puntos tomados y las estaciones de nivelación, dirigirse al Plano N° 03.

PUNTOS	PROGRESIVA	LECTURAS			COTAS	
		ATRÁS	INTERM.	ADE.	CPV	Ci
	<b>50,00</b>					
1		1,220		1,17	112,71	<b>111,49</b>
2		1,290		1,250	112,71	111,46
3		3,040		2,970	112,71	109,74
4		2,260		2,310	112,71	110,40
5		1,655		1,370	112,71	111,34
6		3,745		3,08	112,71	109,63
7		2,850		2,030	112,71	110,68
	<b>150,00</b>					
1		0,830		0,870	112,320	<b>111,450</b>
2		0,900		0,950	112,360	111,410
3		2,460		2,510	112,200	109,690
4		1,970		2,040	112,370	110,330
5		1,16		1,02	112,500	111,480
6		2,830		2,970	112,460	109,490
7		1,840		2,090	112,520	110,430
	<b>250,00</b>					
1		0,680		1,240	112,130	<b>110,890</b>
2		0,760		1,320	112,170	110,850
3		2,630		3,050	112,320	109,270
4		2,100		2,330	112,430	110,100
5		0,730		1,210	112,210	111,000
6		2,670		3,790	112,160	108,370
7		2,000		2,430	112,430	110,000
	<b>350,00</b>					
1		0,730		0,880	111,620	<b>110,740</b>
2		0,800		0,960	111,650	110,690
3		2,450		3,360	111,720	108,360
4		1,790		2,360	111,890	109,530
5		0,650		0,850	111,650	110,800
6		2,850		2,370	111,220	108,850
7		1,900		1,910	111,900	109,990
8			0,820		111,650	110,830
9			0,770		111,650	110,880
10			0,720		111,650	110,930
11			0,760		111,650	110,890
	<b>450,00</b>					
1		1,290		1,480	112,030	<b>110,550</b>
2		1,360		1,560	112,050	110,490
3		3,600		2,160	111,960	109,800
4		2,560		3,550	112,090	108,540
5		1,190		1,730	111,990	110,260
6		2,700		2,900	111,550	108,650
7		2,320		2,730	112,310	109,580
	<b>550,00</b>					
1		1,020		1,280	111,570	<b>110,290</b>
2		1,090		1,350	111,580	110,230
3		2,790		2,540	112,590	110,050
4		1,960		1,990	110,500	108,510
5		1,100		1,370	111,360	109,990
6		2,410		2,610	111,060	108,450
7		2,030		2,010	111,610	109,600
	<b>650,00</b>					
1		1,080		1,130	111,370	<b>110,240</b>
2		1,150		1,200	111,380	110,180
3		2,300		2,640	112,350	109,710
4		1,770		2,150	110,280	108,130
5		1,140		1,390	111,130	109,740
6		1,920		3,200	110,370	107,170
7		1,800		2,080	111,400	109,320

Tabla 04-Nivelación Ruta Nacional N° 33.



PUNTOS	PROGRESIVA	LECTURAS			COTAS	
		ATRAS	INTERM.	ADE.	CPV	Ci
	<b>50,00</b>					
1		1,540		1,52	110,72	<b>109,18</b>
2		1,570		1,560	110,72	109,16
3		1,900		1,880	110,72	108,84
4		1,100		1,340	110,72	109,38
5		1,600		1,630	110,72	109,09
6		1,85		1,69	110,72	109,03
7		1,150		1,370	110,72	109,35
	<b>150,00</b>					
1		1,470		1,300	110,650	<b>109,350</b>
2		1,530		1,430	110,690	109,260
3		1,800		1,850	110,640	108,790
4		1,320		1,120	110,700	109,580
5		1,59		1,45	110,680	109,230
6		1,700		1,770	110,730	108,960
7		1,240		1,030	110,590	109,560
	<b>250,00</b>					
1		1,600		1,350	110,950	<b>109,600</b>
2		1,730		1,480	110,990	109,510
3		2,110		1,870	110,900	109,030
4		1,390		1,690	110,970	109,280
5		1,730		1,530	110,960	109,430
6		2,050		1,860	111,010	109,150
7		1,600		1,880	111,160	109,280
	<b>350,00</b>					
1		2,540		1,400	112,140	<b>110,740</b>
2		2,700		1,500	112,210	110,710
3		3,070		2,670	112,100	109,430
4		2,870		2,470	112,150	109,680
5		2,740		1,470	112,170	110,700
6		3,020		2,850	112,170	109,320
7		3,080		2,450	112,360	109,910
	<b>450,00</b>					
1		1,330		1,450	112,070	<b>110,620</b>
2		1,500		1,660	112,210	110,550
3		2,590		2,830	112,020	109,190
4		2,370		3,050	112,050	109,000
5		1,450		1,650	112,150	110,500
6		2,880		2,620	112,200	109,580
7		2,440		2,540	112,350	109,810
	<b>550,00</b>					
1		1,310		1,470	111,930	<b>110,460</b>
2		1,520		1,620	112,070	110,450
3		2,660		2,860	111,850	108,990
4		2,940		3,050	111,940	108,890
5		1,470		1,610	111,970	110,360
6		2,510		2,830	112,090	109,260
7		2,460		2,460	112,270	109,810
	<b>650,00</b>					
1		1,190		1,270	111,650	<b>110,380</b>
2		1,350		1,420	111,800	110,380
3		2,650		3,060	111,640	108,580
4		2,730		3,060	111,620	108,560
5		1,300		1,530	111,660	110,130
6		2,550		3,070	111,810	108,740
7		2,300		3,300	112,110	108,810

Tabla 05-Nivelación Av. Circunvalación.



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 3**

**ANÁLISIS DE SOLUCIONES POSIBLES**

**Mauricio Exequiel Revelant**

### **3) ANÁLISIS DE SOLUCIONES POSIBLES.**

#### **3.1 ¿Que es un Intercambiador vial?**

Se define como intercambiador a toda intersección a distinto nivel que posea al menos una conexión entre las corrientes de tránsito, es decir, se produce intercambio de tránsito.

Se eliminan los conflictos de cruzamiento por la separación de niveles, y los conflictos de giro se minimizan en mayor o menor medida de acuerdo con la configuración del intercambiador.

Se justifican las mayores inversiones para un intercambiador en autopistas con control total de accesos, en intersecciones a nivel con problemas de congestión o con elevada cantidad de accidentes graves, etc.

Si bien el proyecto de cada intercambiador es particular para cada emplazamiento, se debe considerar el resto de los intercambiadores a lo largo de una autopista. Desde el punto de vista de la seguridad es importante que presenten cierta uniformidad o consistencia en el diseño: ramas de salida siempre antes del cruce con el camino transversal, siempre sobre la derecha, una sola salida por dirección, etc.

Cuando la topografía lo permita, es buena solución elevar el camino transversal. De este modo las ramas de salida tendrán pendiente ascendente permitiendo reducir la velocidad de los vehículos, especialmente los pesados. Las ramas de entrada a la autopista poseerán pendiente descendente facilitando de este modo la aceleración de los vehículos que ingresan a la autopista. Esta solución tiene además la ventaja de que la visión del puente cruzando sobre la autopista, que alerta al conductor sobre la presencia del intercambiador. En el proyecto se plantea el puente sobre los carriles de la vía principal. Por lo general se evita así, elevados movimientos de suelo, tales como las ramas que unen ambas carreteras. Además permite, previendo de antemano un margen en cuanto a la luz del puente a considerar, el ensanche de carriles si fuese necesario en un futuro. Se consigue además en los puntos de mayor conflicto, el cruce a nivel sobre el camino secundario.

Para que los conductores que crucen el intercambiador y continúen con la misma dirección (tránsito pasante), como para los que giren (tránsito que intercambia), puedan realizar las maniobras con seguridad y sin indecisiones, deberá complementarse el diseño del mismo con la señalización correspondiente. Con suficiente anticipa-

ción se deberá informar al usuario de los recorridos que debe efectuar para un destino determinado.

Los diseños más simples son más fáciles de señalar y de interpretar por parte de los usuarios no habituales. Los factores a considerar son: las características de los caminos que se cruzan, la naturaleza del área circundante, la velocidad de diseño de ambos caminos, los volúmenes y la composición del tránsito total y de cada giro, la seguridad, la topografía, la zona de camino disponible, los costos de expropiación y construcción.

### 3.1.1 Separación entre Intercambiadores.

Si la separación entre dos intercambiadores es reducida, pueden producirse problemas operacionales, con reducción de la seguridad en la circulación. Dicha distancia debe permitir que se realicen las maniobras de entrecruzamiento en forma segura.

Las separaciones aconsejables son:

- autopistas rurales: 2,5 km,
- autopistas urbanas: 1,6 km.

Una separación adecuada permite además ubicar correctamente la señalización, de manera tal que los conductores puedan decidir correctamente las maniobras a realizar.

En una sección de entrecruzamiento circulan dos clases de tránsito:

- tránsito directo: entra y sale sin cruzar la trayectoria de los otros vehículos,
- tránsito que entrecruza: atraviesa la línea que une las narices de la entrada y salida.

El número total de vehículos que pasa por un tramo de entrecruzamiento no puede ser superior a la capacidad de un carril. Cuando se supere esta capacidad, algunos vehículos deberán realizar dos maniobras, es decir, se producirá entrecruzamiento compuesto.

Las variables que intervienen en el análisis del funcionamiento de una sección de entrecruzamiento son: volúmenes directos y de entrecruzamiento, cantidad total de carriles, longitud de la sección.

La geometría o forma de la sección también colabora en su funcionamiento.

### 3.1.2 Tipos de Ramas de Diseño.

Se define como rama a toda calzada de giro que conecta dos o más carreteras en un intercambiador. Está compuesta por un terminal en cada extremo: entrada y salida, y un tramo intermedio de enlace, generalmente con cierta curvatura y en pendiente.

Pueden ser: diagonales, lazos, semidirectas y direccionales. De la combinación de distintas ramas surgen los distintos tipos de intercambiadores.

#### *Ramas diagonales:*

- Tienen único sentido de circulación,
- permiten el giro a derecha uniendo los carriles externos,
- en la terminal de entrada sobre la carretera secundaria se permiten giros a izquierda y derecha,
- pueden diseñarse con una curva continua, una recta o una curva y contra curva.

#### *Ramas tipo lazos:*

- Pueden tener uno o dos sentidos de circulación,
- permiten el giro a la izquierda saliendo del carril derecho y entrando por el carril derecho, luego de girar 270°,
- bajas velocidades de diseño,
- admiten bajos volúmenes de tránsito,
- mayores recorridos.

#### *Ramas semidirectas:*

- Tienen único sentido de circulación,
- permiten el giro a izquierda saliendo por el carril de la derecha,
- son preferibles para volúmenes intermedios,
- requieren separar las calzadas,
- poseen al menos un cambio en la curvatura.

#### *Ramas direccionales:*

- Tienen único sentido de circulación,
- permiten el giro a izquierda pero es necesario que las calzadas de ambos caminos estén suficientemente separadas,

- giros a 90°,
- único sentido de curvatura,
- recorridos rápidos, seguros y fácilmente reconocidos por los conductores.

Las ramas de entrada y de salida deben tener similares características físicas y de operación que la autopista, por ejemplo: accesos controlados, banquetas, etc.

Es conveniente que las ramas de salida posean un solo carril. Si fuera necesario incrementar su capacidad, luego pueden ensancharse.

La velocidad de diseño de las ramas debe ser aproximadamente igual al promedio de las velocidades de operación de las calzadas principales para bajos volúmenes de tránsito, pero limitaciones de espacio y factores económicos limitan frecuentemente a utilizar menores velocidades de diseño.

Deben analizarse cuidadosamente las condiciones de visibilidad en las ramas. Si no se observa claramente el comienzo de una rama de salida pueden producirse accidentes por maniobras bruscas de los conductores. La distancia de visibilidad a lo largo de una rama debe ser como mínimo igual a la de frenado.

Las pendientes longitudinales deben ser lo más suaves posibles para minimizar el esfuerzo de conducción para maniobrar de un camino a otro.

Las condiciones y características de diseño de las terminales de una rama influyen en su longitud. Si la pendiente longitudinal de la rama es contraria a la de la autopista, se necesita una curva vertical más larga cuanto mayor sea la diferencia algebraica de pendientes.

También se puede necesitar una longitud adicional para el desarrollo del peralte, o para brindar un escurrimiento adecuado.

Generalmente el perfil longitudinal de una rama está constituido por un tramo central de cierta pendiente, y empalma con curvas verticales para enlazar con los perfiles de las carreteras que se cruzan. Las pendientes se limitan entre 4% y 6%, a 3% y 4% si es importante la proporción de vehículos pesados, a 5% en zonas con heladas y nevadas.

El ancho de las calzadas de giro puede ser Tipo I, II o III.

Las ramas de salida deben tener suficiente longitud, capacidad y espacio para los vehículos que efectúan movimientos sobre el camino secundario. Pueden pro-

ducirse “colas” extensas que condicionen la salida desde la autopista.

Una mejor solución es que la rama de salida se encuentre ubicada sobre la derecha, es decir, sobre el carril más lento de la autopista.

No es conveniente que la rama de salida se ubique sobre tramos en curva de la autopista. Si sale en curva, se debe colocar un carril de desaceleración suficientemente largo para que se inicie antes del comienzo de la curva de la autopista.

Las ramas de entrada poseen en general un solo carril. Si se encuentran en rampa, deberán tener mayor longitud especialmente si existe un volumen importante de vehículos pesados. Deben llegar a la autopista por medio de carriles de aceleración.

Es conveniente que lleguen al carril derecho de la autopista.

La separación entre ramas debe ser suficiente para la colocación de la señalización correspondiente y para que se completen las maniobras de la primera rama antes de llegar a la segunda rama.

### 3.1.3 Tipos de Intercambiadores.

Una clasificación primaria permite dividirlos en:

a) Menores: resuelven la intersección de una autopista con una calle o camino secundario. Deben complementarse con semaforización o canalizaciones en dicha calle o camino.

b) Mayores: permiten la intersección entre dos autopistas. Brindan similar calidad en el servicio para el tránsito pasante como para el que gira.

### 3.1.4 Calles Colectoras o de Servicio.

Son imprescindibles para dar acceso a los propietarios frentistas. Sirven además para dar continuidad al sistema de calles de las zonas aledañas.

Es preferible que estas calles sean de un solo sentido de circulación. Así se reducen los conflictos en las conexiones con las ramas, y se evitan las molestias que se producen especialmente durante la noche a los conductores que circulan por la calzada principal. Puede ser necesario brindar, lejos de los intercambiadores, conexiones entre la autopista y las calles colectoras. En estos puntos pueden ubicarse además las paradas de los servicios públicos de transporte de pasajeros. Al proveer de estos espacios adicionales se brinda mayor seguridad y capacidad a las calzadas de tránsito

rápido de las autopistas.

Las calles colectoras de doble mano se localizan en áreas suburbanas parcialmente desarrolladas o cuando el sistema de calles es irregular.

La conexión con una colectoras de doble mano requiere mayor separación entre las calles laterales y la calzada principal, y se realiza con un ángulo recto. La separación deseable es de 7 a 12 m. Caso contrario, se deben prever pantallas vegetales para evitar el encandilamiento.

Cuanto mayor sea la separación, menor será la influencia del tránsito local de las colectoras sobre el tránsito principal de la autopista.

El ancho de la calle colectoras depende del tipo de función que deba cumplir: con o sin estacionamiento, servir al tránsito general o local.

Los datos mencionados hacen referencia a los parámetros de diseño en caso de preverse algunos de los casos citados.

### 3.1.5 Estructuras.

En la adopción del tipo de estructura intervienen distintas variables. Además de las consideraciones geométricas de las carreteras que cruzan, otras condiciones tales como longitud de las luces, profundidad de la estructura, material de fundación en el lugar, estética, seguridad, y especialmente oblicuidad pueden influir sustancialmente sobre la factibilidad ingenieril y el costo de la estructura en la solución a adoptar.

La solución adoptada debe provocar en el conductor mínima sensación de restricción. Todos los muros de pilas y estribos deben ubicarse a suficiente distancia de la calzada. Para los cruces sobre la carretera, la estructura tipo tablero es la más adecuada. Aunque pueden presentar problemas de separación lateral y vertical en la vía inferior, en relación con la plataforma superior los soportes están por debajo y fuera de la vista.

Este tipo de puente en la vía superior tiene ilimitado el gálibo vertical, la separación lateral sólo está controlada por la ubicación de las barreras de protección. Las barandas sobre el puente deben permitir la contención y redireccionamiento de los vehículos pesados que crucen la estructura.

Para los pasos bajo carretera, la estructura más deseable desde el punto de



vista de la operación vehicular es la que cruza toda la sección transversal de la carretera inferior, y provee separación lateral a los soportes estructurales desde el borde de la calzada, según los requerimientos del diseño.

En las pilas y estribos de un paso inferior, la separación lateral debe considerar la ubicación de los carriles auxiliares, o futuras ampliaciones de la carretera.

Los puentes con falsos estribos presentan mayor sensación de abertura que los que poseen estribos cerrados. Los estribos inclinados también proveen adecuada amplitud visual.

Donde la presencia de peatones sea importante deberán preverse cruces exclusivos, es decir, puentes o pasarelas peatonales.

Un puente viga de una luz simple puede utilizarse con luces de hasta unos 45 m. Las luces de mayor longitud requieren mayor espesor de estructura y terraplenes de acceso más altos. En estos puentes, se puede estimar el espesor de la estructura como 1/15 a 1/30 de la luz.

En casos con conexiones directas pueden combinarse varias estructuras para formar una estructura de múltiples niveles.

#### Ancho de estructuras

El ancho libre en los puentes debe ser igual al del camino que llega, incluyendo las banquetas.

Es deseable que toda la sección transversal del camino, incluyendo el canchero central, calzadas, banquetas y zonas de despeje lateral se continúen sin cambios a través de la estructura.

Cuando las condiciones impiden mantener los costados del camino despejados, los estribos, pilas y columnas deben protegerse con dispositivos adecuados, a menos que estén ubicados en lugares en que no puedan ser embestidos por los vehículos fuera de control.

La baranda de defensa instalada a lo largo de la cara de una pila o estribo expuestos debe tener una separación apropiada para la deflexión lateral dinámica según el tipo de baranda.

#### Gálibo vertical libre

A la altura de los vehículos permitida se le suma una revancha para prevenir futuras repavimentaciones.

DNV exige 5.10 m sobre calzadas y banquetas.

Con frecuencia la elección está gobernada por características tales como la topografía o la clasificación de la carretera.

A continuación se mencionan algunos aspectos generales a considerar:

- Los diseños más económicos serán los que acompañen a la topografía.
- Los cruces a bajo nivel presentan la ventaja de que son advertidos claramente por los conductores.
- Cuando el camino más importante pasa por encima se logra mayor estética para el tránsito directo. Los conductores tienen una amplia visión desde la estructura y sus accesos, reduciendo al mínimo su sensación de restricción.
- Cuando los tránsitos que giran son importantes, es conveniente que el camino secundario pase por arriba. De este modo las ramas de salida se diseñan en rampa facilitando la deceleración de los vehículos, y las ramas de entrada a la autopista se proyectan en pendiente descendente facilitando la aceleración de los vehículos ingresantes.
- Cuando no exista una ventaja manifiesta para la selección de un cruce sobre o bajo, se debe seleccionar aquel tipo de cruce que provea la mejor distancia de visibilidad sobre la carretera principal.
- Un cruce por encima ofrece la mejor posibilidad para la construcción por etapas, tanto de la carretera como de la estructura.
- En algunos casos los problemas de drenaje son razón suficiente para elegir llevar el camino principal sobre en vez de bajo el camino transversal.
- Como el camino secundario se proyecta con estándares más bajos, sus pendientes pueden ser más empinadas, y sus distancias de visibilidad son menores por la menor velocidad de diseño que poseen. De este modo es más económico con respecto a volúmenes de terraplén y superficie de pavimento a construir el mismos por sobre el nivel circundante.
- Donde una carretera nueva cruce una ruta existente con gran volumen de

tránsito, un cruce sobre nivel genera menos molestias a la ruta existente y generalmente no requiere desvíos.

- Cuando puedan circular cargas excedidas que requieren permisos especiales sobre la carretera principal, los cruces sobre nivel no tienen limitaciones.

- La carretera con mayor volumen de tránsito debería tener el menor número de puentes para reducir los conflictos cuando los puentes necesiten reparaciones o mantenimiento.

- Para reducir el impacto del ruido del tránsito es aconsejable que la carretera más importante se encuentre deprimida, y cruce por debajo de la vía de menor importancia.

## **3.2 Expropiaciones.**

### **3.2.1 Expropiación Forzada.**

Si la expropiación está justificada por el supuesto de utilidad pública, el propietario no puede oponerse a la decisión de la Administración.

La expropiación forzosa suele ser motivo de recelo entre los ciudadanos al verse obligados a entregar a la Administración un terreno o un bien que les pertenece. Ante la construcción de una carretera, un puente o un polideportivo -infraestructuras públicas-, a menudo es necesario reclamar la propiedad de terrenos que pertenecen a particulares. Hay que tener en cuenta que la Administración es la única entidad con potestad para llevar a cabo esta operación, caracterizada porque el supuesto legal de utilidad pública implica que el dueño del bien no puede oponerse. A cambio, el propietario recibe una compensación económica o la permuta por otro bien, una figura que se conoce con el nombre de 'justo precio', pero que, sin embargo, en ocasiones no es tan justo y se convierte en la principal fuente de polémica en todo el proceso.

#### **Causas de expropiación**

La expropiación forzosa implica la "transmisión" del derecho de propiedad de un particular a la Administración, que puede apropiarse de determinados bienes independientemente del consentimiento del dueño. Está regulada por la Ley de 16 de diciembre de 1954 y el Decreto de 26 de abril de 1957, y sus consecuencias implican la obligación de ceder el terreno reclamado cuando el fin para el que vaya a emplearse se corresponde con los supuestos legales.

La Ley marca que la expropiación puede ser acordada por el Estado, la Comunidad Autónoma, la Provincia, la Isla o el Municipio, lo que supone "la manifestación más absoluta del poder público". "La expropiación forzosa faculta a la Administración pública para disponer de los bienes de los ciudadanos particulares", quien asegura que "el propietario afectado no puede oponerse a la acción de la Administración siempre que la misma esté justificada y ordenada en los principios que le facultan a efectuar tal disposición".

Precisamente, para que se pueda llevar a cabo una expropiación es indispensable la previa declaración de utilidad pública o interés social de aquello que se quiere expropiar,

Es indispensable la previa declaración de utilidad pública o interés social de aquello que se quiere expropiar es decir, es preciso que exista una colisión entre el interés público y el privado, ya que si no se produce este supuesto la operación es ilícita y, por lo tanto, impugnabile. "La Administración pública actuante debe acreditar que la expropiación obedece a un interés público. Asimismo, deberá acreditar que existe necesidad de ocupación, siendo estos dos principios los que autorizan el inicio del expediente expropiatorio".

No obstante es preciso tener en cuenta la normativa autonómica y local del lugar donde se lleve a cabo la expropiación, puesto que cada ente territorial ha de ejercer su potestad expropiatoria dentro del ámbito territorial que abarca su competencia, se insiste en que la expropiación no puede ser acordada por los entes que integran la Administración Institucional, sino por la propia Administración.

Puesto que la expropiación se rige por una ley aprobada hace más de 50 años, algunos de sus artículos han sido modificados para adaptarse a los nuevos tiempos. De hecho, "las expropiaciones son más que habituales en nuestro país y están a la orden del día, puesto que son necesarias para que las administraciones públicas presten servicios a los ciudadanos". "No es posible dar una cifra, tan siquiera orientativa, de las que se llevan a cabo, puesto que son muchas y muy distintas entre sí, pero no nos debe caber ninguna duda de que, cada vez que veamos una obra pública del tipo que sea (carreteras, puentes, edificios públicos, etc.), se habrán llevado a cabo expropiaciones para poder realizarla"

### 3.2.2 ¿Qué se puede Expropiar?

Aunque la mayoría de las expropiaciones se refieren a la transmisión del derecho de propiedad de un terreno, "en realidad, puede ser expropiado cualquier tipo de bien y/o derecho: desde obras de arte a derechos reales, títulos y acciones, concesiones y cualquier bien que pueda tener una utilidad pública en el momento que sea necesaria su ocupación". Esto significa, por lo tanto, que la expropiación no sólo afecta a terrenos y edificios, sino que, "puede comprender cualquier forma de privación de la propiedad privada o de derechos o intereses patrimoniales legítimos". "Por lo tanto, debemos dejar a un lado la tradicional consideración de que con una expropiación tan sólo se puede privar a alguien de la propiedad de un bien inmueble, un terreno o una casa, para poder hacer una obra pública, ya que una expropiación también puede afectar a los bienes muebles, como un vehículo, a la materialidad del bien expropiado, como una finca, o al cese de la actividad que en el mismo se realiza, como la extracción de granito que una empresa realizaba en esa finca".

### 3.2.3 Procedimiento.

Ante un proceso de expropiación, la Administración debe seguir los pasos legales ineludibles que comienzan con la declaración de utilidad pública o de interés social del bien. Esta declaración se ha de realizar siempre mediante ley o acuerdo del Consejo de Ministros, excepto en aquellos casos en los que se trate de terrenos o inmuebles "imprescindibles" para que la Administración lleve a cabo sus proyectos, por ejemplo, en el supuesto de terrenos necesarios para realizar obras proyectadas por el Estado. En esta circunstancia, la utilidad pública se considera implícita y la Administración tan sólo debe realizar un listado de los bienes o derechos concretos que quiere expropiar, los cuales se publicarán en el Boletín Oficial del Estado (BOE), en el Boletín Oficial de la provincia correspondiente y en uno de los diarios de mayor circulación de la provincia, y se abrirá un plazo de quince días de información pública en el que cualquier persona podrá aportar por escrito los datos oportunos para rectificar posibles errores de la relación publicada y oponerse. Finalizado este periodo, se abre otro de 20 días durante el cual la Administración examina y califica los escritos de oposición presentados y, si lo cree conveniente, declara la 'necesidad de ocupación', que se ha de publicar y notificar individualmente a todos los interesados.

El primer paso para que una expropiación sea legal es que se notifique en forma legal a los afectados que, si bien no podrán oponerse a la expropiación, sí pueden, en vía administrativa y posteriormente ante los tribunales de lo Contencioso, cuestionar la de-

claración de utilidad pública o la acreditada necesidad de ocupación. "Si a pesar de las alegaciones la Administración decidiera expropiar, la resolución que acuerde la expropiación podrá ser objeto, en vía administrativa, de recurso de reposición, cuando se trate de una Administración local, o de alzada, si se trata de una Administración autonómica o estatal". Igualmente, si no se cumple el trámite de información pública, ésta puede ser otra de las causas de oposición al trámite expropiatorio.

En el caso del recurso de alzada, la Ley establece que puede ser interpuesto por los interesados en el procedimiento expropiatorio, así como por las personas que hubieran comparecido en la información pública. El plazo para la interposición del recurso es de diez días, a partir de la notificación personal o desde la publicación en los Boletines Oficiales, y habrá de resolverse en el plazo de otros 20 días. Hasta que se dicte la resolución, la interposición del recurso de alzada tiene efectos suspensivos sobre el proceso de expropiación, aunque, en el peor de los casos, la suspensión no podrá ser superior a un mes.

#### 3.2.4 El Precio Justo.

Una vez confirmada la expropiación, el propietario tiene derecho a recibir una indemnización, lo que se conoce con el nombre de 'justo precio' o 'justiprecio'. Esta cantidad se fija previa tasación de los bienes o derechos objeto de la expropiación, teniendo en cuenta el valor que tienen en el momento de iniciarse el expediente, y puede ser acordada de manera amistosa entre ambas partes en un plazo de 15 días, lo que pone fin al proceso una vez abonada la indemnización. Por el contrario, en caso de que no haya acuerdo, da paso a un nuevo trámite legal en el que se abre un expediente individual a cada uno de los propietarios de bienes expropiables y se les pide que, en un máximo de 20 días presenten una hoja de aprecio en la que concreten el valor en el que estiman el objeto que se expropia. La Administración podrá aceptar o rechazar la valoración hecha por el expropiado. Si la acepta, termina el expediente y procede al pago de la indemnización. Si la rechaza, extenderá otra hoja de aprecio que notificará al propietario para que decida en un plazo de 15 días. Si tampoco así hubiera acuerdo, se dará traslado del expediente al Jurado Provincial de Expropiación, que será el encargado de decidir el justiprecio.

"El primero de los derechos del expropiado es manifestar su discrepancia con el precio ofrecido por la Administración actuante.

"El primero de los derechos del expropiado es manifestar su discrepancia con el precio ofrecido por la Administración actuante".

En este sentido, la ley fija el trámite de justiprecio que viene a resultar un intercambio de valoraciones entre las partes, comenzando por la oferta de la Administración a la que se opondrá la oferta del administrado".

El Jurado Provincial de Expropiación se constituye en cada capital de provincia y está formado por un Presidente y cuatro Vocales: un abogado del Estado, un funcionario técnico, un representante de la Cámara Provincial Agraria y un notario. Su función, a la vista de las hojas de aprecio formuladas por los propietarios y por la Administración, pasa por decidir el justiprecio que corresponde a los bienes o derechos objeto de la expropiación y que se deberá abonar al propietario, aunque cabe la presentación de un recurso Contencioso-Administrativo contra esta decisión. Se estima que el Jurado debe fijar el justiprecio en un plazo máximo de ocho días, aunque, según reconoce Delgado, "los Jurados son conocidos por su injustificada y criticable lentitud, que supone una media de dos a tres años para cada resolución".

En este caso, cuando hayan transcurrido **seis** meses desde la iniciación legal del expediente expropiatorio y no se haya determinado el justiprecio, la Administración, considerada culpable de la demora, estará obligada a abonar al expropiado el justiprecio, más una indemnización igual al interés legal que corresponda a esa cantidad. Asimismo, si hubieran transcurrido dos años sin que el pago de la cantidad fijada como justo precio se hiciera efectivo, se deberá evaluar de nuevo el objeto de expropiación, a través de la denominada 'retasación'.

Presentada esta instancia (la de la 'retasación'), comienzan de nuevo los trámites ordinarios para la fijación del justiprecio, que una vez hecho efectivo, permite la ocupación de la finca por vía administrativa o el ejercicio del derecho expropiado, bien de manera definitiva, como en el caso de la venta o permuta del bien, o temporal, cuando la Administración decide el arrendamiento o la ocupación por un tiempo limitado. Si se prefiere, o si así lo decide la Administración, en lugar de una cantidad económica se puede entregar a cambio otra finca. "A título de ejemplo, un propietario de una finca rústica no urbanizable de 10.000 metros cuadrados puede llegar a un acuerdo con la Administración para que la expropie a cambio de otro terreno urbanizable de 200 metros cuadrados".

### 3.2.5 El Derecho de Reversión.

En total, el proceso de expropiación puede prolongarse durante varios años hasta que se llega a un acuerdo sobre el justo precio, aunque eso no significa que la expropiación termine ahí. "Si el terreno no se destina al fin para el que la expropiación estaba prevista, en su superficie total o parcialmente, el propietario puede pedir la devolución del mismo transcurrido el plazo de dos años desde la ocupación o desde el momento que la Administración actuante declarase la innecesaridad del mismo para el fin expropiatorio". De esta manera, si un terreno se hubiera expropiado para construir una estación de tren o un cuartel, por ejemplo, y con el paso del tiempo estas instalaciones dejaran de funcionar, supondría el cese de la necesidad de ocupación y/o la utilidad pública, y el propietario expropiado o sus herederos podrían hacer uso del derecho a la reversión expropiatoria, "volviéndose a 'justipreciar' el bien y pagando a la Administración el justiprecio que se señale en ese momento". Ahora bien, la legislación recoge dos excepciones, es decir, dos situaciones en las que no cabe el derecho de reversión:

- Cuando simultáneamente a la desafectación del fin que justificó la expropiación (que éste pase de ser dominio público a dominio patrimonial de la Administración) se acuerde justificadamente una nueva afectación a otro fin de utilidad pública o interés social.
- Cuando el fin que justificó la expropiación se prolongue durante diez años desde la terminación de la obra o el establecimiento del servicio, esto es, si en esa superficie se construyó un polideportivo y éste se ha mantenido abierto durante diez años.

En el primer supuesto, la Administración tiene la obligación de dar publicidad a la sustitución para que el ex propietario del terreno o sus herederos puedan alegar en defensa de su derecho a la reversión, si consideran que no concurren los requisitos exigidos por la ley, o solicitar la actualización del justiprecio, si no se hubiera ejecutado la obra o establecido el servicio inicialmente previstos.

Asimismo, cuando el terreno expropiado experimente cambios en su calificación, "si se expropió como suelo no urbanizable y se recalifica como suelo urbanizable", también cabe el derecho de reversión. "Lo que sí es conveniente saber -prosigue- es que cuando se expropia un suelo no urbanizable, la Administración puede emplearlo para complementar una urbanización, construyendo un parque u otro equipamiento, porque



la jurisprudencia entiende que el fin es dotar a una zona urbana próxima de servicios y de infraestructura, crear ciudad, y, por lo tanto, se debe acordar el justiprecio como suelo urbanizable".

En cuanto a los plazos, el dueño primitivo o sus herederos pueden solicitar la reversión en un periodo de tres meses, a contar desde la fecha en que la Administración hubiera notificado el exceso de expropiación, la desafectación del bien o derechos expropiados, así como su propósito de no ejecutar la obra o de no implantar el servicio. La competencia para resolver sobre la reversión corresponde a la Administración en cuya titularidad se halle el bien o derecho en el momento en que se solicite esta figura, mientras que el ex propietario del bien cuenta con otros tres meses para devolver la indemnización expropiatoria (actualizada conforme a la evolución del índice de precios al consumo en el período comprendido entre la fecha de iniciación del expediente de justiprecio y la de ejercicio del derecho de reversión). Si no lo hiciera en este plazo, el derecho de reversión caducaría.

### 3.3 Comparación entre Intercambiadores.

#### 3.3.1 Intercambiador tipo Diamante Clase 1.

##### 3.3.1.1 Ventajas y desventajas.

#### DIAMANTE CLASE 1

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Una sola salida antes del cruce</li> <li>• Una sola entrada, después del cruce</li> <li>• Reducida superficie de ocupación</li> <li>• Costo relativamente bajo</li> <li>• Vía principal deprimida, ramas favorables</li> <li>• Una sola salida simplifica la señalización</li> <li>• Sin zonas de entrecruzamiento en la vía principal</li> <li>• Facilidad con colectora de no transitar por la arteria principal si no es necesario.</li> <li>• Reduce accidentes Fatales y accidentes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducida capacidad sobre el camino secundario, por giros ala izquierda</li> <li>• Posibilidad de accidentes en camino secundario</li> <li>• Posibilidad de trayectorias erróneas</li> <li>• Longitud de rama insuficiente para albergar los vehículos que salen y pueden detenerse sobre el camino secundario</li> </ul>

### 3.3.1.2 Dimensiones en planta.

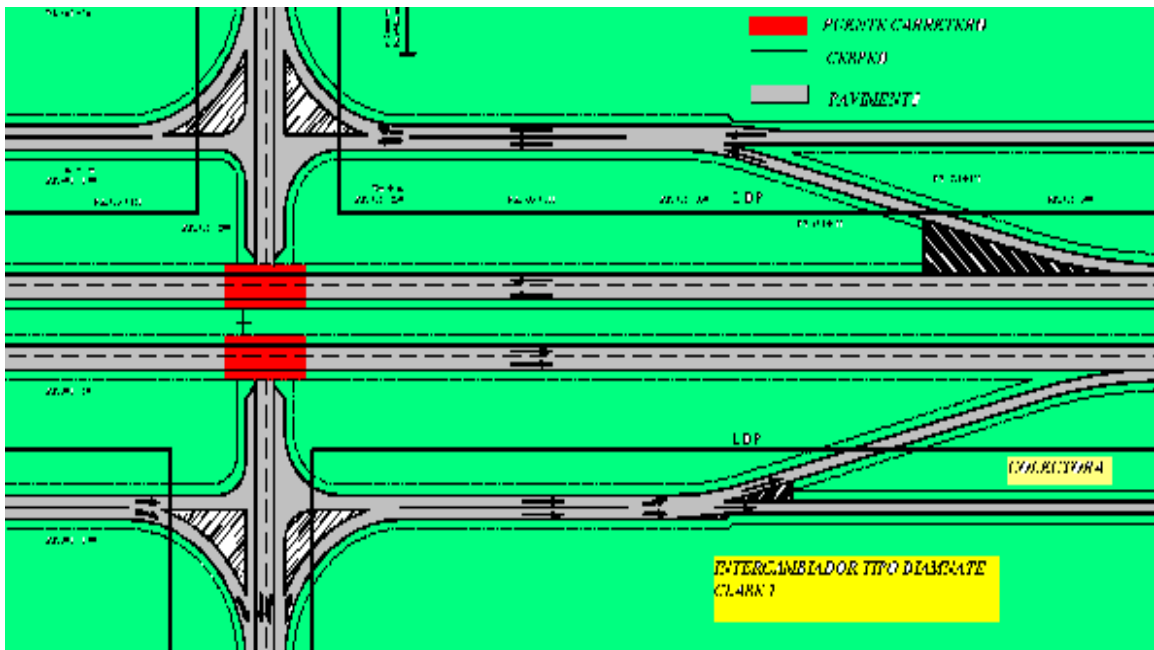


Figura 27-Diamante Clase 1 en este caso con Colectora prevista.

### 3.3.1.3 Expropiaciones.



Figura 28-Superposición Diamante Tipo 1 y lugar de emplazamiento.

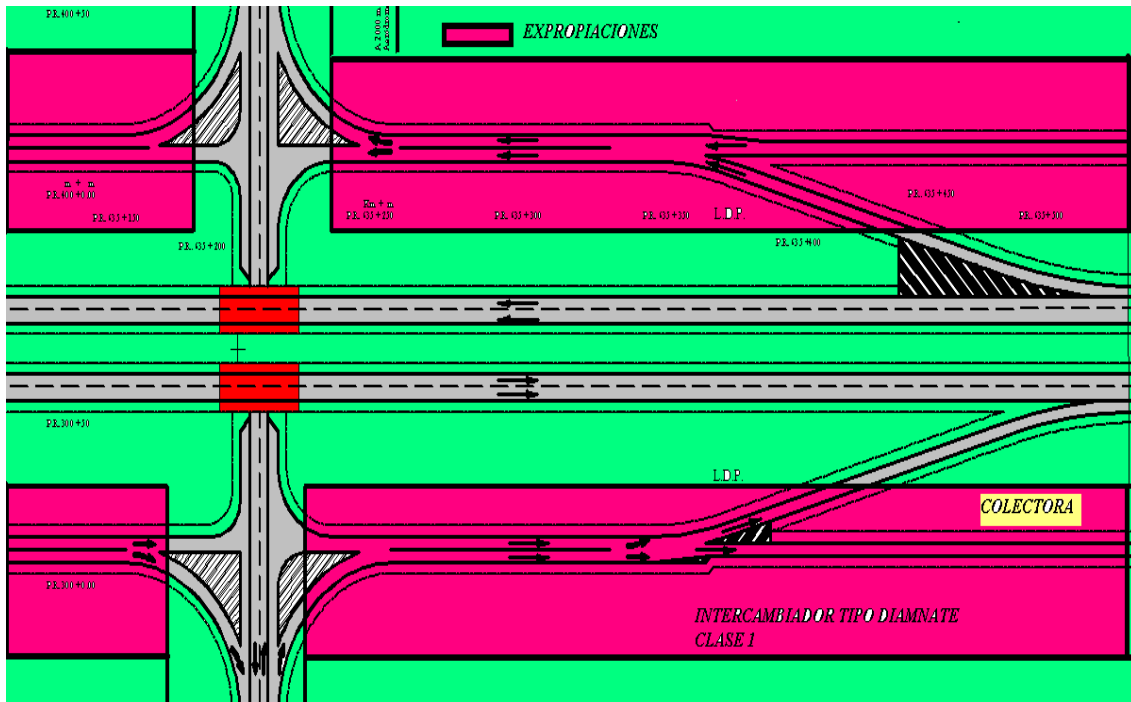


Figura 29-Diamante Clase 1-Esquema de Expropiación

### 3.3.2 Intercambiador tipo Diamante Clase 2.

#### 3.3.2.1 Ventajas y desventajas.

#### DIAMANTE CLASE 2

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Una sola salida antes del cruce</li> <li>• Una sola entrada, después del cruce</li> <li>• Reducida superficie de ocupación</li> <li>• Costo relativamente bajo</li> <li>• Vía principal deprimida, ramas favorables</li> <li>• Una sola salida simplifica la señalización</li> <li>• Sin zonas de entrecruzamiento en la vía principal</li> <li>• Reduce accidentes fatales y accidentes.</li> <li>• Acompaña el movimiento de giro</li> <li>• Como futuras ampliaciones pueden canalizarse las uniones de las ramas con los caminos secundarios o semaforizarse.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducida capacidad sobre el camino secundario, por giros a la izquierda</li> <li>• Posibilidad de accidentes en camino secundario</li> <li>• Posibilidad de trayectorias erróneas</li> <li>• Longitud de rama insuficiente para albergar los vehículos que salen y pueden detenerse sobre el camino secundario</li> </ul>

### 3.3.2.2 Dimensiones en planta.

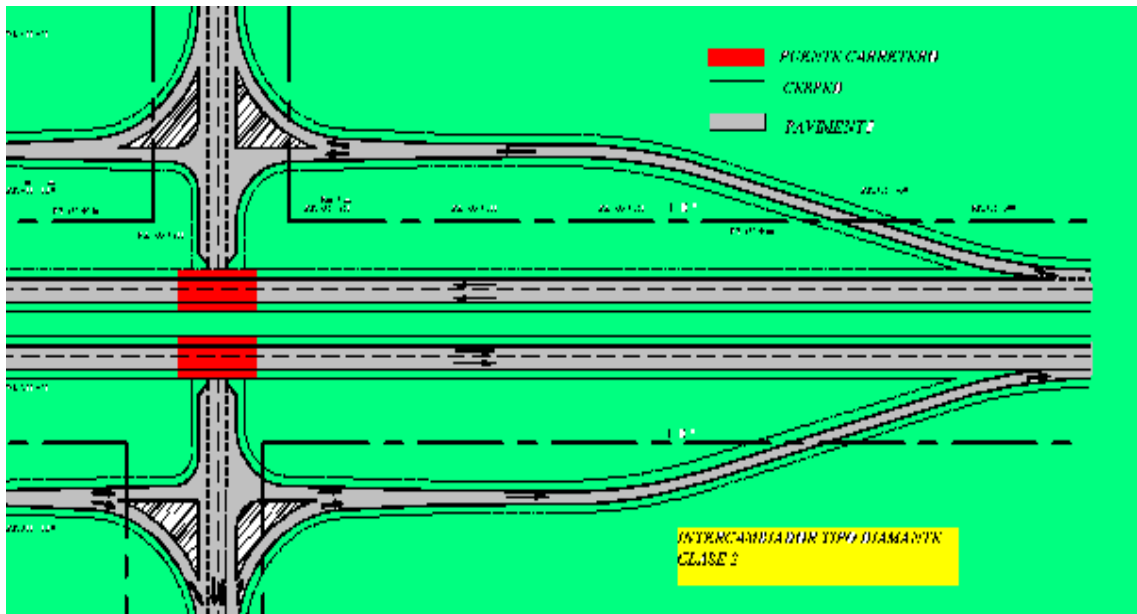


Figura 30-Diamante Clase 2.

### 3.3.2.3 Expropiaciones.



Figura 31-Superposición Diamante Tipo 2 y lugar de emplazamiento.

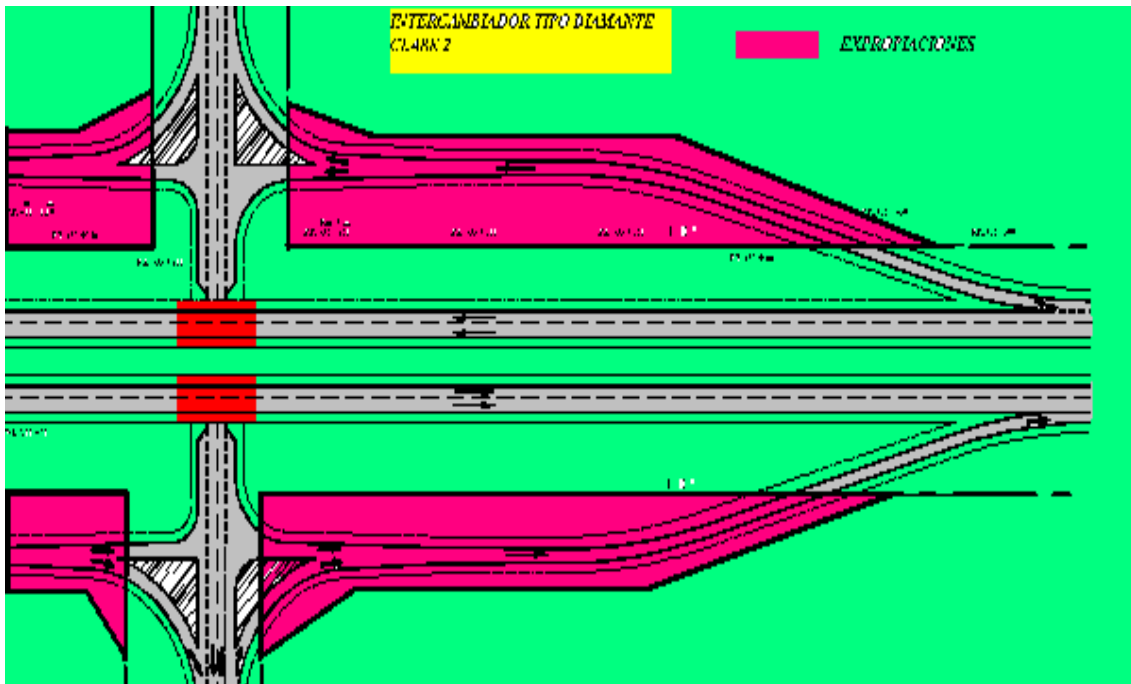


Figura 32-Diamante Clase 2-Esquema de Expropiación

### 3.3.3 Intercambiador tipo Diamante Clase 3.

#### 3.3.3.1 Ventajas y desventajas.

#### DIAMANTE CLASE 3

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Una sola salida antes del cruce</li> <li>• Una sola entrada, después del cruce</li> <li>• Reducida superficie de ocupación</li> <li>• Bajo Costo</li> <li>• Vía principal deprimida, ramas favorables</li> <li>• Una sola salida simplifica la señalización</li> <li>• Sin zonas de entrecruzamiento en la vía principal</li> <li>• Reduce accidentes Fatales y accidentes.</li> <li>• Bajo costo de Expropiaciones.</li> <li>• Como futuras ampliaciones pueden canalizarse las uniones de las ramas con los caminos secundarios o semaforizarse.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reducida capacidad sobre el camino secundario, por giros a la izquierda</li> <li>• Posibilidad de accidentes en camino secundario</li> <li>• Posibilidad de trayectorias erróneas</li> <li>• Longitud de rama insuficiente para albergar los vehículos que salen y pueden detenerse sobre el camino secundario</li> </ul>



### 3.3.3.2 Dimensiones en planta.

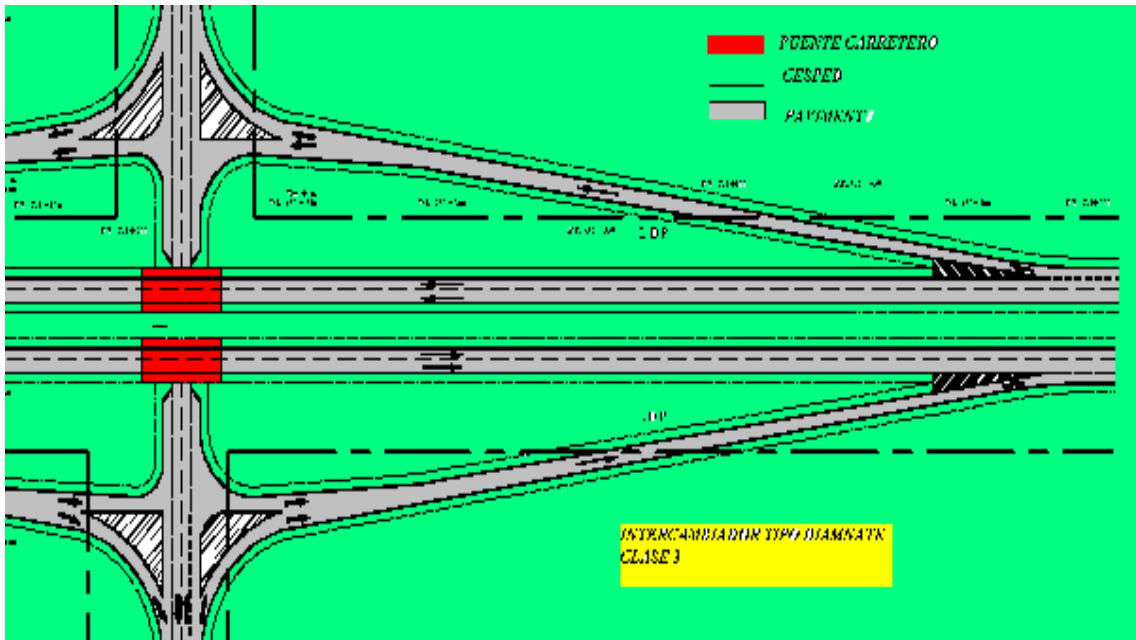


Figura 33-Diamante Clase 3.

### 3.3.3.3 Expropiaciones.



Figura 34-Superposición Diamante Tipo 3 y lugar de emplazamiento.

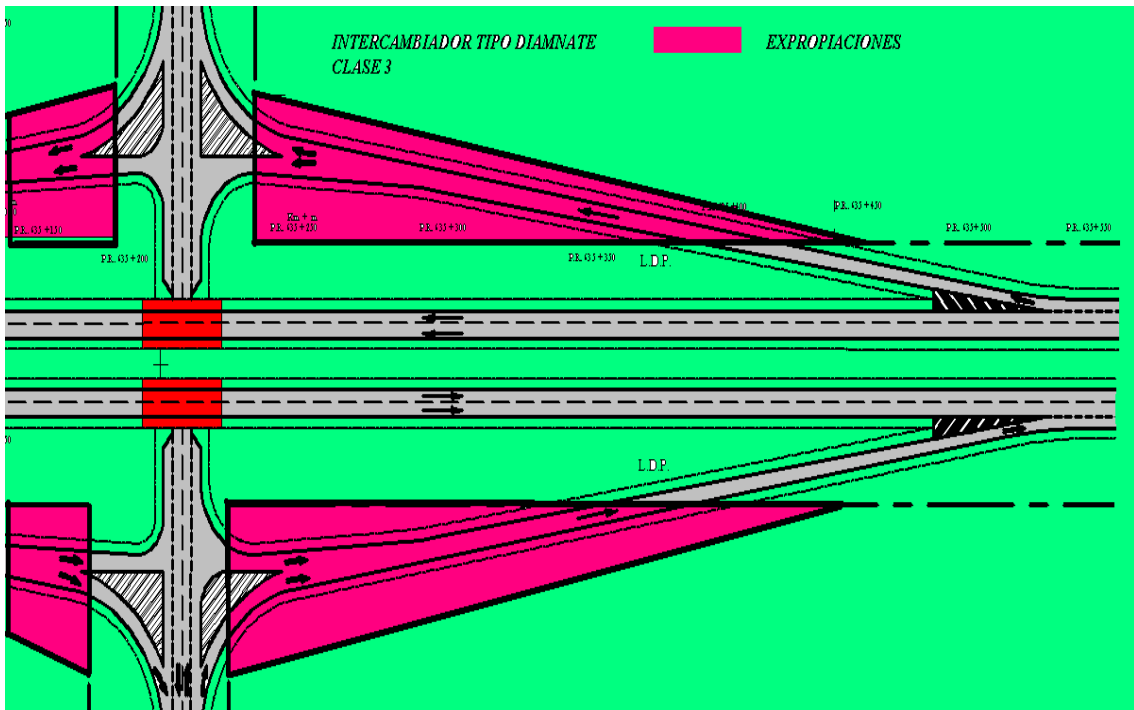


Figura 35-Diamante Clase 3-Eschema de Expropiación

### 3.3.4 Intercambiador tipo Presa.

#### 3.3.4.1 Ventajas y desventajas.

#### TIPO PRESA

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vía principal deprimida, ramas favorables</li> <li>• Sin zonas de entrecruzamiento en la vía principal</li> <li>• Reduce accidentes Fatales y accidentes.</li> <li>• Entrecruzamiento del tránsito facilita las acciones de giro.</li> <li>• Mayor capacidad sobre vía secundaria.</li> <li>• Menor posibilidad de maniobras erróneas</li> <li>• Permite giros directos con reducción de la velocidad</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Posibilidad de accidentes en camino secundario</li> <li>• Longitud de rama insuficiente para albergar los vehículos que salen y pueden detenerse sobre el camino secundario</li> <li>• Como futuras ampliaciones no pueden canalizarse las uniones de las ramas con el camino secundario o semaforizarse.</li> <li>• Mayor ocupación del suelo</li> <li>• Mayor costo</li> <li>• Mayor Expropiación</li> <li>• Mayor señalización</li> </ul>

### 3.3.4.2 Dimensiones en planta.

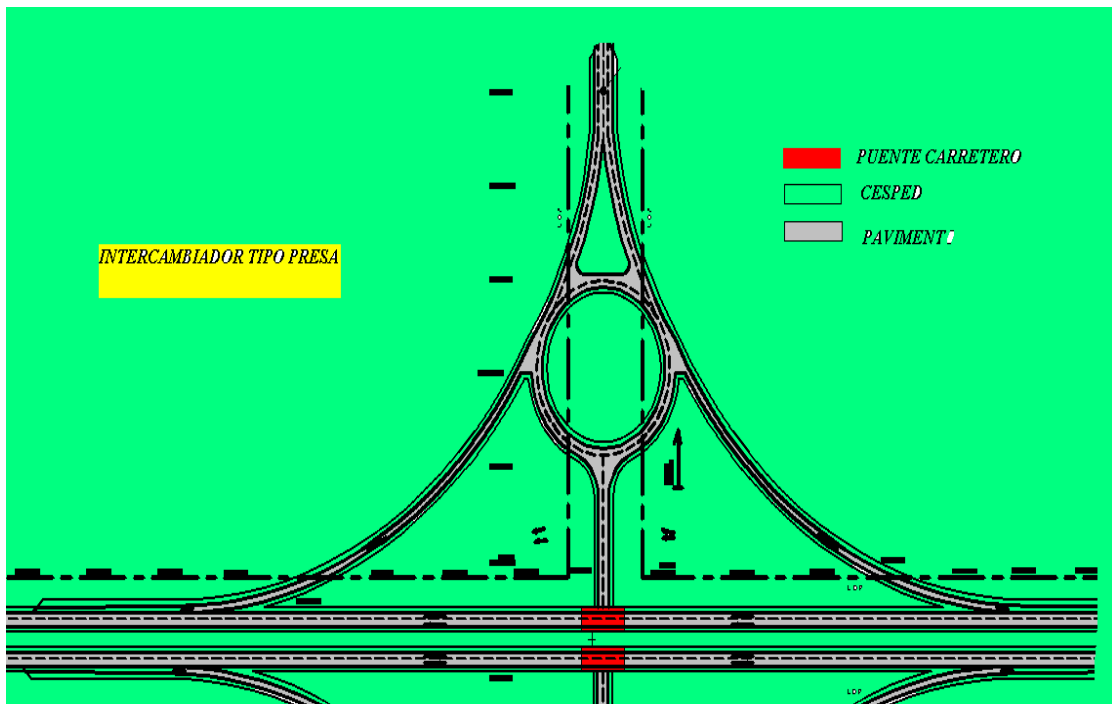


Figura 36-Tipo Presa.

### 3.3.4.3 Expropiaciones.

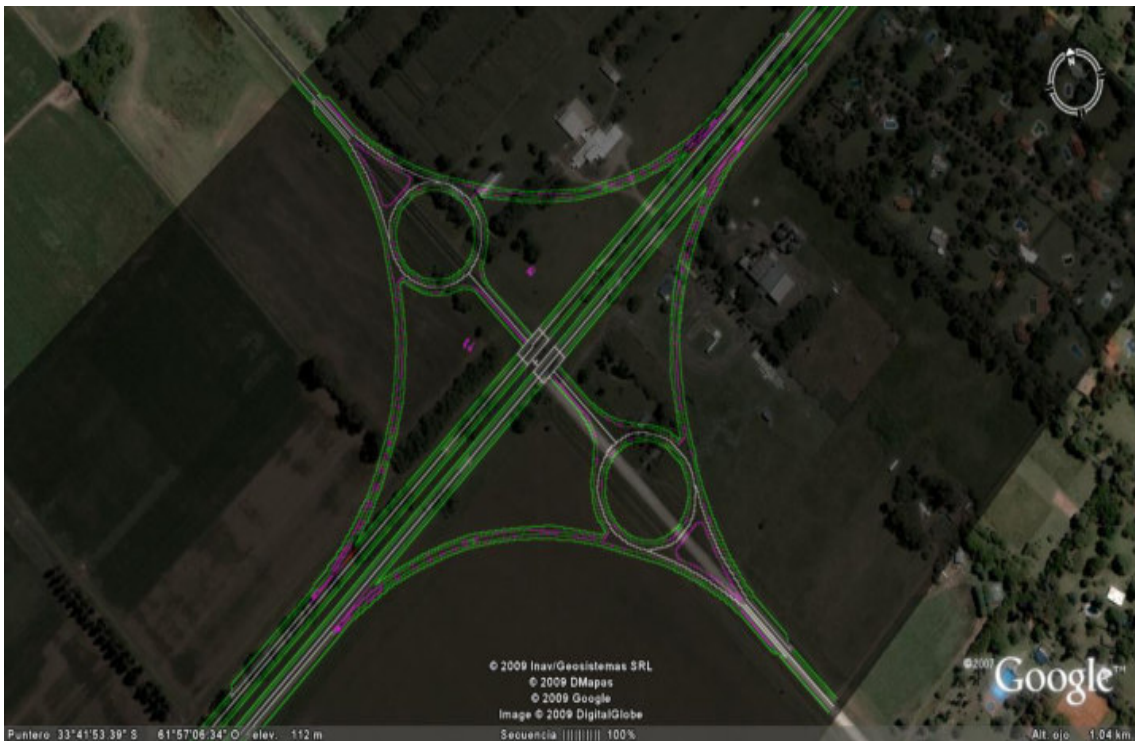


Figura 37-Superposición Diamante Tipo Presa y lugar de emplazamiento.



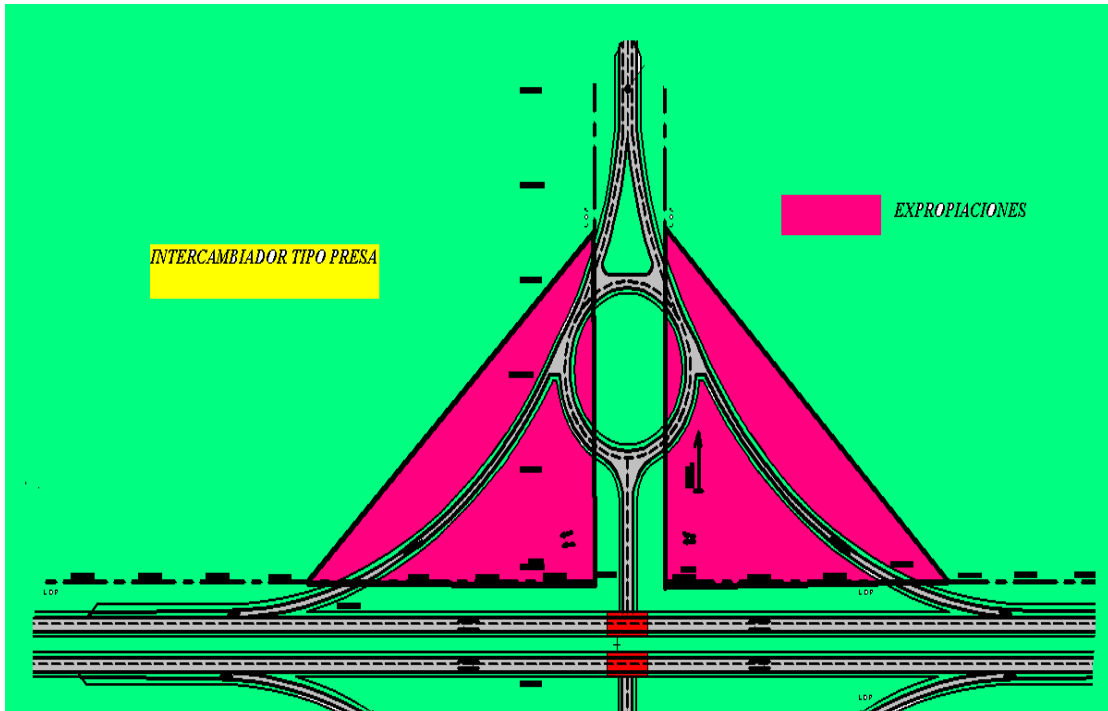


Figura 38-Diamante Tipo Presa-Eschema de Expropiación.

### 3.3.5 Intercambiador tipo Trébol Parcial.

#### 3.3.5.1 Ventajas y desventajas.

#### TIPO TRÉBOL PARCIAL

Ventajas	Desventajas
<ul style="list-style-type: none"> <li>• Vía principal deprimida, ramas favorables</li> <li>• Sin zonas de entrecruzamiento en la vía principal</li> <li>• Reduce accidentes Fatales y accidentes.</li> <li>• Permite separación de giros hacia el camino secundario</li> <li>• Reduce accidentes, reducción de secciones de cruzamiento.</li> <li>• Mayor longitud de albergue de tránsito.</li> <li>• Posibilidad de expansión a un trébol de 4 hojas.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mayor ocupación del suelo</li> <li>• Mayor costo</li> <li>• Moderada Expropiación</li> <li>• Mayor señalización</li> <li>• Mayor movimiento de suelo</li> <li>• Ramas en elevación</li> <li>• Mayor posibilidad de maniobras erróneas.</li> </ul>

### 3.3.5.2 Dimensiones en planta.

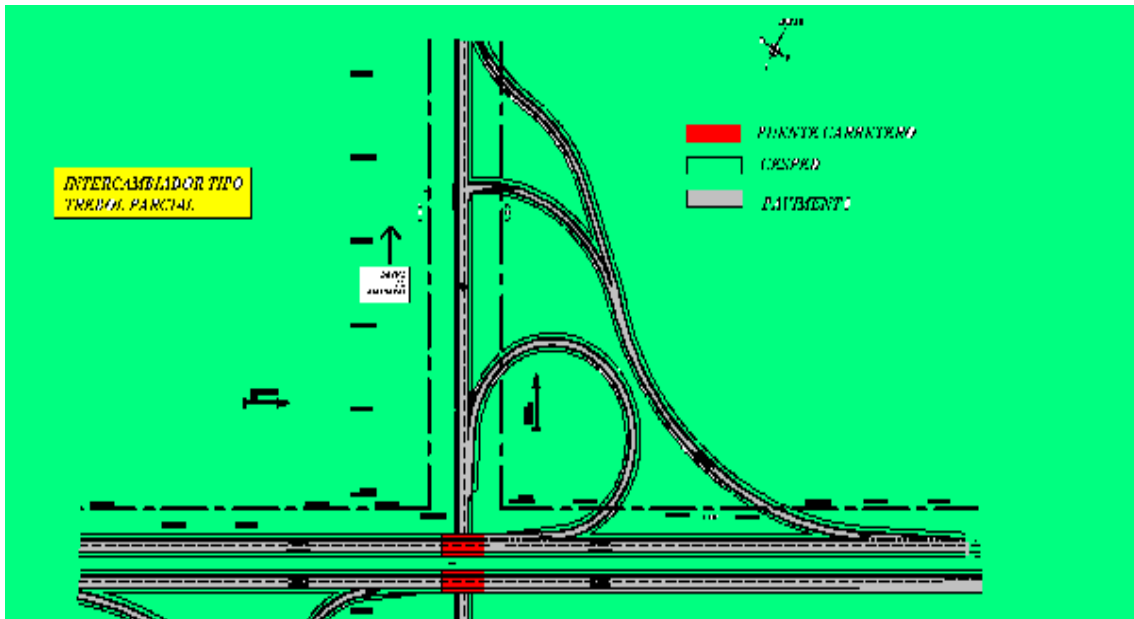


Figura 39-Tipo Trébol parcial.

### 3.3.5.3 Expropiaciones.



Figura 40-Superposición Diamante Tipo Trébol Parcial y lugar de emplazamiento.

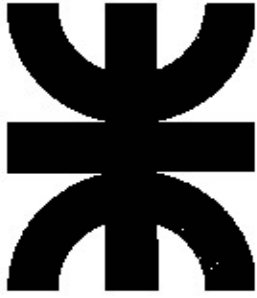


Figura 41-Diamante Tipo Trébol Parcial-Esquema de Expropiación.

### 3.4 Intercambiador adoptado

De lo expuesto se deduce que la facilidad vial que respeta los parámetros económicos, técnicos y constructivos para la zona de Venado Tuerto corresponde al Intercambiador Vial Diamante Tipo 3. Como se ha visto, ofrece reducida ocupación de suelo, por ende reducida expropiación de tierras adyacente. Permite facilidades de acople de caminos como colectores de tránsito, reduce inevitablemente los accidentes fatales, ofrece simplicidad al usuario, reducida señalización. Obviamente posee sus falencias, pero para el lugar de destino cumple un rol fundamental. También pueden plantearse en intersecciones aledañas o cualquier otra intersección a resolver.

Para obtener mayor información del diseño en planta de los Intercambiadores elegidos ver el Plano 04, para visualizar el Intercambiador Vial adoptado, Diamante Tipo 3, ver Plano 05.



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 4**

**PUENTE CARRETERO**

**Mauricio Exequiel Revelant**

#### 4) ANALISIS PUENTE CARRETERO

##### 4.1 Descripción del Puente Carretero.

Definiremos como Puente a una construcción que permite salvar un obstáculo que se presenta en una determinada vía de comunicación. Debe entenderse en un sentido amplio, de tal forma que esta vía puede ser desde un camino peatonal hasta un oleoducto.

Para el proyecto en cuestión se ha optado por la inclusión del mismo como parte constituyente de la arteria principal, elevando las dos calzadas separadas, permitiendo el paso de la arteria secundaria debajo. Se prevé de cierta luz entre pilares pensando en una futura ampliación de calzadas en un futuro.

En base a las características de la zona, la factibilidad económica, condiciones de seguridad, confort y demás parámetros, se optará por el diseño acorde.

##### 4.2 Análisis general de opciones.

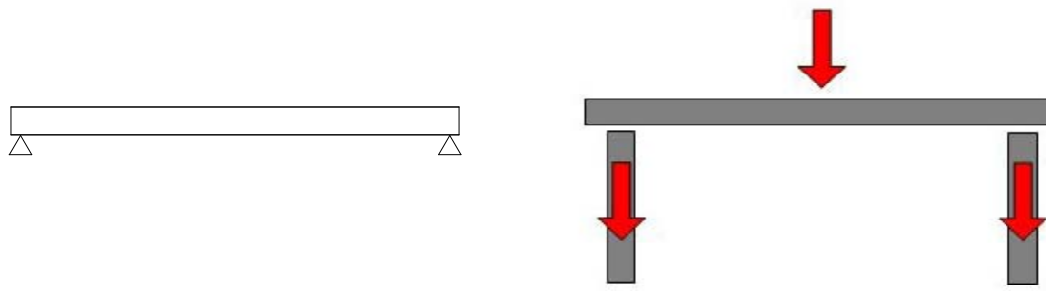
Algunos conceptos serán mostrados gráficamente para entender mejor el abanico de opciones que podemos encontrar.

Designaciones de acuerdo con el sistema estructural:

1. Puente en losa/viga: En la Figura 42, a la izquierda, se observa una sección prefabricada de un puente en viga cajón. La Figura 43, a la derecha, muestra un puente en viga tipo I. La Figura 44, muestra el esquema de un puente en viga, con vigas simplemente apoyadas. La Figura 45 hace referencia al esquema de un puente conformado por losas.



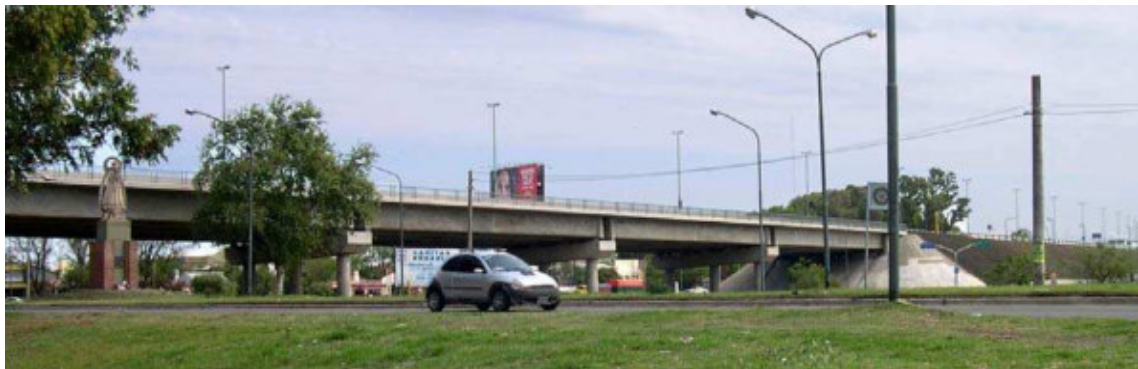
Pretensadas.



Losas.



elgrano sobre Av. 27 de Febrero, Rosario

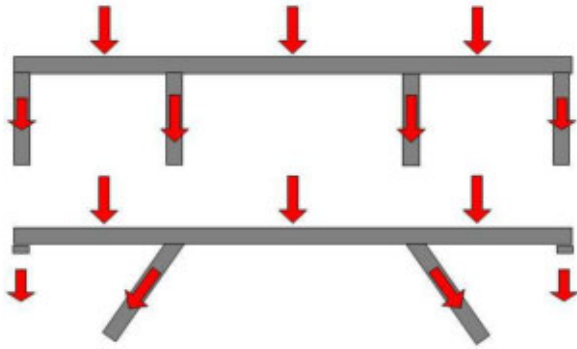


Viaducto Oeste sobre Bv. Rondeau, Rosario

2. Puente en pórtico: (Figura 48)



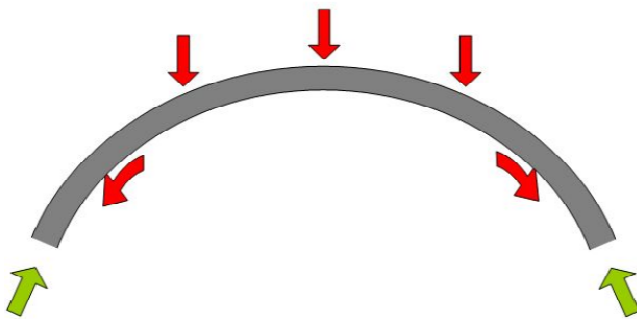




1a Puente en Pórtico.



3. Puente en arco: (Figura 51)



1a Puente en Arco.



alle Álvarez y Av. Puccio Rosario.

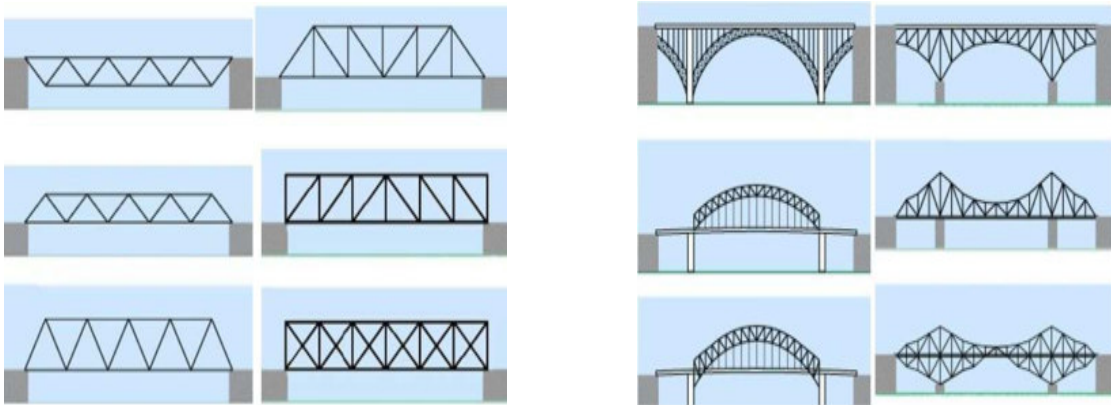


sarela Peatonal sobre Av. Frondizi, Rosario.



del Puente en Arco.

4. Puentes Reticulados: (Figura 55 y 56)



s Rectos.

ilados en Arco.





4. Puentes Atirantados: (Figura 58, 59 y 60)



Figura 61 – Puente Atirantado: Chaco-Corrientes (Pte Gral. Belgrano)

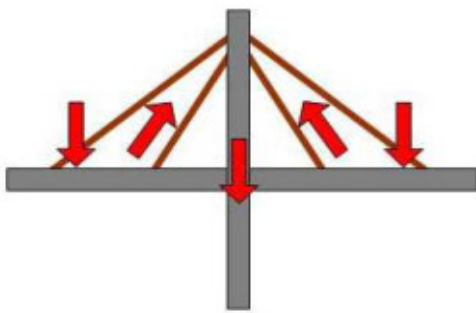


Figura 62 – Esquema Puente Atirantado.



Figura 63 –Puente Atirantado.

5. Puentes Colgantes: (Figura 64, 65 ,6y 67)

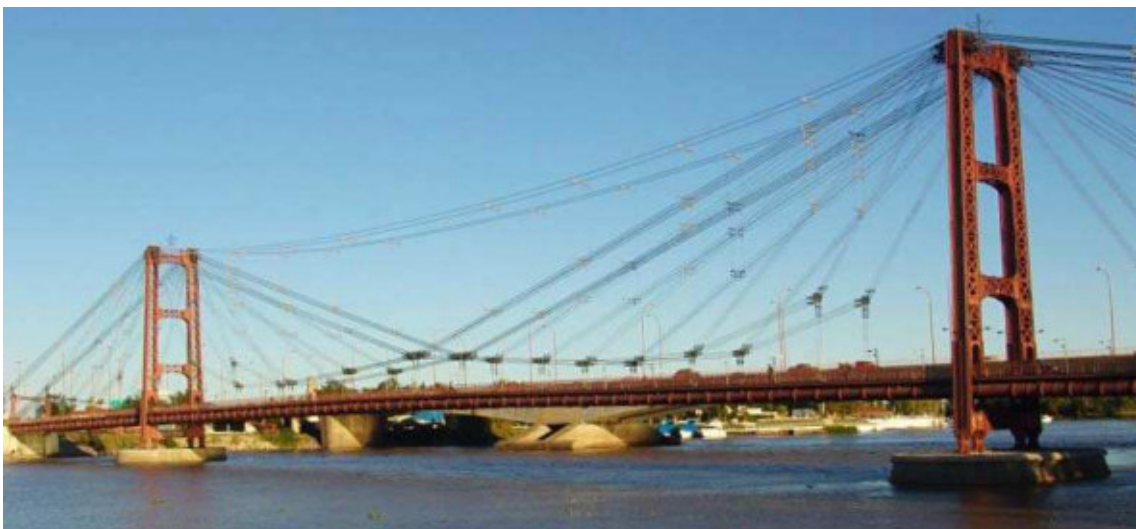


Figura 64 – Puente Colgante: sobre la laguna Setúbal (Santa Fe)

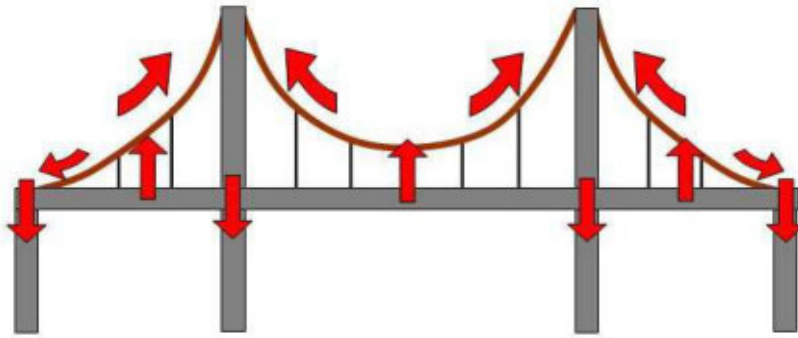


Figura 65 – Esquema Puente Colgante.

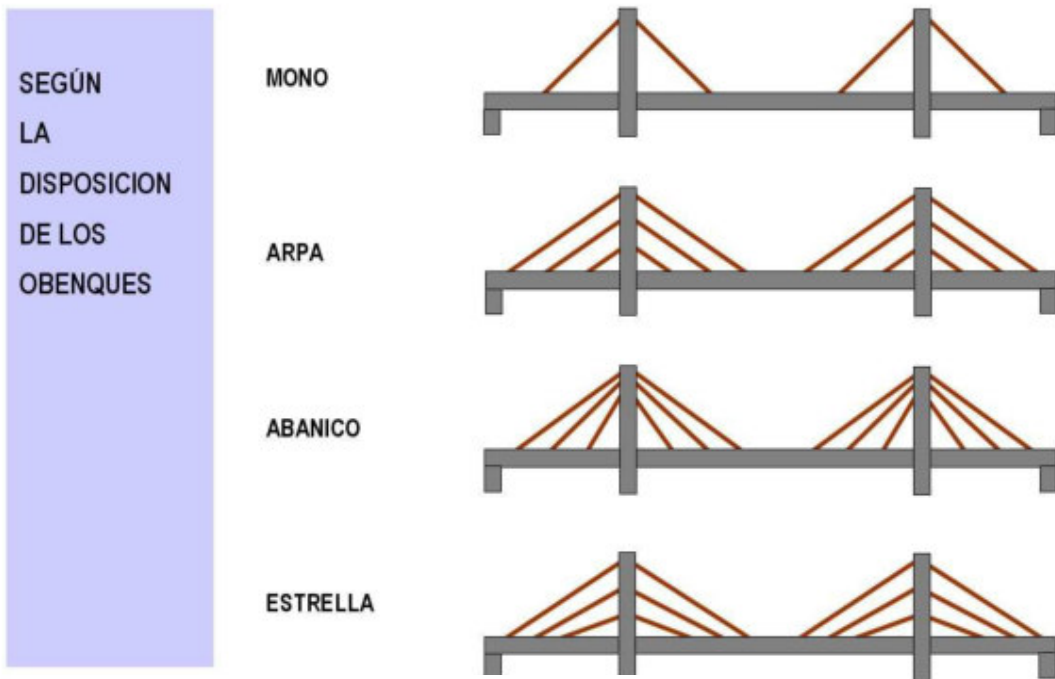


Figura 66 – Puente Colgante: Disposición de Obenques

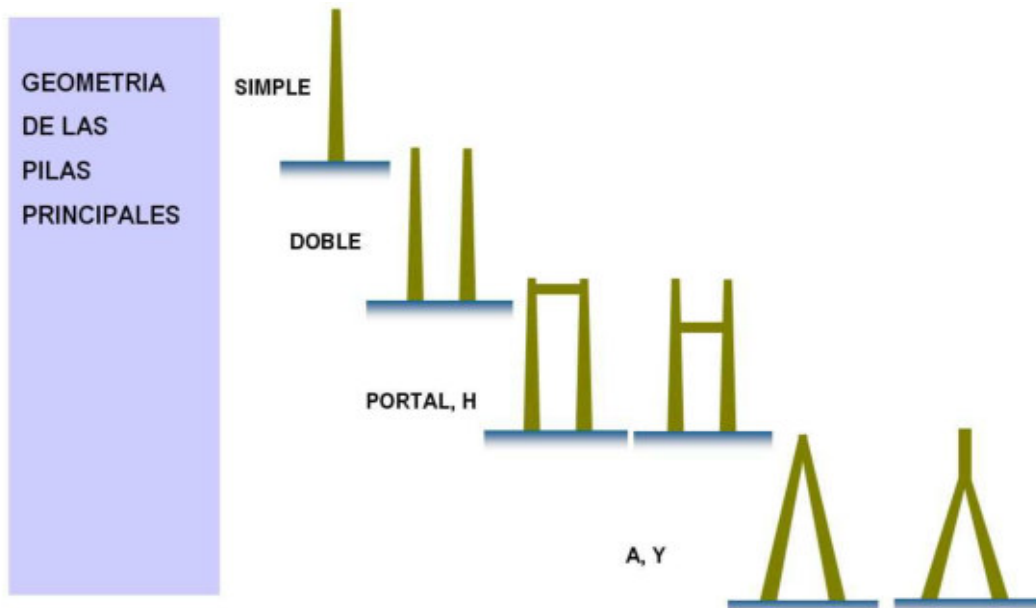


Figura 67 – Puente Colgante: Geometría de las Pilas Principales.

### 4.3 Partes constituyentes del puente.

A los puentes se los acostumbra a dividir en tres partes:

a) La Super-estructura: formada por la losa tablero, las vigas longitudinales, transversales, vigas extremas (al conjunto se lo llama tablero). (Figura 68)

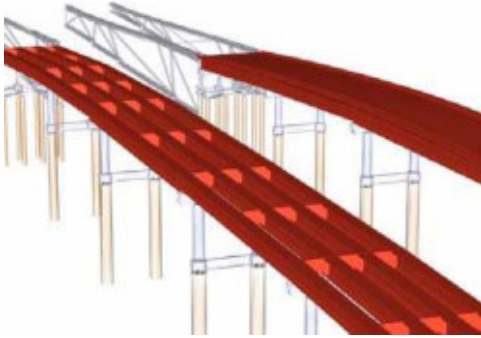


Figura 68 – Super-Estructura.

b) La Meso-estructura: formada por pilares, las vigas de pórtico y estribos en el encuentro con las rampas.

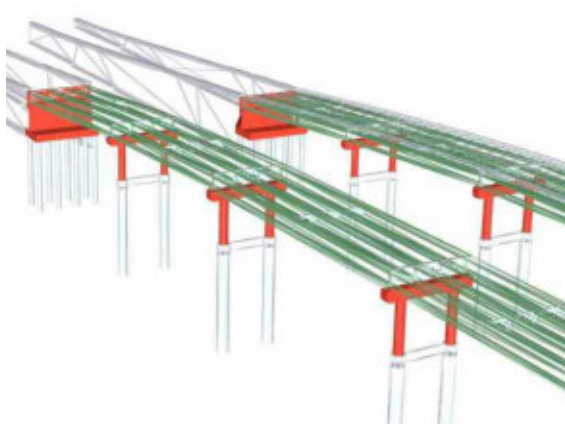


Figura 69 – Meso-Estructura.

c) La Infra-estructura: formada por los elementos de fundación, cabezales y vigas riostras.

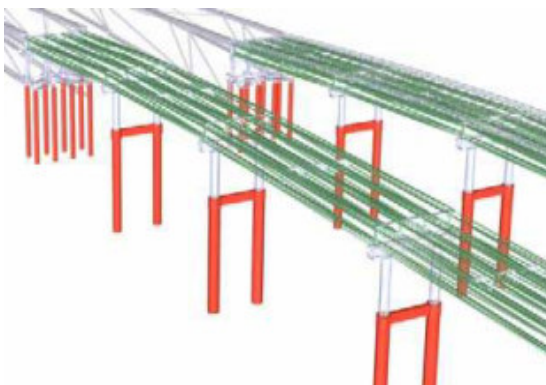


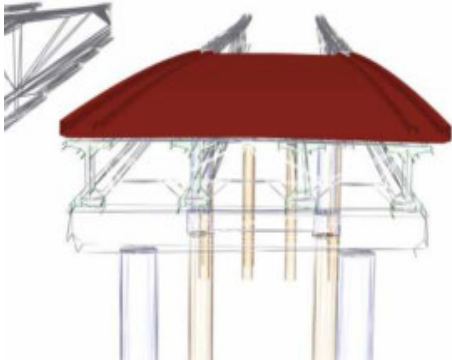
Figura 70 – Infra-Estructura.



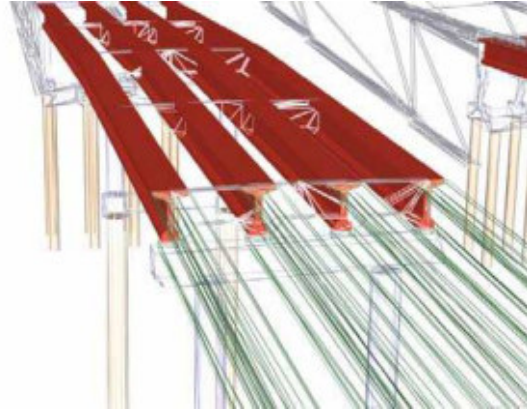
Detallando a cada parte.

a) La Super-estructura: se la divide en las siguientes partes:

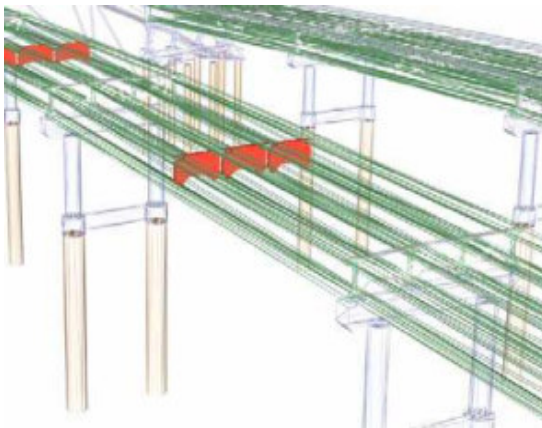
1- Losa del Tablero.



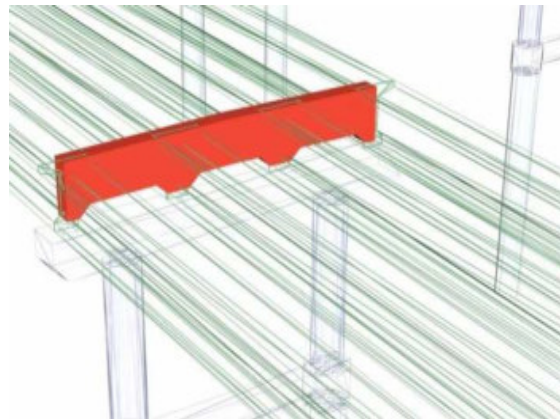
2- Vigas Longitudinales.



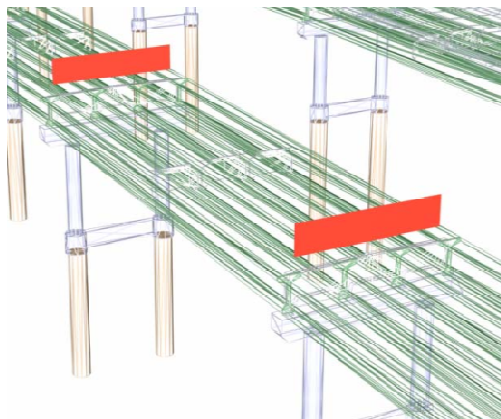
3- Vigas Transversales.



4- Vigas Externas.



5- Dispositivos de Transición de juntas.



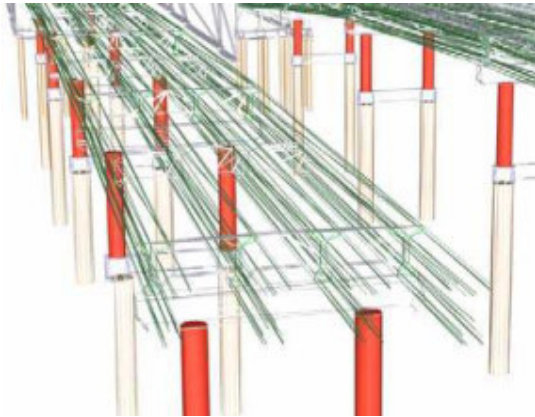
6- Guarda Cuerpo (Guard Rail) y Guarda Rueda.



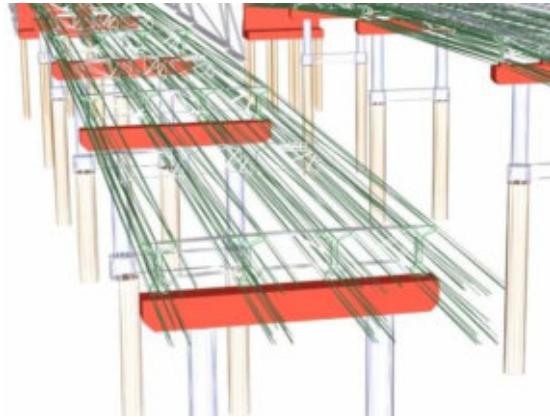
e la Super-Estructura.

b) La Meso-estructura: se la divide en las siguientes partes:

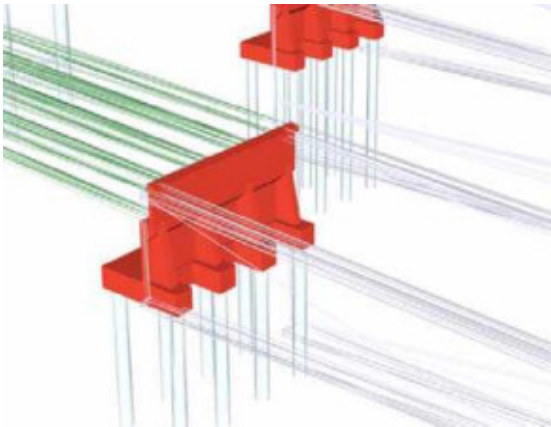
1- Pilares.



2- Vigas de Pórticos.



3- Estribos de Apoyo.



4- Aparatos de Apoyo.

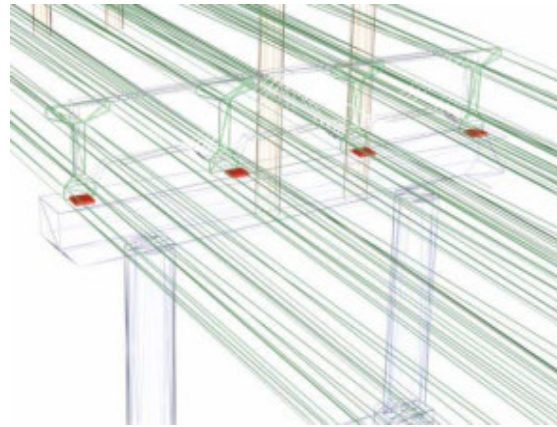
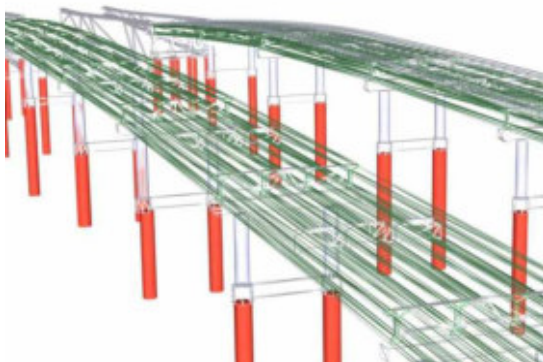


Tabla 07 –Partes componentes de la Meso-Estructura.

c) La Infra-estructura: se la divide en las siguientes partes:

5- Pilotes de Fundación.



6- Cabezales y Vigas Riostras.

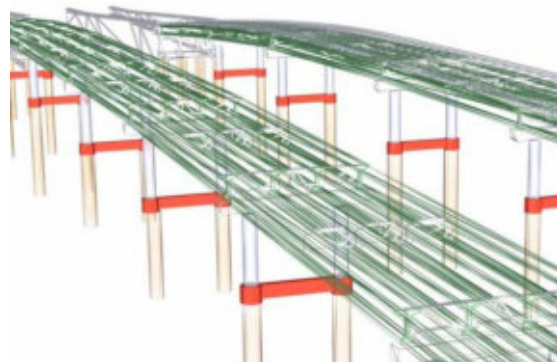


Tabla 08 –Partes componentes de la Infra-Estructura.

#### 4.4 Datos para el diseño.

Datos:

➤ Dimensionamiento de la Super-estructura.

- Categoría del Puente A-30.
- Hormigón H-30. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Armadura Pasiva; Acero Tipo III ADN-420. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Armadura Activa; 3 cables con 5 cordones de a 7 de un diámetro de 6 mm, con un área efectiva total de  $29.69 \text{ cm}^2$ . Resistencia característica  $\beta_z = 19.000 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Guard Rail flexible de una hoja.
- Veredas de Hormigón pobre, introduciendo elementos tales como polietileno expandido para aligerar su peso.
- Pasamanos de hierro redondo de diámetro 10 mm.

Ficha Técnica

- Tablero Premoldeado.
- Longitud total del puente 30 m.
- Cantidad de tramos 2.
- Longitud de los tramos 15 m.
- Cantidad de vigas por tramo 4
- Longitud entre vigas 2.467 m.
- Losa de aproximación de 8.40 m x 10 m.
- Ancho de veredas, 1,20 m, (Desde eje de viga a su culminación)
- Ancho de calzada, 7,40 m, espesor 5 cm.
- N° de fajas de tránsito 2, con el mismo sentido.
- Riostras de Hormigón.
- Coeficiente de Impacto 1.40.

Datos:

➤ Dimensionamiento de la Meso-estructura.

- Categoría del Puente A-30.
- Hormigón H-25. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .

- Armadura Pasiva; Acero Tipo III ADN-420. Resistencia car.  $\sigma_{bk} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### Ficha Técnica

- Dintel o viga pórtico de 8.40 m.
- Dos pilas de sección circular.
- Apoyos de neopreno de dimensiones a obtener.
- Coeficiente de Impacto a determinar.
- Caballete extremo con espaldar.(Apoya sobre él también la losa de aproximación)
- Tierra armada para contención de suelo.

#### Datos:

##### ➤ Dimensionamiento de la Infra-estructura.

- Categoría del Puente A-30.
- Hormigón H-25. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 250 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Armadura Pasiva; Acero Tipo III ADN-420. Resistencia car.  $\sigma_{bk} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### Ficha Técnica

- Cabezal de pilotes para distribución de las cargas.
- Pilotes de sección circular de diámetro y cantidad a estipular, perforados in-situ.

### **4.5 Normas de Diseño de la Dirección Nacional de Vialidad.**

Antes de ingresar al dimensionamiento en sí vamos a estipular las pautas básicas que exige la Dirección Nacional de Vialidad (D.N.V.) para el dimensionamiento de puentes. En ella se describen las pautas a utilizar en el cálculo estructural, sumado al Reglamento "Cirsoc" vigente.

#### D) Hipótesis de carga.

Las fuerzas que solicitan las estructuras de los puentes y que deben considerarse en los cálculos se dividen en los dos grupos siguientes:

##### Fuerzas principales:

- a) Carga permanente.
- b) Sobrecarga accidental.
- c) Impacto.

d) Influencias de temperatura, contracción y fluencia del hormigón.

Fuerzas adicionales:

- a) Acción del viento.
- b) Esfuerzo producido por el frenado de vehículos.
- c) Esfuerzo transmitido por la baranda.
- d) Frotamiento en los apoyos móviles.
- e) Esfuerzos originados por el desplazamiento y asentamiento de estribos y pilares.
- f) Efectos originados por la presión del agua y choques de objetos y/o vehículos sobre pilares y acción de movimientos sísmicos.

## II) Fuerzas Principales.

a) Carga Permanente.

La carga permanente se compone: del peso de la superestructura (vigas principales, viguetas transversales y longitudinales, losa de la calzada, contraventeo, arriostrado, veredas y barandas) y de la sobrecarga permanente (adoquinado, enripiado, capa de desgaste, etc.)

Para la determinación de las cargas arriba mencionadas se admitirán los siguientes pesos específicos:

Acero laminado y acero fundido.	7850kg/m <sup>3</sup>
Hormigón de cemento y piedra.	2300kg/m <sup>3</sup>
Hormigón de cascotes de ladrillo.	1800kg/m <sup>3</sup>
Hormigón de cemento armado.	2500kg/m <sup>3</sup>
Ripio (canto rodado) seco.	1800kg/m <sup>3</sup>
Ripio (canto rodado) mojado.	2000kg/m <sup>3</sup>
Granito para adoquines.	2800kg/m <sup>3</sup>
Arena para el colchón de adoquines.	1800kg/m <sup>3</sup>
Material asfáltico o bituminoso.	1500kg/m <sup>3</sup>
Madera dura.	1200kg/m <sup>3</sup>



b) Sobrecarga útil.

Los puentes carreteros de hormigón a construirse en todo el territorio de la Provincia con intervención de la Dirección Provincial de Vialidad responderán a la siguiente clasificación:

Sobrecarga Útil.	Categoría de Puentes			
	A-30	A-25	A-20	Especial
Aplanadora, peso total(T)	30	25	20	Carga según el caso
Aplanadora, rodillo delantero(T)	13	10	8	
Aplanadora, cada rodillo trasero(T)	8.50	7.50	6	
Multitud compacta(T/m <sup>2</sup> )	0.60	0.6	0.5	
Sobrecarga en veredas( T/m <sup>2</sup> )	0.40	0.40	0.40	

Tabla 09 –Sobrecarga Reglamentaria.

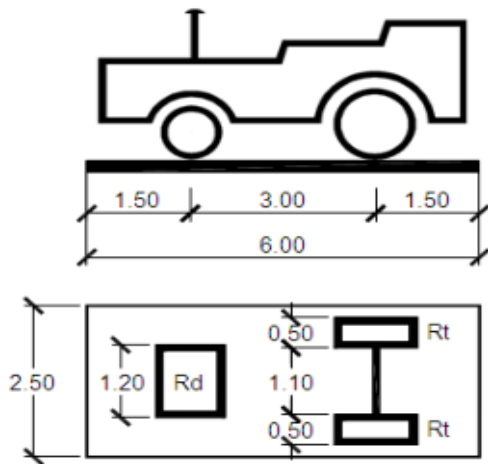


Figura 71 – Aplanadora Tipo.

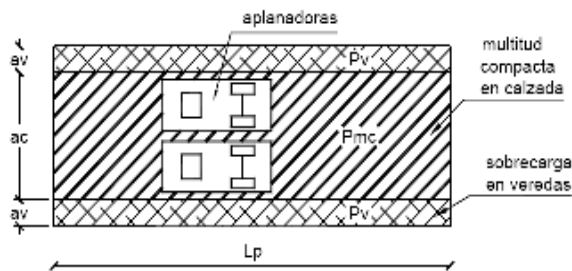


Figura 72 – Sobrecargas Reglamentarias.

La categoría del puente será determinada en cada caso por la Dirección Provincial de Vialidad.

Para el cálculo estático se tomará una aplanadora por cada faja de circulación de que disponga el puente. Fuera de la zona de calzada ocupada por las aplanadoras se supondrá que actúa una sobrecarga uniforme equivalente al peso de

la multitud correspondiente a la categoría del puente.

Cuando en el cálculo se admita que la sobrecarga se reparta, en sentido transversal, por igual entre todas las vigas, a los efectos de calcular la multitud entre aplanadoras, se supondrá que el borde exterior de éstas coincide con el borde del guardarruedas.

Cuando el ancho de la calzada sea superior a dos fajas de circulación se efectuará la siguiente reducción en el peso de las aplanadoras:

Para tres fajas se tomará el 95% de su peso. Para cuatro fajas se tomará el 90% de su peso.

Para más de cuatro fajas se tomará el 85% de su peso.

Se considerará como faja de circulación un ancho mínimo de calzada igual a tres metros.

La multitud compacta se tomará siempre sin reducción con el valor indicado en la Tabla 09.

Las cargas se situarán en la posición más desfavorable. No deberán tenerse en cuenta las cargas que debido a su ubicación reduzcan los momentos flectores (por ejemplo en voladizos al calcular los momentos positivos en el tramo) siempre que no estén directamente vinculadas a otras cargas que actúen desfavorablemente. Al ubicar las aplanadoras, se buscará que los rodillos queden en la posición que den las solicitaciones más desfavorables en cada elemento estructural. Con las cargas en una posición se logra  $M_{\text{máx}}$ . En otra posición se logra  $Q_{\text{máx}}$ , etc.

Asimismo se consideran descartadas las posiciones de vehículos perpendiculares u oblicuas al eje longitudinal del puente.

En las zonas de la calzada de puente sólo accesibles accidentalmente a los vehículos (por ejemplo canteros, tragaluces, etc.). Se considerará como sobrecarga la multitud compacta con impacto sin carga de vehículos.

Para el cálculo de las losas de tableros de puentes vigas se efectuará una reducción de la carga reglamentaria tomando el 80% del peso de las aplanadoras.

c) Impacto.

Para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil o de las tensiones producidas por la misma, la sobrecarga será afectada por el coeficiente de impacto correspondiente a las características y a la luz de la estructura indicada en la Tabla 10.

Tipo de estructura	Coeficiente de impacto.
1) Tablero de la calzada, incluyendo viguetas transversales y longitudinales, nervios, columnas y péndolas.	1,4
2) Vigas principales o pórticos nervados que parcial o íntegramente forman parte de la estructura del tablero o que estén directamente vinculados a ésta:  $l < 10m$ $l = 10m$ $l = 30m$ $l = 50m$ $l \geq 70m$	1,4 1,3 1,2 1,1 1,0
3) Vigas principales vinculadas al tablero solamente mediante vigas transversales, es decir, cuando la losa de la calzada no apoya directamente sobre la viga principal, pórticos, losas y puentes losas:  $l < 10m$ $l = 10m$ $l = 30m$ $l \geq 50m$	1,3 1,2 1,1 1,0
4) Estructuras en arco:  a) Puentes en arco de sección discontinua (vigas aisladas, vigas huecas, sección nervada, etc.)  $l < 50m$ $l = 50m$ $l \geq 70m$  b) Bóvedas en sección llena:  $l < 50m$ $l \geq 50m$	1,2 1,1 1,0  1,1 1,0
5) Alcantarillas cualquier luz: Tapada menor de 0,20m. Tapada entre 0,20m y 0,40m. Tapada entre 0,40m y 0,60m. Tapada entre 0,60m y 0,80m. Tapada mayor de 1,00m.	1,4 1,3 1,2 1,1 1,0

Tabla 10 –Coeficiente de Impacto.

La multitud compacta, sobre veredas o sobre espacios no accesibles para vehículos, como así también en puentes destinados exclusivamente para peatones, se aplicará en el cálculo sin impacto. Se tendrá en cuenta este coeficiente cuando se aplica la multitud sobre la calzada o en espacios accesibles accidentalmente a los vehículos.

Asimismo se calculará sin impacto la tensión en la infraestructura, es decir en los estribos, pilares y fundaciones, salvo que la misma se halle rígidamente unida a la superestructura, como los pies derechos de pórticos en cuyo caso el impacto para aquella parte situada encima de la fundación. La fundación se calculará si impacto.

Los puentes de categoría A-30 se emplearán en los caminos de la Red Nacional y de Ayuda Federal sometidos a tránsito de vehículos pesados y en aquellos que puedan tenerlos durante la vida útil de puente. Los de categoría A-25 se emplearán en los caminos secundarios que por su característica o ubicación sólo por excepción tendrán que soportar el tránsito de vehículos pesados. Los puentes de categoría A-20 se emplearán en los caminos que no tengan tránsito de vehículos pesados y en los que por razones de su pendiente no se presente la posibilidad de tenerlos. En general se dimensionarán también con este tren de cargas las obras de arte menores hasta 5m de luz. Puentes de categoría especial son aquellos destinados a soportar las cargas que en cada caso se determinen.

d) Influencia de la temperatura, de la contracción y de la fluencia del hormigón.

Sólo se tendrán en cuenta las variaciones de temperatura y la contracción en el cálculo de arcos y estructuras hiperestáticas o en aquellas estructuras en que las mismas puedan originar tensiones de importancia.

Se supondrá en general que la temperatura podrá sufrir una variación de  $\pm 20^{\circ}\text{C}$  a  $\pm 30^{\circ}\text{C}$  respecto a la temperatura media de ejecución de la obra, según cuál sea la región del país donde se construya.

En las partes de la construcción cuya dimensión transversal mínima sea de 70 cm o más y en aquellas que, protegidas por recubrimiento u otros dispositivos estén menos expuestas a las variaciones de temperatura, puede disminuirse la diferencia arriba mencionada en  $5^{\circ}\text{C}$ . Al determinar las dimensiones mínimas no se descontarán los espacios completamente cerrados (por ejemplo secciones huecas en vigas en forma de cajón).

El calentamiento desigual en distintas partes de la construcción (por ejemplo en la cadena de un arco atirantado) se considerará con una diferencia de temperatura de  $\pm 50^{\circ}\text{C}$ .

Para el cálculo del efecto de la contracción se supondrá:

- En pórticos y sistemas similares: 25 x 10E-5
- En arcos y bóvedas de hormigón armado:
  - Con más de 0,5% de armadura longitudinal: 25 x 10E-5
  - Con menos de 0,5% y más de 0,1% de armadura longitudinal: 30 x 10E-5
- Bóvedas de hormigón armado sin armaduras o menor del 0,1%: 35 x 10E-5

El coeficiente de dilatación del hormigón armado se tomará igual a  $10 \times 10\text{E-}6$ .

Para la determinación de los momentos flectores, esfuerzos de corte y esfuerzos normales resultantes de la variación de temperatura y de la contracción se tomará un coeficiente de elasticidad del hormigón  $E_c=100000\text{kg/cm}^2$ .

La fluencia del hormigón se halla implícitamente considerada en el valor del coeficiente de elasticidad  $E_c$  del hormigón bajo cargas permanentes y no deberá por lo tanto ser tenida especialmente en cuenta en los cálculos salvo cuando la misma pueda producir efectos no contemplados en el valor de  $E_c$ . En estos casos se considerará que la deformación por fluencia del hormigón es igual a 1,5 veces la deformación instantánea calculada con  $E_c=250000\text{kg/cm}^2$ .

### III) Fuerzas adicionales.

#### a) Acción del viento.

La acción del viento se determinará adoptando las siguientes presiones horizontales:

- Puente vacío 250kg/m<sup>2</sup>
- Puente cargado 150kg/m<sup>2</sup>

Las superficies expuestas a la acción de viento se determinarán de acuerdo a las dimensiones efectivas del puente en la forma que se indica a continuación:

#### 1) Puentes vacíos:

En estructuras con vigas de alma llena se tomará la proyección vertical de la viga principal exterior y de la parte del tablero que sobresalga.

En estructuras con dos vigas reticuladas, la superficie correspondiente al tablero y la de las partes de las dos vigas principales que sobresalgan en proyección vertical.

2) Puentes cargados:

Se sumará a las superficies calculadas de acuerdo a la proyección vertical de la sobrecarga que sobresalga del tablero.

La superficie correspondiente a la sobrecarga móvil se considerará como una faja continua de 2m de altura sobre el nivel de la vereda o guardarruedas cubriendo una sola de las fajas de tránsito, cuando así resulte más desfavorable.

3) Seguridad contra el volcamiento:

Debe verificarse la seguridad de las estructuras contra el volcamiento producido por el viento o cualquier otra fuerza lateral, en estado cargado o descargado, admitiéndose como grado de seguridad el valor 1,5.

Para la verificación en puente cargado se tomará en general una fila de vehículos vacíos con 500 kg de peso por metro lineal de puente y considerados como una faja continua de 2m de altura.

En puentes con calzada superior puede resultar más desfavorable aplicar excéntricamente sobre una de las fajas de circulación las cargas reglamentarias, que a estos efectos se consideran con una proyección vertical continua de 2m de altura.

Si el grado de seguridad es menor de 1,5 se deberán prever anclajes en los apoyos.

b) Esfuerzo producido por el frenado de vehículos.

El frenado de vehículos se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de  $1/25$  de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta, sin impacto, distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada, debiendo adoptarse como mínimo una fuerza de 0,15 veces el peso de una aplanadora por cada faja de circulación.

El esfuerzo de frenado deberá considerarse en conjunto con la fuerza horizontal originada por el frotamiento de apoyos móviles bajo la acción de la carga permanente.

c) Esfuerzo transmitido por la baranda.

Para el cálculo del tablero del puente se considerará una fuerza horizontal de 80 kg por metro lineal de baranda aplicada a la altura del pasamano y en sentido normal al mismo.

La baranda será calculada para resistir una fuerza horizontal de 400 kg por metro lineal aplicada a la altura del pasamano, salvo cuando se halle separada de la calzada con un guardarruedas con baranda de seguridad. En este caso se calculará para resistir una fuerza horizontal de 150kg por metro lineal aplicada a la altura del pasamano.

d) Frotamiento en los apoyos móviles.

El coeficiente de frotamiento por deslizamiento deberá tomarse igual a 0,2 y el de rotación a 0,03. Para el cálculo de pilares y estribos con apoyos móviles se considerará la reacción debida a la carga permanente más la sobrecarga móvil sin impacto.

e) Desplazamiento y asentamiento de los estribos y pilares.

En los casos en que los desplazamientos y asentamientos puedan tener influencia sobre el estado tensional de la estructura deberán considerarse como una acción adicional.

f) Efectos originados por la presión del agua, choque de objetos o vehículos sobre pilares y acción de los movimientos sísmicos.

Cuando estos efectos puedan resultar de importancia deberán considerarse en el cálculo de la estructura.

## **4.6 Diseño de la superestructura.**

### **4.6.1 Diseño de la losa.**

*Luz de cálculo:*

A los fines del cálculo de estabilidad se adoptará como la luz de losas y viguetas o vigas secundarias la distancia entre los ejes de las vigas, columnas o péndolas que sirvan de apoyo o suspensión respectivamente. La luz de cálculo adoptada para el puente es de 15 m.

*Cálculo simplificado de losas continuas:*

En losas continuas, sobre nervios arriostrados entre sí y con una distancia entre ejes no mayor de 2.50 m, se puede considerar cada tramo como una viga simple, de luz igual a la distancia entre los ejes de los nervios, y con las siguientes condiciones de apoyo: para determinar los momentos sobre los apoyos y en el tramo debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga se supondrá empotramiento total en los apoyos.

Como valor de los momentos en el tramo debidos a la sobrecarga se tomará la media aritmética de los momentos (en el centro) que se producen suponiendo empotramiento total y apoyos libres respectivamente, en los extremos del tramo.




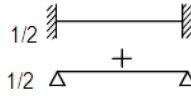
Tipo de carga	Para solicitaciones en apoyos	Para solicitaciones en tramo
permanente G		
sobrecarga P		

Tabla 11 –Método de la DNV.

Se colocan las cargas (rodillos delanteros o traseros) en la posición más desfavorable para cada solicitación.

Para determinar los momentos sobre los apoyos y en el tramo debido a la carga permanente se supondrá empotramiento total en los apoyos.

Para los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga se supondrá empotramiento total en los apoyos.

Para los momentos en el tramo debido a la sobrecarga, se tomará el promedio de los momentos en el centro que se producen suponiendo apoyos empotrados y apoyos libres, en los extremos del tramo.

Para absorber los momentos negativos en el tramo se deberá proveer una armadura superior igual a, como mínimo, 1/3 de la armadura inferior.

4) *Espesor mínimo de losas:*

El espesor mínimo admitido para la losa de la calzada es de 12cm.



### 5) Armadura de las losas:

La distancia entre ejes de los hierros de tracción no deberá ser mayor de 15cm en la zona de los momentos máximos en los tramos.

Como hierros de repartición se colocarán en 1 metro de ancho de la losa por lo menos 3 hierros redondos de 8mm de diámetro o un número mayor de hierros más delgados de sección total equivalente. Para cargas concentradas se determinará la armadura transversal por medio del coeficiente  $c$ , aplicado a la parte de la armadura principal que corresponde a la carga concentrada únicamente; como mínimo se adoptarán 3 barras de 8 mm por metro de ancho.

$$C=0,10 + 0,10 \times (b - (t + 2s)); \text{ estando } b, t \text{ y } s \text{ expresados en metros.}$$

En losas continuas, los hierros doblados que se utilizan como armadura de tracción para los momentos negativos, deberán penetrar suficientemente en los tramos vecinos a fin de asegurar un buen anclaje. Para luces aproximadamente iguales y siempre que no se hayan doblado los hierros exactamente de acuerdo con el diagrama de momentos, bastará prolongar dicho hierro en 1/5 de la luz.

Sobre las viguetas de arriostamiento en losas armadas transversalmente a las vigas principales o sobre las vigas principales en las losas armadas paralelamente a éstas deberá preverse una armadura especial superior que absorba las tensiones de tracción que allí se producen y que evite el desprendimiento de las losas en la unión con el nervio de la viga. Si no se determina por el cálculo la cantidad de armadura necesaria se colocará como mínimo una sección de armadura igual a 3,5cm<sup>2</sup> por metro con distancia entre hierros no mayor a 20 cm.

#### 4.6.1.1 Momentos debidos al peso propio.

*Determinación de los pesos propios actuantes.*

1. Losa:  $2,40 \text{ T/m}^3 \times 0,18 \text{ m} = 0,432 \text{ T/m}^2$ .
2. Carpeta Asfáltica:  $1,50 \text{ T/m}^3 \times 0,05 \text{ m} = 0,075 \text{ T/m}^2$ .
3. Baranda:  $2,40 \text{ T/m}^3 \times 0,50 \text{ m} = 1,20 \text{ T/m}^2$ . Cada Una.
4. Veredas:  $2,40 \text{ T/m}^3 \times 0,235 \text{ m} = 0,564 \text{ T/m}^2$ . Cada Una.

*Determinación del Momento debido al peso propio.*

Se tomará el peso propio en el sector de calzada y luego en el sector de voladizos.

ESQUEMA ESTÁTICO

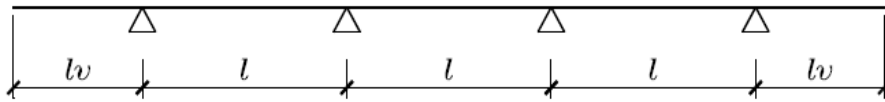


Figura 73 – Esquema estático de cálculo.

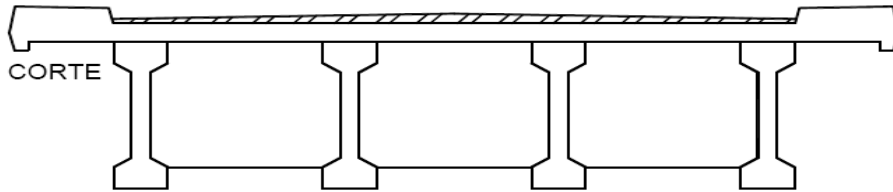


Figura 74 – Corte de la sección del puente.

*Momentos sobre calzada.*



$$M^{Apoyo}_{pp_{calzada}} = QL^2/12 = (0.432 \text{ T/m}^2 + 0.075 \text{ T/m}^2) \times 1 \text{ m} \times (2.467 \text{ m})^2 / 12 = -0.257 \text{ T.m.}$$

$$M^{Tramo}_{pp_{calzada}} = QL^2/26.45 = (0.432 \text{ T/m}^2 + 0.075 \text{ T/m}^2) \times 1 \text{ m} \times (2.467 \text{ m})^2 / 26.45 = 0.117 \text{ T.m.}$$

Con lo cual quedan determinados los momentos de peso propio sobre el sector de calzada.

*Momentos sobre veredas.*



$$M^{Apoyo}_{pp_{vereda}} = QLv^2/2 = (0.432 \text{ T/m}^2 + 0.564 \text{ T/m}^2) \times 1 \text{ m} \times (1.20 \text{ m})^2 / 2 + 1.20 \text{ T/m}^2 \times 0.19 \text{ m} \times (1.20 \text{ m} - (0.19 \text{ m} / 2)) = -0.97 \text{ T.m.}$$

Donde L es la longitud entre ejes de vigas y Lv la longitud de cálculo para el voladizo.

4.6.1.2 Factor de impacto.

Como se ha visto anteriormente el coeficiente de impacto para los tableros, en la Tabla 10, muestra el valor de 1.40 veces a afectar tanto la carga de las aplanadoras como la sobrecarga de la muchedumbre. No afectando a la sobrecarga sobre veredas, donde se estipula menor iteración de carga.

#### 4.6.1.3 Momento debido a la sobrecarga.

En base a la categoría A-30 del puente podemos deducir las cargas del rodillo delantero y los rodillos traseros. (Tabla 09)

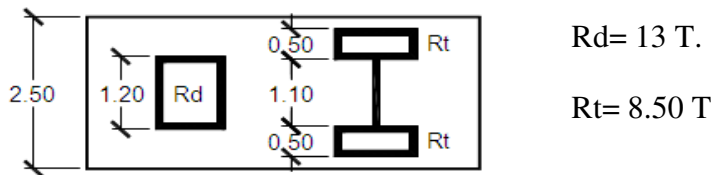


Figura 75 – Rodillos de la Aplanadora de cálculo.

Peso aplanadora: 30 t/faja circulación coeficiente de impacto:  $\phi = 1.4$  en la losa es constante, en la viga, función de la luz.

- Solo se aplica a sobrecargas en calzada
- Reducción: 20 %, solo en el tablero.
- $Q_{ap} = 0,80. 1,4. 30$  t/faja
- Multitud compacta: en calzada  $p_{mc} = 0,6$  t/m<sup>2</sup>
- $Q_{mul} = \phi. p_{mc} = 1,4. 0,6$  t/m<sup>2</sup>
- Sobrecarga en veredas:
- $P_v = 0,4$  t / m<sup>2</sup>
- Esfuerzo en la losa transmitido por la baranda: fuerza horizontal de 80 Kg/m ubicada a la altura del pasamano.
- La baranda soporta 400 Kg/m de fuerza normal, ó 150 Kg/m si hay guarda rueda

*Repartición de las cargas concentradas. Anchos activos.*

En el cálculo de las losas a flexión.

Las losas de luz  $l$  con una capa superior de repartición de espesor  $s$  o sin ella y con la armadura transversal de repartición correspondiente, se calcularán a la flexión para cargas concentradas (presión de una rueda) considerando un ancho activo:

$$b = t + 2s + \frac{2}{3} l, \text{ limitándose a un máximo de:}$$

$$b = t + 2s + 2,0m.$$

En el sentido del movimiento se tomará  $t=10\text{cm}$ .

En el sentido de la armadura resistente se admite una repartición de la carga en una longitud  $a= t+ 2s$ .

Cuando en losas armadas en el sentido del movimiento del vehículo el ancho activo  $b$  calculado para una rueda resulte mayor que la trocha  $e$  de este último, se tomará en cuenta un ancho activo de la losa igual a  $b + e$  aplicado a la carga total del eje.

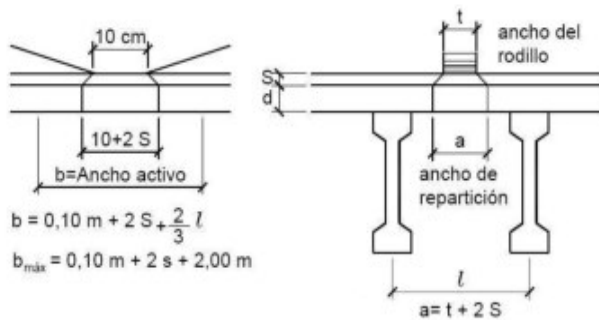


Figura 76 – Anchos activos.

$$b = 0,10 \text{ m} + 2 S + \frac{2}{3} l$$

$$b_{\text{máx}} = 0,10 \text{ m} + 2 s + 2,00 \text{ m}$$

$$s = 0.05 \text{ m}$$

$$d = 0.18 \text{ m}$$

$$T\text{-delantero: } 1.20 \text{ m}$$

$$a\text{-delantero: } 1.30 \text{ m}$$

$$T\text{-trasero: } 0.50 \text{ m}$$

$$a\text{-trasero: } 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Apoyo Rodillo (t): } 0.10 \text{ m}$$

$$b\text{-delantero: } 1.84 \text{ m}$$

$$b\text{-trasero: } 1.84 \text{ m}$$

$$b_{\text{máx:}} 2.20 \text{ m}$$

#### Momentos sobre calzada

$$QR_d = 0.80 \varphi R_d / a \quad b_d = 0.80 \times 1.40 \times 13 \text{ T} / 1.30 \text{ m} \times 1.84 \text{ m} = 6.087 \text{ T/m}^2.$$

$$QR_t = 0.80 \varphi R_t / a \quad b_t = 0.80 \times 1.40 \times 8.50 \text{ T} / 0.60 \text{ m} \times 1.84 \text{ m} = 8.623 \text{ T/m}^2.$$

Como premisa se debe considerar aquella carga que ocasione el mayor momento flector sobre la losa. Los valores de  $QR_d$  y  $QR_t$  representan cargas puntuales repartidas en los anchos activos, de ellos se desprenderá cuál ocasiona situaciones mayormente perjudiciales en 1 m de longitud. Por lo tanto el esquema de carga, en base al método de Vialidad Nacional, queda definido de la siguiente manera:

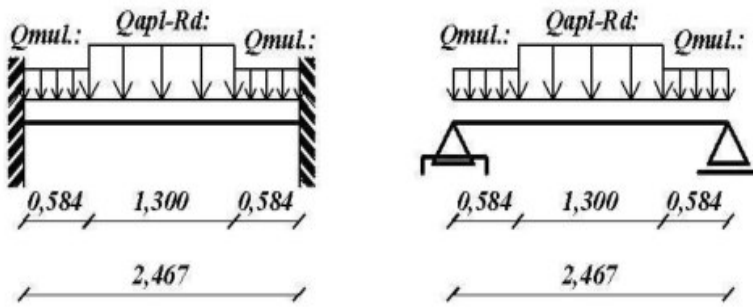
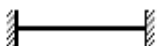


Figura 77 – Esquema de cálculo. Momentos debidos a la sobrecarga.

Figura 77a – Empotrada-Empotrada.

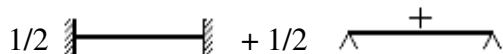
Figura 77b – Simplemente Apoyada.

Primero se resolverá el momento debido a la sobrecarga, tanto de la aplanadora como la multitud, con vinculación empotrada-empotrada. (Figura 77a)



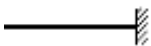
$$M^{\text{Apoyo}}_{\text{SCcalzada}} = -2,326 \text{ T.m.}$$

Luego para el tramo se resuelve el promedio del momento de tramo debido a la empotrada-empotrada y a la simplemente apoyada. (Figura 77 a y b)



$$M^{\text{Tramo}}_{\text{SCcalzada}} = 1.27 \text{ T.m.} / 2. + 3.56 / 2 \text{ T.m.} = 2.415 \text{ T.m.}$$

*Momentos sobre veredas.*



$$M^{\text{Apoyo}}_{\text{SCvereda}} = Q_{\text{ver}} \cdot L_v^2 / 2 = 0.40 \text{ T/m}^2 \times (1.20 \text{ m})^2 / 2 = 0.288 \text{ T.m.}$$

#### 4.6.1.4 Combinaciones de carga-Momentos últimos.

Según estipula el Reglamento “Cirsoc” se calcularán los momentos últimos en base a los factores de mayoración de carga. Esta combinación no es más que el peso propio de la estructura, la carga accidental de la muchedumbre y la aplanadora. Los coeficientes son 1.20 para cargas gravitatorias y 1.60 para cargas accidentales, por lo cual se tendrá entonces:

$$M_u: 1.20 Q_{pp} + 1.60 Q_{sc}.$$

Extrapolando los momentos antes calculados obtendremos el momento último de cálculo.

$$M^{\text{Último}}_{\text{Apoyo calzada}} = 1.20 \times -0.257 \text{ T.m.} + 1.60 \times -2.326 \text{ T.m.} = 4.03 \text{ T.m.}$$

$$M^{\text{Último}}_{\text{Tramo calzada}} = 1.20 \times -0.117 \text{ T.m.} + 1.60 \times 2.415 \text{ T.m.} = 4.01 \text{ T.m.}$$

$$M_{\text{Último}}^{\text{Apoyo}}_{\text{vereda}} = 1.20 \times -0.97 \text{ T.m.} + 1.60 \times -0.288 \text{ T.m.} = 1.63 \text{ T.m.}$$

#### 4.6.1.5 Dimensionamiento del tablero.

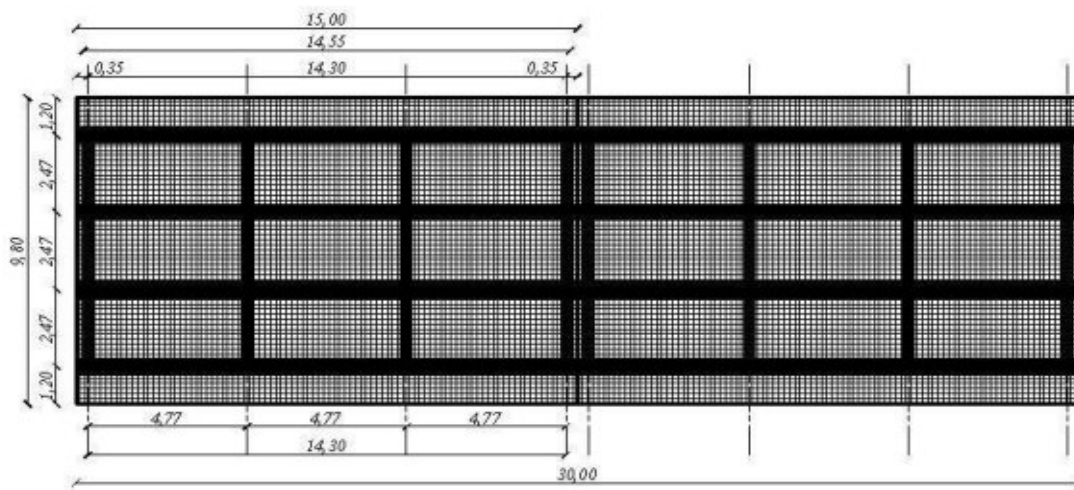


Figura 78 – Losa del puente.

Para puentes, el CIRSOC especifica diámetros mínimos de armaduras:

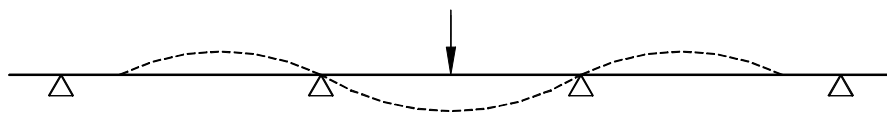
En aceros tipo III, ADN 420 y ADM 420  $\varphi \geq 8 \text{ mm.}$

En aceros tipo IV, Mallas soldadas, AM500  $\varphi \geq 6 \text{ mm.}$

Por otra parte se deben cumplir las disposiciones del Reglamento de Puentes de Vialidad Nacional:

- En los tramos:

La armadura inferior se obtiene por cálculo, separación máxima: 15 cm



Se colocará armadura superior mínima, de 1/3 de la armadura inferior del tramo.

( $M_{\text{neg.}} - M_{\text{posit.}} / 3$ )

- En los apoyos:

La armadura superior se obtiene por cálculo, para luces aproximadamente iguales, se aconseja prolongar esta armadura al menos 1/5 luz en la losa vecina.

- Armadura de repartición: Mínima:  $3 \varphi 8 / \text{m.}$

Para cargas concentradas es  $F_e \text{ repart} = C F_e \text{ c.conc}$  con  $C = 0,10 + 0,10 [b - (t + 2 S)]$  en la que b, t y S están expresados en metros.

- Armadura sobre riostras

Si no se determina por cálculo, se colocará al menos  $3,5 \text{ cm}^2/\text{m}$  con una separación máxima de 20 cm.

a) Dimensionamiento de la losa del puente en la dirección principal en el tramo.

$$f'_c = 30 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$M_u = 4.01 \text{ Tm}, 0.0401 \text{ Mn.m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi = 0.90$

$$M_n = M_u / \phi = 0.0445 \text{ Mn.m}$$

Espesor adoptado: 0.18 m. Recubrimiento 2.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n = M_n / b \cdot d^2 \cdot f'_c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

$M_n$ : Momento nominal mayorado.

b: Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$d = 0.18 \text{ m} - 0.02 \text{ m} - 0.006 \text{ m} = 0.154 \text{ m}$$

$f'_c$ : Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.0445 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.154^2 \text{ m} \times 30 \text{ Mn/m}^2 = 0.06254$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

$f'_c$ (MPA)	$\leq 25$	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 – Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right) \quad \varepsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0,96175, \quad z = K_z \times d = 0,96175 \times 0,154 \text{ m} = 0,148 \text{ m}$$

$$K_c = 0,09195 \quad c = K_c \times d = 0,09195 \times 0,154 \text{ m} = 0,0142 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0,0297 > 0,005$$

Con el conjunto de datos podemos determinar el área de hierro necesaria en función del momento nominal. Se verifica en base a una armadura mínima.

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0,0445 \text{ Mn.m} / 0,148 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 7.159 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0,0018 \times 100 \times 0,18 \times 100 = 3,24 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal de tramo **1 Ø 12 cada 0.15 m** con un área total de  $7,53 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

b) Armadura secundaria superior de tramo.

$$A_{sec} = 1/3 A_n = 1/3 \times 7,159 \text{ cm}^2/\text{m} = 2,387 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta armadura principal de tramo **1 Ø 8 cada 0.20 m** con un área total de  $2,52 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

c) Armadura principal de apoyo.

$$f'_c = 30 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$M_u = 4,01 \text{ Tm}, 0,0403 \text{ Mn.m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi = 0,90$

$$M_n = M_u / \phi = 0,0448 \text{ Mn.m}$$

Espesor adoptado: 0.18 m. Recubrimiento 2.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n = M_n / b \cdot d^2 \cdot f'_c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

$M_n$ : Momento nominal mayorado.

$b$ : Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.



d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

d: 0.18 m-0.02 m-0.006 m=0.154m

f'c: Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.0448 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.154^2 \text{ m} \times 30 \text{ Mn/m}^2 = 0.06297$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

f'c(MPA)	<=25	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0.96147, \quad z = K_z \times d = 0.96147 \times 0.154 \text{ m} = 0.148 \text{ m}$$

$$K_c = 0.0926 \quad c = K_c \times d = 0.09260 \times 0.154 \text{ m} = 0.0143 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.0294 > 0.005$$

Vamos a disponer de armadura de apoyo en bases a las armaduras provenientes de 2 losas adyacentes, en función de la armadura de tramo antes calculada.

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0.0448 \text{ Mn.m} / 0.154 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 6.927 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0018 \times 100 \times 0.18 \times 100 = 3.24 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal de apoyo **1  $\phi$  12 cada 0.30 m** con un área total de 3.767 cm<sup>2</sup>/ m en una de las losas y **1  $\phi$  12 cada 0.30 m** con un área total de 3.767 cm<sup>2</sup>/ m en la adyacente. La armadura total dispuesta es de 7.534 cm<sup>2</sup>/ m.

d) Armadura de apoyo en veredas.

f'c=30 MPA

f<sub>y</sub>= 420 MPA

M<sub>u</sub>= 1.63 Tm, 0.0163Mn.m.

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi = 0.90$

$$M_n = M_u / \phi = 0.0182 \text{ Mn.m}$$

Espesor adoptado: 0.18 m. Recubrimiento 2.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n = M_n / b \cdot d^2 \cdot f'_c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

$M_n$ : Momento nominal mayorado.

$b$ : Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

$d$ : Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$d = 0.18 \text{ m} - 0.02 \text{ m} - 0.006 \text{ m} = 0.154 \text{ m}$$

$f'_c$ : Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.0182 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.154^2 \text{ m} \times 30 \text{ Mn/m}^2 = 0.0256$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

$f'_c$ (MPa)	$\leq 25$	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0.9848, \quad z = K_z \times d = 0.9848 \times 0.154 \text{ m} = 0.152 \text{ m}$$

$$K_c = 0.0368 \quad c = K_c \times d = 0.0368 \times 0.154 \text{ m} = 0.00567 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.0786 > 0.005$$

Con estos datos se puede obtener la armadura superior de las veredas.

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0.0182 \text{ Mn.m} / 0.154 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 2.814 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0018 \times 100 \times 0.18 \times 100 = 3.24 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal de apoyo **1  $\phi$  10 cada 0.15 m**.

La armadura total dispuesta es de  $5.23 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

e) Armadura secundaria de apoyo.

$$Fe_{\text{repart}} = C Fe_{c.\text{conc}} \text{ con } C = 0,10 + 0,10 [b - (t + 2 S)]$$

$$C = 0,10 + 0,10 (1,84 \text{ m} - (0,10 + 2 \times 0,05)) = 0,264$$

$$Fe_{\text{repar}} = 0,264 \times 6,927 \text{ cm}^2/\text{m} = 1,83 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta armadura principal de tramo **1  $\phi$  8 cada 0.20 m** con un área total de  $2.52 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

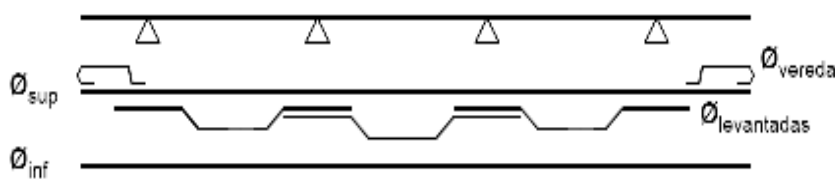


Figura 79 – Esquema de armaduras dispuestas.

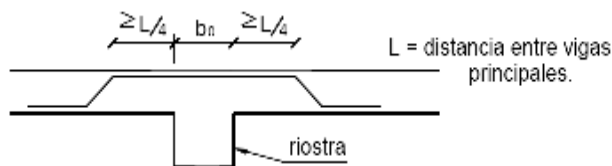


Figura 80 – Armadura sobre riostras.

#### 4.6.1.6 Verificación al corte.

En el cálculo de las losas al corte originado por una carga concentrada colocada sobre los apoyos, se considerará un ancho activo igual a  $t+2s$  ó  $t+5d$ , siendo  $d$  el espesor de la losa. De los dos valores puede elegirse el mayor.

Para cargas en secciones que se apartan del apoyo hacia el centro del tramo, se admite que la zona activa se ensanche a  $45^\circ$  hasta alcanzar el valor de  $2/3l+t+2s$ , limitándose este valor a un máximo de  $t+2s+2,0m$ .

Para aplicar con facilidad este procedimiento resulta conveniente determinar el esfuerzo de corte para un metro de ancho de la losa calculando los esfuerzos de corte originados por cada carga individual y dividiéndolos por su correspondiente  $b$ . El valor de  $b$  a considerar depende de su posición y de la ubicación de la sección para la cual se calcula el esfuerzo de corte.

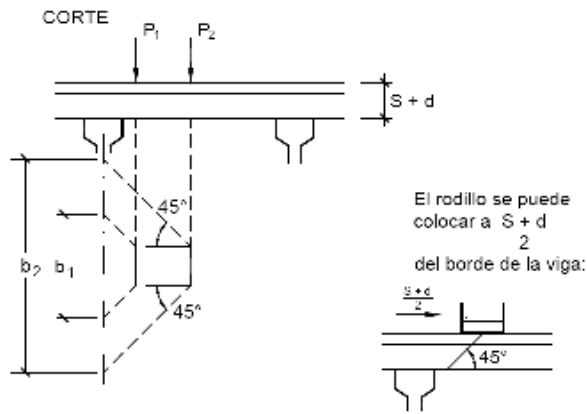


Figura 81 –Verificación al corte.

$$P_2 = 0.80 \varphi R_d = 0.80 \times 1.40 \times 13 T = 14.56 T$$

$$P_1 = 0.80 \varphi R_{t\tau} = 0.80 \times 1.40 \times 8.50 T = 9.52 T$$

$$s = 0.05 \text{ m}$$

$$T+2S = 1.30, \quad T+5S = 2.10$$

$$d = 0.18 \text{ m}$$

$$T+2S = 0.50 \quad T+5S = 1.40$$

$$T\text{-delantero: } 1.20 \text{ m}$$

$$a\text{-delantero: } 1.30 \text{ m}$$

$$T\text{-trasero: } 0.50 \text{ m}$$

$$a\text{-trasero: } 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Apoyo Rodillo (t): } 0.10 \text{ m}$$

$$b\text{-delantero: } \frac{2}{3} \times 2.467 \text{ m} + 1.20 \text{ m} + 2 \times 0.05 \text{ m} = 2.945 \text{ m}$$

$$b\text{-trasero: } \frac{2}{3} \times 2.467 \text{ m} + 0.50 \text{ m} + 2 \times 0.05 \text{ m} = 2.245 \text{ m}$$

$$b_{\text{máx delantero}}: 1.30 \text{ m} + 2 \times 0.05 + 2.00 \text{ m} = 3.40 \text{ m}$$

$$b_{\text{máx trasero}}: 0.60 \text{ m} + 2 \times 0.05 + 2.00 \text{ m} = 2.70 \text{ m}$$

$$P_2/b_2 = 14.56 T / 2.945 \text{ m} = 4.944 T/m.$$

$$P_1/b_1 = 9.52 T / 2.245 \text{ m} = 4.24 T/m.$$

$$Q_{\text{mul}} = \varphi \cdot p_{mc} = 1.40 \cdot 0.60 T / m^2.$$

$$P_v = 0,4 T / m^2.$$

En la Figura 82 se muestra el esquema de cálculo para la verificación al corte en la losa del puente. Se desea determinar la reacción máxima para luego verificar.

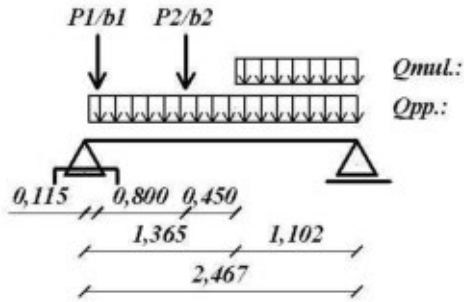


Figura 82 –Esquema de verificación al corte.

$R_a = 8.21 \text{ T / m.}$

$R_a = 0.0821 \text{ Mn.m}$        $\tau = \frac{Q_{\max}}{b.d} < \tau_{LIM} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} =$

$\zeta = 0.0821 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.154 \text{ m} = 0.533 \text{ Mn / m}$

$\zeta_{lim} = 5/6 \times 30^{1/2} = 4.56 \text{ Mn / m}$        $\zeta < \zeta_{lim}$  Verifica.

#### 4.6.1.7 Dimensionamiento Losa de aproximación.

Las losas de aproximación en los puentes cumplen un rol fundamental. Su principal función es evitar que los asentamientos de los terraplenes ocasionen sobresaltos al entrar al puente.

Es muy común en la entrada a un puente sin losa de aproximación un escalón, que se transmite en falta de confort para los vehículos que circulan por allí.

El esquema estructural se plantea, como una losa derecha, apoyada sobre el estribo del puente, permitiendo el giro y apoyada sobre un medio elástico (resortes). Se busca permitir el asentamiento acompañando al terraplén sin que se produzcan escalonamientos. (Figura 83).

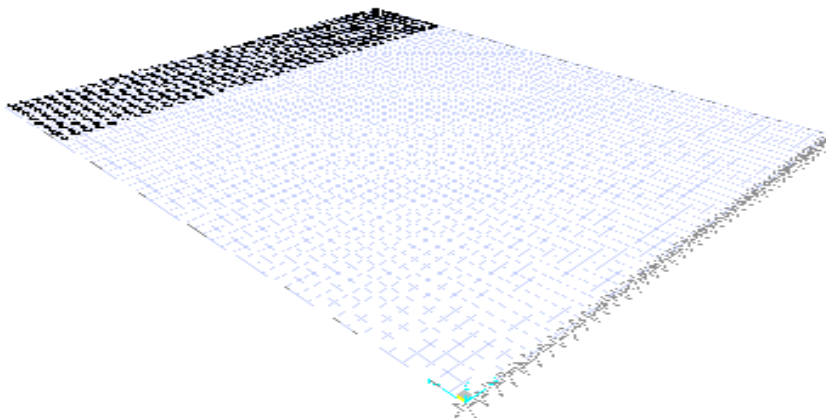


Figura 83 –Esquema estructural. Losa de aproximación

En cuanto a las cargas que solicitarán dicha losa tendremos; peso propio de la losa, sobrecarga de la muchedumbre, sobrecarga de las aplanadoras en la posición más desfavorable. (Figura 84)

Datos Generales:

- Categoría del Puente A-30.
- Hormigón H-30. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Armadura Pasiva; Acero Tipo III ADN-420. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Espesor adoptado 25 cm.
- Sobrecarga muchedumbre,  $Q_{mul} = \phi \cdot p_{mc} = 1.40 \cdot 0.6 \text{ T/m}^2 = 0.84 \text{ T/m}^2$
- Sobrecarga Aplanadoras.  $R_d = 13 \text{ T}$ ,  $R_t = 8.50$ . En este caso 2 aplanadoras contiguas.

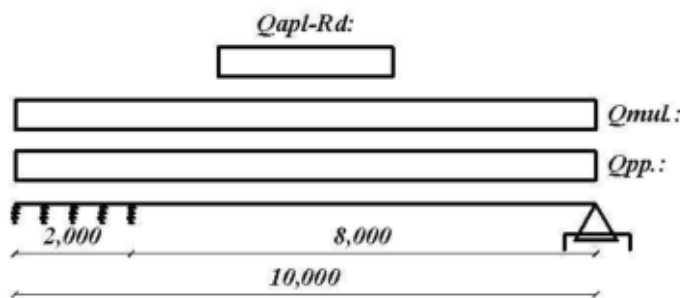


Figura 84 –Esquema de cargas. Losa de aproximación.

Las combinaciones de cargas adoptadas son idénticas a las antes mencionadas, 1.20 para cargas gravitatorias y 1.60 para sobrecargas.

Procesando los datos en un programa de elementos finitos podemos obtener los momentos flectores máximos al igual que los esfuerzos de corte.

$$M_{1-1} = 5.573 \text{ Tm / m}$$

$$M_{2-2} = 17.48 \text{ Tm / m}$$

$$V_{\text{máx}} = 11.76 \text{ T}$$

En la Figura 85, 86, 87, se muestran las variaciones de los momentos en las dos direcciones y el esfuerzo de corte.

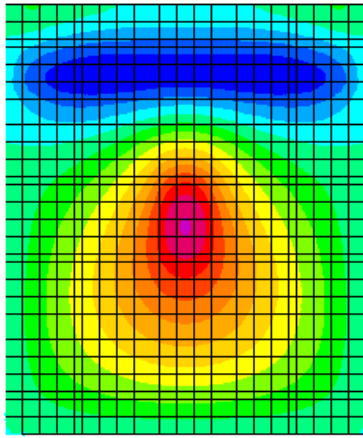


Figura 85 –M1-1

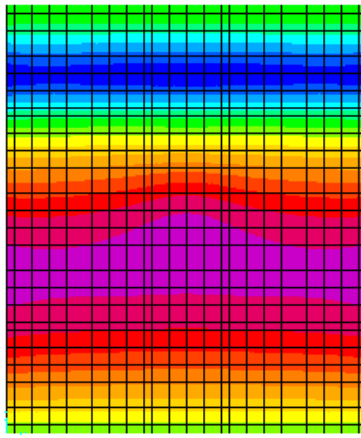


Figura 86 –M2-2

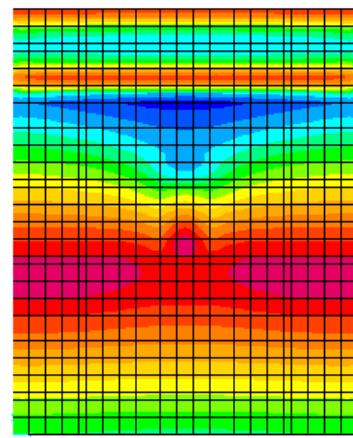


Figura 87 –Corte

Resta estimar las armaduras a disponer en dicha losa. Para ello se procede al dimensionamiento.

$$f'c=30 \text{ MPA}$$

$$fy= 420 \text{ MPA}$$

$$Mu= 17.48 \text{ Tm}, 0.1748 \text{ Mn.m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi= 0.90$

$$Mn= Mu/\phi= 0.1943 \text{ Mn.m}$$

Espesor adoptado: 0.25 m. Recubrimiento 5.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n= Mn / b.d^2.f'c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

$Mn$ : Momento nominal mayorado.

$b$ : Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

$d$ : Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$d: 0.25 \text{ m}-0.05 \text{ m}-0.01 \text{ m}=0.19 \text{ m.}$$

$f'c$ : Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n= 0.1943 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.19^2 \text{ m} \times 30 \text{ Mn/m}^2= 0.17941$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

$f'_c(\text{MPa})$	$\leq 25$	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0,88 \quad z = K_z \times d = 0,88 \times 0,19 \text{ m} = 0,1672 \text{ m}$$

$$K_c = 0,2883 \quad c = K_c \times d = 0,2883 \times 0,19 \text{ m} = 0,0548 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0,052 > 0,005$$

Con el conjunto de datos podemos determinar el área de hierro necesaria en función del momento nominal. Se verifica en base a una armadura mínima.

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0,1943 \text{ Mn.m} / 0,19 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10,000 = 24,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,0018 \times 100 \times 0,19 \times 100 = 3,42 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal de tramo **1  $\phi$  20 cada 0.12 m** con un área total de 26.17 cm<sup>2</sup>/ m.

$$A_{\text{sec}} = \text{En base a M11} = 7,15 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se adopta armadura secundaria de tramo **1  $\phi$  12 cada 0.15 m** con un área total de 7.53 cm<sup>2</sup>/ m.

$$A_{\text{sec}} = 1/3 A_n = 1/3 \times 24,35 \text{ cm}^2 / \text{m} = 8,21 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Se adopta armadura superior de tramo **1  $\phi$  12 cada 0.13 m** con un área total de 8.69 cm<sup>2</sup>/ m.

#### 4.6.2 Diseño de vigas transversales (Riostras).

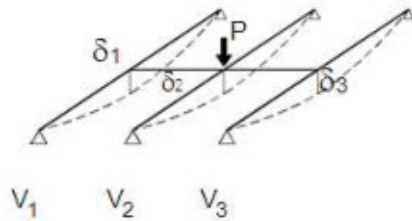
También se las denomina riostras, viguetas o vigas transversales.

Sus funciones son rigidizar el tablero en forma transversal y transmitir así cargas en dirección transversal. Estas funciones son muy importantes para la estabilidad del



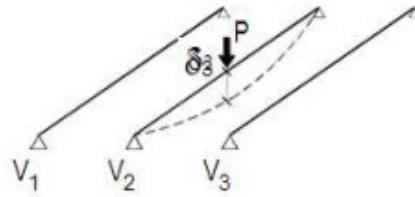
puente. En caso de que no se empleen riostras se debe verificar que el conjunto de vigas principales y losas tienen capacidad para transferir adecuadamente las cargas en dirección transversal.

La existencia de la riostra hace que otras vigas principales se deformen, tomando parte de la carga que incide sobre una viga dada:



$$\delta_1 \neq \delta_2 \neq \delta_3 \neq 0$$

Figura 88 –Con Riostras.



$$\delta_1 = \delta_2 = \delta_3 = 0$$

Figura 89 –Sin Riostras.

Las vigas longitudinales sufren un descenso proporcional a la fracción de la carga actuante que toman, es decir que crecen linealmente las deformaciones con las reacciones actuantes, por lo que se comportan como si fueran resortes perfectos, y la riostra se puede entonces esquematizar como una viga sobre apoyos elásticos.

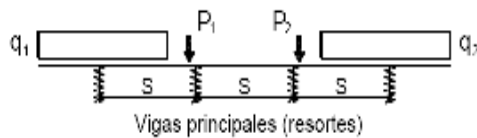


Figura 90 –Esquema estático de la viga transversal.

Existen métodos para calcular las solicitaciones en las riostras, como el de Guyon, Massonet y Bares, que resultan de aplicación bastante laboriosa.

No obstante, en el caso en que la riostra es infinitamente rígida respecto a la viga principal, la línea de influencia del momento flexor en la riostra es lineal y el cálculo resulta muy simplificado. Para que esto ocurra existen criterios como el de Courbon, que especifica la condición:

$$\frac{L}{2b} \geq 2 \quad \longrightarrow \quad J_{VT}/J_{VL} = \infty$$

$L$  = longitud del tablero

$2b$  = longitud de la riostra

Es decir, si la longitud del tablero es superior al doble de la longitud de la riostra,

se considera que la riostra es infinitamente más rígida que las vigas principales.

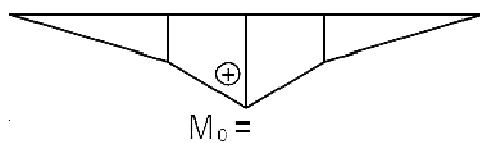
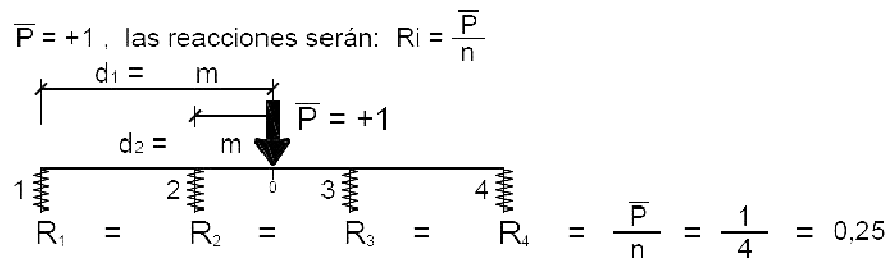
15 m / 2 x 3.70 m = 2.03 > 2. Es aplicable el método.

#### 4.6.2.1 Determinación de momentos flectores máximos.

Suponemos que las vigas principales extremas y las interiores son iguales, sin considerar la distinta geometría de la losa en la zona de veredas.

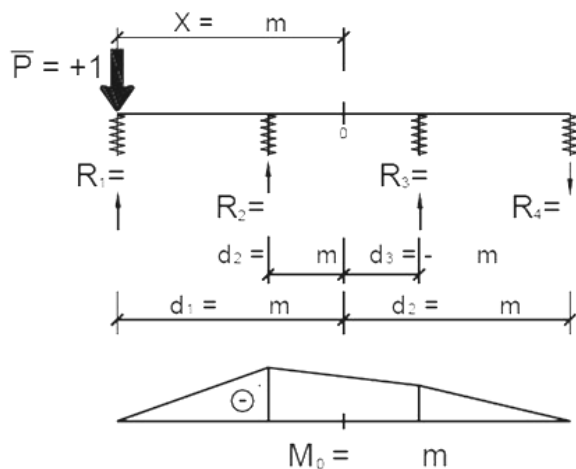
Trazado de la línea de influencia

Para determinar los momentos máximos en la riostra se hará uso del método de líneas de influencia, calculando mediante una fuerza unitaria en el medio de la luz y en el extremo, el momento máximo de tramo.



$$M_1 = R_1 \times 0 = 0$$

$$M_2 = R_1 \times d_1 + R_2 \times d_2 = 0.25 \times 2.467 / 2 + 0.25 \times (2.467 / 2 + 2.467) = 1.2335$$



$$R_1 = \frac{\bar{P}}{n} + \frac{\bar{M} \cdot d_1}{\sum d_i^2}$$

$$\bar{M} = \bar{P} \cdot x =$$

$$\bar{M} =$$

uen-

$$M = 1 \times 3.70 \text{ m} = 3.70$$

$$R_1 = 1/4 + (3.70 \times 3.70) / ((3.70^2 + 1.2335^2) \times 2) = 0.70$$

$$R_2 = 1/4 + (3.70 \times 1.2335) / ((3.70^2 + 1.2335^2) \times 2) = 0.40$$

$$R_3 = 1/4 + (3.70 \times -1.2335) / ((3.70^2 + 1.2335^2) \times 2) = 0.10$$

$$R_4 = 1/4 + (3.70 \times -3.70) / ((3.70^2 + 1.2335^2) \times 2) = -0.20$$

$$M_0 = -M + R_1 \times d_1 + R_2 \times d_2 = -3.70 + 0.70 \times 3.70 + 0.40 \times 1.2335 = -0.6166$$

En general cargando la riostra en su parte central, observando la deformada que se produce, vemos que corresponde a M positivos:

Si colocamos cargas cerca de los bordes, se produce una deformada que corresponde a M negativos:

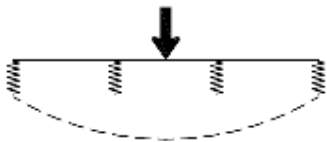


Figura 93 –Deformada Momento positivo.

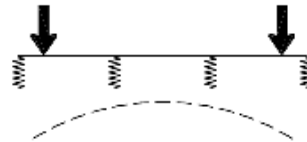


Figura 94 –Deformada Momento negativo.

Como hemos supuesto riostra de rigidez infinita, la línea de influencia del momento flexor será recta.

Por otra parte, los máximos momentos flexores, tanto positivos como negativos, se producen en el centro del tramo. En consecuencia, nos interesa definir la L.I. de M. en el centro del tramo, que será de la forma:

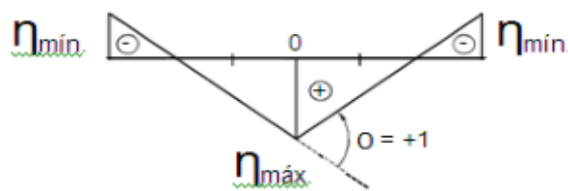


Figura 95 –Línea de influencia de la riostra.

Los valores de  $\eta_{máx.}$  y  $\eta_{mín.}$  son los correspondientes al momento flexor en el centro de la riostra, al actuar un carga +1 en el centro, y en el extremo de la riostra respectivamente, es decir, los valores

$M_0$  antes calculados:

$$\eta_{máx.} = M_{máx.(0)} = 1,2335 \text{ m}$$

$$\eta_{mín.} = M_{0} = -0,6166 \text{ m}$$

Para determinar el  $M^{(+)}_{\text{máx. (0)}}$ , cargamos la riostra en la zona positiva de la línea de influencia. Análogamente, para determinar el  $M^{(-)}_{\text{mín. (0)}}$ , se carga la riostra en la zona negativa de la línea de influencia.

Suponemos que las cargas solo se transmiten en dirección longitudinal, despreciando la transmisión de cargas que la losa realiza a las vigas principales, lo que está del lado de la seguridad. Un cálculo más exacto deberá tener en cuenta este hecho.

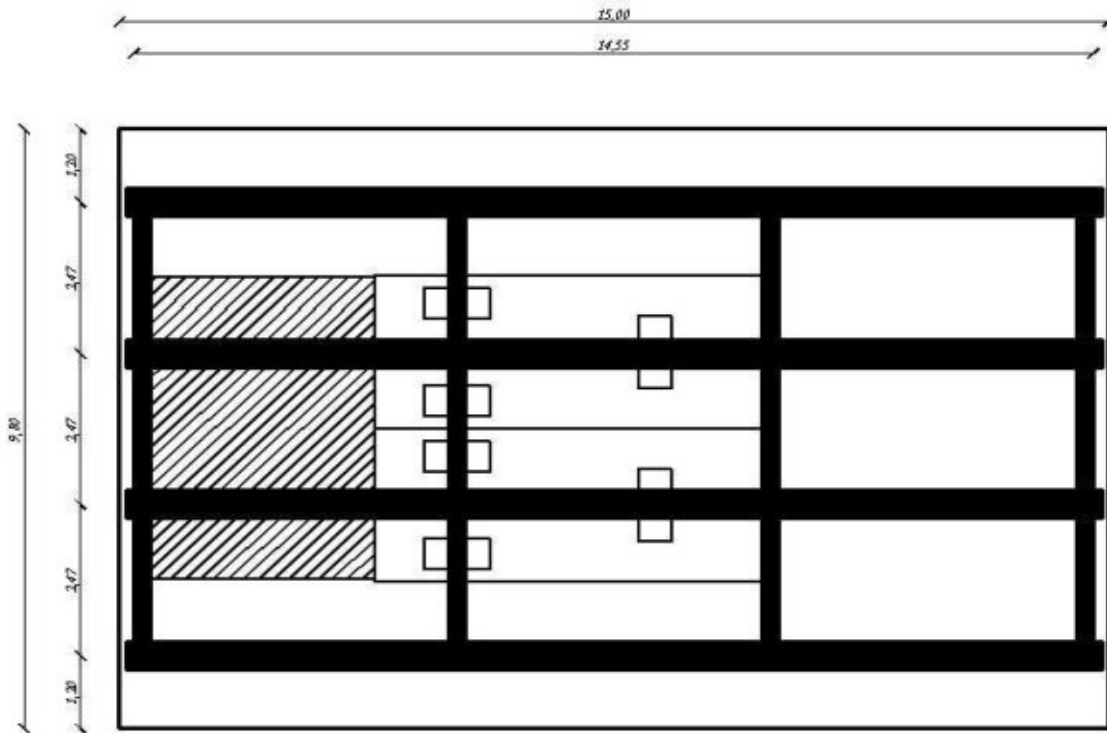


Figura 96 –Esquema de sobrecargas sobre tablero.

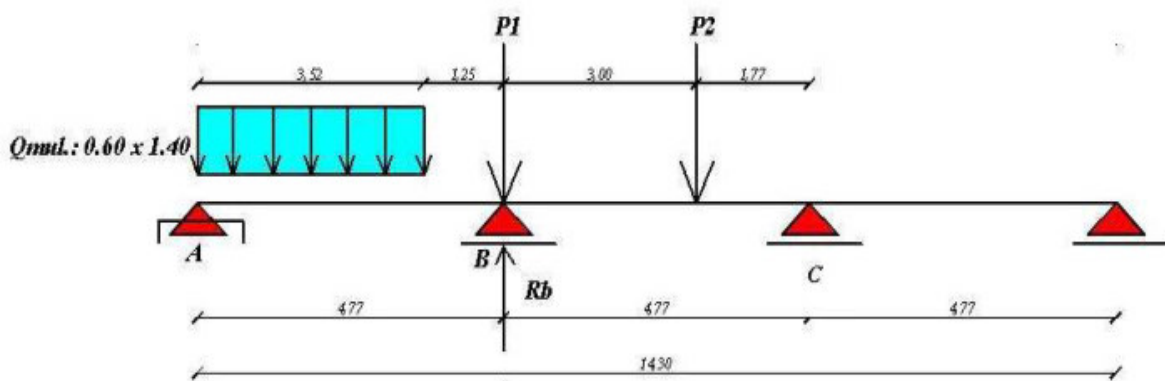


Figura 97 –Vista longitudinal de sobrecargas.

Datos Generales:

- Categoría del Puente A-30.
- Hormigón H-30. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 300 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Armadura Pasiva; Acero Tipo III ADN-420. Resistencia característica  $\sigma_{bk} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- Sobrecarga muchedumbre,  $Q_{mul} = \phi \cdot p_{mc} = 1.40 \cdot 0.6 \text{ T/m}^2 = 0.84 \text{ T/m}^2$
- Sobrecarga Aplanadoras.  $R_d = 13 \text{ T}$ ,  $R_t = 8.50$ . En este caso 2 aplanadoras contiguas.
- Distancias:  $a = 3.52 \text{ m}$ ,  $d = 0.267 \text{ m}$ ,  $e = 1.77 \text{ m}$ ,  $l = 2.467 \text{ m}$ .

Cálculo de la reacción RB.

$$\frac{RB}{l} = \frac{pm \times \phi \times a^2}{2(Lp/3)} + \frac{pm \times \phi \times d^2}{2(Lp/3)} =$$

Para determinar dicha reacción en cuanto a la sobrecarga de muchedumbre y cargas de aplanadoras se realiza la sumatoria de momento en un punto igual a ro.  $\sum_{k=0}^n MA = 0$  Y  $\sum_{k=0}^n Mc = 0$ , respectivamente. (Figura 97)

$$= 0.84 \text{ T/m}^2 \times (3.52\text{m})^2 / 2 \cdot 4.77 \text{ m} + 0.84 \text{ T/m}^2 \times (0.267\text{m})^2 / 2 \cdot 4.77 \text{ m} = 1.098 \text{ T/m.}$$

$$p'm = RB/4.77 = 1.098 \text{ T/m.}$$

$$P'1 = 8.50 \text{ T} \times 1.40 = 11.90 \text{ T}$$

$$P'2 = 13 \times 1.40 \times 1.77 \text{ m} / 4.77 \text{ m} = 6.754 \text{ T}$$

Luego en función de  $p'm$  y  $P'1$ ,  $P'2$  cargamos la línea de influencia. (Figura 98)

Para  $x = 0.45$ ,  $x = 1.25$ ,  $x = 2.05$ , y  $x = 0$  obtendremos los respectivos corrimientos, en función de las líneas de influencia antes calculadas para momentos positivos y negativos. La Tabla 13 muestra los valores de los corrimientos correspondientes a los momentos positivos. La tabla 14 muestra los corrimientos en función de los momentos negativos.

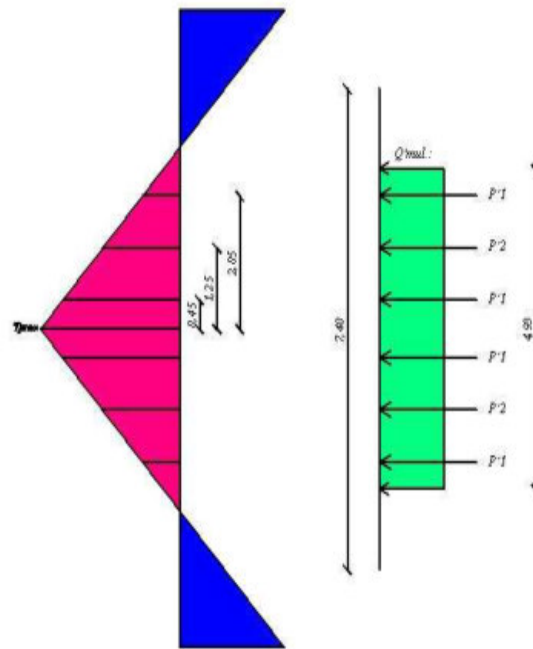


Figura 98 –Vista transversal de sobrecargas.

M(+)	$\eta$	X
P'1	<b>1,008</b>	0,450
P'1	<b>0,208</b>	2,050
P'2	<b>0,608</b>	1,250
max	<b>1,233</b>	0,000

M(-)	$\eta$	X
P'1	<b>-0,662</b>	0,450
P'1	<b>-0,822</b>	2,050
P'2	<b>-0,742</b>	1,250
max	<b>-0,617</b>	0,000

Tabla 13 –Corrimientos-Momento Positivo.

Tabla 14 –Corrimientos-Momentos Negativos.

Donde  $\eta$  es función de R1, R2 = 0.25, d1=3.70 m, d2= 1.2335 m.

$$\eta(x) = R1 \times (d1-x) + R2 \times (d2- x).$$

Entonces se pueden deducir así los momentos máximos y mínimos de la siguiente manera.

$$M \max(+) = \sum P'i \cdot \eta_i + p'm \cdot \eta \max .l$$

$$M_{\max}(+) = 1.098 \text{ T/m} \times 1.233 \text{ m} \times 2.467 \text{ m} + (11.90 \text{ T} \times 1.008 \text{ m} \times 2) + (11.90 \text{ T} \times 0.208 \text{ m} \times 2) + (6.754 \text{ T} \times 0.608 \text{ m} \times 2) = \mathbf{40.50 \text{ T.m.}}$$

$$M \max(-) = \sum P'i \cdot \eta_i + p'm \cdot \eta \max .l$$

$$M_{\max}(-) = 1.098 \text{ T/m} \times -0.617 \text{ m} \times 2.467 \text{ m} + (11.90 \text{ T} \times -0.662 \text{ m} \times 2) + (11.90 \text{ T} \times -0.822 \text{ m} \times 2) + (6.754 \text{ T} \times -0.742 \text{ m} \times 2) = \mathbf{-47.02 \text{ T.m.}}$$

#### 4.6.2.2 Determinación esfuerzo de corte máximo.

De manera análoga determinamos el esfuerzo de corte máximo. Tomamos los estados de carga unitarios utilizados para el cálculo de momentos positivos y negativos.

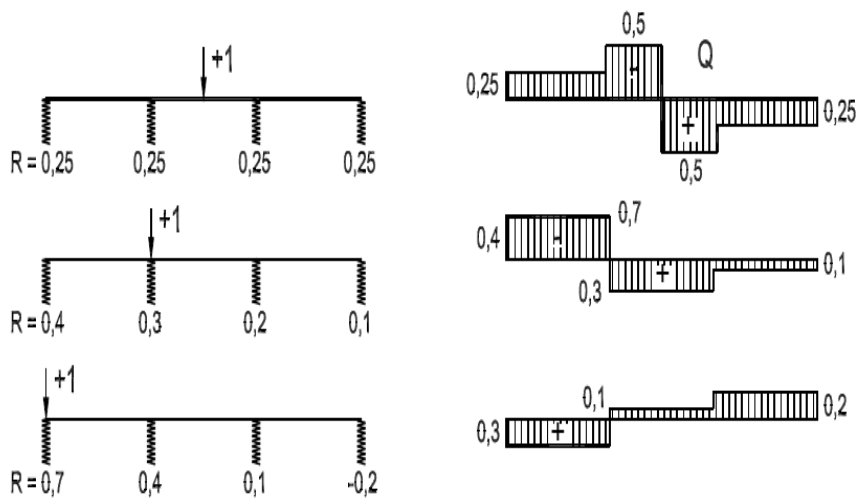


Figura 99 –Reacciones debido a cargas unitarias.

De igual manera la Tabla 15 muestra los corrimientos en función de los mayores esfuerzos vistos en la Figura 99.

Q	$\delta$	X
P'1	<b>0,50</b>	0,45
P'1	<b>0,40</b>	2,05
P'2	<b>0,50</b>	1,25

Tabla 15 –Corrimientos-Corte.

$$Q_{\max(+)} = \sum P_i' \cdot \delta_i + p' m \cdot \delta_{\max} \cdot l$$

$$Q_{\max(+)} = 1.098 \text{ T/m} \times 0.50 \text{ m} \times 2.467 \text{ m} + (11.90 \text{ T} \times 0.50 \text{ m} \times 2) + (11.90 \text{ T} \times 0.40 \text{ m} \times 2) + (6.754 \text{ T} \times 0.50 \text{ m} \times 2) = \mathbf{29.52 \text{ T}}$$

#### 4.6.2.3 Dimensionamiento de las riostras.

a) Dimensionamiento del momento de tramo.

$$f'c = 30 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$M_u = 40.50 \text{ Tm}, 0.405 \text{ Mn.m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi = 0.90$

$$M_n = M_u / \phi = 0.450 \text{ Mn.m}$$

Espesor Viga: 0.25 m. Recubrimiento 2.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n = M_n / b \cdot d^2 \cdot f'c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

$M_n$ : Momento nominal mayorado.

$b$ : Ancho de la sección, en este caso 0.25 m.

$d$ : Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$d = 0.70 \text{ m} - 0.02 \text{ m} - 0.03 \text{ m} = 0.650 \text{ m}$$

$f'c$ : Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.450 \text{ Mn.m} / 0.25 \text{ m} \times 0.650^2 \text{ m} \times 30 \text{ Mn/m}^2 = 0.142$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

$f'c$ (MPa)	$\leq 25$	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0.9080, \quad z = K_z \times d = 0.9080 \times 0.650 \text{ m} = 0.5902 \text{ m}$$

$$K_c = 0.2212 \quad c = K_c \times d = 0.2212 \times 0.650 \text{ m} = 0.1438 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.017 > 0.005$$

Con estos datos se puede obtener la armadura superior de las veredas.

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0.450 \text{ Mn.m} / 0.650 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 16.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.40 \times 25 \times 65 / 420 = 5.42 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal en 2 capas **6  $\phi$  20**.

La armadura total dispuesta es de 18.84 cm<sup>2</sup>.

b) Dimensionamiento del momento de apoyo.

$$f'c = 30 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$M_u = 47.02 \text{ Tm}, 0.4702 \text{ Mn.m}$$

Coeficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi = 0.90$

$$M_n = M_u / \phi = 0.523 \text{ Mn.m}$$

Espesor Viga: 0.25 m. Recubrimiento 2.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n = M_n / b \cdot d^2 \cdot f'c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

$M_n$ : Momento nominal mayorado.



b: Ancho de la sección, en este caso 0.25 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

d: 0.70 m-0.02 m-0.03 m= 0.650.m

f'c: Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.523 \text{ Mn.m} / 0.25 \text{ m} \times 0.650^2 \text{ m} \times 30 \text{ Mn/m}^2 = 0.165$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

f'c(MPA)	<=25	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0.8911, \quad z = K_z \times d = 0.8911 \times 0.650 \text{ m} = 0.5793 \text{ m}$$

$$K_c = 0.2619 \quad c = K_c \times d = 0.2619 \times 0.650 \text{ m} = 0.1703 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.0147 > 0.005$$

Con estos datos se puede obtener la armadura superior de las veredas.

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0.523 \text{ Mn.m} / 0.650 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 19.16 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.40 \times 25 \times 65 / 420 = 5.42 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal en 2 capas **8  $\phi$  20**.

La armadura total dispuesta es de 25.12 cm<sup>2</sup>.

c) Dimensionamiento armadura de piel.

Se dispondrá armadura de piel con **1  $\phi$  8 cada 0.20 m**.

d) Dimensionamiento al corte.

f'c=30 MPA

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$V_u = 29.52 \text{ Tm}, 0.2952 \text{ Mn.m}$$

Coefficiente de resistencia a corte en vigas:  $\phi = 0.75$

$$V_n = V_u / \phi = 0.3936 \text{ Mn.m}$$

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{b.d} < \tau_{LIM} = \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} =$$

$$\zeta = 0.3936 \text{ Mn.m} / 0.25 \text{ m} \times 0.650 \text{ m} = 2.43 \text{ Mn} / \text{m}^2.$$

$$\zeta_{lim} = 5/6 \times 30^{1/2} = 4.56 \text{ Mn} / \text{m} \quad \zeta < \zeta_{lim} \text{ Verifica.}$$

Donde:

$V_c$ : Contribución del hormigón.  $1/6 \times f_c'^{1/2} \times b \times d$ .

$f_c'$ : Resistencia Característica del hormigón.

$b$ : Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

$d$ : Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$V_c = 1/6 \times 30^{1/2} \times 0.25 \text{ m} \times 0.65 \text{ m} = 0.148 \text{ Mn.}$$

$$V_s = V_n - V_c = 0.3936 \text{ Mn} - 0.148 \text{ Mn} = 0.2456 \text{ Mn.}$$

$V_s = A_s \times f_y \times d \times n^\circ \text{ ramas} / \text{separación entre estribos.}$

$$V_s = (0.785 \text{ cm}^2 \times 1 / 10.000) \times 420 \text{ MPA} \times 0.65 \text{ m} \times 2 \text{ ramas} / 0.15 \text{ m} = 0.286 \text{ Mn.}$$

Por lo tanto  $V_s > V_n$ , Verifica.

Se dispondrá armadura de corte, estribos, **1  $\phi$  10 cada 0.15 m.**

#### 4.6.3 Diseño vigas principales.

##### 4.6.3.1 Introducción al Pretensado.

Pretensar, como concepto general, consiste en introducirle a un elemento fuerzas artificialmente creadas, cuyas acciones generan en este mismo elemento, estados tensionales que, superpuestos a los estados tensionales provocados por las sobrecargas externas, le permiten resistir su peso propio y el de las sobrecargas que actúan.

Esta definición deberá ser separada en partes para establecer con claridad cada uno de los conceptos que en ella se establecen.

En primer término se deberá dejar bien establecido que el concepto parte de la palabra Pretensar compuesta del verbo "tensar" con un prefijo "pre" que significa "antes de".

Es por eso que en la definición se emplea la palabra "elemento" para definir el ente material sobre el cual se ejecuta la acción de "pretensar", sin especificar el material que compone este elemento pues de hecho puede pretensarse cualquier material de construcción, llámese este hormigón, acero, madera, etc. Y siempre que se apliquen fuerzas a este elemento "antes de" que tenga lugar la acción de las cargas externas, se estará pretensando.

Ahora bien, para producir el hormigón pretensado existen dos procedimientos muy bien determinados de introducir las fuerzas; antes de que fragüe el hormigón; lo que da lugar al hormigón pretensado, y después de que fragua el hormigón; lo que da lugar al hormigón postensado, pero en este caso se está hablando de procedimientos y no de conceptos. En algunos textos se emplea también la palabra pretesar y postesar para nombrar los procedimientos anteriormente descritos.

Por otra parte y hecha la aclaración, es muy fácil distinguir cuando se emplea la palabra pretensar como concepto y cuando se emplea como procedimiento, por lo que a partir de este momento se utilice la palabra pretensado como concepto en ella quedan incluidos ambos procedimientos; el pretensado y el postensado.

Cuando se trabaja con el hormigón armado tradicional queda claramente establecido que el conjunto hormigón-acero es un conjunto pasivo, que requiere ser deformado para que se cumpla su función resistente y a partir del momento del inicio de la deformación es que se comienzan a generar los distintos estados tensionales ampliamente conocidos por todos.

En el hormigón pretensado estos estados tensionales han de producirse "antes de" que actúen las cargas exteriores por lo que el conjunto hormigón- acero es un conjunto activo, o sea que ya tiene tensión antes de que comiencen a actuar las cargas externas incluido su peso propio. Pero, (y esto es más importante aún) no puede perderse nunca el concepto de que estos estados tensionales son producidos por fuerzas artificialmente creadas; son creadas en el acero y son traspasadas al hormigón.

En el pretensado el traspaso se produce por la adherencia entre el hormigón y el cable, y en el postensado por la presión que ejercen los anclajes en la masa del hor-

migón.

El punto más importante del diseño de elementos pretensados es precisamente obtener la magnitud de estas fuerzas artificialmente creadas y uno de los objetivos generales de este capítulo es conocer cómo se crean estas fuerzas, los equipos utilizados para crear estas fuerzas y todos los cuidados que hay que tener para que esta fuerza sea la que realmente consideró el calculista al diseñar su elemento y no otra.

#### *Comparación entre el Hormigón Armado y el Hormigón Pretensado.*

1.- En el Hormigón Pretensado la resistencia del hormigón y del acero es aprovechada al máximo, ya que la estructura comienza su etapa de fisuración en valores elevados de carga. En el hormigón totalmente comprimido, empleado últimamente cuando hay ambiente agresivo, solo para estructuras contenedoras de líquidos, no se presentan fisuras en ninguno de los niveles de cargas.

2.- Existe un mayor control de deformaciones, principalmente en elementos simplemente apoyados sometidos a flexión, lo que permite emplear secciones transversales de alto rendimiento estático como las T, I y vigas cajón.

3.- Al optimizar la sección transversal los elementos tienen menor peso que los de hormigón armado para un mismo nivel de cargas, lo que redundará en una economía total de la estructura.

4.- En el hormigón armado la relación costo vs tensión de trabajo del acero empleado está en el orden de 2 a 3 veces más altas que en el pretensado, por lo que aún este último podría resultar ventajoso en vigas de luces cortas.

5.- Si bien el Hormigón Pretensado tiene la posibilidad de grandes reparaciones cuando aún no se ha aplicado la fuerza, esto se convierte en desventaja con respecto al Hormigón Armado, cuando ya el elemento ha sido tensado, es decir, prácticamente no puede ser reparado y las operaciones que se tendrán que realizar son mucho más caras y complejas.

6.- En estructuras prefabricadas, el personal que realiza las faenas de montaje debe tener un elevado nivel de especialización, por cuanto el manejo y manipulación de los elementos pretensados requiere una rigurosidad técnica de calidad.

*Tipos de hormigón pretensado.*

Existen dos procedimientos prácticos para realizarlo: el pretensado y el postensado.

El proceso de pretensar consiste en el tendido de un cable o un conjunto de cables de acero, entre dos macizos de anclaje rigidamente vinculados al suelo. (Figura 100)

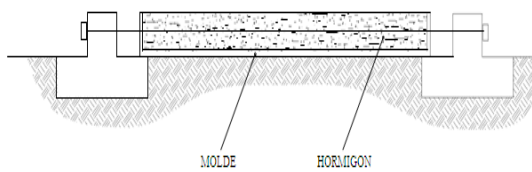


Figura 100 –Pretensado.

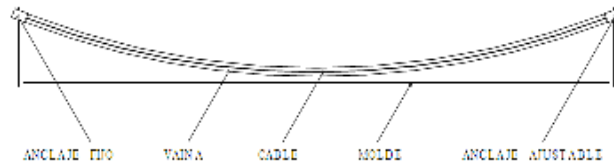


Figura 101 –Postesado.

Los cables se anclan en un extremo fijo, y se tensan desde el otro extremo hasta que se alcance el valor de la fuerza de pretensado calculada y luego se ancla en el otro macizo mediante un anclaje ajustable, en la cual se mantenga en el cable el esfuerzo introducido. Con posterioridad se procede al hormigonado de la viga en el molde colocado a tal efecto.

Una vez fraguado y endurecido el hormigón se cortan los cables, en los extremos de la viga, el hormigón funciona como anclajes, ya que, la fuerza del tensado se transmite al hormigón mediante la adherencia.

En el postensado también se emplea un cable o un conjunto de cables de acero, que se introducen en una vaina o conducto que permite el deslizamiento del cable en su interior. La vaina se coloca en posición dentro del encofrado de la viga a construir. Luego es hormigonada la viga y, una vez fraguado y endurecido el hormigón, se efectúa el tensado del cable desde el extremo del anclaje ajustable, que después se fija a la viga. La transferencia de fuerza del cable a la viga se realiza a través de los anclajes. (Figura 101)

El método de pretensado es el que se realiza el tensado antes del fraguado y endurecido del hormigón. Y el método de postensado es el que se realiza el tensado después de haber fraguado y endurecido el hormigón. En estos procedimientos la transferencia de la fuerza del cable al hormigón se realiza antes de que act-

úen las cargas por lo que en ambos casos el fenómeno inducido recibe el nombre de pretensado.

*Comparación entre el Hormigón Pretensado y el Postensado.*

1.- En el pretensado la adherencia es la encargada de transmitir las fuerzas del cable al hormigón, en el postensado se transmite mediante los anclajes.

2.- En el postensado pueden obtenerse trayectorias parabólicas que permiten que la carga equivalente de pretensado compense la acción del momento de flexión actuante exterior, manteniendo la totalidad de las secciones en el rango de tensiones admisibles,

En el pretensado la trayectoria del cable es siempre recta, lo que limita su uso en determinados rangos de luces, debido a las elevadas tensiones que se generan en las zonas cercanas a los apoyos.

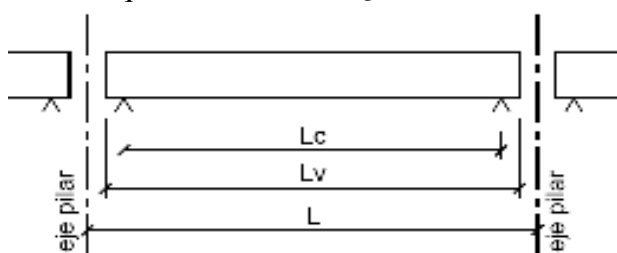
3.- En el pretensado la inversión inicial es más elevada, se requiere una cancha de pretensado, incluyendo macizos y anclajes. Los elementos postensados no requieren este tipo de inversión.

4.- Los elementos postensados llevan en su interior; vainas y anclajes, estos últimos de un costo, en ocasiones, elevado. Los pretensados no requieren de estos dispositivos y los anclajes que se fijan a los macizos pueden ser reutilizados en múltiples ocasiones.

5.- Los elementos pretensados requieren altas resistencias iniciales, por cuanto deberán tensarse con celeridad para desocupar la cancha de pretensar a la brevedad. Los postensados no tienen este problema, incluso pueden tensarse en serie, cuando existe una cantidad considerable de ellos.

4.6.3.2 Momentos debidos al peso propio.

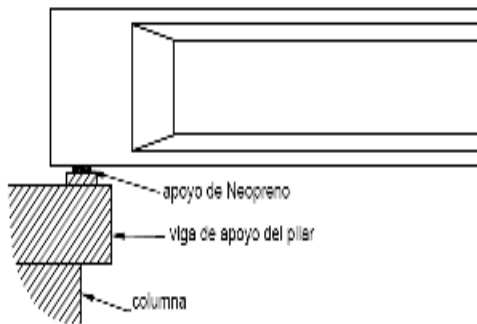
Antes de determinar los pesos gravitacionales actuantes, veremos las luces de cálculo que intervienen. (Figura 102).



Lc: Luz de cálculo: 14.30 m.  
 Lv: Luz de la viga: 14.80 m.  
 L: Luz del tramo: 15.00 m.

Figura 102 –Luces de cálculo.

Las Figuras 103 y 104 muestran el apoyo convencional de las vigas principales sobre los dinteles o vigas pórtico.



principales.



vigas principales.

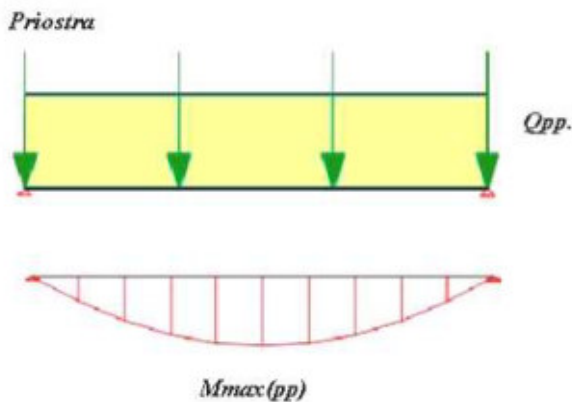
*Determinación de los pesos propios actuantes.*

1. Losa:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0,18 \text{ m} \times 9.80 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 63.504 \text{ T}$ .
2. Carpeta Asfáltica:  $1,50 \text{ T/m}^3 \times 0,05 \text{ m} \times 7.40 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 8.325 \text{ T}$ .
3. Baranda:  $2,40 \text{ T/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times 0.19 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 3.42 \text{ T}$ . Cada Una.
4. Veredas:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0,235 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 8.037 \text{ T}$ . Cada Una.
5. Riostras:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \times 7.40 \text{ m} = 3.108 \text{ T}$ . Cada Una.
6. Vigas Principales:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0.413 \text{ m}^2 \times 14.80 \text{ m} = 14.67 \text{ T}$ . Cada Una.

$P \text{ total} = 63.504 \text{ T} + 8.325 \text{ T} + (3.42 \text{ T} \times 2) + (8.037 \text{ T} \times 2) + (3.108 \text{ T} \times 4) + (14.67 \text{ T} \times 4) = 165.86 \text{ T}$ . Por lo tanto cada viga soportará  $165.86 \text{ T} / 4 = 41.465 \text{ T}$ .

*Determinación del Momento debido al peso propio.*

En base a las cargas obtenidas podemos estimar el momento actuante sobre la viga debido a peso propio.



Donde:

$P\text{-riostra: } 3.108 \text{ T} / 4 = 0.777 \text{ T}$

$Q_{pp}: (165.86 \text{ T} - 4 \times 3.108 \text{ T}) / (4 \times 14.30)$

$Q_{pp}: 2.6823 \text{ T.m.}$

peso propio en la viga.

Haciendo la sumatoria de fuerzas en un apoyo igual a cero, podemos estimar el valor de las reacciones de vínculo y por ende el momento flector.

$$R_a = R_b = 20.73 \text{ T}, \quad M_{\text{máx}} = 72.26 \text{ T.m.}, \quad Q_{pp\text{Total}} = 2.83 \text{ T/m.}$$

#### 4.6.3.3 Factor de impacto.

Como se vio con anterioridad, en la Tabla 10 podemos encontrar el coeficiente de impacto a utilizar según partes características del puente. Para tableros es 1.40 y para vigas principales resulta de remplazar el valor de la longitud en la siguiente ecuación:

$$\phi = 5/100 \times (27 - L/10) = 0.05 \times (27 - 14.30/10) = 1.279$$

#### 4.6.3.4 Momentos debidos a la sobrecarga.

Peso aplanadora: 30 t/faja circulación coeficiente de impacto:  $\phi = 1.279$ .

- $Q_{ap} = 1,279 \cdot 30 \text{ t/faja}$ .
- $R_d = 13 \text{ T}$ ,  $R_t = 8.50 \text{ T}$ .
- Multitud compacta: en calzada  $p_{mc} = 0,6 \text{ t/m}^2$ .
- $Q_{mul} = \phi \cdot p_{mc} = \phi \cdot 0,6 \text{ t/m}^2$ .
- Sobrecarga en veredas:  $P_v = 0,4 \text{ t / m}^2$ .

La Figura 105 muestra la distribución de sobrecarga a tener en cuenta en el cálculo de las vigas principales.

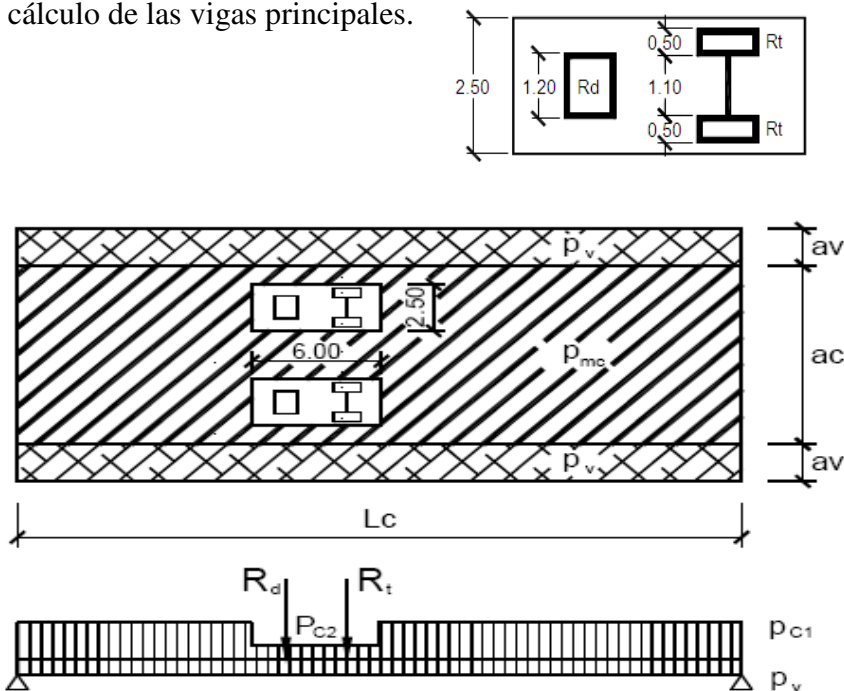


Figura 105 –Sobrecargas en vigas principales.



Para determinar los momentos máximos en las vigas principales se hará uso del método de líneas de influencia, calculando mediante una fuerza unitaria en el medio de la luz y cargando la misma con las cargas existentes, el momento máximo de tramo. (Figura 106)

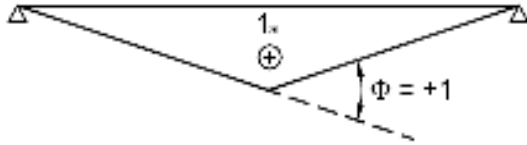


Figura 106 –Línea de Influencia del momento flector.

Para simplificar el esquema de cálculo resulta práctico restar a las cargas de las aplanadoras la porción superpuesta con la sobrecarga de la muchedumbre, obteniendo  $R'd$  y  $R't$ . (Figura 107)



Figura 107 –Esquema de carga simplificado.

$$R_d = \varphi \times 13 \text{ T} \times 2 = 1.279 \times 13 \text{ T} \times 2 = 33.254 \text{ T.}$$

$$R_t = \varphi \times 2 \times 8.50 \times 2 = 1.279 \times 2 \times 8.50 \times 2 = 43.486 \text{ T.}$$

$$\text{Disminución de carga: } 2.50 \text{ m} \times 6.00 \text{ m} \times 0.60 \text{ T/m}^2 = 9.00 \text{ T/Aplanadora.}$$

$$R'd = \varphi \times (13 - 4.50) \text{ T} \times 2 = 1.279 \times (13 - 4.50) \text{ T} \times 2 = 21.743 \text{ T.}$$

$$R't = \varphi \times (2 \times 8.50 - 4.50) \text{ T} \times 2 = 1.279 \times (2 \times 8.50 - 4.50) \text{ T} \times 2 = 31.975 \text{ T.}$$

$$R_1 = 0.50$$

$$R_2 = 0.50$$

$$\eta_t = R_1 \times L_c / 2 = 0.50 \times 14.30 \text{ m} / 2 = 3.575 \text{ m.}$$

$$\eta_d = R_1 \times (L_c/2 - 3.00 \text{ m}) = 2.075 \text{ m.}$$

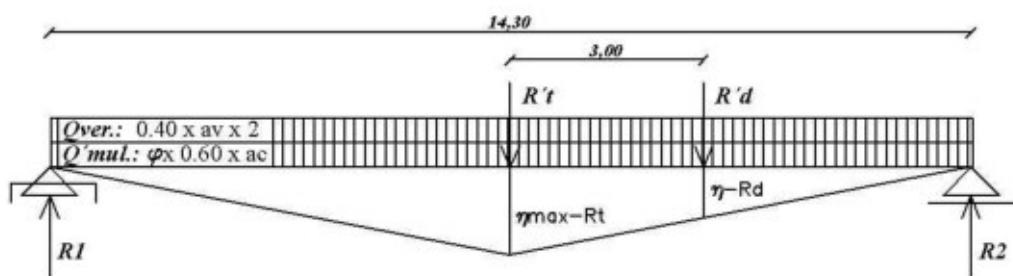


Figura 108 –Cargas de la Línea de Influencia.

Para determinar el  $M^{(+)}_{\text{máx. (0)}}$ , cargamos la viga principal en la zona positiva de la línea de influencia. (Figura 108)

Donde:

$$Q_{\text{ver}}: Q \times n^{\circ} \text{ veredas} \times \text{ancho vereda}: 0.40 \text{ T} / \text{m}^2 \times 2 \times 1.20 \text{ m} = 0.96 \text{ T/m.}$$

$$Q_{\text{mul}}: Q \times \phi \times \text{ancho calzada}: 0.60 \text{ T} / \text{m}^2 \times 7.40 \text{ m} \times 1.279 = 5.678 \text{ T/m.}$$

$$M_{\text{max}(+)} = \sum P_i \cdot \eta_i + p' m \cdot \eta_{\text{max}} \cdot L_c / 2$$

$$M_{\text{máx (+)}} = (5.678 \text{ T/m} + 0.96 \text{ T/m}) \times 3.575 \text{ m} \times 14.30 \text{ m} / 2 + (31.975 \text{ T} \times 3.575 \text{ m}) + (21.743 \text{ T} \times 2.075 \text{ m}) = 329.11 \text{ T.m.}$$

$$M_{\text{máx Total}} = 329.11 \text{ T.m.}, \quad M_{\text{máx Cada Viga}} = 82.28 \text{ T.m.}, \quad Q_{\text{Sob Total}} = 3.219 \text{ T/m.}$$

#### 4.6.3.5 Corte máximo.

Para determinar el esfuerzo de corte actuante, sumaremos las cargas distribuidas debido a los pesos propios y a las sobrecargas. Integraremos dicho esfuerzo en la longitud de la viga y obtendremos la sollicitación buscada.

$$Q_{\text{Sob Total}} = 3.219 \text{ T/m} + Q_{\text{pp Total}} = 2.83 \text{ T/m} = 6.05 \text{ T} / \text{m.}$$

$$V = 6.05 \text{ T} / \text{m} \times 14.30 \text{ m} / 2 = 43.26 \text{ T}$$

Según estipula el Reglamento “Cirsoc” se verificará a una distancia igual a la mitad de la altura de la viga, (0.50 H).

$$H_{\text{cal}} = 0.50 \times 1.20 \text{ m} = 0.60. \text{ Donde } 1.20 \text{ es la altura de la viga propuesta.}$$

$$V_{\text{cal}} = 43.26 \text{ T} - (0.60 \text{ m} \times 6.05 \text{ T} / \text{m}) = 39.63 \text{ T}$$

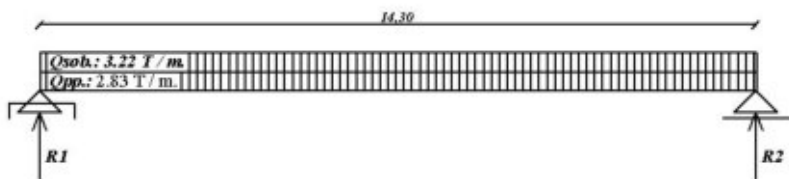


Figura 109 – Esquema de cálculo al corte.

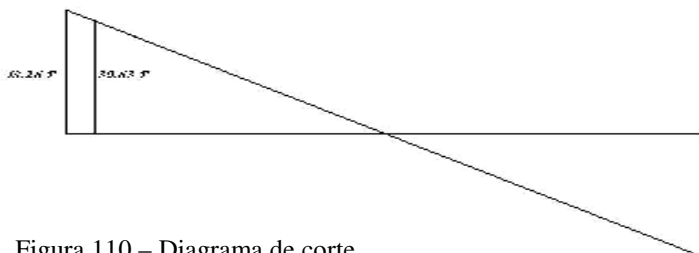
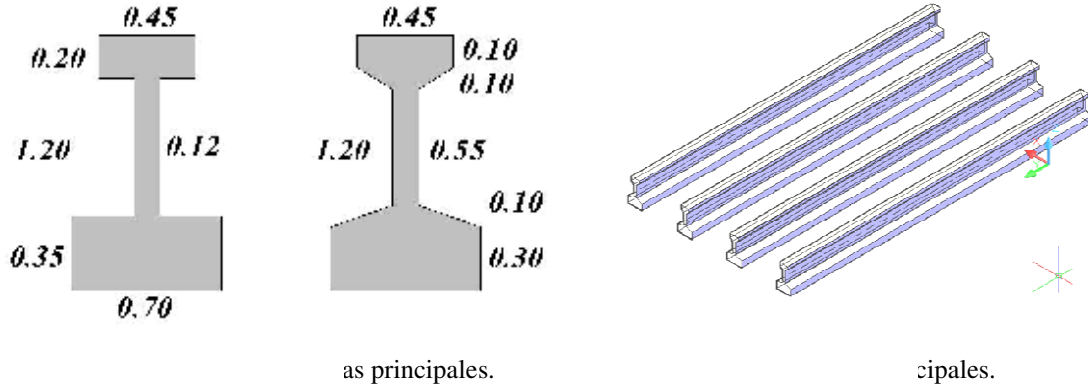


Figura 110 – Diagrama de corte.

4.6.3.6 Dimensionamiento viga postesada.

4.6.3.6.1 Características geométricas.

La sección geométrica adoptada corresponde a la que se aprecia en la Figura 111. Se optó por la forma tipo doble T, dado a la eficiencia o rendimiento que la sección ofrece.



Nº	BASE(cm)	ALTURA(cm)	AREA(cm <sup>2</sup> )	Z(cm)	Y(cm)	H(cm)
SECCION 1	45,00	20,00	900,00	22,50	10,00	120
SECCION 2	12,00	65,00	780,00	22,50	52,50	
SECCION 3	70,00	35,00	2450,00	22,50	102,50	

sección.

$Y_{G2} =$	72,900 (cm)	Baricentro de la sección en el punto 2.
$Y_{G1} =$	47,100 (cm)	Baricentro de la sección en el punto 1.
$I_G =$	60947,4659 (cm <sup>4</sup> )	Momento de Inercia.
$W1 =$	139843,466 (cm <sup>3</sup> )	Módulo resistente 1.
$W2 =$	90353,069 (cm <sup>3</sup> )	Módulo resistente 2.
$i^2 =$	1594,841 (cm <sup>2</sup> )	Radio de giro.
$e1 =$	21,877 (cm)	Borde 1 del núcleo central.
$e2 =$	33,860 (cm)	Borde 2 del núcleo central.
$\rho =$	0,464	Rendimiento de la sección.

étricas de la sección.

## 4.6.3.6.2 Nivel crítico de la sección.

*Sección crítica:*

Distinguiremos 2 clases diferentes de secciones, según sean los valores respectivos de  $g$  y  $p$ .

*Sección sub-crítica. (g/p)- pequeño*

Se puede compensar íntegramente la carga permanente, respetando la condición de la ecuación siguiente.

$$(y_2 - h_2') \leq e \leq y_1 - h_1'$$

Es decir sin tener que adoptar la máxima excentricidad permitida.

*Sección crítica.*

Todavía se puede compensar la carga permanente, pero justo con el cable en su máxima excentricidad. Si  $M$  es positivo, esta excentricidad vale.

$$e = y_1 - h_1'$$

*Sección supra-crítica. (g/p) - grande.*

En este caso, el hipotético cable que compensaría la carga permanente saldría fuera de la sección de hormigón. No cumple la condición de la ecuación anterior.

$$(y_2 - h_2') \leq e \leq y_1 - h_1'$$

Es necesario, no obstante, colocar el cable en su máxima excentricidad admisible para compensar, aunque no sea toda, al menos una parte o la mayor parte de la carga permanente.

Si hacemos  $g/p$  nos da:  $2.83 \text{ T/m} / 3.219 \text{ T/m} = 0.88$ , valor de orden mayor a 0,50, por lo tanto la sección es supra-crítica.

## 4.6.3.6.3 Tensiones de tesado.

Primeramente se definen las tensiones admisibles, para luego verificar las tensiones obtenidas.

$$\sigma_2 = 140 \text{ Kg} / \text{cm}^2 - \text{Tensión de compresión en el borde superior.}$$

$$\sigma_1 = 170 \text{ Kg} / \text{cm}^2 - \text{Tensión de compresión en el borde inferior.}$$

$\sigma_1 = \sigma_2 = 10 \text{ Kg} / \text{cm}^2$  - Tensión de tracción en el borde superior e inferior.

➤ Como estados de carga tenemos:

- 1) Estado 1: Postesado.
- 2) Estado 2: Pesos propios adicionales.
- 3) Estado 3: Peso propio de la viga.
- 4) Estado 4: Sobrecarga.

➤ Como combinaciones de carga tenemos:

- a) 1- Postesado + Peso propio de la viga.
- b) 2- Postesado + Peso propio de la viga + Pesos propios adicionales.
- c) 3- Postesado + Pp viga + Pp adicionales + sobrecargas.

$M_g = \text{Momento debido Pp viga} = 2.40 \text{ T} / \text{m}^3 \times 0.413 \text{ m}^2 \times (14.30 \text{ m})^2 / 8 = 25.33 \text{ T.m.}$

$M_{g'} = \text{Momento debido Pp adicionales} = (2.83 \text{ T/m} - 0.9912 \text{ T/m}) \times (14.30 \text{ m})^2 / 8 = 47.00 \text{ T.m.}$

$M(g+g') = 25.33 \text{ T.m.} + 47 \text{ T.m.} = 72.33 \text{ T.m.}$

$M_s = \text{Momento debido Sobrecarga} = 3.219 \text{ T/m} \times (14.30 \text{ m})^2 / 8 = 82.28 \text{ T.m.}$

$M_{\text{máx}} = M(g+g') + M_s = 72.33 \text{ T.m.} + 82.28 \text{ T.m.} = 154.61 \text{ T.m.}$

*Si la sección fuese sub-crítica V vale:*

$M_s / e_1 + e_2 = 82.28 \text{ T.m.} / (0.21877 + 0.3386) = 147.63 \text{ T}$

$e' = \text{excentricidad} = M(g+g') / V = 0.49 \text{ m}$

$e = e_1 + e' = 0.21877 \text{ m} + 0.49 \text{ m} = 0.708 \text{ m} > Y_{G1} = 0.471 \text{ m.}$  Sale de la sección.

*Si la sección fuese supra-crítica V vale:*

$(M(g+g') + M_s) / e_{\text{máx}} + e_2 = 72.33 \text{ T.m.} + 82.28 \text{ T.m.} / (0.351 + 0.3386) = 224.21 \text{ T}$

$e_{\text{máx}} = Y_{G1} - \text{Recubrimiento} = 0.471 \text{ m} - 0.12 \text{ m} = 0.351 \text{ m}$

$e = e_1 + e' = 0.351 \text{ m} < Y_{G1} = 0.471 \text{ m.}$  Entra en la sección.

1) Estado 1: Postesado.

$$\sigma_{i,V} = -\frac{V}{A} \pm \frac{V \cdot e}{W_i}$$

$$\sigma_2 = (-224.210 \text{ Kg} / 4130 \text{ cm}^2) + (224.210 \text{ Kg} \times 35.10 \text{ cm}^2 / 90353.069 \text{ cm}^3) =$$

$$32.82 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = (-224.210 \text{ Kg} / 4130 \text{ cm}^2) - (224.210 \text{ Kg} \times 35.10 \text{ cm}^2 / 139.843,466 \text{ cm}^3) = -110.56 \text{ Kg/cm}^2.$$

2) Estado 2: Pesos propios adicionales.

$$\sigma_{i,V} = \pm \frac{M_g'}{W_i}$$

$$\sigma_2 = -4.700.000 \text{ Kgcm} / 90353.069 \text{ cm}^3 = -52.02 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = 4.700.000 \text{ Kgcm} / 139.843,466 \text{ cm}^3 = 33.61 \text{ Kg/cm}^2.$$

3) Estado 3: Peso propio de la viga.

$$\sigma_{i,V} = \pm \frac{M_g}{W_i}$$

$$\sigma_2 = -2.533.000 \text{ Kgcm} / 90353.069 \text{ cm}^3 = -28.04 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = 2.533.000 \text{ Kgcm} / 139.843,466 \text{ cm}^3 = 18.12 \text{ Kg/cm}^2.$$

4) Estado 4: Sobrecarga.

$$\sigma_{i,V} = \pm \frac{M_s}{W_i}$$

$$\sigma_2 = -8.228.000 / 90353.069 \text{ cm}^3 = -91.07 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = 8.228.000 \text{ Kgcm} / 139.843,466 \text{ cm}^3 = 58.84 \text{ Kg/cm}^2.$$

a) 1- Postesado + Peso propio de la viga.

$$\sigma_2 = 32.82 \text{ Kg/cm}^2 - 28.04 \text{ Kg/cm}^2 = 4.78 \text{ Kg/cm}^2 < 10 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = -110.56 \text{ Kg/cm}^2 + 18.12 \text{ Kg/cm}^2 = -92.44 \text{ Kg/cm}^2 < 170 \text{ Kg/cm}^2.$$

b) 2- Postesado + Peso propio de la viga + Pesos propios adicionales.

$$\sigma_2 = 32.82 \text{ Kg/cm}^2 - 28.04 \text{ Kg/cm}^2 - 52.02 \text{ Kg/cm}^2 = -47.24 \text{ Kg/cm}^2 < 140 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = -110.56 \text{ Kg/cm}^2 + 18.12 \text{ Kg/cm}^2 + 33.61 \text{ Kg/cm}^2 = -58.83 \text{ Kg/cm}^2 < 170 \text{ Kg/cm}^2.$$

c) 3- Postesado + Pp viga + Pp adicionales + sobrecargas.

$$\sigma_2 = 32.82 \text{ Kg/cm}^2 - 28.04 \text{ Kg/cm}^2 - 52.02 \text{ Kg/cm}^2 - 91.07 \text{ Kg/cm}^2 =$$

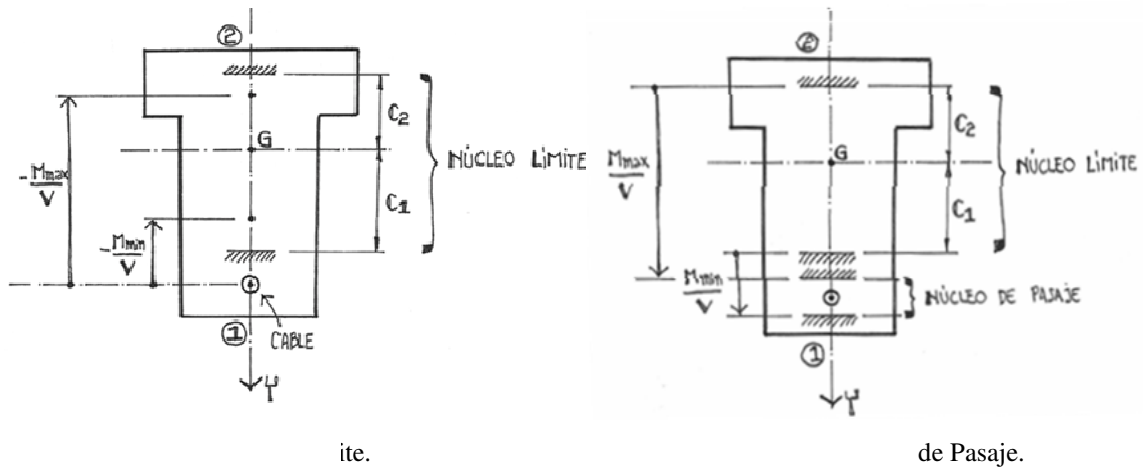
$$-138.31 \text{ Kg/cm}^2 < 140 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_1 = -110.56 \text{ Kg/cm}^2 + 18.12 \text{ Kg/cm}^2 + 33.61 \text{ Kg/cm}^2 + 58.84 \text{ Kg/cm}^2 = 0 \text{ Kg/cm}^2$$

Con lo que se cumplen todas las verificaciones de tensiones en base a las admisibles.

#### 4.6.3.6.4 Uso de pasaje.

Núcleo Límite: Para que las tensiones normales dentro del hormigón estén dentro de los límites admisibles, el centro de presión debe permanecer (bajo cualquier tipo de carga) en el interior del núcleo límite. (Figura 113)



A lo largo de toda la viga el núcleo límite engendra el huso límite, dentro del cual debe permanecer (bajo cualquier tipo de carga) la línea de presión.

Núcleo de Pasaje: es la zona por donde debe pasar el cable para que el centro de presión permanezca dentro del Núcleo Límite. (Figura 114)

A lo largo de toda la viga el Núcleo de Pasaje conforma el Huso de Pasaje, en el interior del cual debe encontrarse el cable.

En este caso  $C1 = e_1$  y  $C2 = e_2$ , dado que los bordes del núcleo límite coinciden con los bordes del núcleo central porque no se permiten tensiones de tracción.

$$C1 = 21.877 \text{ cm}, C2 = 33.86 \text{ cm}, M_{\text{máx}} = 154.61 \text{ T.m.}, M_{\text{mín}} = 72.33 \text{ T.m.}$$

$$+ C1$$

$$e = 154.61 \text{ T.m.} / 224.21 \text{ T} - 0.3386 \text{ m} = 0.351 \text{ m}$$

$$e = 72.33 \text{ T.m.} / 224.21 \text{ T} + 0.21877 \text{ m} = 0.542 \text{ m}$$

1) Ecuación del borde superior.

$$f = e_2 + e = 0.351 \text{ m} + 0.3386 \text{ m} = 0.6896 \text{ m.}$$

$$l = 14.30 \text{ m.}$$

$$\frac{M_{\text{max}}}{V} = \frac{4f}{l^2} (lx - x^2)$$

$$M_{\text{máx}}/V = 4 \times 68.96 \text{ cm} / (1430 \text{ cm})^2 \times (1430 \text{ x} - \text{x}^2) = -1.349 \times 10^{-4} \text{x}^2 + 0.1928 \text{x}$$

2) Ecuación del borde inferior.

$$f = e_{\text{subcritica}} + e_1 = 0.708 \text{ m} - 0.21877 \text{ m} = 0.4893 \text{ m.}$$

$$l = 14.30 \text{ m.}$$

$$\frac{M \text{ min}}{V} = \frac{4f}{l^2} (lx - x^2)$$

$$M_{\text{min}}/V = 4 \times 48.93 \text{ cm} / (1430 \text{ cm})^2 \times (1430 \text{ x} - \text{x}^2) = -9.572 \times 10^{-5} \text{x}^2 + 0.137 \text{x}$$

$$Y = 35.10 \text{ cm} - 21.877 \text{ cm} = 13.223 \text{ cm, } x_0 = 448.272 \text{ cm.}$$

3) Ecuación del cable.

$$f = 0.351 \text{ m.}$$

$$l = 14.30 \text{ m.}$$

$$y = \frac{4f}{l^2} (lx - x^2)$$

$$y = 4 \times 35.10 \text{ cm} / (1430 \text{ cm})^2 \times (1430 \text{ x} - \text{x}^2) = -6.866 \times 10^{-5} \text{x}^2 + 0.0982 \text{x}$$

#### 4.6.3.6.5 Ubicación baricéntrica del cable.

Se llama cable a la línea baricéntrica de paso por la viga. Luego se podrán disponer varios cordones tesados, donde el conjunto respete la posición baricéntrica mostrada. (Figura 115)

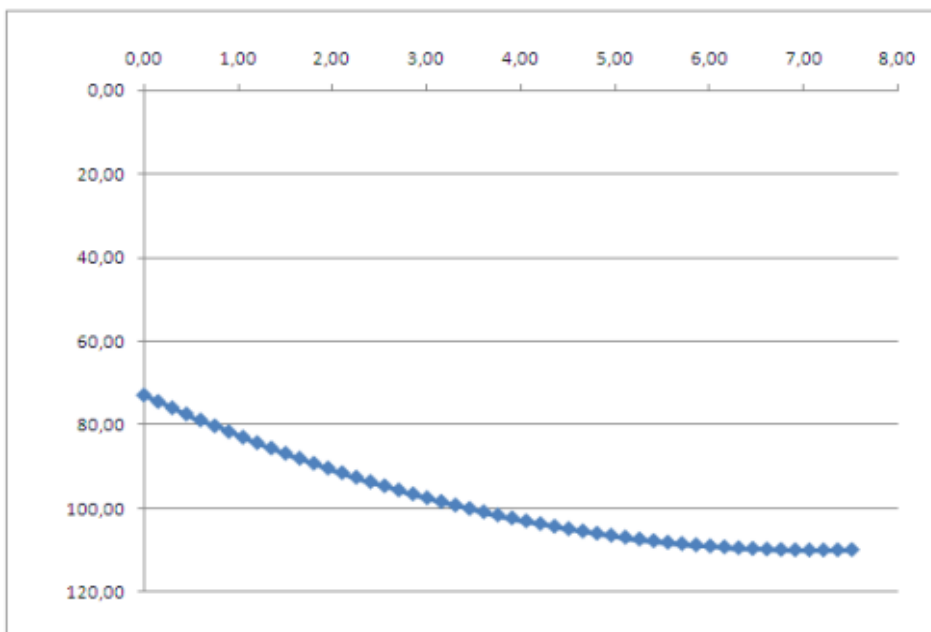


Figura 115 – Paso del cable hasta la mitad de la viga.



## 4.6.3.6.6 Corte.

En hormigón armado se pueden separar, para el cálculo, las tensiones normales de las tangenciales.

La tensión tangencial es máxima en el eje neutro, donde la tensión normal es nula. De la misma forma, en la fibra superior e inferior extremas, las tensiones normales son máximas donde las tensiones tangenciales son nulas.

En el hormigón pretensado, si bien la tensión tangencial es siempre nula en las fibras extremas, para el estudio de las tensiones normales no es necesario tener en cuenta las tensiones tangenciales.

En cambio para el estudio de las tensiones tangenciales será necesario hacer intervenir la tensión normal, en el nivel de la sección considerado.

Según CIRSOC 201 se deben verificar las tensiones para la carga de servicio y para las cargas de rotura.

Se deberá comprobar que las tensiones sean menores o iguales a las que figuran en las tablas del Reglamento.

La verificación puede hacerse, para apoyos directos, en una sección ubicada a  $0.50 h_t$ , medida desde el borde del apoyo.

*1) Verificación de tensiones bajo cargas de servicio.*

V cálculo= 39.63 T a  $0.50 h_t$  de la viga.

M cálculo= 24.845 T.m.

V postesado= 20.153 T

e= 5.644 cm

$\sigma_{2,v} = -40.256 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{1,v} = -63.295 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{2,v+M} = -67.753 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{2,M} = -27.497 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{1,M} = 17.766 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{1,v+M} = -45.529 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{b0} = -54.252 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\tau_{xy} = 18.06 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_I = 5.46 \text{ Kg/cm}^2$ ,  $\sigma_{II} = -59.72 \text{ Kg/cm}^2$ ,

$\sigma_{Adm} = 9.00 \text{ Kg/cm}^2$ .  $\sigma_I < \sigma_{Adm}$  Verifica.

2) Verificación de tensiones de corte bajo cargas de rotura.

$$V_u \text{ cálculo} = (39.63 \text{ T} \times 1.75) - 20.153 = 49.20 \text{ T}$$

$$M_u \text{ cálculo} = 24.845 \text{ T.m.} \times 1.75 = 43.48 \text{ T.m.}$$

$$V \text{ postesado} = 20.153 \text{ T}$$

$$\sigma_{2,V_u} = -40.256 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_{1,V_u} = -63.295 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_{2,V_u+M_u} = -88.376 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2,M_u} = -48.12 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_{1,M_u} = 31.09 \text{ Kg/cm}^2, \sigma_{1,V_u+M_u} = -32.205 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso "A".

$$\tau_Q = 40.14 \text{ Kg/cm}^2,$$

$$\sigma_{II-Q} = 116.42 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Adm} = 160 \text{ Kg/cm}^2. \sigma_I < \sigma_{Adm} \text{ Verifica.}$$

Para el dimensionamiento al corte según fórmulas que contemplan el esfuerzo rasante como la armadura mínima, se dispone: **1 Ø 10 cada 0.15 m**

#### 4.6.3.6.7 Pérdidas.

La Tabla 18 muestra las pérdidas generadas en la sección ante las cargas descritas.

5 Cordones	7 $\phi$	6	E(t)(Kg/cm <sup>2</sup> )	2050000,00
3 Cables				
Area total	29,688	cm <sup>2</sup>		
V <sub>o</sub> =	21,000	T		
V=	291,280	T		
$\sigma_{t0}$ =	9811,368	Kg/m <sup>2</sup>		
$\sigma_t$ =	10128,350	Al momento de Pretesar		
$\sigma_t$ =	7547,206	Despues de las Pérdidas		
$\epsilon$ =	3,68	POR MIL		
$\epsilon_1$ =	4,40%	1) PERDIDAS DEBIDAS A LA FRICCIÓN ENTRE ALAMBRE Y VAINAS		
$\epsilon_2$ =		2) PERDIDAS DEBIDAS A DEF. ELÁSTICA, FLUENCIA LENTA Y RETRACCIÓN DEL HORMIGÓN		
$\epsilon_{elas}$ =	0,000160	(Deformación elástica)		
$\epsilon_{flu}$ =	0,000319	(Fluencia lenta)		
$\epsilon_{ret}$ =	0,000220	(Retracción del H <sup>o</sup> )		
$\epsilon_2$ =	14,60%			
$\epsilon_3$ =	13,19%	3) PERDIDAS DEBIDAS A ENTRADA DE CONOS		
$\epsilon_4$ =	2,00%	4) PERDIDAS DEBIDAS AL RELAJAMIENTO DEL ACERO		
<b>Pérdida Total</b>	<b>34,19%</b>			

Tabla 18 –Pérdidas en las vigas principales.

4.6.3.6.8 Fisuración.

La armadura a disponer para evitar la fisuración de la viga será:

**29  $\varnothing$  8.  $A_s = 14.587 \text{ cm}^2$ .**

$M_s = 82.28 \text{ T.m.}$

$1.35 \times M_s = 1.35 \times 82.28 \text{ T.m.} = 111.078.$

$\sigma_{2,s} = -115.410 \text{ Kg/cm}^2.$

$\sigma_{2,s} = 74.566 \text{ Kg/cm}^2.$

$\epsilon_t = 3.95 \text{ por mil.}$

$\sigma_s = 698.17 \text{ Kg/cm}^2 < \beta_s = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_v = 8095.06 \text{ Kg/cm}^2 < \beta_t = 10.857 \text{ Kg/cm}^2$

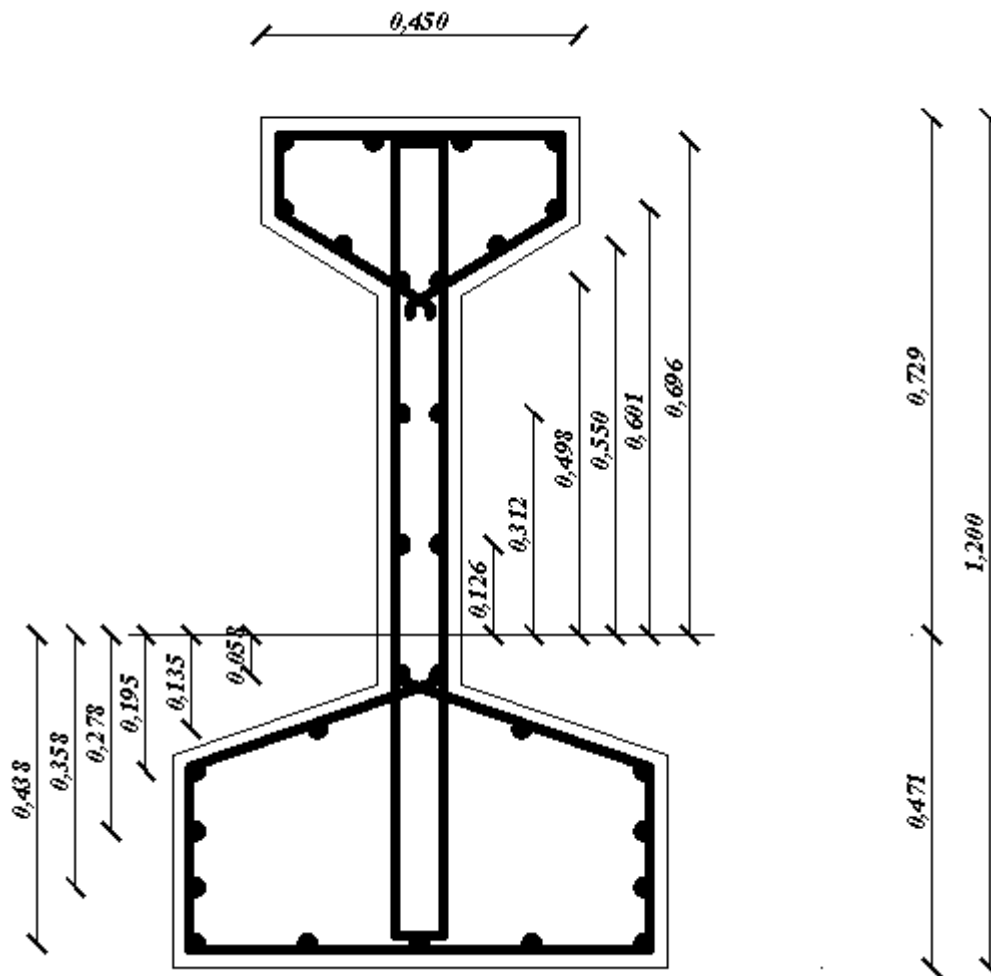


Figura 116 – Armadura de fisuración.

4.6.3.6.9 Verificación a rotura.

$\phi$	SUPONGO 0,00408873		$\epsilon_s$	0,0035			
	(m)						
0,8560	(KG)	N	DISTANCIAS	ACERO Y HORMIGON		DE LA VIGA	
	Cala	1	0,0263	Es=	2050000	Recubrimiento	b t
	9975,0000	2	0,1213	fc=	30	2,50	45,00 20,00
	Calma	3	0,1723	Hv=	120	(cm)	bw beta 1
	116063,3271	4	0,7223				12,00 0,83
		5	0,2243	156.325	RESULTANTE DE COMPRESION		
		6	0,7223				
		1	0,7223	156.325	RESULTANTE DE TRACCION		
		2	0,8573				
		3	1,0003				
		4	1,0803				
		5	1,1603				
		6					
		7					
	8		SI ENTRA EN LA VIGA	1,4307			
	PRET	1,0733	SI NO ENTRA EN LA	1,0733			

y2	y1
0,722	0,478

Nº FILAS	$\epsilon_c + \phi \times d$	$f_y = E_s \times \epsilon_s$	$f_y$	TIPO	Barras Caras	(KG)	ESTADO	
1	-0,00339	6954,9227	4200,0000	COMPRESION	3	8209,530	COPRIMIDAS(CO N BETA)	156.325
2	-0,00300	6158,6426	4200,0000		3	8209,530		
3	-0,00280	5731,1658	4200,0000		2	5473,020		
4	-0,00055	1121,1228	1121,1228		2	1460,935		
5	-0,00258	5295,3072	4200,0000		2	5473,020		
6	-0,00055	1121,1228	1121,1228		2	1460,935		
1	-0,00055	-1121,1228	-1121,1228	TRACCION	4	-3520,325	TRACCION (SIN BETA)	156.325
2	-0,00055	-1121,1228	-1121,1228		4	-3520,325		
3	0,00059	1209,0445	1209,0445		2	1898,200		
4	0,00092	1879,5962	1879,5962		2	2950,966		
5	0,00124	2550,1479	2550,1479		2	4003,732		
6								
7								
8								
PRET	0,00457	9368,1694	9368,1694		PRET	154512,572		

	$\phi$	10	AREA 0,785			
				Mu=	111,0386	Tm
	Hs=		0,3700	(m)		
	Hi=		0,1125	(m)	ZU=	0,718 (m)
	MR=		112,17	Tm	VERIFICA	

4.6.3.6.10 Introducción de fuerzas de pretensado.

D= 45.00 cm

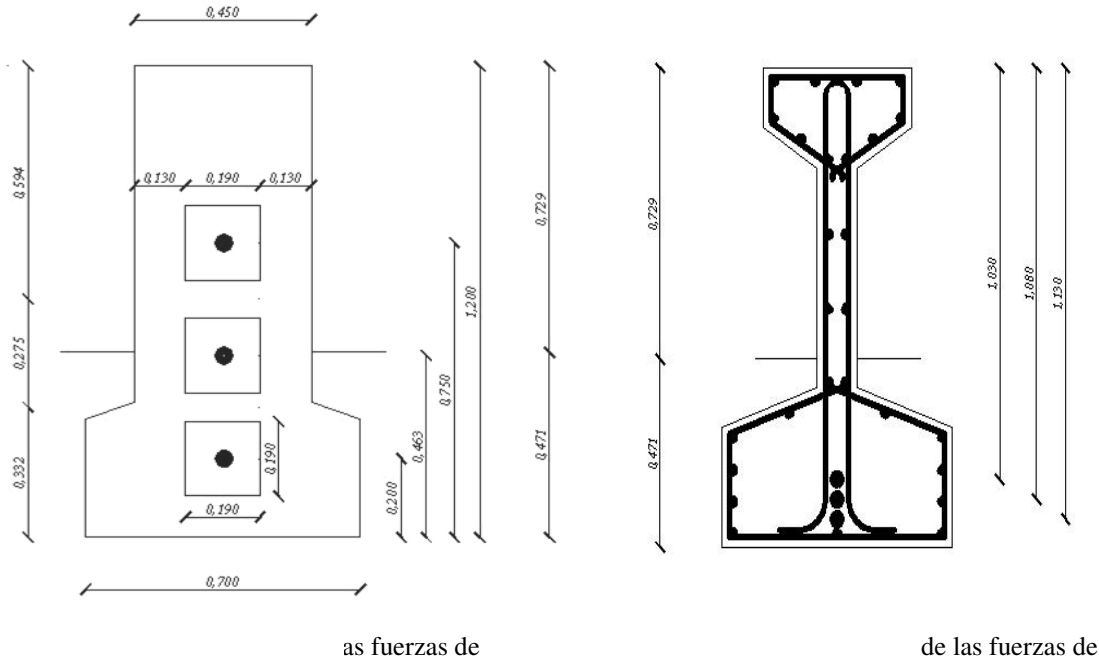
Armadura Horizontal: 5  $\phi$  16. As = 10.05 cm<sup>2</sup>.

Armadura Vertical: **5  $\phi$  16**.  $A_s = 10.05 \text{ cm}^2$ .

D= 60.00 cm.

Placas 19 cm x 19 cm.

$V_{\text{máx}} = 100.23 \text{ T}$ .



Para ver los detalles de armado y medidas, consultar los planos correspondientes.

Los anclajes activos de los cables de pretensado se dimensionará siguiendo lo indicado en la siguiente tabla. La misma fue extraída del Manual Técnico para Sistema de Pretensado de la empresa PRECON.

Unidad	Nº de Cord. Por cable	Vaina normal		C – i : cable de i cordones. *: $\phi$ interior / $\phi$ exterior
		$\phi$ mm *	$\Delta y$ mm	
C-1	1	18/20	2	
C-3	2	30/35	4	
	3	35/40	5	
C-4	4	40/45	5	
C-7	5	40/45	5	
	6 - 7	45/50	6	
C-12	8	50/55	6	
	9 - 10	55/60	7	

Tabla 19 –Cable y cordones.

Para el dimensionamiento de la viga principal se adoptó el tipo C-7, con 3 cables y 5 cordones de a 7, de 6 mm de diámetro. La vaina posee un diámetro inferior de 45 mm y diámetro exterior de 50 mm. (Tabla 19)

**PRECON PRETENSADOS**

Dimensiones principales de los anclajes activos (medidas en mm)

	Placa de anclaje		Cabezal				Trompetas				Espiral		n
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10			
A-1	80	10	42	45	20	20	60						
A-3	130	15	80	60	50	40	75	130	10	45	4		
A-4	150	15	85	60	60	45	100	150	10	45	4		
A-7	190	20	110	60	75	50	170	190	10	50	5		
A-12	250	30	150	60	105	70	270	250	12	60	5		

A-i = Activo de i cordones      n= número de vueltas



Se utilizará un cable tipo A-7 de 7 cordones, por lo que se tiene una placa de anclaje de 190 x 190 mm, un cabezal de 110 mm de diámetro y 60 mm de espesor. La trompeta tendrá un diámetro mayor de 75 mm y diámetro menor 60 mm con una longitud de 170 mm. La espiral será formada por un hierro de 10 mm de diámetro. (Tabla 20)

#### 4.7 Diseño de la meso-estructura.

##### 4.7.1 Mecanismos de apoyo. (Neoprenos).

Los mecanismos de apoyo son los elementos con los que se materializarán los apoyos supuestos para cada caso en las hipótesis de cálculo. Se detallarán tres apoyos distintos. En primer lugar los apoyos del puente. Para el cálculo del mismo se supuso que el puente tie-



γo mecánico.

ne un apoyo fijo y otro móvil. Luego se detallará el apoyo de viga-columna. Los mecanismo de apoyo móviles permiten variaciones de longitud de la estructura (temperatura, fragüe, retracción, fluencia lenta, etc.). Los apoyos se materializarán mediante capas de elastómeros y chapas metálicas, sistema conocido como “*Mecanismo de apoyo de elastómeros armado*”.

Para el cálculo de los elementos de apoyo se utilizará una tabla (planilla de cálculo) confeccionada para tal fin. La tabla *Elastomeric Bearing Desing* está confeccionada bajo los requerimientos de la AASHTO en el año 2005. El método en el que se

basa dicha tabla de cálculo es el de los apoyos elastoméricos con acero reforzado. El programa fue diseñado para calcular secciones rectangulares o circulares. No es aplicable a apoyos rectangulares sujetos a la acción de giros, ya sea en sentido transversal como longitudinal. Los datos cargados en el programa fueron los siguientes:

$$P_t = 88.38 \text{ T}$$

$$P_d = 41.465 \text{ T}, 1 \text{ kips} = 0.45362 \text{ T.}$$

$$P_d = 91.41 \text{ kips}$$

$$P_{LL} = 46.9125 \text{ T}$$

$$P_{LL} = 103.42 \text{ kips}$$

$$\Delta l = 1.0 \text{ pulgada}$$

$$\varphi = 0.004 \text{ rad}$$

$$G = 1.40 \text{ ksi}$$

$$F_y = 36 \text{ ksi}$$

$$\Delta F_{th} = 24 \text{ ksi}$$

$$n = 10$$

Donde:

$P_t$ : es la carga total (reacción de vínculo de la viga pretensada) en toneladas.

$P_d$ : es la parte de la carga correspondiente a la carga permanente.

$P_{LL}$ : es la parte de la carga correspondiente a la sobrecarga debida a los efectos dinámicos.

$\Delta l$ : desplazamiento longitudinal de la estructura.

$\varphi$ : Ángulo de rotación por efecto de las cargas de cada placa elastomérica.

$G$ : Módulo de elasticidad transversal del elemento elastomérico.

$F_y$ : Tensión del acero reforzado.

$\Delta F_{th}$ : Constante de amplitud para fatiga (estado de servicio último).

$n$ : número de capas del conjunto elastomérico.

<b>NSBA ELASTOMERIC BEARING DESIGN (ENGLISH UNITS)</b>			
<b>AASHTO LRFD, 3RD ED., 2004 WITH 2005 INTERIMS</b>			
<b>METHOD B - STEEL-REINFORCED ELASTOMERIC BEARINGS - SECTION 14.7.5</b>			
<p>The following design program was developed based upon the above-referenced AASHTO LRFD code. The program is applicable to the design of steel-reinforced elastomeric bearings, both rectangular and circular in shape. The program is not applicable to design of rectangular bearings subject to combined rotation about the transverse and longitudinal axes. The program assumes that interior elastomeric layers are of equal thickness, as are the two exterior elastomeric layers.</p>			
<b>I. INITIAL DESIGN INPUTS</b>			
Dead Load = $P_D$ =	91,41	klps	
Live Load = $P_{LL}$ =	103,42	klps	
Horizontal Movement of Bridge Superstructure = $\Delta_0$ =	1,0	in.	
Axis of Pad Rotation:	Transverse		
Calculated Rotation =	0,004	Radians	
Rotation Construction Tolerance =	0,005	Radians	(14.4.21)
Design Rotation = $\theta_s$ =	0,009	Radians	
Bearing Shape:	Rectangular		
Bearing Subject to Shear Deformation?	yes		
Bridge Deck Fixed Against Horizontal Translation?	yes		
<b>II. BEARING GEOMETRY</b>			
Flange Width =	15	in.	
Bearing Width = $W$ =	15	in.	
Flange Width $\geq W$	15 $\geq$ 15	in.	OK
Total Unfactored Compressive Load = $P_T$ =	195	klps	
Minimum Required Area of Bearing = $A_{min}$ =	121,8	in <sup>2</sup>	Based on service limit (14.7.5.3.2)
Minimum Bearing Length = $L_{min}$ =	8,12	in.	
Bearing Length = $L$ =	15	in.	
$L \geq L_{min}$	15,0 $\geq$ 8,12	in.	OK
	NA $\geq$ NA	NA	NA
	NA $\geq$ NA	NA	NA
Bearing Area = $A$ =	225,0	in <sup>2</sup>	
<b>III. SHEAR DEFORMATION (AASHTO LRFD 14.7.5.3.4)</b>			
Maximum Total Shear Deformation of Elastomer at Service Limit = $\Delta_s = \Delta_0$ =	1,000	in.	
	$2\Delta_s =$ 2,000	in.	
Elastomeric Layer Thickness = $h_{ri}$ =	0,5	in.	
Thickness of top and Bottom Cover Layers (each) = $h_{cover}$ =	0,350	in.	
$h_{cover} \leq 0,7h_{ri}$	0,350 $\leq$ 0,350	in.	OK
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = $n_{int}$ =	10		
Total Elastomer Thickness = $h_{rt} = 2h_{cover} + n_{int}h_{ri} =$	5,700	in.	
$h_{rt} \geq 2\Delta_s$	5,700 $\geq$ 2,000	in.	OK
			(14.7.5.3.4-1)
<b>IV. COMPRESSIVE STRESS (AASHTO LRFD 14.7.5.3.2)</b>			
Service Average Compressive Stress (Total Load) =	$\sigma_s = \frac{P_T}{A} =$	0,87	ksi
Service Average Compressive Stress (Live Load) =	$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A} =$	0,46	ksi
Rectangular Shape Factor = $S_i$	$= \frac{LW}{2h_{ri}(L+W)} =$	7,50	(14.7.5.1-1)
Circular Shape Factor = $S_i$	$= \frac{D}{4h_{ri}} =$	NA	(14.7.5.1-2)
Shear Modulus of Elastomer = $G$ =	0,140	ksi	
$0,080 \leq G \leq 0,175$	0,080 $\leq$ 0,140 $\leq$ 0,175	ksi	OK
			(14.7.5.2)
<b>For Bearings Subject to Shear Deformation:</b>			
$\sigma_s \leq 1,66GS$	0,87 $\leq$ 1,74	ksi	OK
$\sigma_s \leq 1,6$ ksi	0,87 $\leq$ 1,6	ksi	OK
$\sigma_L \leq 0,66GS$	0,46 $\leq$ 0,69	ksi	OK
			(14.7.5.3.2-1)
			(14.7.5.3.2-1)
			(14.7.5.3.2-2)
			(14.7.5.3.2-2)

Tabla 21.a –Cálculo de Neoprenos, parte 1.

Se muestra en la Tabla 21a el ingreso de datos y parte de las verificaciones a realizar. El cálculo se basa en una planilla de cálculo en Excel.



V. COMBINED COMPRESSION AND ROTATION (AASHTO LRFD 14.7.5.3.5)			
<b>RECTANGULAR BEARINGS:</b>			
	<b>B = Length of Pad = 15,00</b>	<b>in.</b>	
	<b>Exterior Layer Allowance = <math>n_{ext} = 1,0</math></b>		(14.7.5.3.5)
	<b>Equivalent Number of Interior Elastomeric Layers = <math>n = n_{int} + n_{ext} = 11</math></b>		
	$\sigma_s > 10GS \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{B}{h_i} \right)^2$		(14.7.5.3.5-1)
	<b>0,87 &gt; 0,77</b>	<b>ksi</b>	<b>OK</b>
<b>Subject to shear deformation:</b>	$\sigma_s < 1.875GS \left[ 1 - 0.200 \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{B}{h_i} \right)^2 \right]$		(14.7.5.3.5-2)
	<b>0,87 &lt; 1,68</b>	<b>ksi</b>	<b>OK</b>
<b>Fixed against shear deformation:</b>	$\sigma_s < 2.25GS \left[ 1 - 0.167 \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{B}{h_i} \right)^2 \right]$		(14.7.5.3.5-3)
	<b>0,87 &lt; N/A</b>		<b>N/A</b>
<b>CIRCULAR BEARINGS:</b>			
	$\sigma_s > 0.75GS \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{D}{h_i} \right)^2$		(14.7.5.3.5-4)
	<b>0,87 &gt; N/A</b>		<b>N/A</b>
<b>Subject to Shear Deformation:</b>	$\sigma_s < 2.5GS \left[ 1 - 0.15 \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{D}{h_i} \right)^2 \right]$		(14.7.5.3.5-5)
	<b>0,87 &lt; N/A</b>		<b>N/A</b>
<b>Fixed Against Shear Deformation:</b>	$\sigma_s < 3GS \left[ 1 - 0.125 \left( \frac{\theta_s}{n} \right) \left( \frac{D}{h_i} \right)^2 \right]$		(14.7.5.3.5-6)
	<b>0,87 &lt; N/A</b>		<b>N/A</b>
<b>VI. STABILITY (AASHTO LRFD 14.7.5.3.6)</b>			
<i>For free horizontal translation*:</i>			
	<b>2A &lt; B</b>		(14.7.5.3.6-1)
	$A = \frac{1.92 \frac{h_i}{L}}{\sqrt{1 + \frac{2L}{W}}}$	<b>0,421</b>	(14.7.5.3.6-2)
		<b>2A = 0,842</b>	
	$B = \frac{2.67}{(S+2.0) \left( 1 + \frac{L}{4.0W} \right)}$	<b>0,225</b>	(14.7.5.3.6-3)
	$\frac{2A}{0,84} \leq \frac{B}{0,22}$		<b>NG - SEE EQ. 5</b>
*Notes - For rectangular bearings where L > W, L and W are interchanged. (14.7.5.3.6)			
- For circular bearings, W = L = 0.8D. (14.7.5.3.6)			
<b>Bridge Deck Free to Translate Horizontally:</b>			
	$\sigma_s \leq \frac{GS}{2A - B}$		(14.7.5.3.6-4)
	<b>0,87 ≤ N/A</b>		<b>N/A</b>
<b>Bridge Deck Fixed Against Horizontal Translation:</b>			
	$\sigma_s \leq \frac{GS}{A - B}$		(14.7.5.3.6-5)
	<b>0,87 ≤ 5,35</b>	<b>ksi</b>	<b>OK</b>

Tabla 21.b –Cálculo de Neoprenos, parte 2.

Se muestra en la Tabla 21b, las secciones de neoprenos a adoptar y las verificaciones pertinentes.

<i>VII. REINFORCEMENT (AASHTO LRFD 14.7.5.3.7)</i>			
<b>Service Limit State:</b>			
Min. Yield Strength of Steel Reinforcement = $F_y$ =	36	ksi	
Thickness of Steel Reinforcement = $h_s$			
$h_{s,min} = \frac{3.0h_{max}\sigma_s}{F_y} =$	0,036	in.	Controls (14.7.5.3.7-1)
<b>Fatigue Limit State:</b>			
Constant Amplitude Fatigue Threshold = $\Delta F_{TH}$ =	24,0	ksi	(Table 6.6.1.2.5-3)
$h_{s,min} = \frac{2.0h_{max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}} =$	0,019	in.	(14.7.5.3.7-2)
Required Minimum Reinforcement Thickness =	0,036	in.	
Reinforcement Thickness = $h_s$ =	0,0800	in.	
$h_s \geq h_{s,min}$	0,080	$\geq$ 0,036	in. <span style="background-color: green; color: white; padding: 2px;">OK</span>
<i>VIII. FINAL DESIGN SUMMARY</i>			
Bearing Width = $W$ =	15	in.	
Bearing Length = $L$ =	15	in.	
Elastomeric Layer Thickness = $h_{rl}$ =	0,5	in.	
Thickness of top and Bottom Cover Layers (each) = $h_{cover}$ =	0,350	in.	
Number of Interior Elastomeric Layers (Excluding Exterior Layer Allowance) = $n_{int}$ =	10		
Total Elastomer Thickness = $h_{rl}$ =	5,700	in.	
Reinforcement Thickness = $h_s$ =	0,0800	in.	
Total Bearing Thickness = $h_{rl} + h_s (n_{int} + 1)$ =	6,5800	in.	

Tabla 21.c –Cálculo de Neoprenos, parte 3.

Se muestra en la Tabla 21c, el dimensionamiento de las placas de neoprenos y placas de acero, con sus medidas y espesores.

Luego del procesamiento de los datos, se adopta un apoyo móvil de neopreno (elastómero) de 15”x15” (38.10 cm x 38.10 cm) y una altura total de 6.58” (16.71 cm). Cada apoyo está formado por 10 capas de neopreno intercaladas con 11 capas de acero inoxidable reforzado de 2 mm de espesor cada una (espesor mínimo). El conjunto se compone por 8 capas de neopreno de 0.5” cada una (interiores) y 2 capas de 0.35” (tapa y fondo).

Ancho	<b>38,10</b> cm
Largo	<b>38,10</b> cm
Esp Elas	<b>1,27</b> cm
Tapa y Fondo	<b>0,89</b> cm
Capas Neop	<b>10,00</b> capas
Total Neopreno	<b>14,48</b> cm
Placas de acero	<b>0,20</b> cm
Capas de acero	<b>11,00</b> capas
Total	<b>16,71</b> cm

Tabla 22–Medidas de Apoyo mecánico adoptado

### 4.7.2 Vigas de Pórtico y Pilas.

#### 4.7.1.1 Cargas de peso propio.

Antes de calcular los momentos actuantes, vamos a definir el esquema geométrico a disponer para contrarrestar las cargas actuantes.

La Figura 120 muestra en realidad como será la geometría del conjunto. De manera similar en la Figura 121 se puede ver el esquema geométrico



Figura 120 – Viga de Pórtico y Pilas.

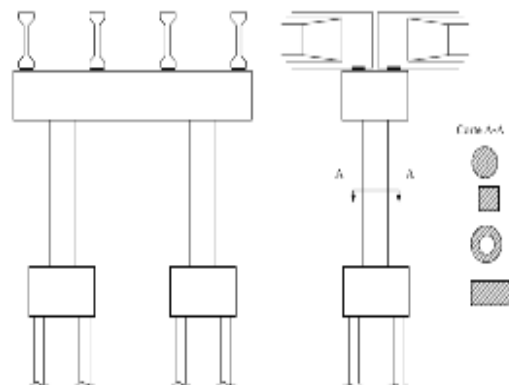


Figura 121 – Esquema geométrico.

#### *Determinación de los pesos propios actuantes en la Super-estructura.*

1. Losa:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0,18 \text{ m} \times 9.80 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 63.504 \text{ T}$ .
2. Carpeta Asfáltica:  $1,50 \text{ T/m}^3 \times 0,05 \text{ m} \times 7.40 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 8.325 \text{ T}$ .
3. Baranda:  $2,40 \text{ T/m}^3 \times 0.50 \text{ m} \times 0.19 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 3.42 \text{ T}$ . Cada Una.
4. Veredas:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0,235 \text{ m} \times 0.95 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 8.037 \text{ T}$ . Cada Una.
5. Riostras:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 0.70 \text{ m} \times 7.40 \text{ m} = 3.108 \text{ T}$ . Cada Una.
6. Vigas Principales:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0.413 \text{ m}^2 \times 14.80 \text{ m} = 14.67 \text{ T}$ . Cada Una.

$P_{pp} = 63.504 \text{ T} + 8.325 \text{ T} + (3.42 \text{ T} \times 2) + (8.037 \text{ T} \times 2) + (3.108 \text{ T} \times 4) + (14.67 \text{ T} \times 4)$   
 $= 165.86 \text{ T}$ . Por lo tanto cada viga soportará  $165.86 \text{ T} / 4 = \mathbf{41.465 \text{ T}} = G_v$ .

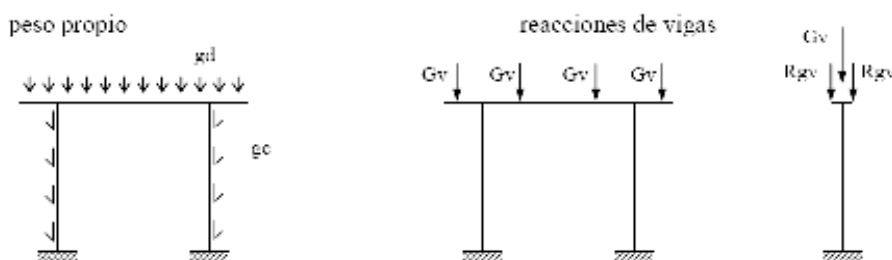


Figura 122 – Pesos propios actuantes.

*Determinación de los pesos propios actuantes en la Meso-estructura.*

1. Viga de Pórtico:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 8.40 \text{ m} = 12.10 \text{ T}$ .
2. Pilas:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times (0,80 \text{ m})^2/4 \times 3.141592 \times 5.30 \text{ m} = 6.40 \text{ T}$ . Cada Una.

$P_{p\text{viga de pórtico}} = 1.44 \text{ T/m} = g_d$        $P_p \text{ Total} = 190.78 \text{ T}$      $R_a = R_b = 95.39 \text{ T}$

$P_{p\text{pilas}} = 1.20 \text{ T/m}$ . Por pila. =  $g_c$

4.7.1.2 Sobrecarga.

1) *Esfuerzo normal máximo-(Dos tramos cargados)*

Para el cálculo de las sobrecargas no se considerará el coeficiente de impacto dado las dimensiones generosas que la estructura ofrece.

$R_{pv} = (p_c \times a_c + 2 \times p_v \times a_v) \times L/2 = (2 \times 0.40 \text{ T/m}^2 \times 1.20 \text{ m} + 0.60 \text{ T/m}^2 \times 7.40 \text{ m} \times (15.00 \text{ m} / 2)) = 38.61 \text{ T}$

$R'_{\text{apla}} = 2 \times ((13 \text{ T} - 4.50 \text{ T}) + (17 \text{ T} - 4.50 \text{ T})) = 21 \text{ T} \times 2 = 42 \text{ T}$

$P_1 = R_{pv} / n \times 2 + R_{\text{apla}} / n = (38.61 \text{ T} / 4) \times 2 + 42 \text{ T} / 4 = \mathbf{30.00 \text{ T}}$

$n =$  número de vigas

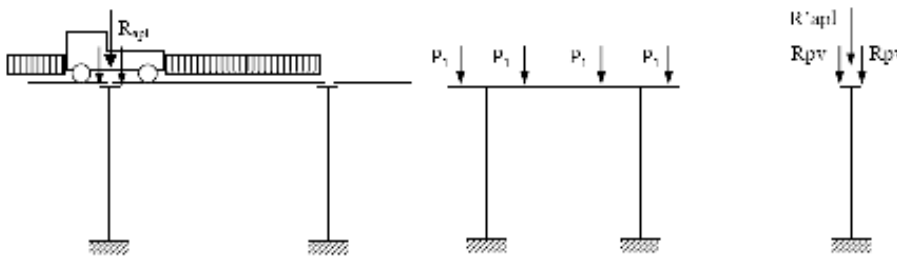


Figura 123 – Sobrecarga-Esfuerzo Normal.

2) *Momento flector máximo-(Un tramo cargado)*

$P_2 = R_{p\text{máx}} =$  Máximo esfuerzo de corte:  $\mathbf{39.63 \text{ T}}$

$d =$  Distancia desde el eje de la columna al apoyo de la viga: 0.35 m.

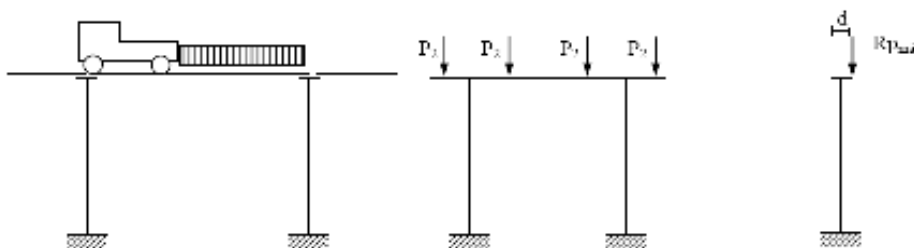


Figura 124 – Sobrecarga-Momento Flector.

4.7.1.3 Viento.

1) *Puente Descargado:*

$$Hw1 = 250 \text{ Kg/m}^2 \times h_e \times L = 250 \text{ Kg/m}^2 \times (1.20\text{m} + 0.18\text{m} + 0.25\text{m} + 0.16) \times 15.00\text{m} = \mathbf{6.7125\text{ T}}$$

Mw: El momento suele considerarse despreciable. Vw1: Despreciable.

Dónde.

Pwd: Despreciable para pilares de poca altura.

Pwc: Despreciable para pilares de poca altura.

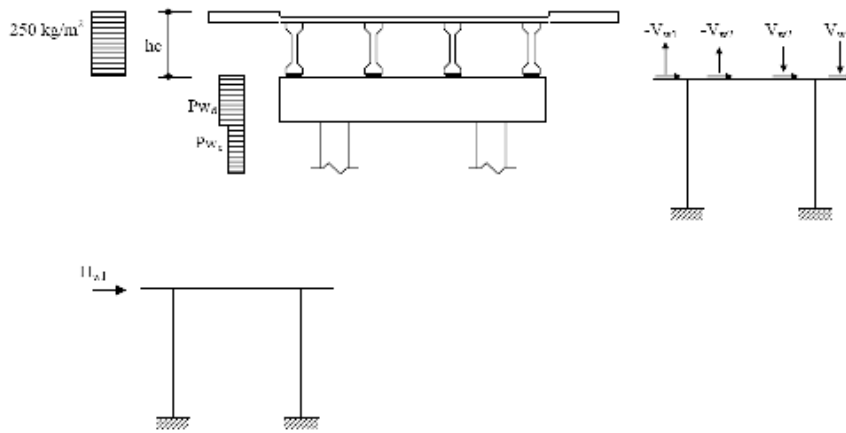


Figura 125 – Viento-Puente Descargado.

2) *Puente Cargado.*

a) 2 tramos cargados.

$$Hw2 = 150 \text{ Kg/m}^2 \times (h_e + 2.00) \times L = 150 \text{ Kg/m}^2 \times 3.79\text{m} \times 15.00\text{m} = \mathbf{8.53\text{ T}}$$

b) 1 tramo cargado y el otro descargado.

$$Hw2 = 150 \text{ Kg/m}^2 \times (h_e + 2.00) \times L/2 + 150 \text{ Kg/m}^2 \times h_e \times L/2 = 150 \text{ Kg/m}^2 \times 3.79\text{m} \times 15.00/2\text{m} + 150 \text{ Kg/m}^2 \times 1.79\text{m} \times 15.00/2\text{m} = \mathbf{6.28\text{ T}}$$

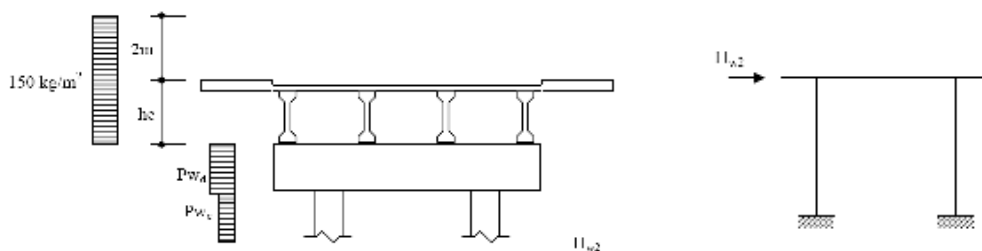


Figura 126 – Viento-Puente Cargado.

#### 4.7.1.4 Frenado.

Siendo F el mayor entre:

a)  $0.15 \times P \text{ apla} \times n^\circ$  de fajas de circulación

$$0.15 \times 30 \text{ T} \times 2 \text{ fajas} = 9.00 \text{ T}$$

b)  $1/25 \times p_{mc} \times a_c \times L$

$$1/25 \times 0.60 \text{ T/m}^2 \times 7.40 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 2.67 \text{ T}$$

$$F/2 = 9.00 \text{ T} / 2 = \mathbf{4.50 \text{ T}}$$

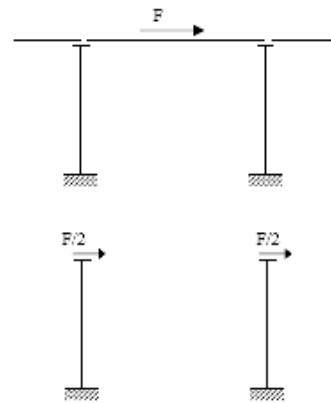


Figura 127 – Frenado.

#### 4.7.1.5 Estados y combinaciones de carga.

➤ Como estados de carga tenemos:

- 1) Estado 1: Peso propio Super-estructura.
- 2) Estado 2: Peso propio Meso-estructura.
- 3) Estado 3: Sobrecarga-Máximo Esfuerzo Normal.
- 4) Estado 4: Sobrecarga-Máximo Momento Flector.
- 5) Estado 5: Viento puente descargado.
- 6) Estado 6: Viento puente cargado.
- 7) Estado 7: Viento carga asimétrica.
- 8) Estado 8: Frenado

➤ Como combinaciones de carga tenemos:

- a) 1- E1 + E2
- b) 2- E1 + E2 + E3
- c) 3- E1 + E2 + E4
- d) 4- E1 + E2 + E5
- e) 5- E1 + E2 + E3 + E6 + E8
- f) 6- E1 + E2 + E4 + E7 + E8

#### 4.7.1.5 Solicitaciones

Para determinar los esfuerzos máximos se hace uso de un software de elementos finitos. Cargando los estados de cargas y combinaciones descritas se obtiene los siguientes valores.

COMBINACIONE	Mmax(+)-x	Mmax(-)x	Qmax(+)-x	Qmax(-)x	Nmax(+)-x	Nmax(-)x	Mtorsor	Mmax(+)-y	Mmax(-)y	Qmax(+)-y	Qmax(-)-y
<b>Dintel</b>											
1	7,07	-53,32	45,03	-45,03	1,41	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Pilas</b>											
1	2,43	-5,04	0,00	-1,41	0,00	-95,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Dintel</b>											
2	11,12	-90,32	75,03	-75,03	2,49	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Pilas</b>											
2	4,29	-8,92	0,00	-2,49	0,00	-155,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Dintel</b>											
3	7,07	-53,32	45,03	-45,03	1,41	0,00	13,86	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Pilas</b>											
3	2,43	-5,04	0,00	-1,41	0,00	-155,39	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Dintel</b>											
4	7,07	-53,32	45,03	-45,03	1,41	0,00	0,00	0,35	-0,42	0,62	-0,62
<b>Pilas</b>											
4	2,43	-5,04	0,00	-1,41	0,00	-95,39	0,00	0,00	-5,57	1,05	0,00
<b>Dintel</b>											
5	14,94	-90,32	79,28	-79,28	0,00	-8,53	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Pilas</b>											
5	16,45	-19,46	0,00	-6,78	0,00	-151,13	0,84	0,00	-11,93	2,25	0,00
<b>Dintel</b>											
6	7,07	-53,32	45,03	-45,03	1,41	0,00	13,86	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>Pilas</b>											
6	2,43	-5,04	0,00	-1,41	0,00	-132,29	0,84	5,06	0,00	2,87	-2,87
<b>Máximas Solicitaciones</b>											
<b>Dintel(T-T.m)</b>											
	14,94	-90,32	79,28	-79,28	2,49	-8,53	13,86	0,35	-0,42	0,62	-0,62
<b>Pilas(T-T.m)</b>											
	16,45	-19,46	0,00	-6,78	0,00	-155,39	0,84	5,06	-11,93	2,87	-2,87

Tabla 23–Solicitaciones en la Viga de pórtico y Pilas.

#### 4.7.1.6 Dimensionamiento.

a) Dimensionamiento de la Viga de Pórtico a flexión-Abajo.

$$f'c=25 \text{ MPA}$$

$$fy= 420 \text{ MPA}$$

$$Mu= 14.94 \text{ Tm}, 0.1494 \text{ Mn.m}, Nu= -8.53 \text{ T}, -0.0853 \text{ T},$$

$$ye= 0.60/2 \text{ m} - 0.05 \text{ m} - 0.01= 0.24 \text{ m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi= 0.90$

$$Mn= Mu/\phi= 0.166 \text{ Mn.m} \quad Nn=Nu/\phi=0.095 \text{ Mn.} \quad Me= Mn-Nn.ye= 0.1865 \text{ Mn.m}$$

Ancho de Viga: 1.00 m. Recubrimiento 5.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n= Me / b.d^2.f'c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

Me: Momento nominal mayorado.

b: Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

d: 0.60 m-0.05 m-0.01 m= 0.53 .m

f'c: Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.1865 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.53^2 \text{ m} \times 25 \text{ Mn/m}^2 = 0.0266$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

f'c(MPA)	<=25	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot (1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}}) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0.9842, \quad z = K_z \times d = 0.9842 \times 0.530 \text{ m} = 0.522 \text{ m}$$

$$K_c = 0.0374 \quad c = K_c \times d = 0.0374 \times 0.530 \text{ m} = 0.0198 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.0773 > 0.005$$

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0.1865 \text{ Mn.m} / 0.530 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 8.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.40 \times 100 \times 53 / 420 = 17.67 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal en 1 capas **9  $\phi$  16**.

La armadura total dispuesta es de 18.09 cm<sup>2</sup>.

b) Dimensionamiento de la Viga de Pórtico al corte y a torsión.

f'c=25 MPA

f<sub>y</sub>= 420 MPA

V<sub>u</sub>= 79.30 T, 0.7930 Mn.

Coeficiente de resistencia a corte en vigas:  $\phi = 0.75$

V<sub>n</sub>= V<sub>u</sub>/ $\phi$ = 1.0574 Mn.

$$\tau = \frac{Q \max}{b \cdot d} < \tau_{LIM} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} =$$



$$\zeta = 1.0574 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.53 \text{ m} = 1.996 \text{ Mn} / \text{m}^2.$$

$$\zeta_{\text{lim}} = 5/6 \times 30^{1/2} = 4.56 \text{ Mn} / \text{m}^2 \quad \zeta < \zeta_{\text{lim}} \text{ Verifica.}$$

$$T_u = 13.90 \text{ T}, 0.1390 \text{ Mn.}$$

Coeficiente de resistencia a torsión en vigas:  $\phi = 0.75$

$$T_n = T_u / \phi = 0.1854 \text{ Mn.}$$

$$p_h = (1.00 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) \times 2 + (0.60 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) \times 2 = 2.80 \text{ m}$$

$$A_{oh} = (1.00 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) \times (0.60 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) = 0.45 \text{ m}$$

$$\tau_{\text{max}} = \sqrt{\left(\frac{V_u}{b.d}\right)^2 + \left(\frac{T_u.p_h}{1.70.A_{oh}^2}\right)^2} \leq \tau_{LIM} = \frac{5}{6} \sqrt{f_c'} =$$

$$\zeta_{\text{máx}} = 1.876 \text{ Mn}$$

$$\zeta_{\text{lim}} = 5/6 \times 30^{1/2} = 4.56 \text{ Mn} / \text{m} \quad \zeta < \zeta_{\text{lim}} \text{ Verifica.}$$

$$A_t = \frac{T_n}{2A_o.f_{yv} \cdot \cot \theta} = (\text{cm}^2 / \text{m})$$

$$A_o = 0.85 \times A_{oh} = 0.3825 \text{ m}$$

$$A_t = (0.1854 \text{ Mn} / 2 \times 0.3825 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2 \times 1) \times 10.000 = 5.771 \text{ cm}^2/\text{m. Por rama.}$$

Como armadura longitudinal nos queda.

$$A_l = \frac{A_{st}}{s} \cdot p_h \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot \theta = (\text{cm}^2 / \text{m})$$

$$A_l = 5.771 \text{ cm}^2/\text{m} \times 2.80 \text{ m} = \mathbf{16.16 \text{ cm}^2}. \text{ Introducir en el perímetro.}$$

Donde:

Vc: Contribución del hormigón.  $1/6 \times f_c'^{1/2} \times b \times d$ .

f'c: Resistencia Característica del hormigón.

b: Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$V_c = 1/6 \times 25^{1/2} \times 1.00 \text{ m} \times 0.53 \text{ m} = 0.442 \text{ Mn.}$$

$$V_s = (V_n + V_t) - V_c = 1.0574 \text{ Mn} - 0.442 \text{ Mn} = 0.6154 \text{ Mn.}$$

$$A_{s_{\text{corte}}} / s = 0.6154 \text{ Mn.} / (420 \text{ Mn/m}^2 \times 0.53 \text{ m}) \times 10.000 = 27.65 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{s_{\text{torsión}}} / s = (5.771 \text{ cm}^2/\text{m} \times 4 \text{ ramas}) \times 10.000 = 23.084 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$A_{\text{total}} = 50.734 \text{ cm}^2 \times \text{m}$$

Se adopta entonces **1 Ø 12 cada 0.08 m, de 4 ramas.**

c) Dimensionamiento de la Viga de Pórtico a flexo torsión - Arriba

$$f'c=25 \text{ MPA}$$

$$fy= 420 \text{ MPA}$$

$$Mu= 90.32 \text{ Tm}, 0.9032 \text{ Mn.m}, Nu= -8.53 \text{ T}, -0.0853 \text{ T},$$

$$ye= 0.60/2 \text{ m} - 0.05 \text{ m} - 0.01= 0.24 \text{ m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi= 0.90$

$$Mn= Mu/\phi= 1.004 \text{ Mn.m} \quad Nn=Nu/\phi=0.095 \text{ Mn.} \quad Me= Mn-Nn.ye= 1.025 \text{ Mn.m.}$$

Ancho de Viga: 1.00 m. Recubrimiento 5.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n= Me / b.d^2.f'c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

Me: Momento nominal mayorado.

b: Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$d: 0.60 \text{ m}-0.05 \text{ m}-0.01 \text{ m}= 0.53 \text{ .m}$$

$f'c$ : Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n= 1.025 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.53^2 \text{ m} \times 25 \text{ Mn/m}^2= 0.146$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

$f'c(\text{MPa})$	$\leq 25$	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z= 0.9052, \quad z= K_z \times d = 0.9052 \times 0.530 \text{ m} = 0.4798 \text{ m}$$

$$K_c= 0.2233 \quad c= K_c \times d = 0.2233 \times 0.530 \text{ m} = 0.1184 \text{ m}$$

$$\varepsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.0105 > 0.005$$

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (1.025 \text{ Mn.m} / 0.530 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 46.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 1.40 \times 100 \times 53 / 420 = 17.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{total}} = A_{\text{Flexión}} + A_{\text{Torsión}} = 46.05 \text{ cm}^2 + 16.16 \text{ cm}^2 = 62.21 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal en 1 capas **20 Ø 20, arriba y en el perímetro.**

La armadura total dispuesta es de  $62.80 \text{ cm}^2$ .

d) Dimensionamiento armadura de piel en la Viga de Pórtico.

La armadura de piel es tomada con **3 Ø 20** a cada lado, proveniente de la armadura a torsión.

e) Dimensionamiento de las pilas-Armadura Principal y Corte.

$\gamma = 0.90$ : Relación entre las dimensiones y la posición de los estribos.

D: Diámetro de la pila: 0.80 m.

$M_{ux} = 0.1946 \text{ Mn.m}$ ,  $M_{uy} = 0.1193 \text{ Mn.m}$ ,  $P_u = 1.554 \text{ Mn}$ .

$\rho$ : Cuantía:  $A_h/A_s = 0.01$

Se toma como armadura principal, **20 Ø 20.  $A_s = 62.80 \text{ cm}^2$**

Se toma como armadura de corte, **1 Ø 8 cada 0.15 m.**

#### 4.7.2 Caballete-(Espaldón, Viga de Pórtico y pilas)

##### 4.7.2.1 Cargas de peso propio.

*Determinación de los pesos propios actuantes en la Super-estructura.*

$P_{pp} = 63.504 \text{ T} + 8.325 \text{ T} + (3.42 \text{ T} \times 2) + (8.037 \text{ T} \times 2) + (3.108 \text{ T} \times 4) + (14.67 \text{ T} \times 4)$   
 $= 165.86 \text{ T}$ . Por lo tanto cada viga soportará  $165.86 \text{ T} / 4 = 41.465 \text{ T} = G_v$ .

**$G_v / 2 = 20.7325 \text{ T}$ .** (Ver Figura 128)

*Determinación de los pesos propios actuantes en la Meso-estructura.*

1. Viga de Pórtico:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m} \times 0.60 \text{ m} \times 8.40 \text{ m} = 12.10 \text{ T}$ .
2. Pilas:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times (0.80 \text{ m})^2 / 4 \times 3.141592 \times 5.30 \text{ m} = 6.40 \text{ T}$ . Cada Una.

3. Espaldón:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0.20 \text{ m} \times 1.25 \text{ m} \times 8.40 \text{ m} = 5.04 \text{ T}$ .
4. Losa de aproximación:  $2.40 \text{ T/m}^3 \times 0.25 \text{ m} \times 8.40 \text{ m} \times 10 \text{ m} \times 1/2 = 25.20 \text{ T}$ .
5. Asfalto:  $1.50 \text{ T/m}^3 \times 0.05 \text{ m} \times 8.40 \text{ m} \times 10.00 / 2 \text{ m} = 3.15 \text{ T}$

$$Pp_{\text{Meso.est.}} = 58.29 \text{ T} \quad Ra = Rb = 29.145 \text{ T} \quad Pp_{\text{Total.}} = 58.29 \text{ T} + 20.7325 \text{ T} \times 4 = 141.22 \text{ T}$$

#### 4.7.2.2 Sobrecargas.

*Sobrecarga sobre viga de pórtico.*

$$R_{pv} = (p_c \times a_c + 2 \times p_v \times a_v) \times L/2 = (2 \times 0.40 \text{ T/m}^2 \times 1.20 \text{ m} + 0.60 \text{ T/m}^2 \times 7.40 \text{ m} \times (15.00 \text{ m} / 2)) = 38.61 \text{ T}$$

$$R'_{apla} = 2 \times ((13 \text{ T} - 4.50 \text{ T}) + (17 \text{ T} - 4.50 \text{ T})) = 21 \text{ T} \times 2 = 42 \text{ T}$$

$$P1 = R_{pv} / n + R_{apla} / n = (38.61 \text{ T} / 4) + 42 \text{ T} / 4 = \mathbf{20.1525 \text{ T}}$$

n= número de vigas. (Ver Figura 128)

*Sobrecarga sobre losa de aproximación.*

Para determinar los esfuerzos máximos sobre el espaldón, recurrimos a la reacción de la losa de aproximación sobre la misma. (Ver Figura 128)

$$P_{\text{total}} = \mathbf{29.23 \text{ T}}$$

$$Q_{\text{aplan}} = \mathbf{3.478 \text{ T.m}}$$

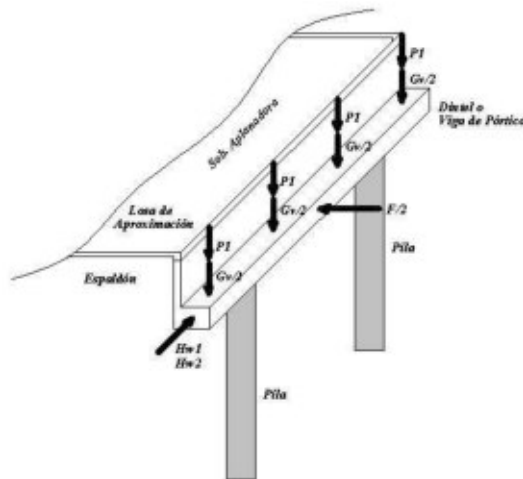


Figura 128 – Esquema de carga-Caballete.

#### 4.7.2.3 Viento.

1) *Puente Descargado:*

$$Hw1 = 250 \text{ Kg} / \text{m}^2 \times h_e \times L/2 = 250 \text{ Kg/m}^2 \times (1.20 \text{ m} + 0.18 \text{ m} + 0.25 \text{ m} + 0.16) \times 15.00 / 2 \text{ m} = \mathbf{3.257 \text{ T}}$$

2) *Puente Cargado.*

a) 1 tramo cargado.

$$Hw2 = 150 \text{ Kg/m}^2 \times (h_e + 2.00) \times L/2 = 150 \text{ Kg/m}^2 \times 3.79 \text{ m} \times 7.50 \text{ m} = \mathbf{4.263 \text{ T}}$$

#### 4.7.2.4 Frenado.

Siendo F el mayor entre:

a)  $0.15 \times P \text{ apla} \times n^\circ \text{ de fajas de circulación}$

$$0.15 \times 30 \text{ T} \times 2 \text{ fajas} = 9.00 \text{ T}$$

b)  $1/25 \times p_{mc} \times a_c \times L$

$$1/25 \times 0.60 \text{ T/m}^2 \times 7.40 \text{ m} \times 15.00 \text{ m} = 2.67 \text{ T}$$

$$F/2 = 9.00 \text{ T} / 2 = \mathbf{4.50 \text{ T}}$$

#### 4.7.2.5 Estados y combinaciones de carga.

##### 1) *Espaldón*

➤ Como estados de carga tenemos:

- 1) Estado 1: Peso propio Losa de aproximación.
- 2) Estado 2: Peso propio Espaldón.
- 3) Estado 3: Sobrecarga Aplanadora.
- 4) Estado 4: Frenado
- 5) Estado 5: Empuje del suelo

➤ Como combinaciones de carga tenemos:

- a) 1- E1 + E2
- b) 2- E1 + E2 + E3
- c) 3- E1 + E2 + E3 + E4 + E5

##### 2) *Viga de Pórtico.*

➤ Como estados de carga tenemos:

- 1) Estado 1: Peso propio Super-estructura.
- 2) Estado 2: Peso propio Viga de Pórtico y Espaldón.
- 3) Estado 3: Sobrecarga Aplanadora.
- 4) Estado 4: Viento puente descargado.
- 5) Estado 5: Viento puente cargado.
- 6) Estado 6: Viento asimétrico.
- 7) Estado 7: Frenado.

➤ Como combinaciones de carga tenemos:

- a) 1- E1 + E2
- b) 2- E1 + E2 + E3

- c) 3- E1 + E2 + E4
- d) 4- E1 + E2 + E3 + E5 + E7
- e) 5- E1 + E2 + E6 + E7

3) *Pilas.*

➤ Como estados de carga tenemos:

- 1) Estado 1: Peso propio Super-estructura.
- 2) Estado 2: Peso propio Viga de Pórtico, Espaldón y Pilas.
- 3) Estado 3: Sobrecarga Aplanadora.
- 4) Estado 4: Viento Transversal.
- 5) Estado 5: Frenado.

➤ Como combinaciones de carga tenemos:

- a) 1- E1 + E2
- b) 2- E1 + E2 + E3
- c) 3- E1 + E2 + E4
- d) 4- E1 + E2 + E3 + E4 + E5

4.7.2.4 Solicitaciones.

Para determinar las solicitaciones se plantea el modelo en un software de elementos finitos donde se obtienen las siguientes armaduras:

Como armadura longitudinal se toma:

**1 Ø 10 cada 0.15 m.**

Como armadura transversal se toma:

**1 Ø 10 cada 0.15 m.**

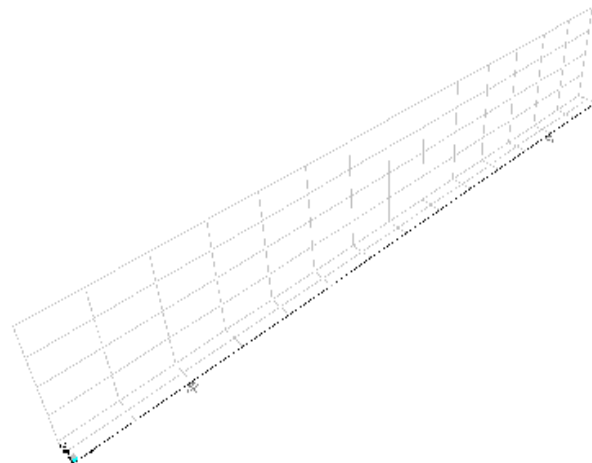


Figura 129 – Esquema de cálculo del espaldón.

4.7.2.6 Dimensionamiento.

a) Dimensionamiento de la Viga de Pórtico a flexión-Abajo.

$f'c=25$  MPA

$fy= 420$  MPA

$Mu= 8.53$  Tm,  $0.0853$  Mn.m,  $Nu= -4.27$  T,  $-0.0427$  T,

$yc= 0.60/2$  m –  $0.05$  m –  $0.01= 0.24$  m

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi= 0.90$

$Mn= Mu/\phi= 0.0948$  Mn.m     $Nn=Nu/\phi=0.0475$  Mn.     $Me= Mn-Nn.yc= 0.106$  Mn.m

Ancho de Viga:  $1.00$  m. Recubrimiento  $5.00$  cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$m_n= Me / b.d^2.f'c$ ; Coeficiente adimensional, Donde:

$Me$ : Momento nominal mayorado.

$b$ : Ancho de la sección, en este caso  $1.00$  m.

$d$ : Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$d: 0.60$  m- $0.05$  m- $0.01$  m=  $0.53$  .m

$f'c$ : Resistencia característica del Hormigón.

$m_n= 0.106$  Mn.m /  $1.00$  m x  $0.53^2$  m x  $25$  Mn/m<sup>2</sup>=  $0.015$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

$f'c$ (MPA)	$\leq 25$	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$K_z= 0.9910,$      $z= K_z \times d = 0.9910 \times 0.530$  m =  $0.525$  m

$$K_c = 0.0211 \quad c = K_c \times d = 0.0211 \times 0.530 \text{ m} = 0.0112 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.134 > 0.005$$

$$A_n = M_n / z \cdot f_y$$

$$A_n = (0.106 \text{ Mn.m} / 0.530 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 4.77 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.40 \times 100 \times 53 / 420 = 17.67 \text{ cm}^2$$

Se adopta armadura principal en 1 capas **9 Ø 16**.

La armadura total dispuesta es de 18.09 cm<sup>2</sup>.

b) Dimensionamiento de la Viga de Pórtico al corte y a torsión.

$$f'_c = 25 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$V_u = 46.60 \text{ T}, 0.466 \text{ Mn.}$$

Coefficiente de resistencia a corte en vigas:  $\phi = 0.75$

$$V_n = V_u / \phi = 0.6214 \text{ Mn.}$$

$$\tau = \frac{Q_{\max}}{b \cdot d} < \tau_{LIM} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} =$$

$$\zeta = 0.6214 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.53 \text{ m} = 1.173 \text{ Mn} / \text{m}^2$$

$$\zeta_{lim} = 5/6 \times 30^{1/2} = 4.56 \text{ Mn} / \text{m}^2 \quad \zeta < \zeta_{lim} \text{ Verifica.}$$

$$T_u = 13.40 \text{ T}, 0.1340 \text{ Mn.}$$

Coefficiente de resistencia a torsión en vigas:  $\phi = 0.75$

$$T_n = T_u / \phi = 0.179 \text{ Mn.}$$

$$p_h = (1.00 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) \times 2 + (0.60 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) \times 2 = 2.80 \text{ m}$$

$$A_{oh} = (1.00 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) \times (0.60 \text{ m} - 0.05 \text{ m} \times 2) = 0.45 \text{ m}$$

$$\tau_{\max} = \sqrt{\left(\frac{V_u}{b \cdot d}\right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot p_h}{1.70 \cdot A_{oh}^2}\right)^2} \leq \tau_{LIM} = \frac{5}{6} \sqrt{f'_c} =$$

$$\zeta_{\max} = 1.40 \text{ Mn}$$

$$\zeta_{lim} = 5/6 \times 30^{1/2} = 4.56 \text{ Mn} / \text{m} \quad \zeta < \zeta_{lim} \text{ Verifica.}$$

$$A_t = \frac{T_n}{2A_o \cdot f_{yv} \cdot \cot g\theta} = (\text{cm}^2 / \text{m})$$

$$A_o = 0.85 \times A_{oh} = 0.3825 \text{ m}$$



$$A_t = (0.179 \text{ Mn} / 2 \times 0.3825 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2 \times 1) \times 10.000 = 5.571 \text{ cm}^2/\text{m}. \text{ Por rama.}$$

Como armadura longitudinal nos queda.

$$A_l = \frac{A_{st}}{s} \cdot Ph \cdot \frac{f_{yv}}{f_{yl}} \cdot \cot g\theta = (\text{cm}^2 / \text{m})$$

$$A_l = 5.571 \text{ cm}^2/\text{m} \times 2.80 \text{ m} = \mathbf{15.60 \text{ cm}^2}. \text{ Introducir en el perímetro}$$

Donde:

Vc: Contribución del hormigón.  $1/6 \times f'c^{1/2} \times b \times d$ .

f'c: Resistencia Característica del hormigón.

b: Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

$$V_c = 1/6 \times 25^{1/2} \times 1.00 \text{ m} \times 0.53 \text{ m} = 0.442 \text{ Mn.}$$

$$V_s = (V_n + V_t) - V_c = 0.6214 \text{ Mn} - 0.442 \text{ Mn} = 0.1794 \text{ Mn.}$$

$$A_{s_{\text{corte}}} / s = 0.1794 \text{ Mn.} / (420 \text{ Mn/m}^2 \times 0.53 \text{ m}) \times 10.000 = 8.06 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s_{\text{torsión}}} / s = (5.571 \text{ cm}^2/\text{m} \times 4 \text{ ramas}) = 22.29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{\text{total}} = 30.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Se adopta entonces **1  $\phi$  12 cada 0.14 m, de 4 ramas.**

c) Dimensionamiento de la Viga de Pórtico a flexo torsión - Arriba

$$f'c = 25 \text{ MPA}$$

$$f_y = 420 \text{ MPA}$$

$$M_u = 53.07 \text{ Tm}, 0.5307 \text{ Mn.m}, N_u = -4.27 \text{ T}, -0.0427 \text{ T},$$

$$y_e = 0.60/2 \text{ m} - 0.05 \text{ m} - 0.01 = 0.24 \text{ m}$$

Coefficiente de resistencia a flexión en losas:  $\phi = 0.90$

$$M_n = M_u / \phi = 0.5897 \text{ Mn.m} \quad N_n = N_u / \phi = -0.0475 \text{ Mn.} \quad M_e = M_n - N_n \cdot y_e = 0.6011 \text{ Mn.m.}$$

Ancho de Viga: 1.00 m. Recubrimiento 5.00 cm.

Se determinará el coeficiente  $m_n$ .

$$m_n = M_e / b \cdot d^2 \cdot f'c; \text{ Coeficiente adimensional, Donde:}$$

Me: Momento nominal mayorado.

b: Ancho de la sección, en este caso 1.00 m.

d: Distancia entre el eje de armaduras y fibra superior o inferior.

d: 0.60 m-0.05 m-0.01 m= 0.53 .m

f'c: Resistencia característica del Hormigón.

$$m_n = 0.6011 \text{ Mn.m} / 1.00 \text{ m} \times 0.53^2 \text{ m} \times 25 \text{ Mn/m}^2 = 0.0856$$

En base a la resistencia característica del hormigón determinamos el coeficiente  $\beta$ . (Tabla 12).

f'c(MPA)	<=25	30	35	40	45	50	60
$\beta_1$	0.850	0.832	0.796	0.760	0.724	0.688	0.650

Tabla 12 –Coeficiente  $\beta$  para el hormigón.

$$K_z = 0,5 + 0,5 \cdot \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}} \quad K_c = \frac{1}{\beta} \cdot (1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}}) \quad \epsilon_s = \frac{3(1 - K_c)}{K_c}$$

$$K_z = 0.9468, \quad z = K_z \times d = 0.9468 \times 0.530 \text{ m} = 0.5018 \text{ m}$$

$$K_c = 0.1252 \quad c = K_c \times d = 0.1252 \times 0.530 \text{ m} = 0.0665 \text{ m}$$

$$\epsilon_s = (3 \times (1 - K_c)) / K_c \times 1/1000 = 0.0209 > 0.005$$

$$A_n = M_n / z \cdot f_y.$$

$$A_n = (0.6011 \text{ Mn.m} / 0.530 \text{ m} \times 420 \text{ Mn/m}^2) \times 10.000 = 27.01 \text{ cm}^2.$$

$$A_{min} = 1.40 \times 100 \times 53 / 420 = 17.67 \text{ cm}^2.$$

$$A_{total} = A_{Flexión} + A_{Torsión} = 21.01 \text{ cm}^2 + 15.60 \text{ cm}^2 = 36.61 \text{ cm}^2.$$

Se adopta armadura principal en 1 capas **12  $\phi$  20, arriba y en el perímetro.**

La armadura total dispuesta es de 37.68 cm<sup>2</sup>.

d) Dimensionamiento armadura de piel en la Viga de Pórtico.

La armadura es piel es tomada con **3  $\phi$  20** a cada lado, proveniente de la armadura a torsión.

e) Dimensionamiento de las pilas-Armadura Principal y Corte.

$\gamma=0.90$ : Relación entre las dimensiones y la posición de los estribos.

D: Diámetro de la pila: 0.60 m. Con lo cual se reduce en 20 cm el adoptado (0.80m).

$M_{ux} = 0.1039 M_n.m$ ,  $M_{uy} = 0.1193 M_n.m$ ,  $P_u = 0.9423 M_n$ .

$\rho$ : Cuantía:  $A_h/A_s = 0.01$

Se toma como armadura principal, **12  $\varnothing$  20.  $A_s = 37.68 \text{ cm}^2$**

Se toma como armadura de corte, **1  $\varnothing$  8 cada 0.15 m.**

#### 4.7.3 Elementos de contención de taludes. (Tierra Armada).

Los sistemas de muro con Tierra Armada, son muy utilizados últimamente como elemento de cierre lateral y muro de contención, por su tecnología y rápida ejecución. El sistema está compuesto por paneles de cierre, que son el elemento de terminación del muro, los flejes o armaduras, y el material de relleno.

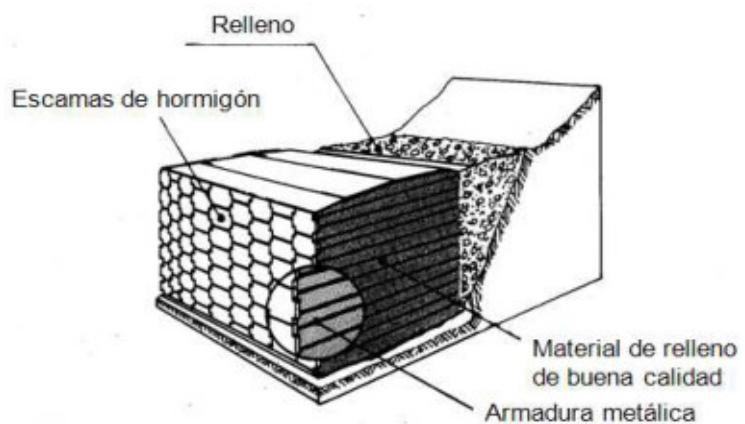


Figura 130 – Esquema general.

Los paneles o escamas de hormigón son paneles pre moldeados con un espesor de 163 mm y poseen una forma de cruz. Las dimensiones de los paneles es de 1.50 metros de altura y 1.70 metros de ancho. Posee labios para el calce del panel superior y prevé espacios para juntas horizontales. Los paneles traen incorporados los arranques de los flejes o armaduras (elemento de amarre) a través de cuatro sujetadores metálicos. La

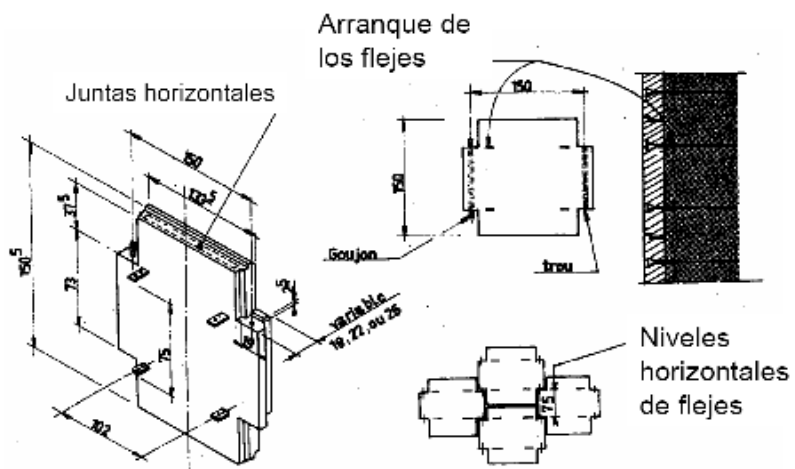


Figura 131 – Detalles del conjunto.

forma de colocación de los paneles es en forma intercalada, brindando una terminación con dibujos y simetría.

El principio de funcionamiento de esta tecnología, se basa en tres puntos principales:

- Las armaduras trabajan a tracción.
- El relleno trabaja a compresión.
- El rozamiento armadura-relleno funciona como “unión”.

Este último punto es el mecanismo fundamental del sistema de Tierra Armada. El relleno se compone de dos partes: una llamada “*zona activa*” y la otra “*zona resistente*”. En la zona activa son predominantes los esfuerzos de tracción que son resistidos por las armaduras, es decir que el suelo empuja sobre los flejes. En la zona resistente, los esfuerzos predominantes son de corte y son absorbidos por la adherencia del suelo-armadura, es decir que el suelo detiene los flejes.

Después de esto, se entiende que los dos principales elementos estructurales son el relleno y las armaduras, ya que los paneles no juegan un papel estructural. Es por esto que el material de relleno debe cumplir ciertos requerimientos.

Estos criterios se refieren a la consideración de los siguientes puntos:

- Asegurar un rozamiento suficiente de la armadura:

Se debe mantener una proporción de finos en el suelo con valores menores a los 80 mm, en un 15 %. El ángulo de rozamiento suelo-armadura debe ser mayor a 22° si se trata de armadura lisa, y mayor de 25° en caso de utilizar armaduras de alta adherencia. El ángulo de fricción interna del suelo debe ser mayor a 35°.

- Evitar la corrosión de la armadura:

Los sistemas de tierra armada pueden ejecutarse en suelo seco o bajo niveles de la capa freática, en un medio de agua dulce. Para cada uno de estos casos se tienen consideraciones diferentes. El caso del túnel en cuestión, se tiene una profundidad de 5.25 metros, alejado de los valores de referencia en estudio de suelos y en excavaciones anteriores. Por lo que el suelo será de condición seco, y para este caso deberá tener una resistividad mayor a 1000 por centímetro de armadura, un valor de pH entre 5 y 10, el contenido de sales solubles debe ser menor a 200 mg por kilogramo de suelo para cloru-

ros, y menor a 1000 mg por kilogramo de suelo para sulfatos. En cuanto contenidos de sulfatos debe ser menor de 300 mg por kilogramo de suelo.

- Asegurar una puesta en obra factible:

Para asegurar la facilidad de ejecución, el material de relleno no debe tener partículas mayores a 250 mm.

Hasta aquí, algunas especificaciones acerca de los principales puntos del sistema de tierra armada. Resta realizar los cálculos para saber las dimensiones de las armaduras necesarias y la longitud de las mismas.

En la actualidad existen nuevas aplicaciones y se han desarrollado nuevos materiales en base a polímeros, que resultan tan resistentes como el acero de las armaduras y tienen mayor vida útil. En las construcciones recientes de muros con Tierra Armada se ha reemplazado la tradicional armadura por bandas de polietileno.

Consiste en cintas de polietileno reforzadas con fibras de poliéster de alta resistencia de 9 centímetros de ancho, suficiente para resistir los esfuerzos de adherencia, optimizando su funcionamiento por tener las mismas, una superficie de terminación rugosa. De este modo se deja de tener el problema de la corrosión de las armaduras, ya que el polietileno conserva su resistencia bajo cualquier condición, y no se degrada con el tiempo en medios orgánicos. Por eso su vida útil es mucho mayor y cumple la función de la misma manera. Además presenta otra ventaja que es sin dudas la de mayor importancia. Al poder realizar el anclaje por medio de cintas de polietileno, se puede realizar un entrelazado hacia una barra de acero sujeta a una cierta distancia, disminuyendo los volúmenes de suelo



Figura 132 – Puesta en obra.



Figura 133 – Puesta en obra.

a remover, obteniendo una construcción más económica. De este modo el proceso de ejecución es mucho más rápido aún, y los costos se ven disminuidos.

La barra de anclaje debe ser calculada a los esfuerzos que ejerce la cinta sobre la barra. A su vez, esta barra debe ser fijada al suelo con clavos para evitar el arrastre. Según especificaciones técnicas, se debe colocar una barra de acero de Ø 25 mm para anclaje a una distancia mínima de 1.50 metros para asegurar un correcto trabajo de adherencia de la cinta y el suelo. En el caso del túnel en estudio, se colocará una barra de acero a una distancia de 2.00 metros desde la escama o panel. Se colocarán clavos para fijación de la barra cada 1.00 metros de separación y los mismos deberán tener una cara plana para mejorar la eficacia del sistema.

La altura entre cada lecho de relleno es de 0.73 metros y viene dada por la separación entre los anclajes del panel prefabricado. Es decir que se tendrá una barra de Ø 25 mm cada 0.73 metros, pudiendo usar un clavo único para todas las barras.

El uso del sistema da una visual agradable a los vehículos que circulan por la carretera. Además es de fácil puesta en obra y satisface innumerablemente la estabilidad de taludes.

#### 4.8 Diseño de la infra-estructura.

##### 4.8.1 Cálculo de pilotes y cabezales

Las cimentaciones serán pilotes de hormigón armado con cabezales. Transmitirán las cargas de las columnas al suelo. Se calculará a continuación la cantidad de pilotes necesarios por columnas y sus dimensiones. Luego se dimensionará el cabezal correspondiente. El Reglamento no hace referencia especial ni especificaciones para las fundaciones del puente.

En cuanto al estudio de suelo de tomará como referencia un estudio realizado en la ciudad de Venado Tuerto por el Ing. Carlos Bessone.

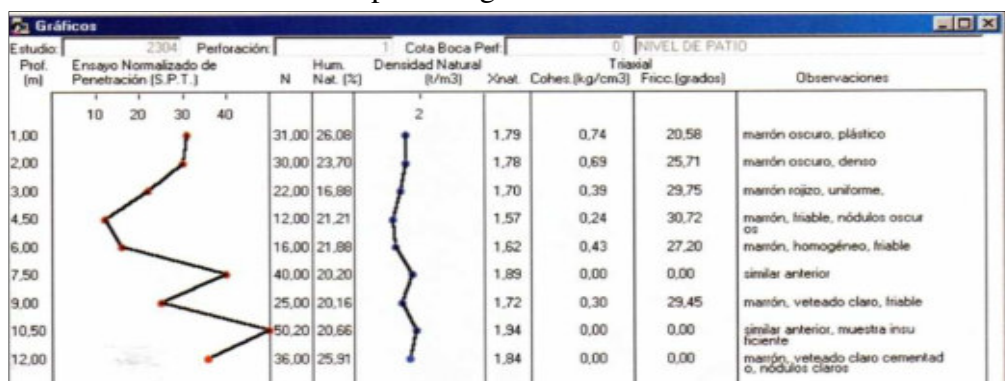


Figura 134 – Estudio de suelo en zona aledaña.

## 4.8.2 Dimensionamiento de pilotes y cabezales.

*Cálculo de pilotes y cabezal pila intermedia y extremas.*

Para el dimensionamiento de las cimentaciones, se utilizarán los siguientes datos. Se propone realizar las cimentaciones con pilotes “in situ” de hormigón armado. Se utilizará un coeficiente de seguridad  $\phi = 3.00$  El inicio de los pilotes es en la cota -0.50 metros tomando la referencia el nivel del terreno natural. La carga solicitante para la pila intermedia y caballete es aquella proveniente del cálculo la meso-estructura sin contemplar el coeficiente de impacto.

$$\emptyset_{\text{pilote}} = 0.60 \text{ m}$$

Para este diámetro, el pilote debe trabajar dentro del estrato al menos una profundidad H. Se propone una profundidad de pilote (h), siendo ésta la altura del pilote propiamente dicha.

$$H = 5 \times \emptyset = 5 \times 0.60 \text{ m} =$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$

$$P = 155.39 \text{ T} = 1.5539 \text{ MN} \quad h = 9.00 \text{ m} \quad \text{Cota } -9.50 \text{ m}$$

Con la estratigrafía mostrada en la Figura 132, vamos a determinar la capacidad de carga del pilote, para luego estimar el grupo de pilotes y el correspondiente cabezal. El método de cálculo corresponde a Brick Hansen. Determinaremos primeramente la capacidad de carga del pilote.

$$A_p = \pi \emptyset^2 / 4$$

$$A_p = \pi (0.60 \text{ m})^2 / (4 \times 100) = A_p = 0.2827 \text{ m}^2$$

$$A_l = \pi \emptyset = \pi \times 0.60 \text{ m} = A_l = 1.885 \text{ m}^2$$

Para  $h = 9.00 \text{ m}$ , el valor de cohesión  $C = 3.00 \text{ T/m}^2$ . Luego aplicando la ecuación de Capacidad de Carga por punta se tendrá.

$$Q_p = A_p \left[ c \cdot N_c + \sum (\gamma' \cdot D_f) \cdot N_q \right] S_c D_c$$

$$\text{Donde apoya el pilote: } \phi = 29.45 \text{ y } C = 3.00 \text{ T/m}^2$$

Tang  $\phi / 1.20 = 0.4705$ .  $\phi' = 25.198$ . Con este valor entramos en la tabla de factores de capacidad de carga y determinamos  $N_c$  y  $N_q$ .  $N_c = 20.72$  y  $N_q = 10.66$ .  $S_c D_c$  de-

pende de la relación entre la longitud del pilote y el diámetro, y el ángulo de fricción interna.  $L/d = 9.00 \text{ m} / 0.60 \text{ m} = 15$   $\phi' = 25.198$   $ScDc = 2.14$

$$Q_p = 0.2827 \text{ m}^2 \times \{ (3.00 \text{ T/m}^2 \times 20.72 + ((1.79 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m}) + (1.78 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m}) + (1.70 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m}) + (1.57 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m}) + (1.62 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m}) \times (1.89 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m}) \times (1.72 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m})) \times 10.66 \} \times 2.14 = \mathbf{137.37 \text{ T}}$$

De la misma manera calculamos la capacidad de carga a fricción.

$$Q_f = A_f \cdot (\alpha \cdot c + k \cdot \gamma' \cdot z_{\text{medio}} \cdot \tan \delta)$$

Donde  $\alpha$  y  $k = 1$ ,  $\text{Tang } \delta = 2/3 \phi_i$

$$\phi_1 = 2/3 \times 20.58 = 13.72, \phi_2 = 2/3 \times 25.71 = 17.14, \phi_3 = 2/3 \times 29.75 = 19.84, \phi_4 = 2/3 \times 30.72 = 20.48, \phi_5 = 2/3 \times 27.20 = 18.14, \phi_6 = 0, \phi_7 = 2/3 \times 29.75 = 19.84.$$

$$C_1 = 0.90 \times 7.40 \text{ T/m}^2 = 6.66 \text{ T/m}^2, C_2 = 0.90 \times 6.90 \text{ T/m}^2 = 6.21 \text{ T/m}^2, C_3 = 0.90 \times 3.90 \text{ T/m}^2 = 3.51 \text{ T/m}^2, C_4 = 0.90 \times 2.40 \text{ T/m}^2 = 2.16 \text{ T/m}^2, C_5 = 0.90 \times 4.30 \text{ T/m}^2 = 3.87 \text{ T/m}^2, C_6 = 0.00 \text{ T/m}^2, C_7 = 0.90 \times 3.00 \text{ T/m}^2 = 2.70 \text{ T/m}^2,$$

$$\gamma_1 \times z_{1\text{medio}} = 1.79 \text{ T/m}^3 \times 1.00/2 \text{ m} = 0.895 \text{ T/m}^2, \gamma_2 \times z_{2\text{medio}} = (1.79 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m} + 1.78 \text{ T/m}^3 \times 0.5 \text{ m}) \times 0.75 = 2.01 \text{ T/m}^2, \gamma_3 \times z_{3\text{medio}} = (1.78 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m} + 1.70 \text{ T/m}^3 \times 0.5 \text{ m}) \times 0.75 = 1.97 \text{ T/m}^2, \gamma_4 \times z_{4\text{medio}} = (1.70 \text{ T/m}^3 \times 1.00 \text{ m} + 1.57 \text{ T/m}^3 \times 0.75 \text{ m}) \times 0.75 = 2.16 \text{ T/m}^2, \gamma_5 \times z_{5\text{medio}} = (1.57 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m} + 1.62 \text{ T/m}^3 \times 0.75 \text{ m}) \times 0.75 = 2.68 \text{ T/m}^2, \gamma_6 \times z_{6\text{medio}} = (1.62 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m} + 1.89 \text{ T/m}^3 \times 0.75 \text{ m}) \times 0.75 = 2.89 \text{ T/m}^2, \gamma_7 \times z_{7\text{medio}} = (1.89 \text{ T/m}^3 \times 1.50 \text{ m} + 1.72 \text{ T/m}^3 \times 0.75 \text{ m}) \times 0.75 = 3.09 \text{ T/m}^2.$$

$$Q_f = 1.88 \text{ m} \times \{ (6.66 + 0.895 \times \text{Tg } 13.72) \times 1.00 + (6.21 + 2.01 \times \text{Tg } 17.14) \times 1.00 + (3.51 + 1.97 \times \text{Tg } 19.84) \times 1.00 + (2.16 + 2.16 \times \text{Tg } 20.48) \times 1.50 + (3.87 + 2.68 \times \text{Tg } 18.14) \times 1.50 + (0 + 2.89 \times \text{Tg } 0) \times 1.50 + (2.70 + 3.09 \times \text{Tg } 19.84) \times 1.50 \} = \mathbf{67.04 \text{ T}}$$

Por lo tanto la capacidad de carga admisible del pilote será:

$$N_{\text{adm}} = (137.37 \text{ T} + 67.04 \text{ T}) / 3 = \mathbf{68.13}$$

Esta es la carga que puede tomar cada pilote, debido a las características de suelo y las dimensiones propuestas. La cantidad de pilotes necesaria es:

$$n = P / N_{\text{adm}} =$$

$$n = 155.39 \text{ T} / 68.13 \text{ T} = 2.28 \text{ pilotes}$$

$$\mathbf{n = 3 \text{ pilotes}}$$



Por lo tanto se adoptan para cada columna, tres pilotes de hormigón armado de Ø 0.60 metros y 9.00 metros de profundidad, con cota inicial a -0.50 m y cota final a -9.50 m.

Para el dimensionamiento de las armaduras se utilizará la cuantía mínima de  $\rho = 0.01$ .

$$A_{min} = \rho \times A_p =$$

$$A_{min} = 0.01 \times 2827 \text{ cm}^2 =$$

$$\mathbf{A_{min} = 28.27 \text{ cm}^2}$$

Adopto **15 Ø 16** obteniendo una armadura de 30.15 cm<sup>2</sup>. Para el cálculo de los estribos se considerará un recubrimiento de 5 cm. La separación mínima es de 0.20 metros y el diámetro mínimo es de 8. Por lo tanto se adoptan **estribos de Ø 8 c/ 20 cm**.

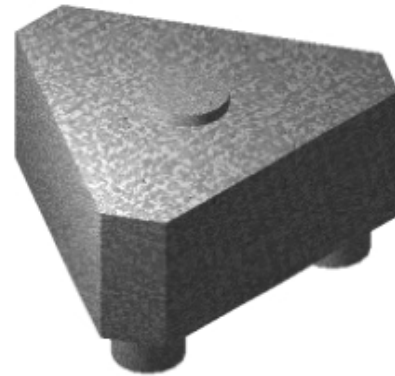


Figura 135 –Sistema pilote-cabezal.

Para el dimensionamiento del cabezal se deberá tomar una separación mínima entre pilos de  $2\phi = 1.20$  metros. Además el borde del cabezal debe estar a 0.20 metros de cualquier pilote. Con esto se tiene un cabezal de 2.20 metros x 2.00 metros para tres pilotes de Ø 0.60 metros, de forma triangular. (Figura 133)

La altura del cabezal o canto vale:

$$d = (l - a/2)$$

Donde “l” es la separación entre ejes de pilotes y “a” es la medida del ancho de la columna.

$$d = (1.20 \text{ m} - 0.80 \text{ m}/2) =$$

$$\mathbf{d = 0.80 \text{ m}}$$

Luego, se debe calcular la tensión en el cabezal por el efecto de las bielas comprimidas de hormigón, y debe verificarse:

$$1.5 \sigma_{pilote} \leq 0.6 \times f_c \times \gamma \quad \text{y} \quad 1.5 \sigma_{columna} \leq 0.6 \times f_c \times \gamma$$

$$d_{pilote} = 0.80 \text{ m}, h = 0.75 \text{ m}, L_{entre \ pilotes} = 1.20 \text{ m}, d_{col} = 0.80 \text{ m}$$

$$\alpha = \arctan \left( \frac{h}{(L/2 - d_{col}/4)} \right) = \arctan \left( \frac{0.75 \text{ m}}{(1.20 / 2 \text{ m} - 0.80 \text{ m} / 2)} \right) = 61.92^\circ.$$

$$\sigma_{cPilote} = \frac{Nd}{n^\circ \cdot A_p \cdot \text{sen}^2 \alpha} = \quad \sigma_{cColumna} = \frac{Nd}{\pi \cdot r_c \cdot \text{sen}^2 \alpha} =$$

$$\sigma_{pilote} = 155.390 \text{ Kg} / 3 \times 2.827 \text{ cm}^2 \times \text{sen}^2 61.92^\circ = 23.53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{columna} = 155.390 \text{ Kg} / 5.030 \text{ cm}^2 \times \text{sen}^2 61.92^\circ = 39.69 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación del pilote:

$$1.5 \sigma_{pilote} \leq 1.50 \times f_c \times 0.60$$

$$1.5 \times 23.53 \text{ Kg/cm}^2 \leq 250 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.60 \times 1/1.50 = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$35.30 \text{ Kg/cm}^2 \leq 100 \text{ Kg/cm}^2$$

Verificación de la columna o pila:

$$1.5 \sigma_{columna} \leq 1.50 \times f_c \times 0.60$$

$$1.5 \times 39.69 \text{ Kg/cm}^2 \leq 250 \text{ Kg/cm}^2 \times 0.60 \times 1/1.50 = 100 \text{ Kg/cm}^2$$

$$59.54 \text{ Kg/cm}^2 \leq 100 \text{ Kg/cm}^2$$

Verifica, buenas condiciones. Ahora se dimensionará la armadura del cabezal.

La armadura perimetral principal vale:

$$U_p = (P / 9d) \times (1-a/2) =$$

$$U_p = [155.39 \text{ T} / (9 \times 80 \text{ cm})] \times (120 \text{ cm} - 80 \text{ cm} / 2) =$$

$$U_p = 17.27 \text{ T}$$

$$A_s = U_p / \sigma_s =$$

$$A_s = 0.1727 \text{ MN} / 240.00 \text{ MN/m}^2 \times 10.000 =$$

$$A_s = 7.20 \text{ cm}^2$$

Se adoptan 4 Ø 16, armadura que actuará como lazo. (Figura 134)

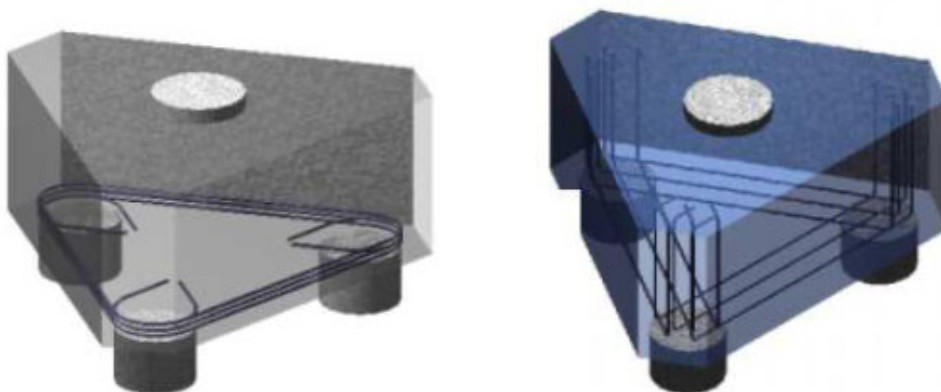


Figura 136 –Armadura tipo lazo.

La armadura secundaria vale:

$$U_m = 0.2 \times U_p =$$

$$U_m = 0.2 \times 17.27 \text{ T} = 3.452 \text{ T}$$

$$A_s = 0.03452 / 240.00 \text{ MN.m}^2 \times 10.000 = \mathbf{1.43 \text{ cm}^2}$$

Se adoptan  $\emptyset 8$  cada 25 cm en cada dirección. Luego se debe disponer de una armadura de piel de  $\emptyset 8$  cada 25 cm. Luego la armadura horizontal vale:

$$A_h = 0.25 A_s =$$

$$A_h = 0.25 \times 7.20 \text{ cm}^2 =$$

$$\mathbf{A_h = 1.80 \text{ cm}^2}$$

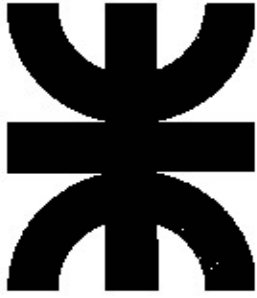
Se adopta 4  $\emptyset 8$ . La armadura superior vale:

$$A_{ss} = A_s / 6 =$$

$$A_{ss} = 7.20 \text{ cm}^2 / 6 =$$

$$\mathbf{A_{ss} = 1.20 \text{ cm}^2}$$

Se adopta 2  $\emptyset 10$ . De esta manera queda dimensionado el cabezal del conjunto de pilotes. Las dimensiones finales son de 2.20 metros por 2.00 metros. La armadura principal es de 4  $\emptyset 16$  y la armadura secundaria de  $\emptyset 8$  cada 25 cm. La armadura horizontal son 4  $\emptyset 8$  y la armadura superior es de 2  $\emptyset 10$ .



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 5**

**ELEMENTOS FINITOS**

**Mauricio Exequiel Revelant**

## 5) DISEÑO DEL PUENTE POR ELEMENTOS FINITOS

### 5.1 Verificación de la estructura por elementos finitos.

El objetivo del capítulo se basa en la verificación de la estructura del puente mediante un software de elementos finitos. En base a los parámetros dados anteriormente se generó la estructura como se puede apreciar. (Figura 137)

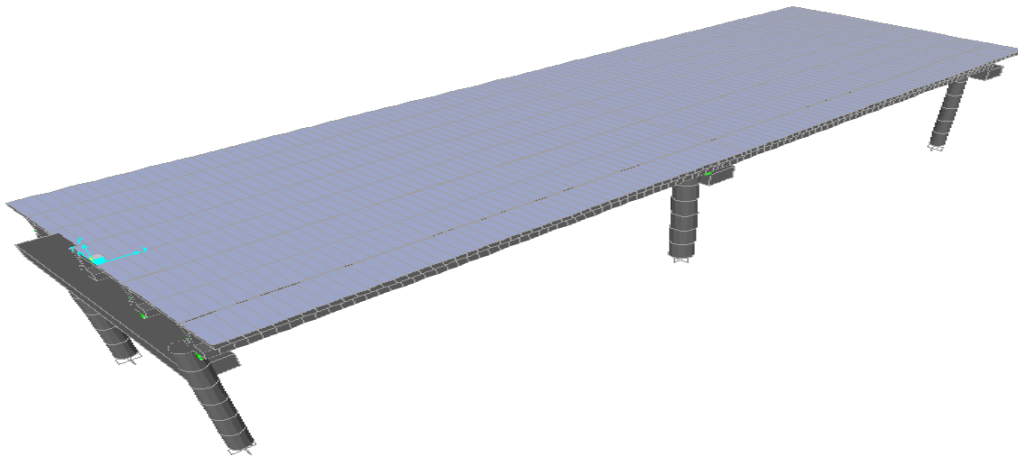


Figura 137-Esquema 3D de la estructura.

Primeramente se cargaron los materiales involucrados, hormigón, acero, etc, luego se cargaron las secciones correspondientes para la super, meso y infraestructura.

Es posible cargar en el soft distintas secciones transversales del puente, en lo que compete a nuestro caso, se generó con vigas postesadas y la losa correspondiente. (Figuras 139, 139 y 140)

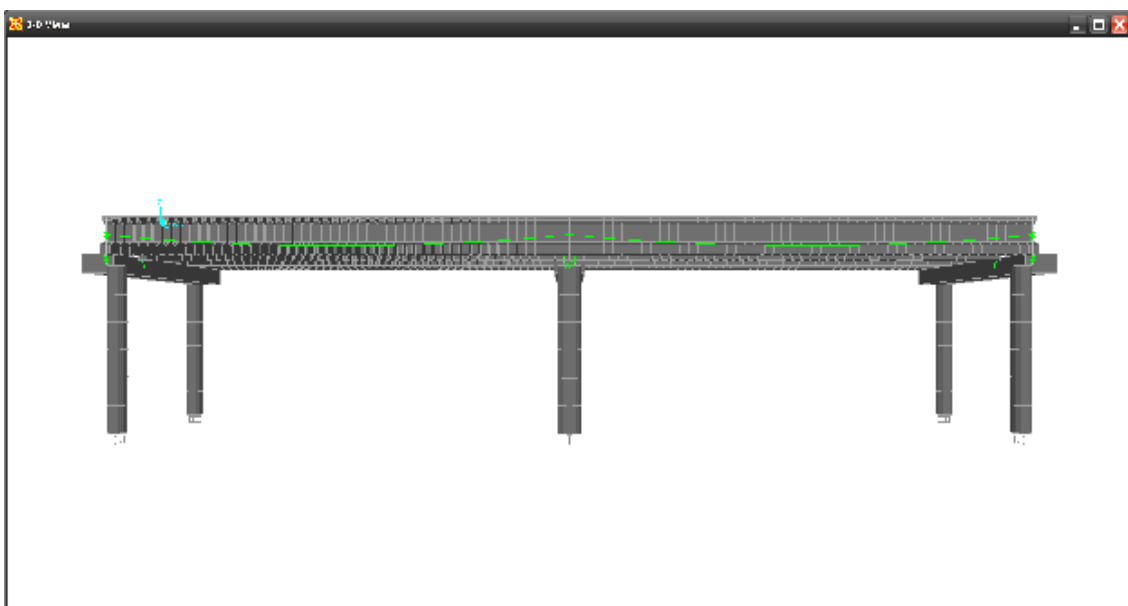


Figura 138-Vista longitudinal del Puente.

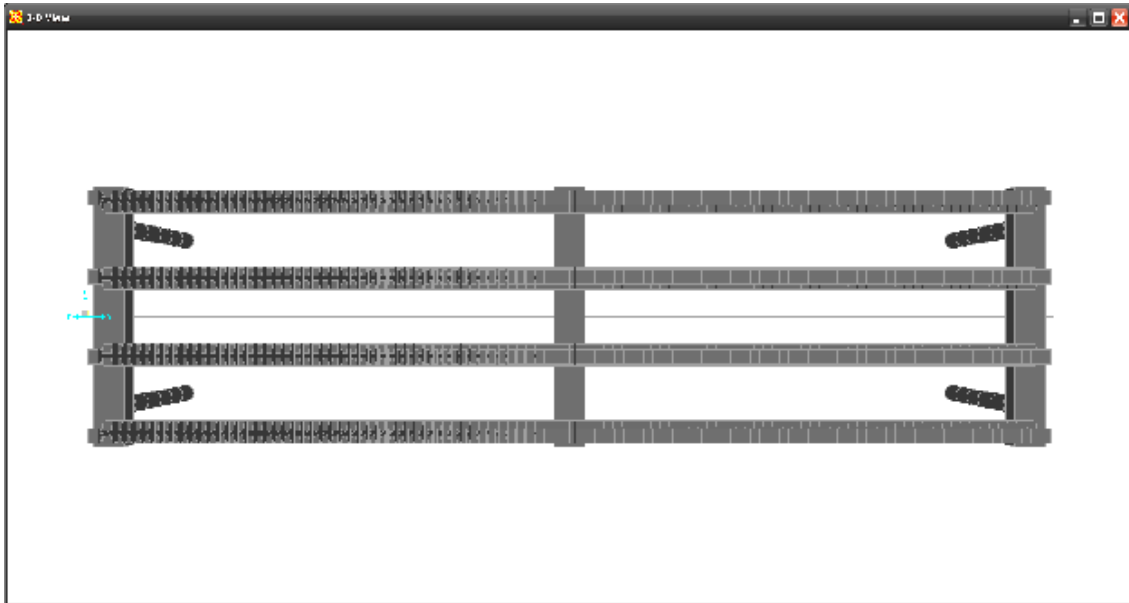


Figura 139-Vista desde arriba.

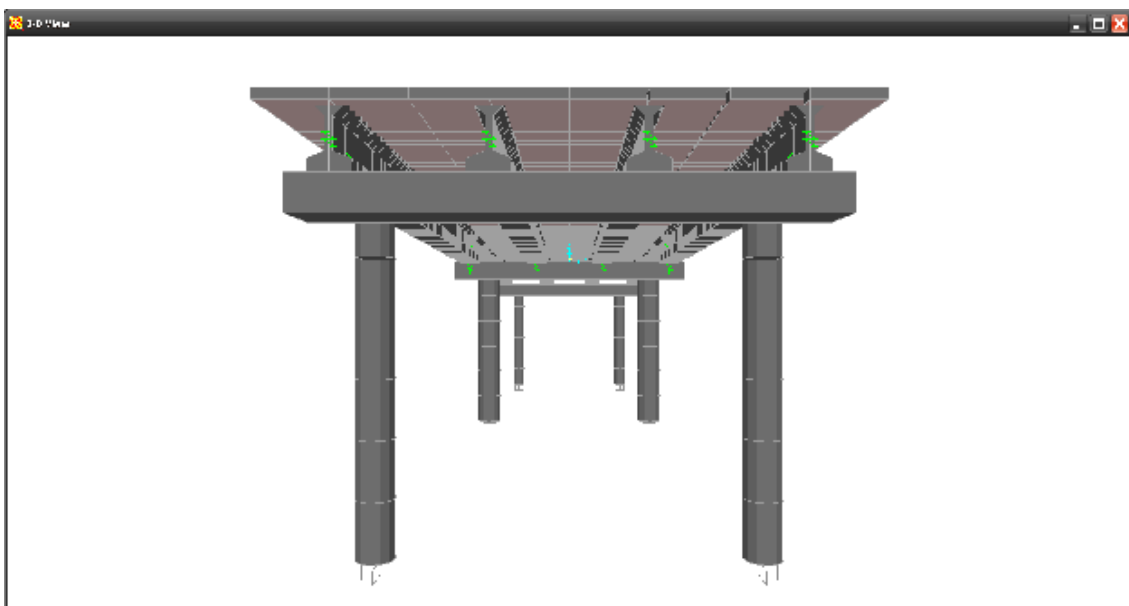


Figura 140-Vista transversal.

Se cargaron también los cables correspondientes a la introducción de los esfuerzos de pretensado, en correspondencia de la parábola calculada y al esfuerzo de cada cable. La Figura 141 muestra el paso baricéntrico de los cables, al igual que el conjunto estructural.

Para determinar los esfuerzos debidos a la sobrecarga el soft se basa en cargas de vehículos según la Norma AASTHO. Esto se traduce en la aplicación de cargas mediante

líneas de cargas y en base al vehículo de carga adoptado.

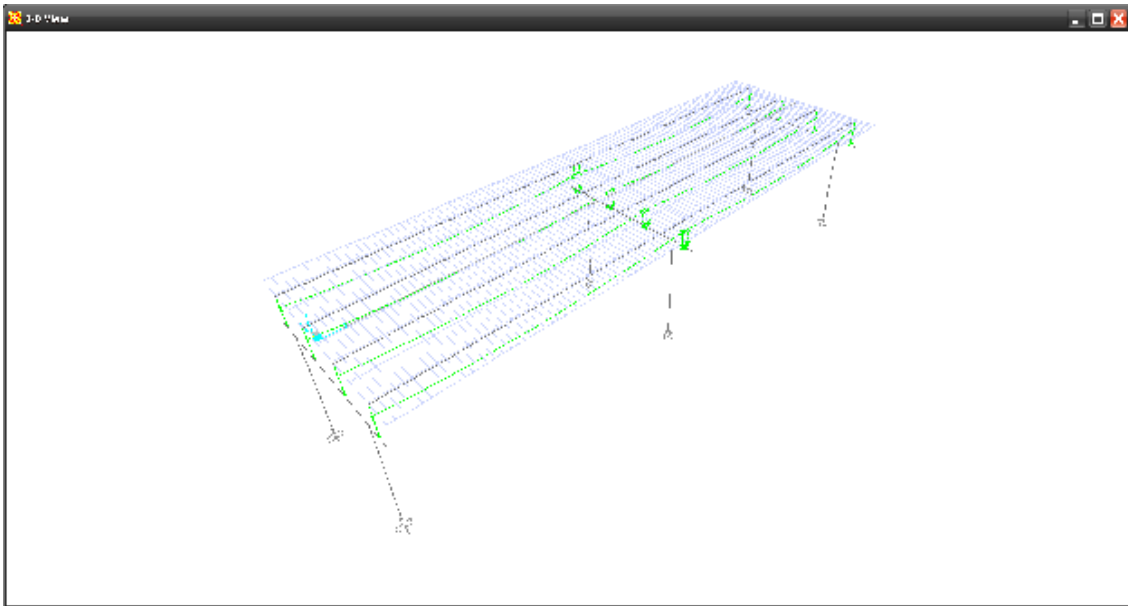


Figura 141-Esquema de cálculo con los cables de Postesado.

Si generamos el archivo de salida del programas podemos visualizar los esfuerzos y deformaciones debido a los pesos propios, pretensado y sobrecarga respectivamente.

Como primera apreciación vemos la deformada debido a los esfuerzos del pretensado. Y como es de intuir se producirá efectos contrarios a las cargas gravitacionales. (Figura 142)

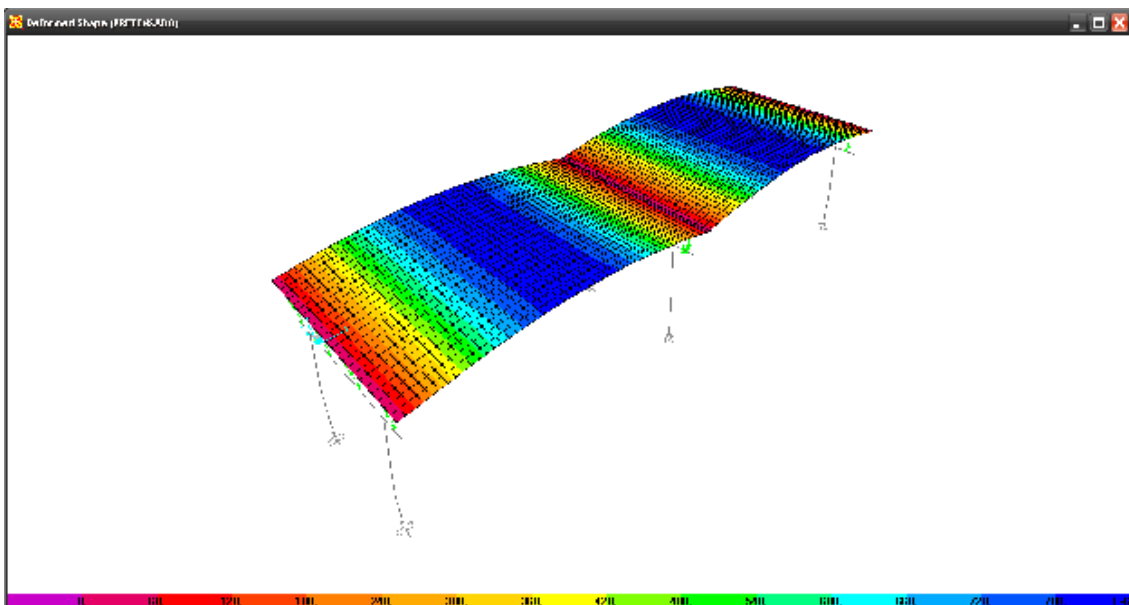


Figura 142-Deformada debido al Postesado.

En la Figura 143 puede verse la deformada debido a la combinación de cargas, dado por el peso propio, pretensado y sobrecarga.

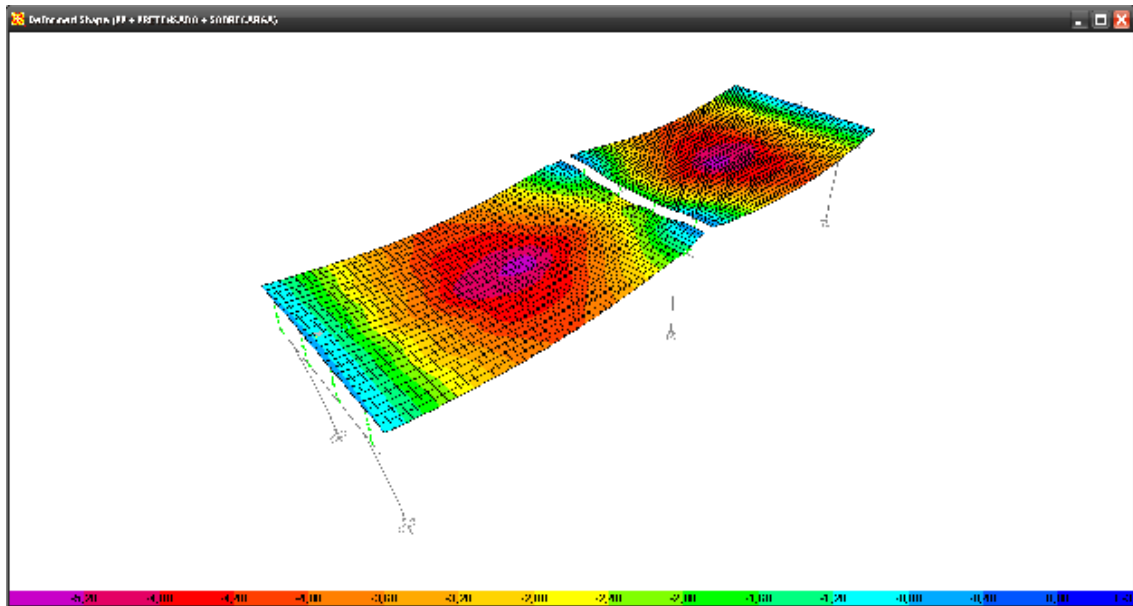


Figura 143-Deformada debido al Peso Propio, Postesado y Sobrecarga.

De manera análoga pueden verse los distintos esfuerzos tanto en una dirección como en la otra. M1-1 (Figuras 144, 145,146 y 147), M2.2 (Figuras 148, 149, 150,151).

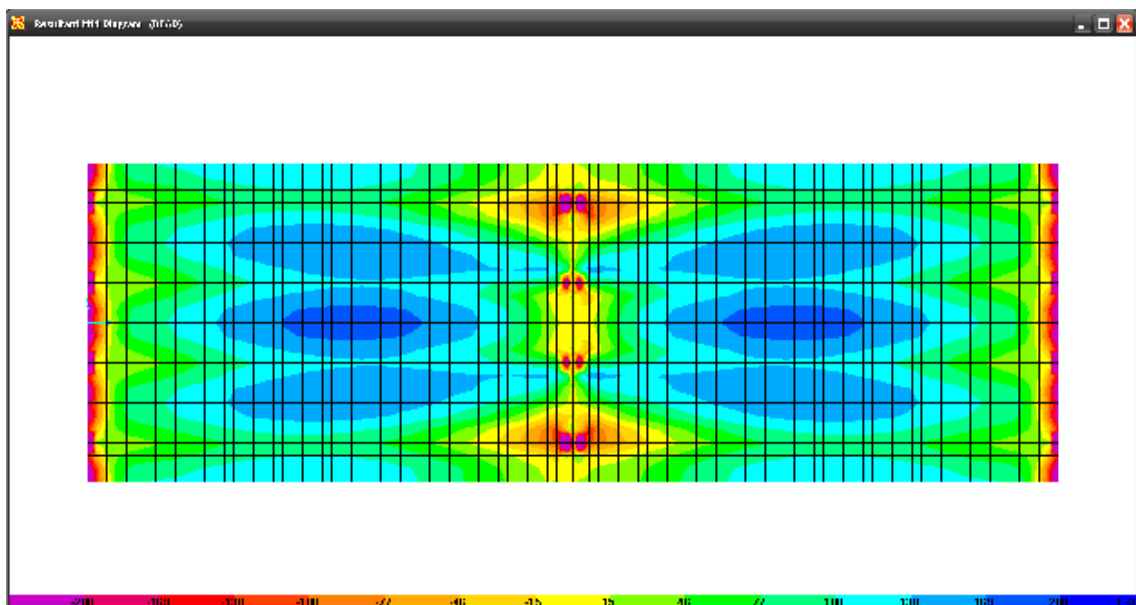


Figura 144-Momento 1-1 debido al Peso Propio.



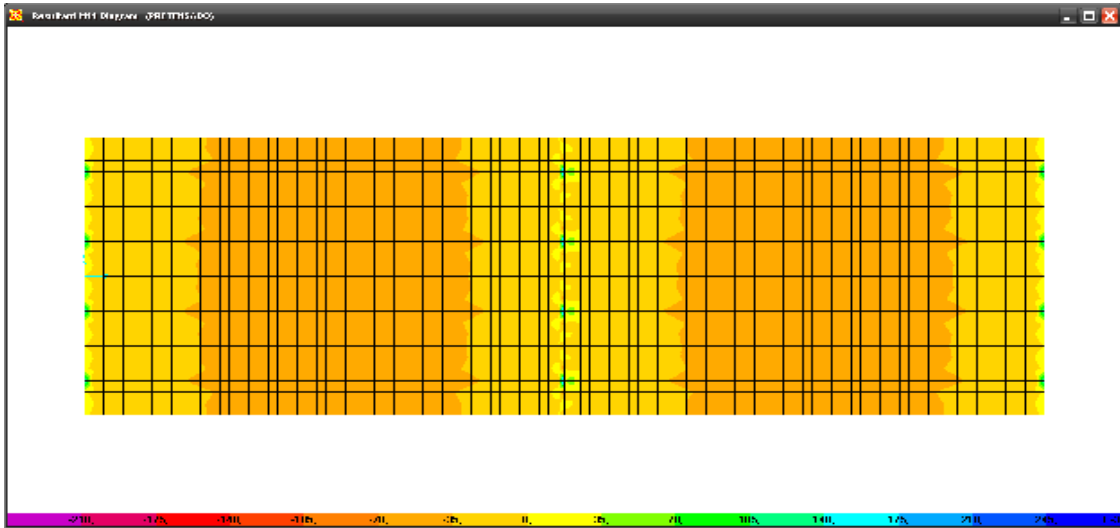


Figura 145-Momento 1-1 debido al Postesado.

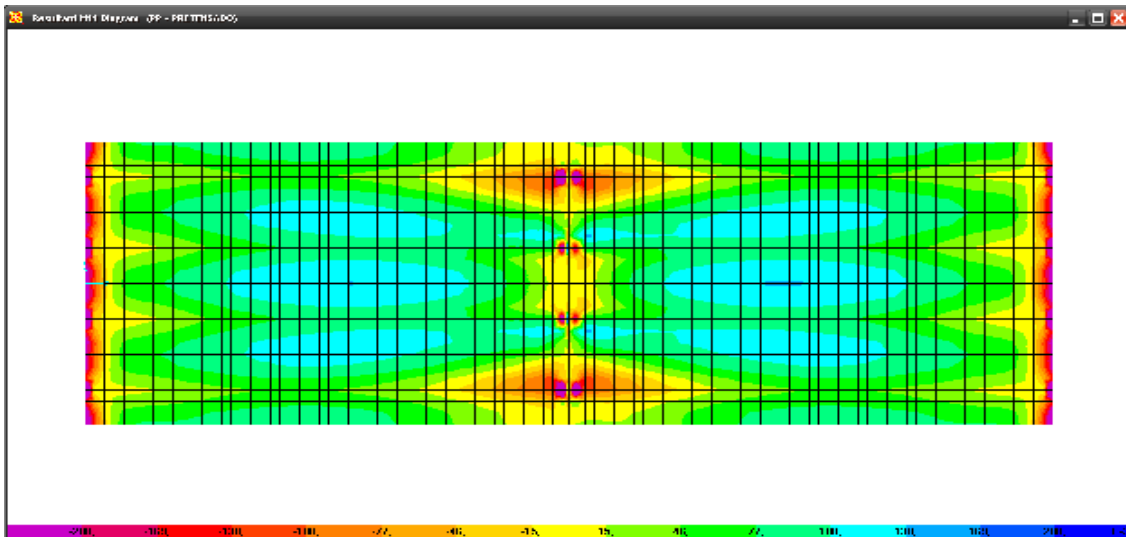


Figura 146-Momento 1-1 debido al Peso Propio, Postesado y Sobrecarga.

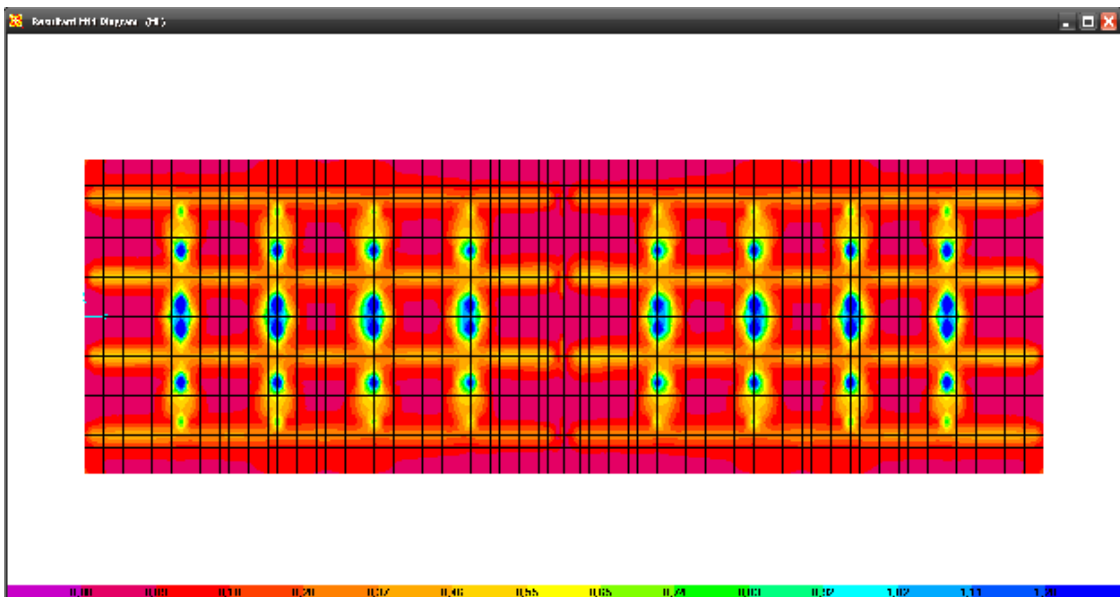


Figura 147-Momento 1-1 debido al Peso Propio, Postesado y Sobrecarga.

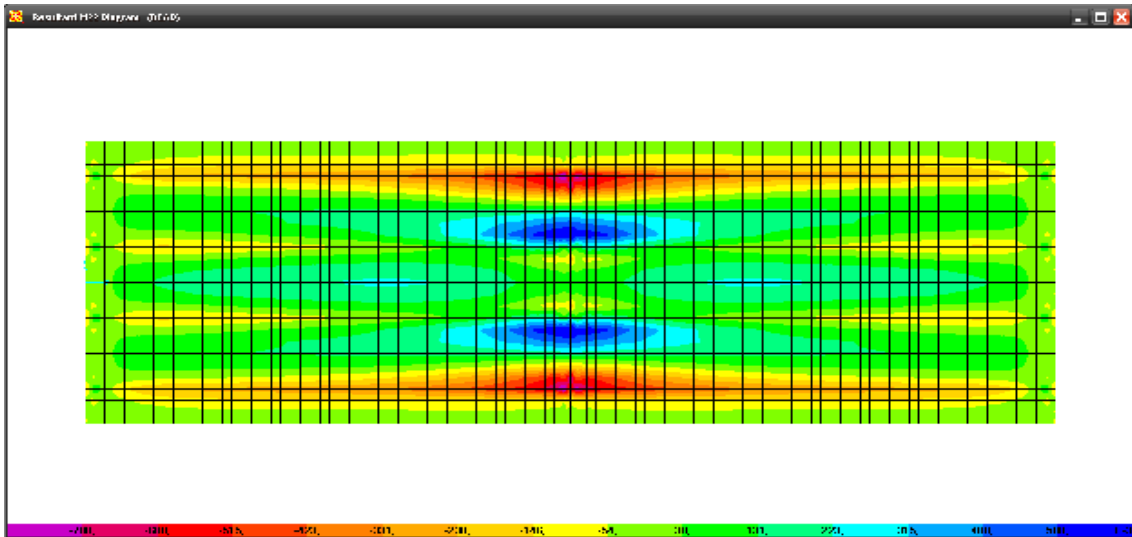


Figura 148-Momento 2-2 debido al Peso Propio.

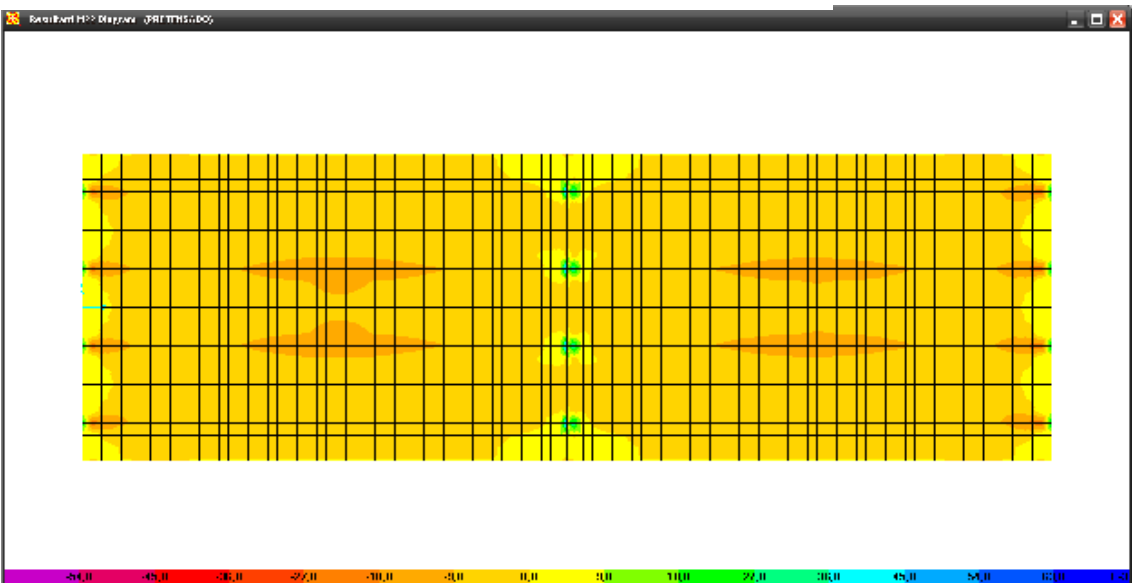


Figura 149-Momento 2-2 debido al Postesado.

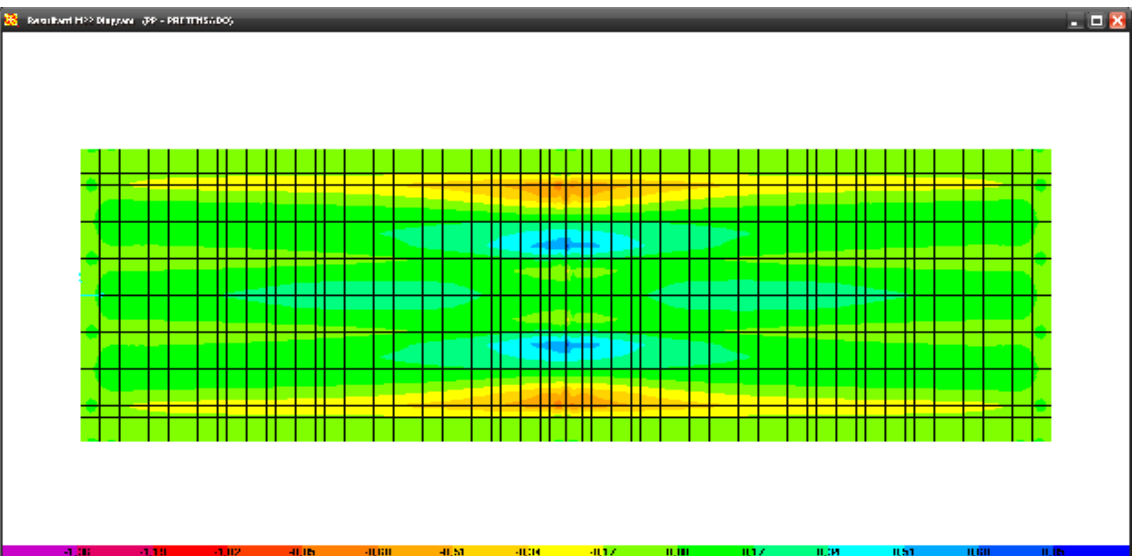


Figura 150-Momento 2-2 debido al Peso Propio y Postesado.

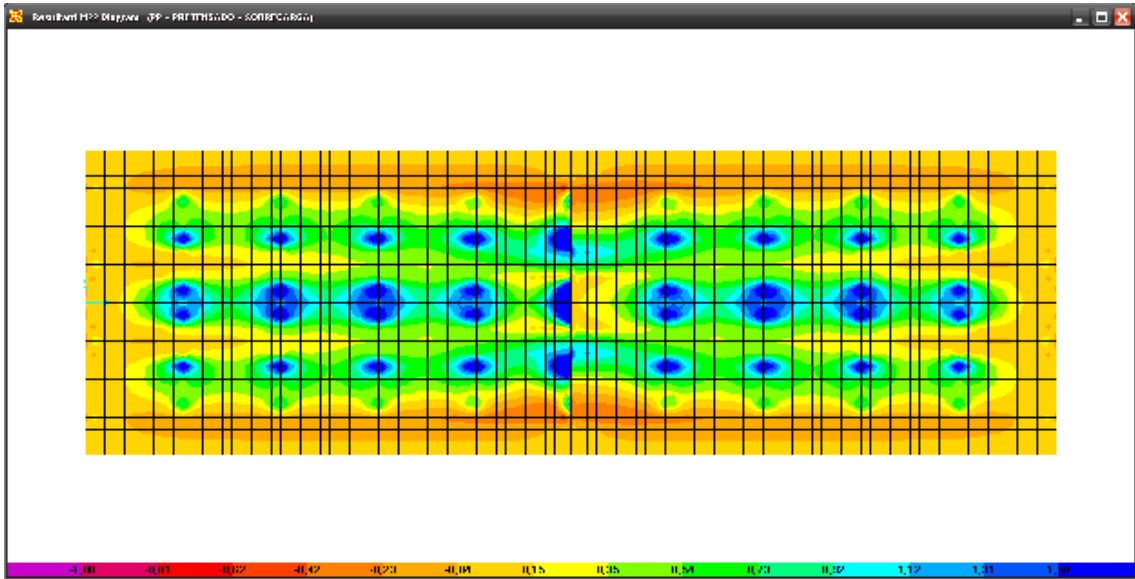


Figura 151-Momento 2-2 debido al Peso Propio, Postesado y Sobrecarga.

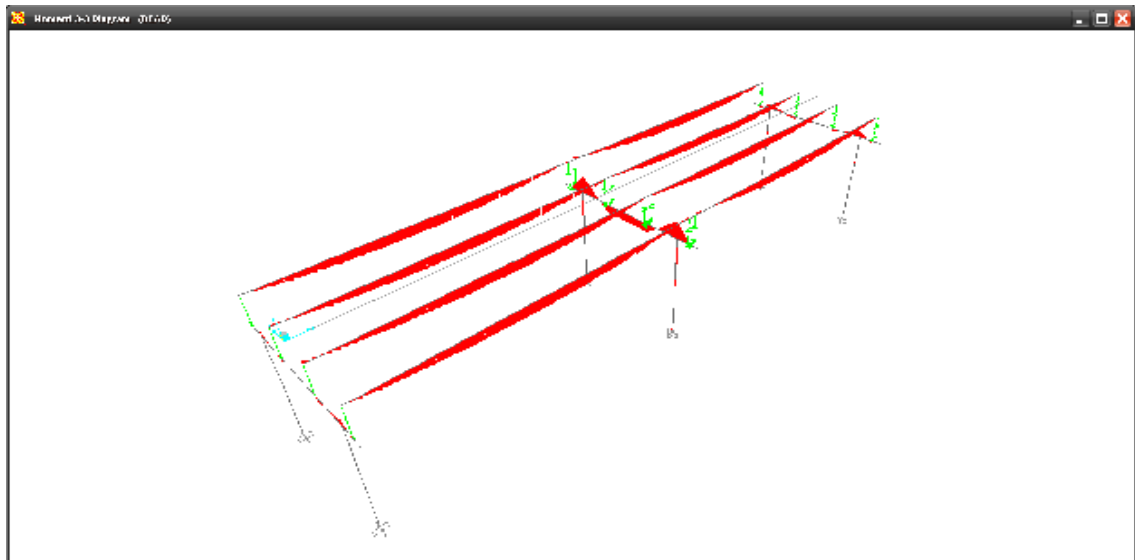


Figura 152-Momento flector en vigas principales y vigas de pórtico, debido al Peso Propio

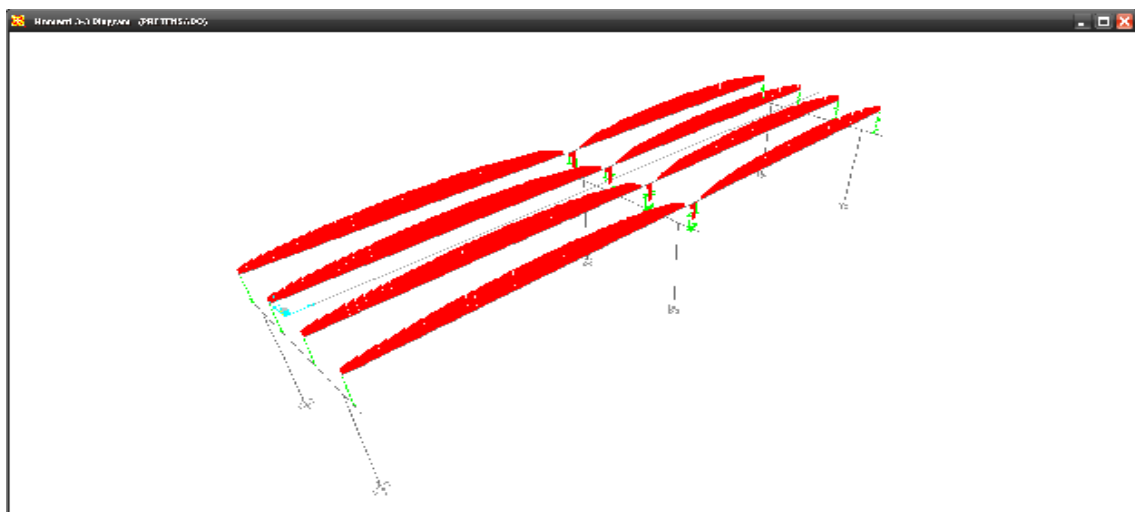


Figura 153-Momento flector debido al Postesado

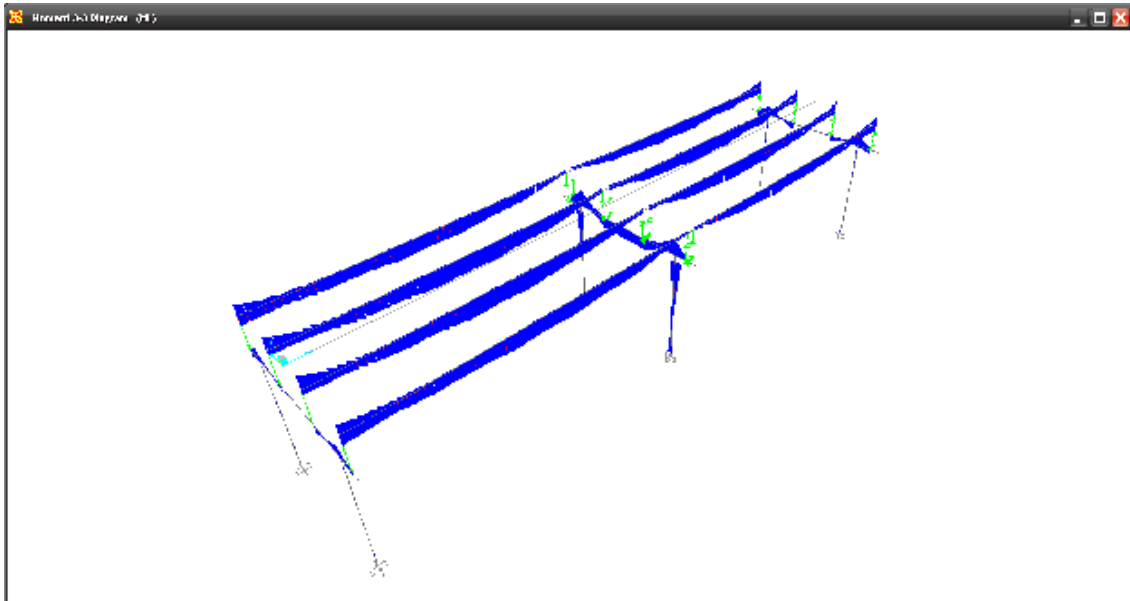
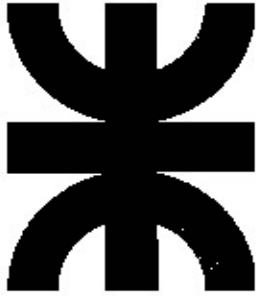


Figura 154-Momento flector debido a la Sobrecarga.

Puede verse en las Figuras 152, 153 y 154 los momentos flectores en las vigas principales, vigas de pórtico y pilas tanto centrales como extremas.

Con lo visto hasta aquí queda demostrado la similitud entre los esfuerzos calculados y los provistos por el software.



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 6**

**DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL**

**Mauricio Exequiel Revelant**

## 6) DISEÑO DEL PAQUETE ESTRUCTURAL.

### 6.1 Número de ejes equivalentes.

El número de ejes equivalentes resulta necesario para el diseño de pavimentos, dicho cálculo se desarrolla sobre la base de los factores destructivos del pavimento, los cuales son determinados a partir de un censo de cargas en donde se realice el pesaje y medida de la presión de llantas de una muestra representativa de vehículos que circulan por la vía objeto de estudio.

Primeramente se definen las categorías de vehículos según condiciones reglamentarias de tránsito en Argentina. (Figura 155)

Categoría 1- vehículo de hasta dos ejes y menos de 2.10 m. de altura.

Categoría.2- vehículo de hasta 2 ejes y más de 2,10m de altura o rueda doble.

Categoría 3- vehículo de más de 2 ejes y hasta 4 y menos de 2,10m de altura o rueda doble.

Categoría 4- vehículo de más de 2 ejes y hasta 4 y de más de 2,10m de altura o rueda doble.

Categoría 5- vehículos de más de 4 ejes y hasta 6 ó rueda doble, vehículos de más de 6 ejes y de más de 2,10m de altura ó rueda doble.






Estaciones de Peaje	Uteq pasantes 2002 (miles)	Tarifa Básica	Tarifa restantes categorías				
		Categ. 1	Categ. 2	Categ. 3	Categ. 4	Categ. 5	
							
							

Figura 155 – Categorías de composición del Tránsito, según Estación de Peaje.

Los resultados de la Prueba de Carreteras AASHTO mostraron que el daño que produce un eje con una carga determinada puede representarse por el número de pasadas de un eje simple de 80 KN (8,16Ton.) de rueda doble, considerado como eje patrón, que produce un daño similar. Distintas configuraciones de ejes y cargas inducen daños diferentes en el pavimento, pudiendo asociarse dicho deterioro al producido por un determinado número de ejes convencionales de 80KN de carga por eje simple de rueda doble.

Un determinado eje de peso L hace bajar el índice de serviciabilidad inicial  $p_i$  a un valor final  $p_f$  después de NL pasadas. Si se toma un eje de referencia de 18.000 Lbs. se necesitarán N18 pasadas para producir igual efecto destructor. Se dice que ambos tránsitos son equivalentes, porque una pasada del eje de peso L equivale a  $(N18 / NL)$  pasadas del eje L18. El factor de equivalencia correspondiente al eje de peso L se conoce como  $F_{eq}$ .

$$F_{eq} = \left[ \frac{N_{18}}{N_L} \right]$$

El efecto que produce el paso de un determinado eje sobre la estructura de un pavimento, expresado en el efecto que produce un eje tipo, se denomina Tránsito Equivalente.

Para determinar la clasificación del tránsito nos basamos en los datos de las estaciones de peaje de Casilda y Venado Tuerto. Analizando los datos se tendrá:

	%	Tipo	Veh/día	Agresividad [ ejes 80KN/Veh ]	N anual $V * A * 365 * F$
Autos %	60	A2	3.615	0,0030	1.979
Omnibus %	5	B3	301	1,8000	98.961
Camiones Livianos %	10	C3	603	2,2000	241.904
Camiones Pesados %	25	C3-R3	1.506	6,3000	1.731.811
			-		-
			-		-
			<b>Total</b>	<b>N anual</b>	<b>2.074.655</b>

Tabla 24 –Clasificación del tránsito existente.

Como ya lo hemos mencionado anteriormente, el Tránsito Medio Diario Anual es de 6025 veh/día/año, estimado para el año 2007. Para determinar los vehículos en base a la composición, se define primeramente el factor de trocha, que no es más que el porcentaje de vehículos que se estima por cada trocha en cuestión, en este caso 0.50.

Como se aprecia en la Tabla 24, dado el porcentaje de vehículos según la composición de la arteria principal, se pueden obtener los vehículos que transitan por día, y en base a un coeficiente de agresividad se pueden estimar los ejes equivalentes para el año en cuestión. (Tabla 26)

De forma análoga, en virtud de la tasa de crecimiento estimado y la proyección a 20 años se obtendrá el número de ejes equivalentes. En base a ello se podrá dimensionar el paquete estructural adecuado, cumpliendo con las especificaciones que la norma establece. (Tabla 25)

Años de vida útil <b>20</b>		Con una tasa de % <b>2,45</b>	
Año		<i>N anual</i>	<i>N acumulado</i>
1	<b>2007</b>	2.074.655	2.074.655
2	2008	2.125.484	4.200.138
3	2009	2.177.558	6.377.696
4	2010	2.230.908	8.608.604
5	2011	2.285.565	10.894.169
6	2012	2.341.562	13.235.731
7	2013	2.398.930	15.634.661
8	2014	2.457.704	18.092.365
9	2015	2.517.917	20.610.282
10	2016	2.579.606	23.189.889
11	2017	2.642.807	25.832.695
12	2018	2.707.556	28.540.251
13	2019	2.773.891	31.314.142
14	2020	2.841.851	34.155.993
15	2021	2.911.476	37.067.469
16	2022	2.982.808	40.050.277
17	2023	3.055.886	43.106.163
18	2024	3.130.756	46.236.918
19	2025	3.207.459	49.444.377
20	2026	3.286.042	52.730.419
<i>N diseño</i>		<b>52.730.419</b>	



Tabla 25 –Número de ejes equivalentes de diseño.


Tipo de vehículo	Peso total (ton.)	Coeficiente de equivalencia	Peso de ejes cargados (ton.)				
			Tractor		Semirremolque	Remolque	
			Delantero	Trasero		Delantero	Trasero
Automóvil							
A2	2	0,003	1(s)	1(s)			
Autobús							
B2	15,2	2	5,5(s)	10(s)			
B3	20	1,8	5,5(s)	14,5(t)			
B4	27	2,3	9(s)	18(t)			
Camiones							
A`2	5,5	0,06	1,7(s)	3,8(s)			
C2	15,5	1,8	5,5(s)	10(s)			
C3	23,5	2,2	5,5(s)	18(t)			
C4	28	2,5	5,5(s)	22,5(tr)			
T2-S1	25,5	4	5,5(s)	10(s)	10(s)		
T2-S2	32,5	4,2	5,5(s)	10(s)	18(t)		
T3-S2	41,5	4,3	5,5(s)	18(t)	18(t)		
C2-R2	35,5	5,5	5,5(s)	10(s)		10(s)	10(s)
C3-R2	43,5	6	5,5(s)	18(t)		10(s)	10(s)
C3-R3	51,5	6,3	5,5(s)	18(t)		10(s)	18(t)
T2-S1-R2	45,5	6,1	5,5(s)	10(s)	10(s)	10(s)	10(s)
T3-S3	50,5	6	5,5(s)	18(t)	22,5(tr)		
T2-R2-S2	53,5	6,4	5,5(s)	10(s)	18(t)	10(s)	10(s)
T3-S1-R2	53,5	6,6	5,5(s)	18(t)	10(s)	10(s)	10(s)
T3-S2-R2	61,5	8,4	5,5(s)	18(t)	18(t)	10(s)	10(s)
T3-S2-R3	69,5	8,2	5,5(s)	18(t)	18(t)	10(s)	18(t)
T3-S2-R4	77,5	8	5,5(s)	18(t)	18(t)	18(t)	18(t)



Tabla 26 –Coeficientes de agresividad.










Atendiendo a su clase, nomenclatura, número de ejes y llantas tendremos la siguiente clasificación:

C2	2	4 o 6	
C2	2	4 o 6	

MIDIBUS (M)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
M2	2	6	

CAMION UNITARIO (C)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2	2	6	
C3	3	8 o 10	

CAMION-REMOLQUE (C-R)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
C2-R2	4	14	
C3-R2	5	18	
C2-R3	5	18	
C3-R3	6	22	

AUTOBUS (B)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
B2	2	6	
B3	3	8 o 10	
B4	4	10	







TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO (T-S-R)			
NOMENCLATURA	NUMERO DE EJES	NUMERO DE LLANTAS	CONFIGURACION DEL VEHICULO
T2-S1-R2	5	18	
T3-S1-R2	6	22	
T3-S2-R2	7	26	
T3-S2-R3	8	30	
T3-S2-R4	9	34	
T3-S3-S2	8	30	

Tabla 28 –Categorías de Tránsito.

## 6.2 Composición del paquete estructural.

El Firme o paquete estructural es una estructura multicapa constituida por un conjunto estratificado de capas sensiblemente horizontales que reposan una sobre otra, pudiendo existir entre ellas distintos tipos de tratamientos que mejoren su adherencia.

Tradicionalmente se distinguen 4 zonas dentro del firme, en función del cometido que desempeñan. Cada una de estas zonas puede estar compuesta por una o más capas:

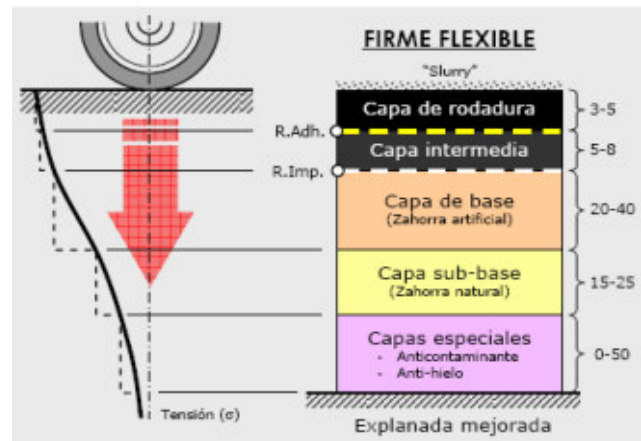


Figura 156 – Paquete Estructural.

- a) **Pavimento:** Es la parte superior del firme, encargada de resistir directamente las solicitaciones originadas por el tránsito. Además, actúa como medio de contacto con el vehículo, por lo que es el responsable de las características superficiales. Estructuralmente, absorbe los esfuerzos horizontales y parte de los verticales.
  - b) **Capas de base y sub-base:** Situada justo debajo del pavimento, tiene una función eminentemente resistente, amortiguando gran parte de las cargas verticales.
  - c) **Capas especiales:** Se emplean en circunstancias especiales, como en terrenos heladizos, o en suelos de mala calidad (capa anticontaminante). En el diseño del paquete estructural del proyecto no es tenida en cuenta.
  - d) **Explanada mejorada:** Es la capa más superficial de la obra de tierra que soporta el firme, estando convenientemente preparada para su recepción.
- 1) **Capa de Rodadura:** Esta capa conforma la capa más superficial del pavimento, por lo que está sometida a la intemperie y en contacto directo con los neumáticos, por ello es la que está sometida a un mayor número de exigencias, debiendo ser resistente, impermeable, antideslizante y duradera:
    - Debe ser resistente, ya que debe resistir fuertes presiones verticales de contacto ejercidas por los neumáticos y absorber la totalidad de los esfuerzos tan-

genciales provocados por frenado, la aceleración centrífuga o la propia rodadura de los vehículos.

- También debe ser impermeable, evitando el paso del agua a capas más profundas y susceptibles a la presencia del líquido elemento. Además debe poseer una textura superficial que facilita la evacuación de las aguas pluviales.

- Otro requisito que debe cumplir es el de ser antideslizante, ofreciendo un coeficiente de resistencia al deslizamiento entre neumático y carretera, especialmente en condiciones meteorológicas adversas. Una textura superficial áspera con partículas angulosas favorece este aspecto.

- Por último debe ser duradera, es decir, que sus propiedades perduren a lo largo del tiempo, degradándose lo menos posible.

2) Capa intermedia o binder: Se halla inmediatamente debajo de la capa de rodadura, sirviendo de intermediaria entre dicha capa y las situadas a mayor profundidad. Su función principal es construir una superficie de apoyo bien nivelada y uniforme sobre la que se pueda extender la capa de rodadura con un espesor constante; también colabora con esta en la transmisión de los esfuerzos verticales del tránsito convenientemente atenuados a capas inferiores y acabando de absorber los horizontales, de forma que no alcancen las capas granulares. Todo ello permite reducir la calidad de los materiales empleados en cada capa, reduciendo la cantidad de conglomerantes y la calidad superficial del árido, lo que abarata su coste.

Para mejorar la adherencia entre las capas bituminosas-binder y de rodadura es práctica habitual el efectuar un riego de adherencia constituido por betunes fluidificados para mejorar trabazón entre partículas y tratar de reducir la superficie de discontinuidad creado entre ambas capas.

3) Capa de base: Constituye el principal elemento portante de la estructura del firme, debiendo repartir y absorber la totalidad de las cargas verticales que penetran en su seno. La capa base presenta, por tanto, una función eminentemente resistente, debiendo ser además compacta y duradera para que sus características mecánicas sean lo más homogéneas posible durante todo el período del proyecto.

Existen diferentes tipos de bases, que emplean uno u otro tipo de material en función de la calidad exigida por las solicitaciones del tráfico.

- Bases granulares: Formadas por materiales granulares sin ningún tipo

de aglomerante.

- Bases granulares-estabilizadas: Al material pétreo se le añade una sustancia aglomerante, normalmente cal o cemento, para mejorar sus cualidades resistentes y su rigidez. Las más empleadas son las bases de grava-cemento, aunque tenemos también, suelo-cemento, grava-emulsión, grava-escoria, etc.
- Bases bituminosas: Compuestas a base de mezclas bituminosas en caliente o en frío, con dosificaciones más pobres que las empleadas en las capas que conforman el pavimento. Aun así, son bases de muy buena calidad.
- Bases especiales: Integradas por materiales obtenidos de procesos industriales, tales como escorias de alto horno, áridos mejorados, etc.

En firmes bituminosos suele darse un riego de imprimación entre esta capa y el pavimento, con el fin de procurar un mayor agarre entre las capas granulares y las bituminosas, mejorando así la transmisión de cargas.

4) Capa sub-base: Se trata de una base de menor calidad, dado que no tiene que resistir cargas excesivas de tráfico, al llegarle muy atenuadas por efecto de las capas superiores. Se limita a proporcionar una buena capa de asiento a la base, de forma que se facilite su puesta en obra y compactación.

Sí que es importante su función drenante, alejando el agua de las capas superiores del firme, para lo cual es imprescindible que los materiales empleados carezcan de finos de origen arcillosos, dado su carácter impermeable.

En cuanto a los materiales que conforman esta capa, deben poseer una buena granulometría, escasa plasticidad y suficiente dureza para asegurar su durabilidad.

5) Explanada mejorada: En muchos casos esta capa no se considera como perteneciente al firme, sino a la explanación u obra de tierra. Su función es la de dotar de una base uniforme y buena capacidad portante.

Al conseguir un cimiento de características uniformes, los espesores de las capas superiores pueden ser constantes, lo que es muy conveniente desde el punto de vista constructivos, económico y de proyecto.

### 6.3 Diseño del paquete estructural.

El diseño está basado primordialmente en identificar o encontrar un número estructural SN para el pavimento flexible que pueda soportar el nivel de carga solicitado.

Los procedimientos involucrados en el actual método de diseño, versión 1993, están basados en las ecuaciones originales de la AASHO que datan de 1961, producto de las pruebas y experiencias.

Los principales criterios y parámetros de cálculo adoptados son los siguientes:

- Vida útil: 20 años.
- El T.M.D.A. inicial será de 6025 vehículos.
- Tasa de crecimiento del tránsito: 2.45 %.
- Número de ejes equivalente antes visto, 52.730.419.
- Temperatura Vial 18 °C.
- El parámetro de confiabilidad,  $R = 85\%$ .
- La desviación estándar global,  $S_o = 0,35$ .
- Diferencia entre los índices de servicios,  $\Delta PSI = 4.20 - 2.00 = 2.20$ .
- Se adopta un periodo de diseño de 20 años.
- C.B.R Base, estabilizado granular 80 %.
- C.B.R sub-base, suelo-arena-cal 35 %.
- CBR de proyecto para capa subrasante: 5.00 %.
- SN Número estructural adoptado 4.39.

En base a los expuestos se determina la verificación de los espesores propuestos según se muestra en las siguientes tablas. Concluyendo en el siguiente paquete estructural.

(Figura 157)

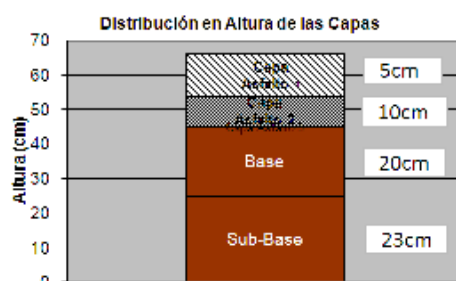


Figura 157 – Diseño del Paquete Estructural.

Capa	Espesor [cm]	CBR [%]	Módulos [Mpa]	Escalonamiento modular		M adoptados [Mpa]	M barker [Mpa]
				M = f (CBR)	K Barker		
Mezcla asfáltica	15				2,01	3000	
Estab. Granular	20	80	297	1,70	1,59	169	169
Suelo Arena Cal	23	35	175	3,47	2,11	106	106
Subrasante		5	50			50	

Capa	Espesor [cm]	Tipo	Factor mi o fd	M adoptados [Mpa]	M adoptados [psi]	ai [1/cm]	SN i
Mezcla asfáltica	15	Asfáltica 68°F 20°C	1	3000	428.571	0,166	2,49
Estab. Granular	20	Base granular	1	169	24.154	0,045	0,90
Suelo Arena Cal	23	Subbase granular	1	106	15.214	0,043	1,00
			1				
			1				
			1				
						SN	4,39

Tipo	Fórmula empleada	Módulos [Mpa]	M adoptados [psi]	ai [1/cm]	Rango ai [1/cm]
Asfáltica 68°F 20°C	$-0.352 + 0.149 * \text{Log}10(E) * fd$	2500	357.143	0,154	0.19 - 0.07
Base granular	$(0.249 * \text{LOG}10(E / 0.007) - 0.977) / 2.54$	350	50.000	0,076	0.08 - 0.03
Subbase granular	$(0.227 * \text{LOG}10(E / 0.007) - 0.839) / 2.54$	45	6.429	0,010	0.07 - 0.01

Número estructural SN = **4,39**

Módulo de la subrasante Es = **50** MPa  
 el módulo es equivalente a 7252 psi y a 4,9 CBR %

Índice de Serviciabilidad final PSI fin= **2** Caída del índice 2,2

Desviación estandar So = **0,35**

Riesgo asumido % **85%** resulta un coeficiente Zr 1,036

Resulta un N admisible **55.305.274** ejes de 80 KN **52.730.419,12** VERIFICA

N	Psi
1	4,2
850.621	4
2.843.279	3,8
5.759.551	3,6
9.503.921	3,4
14.015.867	3,2
19.251.825	3
25.178.164	2,8
31.767.725	2,6
38.997.877	2,4
46.849.315	2,2
55.305.274	2
64.350.983	1,8
73.973.278	1,6
84.160.312	1,4
94.901.335	1,2
106.186.524	1

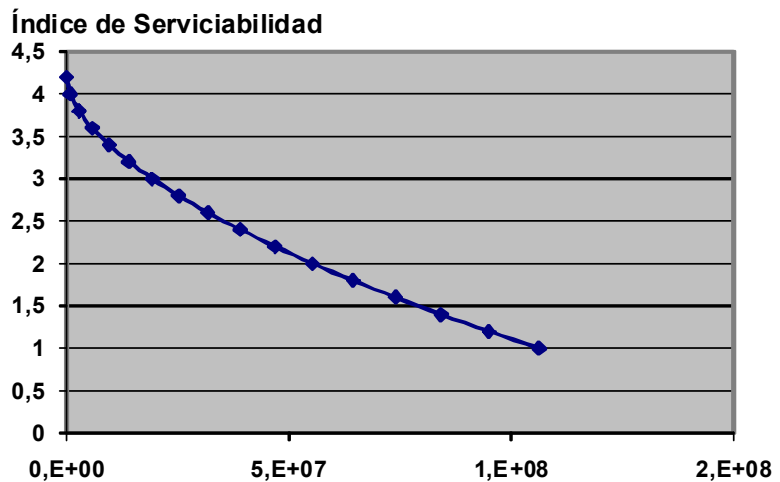
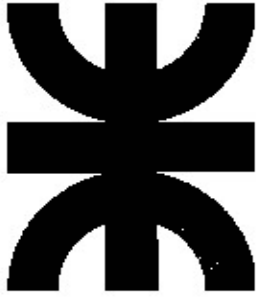


Tabla 29 –Cálculo del Paquete Estructural.



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 7**

**SEGURIDAD VIAL**

**Mauricio Exequiel Revelant**



## **7) SEGURIDAD VIAL**

### **7.1 Señalamiento Vertical.**

#### 7.1.1 Alcances de las normas de señalamiento.

El señalamiento de las autopistas se realizará en un todo de acuerdo con lo prescripto en la Ley N° 24.449 “Ley de Tránsito y Seguridad Vial”, su Decreto Reglamentario, las disposiciones y especificaciones de la Dirección Nacional de Vialidad y con lo establecido en el presente Manual de Señalización de Autopistas, que complementa lo dispuesto en las normas citadas.

Este Manual no autoriza a emplazar señales empleando criterios, símbolos, colores o inscripciones diferentes o contrarias a lo establecido en la Ley N° 24.449 y su Decreto Reglamentario.

#### 7.1.2 Principios básicos de la señalización.

La premisa fundamental para realizar un proyecto de señalamiento es informar adecuadamente a los usuarios pero especialmente a aquellos conductores no familiarizados con la autopista o con el área circundante. El señalamiento debe transmitir mensajes claros, que permitan a los conductores llegar a su destino en forma segura, progresiva y ordenada.

Básicamente, el señalamiento de una autopista debe ser diseñado de manera tal que sus elementos puedan ser vistos, leídos o interpretados por los conductores que se aproximan a ellos, con tiempo suficiente para poder realizar las maniobras adecuadas.

Debe tenerse presente que con la señalización se persigue mejorar tres objetivos:

- a.- La seguridad de la circulación
- b.- La eficacia de la circulación.
- c.- La comodidad de la circulación.

La señalización debe advertir sobre los posibles peligros, ordenando y regulando la circulación de los vehículos de acuerdo con las circunstancias. En este sentido, el manual pretende completar las prescripciones de la Ley de Tránsito y Seguridad Vial y proporcionar al usuario la información que el mismo requiere.

La señalización es esencial para la seguridad y comodidad de los usuarios del camino si se la utiliza adecuadamente y de acuerdo con los principios técnicos establecidos internacionalmente. La propuesta del manual es el resultado de estudios realizados sobre vehículos, accidentes, velocidades, demoras y, principalmente, sobre las reacciones de los conductores.

Siempre que sea posible, el usuario debe ser guiado por el señalamiento de una manera natural, tratando que adopte espontáneamente conductas adecuadas y evite la ejecución de maniobras peligrosas.

El exceso de señalización vertical puede producir mayores perjuicios que los que se pretenden remediar. Nunca la señalización debe considerarse como un rubro accesorio de un proyecto, sino, por el contrario, la señalización es parte integrante de la concepción del proyecto, tanto como el trazado y el diseño estructural del pavimento.

Los principios fundamentales que forman un proyecto de señalización son:

- a) Cubrir una necesidad o falta.
- b) Atraer la atención del usuario.
- c) Transmitir un mensaje claro y simple.
- d) Imponer respeto.
- d) Dar un tiempo suficiente para una respuesta adecuada.
- e) Ser uniforme.

La aplicación de la ingeniería de tránsito debe asegurar que todo el señalamiento sea necesario y efectivo.

Las señales deben ser visibles desde cualquier punto de la calzada para los usuarios de la vía.

La claridad y simplicidad exigen que el mensaje sea rápidamente comprendido por el conductor evitando sobrecargar su atención, reiterando mensajes evidentes y procurando que la señal no haga necesario disminuir la velocidad de los vehículos para su lectura, ni lo distraiga de la observación de las condiciones prevalentes del tránsito.

Para ello, es necesario que se emplee el menor número posible de elementos, de manera tal que la señal sea percibida y entendida por cualquier conductor, especialmente por el no familiarizado con la ruta, que circule a la velocidad promedio del tránsito, con la debida antelación a los efectos de poder decidir con comodidad la

maniobra necesaria y llevarla a cabo con el máximo de seguridad.

La uniformidad es un requisito, no sólo relacionado con los símbolos, forma y color de las señales, sino también con su emplazamiento a lo largo de la ruta y con los criterios que guían el proyecto, de manera tal que, ante situaciones similares, el conductor se encuentre con idéntico señalamiento.

Por otra parte, este criterio de uniformidad implica que las señales a emplazar en una autopista deben ser consideradas y desarrolladas como un sistema planificado, para lo cual será necesario efectuar un adecuado estudio de ingeniería que, además del criterio globalizador de todo señalamiento de autopistas, proponga las soluciones adecuadas para aquellos problemas singulares, empleando únicamente los criterios y señales autorizadas.

### 7.1.3 Señales-Definición.

Las señales verticales son carteles fijados en estructuras de sostén, cuyo propósito es transmitir, a los conductores de vehículos, un mensaje que puede tener por objeto proporcionar una información, advertir un peligro, indicar la existencia de determinadas reglamentaciones o restricciones, inculcar preceptos que tiendan a facilitar el tránsito o evitar peligros.

Las señales deberán permitir su correcta visibilidad tanto diurna como nocturna, para ello se utilizarán exclusivamente materiales retrorreflectivos que podrán complementar.

### 7.1.4 Tipos de señales a emplear.

#### 7.1.4.1 Señales de Reglamentación o Prescriptas.

En las autopistas serán empleados, únicamente, los tres tipos de señales indicados en la “Ley Nacional de Tránsito y Seguridad Vial”, N°24.449 como así también aquellos dispositivos de control que, no estando previstos en la mencionada Ley, se establecen en el presente Manual.

Los tipos de señales a emplear responden a la siguiente clasificación:

- a) Señales de reglamentación o prescriptivas.
- b) Señales preventivas.
- c) Señales informativas.

Las señales de reglamentación tienen por objeto indicar al conductor de un vehículo las limitaciones, restricciones o prohibiciones que rigen la vía por la cual circula, transmitiendo órdenes específicas de cumplimiento obligatorio en el lugar para el cual están destinadas, creando excepción a las reglas generales de circulación. Se clasifican en:

a) Señales que indican una prohibición o una restricción.

b) Señales que indican obligatoriedad

Con la excepción de los carteles de PARE y CEDA EL PASO,

estas señales son circulares, con fondo blanco, orla roja y símbolo en color negro, el resto de las señales pueden tener o no una banda roja que las cruza transversalmente en sentido noroeste - sudeste.

La señal R.27 “PARE” es octogonal y la R.28 “CEDA EL PASO” es triangular ambas con vértices redondeados.

En cuanto a los colores, la Ley de Tránsito y Seguridad Vial establece algunas excepciones como, por ejemplo, la señal R.2 “CONTRAMANO” que es de fondo rojo y un rectángulo blanco horizontal y la señal R.16 “LIMITE DE VELOCIDAD MÍNIMA” que tiene orla roja y el interior de la misma es de fondo azul con números en blanco.

Otra excepción la constituye la señal R.9 “NO ESTACIONAR NI DETENERSE”, la cual consta de dos bandas rojas, una la normal y la segunda que la cruza en el sentido N.E. - S.O.

Las señales indicadas en la Figura 158 constituyen algunos ejemplos de estas señales de reglamentación.



### 7.1.4.2 Señales Preventivas.

Consisten en una placa cuadrada de vértices redondeados con fondo de color amarillo, con orla y símbolos en negro, colocada con una diagonal vertical.



Figura 159 –Señales de Prevención.

Dentro de este tipo de señales se encuentran también las señales de máximo peligro y las especiales.

Las primeras de ellas consisten en una placa triangular de lados iguales, con la base hacia abajo, de color blanco con orla roja y símbolo negro, mientras que dentro de las especiales se encuentran la señal P.23 “CRUZ DE SAN ANDRÉS”, los paneles de aproximación o delineadores y las flechas direccionales.

La Figura 159 ilustra algunos ejemplos de este tipo de señales

### 7.1.4.3 Señales Informativas.

Las señales informativas tal como se indica en la Ley de Tránsito y Seguridad Vial se clasifican en las siguientes categorías:

- a) De orientación. Se las utiliza para indicar destinos e itinerarios.
- b) De carácter institucional. Se las utiliza para indicar lugares históricos, institucionales y servicios emplazados en las proximidades del camino.
- c) De carácter educacional. Se las emplea para transmitir mensajes vinculados con la educación vial.

Estas señales informativas serán de forma rectangular con los vértices redondeados. Los colores a emplear en cada uno de los tipos antes mencionados, estén emplazadas tanto en pórticos como al costado del pavimento, serán los indicados en la tabla siguiente.

TIPO DE SEÑAL	FONDO	CARACTERES, ORLAS Y FLECHAS
ORIENTATIVA	VERDE	BLANCO
INSTITUCIONAL	AZUL	BLANCO
EDUCACIONAL	BLANCO	NEGRO

Tabla 30–Colores a emplear en las señales informativas.

La Figura 160 ilustra algunas señales de este tipo.



Figura 161 –Señales Informativas.

### 7.1.4.3 Tamaño de las señales.

El tamaño mínimo de las señales de reglamentación y preventivas a emplear en las autopistas será el indicado en la Tabla 31, la cual, además, se han ilustrado en la Figura 162

Las dimensiones de los carteles constitutivos de las señales de orientación serán función del tamaño de las letras empleado para su elaboración, se han ilustrado en las Figura 162.

TIPO DE SEÑAL	FORMA	DIMENSIONES MINIMAS (mm)	
		Reglamentación	Circular
Reglamentación	Placa rectangular	Lados	900x1200
“PARE”	Octogonal	Diámetro de la circunferencia inscrita	900
“CEDA EL PASO	Triángulo equilátero	Lado	900
Preventivas	Cuadrado con una diagonal vertical	Lado	900

Tabla 31–Tamaño de las señales preventivas.



Figura 162 –Tamaño de las señales.

### 7.1.5 Retrorreflectancia e iluminación.

El fondo de las señales, sus letras, números, símbolos y orlas, serán retrorreflectantes, con excepción del color negro, debiendo emplearse para su elaboración material de alta retrorreflectividad, cuyo nivel de retrorreflexión deberá ajustarse, como mínimo, a las tablas 2 y 3 de la Norma IRAM 3952/84.

En los tramos de autopista donde la seguridad vial debe ser reforzada, independientemente de la retrorreflectorización exigida y previendo la utilización de luz baja en los vehículos que circulan, las señales aéreas podrán ser iluminadas. El tipo de luminaria que se emplee proveerá una efectiva y uniforme iluminación de la señal y su mensaje.

Cuando se utilicen señales iluminadas desde su interior, se emplearán en su cubierta materiales retrorreflectantes translúcidos, de manera tal que ante una falla en el circuito de iluminación, la señal pueda ser visible por el retrorreflectante. En todos los casos los colores deberán tener la misma apariencia tanto de día como de noche.

### 7.1.6 Disposición de señales con respecto a la calzada.

Como regla general, se recomienda no emplazar señales en barandas tipo "New Jersey", salvo para el caso de mojones kilométricos. Cuando no exista otra posibilidad para la instalación de señalamiento, se podrá utilizar el separador físico central.

El emplazamiento de toda señal lateral, como así también el del soporte de los pórticos y de las ménsulas, deberá cumplir con las condiciones que se establecen a continuación.

#### 7.1.6.1 Distancias de las señales y soportes al borde de calzada.

Para mejorar las condiciones de seguridad de los conductores que abandonan la calzada y evitar un posible choque contra las señales, éstas deberán ser emplazadas a la mayor distancia posible del borde externo de la calzada.

En el caso de existir, a los costados del camino, una baranda de seguridad, metálica o una barrera de hormigón, o cualquier otro elemento que minimice la exposición al tránsito de los soportes de las señales, éstos podrán colocarse más cerca

del borde de la calzada, pero manteniendo una distancia a la defensa no menor de las SEIS DECIMAS DE METRO (0,60 m), medidos hacia el exterior de la calzada, de manera tal que la defensa quede ubicada entre la calzada y los soportes. En ningún caso la proyección del cartel lateral correspondiente podrá sobrepasar su defensa.

El extremo de las señales laterales más próximo a la banquina estará ubicado a una distancia no menor de SEIS DECIMAS DE METRO (0,60 m) del borde de la misma, pero nunca a menos de TRES METROS CON SEIS DECIMAS DE METRO (3.60 m) del borde más próximo del pavimento

Los soportes de las señales aéreas, emplazados tanto a la derecha como a la izquierda de la calzada, estarán separados no menos de UN METRO CON OCHO DECIMAS DE METRO (1,80 m) del borde de una banquina pavimentada. Cuando sea factible, por existir espacio suficiente, la mencionada distancia se extenderá a TRES METROS (3,00 m).

Los soportes de las ménsulas o cualquier otro tipo de soporte de señales aéreas no serán emplazados en la sección triangular de las salidas ni en cualquier otro lugar en los que presenten un alto riesgo de accidentes.

Cuando los soportes de las señales aéreas no puedan ser emplazados a las distancias precedentemente mencionadas, o bien en un sitio adecuadamente protegido, deberán ser diseñados de manera tal de minimizar consecuencias de las fuerzas de impacto o bien se protegerá adecuadamente a los usuarios mediante la instalación de barreras o barandas de seguridad.

#### 7.1.6.2 Altura de las señales.

a.- Cuando las señales direccionales, de orientación o de información para el usuarios, sean colocadas a los costados de las calzadas de una autopista, las mismas deberán ser montadas de manera tal que su borde inferior se encuentre a una altura no menor de UN METRO CON OCHO DECIMAS DE METRO (1,80 m) respecto del borde mas cercano de la calzada. Esta norma se aplicará para las señales emplazadas a TRES METROS (3.00 m) o más del borde del pavimento.

b.- Si una señal secundaria está montada debajo de otra señal, el borde inferior de la señal secundaria deberá estar a UN METRO CON CINCO DECIMAS DE METRO (1,50 m), siempre por encima del borde de la calzada más próximo a la señal.



c.- El borde inferior de toda señal aérea, o bien el de la viga del pórtico o ménsula que la contiene, deberá estar a una altura igual o superior a los CINCO METROS CON UNA DECIMA DE METRO (5,10 m), sobre el punto más alto de la calzada, A partir de ese punto las bases de todos los carteles estarán sobre una misma horizontal a lo ancho de toda la plataforma (calzadas más banquetas).

#### 7.1.7 Orientación de las señales.

##### 7.1.7.1 Señales laterales.

En forma general las señales laterales deberán colocarse de manera tal que formen un ángulo aproximadamente recto con la dirección del tránsito al cual ellas intentan servir.

En los tramos rectos el frente de la señal deberá ser girada alrededor de su borde más cercano al pavimento hacia el interior hasta formar un ángulo de TRES GRADOS ( $3^\circ$ ) con respecto a la normal al eje de aquel.

Cuando la señal esté confeccionada con material retrorreflectantes de alta intensidad y a los efectos de evitar que el brillo de su superficie perjudique la visual y sin que por ello se reduzca su legibilidad, el frente de la señal deberá ser girado alrededor de su borde más cercano al pavimento hacia el exterior hasta formar un ángulo de TRES GRADOS ( $3^\circ$ ) con respecto a la normal al eje de aquel.

En los tramos curvos de una vía se hace imposible hacer que en todos los puntos de la trayectoria de un vehículo se evite la presencia del brillo producido por el material retrorreflectantes y por lo tanto las señales deberán tener una determinada orientación especial acorde con el tamaño de la señal, tal como se indica a continuación:

a.- Señales chicas: la cara de este tipo de señales deberá formar un ángulo recto con relación a la línea visual de los conductores hacia la señal, cuando estos se encuentren a SETENTA Y CINCO METROS (75 m) de distancia de la misma.

b.- Señales grandes: la cara de este tipo de señales deberá formar un ángulo recto con relación a la línea visual de los conductores hacia la señal, cuando estos se encuentren a distancia tal que permita la lectura de la misma. La distancia máxima de legibilidad expresada en metros, se estima en CUARENTA Y OCHO CENTESIMAS (0,48) veces el valor absoluto de la altura, expresada en milímetros, de la letra más chica de la señal. Como ejemplo cuando la letra más pequeña de una señal

sea de TRESCIENTOS MILIMETROS (300 mm) la distancia de ella a la cual se debe considerar la posición del conductor es de:

TRESCIENTOS POR CUARENTA Y OCHO CENTESIMAS IGUAL-  
CIENTO CUARENTA Y CUATRO METROS (300 x 0,48 = 144 m),

Se adoptan CIENTO CINCUENTA METROS (150 m).

#### 7.1.7.2 Señales aéreas.

Las caras de las señales aéreas deben estar inclinadas respecto de la normal al pavimento, formando un ángulo obtuso con respecto a su superficie.

Pueden presentarse las siguientes posibilidades:

a.- Tramos con rampas de pendientes iguales o mayores del DOS POR CIENTO (2%). En estos casos la cara de la señal será vertical tanto se trate de rampas ascendentes como descendentes.

b.- En tramos horizontales o con rampas de pendientes menores del DOS POR CIENTO (2 %).

#### 7.1.8 Orlas de las señales informativas.

Toda señal informativa deberá tener una orla o borde del mismo color que el de la leyenda la que se ajustará a las siguientes reglas:

a) El ancho de la orla será aproximadamente igual a la OCTAVA PARTE (1/8) de la altura de la letra mayúscula. En carteles o paneles adosados o que formen parte de un conjunto, se utilizará para todos ellos el mismo ancho de la orla, que será el correspondiente al cartel que, aislado, requiera el de mayor tamaño.

b) El espacio entre la orla y el borde del cartel será igual a la mitad del ancho de la orla. La separación entre las orlas de dos señales o carteles adosados será igual al ancho de la orla, ya que ésta será la misma para ambos.

c) Las esquinas de las orlas serán redondeadas y el radio interior de la misma será de aproximadamente UN OCTAVO (1/8) de la dimensión menor de la señal, pero en ningún caso ese radio excederá los 0.30 m.

## 7.2 Señalamiento Horizontal.

Las marcas viales o demarcación horizontal son las señales de tránsito demarcadas sobre la calzada, con el fin de regular, transmitir órdenes, advertir determinadas circunstancias, encauzar la circulación o indicar zonas prohibidas. El material debe ser antideslizante, resistente y de un espesor no mayor a 5 mm, con excepción de las tachas y separadores de tránsito.

Las demarcaciones serán uniformes en diseño, posición y aplicación. Tal como para los demás dispositivos de control de tránsito, es necesaria su uniformidad a fin de que puedan ser reconocidas y entendidas instantáneamente por los usuarios de la vía.

- **Colores:** las demarcaciones de pavimento serán de color blanco o amarillo, excluyendo el pintado de cordones o la aplicación de tachas reflectivas u otras. El color blanco se utiliza para las marcas transversales, leyendas, números y símbolos, y también para marcas longitudinales. El color amarillo define la separación de corrientes de tránsito de sentido opuesto en camino de doble sentido con calzada de varios carriles, líneas de barreras y zonas de obstrucciones.

*El color blanco se empleará para:*

- 1- Líneas centrales sobre carreteras rurales de dos carriles.-
- 2- Líneas de carril.-
- 3- Líneas de borde de pavimento.-
- 4- Demarcaciones sobre banquetas pavimentadas.-
- 5- Líneas canalizadoras.-
- 6- Aproximaciones a obstrucciones que pueden ser pasadas por ambos lados.-
- 7- Demarcación de giros y flechas direccionales.-
- 8- Líneas de pare.-
- 9- Sendas peatonales.-
- 10- Líneas que delimitan espacios de estacionamientos.-
- 11- Demarcaciones de símbolos y palabras.-
- 12- Líneas auxiliares para la reducción de velocidad.-
- 13- Cruce ferroviario.-

14- Demarcación para niebla.-

*El color amarillo se empleará para:*

1- Líneas centrales dobles sobre calzadas de múltiples carriles.-

2- Líneas de barreras que indican prohibición de cruzarlas en:

a) Transiciones del ancho del pavimento.-

b) Aproximaciones a obstrucciones que deben ser pasadas del lado derecho.-

c) Isletas de tránsito.-

d) Lugares en que por su diseño geométrico se deba inhibir el paso al carril de sentido opuesto.-

- **Reflectividad:** en autopistas, semiautopistas, rutas, túneles y puentes, accesos y egresos de las vías mencionadas y en calles y avenidas de intenso volumen vehicular, toda la demarcación debe ser reflectiva.-

Cuando sea necesario demarcar líneas divisorias de sentidos opuestos de dirección, de borde de calzada, de pare, isletas canalizadoras o delimitadoras de obstáculos, sendas peatonales y marcas o leyendas de cruces ferroviarios, "CEDA EL PASO" y "PARE", también debe utilizarse material reflectivo.-

- **Trazos continuos y discontinuos:**

1) Línea Continua: independientemente de su color amarillo o blanco, indica que no debe ser traspasada ni circular sobre ella.-

2) Doble Línea Continua: refuerza el concepto de las anteriores y establece una separación mínima entre ambos sentidos de circulación.-

3) Líneas Discontinuas: indican la posibilidad de ser traspasadas.-

4) Líneas Continuas y Discontinuas Paralelas: Indican la permisión de traspasar en el sentido de la discontinua a la continua y la prohibición de hacerlo de la continua a la discontinua.-

En las figuras 163, 164 y 165, vemos las dimensiones y formas del señalamiento horizontal.

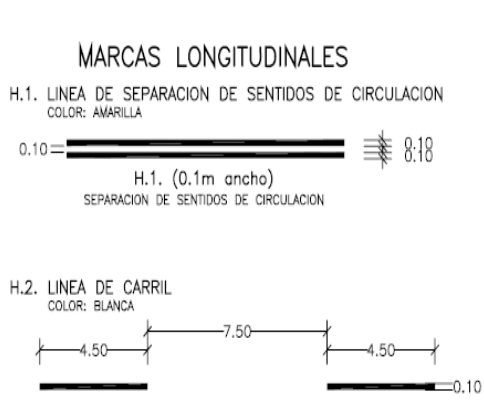


Figura 163 –Marcas Longitudinales.

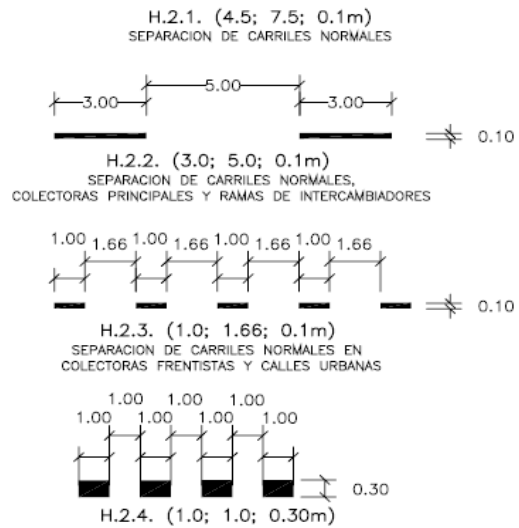
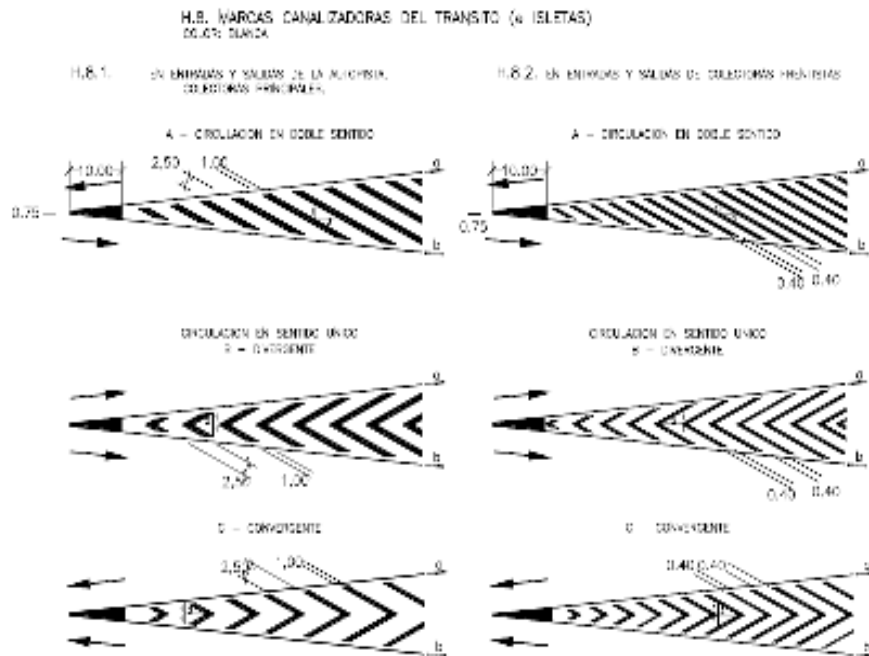
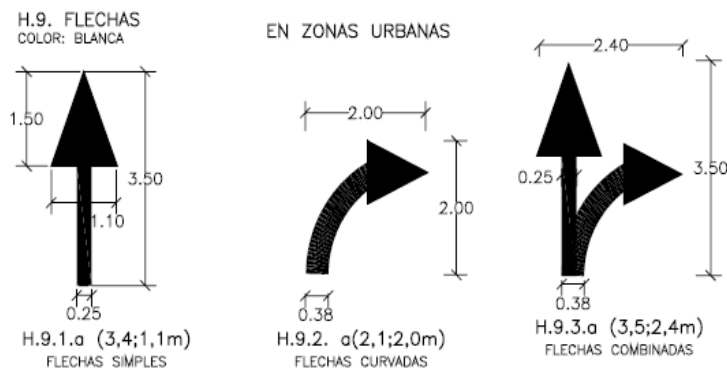


Figura 164 –Separación de Carriles.

### MARCAS ESPECIALES



### MARCAS ESPECIALES



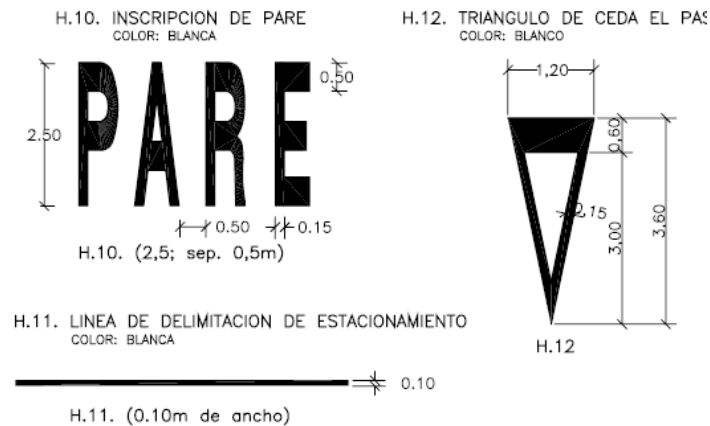


Figura 165 –Marcas Especiales.

### 7.3 Sistema de contención de vehículos.

#### 7.3.1 Amortiguadores de impacto.

Comprenden las barreras longitudinales laterales y centrales y, las barreras o pretilas de puentes y viaductos.

La función principal de las defensas y barreras que se instalan a lo largo de una carretera es la de devolver a su trayectoria normal al vehículo que se ha salido accidentalmente de la calzada.

Las defensas, instaladas a lo largo de las banquetas, evitan las caídas de los vehículos por las fuertes pendientes de los taludes, o el choque contra objetos fijos.

Las barreras colocadas en los separadores centrales desaniman al conductor a cruzar dicho separador, voluntaria o accidentalmente. En caso de accidente previenen los choques de frente con los vehículos que circulan en sentido contrario.

Se definen los siguientes tipos:

- Definitivas y provisionarias.-
- Rígidas, semirrígidas o flexibles.-
- Simples o dobles.-
- Metálicas, de hormigón, mixtas u otras.-

Las defensas flexibles metálicas están diseñadas para resistir impactos tangenciales de vehículos con ángulos de incidencia de hasta 20°. Se deforman entre 0,60 y 1,60m.

Redireccionan al vehículo en forma paralela a la baranda de manera de evitar colisiones con otros vehículos. La energía producida por el impacto se disipa a través de las deformaciones plásticas del vehículo y del sistema de contención.

Cuentas con los siguientes elementos: poste, pieza separadora y baranda de contención.

Menor separación entre los postes genera mayor rigidez y menor ángulo de rebote del vehículo. La pieza separadora evita que la rueda se enganche con el poste, que el vehículo vuelque o salte sobre la barrera.

El lugar seleccionado para emplazar las defensas debe disponer de espacio tras ellas, suficiente para que el vehículo que la acompaña en su deformación no incurra en peligros mayores (pilas de puentes, columnas de iluminación, etc.).

Las barreras rígidas de hormigón redireccionan al vehículo por sus ruedas y no por su carrocería, produciéndose menores daños en el vehículo y en la barrera. Pueden ser prefabricadas o moldeada in situ. Las juntas verticales de contracción se ubican cada 5m, pueden ser aserradas o estar previstas en el encofrado. Las fabricadas in situ no llevan armadura, las prefabricadas llevan la armadura necesaria para el manipuleo.- Requieren menos espacio que las flexibles ya que no sufren deformación. Modelos: New Jersey, General Motors, etc. Poseen bajo costo de mantenimiento.

Los objetivos principales de un Terminal de barrera son evitar que se produzca una detención violenta del móvil en un choque frontal y que algún elemento de la barrera penetre al compartimiento de pasajeros del vehículo y, además, servir como anclaje del sistema en un impacto lateral.

Las consecuencias de accidentes con barreras sin terminales adecuados son, por lo general muy graves, ya que los extremos de barreras tienen una sección transversal muy pequeña, que fácilmente puede penetrar el habitáculo en el caso de barreras metálicas o bien provocar deformaciones muy severas en la carrocería del vehículo en el caso de barreras rígidas.

Los elementos utilizados en los extremos de barreras se conocen como tratamientos terminales y corresponden, en general, a una prolongación de la barrera, en una tipología compatible con la misma y con características apropiadas para ser impactados desde todos los ángulos.

Se definen los siguientes tipos de terminales de barrera:

- Abatidos y enterrados.
- Empotrados en taludes de corte.
- Atenuadores de impacto (extrusor u otro).

### 7.3.2 Tipo adoptado de Amortiguador de impacto.

Comprenden los sistemas amortiguadores de impacto frontales, con o sin capacidad de redireccionamiento.

Los amortiguadores de impacto tienen como función parar un vehículo de una manera controlada o redireccionarlo, evitando que impacte con un objeto fijo o que entre en un lugar peligroso. Estos dispositivos se pueden clasificar en dos grandes grupos: amortiguadores de impacto sin capacidad de redireccionamiento y amortiguadores de impacto con capacidad de redireccionamiento.

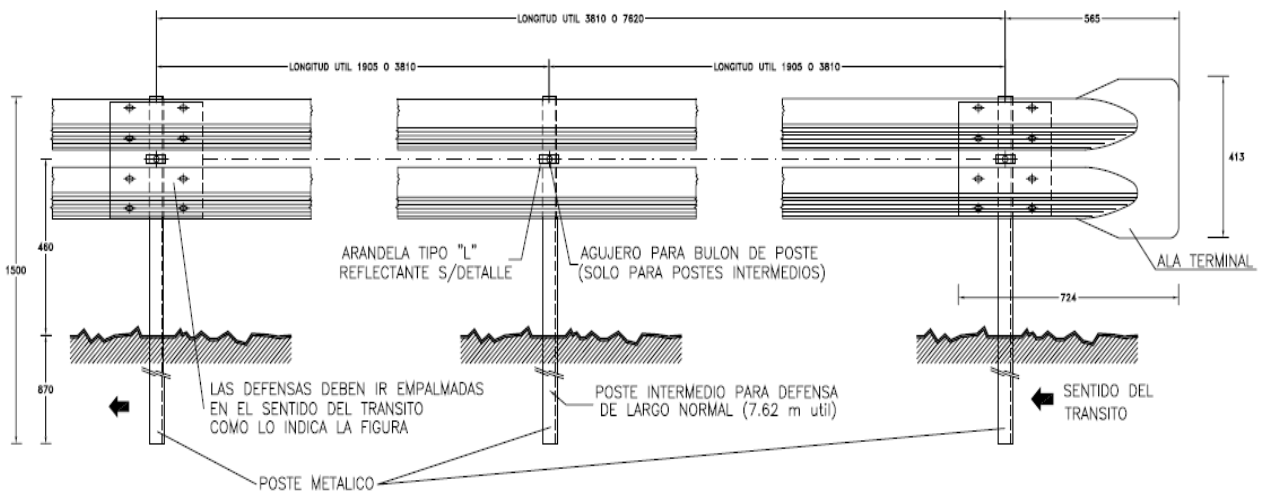


Figura 166 –Detalle de instalación de la defensa.

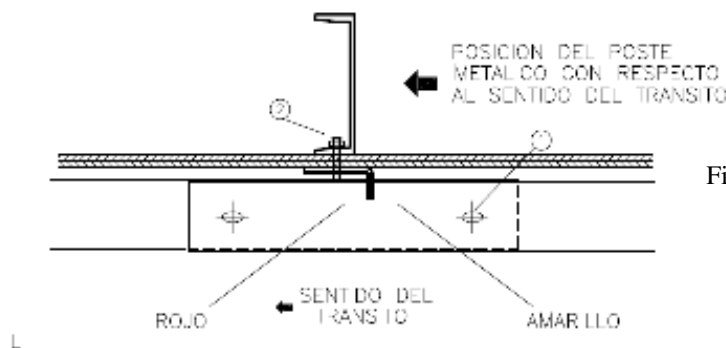


Figura 167 –Detalle del poste en planta.



PROPIEDADES FÍSICAS DE LAS DEFENSAS									
TIPO	CLASE	Calibre e	Área de Sección Trans. cm <sup>2</sup>	Momento de Inercia cm <sup>4</sup>		Modulo Resistente cm <sup>3</sup>		Peso de la defensa	
				Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical	3.81m Kg	7.62m Kg
DEFENSA	A	12(2.5mm)	12.84	96.1	1249.0	22.5	80.6	41	78
	B	10(3.2mm)	16.52	123.6	1607.0	28.9	103.6	53	100
MINI DEFENSA	—	12(2.5mm)	5.95	12.0	92.0	4.8	13.0	19	40

PROPIEDADES FÍSICAS DE POSTES LAMINADOS EN CALIENTE									
TIPO	ALTURA (h) mm	ANCHO (b) mm	ESPESOR (e) mm	Momento de Inercia cm <sup>4</sup>		Modulo Resistente cm <sup>3</sup>		Wx.Wy cm <sup>6</sup>	Wx/Wy
				Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical		
LIVIANO	152.4	48.77	5.08	541	29.1	70.5	8.2	578	8.6
PESADO	177.8	53.09	5.33	873	40.8	98.3	10.3	1013	9.54

PROPIEDADES FÍSICAS DE POSTES CONFORMADOS EN FRIO									
TIPO	ALTURA (h) mm	ANCHO (b) mm	ESPESOR (e) mm	Momento de Inercia cm <sup>4</sup>		Modulo Resistente cm <sup>3</sup>		Wx.Wy cm <sup>6</sup>	Wx/Wy
				Horizontal	Vertical	Horizontal	Vertical		
LIVIANO	170	70	4.75	590	64	73.8	12.3	908	6.0
PESADO	190	80	4.75	850	96	89.5	16.3	1578	5.5

Figura 168 –Propiedades físicas de las defensas.

## 7.4 Sistema de iluminación.

### 7.4.1 Introducción.

Prácticamente todos los aspectos de la seguridad están relacionados con la visibilidad.

Mantener un buen contacto visual con el camino y sus adyacencias es un requisito indispensable para conducir con seguridad tanto de día como de noche. Por lo tanto la iluminación con fuentes fijas contribuye a proveer de seguridad a un camino o calle.

Las estadísticas indican que la tasa de accidentes nocturnos es más alta que la diurna, lo cual puede atribuirse en alto grado a la menor visibilidad existente durante la noche.

La iluminación debe incluirse en la misma etapa de proyecto, no debe considerarse en forma aislada.

### 7.4.2 Calidad de la iluminación.

Eliminación o disminución del encandilamiento, iluminación de superficies verticales y uniformidad de los niveles de iluminación.

En zonas urbanas y suburbanas con concentración de peatones e interferencias, las fuentes de luz fijas tienden a reducir los accidentes.

En general, no se justifica la iluminación de las carreteras rurales pero sí en sus puntos críticos tales como intersecciones, distribuidores, cruces ferroviarios a nivel, puentes largos y angostos, túneles, etc.

La iluminación de una intersección depende de los volúmenes de tránsito y de su geometría. Las intersecciones canalizadas con radios más cerrados se deben iluminar.

En carreteras principales debe considerarse además la iluminación en aquellas secciones donde los movimientos de giro hacia y desde los laterales son peligrosos.

En las autopistas como la zona de camino es amplia la iluminación se justifica en los intercambiadores y en las calles colectoras si existen. En los intercambiadores es necesario contar con iluminación para que los conductores vean no solo el camino por delante, sino también toda la calzada de giro para discernir las trayectorias a seguir.- También deben ver al resto de los vehículos que pueden influir en su propio comportamiento.

Como norma general, es recomendable que la intensidad lumínica en los intercambiadores e intersecciones se incremente en un 50% con respecto a la existente en las calzadas principales.

Para minimizar el efecto del encandilamiento y para lograr una instalación económica, las luminarias se montan a alturas de por lo menos 9 m. Con mayores alturas de columnas (10 a 15 m) se obtiene una mayor uniformidad en la iluminación.-

Para iluminar distribuidores y áreas de servicios, se emplean mástiles o torres de iluminación de 30 m o más de altura. Esta iluminación permite una distribución uniforme sobre toda el área y los alineamientos curvos de la zona. Se reduce fundamentalmente el número de columnas.

Estudios de accidentes en varios países muestran que la mayoría de las colisiones entre vehículos y objetos fijos se produce dentro de una zona de 9 m de ancho medidos desde el borde de la calzada. Esto significa que colocando los soportes a más de 9 m se reducen drásticamente las posibilidades de accidentes. Esta solución requiere montajes especiales de las luminarias, mayores alturas de columnas, etc. que se traducen en mayores costos.-

Podría reducirse a 7 m, cuando las columnas deban ubicarse dentro de la zona de despeje o de recuperación, deben diseñarse para tener una adecuada atenuación del im-

pacto, es decir, un diseño frangible (bases deslizantes, de bajo peso, etc.). Este sistema no debe utilizarse en zonas urbanas ya que sería peligroso para los peatones y los edificios adyacentes. Además deben ubicarse detrás de barandas de defensa.

Los postes ubicados detrás de barreras longitudinales deben separarse lo suficiente para permitir la deflexión de las mismas ante un impacto.

Cualquiera sea el tipo de soporte frangible que se utilice, debe complementarse con un dispositivo en la base del poste que desconecte automáticamente los cables alimentadores del foco luminoso. Es de utilidad no solo en caso de accidentes, sino también facilita tareas de reparación y mantenimiento al permitir desconectar individualmente cada foco del circuito general. Al producirse un accidente, el resto del sistema de iluminación continúa en operación normal y se evitan riesgos por un shock eléctrico.

En una carretera con calzada separada, las columnas de iluminación pueden ubicarse en el cantero o sobre la derecha. Si se ubican en el cantero central el costo es menor ya que se utilizan de doble brazo, con alturas de montaje de 12 a 15 m y se iluminan los carriles de mayor velocidad. Si se ubican sobre la derecha se iluminan los carriles más utilizados.

En canteros de ancho reducido, con barreras rígidas, las columnas quedan integradas dentro de las mismas.

Donde se considere una futura instalación de iluminación es conveniente prever los espacios técnicos debajo del paquete estructural en la etapa de construcción.

#### 7.4.3 Geometría del sistema de iluminación

Altura de montaje de los focos luminosos, espaciamiento entre columnas, su posición relativa, el alineamiento angular de los focos y la ubicación de la columna respecto al camino.

La altura de los focos sobre la calzada es uno de los factores más importantes para lograr uniformidad en la iluminación, posibilidad de encandilamiento, el espaciamiento entre columnas, costo inicial y de mantenimiento.-

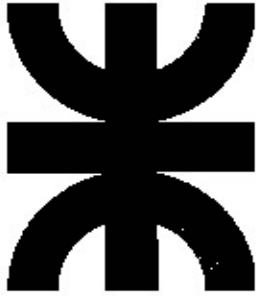
Desde el punto de vista del diseño geométrico, el sistema de iluminación óptimo es aquél en el cual el número de columnas es el mínimo compatible con la calidad del servicio que se quiere brindar y su ubicación no ofrece inconvenientes desde el punto de vista de la seguridad vial.-

En el plano N° 05 puede apreciarse el detalle de iluminación propuesto para el intercambiador. Donde se toman columnas de 12 m de altura y 2 m de brazo, con una luminaria tipo calzada principal c/NAV-T400W Super y columnas de 7 m con brazo de 1 m, con luminaria tipo calzada secundaria o rama c/NAV-T250W. Se dispone del tablero general correspondiente.

En la Figura 169 observamos el tipo de columna y artefacto que se utilizarán en la traza del camino.



Figura 169 –Luminarias Tipo.



**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 8**

**COMPLEMENTOS**

**Mauricio Exequiel Revelant**

## 8) COMPLEMENTOS

### 8.1 Desagües.

Basándonos en el replanteo correspondiente, para el diseño del proyecto se corroboran los drenajes en las mismas direcciones a fin de evitar escurrimientos no previstos aguas abajo.

La disposición o alternativa de desagüe adoptada puede verse en el plano de diseño del Intercambiador. (Plano N° 05)

Las pendientes transversales para las calzadas adoptadas son del orden del 2% por carril, con esta pendiente nos aseguramos el escurrimiento de la calzada.

El proyecto cuenta con banquetas estabilizadas con base granular de un ancho de 3 m. La pendiente transversal que va a tener es del 3 % con esto nos aseguramos el correcto drenaje del coronamiento.

El talud que va a presentar el camino es el correspondiente al que se ve en los detalles de perfiles transversales, de modo que sea efectivo el control de la erosión y un favorable aspecto estético de la carretera. De idéntica manera pueden apreciarse los contra-taludes y base de cuneta adoptados.

Las cunetas que presenta este perfil nos permitirá el escurrimiento de las aguas no solo las del camino sino la aportada por la ciudad y de los lotes aledaños.

En cuanto al desagüe de los puentes, se plantea dado a la curva vertical que permite un desagüe a dos aguas, escaleras antierosionates. Estas como bien enuncia la palabra son destinadas a evitar erosiones de los suelos por donde derrama el agua. Se plantean una totalidad de 4 escaleras para los dos puentes dispuestos. Para mayor información ver el Plano N° 7.5.

En cuanto a las alcantarillas a utilizar corresponden al Tipo que exigirá la Dirección de Vialidad Nacional.

### 8.2 Movimiento de suelo.

El movimiento de suelos a realizar se tipifica según las acciones a realizar y el orden de las mismas. Cada tarea deberá realizarse con la maquinaria y herramientas adecuadas para tal fin. Los tipos de movimientos serán:

- Desmontes: corresponderá a toda excavación necesaria para materializar las calzadas, ya sean éstas en el puente propiamente dicho, como de las ramas y arterias primarias y secundarias. En ellas se incluye la demolición de pavimentos y construcciones existentes (calzada existente), retiro y trasplante de árboles. También la limpieza del terreno, extracción de raíces, excavación y transporte de suelos.

- Relleno para muro de contención: corresponderá a todo relleno necesario para la correcta ejecución y colocación de los paneles de Tierra Armada, junto a todos los elementos de fijación.

- Excavación para estructura del puente: comprenderá a toda excavación necesaria para la ejecución de la estructura del puente, como ser perforaciones para los pilotes de cimentación y cabezales.

- Relleno y compactación de muros de contención: se procederá con el relleno y compactación del suelo correspondiente al cerramiento lateral. Se rellenará en capas de 0.20 metros de espesor con suelo seleccionado como se indicó en las especificaciones del sistema de Tierra Armada, a medida que se avanza en elevación, como recomienda el fabricante. Corresponde a las dos etapas a realizar con sistemas de Tierra Armada.

- Relleno y compactación de suelo base o subrasante: comprende todo el relleno y compactación según especificaciones técnicas para la preparación del suelo para la ejecución de la calzada.

### **8.3 Procedimiento constructivo.**

Como se ha visto hasta el momento se ha planteado todo aquello necesario para la construcción del intercambiador estudiado, es por ello que solo resta nombrar las operaciones o sucesión de las mismas para lograr dicho objetivo. Aquí se deberá resolver la forma y los métodos a utilizar para desarrollar todas estas soluciones afectando en la menor medida posible el funcionamiento habitual que Ruta Nacional N° 33 posee y sus adyacencias.

La intención es brindar una noción de los pasos a seguir y el orden de tareas para justificar la factibilidad de la obra proyectada, es decir se intentará plantear que se proyectó una obra “construible”.

*Las primeras tareas a realizar correspondientes a la primera etapa son:*

- Señalización de área de trabajo.
- Limpieza del terreno. Destroce, desbroce, destronque, demolición.
- Replanteo de la obra.
- Terraplenes sobre calzadas secundarias y ramas del diamante.
- Construcción de alcantarillas según proyecto, paquete estructural, acondicionamiento de los perfiles transversales, distribución de cañerías eléctricas.

*Las tareas posteriores correspondientes a la segunda etapa son:*

- Señalización del área de trabajo.
- Localización de los ejes correspondientes a los estribos y pilas.
- Perforación para la disposición de pilotes.
- Colocación de la armadura pertinente y colado del hormigón.
- Disposición de la armadura del cabeza, estribos y pilas, vertido del hormigón.
- A su vez y en forma simultánea se prepararán las vigas postesadas prefabricadas con el fin de colocarlas al término del fragüe de los estribos y pilas.
  - Armado de las riostras o diafragmas, introduciendo armadura en las vigas principales, colado del hormigón.
  - Encofrado de losa, preparación de la armadura y vertido del hormigón.
  - Generación de las barandas de hormigón y metálicas y posteriormente las veredas de hormigón pobre.
  - Construcción del terraplén de acceso. Introducción de los bloques de tierra armada a medida que se genera mayor altura sobre el terraplén. Compactación según se estipula en el proyecto, paquete estructural.
  - Construcción de la losa de aproximación y desagües aledaños.
  - Construcción de las escaleras antierosionate, acondicionamiento de las adyacencias.
  - Terminación de la colocación de las barandas flexibles.



- Generación de la capa de rodadura, previo a la disposición de las juntas de dilatación.
- Colocación de cableado eléctrico. Introducción de las columnas y luminarias correspondientes.
- Colocar el señalamiento correspondiente.
- Limpieza final y apertura al tráfico según corresponda.

Si se desea obtener mayor información del proceso constructivo ver el Plano N° 9 y consultar el presupuesto donde se describen en mayor detalle las operaciones a realizar.

#### 8.4 Presupuesto de obra.

##### PLANILLA DE RUBROS PARTE N° 1

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COMPUTO METRICO
1	<b>Desbosque, destronque y limpieza del terreno-Replanteo</b>		
1.1	Extracción de árboles	Ha	1,16
1.2	Explanada de área de trabajo	Ha	1,16
1.3	Replanteo y Nivelación de las operaciones	Ha	1,16
2	<b>Demoliciones</b>		
2.1	Demolición de alcantarillas existentes	m <sup>2</sup>	200,00
		0,00	0,00
3	<b>Movimiento de suelo sobre ramas y camino secundario</b>		
3.1	Excavaciones y transporte	m <sup>3</sup>	0,00
3.2	Terraplenes	m <sup>3</sup>	15.000,00
3.3	Sub-base suelo, arena, cal	m <sup>3</sup>	2.250,00
3.4	Base, estabilizado granular	m <sup>3</sup>	2.600,00
3.5	Ejecución de banquetas		
		0,00	0,00
4	<b>Riegos Asfálticos</b>	0,00	0,00
4.1	Riego de liga sobre carpeta asfáltica	m <sup>2</sup>	11.160,00
4.2	Riego de imprimación sobre base y sub-base	m <sup>2</sup>	22.320,00
5	<b>Carpetas</b>		
5.1	Carpeta de concreto asfáltico de 8 cm	t	4.500,00
5.2	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 7 cm	t	4.500,00
6	<b>Señalización</b>		
6.1	Señalización horizontal termoplástica	m <sup>2</sup>	500,00
6.2	Señalización vertical	m <sup>2</sup>	10,00
7	<b>Construcción de alcantarillas y alambrados</b>		
7.1	Alcantarilla tipo I	ml	75,00
7.2	Alcantarilla tipo II	ml	0,00
7.3	Alambrado	Km	2,00
7.4	Tranqueras	u	2,00

## PLANILLA PRECIOS UNITARIOS

COEFICIENTE RESUMEN					
<b>COSTO NETO</b>		<b>100</b>	%	<b>1,00</b>	<b>(A)</b>
Gastos generales e indirectos	13%				
Beneficio	10%				
Incidencia sobre (A)		23	%	0,23	
<b>SUBTOTAL 1</b>				<b>1,23</b>	<b>(B)</b>
Gastos financieros	2%				
Incidencia sobre (B)		2	%	0,02	
<b>SUBTOTAL 2</b>				<b>1,25</b>	<b>(C)</b>
I.V.A. IB	24,0%				
Incidencia sobre (C)		24	%	0,30	
<b>SUBTOTAL 3</b>				<b>1,56</b>	<b>(CR)</b>
<b>COEFICIENTE DE RESUMEN ADOPTADO (CR)</b>				<b>1,56</b>	

1.1	Extracción de árboles					Ha
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
<b>SUBTOTAL MATERIALES (A)</b>					<b>0,00</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	2,000	Dia	283,52	\$	567,05	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia	241,53	\$	241,53	\$/Dia
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)</b>					<b>808,58</b>	<b>\$/Dia</b>
<b>RENDIMIENTOS</b>			1,30	Ha/Dia	<b>621,98</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>Equipos:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Camión Volcador	0,25	Dia	900,00	\$	225,00	\$/Dia
* Cargador frontal 2 m3	0,25	Dia	1100,00	\$	275,00	\$/Dia
<b>SUBTOTAL EQUIPOS (C)</b>					<b>2200,00</b>	<b>\$/Dia</b>
<b>RENDIMIENTOS</b>			1,30	Ha/Dia	<b>1692,31</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>COSTO NETO TOTAL (D)</b>	(A+B+C)				<b>2314,29</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>	2314,29		x	1,56	<b>3600,35</b>	<b>\$/Ha</b>

1.2	Explanada de área de trabajo					Ha
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
<b>SUBTOTAL MATERIALES (A)</b>					<b>0,00</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	2,000	Dia	283,52	\$	567,05	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia	241,53	\$	241,53	\$/Dia
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)</b>					<b>808,58</b>	<b>\$/Dia</b>
<b>RENDIMIENTOS</b>			1,30	Ha/Dia	<b>621,98</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>Equipos:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Camión Volcador	0,25	Dia	900,00	\$	225,00	\$/Dia
* Cargador frontal 2 m3	0,25	Dia	1100,00	\$	275,00	\$/Dia
<b>SUBTOTAL EQUIPOS (C)</b>					<b>2200,00</b>	<b>\$/Dia</b>
<b>RENDIMIENTOS</b>			1,30	Ha/Dia	<b>1692,31</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>COSTO NETO TOTAL (D)</b>	(A+B+C)				<b>2314,29</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>	2314,29		x	1,56	<b>3600,35</b>	<b>\$/Ha</b>

1.3	Replanteo y Nivelación de las operaciones					Ha
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	2,000	Dia	283,52	\$	567,05	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia	241,53	\$	241,53	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>808,58</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				1,30 Ha/Dia	<b>621,98</b>	<b>\$/Ha</b>
<b>Equipòs:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Camión Volcador	0,25	Dia	900,00	\$	225,00	\$/Dia
* Cargador frontal 2 m3	0,25	Dia	1100,00	\$	275,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>2200,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				1,30 Ha/Dia	<b>1692,31</b>	<b>\$/Ha</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>2314,29</b>	<b>\$/Ha</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					2314,29 x 1,56	<b>3600,35</b> <b>\$/Ha</b>

2.1	Demolición de alcantarillas existentes					m <sup>2</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia	241,53	\$	241,53	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>525,05</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				10,00 m <sup>2</sup> /Dia	<b>52,51</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>
<b>Equipòs:</b>						
* Herramientas manuales	1,00	Gl/m <sup>2</sup>	0,05	\$/Gl	0,05	\$/m <sup>2</sup>
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>0,05</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>52,56</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					52,56 x 1,56	<b>81,76</b> <b>\$/m<sup>2</sup></b>

3.1	Excavaciones y transporte					m <sup>3</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Suelo	1,00	m <sup>3</sup>	2,00	\$	2,00	\$/m <sup>3</sup>
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>2,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia	241,53	\$	241,53	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>525,05</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				400,00 m <sup>3</sup> /Dia	<b>1,31</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>Equipòs:</b>						
* Retroexcav. CAT 215 (841 Lts.)	1,00	Dia	1200,00	\$	1200,00	\$/Dia
* Camión Volcador	1,00	Dia	900,00	\$	900,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>2100,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				400,00 m <sup>3</sup> /Dia	<b>5,25</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>8,56</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					8,56 x 1,56	<b>13,32</b> <b>\$/m<sup>3</sup></b>

3.2	Terraplenes					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia	241,53	\$	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1008,12</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00 m3/Dia	<b>5,04</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Equipòs:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	0,70	Dia	1700,00	\$	1190,00	\$/Dia
* Tractor Fiat 980 C/Rastra	0,25	Dia	1000,00	\$	250,00	\$/Dia
* Camión Regador de 7 m3	0,25	Dia	1000,00	\$	250,00	\$/Dia
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>3390,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00 m3/Dia	<b>16,95</b>	<b>\$/m3</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>21,99</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					21,99 x 1,56	<b>34,21</b> <b>\$/m3</b>

3.3	Sub-base suelo, arena, cal					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Arena	0,20	m3/m3	112,87	\$/m3	22,57	\$/m3
* Cal-25 Kg	96,00	Kg	0,67	\$/Kg	63,90	\$/m3
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>86,47</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia	241,53	\$	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1008,12</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00 m3/Dia	<b>5,04</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Equipòs:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Tractor Fiat 980 C/Rastra	0,50	Dia	1000,00	\$	500,00	\$/Dia
* Camión Regador de 7 m3	0,70	Dia	1000,00	\$	700,00	\$/Dia
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4600,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00 m3/Dia	<b>23,00</b>	<b>\$/m3</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>114,51</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					114,51 x 1,56	<b>178,14</b> <b>\$/m3</b>

3.4	Base, estabilizado granular					m3
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Estabilizado	1,00	m3	139,67	\$/m3	139,67	\$/m3
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>139,67</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	2,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	567,05	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1291,64</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				100,00 m3/Dia	<b>12,92</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Equipòs:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Camión Volcador	0,70	Dia	900,00	\$	630,00	\$/Dia
* Cargador frontal 2 m3	0,70	Dia	1100,00	\$	770,00	\$/Dia
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4800,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				100,00 m3/Dia	<b>48,00</b>	<b>\$/m3</b>

3.5 Ejecución de banquetas						0
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia	241,53	\$	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1008,12</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				140,00 ml/Dia	<b>7,20</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Equipos:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Tractor Fiat 980 C/Rastra	0,20	Dia	1000,00	\$	200,00	\$/Dia
* Camión Regador de 7 m3	0,20	Dia	1000,00	\$	200,00	\$/Dia
* Rodillo Compactador Autop. 815 E	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>3800,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				140,00 ml/Dia	<b>27,14</b>	<b>\$/ml</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>34,34</b>	<b>\$/ml</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					34,34 x 1,56	<b>53,43</b> <b>\$/ml</b>

4.1 Riego de liga sobre carpeta asfáltica						m <sup>2</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Emulsión	0,15	lts/m2	16,52	\$/lts	2,48	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>2,48</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	283,52	\$/Dia
* Ayudante	0,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	0,00	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>283,52</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00 m2/Dia	<b>0,14</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Equipos:</b>						
* Camión Regador de 7 m3	1,00	Dia	1000,00	\$	1000,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>1000,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00 m2/Dia	<b>0,50</b>	<b>\$/m2</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3,12</b>	<b>\$/m2</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3,12 x 1,56	<b>4,85</b> <b>\$/m2</b>

4.2 Riego de imprimación sobre base y sub-base						m <sup>2</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Emulsión	0,30	lts/m2	16,52	\$/lts	4,96	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>4,96</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	283,52	\$/Dia
* Ayudante	0,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	0,00	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>283,52</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00 m2/Dia	<b>0,14</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Equipos:</b>						
* Camión Regador de 7 m3	1,00	Dia	1000,00	\$	1000,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>1000,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00 m2/Dia	<b>0,50</b>	<b>\$/m2</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>5,60</b>	<b>\$/m2</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					5,60 x 1,56	<b>8,71</b> <b>\$/m2</b>

5.1	Carpeta de concreto asfáltico de 8 cm					t		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Mezcla Asfáltica	0,80	t/m2	186,30	\$/t	149,04	\$/t		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>149,04</b>	\$/t		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	2,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	567,05	\$/Dia		
* Ayudante	3,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	724,59	\$/Dia		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1291,64</b>	\$/Dia		
RENDIMIENTOS			120,00	t/Dia	<b>10,76</b>	\$/t		
<b>Equipòs:</b>								
* Distribuidora	1,00	Dia	3200,00	\$	3200,00	\$/Dia		
* Camión Volcador	1,00	Dia	900,00	\$	900,00	\$/Dia		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4100,00</b>	\$/Dia		
RENDIMIENTOS			120,00	t/Dia	<b>34,17</b>	\$/t		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>193,97</b>	\$/t		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					193,97	x 1,56	<b>301,76</b>	\$/t

5.2	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 7 cm					t		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Mezcla Asfáltica	0,70	t/m2	186,30	\$/t	130,41	\$/t		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>130,41</b>	\$/t		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	2,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	567,05	\$/Dia		
* Ayudante	3,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	724,59	\$/Dia		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1291,64</b>	\$/Dia		
RENDIMIENTOS			120,00	t/Dia	<b>10,76</b>	\$/t		
<b>Equipòs:</b>								
* Distribuidora	1,00	Dia	3200,00	\$	3200,00	\$/Dia		
* Camión Volcador	1,00	Dia	900,00	\$	900,00	\$/Dia		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4100,00</b>	\$/Dia		
RENDIMIENTOS			120,00	t/Dia	<b>34,17</b>	\$/t		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>175,34</b>	\$/t		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					175,34	x 1,56	<b>272,77</b>	\$/t

6.1	Señalización horizontal termoplástica					m <sup>2</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
*								
SUBTOTAL MATERIALES (A)								
<b>Mano de obra:</b>								
*								
*								
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)								
RENDIMIENTOS								
<b>Equipòs: Sub contrato</b>								
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>21,00</b>	\$/m2		
RENDIMIENTOS								
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>21,00</b>	\$/m2		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					21,00	x 1,56	<b>32,67</b>	\$/m2

6.2	Señalización vertical					m <sup>2</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Pintura y carteles					320,00	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>320,00</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	283,52	\$/Dia
* Ayudante	2,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	483,06	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>766,59</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS					20,00	m2/Dia
RENDIMIENTOS					<b>38,33</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Equipòs:</b>						
* Cargador frontal 2 m3	0,15	Dia	1100,00	\$	165,00	\$/Dia
* Camión Volcador	0,15	Dia	900,00	\$	135,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>300,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS					20,00	m2/Dia
RENDIMIENTOS					<b>15,00</b>	<b>\$/m2</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>373,33</b>	<b>\$/m2</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					373,33	x 1,56
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					<b>580,79</b>	<b>\$/m2</b>

7.1	Alcantarilla tipo I					ml
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Acero diam 6	0,05	t/ml	6390,91	\$/Ton	319,55	\$/ml
* Acero diam 10	0,10	t/ml	6155,04	\$/Ton	615,50	\$/ml
* Hormigon Elaborado H15	1,00	m3/ml	403,00	\$/m3	403,00	\$/ml
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1338,05</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	2,000	Dia	241,53	\$	483,06	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>766,59</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS					2,50	ml/Dia
RENDIMIENTOS					<b>306,63</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Equipòs:</b>						
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>
RENDIMIENTOS						ml/Dia
RENDIMIENTOS					<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>1644,68</b>	<b>\$/ml</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					1644,68	x 1,56
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					<b>2558,64</b>	<b>\$/ml</b>

7.2	Alcantarilla tipo II					ml
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Acero diam 6	0,07	t/ml	6390,91	\$/Ton	447,36	\$/ml
* Acero diam 10	0,12	t/ml	6155,04	\$/Ton	738,60	\$/ml
* Hormigon Elaborado H15	1,20	m3/ml	403,00	\$/m3	483,60	\$/ml
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1669,57</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	2,000	Dia	241,53	\$	483,06	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>766,59</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS					2,50	ml/Dia
RENDIMIENTOS					<b>306,63</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Equipòs:</b>						
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>
RENDIMIENTOS						ml/Dia
RENDIMIENTOS					<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>1976,20</b>	<b>\$/ml</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					1976,20	x 1,56
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					<b>3074,39</b>	<b>\$/ml</b>

7.3	Alambrado					Km			
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad			
<b>Materiales:</b>									
* Alambrado	0,25	t/ml	1208,68	\$/Km	302,17	\$/Km			
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>302,17</b>	<b>\$/ Km</b>			
<b>Mano de obra:</b>									
* Oficial									
* Ayudante									
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>3500,00</b>	<b>\$/Km</b>			
RENDIMIENTOS									
<b>Equipòs:</b>									
SUBTOTAL EQUIPOS (C)						<b>\$/Km</b>			
RENDIMIENTOS									
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3500,00</b>	<b>\$/Km</b>			
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3500,00	x	1,56	<b>5444,96</b>	<b>\$/Km</b>

7.4	Tranqueras					u			
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad			
<b>Materiales:</b>									
*									
SUBTOTAL MATERIALES (A)						<b>\$/ U</b>			
<b>Mano de obra:</b>									
* Oficial									
* Ayudante									
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1350,00</b>	<b>\$/ U</b>			
RENDIMIENTOS									
<b>Equipòs:</b>									
SUBTOTAL EQUIPOS (C)						<b>\$/U</b>			
RENDIMIENTOS									
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>1350,00</b>	<b>\$/ U</b>			
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					1350,00	x	1,56	<b>2100,20</b>	<b>\$/ U</b>





**PLANILLA PRECIOS DE VENTA**

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COMPUTO METRICO	COMPUTO METRICO
<b>1</b>	<b>Desbosque, destronque y limpieza del terreno-Replanteo</b>			
1.1	Extracción de árboles	Ha	1,16	\$ 4.176,41
1.2	Explanada de área de trabajo	Ha	1,16	\$ 4.176,41
1.3	Replanteo y Nivelación de las operaciones	Ha	1,16	\$ 4.176,41
<b>2</b>	<b>Demoliciones</b>			
2.1	Demolición de alcantarillas existentes	m <sup>2</sup>	200,00	\$ 16.352,15
<b>3</b>	<b>Movimiento de suelo sobre ramas y camino secundario</b>			
3.1	Excavaciones y transporte	m <sup>3</sup>	0,00	\$ 0,00
3.2	Terraplenes	m <sup>3</sup>	15.000,00	\$ 513.162,46
3.3	Sub-base suelo, arena, cal	m <sup>3</sup>	2.250,00	\$ 400.821,08
3.4	Base, estabilizado granular	m <sup>3</sup>	2.600,00	\$ 811.335,63
3.5	Ejecución de banquetas	m <sup>3</sup>	0,00	\$ 0,00
<b>4</b>	<b>Riegos Asfálticos</b>			
4.1	Riego de liga sobre carpeta asfáltica	m <sup>2</sup>	11.160,00	\$ 54.160,58
4.2	Riego de imprimación sobre base y sub-base	m <sup>2</sup>	22.320,00	\$ 194.358,21
<b>5</b>	<b>Carpetas</b>			
5.1	Carpeta de concreto asfáltico de 8 cm	t	4.500,00	\$ 1.357.908,02
5.2	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 7 cm	t	4.500,00	\$ 1.227.487,31
<b>6</b>	<b>Señalización</b>			
6.1	Señalización horizontal termoplástica	m <sup>2</sup>	500,00	\$ 16.334,89
6.2	Señalización vertical	m <sup>2</sup>	10,00	\$ 5.807,90
<b>7</b>	<b>Construcción de alcantarillas y alambrados</b>			
7.1	Alcantarilla tipo I	ml	75,00	\$ 191.898,02
7.2	Alcantarilla tipo II	ml	0,00	\$ 0,00
7.3	Alambrado	Km	2,00	\$ 22.720,03
7.4	Tranqueras	u	2,00	\$ 8.400,80

PRECIO DE VENTA **\$ 4.833.276,33**

## PLANILLA DE RUBROS PARTE N° 2

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COMPUTO METRICO
<b>A</b>	<b>Superestructura</b>		
<b>1</b>	<b>Losa</b>		
1.1	Losas de Hormigón Armado H30	m <sup>3</sup>	105,84
1.2	Barandas de Hormigón H20	m <sup>3</sup>	11,40
1.3	Barandas de Acero	gl	1,00
1.4	Veredas de Hormigón H20	m <sup>3</sup>	27,36
1.5	Juntas de Dilatación en losas	m <sup>2</sup>	18,00
<b>2</b>	<b>Vigas Principales</b>		
2.1	Vigas principales H30	m <sup>3</sup>	119,28
2.2	Aparatos de Apoyo Neoprenos	m <sup>3</sup>	0,55
2.3	Juntas de Dilatación en Vigas	m <sup>2</sup>	65,00
<b>3</b>	<b>Vigas Transversales (Riostras)</b>		
3.1	Riostras 0.25 x 0.70 H30	m <sup>3</sup>	20,72
<b>B</b>	<b>Mesoestructura</b>		
<b>4</b>	<b>Caballetes</b>		
4.1	Vigas de Pórtico H25	m <sup>3</sup>	20,16
4.2	Pilas del caballetes H25	m <sup>3</sup>	11,73
4.3	Espaldón del caballete H25	m <sup>3</sup>	6,80
<b>5</b>	<b>Pilas Centrales</b>		
5.1	Vigas de Pórtico H25	m <sup>3</sup>	10,08
5.2	Pilas H25	m <sup>3</sup>	11,05
<b>C</b>	<b>Infraestructura</b>		
<b>6</b>	<b>Pilotes</b>		
6.1	Excavación de pozos	m <sup>3</sup>	91,56
6.2	Pilotes H20	m <sup>3</sup>	91,56
<b>7</b>	<b>Cabezales</b>		
7.1	Cabezales H20	m <sup>3</sup>	23,69
<b>D</b>	<b>Elementos Adicionales</b>		
<b>8</b>	<b>Losa de aproximación</b>		
8.1	Losa de aproximación H30	m <sup>3</sup>	84,00
<b>9</b>	<b>Escaleras antierosionates</b>		
9.1	Escaleras H15	m <sup>3</sup>	27,22

<b>10</b>	<b>Terraplen compactado</b>		
10.1	Excavaciones y transporte	m <sup>3</sup>	0,00
10.2	Terraplenes	m <sup>3</sup>	120.000,00
10.3	Sub-base suelo, arena, cal	m <sup>3</sup>	1.500,00
10.4	Base, estabilizado granular	m <sup>3</sup>	1.800,00
10.5	Ejecución de banquetas	m <sup>3</sup>	0,00
<b>11</b>	<b>Riegos Asfálticos</b>		
11.2	Riego de liga sobre carpeta asfáltica	m <sup>2</sup>	7.500,00
11.3	Riego de imprimación sobre base y sub-base	m <sup>2</sup>	15.000,00
<b>12</b>	<b>Carpetas</b>		
12.1	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 5 cm	t	880,00
12.2	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 15 cm	t	4.500,00
<b>13</b>	<b>Tierra Armada</b>		
13.1	Protección Talud vertical	m <sup>2</sup>	7.170,00
<b>14</b>	<b>Defensas flexibles-Guadrail</b>		
14.1	Defensas de una onda	ml	2.060,00

PLANILLA PRECIOS UNITARIOS					
COEFICIENTE RESUMEN					
<b>COSTO NETO</b>		<b>100</b>	<b>%</b>	<b>1,00</b>	<b>(A)</b>
Gastos generales e indirectos	13%				
Beneficio	10%				
Incidencia sobre (A)		23	%	0,23	
<b>SUBTOTAL 1</b>				<b>1,23</b>	<b>(B)</b>
Gastos financieros	2%				
Incidencia sobre (B)		2	%	0,02	
<b>SUBTOTAL 2</b>				<b>1,25</b>	<b>(C)</b>
I.V.A. IB	24,0%				
Incidencia sobre (C)		24	%	0,30	
<b>SUBTOTAL 3</b>				<b>1,56</b>	<b>(CR)</b>
<b>COEFICIENTE DE RESUMEN ADOPTADO (CR)</b>				<b>1,56</b>	

## Superestructura

## Losa

1.1	Losas de Hormigón Armado H30					m <sup>3</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Hormigon Elaborado H30	1,0000	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	461,98	\$/m <sup>3</sup>	461,98	\$/m <sup>3</sup>
* Acero diam 8	0,0220	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	135,42	\$/m <sup>3</sup>
* Acero diam 10	0,0200	\$/Ton	6155,04	\$/Ton	123,10	\$/m <sup>3</sup>
* Acero diam 12	0,0570	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	396,12	\$/m <sup>3</sup>
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m <sup>3</sup>	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m <sup>3</sup>
<b>SUBTOTAL MATERIALES (A)</b>					<b>1129,03</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	20,000	Hora/m <sup>3</sup>	35,44	\$/h	708,81	\$/m <sup>3</sup>
* Ayudante	19,000	Hora/m <sup>3</sup>	30,19	\$/h	573,63	\$/m <sup>3</sup>
<b>SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)</b>					<b>1282,45</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>Equipos:</b>						
* Hormigonera	1,00	gl/m <sup>3</sup>	70,00	\$/gl	70,00	\$/m <sup>3</sup>
* Herramientas manuales	1,00	gl/m <sup>3</sup>	25,00	\$/gl	25,00	\$/m <sup>3</sup>
* Encofrados	3,00	gl/m <sup>3</sup>	150,00	\$/gl	450,00	\$/m <sup>3</sup>
<b>SUBTOTAL EQUIPOS (C)</b>					<b>545,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>COSTO NETO TOTAL (D)</b>	<b>(A+B+C)</b>				<b>2956,48</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>		2956,48	x	1,56	<b>4599,41</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

## Superestructura

## Losa

1.2	Barandas de Hormigón H20					m³			
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad			
<b>Materiales:</b>									
* Hormigon Elaborado H20	1,0000	m3/m3	416,00	\$/m3	416,00	\$/m3			
* Acero diam 10	0,1000	\$/Ton	6155,04	\$/Ton	615,50	\$/m3			
* Acero diam 12	0,0930	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	646,31	\$/m3			
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3			
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1690,22</b>	<b>\$/m3</b>			
<b>Mano de obra:</b>									
* Oficial	20,000	Hora/m3	35,44	\$/h	708,81	\$/m3			
* Ayudante	19,000	Hora/m3	30,19	\$/h	573,63	\$/m3			
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1282,45</b>	<b>\$/m3</b>			
<b>Equipos:</b>									
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3			
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3			
* Encofrados	2,00	gl/m3	150,00	\$/gl	300,00	\$/m3			
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>395,00</b>	<b>\$/m3</b>			
COSTO NETO TOTAL (D)					<b>(A+B+C)</b>	<b>3367,67</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3367,67	x	1,56	<b>5239,09</b>	<b>\$/m3</b>

## Superestructura

## Losa

1.3	Baranadas de Acero					gl			
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad			
<b>Materiales:</b>									
* Caño 3"	36,0000	m/gl	26,70	\$/ml	961,14	\$/gl			
* Caño 2-1/2 "	448,0000	m/gl	21,62	\$/ml	9686,61	\$/gl			
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>10647,75</b>	<b>\$/gl</b>			
<b>Mano de obra:</b>									
* Oficial	120,000	Hora/gl	35,44	\$/h	4252,87	\$/gl			
* Ayudante	65,000	Hora/gl	30,19	\$/h	1962,43	\$/gl			
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>6215,30</b>	<b>\$/gl</b>			
<b>Equipos:</b>									
* Hormigonera	0,00	gl/m3	70,00	\$/gl	0,00	\$/gl			
* Herramientas manuales	10,00	gl/m3	25,00	\$/gl	250,00	\$/gl			
* Encofrados	0,00	gl/m3	150,00	\$/gl	0,00	\$/gl			
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>250,00</b>	<b>\$/gl</b>			
COSTO NETO TOTAL (D)					<b>(A+B+C)</b>	<b>17113,05</b>	<b>\$/gl</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					17113,05	x	1,56	<b>26622,84</b>	<b>\$/gl</b>

## Superestructura

## Losa

1.5	Juntas de Dilatación en losas					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Polietileno expandido	1,0000	m2/m2	7,67	\$/m2	7,67	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>7,67</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,500	Hora/m2	35,44	\$/h	53,16	\$/m2
* Ayudante	1,000	Hora/m2	30,19	\$/h	30,19	\$/m2
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>83,35</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Equipos:</b>						
* Hormigonera	0,00	gl/m2	70,00	\$/gl	0,00	\$/m2
* Herramientas manuales	2,00	gl/m2	25,00	\$/gl	50,00	\$/m2
* Encofrados	0,00	gl/m2	150,00	\$/gl	0,00	\$/m2
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>50,00</b>	<b>\$/m2</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>141,02</b>	<b>\$/m2</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		141,02	x	1,56	<b>219,39</b>	<b>\$/m2</b>

## Superestructura

## Vigas Principales

2.1	Vigas principales H30					m³
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Hormigon Elaborado H30	1,0000	m3/m3	461,98	\$/m3	461,98	\$/m3
Acero diam 8	0,0010	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	6,16	\$/m3
Acero diam 10	0,0860	\$/Ton	6155,04	\$/Ton	529,33	\$/m3
Acero diam 12	0,0020	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	13,90	\$/m3
Cables de Tesado	1,0000	m3/m3	66,20	\$/m3	66,20	\$/m3
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1089,98</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Equipos:</b>						
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3
* Servicio de Tesado	1,00	gl/m3	120,00	\$/gl	120,00	\$/m3
* Grua de Isaje	1,00	gl/m3	100,00	\$/gl	100,00	\$/m3
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>765,00</b>	<b>\$/m3</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3699,23</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		3699,23	x	1,56	<b>5754,90</b>	<b>\$/m3</b>

**Superestructura  
Vigas Principales**

2.2	Aparatos de Apoyo Neoprenos					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Neoprenos	0,5500	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	6317,36	\$/m <sup>3</sup>	3474,55	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>3474,55</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	10,000	Hora/m <sup>3</sup>	35,44	\$/h	354,41	\$/m <sup>3</sup>		
* Ayudante	5,000	Hora/m <sup>3</sup>	30,19	\$/h	150,96	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>505,36</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	0,00	gl/m <sup>3</sup>	70,00	\$/gl	0,00	\$/m <sup>3</sup>		
* Herramientas manuales	2,00	gl/m <sup>3</sup>	25,00	\$/gl	50,00	\$/m <sup>3</sup>		
* Encofrados	0,00	gl/m <sup>3</sup>	150,00	\$/gl	0,00	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>50,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>4029,91</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					4029,91	x 1,56	<b>6269,34</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

**Superestructura  
Aparatos de Apoyo Neoprenos**

2.3	Juntas de Dilatación en Vigas					m <sup>2</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Polietileno expandido	1,0000	m <sup>2</sup> /m <sup>2</sup>	7,67	\$/m <sup>2</sup>	7,67	\$/m <sup>2</sup>		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>7,67</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	1,500	Hora/m <sup>2</sup>	35,44	\$/h	53,16	\$/m <sup>2</sup>		
* Ayudante	1,000	Hora/m <sup>2</sup>	30,19	\$/h	30,19	\$/m <sup>2</sup>		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>83,35</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	0,00	gl/m <sup>2</sup>	70,00	\$/gl	0,00	\$/m <sup>2</sup>		
* Herramientas manuales	2,00	gl/m <sup>2</sup>	25,00	\$/gl	50,00	\$/m <sup>2</sup>		
* Encofrados	0,00	gl/m <sup>2</sup>	150,00	\$/gl	0,00	\$/m <sup>2</sup>		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>50,00</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>141,02</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					141,02	x 1,56	<b>219,39</b>	<b>\$/m<sup>2</sup></b>



**Superestructura**  
**Vigas Transversales (Riostras)**

3.1	Riostras 0.25 x 0.70 H30					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H30	1,0000	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	461,98	\$/m <sup>3</sup>	461,98	\$/m <sup>3</sup>		
* Acero diam 8	0,0310	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	190,81	\$/m <sup>3</sup>		
* Acero diam 20	0,2000	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	1483,25	\$/m <sup>3</sup>		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m <sup>3</sup>	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>2148,46</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m <sup>3</sup>	35,44	\$/h	1240,42	\$/m <sup>3</sup>		
* Ayudante	20,000	Hora/m <sup>3</sup>	30,19	\$/h	603,83	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m <sup>3</sup>	70,00	\$/gl	70,00	\$/m <sup>3</sup>		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m <sup>3</sup>	25,00	\$/gl	25,00	\$/m <sup>3</sup>		
* Encofrados	3,00	gl/m <sup>3</sup>	150,00	\$/gl	450,00	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
COSTO NETO TOTAL (D)					<b>4537,71</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					4537,71	x 1,56	<b>7059,33</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

**Mesoestructura**  
**Caballetes**

4.1	Vigas de Pórtico H25					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H25	1,0000	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	435,50	\$/m <sup>3</sup>	435,50	\$/m <sup>3</sup>		
* Acero diam 12	0,0440	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	305,78	\$/m <sup>3</sup>		
* Acero diam 16	0,0240	\$/Ton	6424,56	\$/Ton	154,19	\$/m <sup>3</sup>		
* Acero diam 20	0,0620	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	459,81	\$/m <sup>3</sup>		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m <sup>3</sup>	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1367,69</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m <sup>3</sup>	35,44	\$/h	1240,42	\$/m <sup>3</sup>		
* Ayudante	20,000	Hora/m <sup>3</sup>	30,19	\$/h	603,83	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m <sup>3</sup>	70,00	\$/gl	70,00	\$/m <sup>3</sup>		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m <sup>3</sup>	25,00	\$/gl	25,00	\$/m <sup>3</sup>		
* Encofrados	3,00	gl/m <sup>3</sup>	150,00	\$/gl	450,00	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
COSTO NETO TOTAL (D)					<b>3756,93</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3756,93	x 1,56	<b>5844,67</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

**Mesoestructura  
Caballetes**

4.2	Pilas del caballetes H25					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H25	1,0000	m3/m3	435,50	\$/m3	435,50	\$/m3		
* Acero diam 8	0,0160	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	98,48	\$/m3		
* Acero diam 20	0,1150	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	852,87	\$/m3		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1399,26</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3		
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3		
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>		
COSTO NETO TOTAL (D)					<b>3788,51</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3788,51	x 1,56	<b>5893,80</b>	<b>\$/m3</b>

**Mesoestructura  
Caballetes**

4.3	Espaldón del caballete H25					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H25	1,0000	m3/m3	435,50	\$/m3	435,50	\$/m3		
* Acero diam 8	0,0140	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	86,17	\$/m3		
* Acero diam 20	0,1000	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	741,63	\$/m3		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1275,71</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3		
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3		
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>		
COSTO NETO TOTAL (D)					<b>3664,96</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3664,96	x 1,56	<b>5701,59</b>	<b>\$/m3</b>

**Mesoestructura  
Pilas Centrales**

5.1	Vigas de Pórtico H25					m <sup>3</sup>	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
<b>Materiales:</b>							
* Hormigon Elaborado H25	1,0000	m3/m3	435,50	\$/m3	435,50	\$/m3	
* Acero diam 12	0,0780	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	542,06	\$/m3	
* Acero diam 16	0,0240	\$/Ton	6424,56	\$/Ton	154,19	\$/m3	
* Acero diam 20	0,0820	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	608,13	\$/m3	
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1752,30</b>	<b>\$/m3</b>	
<b>Mano de obra:</b>							
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3	
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>	
<b>Equipos:</b>							
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3	
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3	
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3	
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>	
COSTO NETO TOTAL (D)					(A+B+C)	<b>4141,54</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		4141,54	x	1,56	<b>6443,01</b>	<b>\$/m3</b>	

**Mesoestructura  
Pilas Centrales**

5.2	Pilas H25					m <sup>3</sup>	
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad	
<b>Materiales:</b>							
* Hormigon Elaborado H25	1,0000	m3/m3	435,50	\$/m3	435,50	\$/m3	
* Acero diam 8	0,0100	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	61,55	\$/m3	
* Acero diam 20	0,1070	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	793,54	\$/m3	
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3	
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1303,00</b>	<b>\$/m3</b>	
<b>Mano de obra:</b>							
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3	
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3	
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>	
<b>Equipos:</b>							
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3	
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3	
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3	
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>	
COSTO NETO TOTAL (D)					(A+B+C)	<b>3692,25</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		3692,25	x	1,56	<b>5744,05</b>	<b>\$/m3</b>	

**Infraestructura  
Pilotes**

6.1	Excavación de pozos					m³		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	1,000	Hora/m3	35,44	\$/h	35,44	\$/m3		
* Ayudante	0,000	Hora/m3	30,19	\$/h	0,00	\$/m3		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>35,44</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Perforadora	1,00	gl/m3	110,00	\$/h	110,00	\$/m3		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>110,00</b>	<b>\$/m3</b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>145,44</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					145,44	x 1,56	<b>226,26</b>	<b>\$/m3</b>

**Infraestructura  
Pilotes**

6.2	Pilotes H20					m³		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H20	1,0000	m3/m3	416,00	\$/m3	416,00	\$/m3		
* Acero diam 12	0,0250	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	173,74	\$/m3		
* Acero diam 16	0,1160	\$/Ton	6424,56	\$/Ton	745,25	\$/m3		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1347,40</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3		
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3		
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3736,64</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3736,64	x 1,56	<b>5813,11</b>	<b>\$/m3</b>

**Infraestructura**  
**Cabezales**

7.1	Cabezales H20					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H20	1,0000	m3/m3	416,00	\$/m3	416,00	\$/m3		
* Acero diam 8	0,0200	\$/Ton	6155,30	\$/Ton	123,11	\$/m3		
* Acero diam 10	0,0010	\$/Ton	6155,04	\$/Ton	6,16	\$/m3		
* Acero diam 16	0,0220	\$/Ton	6424,56	\$/Ton	141,34	\$/m3		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>699,01</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3		
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3		
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3088,26</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3088,26	x 1,56	<b>4804,41</b>	<b>\$/m3</b>

**Elementos Adicionales**  
**Losa de aproximación**

8.1	Losa de aproximación H30					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Hormigon Elaborado H30	1,0000	m3/m3	461,98	\$/m3	461,98	\$/m3		
* Acero diam 12	0,0280	\$/Ton	6949,53	\$/Ton	194,59	\$/m3		
* Acero diam 20	0,0830	\$/Ton	7416,27	\$/Ton	615,55	\$/m3		
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>1284,53</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3		
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3		
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3		
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3673,77</b>	<b>\$/m3</b>		
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =					3673,77	x 1,56	<b>5715,31</b>	<b>\$/m3</b>

**Elementos Adicionales**  
**Escaleras antierosionates**

9.1	Escaleras H15					m <sup>3</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Hormigon Elaborado H15	1,0000	m3/m3	403,00	\$/m3	403,00	\$/m3
* Acero diam 6	0,0120	\$/Ton	6390,91	\$/Ton	76,69	\$/m3
* Acero diam 10	0,0330	\$/Ton	6155,04	\$/Ton	203,12	\$/m3
* Alambre de atar	1,0000	Kg/m3	12,41	\$/Kg	12,41	\$/m3
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>695,22</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	35,000	Hora/m3	35,44	\$/h	1240,42	\$/m3
* Ayudante	20,000	Hora/m3	30,19	\$/h	603,83	\$/m3
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1844,25</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Equipos:</b>						
* Hormigonera	1,00	gl/m3	70,00	\$/gl	70,00	\$/m3
* Herramientas manuales	1,00	gl/m3	25,00	\$/gl	25,00	\$/m3
* Encofrados	3,00	gl/m3	150,00	\$/gl	450,00	\$/m3
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>545,00</b>	<b>\$/m3</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3084,46</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		3084,46	x	1,56	<b>4798,51</b>	<b>\$/m3</b>

**Elementos Adicionales**  
**Terraplen compactado**

10.1	Excavaciones y transporte					m <sup>3</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Suelo	1,00	m3	107,44	\$/m3	107,44	\$/m3
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>107,44</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia	241,53	\$	241,53	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>525,05</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS			400,00	m3/Dia	<b>1,31</b>	<b>\$/m3</b>
<b>Equipos:</b>						
* Retroexcav. CAT 215 (841 Lts.)	1,00	Dia	1200,00	\$	1200,00	\$/Dia
* Camión Volcador	1,00	Dia	900,00	\$	900,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>2100,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS			400,00	m3/Dia	<b>5,25</b>	<b>\$/m3</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>114,00</b>	<b>\$/m3</b>
PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =		114,00	x	1,56	<b>177,35</b>	<b>\$/m3</b>

**Elementos Adicionales**  
**Terraplen compactado**

10.2	Terraplenes					m <sup>3</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
*						
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia	241,53	\$	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1008,12</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00	m <sup>3</sup> /Dia	<b>5,04</b>
<b>Equipos:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	0,70	Dia	1700,00	\$	1190,00	\$/Dia
* Tractor Fiat 980 C/Rastra	0,25	Dia	1000,00	\$	250,00	\$/Dia
* Camión Regador de 7 m <sup>3</sup>	0,25	Dia	1000,00	\$	250,00	\$/Dia
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>3390,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00	m <sup>3</sup> /Dia	<b>16,95</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>21,99</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>		21,99	x	1,56	<b>34,21</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

**Elementos Adicionales**  
**Terraplen compactado**

10.3	Sub-base suelo, arena, cal					m <sup>3</sup>
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Arena	0,20	m <sup>3</sup> /m <sup>3</sup>	112,87	\$/m <sup>3</sup>	22,57	\$/m <sup>3</sup>
* Cal-25 Kg	96,00	Kg	0,67	\$/Kg	63,90	\$/m <sup>3</sup>
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>86,47</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia	241,53	\$	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1008,12</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00	m <sup>3</sup> /Dia	<b>5,04</b>
<b>Equipos:</b>						
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
* Tractor Fiat 980 C/Rastra	0,50	Dia	1000,00	\$	500,00	\$/Dia
* Camión Regador de 7 m <sup>3</sup>	0,70	Dia	1000,00	\$	700,00	\$/Dia
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4600,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				200,00	m <sup>3</sup> /Dia	<b>23,00</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>114,51</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>		114,51	x	1,56	<b>178,14</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

**Elementos Adicionales**  
**Terraplen compactado**

10.4	Base, estabilizado granular					m <sup>3</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
* Estabilizado	1,00	m <sup>3</sup>	139,67	\$/m <sup>3</sup>	139,67	\$/m <sup>3</sup>		
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>139,67</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	2,000	Dia/m <sup>3</sup>	283,52	\$/Dia	567,05	\$/Dia		
* Ayudante	3,000	Dia/m <sup>3</sup>	241,53	\$/Dia	724,59	\$/Dia		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1291,64</b>	<b>\$/Dia</b>		
RENDIMIENTOS			100,00	m <sup>3</sup> /Dia	<b>12,92</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>Equipos:</b>								
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia		
* Camión Volcador	0,70	Dia	900,00	\$	630,00	\$/Dia		
* Cargador frontal 2 m <sup>3</sup>	0,70	Dia	1100,00	\$	770,00	\$/Dia		
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4800,00</b>	<b>\$/Dia</b>		
RENDIMIENTOS			100,00	m <sup>3</sup> /Dia	<b>48,00</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>200,59</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>		
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>					200,59	x 1,56	<b>312,05</b>	<b>\$/m<sup>3</sup></b>

**Elementos Adicionales**  
**Terraplen compactado**

10.5	Ejecución de banquetas					m <sup>2</sup>		
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad		
<b>Materiales:</b>								
*								
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>		
<b>Mano de obra:</b>								
* Oficial	1,000	Dia	283,52	\$	283,52	\$/Dia		
* Ayudante	3,000	Dia	241,53	\$	724,59	\$/Dia		
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1008,12</b>	<b>\$/Dia</b>		
RENDIMIENTOS			140,00	ml/Dia	<b>7,20</b>	<b>\$/ml</b>		
<b>Equipos:</b>								
* Motoniveladora CAT 120 G	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia		
* Tractor Fiat 980 C/Rastra	0,20	Dia	1000,00	\$	200,00	\$/Dia		
* Camión Regador de 7 m <sup>3</sup>	0,20	Dia	1000,00	\$	200,00	\$/Dia		
* Rodillo Compactador Autop. 815 B	1,00	Dia	1700,00	\$	1700,00	\$/Dia		
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>3800,00</b>	<b>\$/Dia</b>		
RENDIMIENTOS			140,00	ml/Dia	<b>27,14</b>	<b>\$/ml</b>		
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>34,34</b>	<b>\$/ml</b>		
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>					34,34	x 1,56	<b>53,43</b>	<b>\$/ml</b>



**Elementos Adicionales**  
**Riegos Asfálticos**

11.1	Riego de liga sobre carpeta asfáltica					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Emulsión	0,15	lts/m2	16,52	\$/lts	2,48	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>2,48</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	283,52	\$/Dia
* Ayudante	0,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	0,00	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>283,52</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00	m2/Dia	<b>0,14</b>
<b>Equipos:</b>						
* Camión Regador de 7 m3	1,00	Dia	1000,00	\$	1000,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>1000,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00	m2/Dia	<b>0,50</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>3,12</b>	<b>\$/m2</b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>		3,12	x	1,56	<b>4,85</b>	<b>\$/m2</b>

**Elementos Adicionales**  
**Riegos Asfálticos**

11.2	Riego de imprimación sobre base y sub-base					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Emulsión	0,30	lts/m2	16,52	\$/lts	4,96	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>4,96</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	1,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	283,52	\$/Dia
* Ayudante	0,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	0,00	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>283,52</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00	m2/Dia	<b>0,14</b>
<b>Equipos:</b>						
* Camión Regador de 7 m3	1,00	Dia	1000,00	\$	1000,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>1000,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS				2000,00	m2/Dia	<b>0,50</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>5,60</b>	<b>\$/m2</b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>		5,60	x	1,56	<b>8,71</b>	<b>\$/m2</b>

## Elementos Adicionales

## Carpetas

12.1	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 5 cm					t
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Mezcla Asfáltica	0,33	t/m2	186,30	\$/t	61,48	\$/t
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>61,48</b>	\$/t
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	2,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	567,05	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1291,64</b>	\$/Dia
RENDIMIENTOS				120,00	t/Dia	<b>10,76</b>
<b>Equipos:</b>						
* Distribuidora	1,00	Dia	3200,00	\$	3200,00	\$/Dia
* Camión Volcador	1,00	Dia	900,00	\$	900,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4100,00</b>	\$/Dia
RENDIMIENTOS				120,00	t/Dia	<b>34,17</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>106,41</b>	\$/t
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>					106,41	x 1,56
					<b>165,54</b>	\$/t

## Elementos Adicionales

## Carpetas

12.2	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 15 cm					t
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Mezcla Asfáltica	1,00	t/m2	186,30	\$/t	186,30	\$/t
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>186,30</b>	\$/t
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	2,000	Dia/m3	283,52	\$/Dia	567,05	\$/Dia
* Ayudante	3,000	Dia/m3	241,53	\$/Dia	724,59	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>1291,64</b>	\$/Dia
RENDIMIENTOS				120,00	t/Dia	<b>10,76</b>
<b>Equipos:</b>						
* Distribuidora	1,00	Dia	3200,00	\$	3200,00	\$/Dia
* Camión Volcador	1,00	Dia	900,00	\$	900,00	\$/Dia
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>4100,00</b>	\$/Dia
RENDIMIENTOS				120,00	t/Dia	<b>34,17</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>231,23</b>	\$/t
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>					231,23	x 1,56
					<b>359,72</b>	\$/t

**Elementos Adicionales**  
**Tierra Armada**

13.1	Protección Talud vertical					m2
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Tierra armada	1,00	m2/m2	73,33	\$/m2	73,33	\$/m2
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>73,33</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	0,500	Dia/m2	283,52	\$/Dia	141,76	\$/Dia
* Ayudante	0,700	Dia/m2	241,53	\$/Dia	169,07	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>310,83</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS			50,00	m2/Dia	<b>6,22</b>	<b>\$/m2</b>
<b>Equipos:</b>						
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>0,00</b>	<b>\$/m2</b>
RENDIMIENTOS						
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>79,54</b>	<b>\$/m2</b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>					<b>79,54</b>	<b>x 1,56 = 123,75</b>

**Elementos Adicionales**  
**Defensas flexibles-Guadrail**

14.1	Defensas de una onda					m
DESCRIPCION	Cantidad	Unidad	Precio	Unid	Subtotal	Unidad
<b>Materiales:</b>						
* Baranadas de onda simple	1,00	m/ml	98,63	\$/ml	98,63	\$/ml
SUBTOTAL MATERIALES (A)					<b>98,63</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Mano de obra:</b>						
* Oficial	0,500	Dia/ml	283,52	\$/Dia	141,76	\$/Dia
* Ayudante	1,000	Dia/ml	241,53	\$/Dia	241,53	\$/Dia
SUBTOTAL MANO DE OBRA (B)					<b>383,29</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS			20,00	m/Dia	<b>19,16</b>	<b>\$/ml</b>
<b>Equipos:</b>						
SUBTOTAL EQUIPOS (C)					<b>0,00</b>	<b>\$/Dia</b>
RENDIMIENTOS			1,00	m/Dia	<b>0,00</b>	<b>\$/ml</b>
COSTO NETO TOTAL (D) (A+B+C)					<b>117,79</b>	<b>\$/m2</b>
<b>PRECIO DEL ITEM: COSTO NETO TOTAL (D) x CR =</b>					<b>117,79</b>	<b>x 1,56 = 183,25</b>

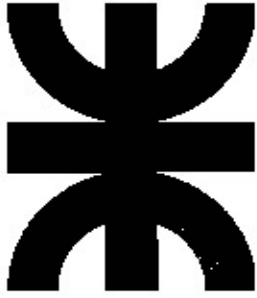
RUBRO	DESCRIPCIÓN	U.	CANTIDAD	PU	PU x CR	TOTAL	TOTAL	TOTALES P/ITEMS	%INC
<b>A</b>	Superestructura								
<b>1</b>	Losa								
<b>1.1</b>	Losas de Hormigón Armado H30	m²	105,84	2956,48	4599,41	\$ 312.913,74	\$ 486.801,16		
<b>1.2</b>	Barandas de Hormigón H20	m²	11,40	3367,67	5239,09	\$ 38.391,38	\$ 59.725,63		
<b>1.3</b>	Barandas de Acero	gf	1,00	17113,05	26622,84	\$ 17.113,05	\$ 26.622,84		
<b>1.4</b>	Vereedas de Hormigón H20	m²	27,36	2176,15	3385,45	\$ 59.539,60	\$ 92.625,99		
<b>1.5</b>	Juntas de Dilatación en losas	m2	18,00	141,02	219,39	\$ 2.538,42	\$ 3.949,03		
								\$669.724,65	5,94%
<b>2</b>	Vigas Principales								
<b>2.1</b>	Vigas principales H30	m²	119,28	3699,23	5754,90	\$ 441.243,96	\$ 686.444,99		
<b>2.2</b>	Aparatos de Apoyo Neoprenos	m²	0,55	4029,91	6269,34	\$ 2.234,57	\$ 3.476,33		
<b>2.3</b>	Juntas de Dilatación en Vigas	m2	65,00	141,02	219,39	\$ 9.166,51	\$ 14.260,37		
								\$ 704.181,69	6,24%
<b>3</b>	Vigas Transversales (Riostras)								
<b>3.1</b>	Riostras 0.25 x 0.70 H30	m²	20,72	4537,71	7059,33	\$ 94.021,26	\$ 146.269,26		
								\$146.269,26	1,30%
<b>B</b>	Mesoestructura								
<b>4</b>	Caballetes								
<b>4.1</b>	Vigas de Pórtico H25	m²	20,16	3756,93	5844,67	\$ 75.739,75	\$ 117.828,63		
<b>4.2</b>	Pilas del caballetes H25	m²	11,73	3788,51	5893,80	\$ 44.452,68	\$ 69.155,21		
<b>4.3</b>	Espaldón del caballete H25	m²	6,80	3664,96	5701,59	\$ 24.936,36	\$ 38.793,59		
								\$225.777,43	2,00%
<b>5</b>	Pilas Centrales								
<b>5.1</b>	Vigas de Pórtico H25	m²	10,08	4141,54	6443,01	\$ 41.746,74	\$ 64.945,57		
<b>5.2</b>	Pilas H25	m²	11,05	3692,25	5744,05	\$ 40.809,68	\$ 63.487,78		
								\$128.433,35	1,14%
<b>C</b>	Infraestructura								
<b>6</b>	Pilotes								
<b>6.1</b>	Excavación de pozos	m²	91,56	145,44	226,26	\$ 13.316,89	\$ 20.717,13		
<b>6.2</b>	Pilotes H20	m²	91,56	3736,64	5813,11	\$ 342.135,93	\$ 532.262,23		
								\$552.979,36	4,90%
<b>7</b>	Cabezales								
<b>7.1</b>	Cabezales H20	m²	23,69	3088,26	4804,41	\$ 73.154,61	\$ 113.806,91		
								\$113.806,91	1,01%
<b>D</b>	Elementos Adicionales								
<b>8</b>	Losa de aproximación								
<b>8.1</b>	Losa de aproximación H30	m²	84,00	3673,77	5715,31	\$ 308.597,10	\$ 480.085,74		
								\$480.085,74	4,26%
<b>9</b>	Escaleras antiresonantes								
<b>9.1</b>	Escaleras H15	m²	27,22	3084,46	4798,51	\$ 83.946,70	\$ 130.596,22		
								\$130.596,22	1,16%
<b>10</b>	Terraplen compactado								
<b>10.1</b>	Excavaciones y transporte	m²	0,00	114,00	177,35	\$ 0,00	\$ 0,00		
<b>10.2</b>	Terraplenes	m²	120000,00	21,99	34,21	\$ 2.638.869,41	\$ 4.105.299,69		
<b>10.3</b>	Sub-base suelo, arena, cal	m²	1500,00	114,51	178,14	\$ 171.764,07	\$ 267.214,05		
<b>10.4</b>	Base, estabilizado granular	m²	1800,00	200,59	312,05	\$ 361.054,48	\$ 561.693,90		
<b>10.5</b>	Ejecución de banquetas	m²	0,00	34,34	53,43	\$ 0,00	\$ 0,00		
								\$4.934.207,64	43,73%
<b>11</b>	Riegos Asfálticos								
<b>11.1</b>	Riego de liga sobre carpeta asfáltica	m2	7500,00	3,12	4,85	\$ 23.396,64	\$ 36.398,24		
<b>11.2</b>	Riego de imprimación sobre base y sub-base	m2	15000,00	5,60	8,71	\$ 83.960,11	\$ 130.617,08		
								\$167.015,32	1,48%
<b>12</b>	Carpetas								
<b>12.1</b>	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 5 cm	t	880,00	106,41	165,54	\$ 93.639,49	\$ 145.675,34		
<b>12.2</b>	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 15 cm	t	4500,00	231,23	359,72	\$ 1.040.525,35	\$ 1.618.749,44		
								\$1.764.424,78	15,64%
<b>13</b>	Tierra Armada								
<b>13.1</b>	Protección Talud vertical	m2	7170,00	79,54	123,75	\$ 570.324,14	\$ 887.255,55		
								\$887.255,55	7,86%
<b>14</b>	Defensas flexibles-Quadrail								
<b>14.1</b>	Defensas de una onda	ml	2060,00	117,79	183,25	\$ 242.653,02	\$ 377.496,28		
								\$377.496,28	3,35%
						\$ 7.252.185,62	\$11.282.254,18	\$11.282.254,18	1,000
						\$ 11.282.254,18			

**PLANILLA PRECIOS DE VENTA**

RUBRO	DESCRIPCIÓN	UNIDAD	COMPUTO METRICO	COMPUTO METRICO
<b>A</b>	<b>Superestructura</b>			
<b>1</b>	<b>Losa</b>			
1.1	Losas de Hormigón Armado H30	m <sup>3</sup>	105,84	\$ 486.801,16
1.2	Barandas de Hormigón H20	m <sup>3</sup>	11,40	\$ 59.725,63
1.3	Barandas de Acero	gl	1,00	\$ 26.622,84
1.4	Veredas de Hormigón H20	m <sup>3</sup>	27,36	\$ 92.625,99
1.5	Juntas de Dilatación en losas	m <sup>-</sup>	18,00	\$ 3.949,03
<b>2</b>	<b>Vigas Principales</b>			
2.1	Vigas principales H30	m <sup>3</sup>	119,28	\$ 686.444,99
2.2	Aparatos de Apoyo Neoprenos	m <sup>3</sup>	0,55	\$ 3.476,33
2.3	Juntas de Dilatación en Vigas	m <sup>-</sup>	65,00	\$ 14.260,37
<b>3</b>	<b>Vigas Transversales (Ríostras)</b>			
3.1	Ríostras 0.25 x 0.70 H30	m <sup>3</sup>	20,72	\$ 146.269,26
<b>B</b>	<b>Mesoestructura</b>			
<b>4</b>	<b>Caballetes</b>			
4.1	Vigas de Pórtico H25	m <sup>3</sup>	20,16	\$ 117.828,63
4.2	Pilas del caballetes H25	m <sup>3</sup>	11,73	\$ 69.155,21
4.3	Espaldón del caballete H25	m <sup>3</sup>	6,80	\$ 38.793,59
<b>5</b>	<b>Pilas Centrales</b>			
5.1	Vigas de Pórtico H25	m <sup>3</sup>	10,08	\$ 64.945,57
5.2	Pilas H25	m <sup>3</sup>	11,05	\$ 63.487,78
<b>C</b>	<b>Infraestructura</b>			
<b>6</b>	<b>Pilotes</b>			
6.1	Excavación de pozos	m <sup>3</sup>	91,56	\$ 20.717,13
6.2	Pilotes H20	m <sup>3</sup>	91,56	\$ 532.262,23
<b>7</b>	<b>Cabezales</b>			
7.1	Cabezales H20	m <sup>3</sup>	23,69	\$ 113.806,91
<b>D</b>	<b>Elementos Adicionales</b>			
<b>8</b>	<b>Losa de aproximación</b>			
8.1	Losa de aproximación H30	m <sup>3</sup>	84,00	\$ 480.085,74
<b>9</b>	<b>Escaleras antierosionates</b>			
9.1	Escaleras H15	m <sup>3</sup>	27,22	\$ 130.596,22
<b>10</b>	<b>Terraplen compactado</b>			
10.1	Excavaciones y transporte	m <sup>3</sup>		\$ 0,00
10.2	Terraplenes	m <sup>3</sup>	120.000,00	\$ 4.105.299,69
10.3	Sub-base suelo, arena, cal	m <sup>3</sup>	1.500,00	\$ 267.214,05
10.4	Base, estabilizado granular	m <sup>3</sup>	1.800,00	\$ 561.693,90
10.5	Ejecución de banquetas	m <sup>3</sup>		\$ 0,00
<b>11</b>	<b>Riegos Asfálticos</b>			
11.2	Riego de liga sobre carpeta asfáltica	m <sup>2</sup>	7.500,00	\$ 36.398,24
11.3	Riego de imprimación sobre base y sub-base	m <sup>2</sup>		\$ 130.617,08
<b>12</b>	<b>Carpetas</b>			
12.1	Carpeta de concreto asfáltico de 8 cm	m <sup>2</sup>	880,00	\$ 145.675,34
12.2	Carpeta de concreto asfáltico pobre de 7 cm	m <sup>2</sup>	4.500,00	\$ 1.618.749,44
<b>13</b>	<b>Tierra Armada</b>			
13.1	Protección Talud vertical	m <sup>2</sup>	7.170,00	\$ 887.255,55
<b>14</b>	<b>Defensas flexibles-Guadrail</b>			
14.1	Defensas de una onda	ml	2.060,00	\$ 377.496,28

PRECIO DE VENTA \$ 11.282.254,18

Por lo tanto la obra se cotiza en: \$ 16.551.561



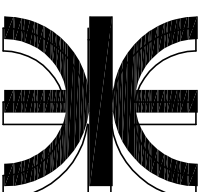
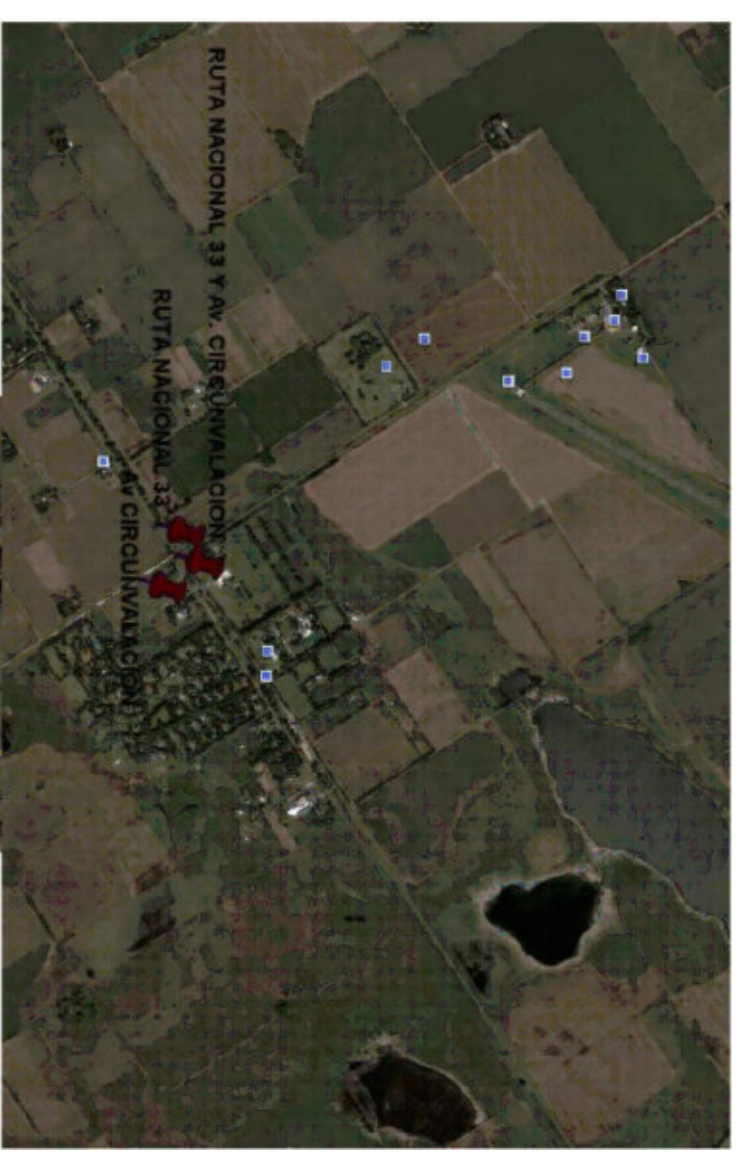
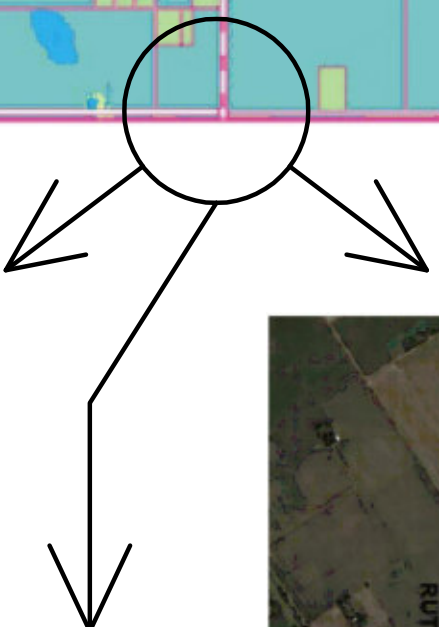
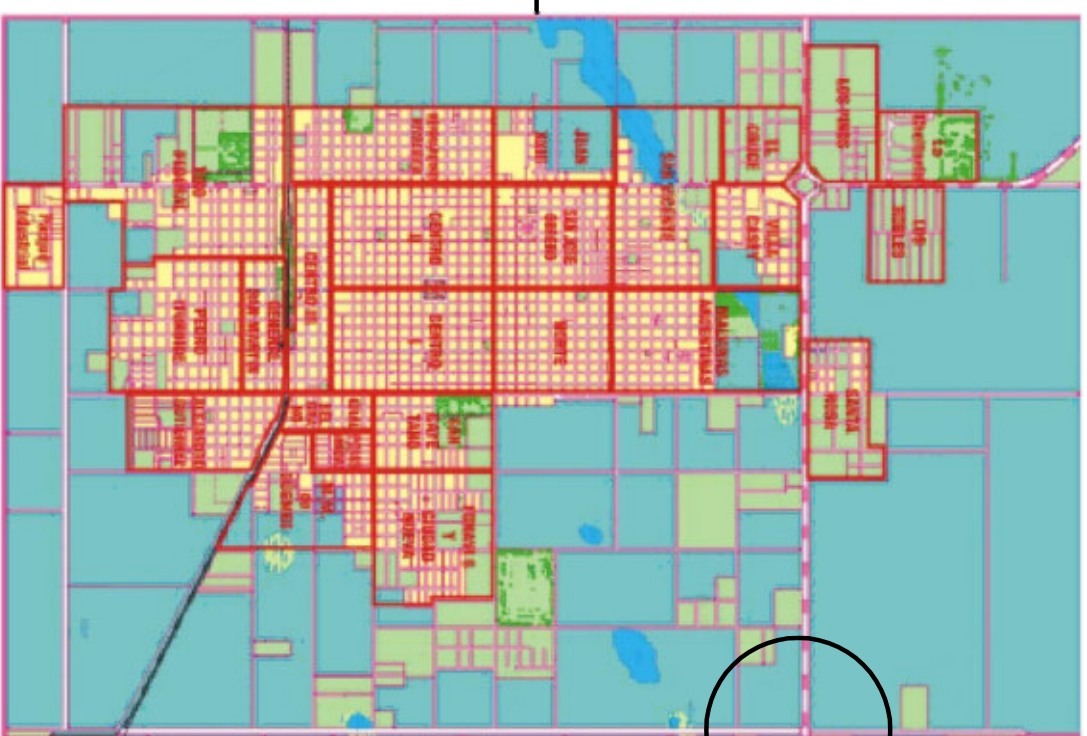
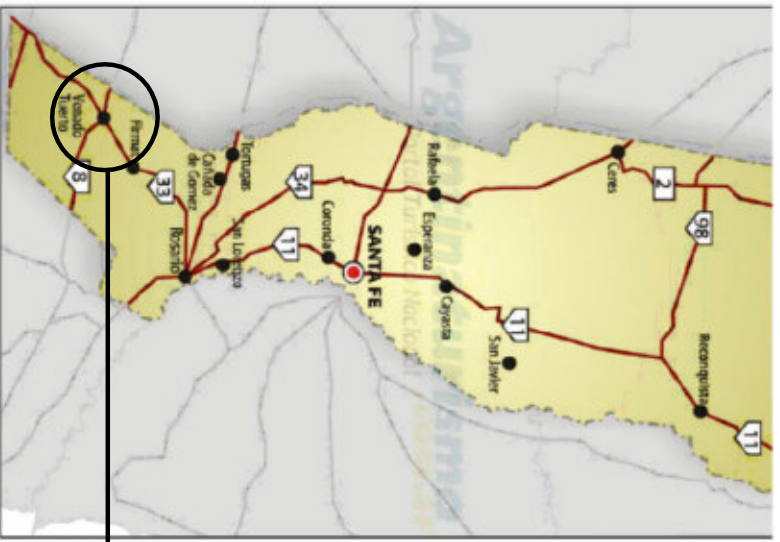
**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **CAPÍTULO N° 9**

**PLANOS**

**Mauricio Exequiel Revelant**





(2800) Venado Tuerto  
Provincia de Santa Fé

*Universidad Tecnológica Nacional*  
*Facultad Regional Venado Tuerto*

Proyecto Final Año 2009.-

Plano de :  
**UBICACION GENERAL**

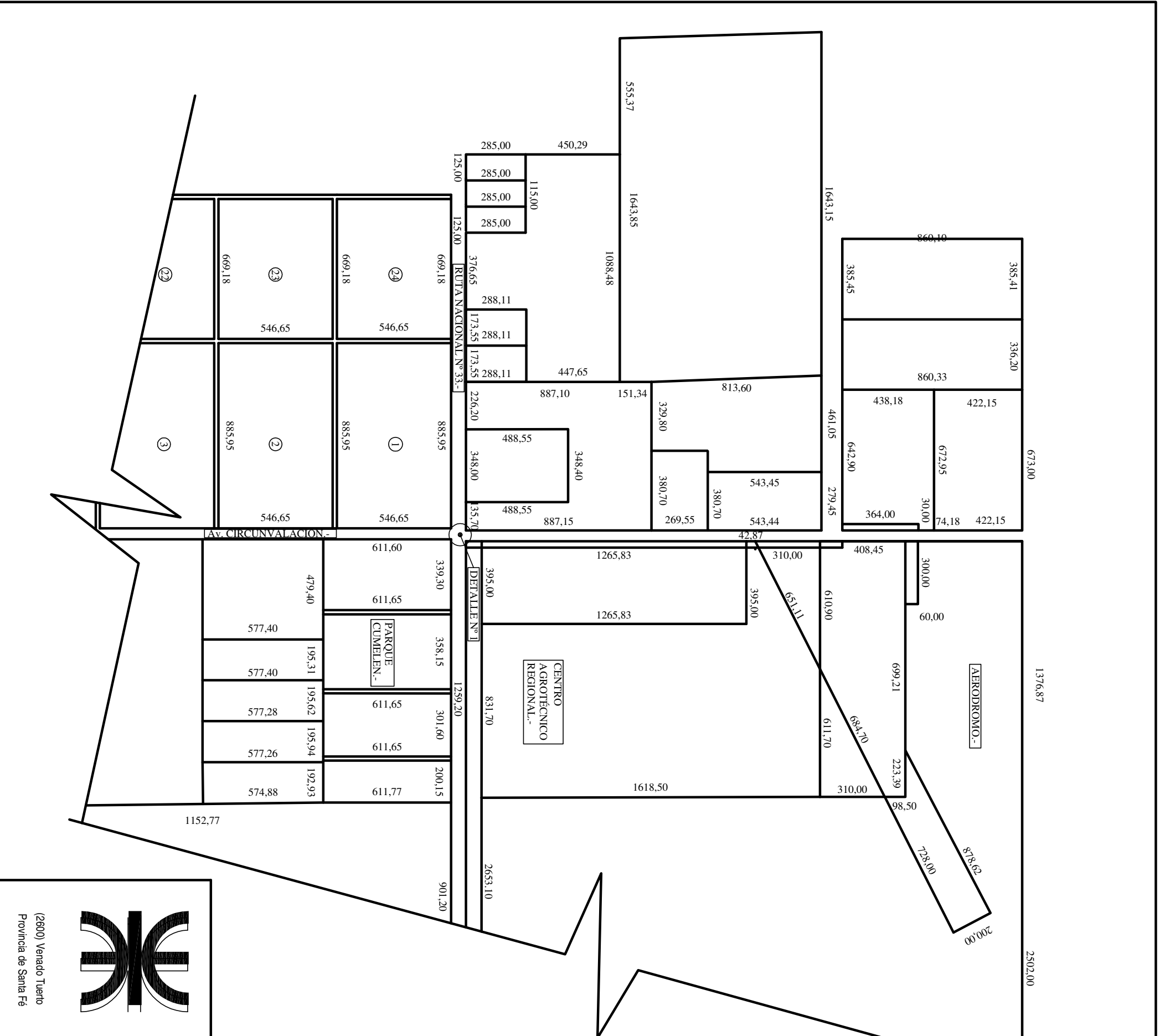
Proyecto:  
Intercambiador Autovía 33  
y Av. Circunvalación.-

Alumno:  
Mauricio Exequiel Revelant

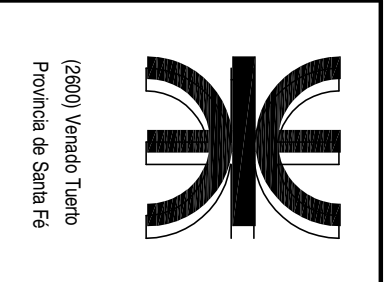
Fecha:  
Escala: 1:50

Plano N°:  
**01**





DETALLE Nº 1



**Universidad Tecnológica Nacional**  
**Facultad Regional Venado Tuerto**  
 Proyecto Final Año 2009.-

Plano de :  
**CATASTRO**

Proyecto:  
 Intercambiador Autovía 33  
 y Av. Circunvalación -

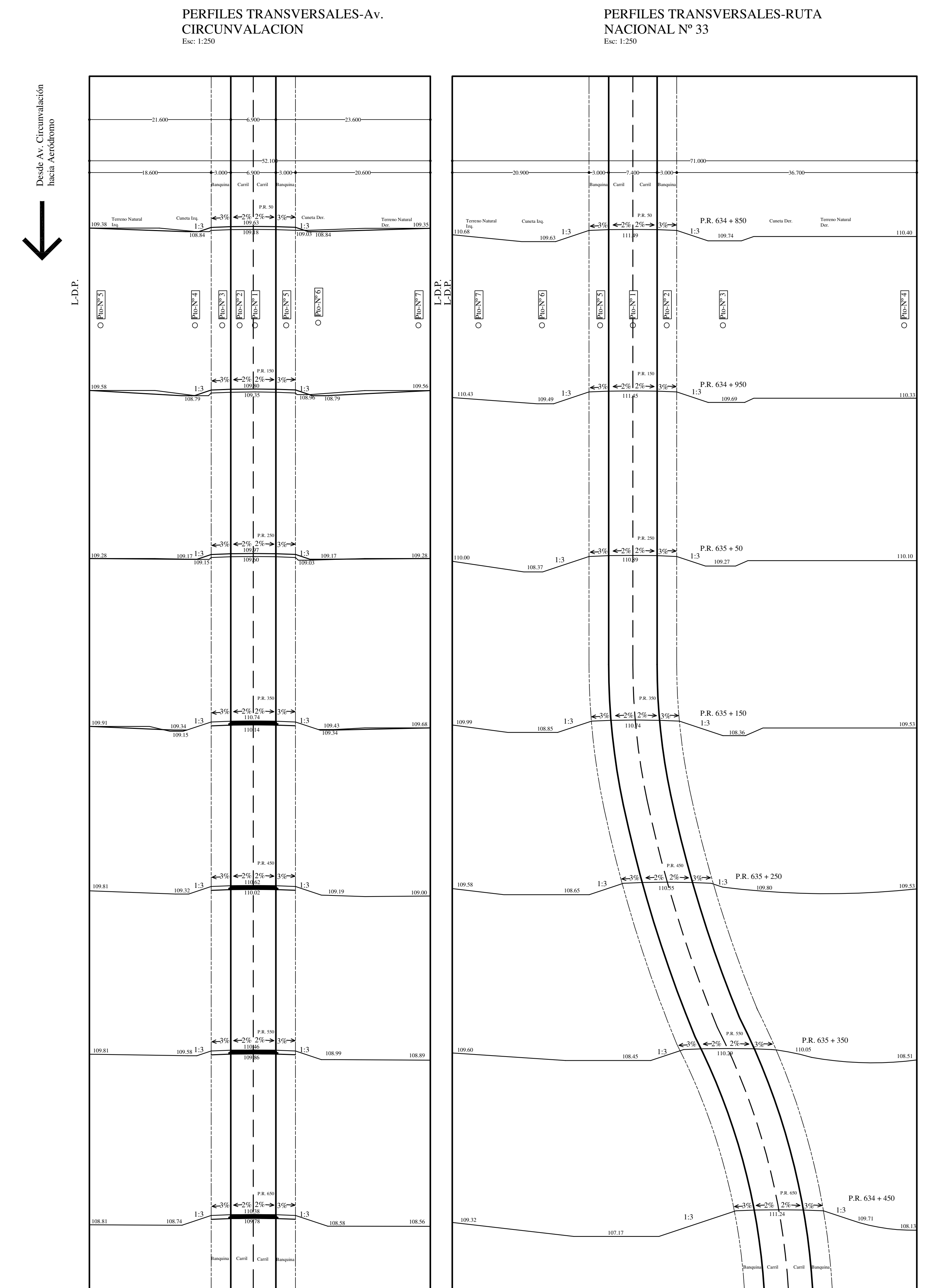
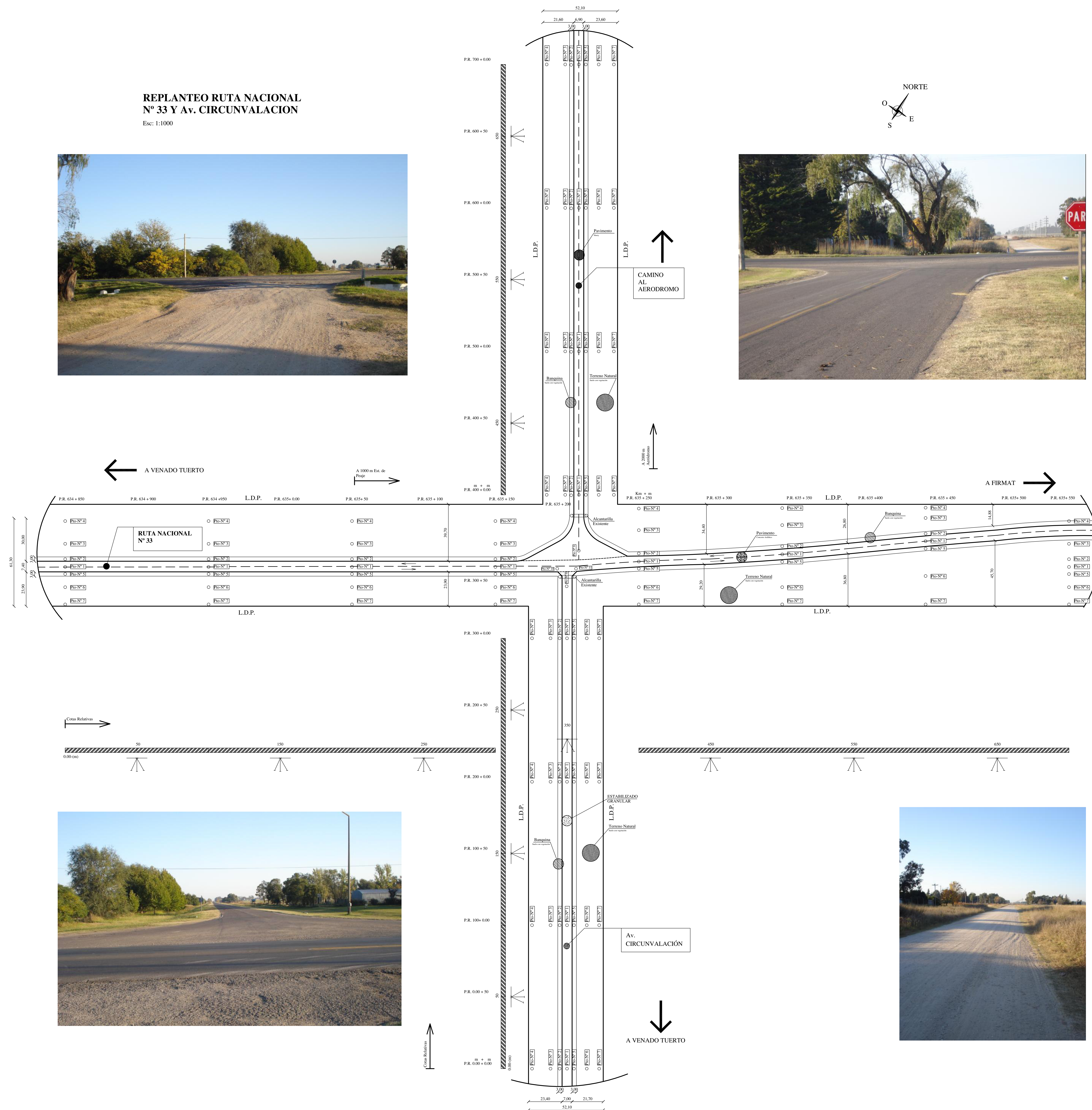
Alumno:  
 Mauricio Exequiel Revelant

Fecha:  
 Escala: 1:50

Plano N°:  
**02**



**REPLANTEO RUTA NACIONAL  
N° 33 Y Av. CIRCUNVALACION**  
Esc: 1:1000

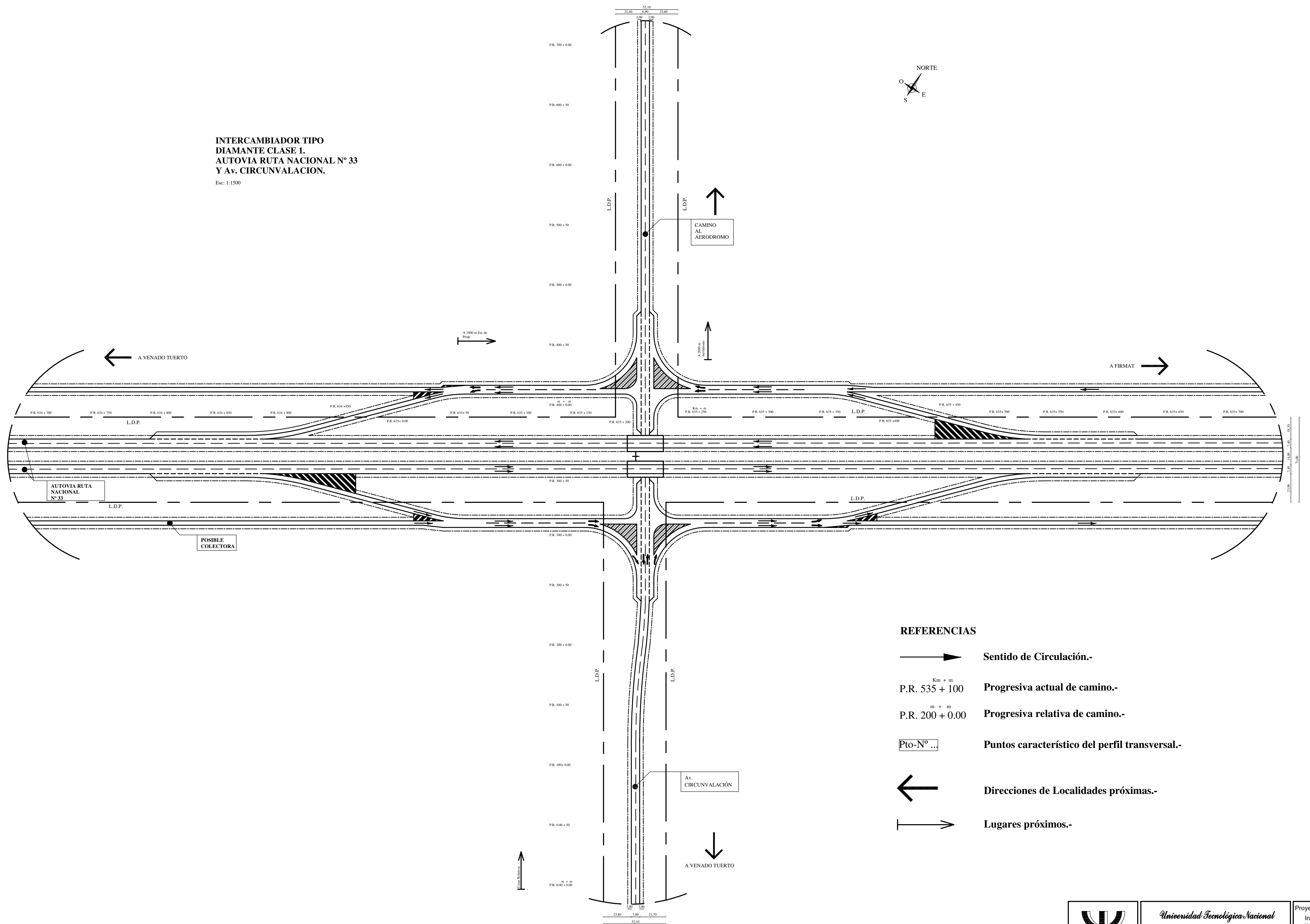


- REFERENCIAS**
- Estaciones de Nivelación.-
  - $\text{P.R. } 535 + 100$  Progresiva actual de camino.-
  - $\text{P.R. } 200 + 000$  Progresiva relativa de camino.-
  - Pto-N° ... Puntos característico del perfil transversal.-
  - Direcciones de Localidades próximas.-
  - Lugares próximos.-

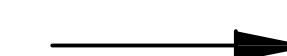

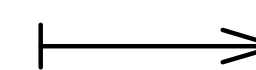


**INTERCAMBIADOR TIPO  
DIAMANTE CLASE 1.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**

Esc: 1:1500



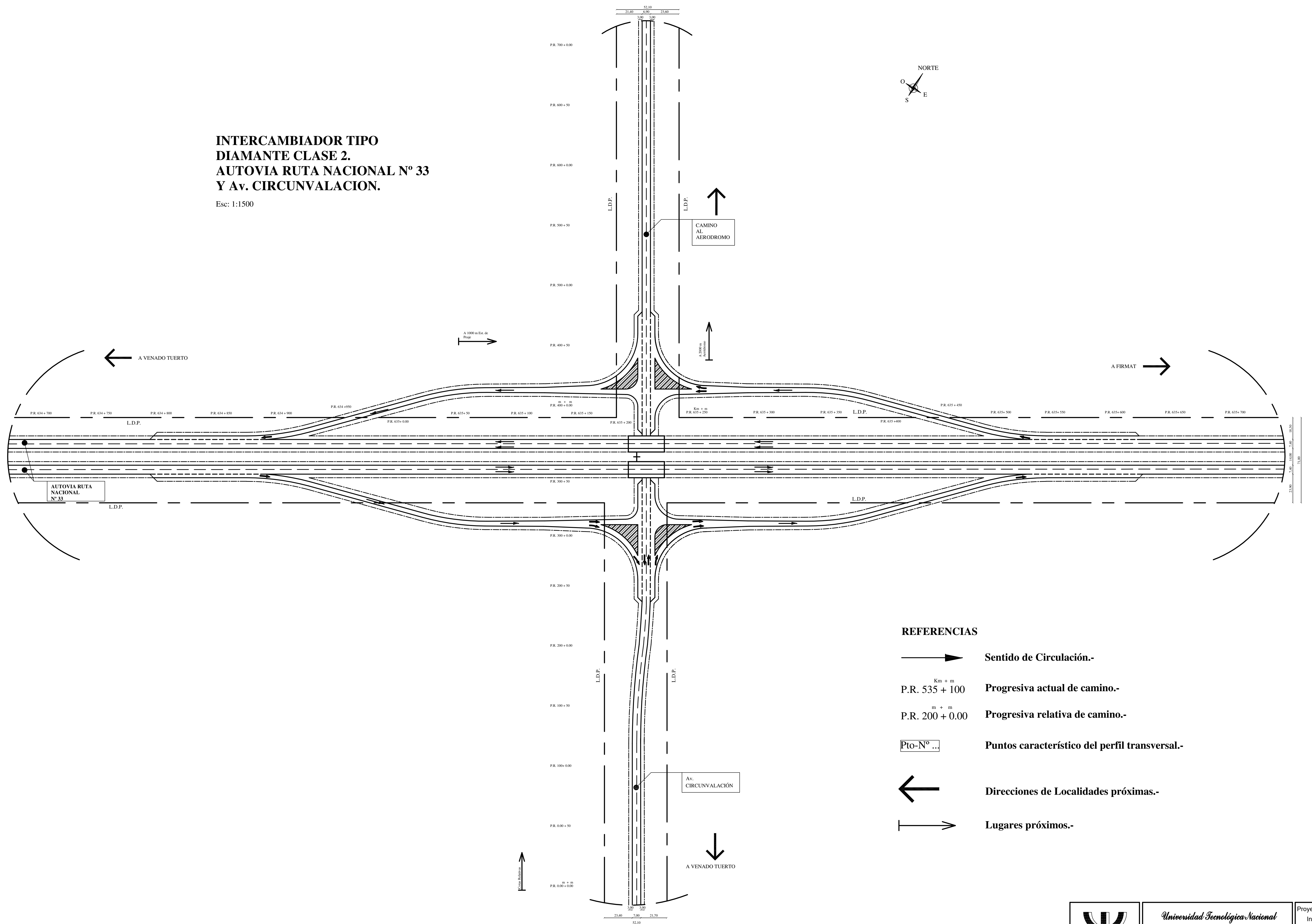
**REFERENCIAS**

-  **Sentido de Circulación.-**
- $\text{Km} + \text{m}$   
P.R. 535 + 100 **Progresiva actual de camino.-**
- $\text{m} + \text{m}$   
P.R. 200 + 0.00 **Progresiva relativa de camino.-**
- Pto-N° ...** **Puntos característico del perfil transversal.-**
-  **Direcciones de Localidades próximas.-**
-  **Lugares próximos.-**

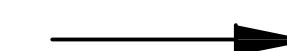

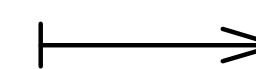
 <small>(2600) Venado Tuerto Provincia de Santa Fé</small>	<b>Universidad Tecnológica Nacional</b> <b>Facultad Regional Venado Tuerto</b>		Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación.-	
	Proyecto Final Año 2009.-		Alumno: Mauricio Exequiel Revelant	
Plano de: INTERCAMBIADOR TIPO DIAMANTE CLASE 1.		Fecha: Escala: SP	Plano N°: <b>4.1</b>	

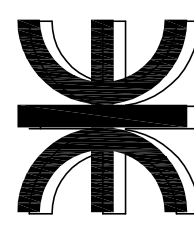
**INTERCAMBIADOR TIPO  
DIAMANTE CLASE 2.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**

Esc: 1:1500



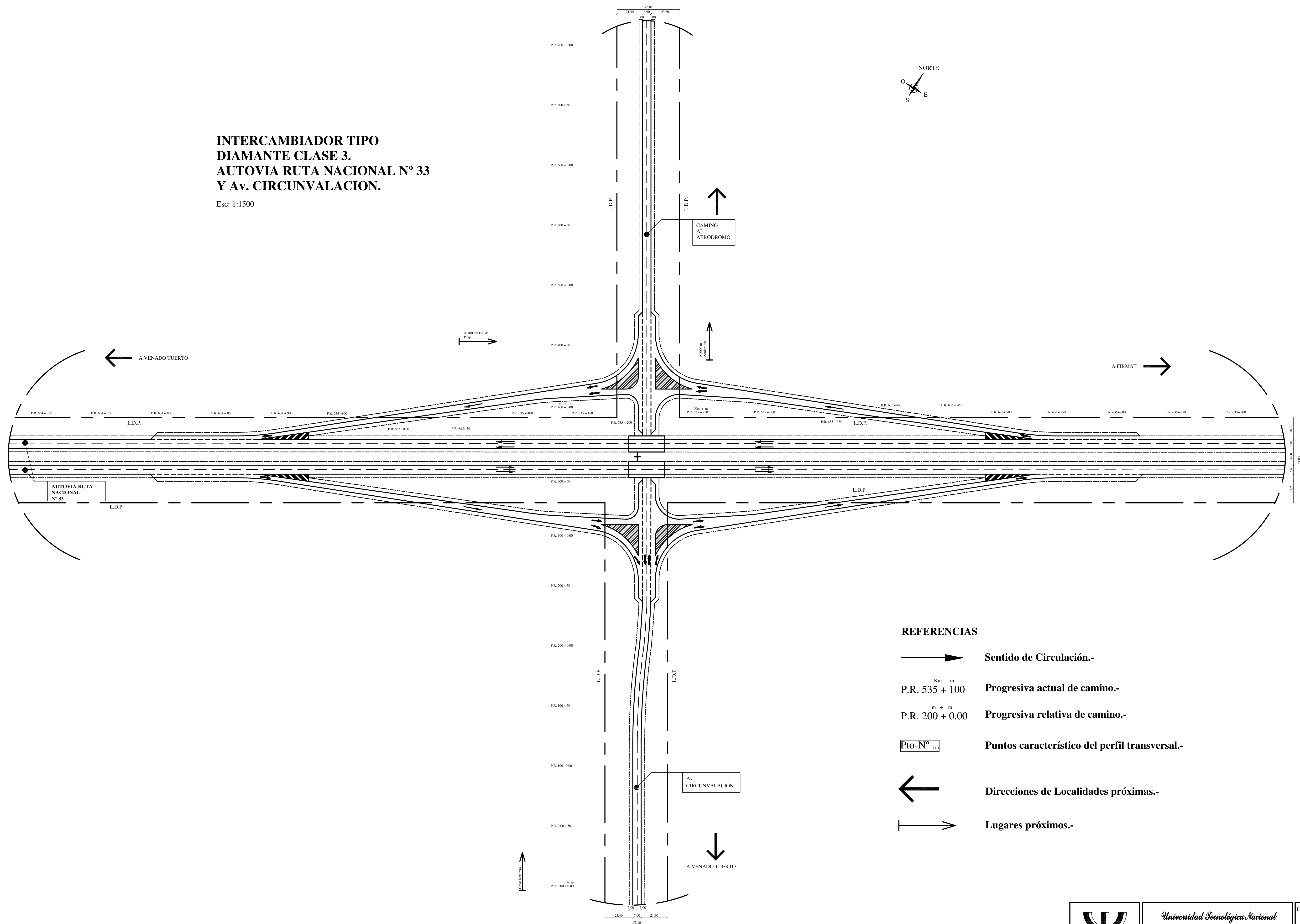
**REFERENCIAS**

-  Sentido de Circulación.-
- $\text{Km} + \text{m}$   
P.R. 535 + 100 Progresiva actual de camino.-
- $\text{m} + \text{m}$   
P.R. 200 + 0.00 Progresiva relativa de camino.-
- Pto-N° ... Puntos característico del perfil transversal.-
-  Direcciones de Localidades próximas.-
-  Lugares próximos.-

 <small>(2600) Venado Tuerto Provincia de Santa Fé</small>	<b>Universidad Tecnológica Nacional</b> <b>Facultad Regional Venado Tuerto</b>		Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación.-	
	Proyecto Final Año 2009.-		Alumno: Mauricio Exequiel Revelant	
Plano de : INTERCAMBIADOR TIPO DIAMANTE CLASE 2.		Fecha: Escala: SP	Plano N°: <b>4.2</b>	

**INTERCAMBIADOR TIPO  
DIAMANTE CLASE 3.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**

Esc: 1:1500



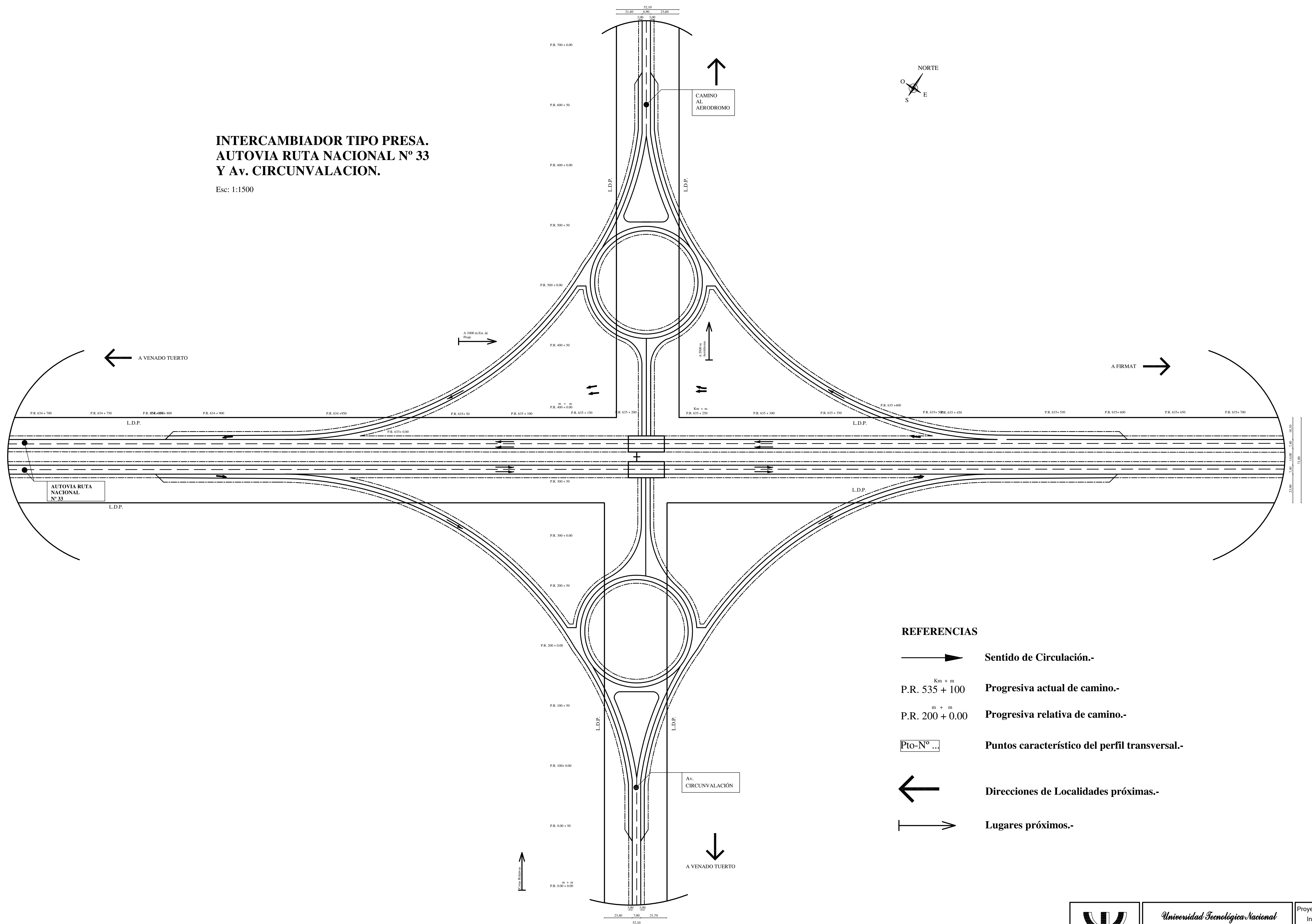
**REFERENCIAS**

- Sentido de Circulación.-
- $\frac{\text{Km} + \text{m}}{\text{P.R. 535} + 100}$  Progresiva actual de camino.-
- $\frac{\text{m} + \text{m}}{\text{P.R. 200} + 0.00}$  Progresiva relativa de camino.-
- Pto-N° ... Puntos característico del perfil transversal.-
- ← Direcciones de Localidades próximas.-
- ⇌ Lugares próximos.-

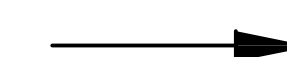

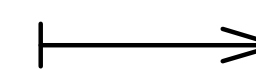
 (2600) Venado Tuerto Provincia de Santa Fé	Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Venado Tuerto		Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación.-	
	Proyecto Final Año 2009.-		Alumno: Mauricio Exequiel Revelant	
Plano de: INTERCAMBIADOR TIPO DIAMANTE CLASE 3.		Fecha: Escala: SP	Plano N°: <b>4.3</b>	

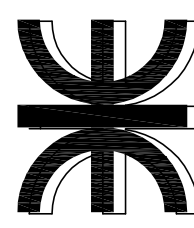
**INTERCAMBIADOR TIPO PRESA.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**

Esc: 1:1500



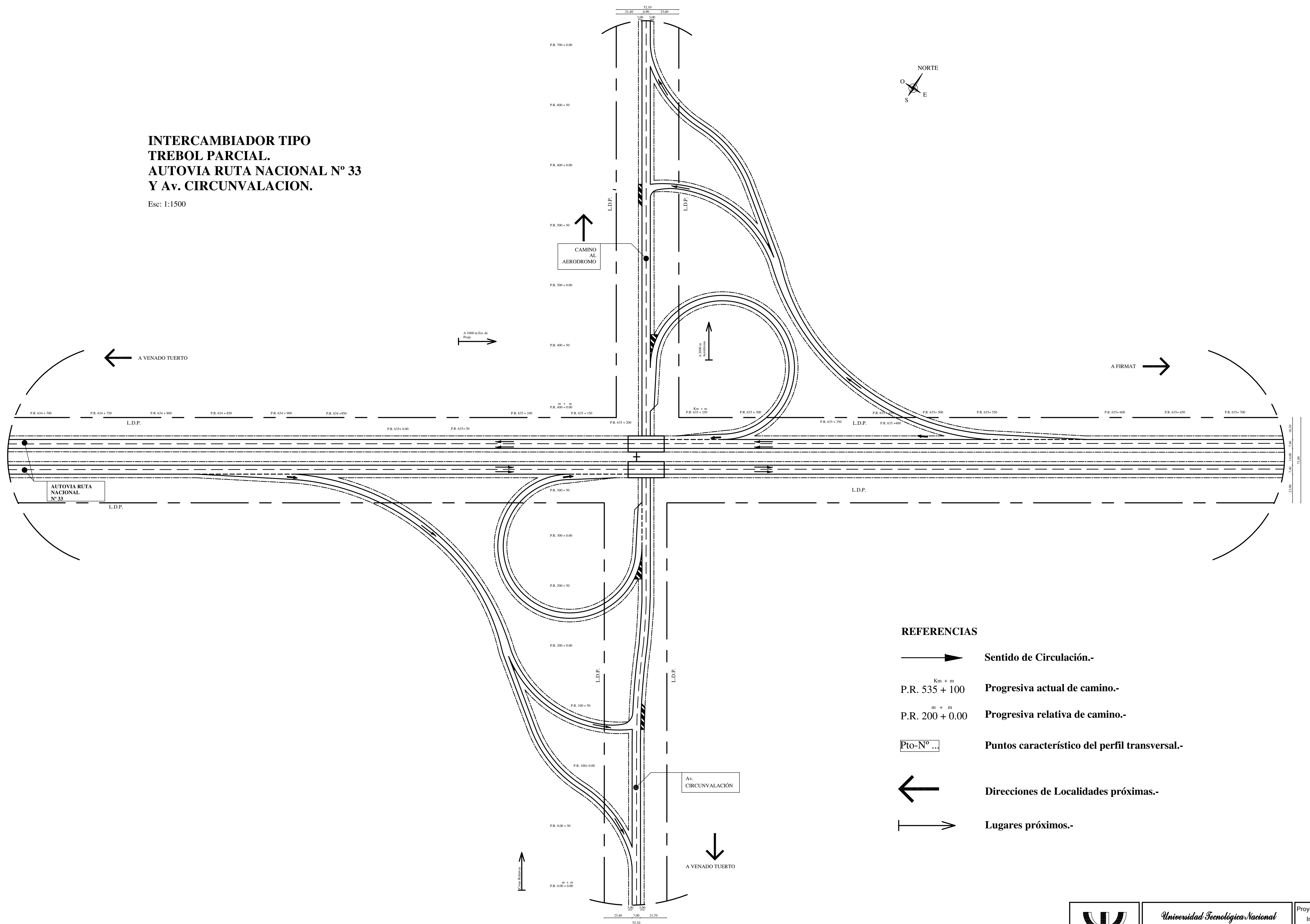
**REFERENCIAS**

-  **Sentido de Circulación.-**
- $\text{Km} + \text{m}$   
P.R. 535 + 100 **Progresiva actual de camino.-**
- $\text{m} + \text{m}$   
P.R. 200 + 0.00 **Progresiva relativa de camino.-**
- Pto-N° ... **Puntos característico del perfil transversal.-**
-  **Direcciones de Localidades próximas.-**
-  **Lugares próximos.-**

 <small>(2600) Venado Tuerto Provincia de Santa Fé</small>	<b>Universidad Tecnológica Nacional</b> <b>Facultad Regional Venado Tuerto</b>	Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación.-
	Proyecto Final Año 2009.-	Alumno: Mauricio Exequiel Revelant
Plano de : INTERCAMBIADOR TIPO PRESA	Fecha: Escala: SP	Plano N°: <b>4.4</b>

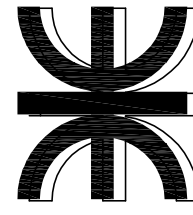
**INTERCAMBIADOR TIPO  
TREBOL PARCIAL.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**

Esc: 1:1500



**REFERENCIAS**

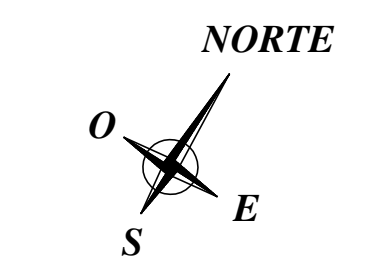
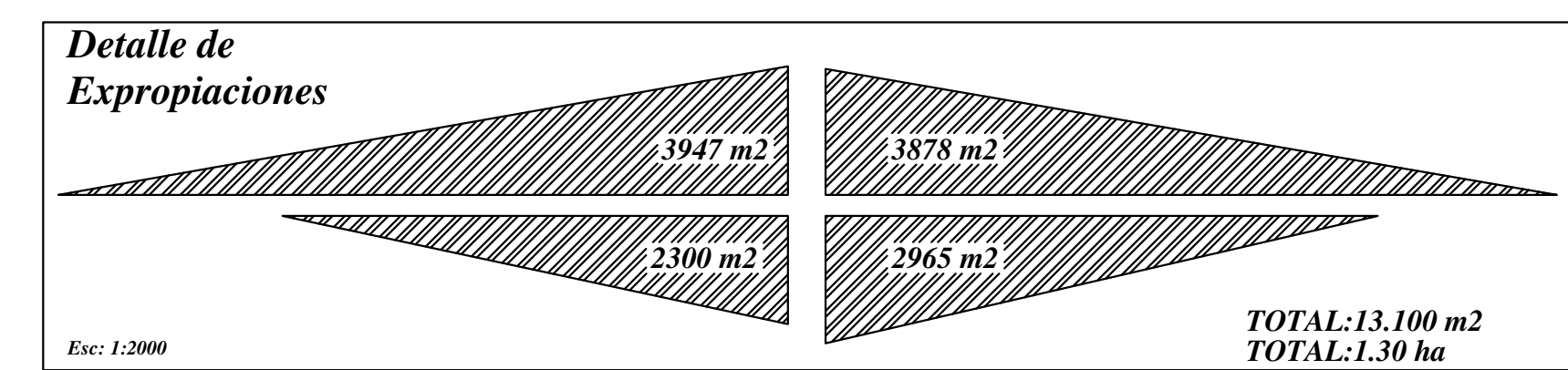
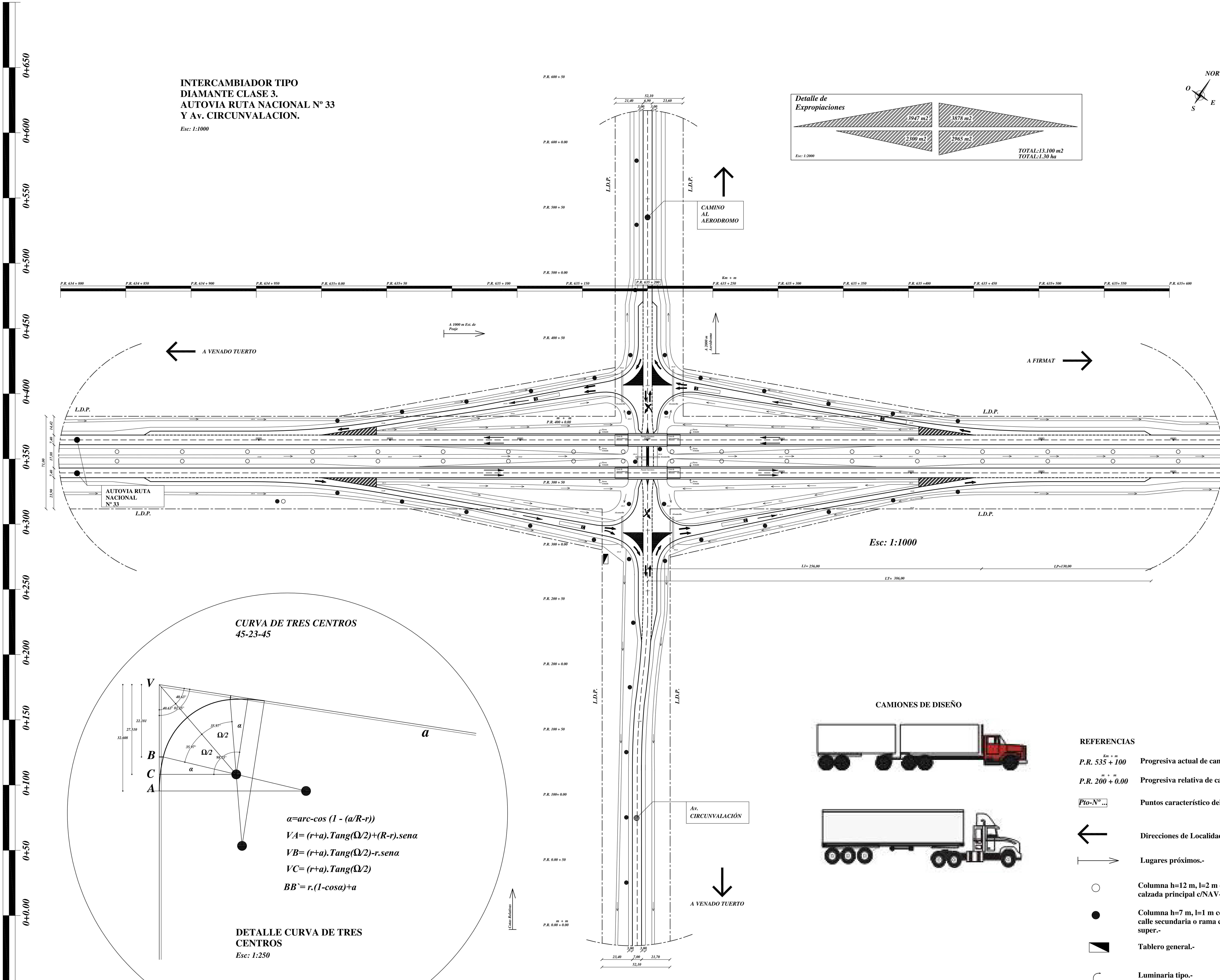
- Sentido de Circulación.-
- $\text{Km} + \text{m}$   
P.R. 535 + 100 Progresiva actual de camino.-
- $\text{m} + \text{m}$   
P.R. 200 + 0.00 Progresiva relativa de camino.-
- Pto-N° ... Puntos característico del perfil transversal.-
- ← Direcciones de Localidades próximas.-
- ⇌ Lugares próximos.-

 <small>(2600) Venado Tuerto Provincia de Santa Fé</small>	<i>Universidad Tecnológica Nacional</i> <i>Facultad Regional Venado Tuerto</i>		Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación.-	
	Proyecto Final Año 2009.-		Alumno: Mauricio Exequiel Revelant	
Plano de : INTERCAMBIADOR TIPO TREBOL PARCIAL		Fecha: Escala: SP	Plano N°: 4.5	

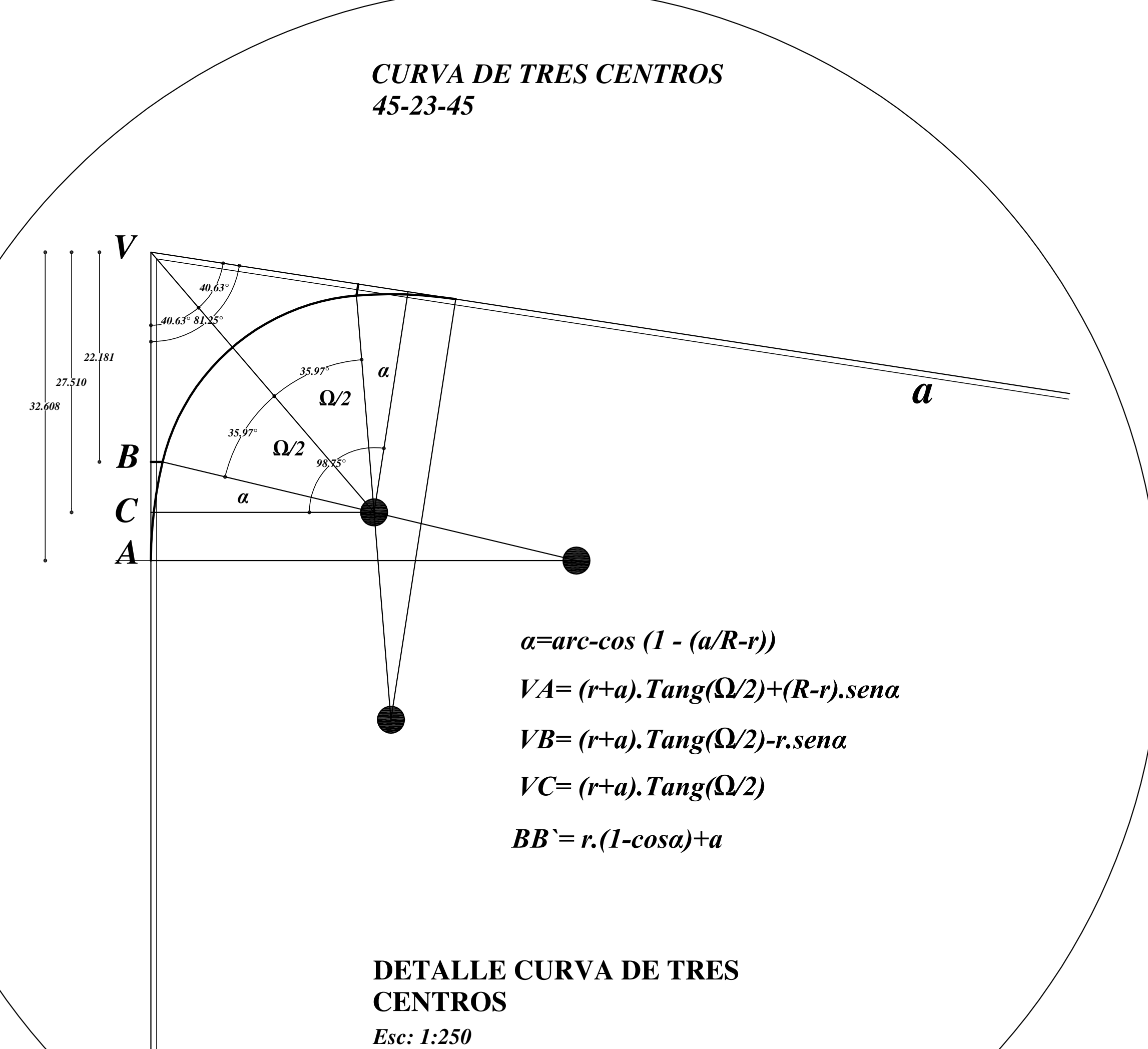
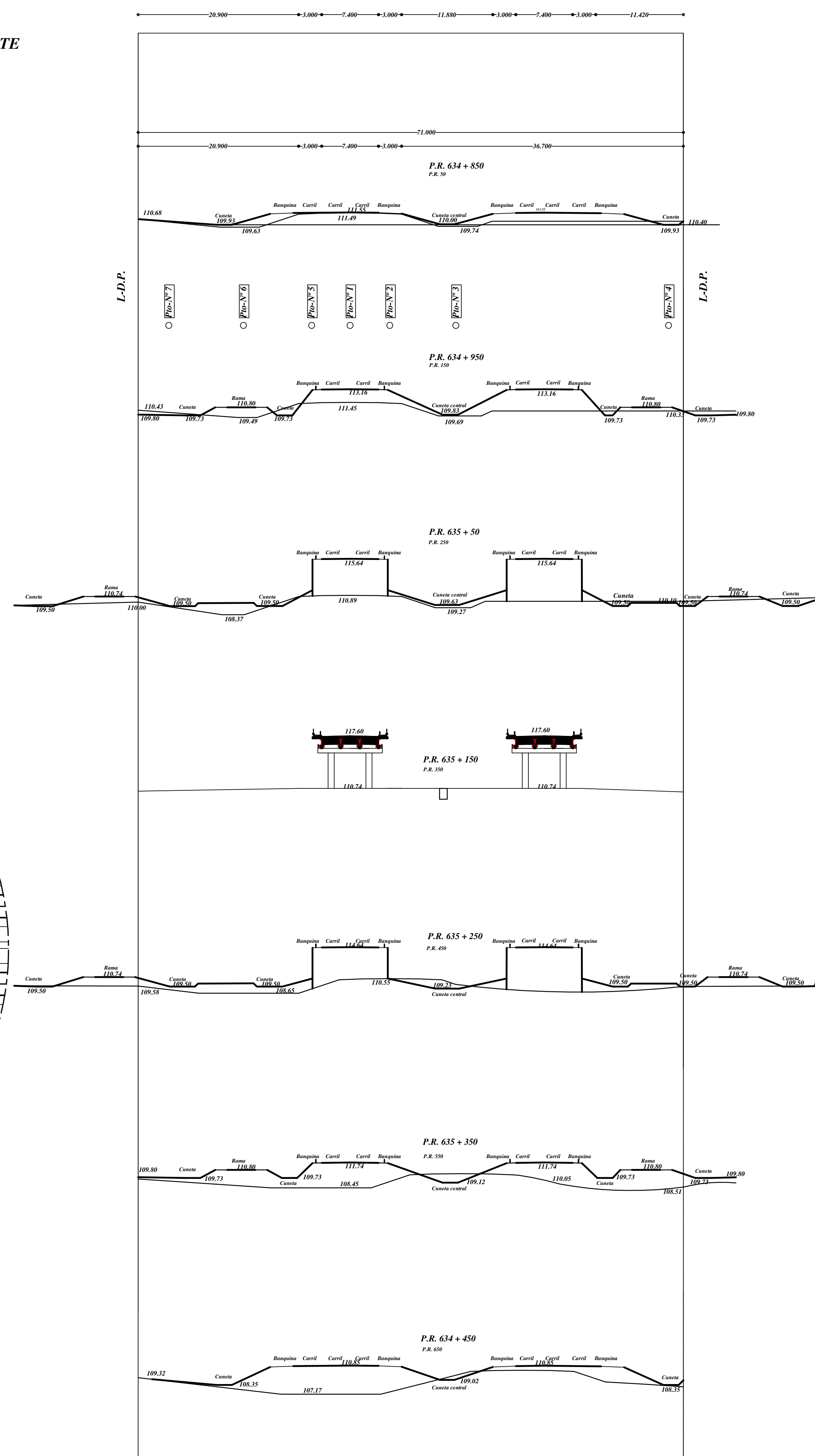




**INTERCAMBIADOR TIPO DIAMANTE CLASE 3. AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33 Y Av. CIRCUNVALACION.**  
Esc: 1:1000



**PERFILES TRANSVERSALES-RUTA NACIONAL N° 33**  
Esc: 1:250



- REFERENCIAS**
- P.R. 535 + 100 Progresiva actual de camino.-
  - P.R. 200 + 0.00 Progresiva relativa de camino.-
  - Pto-N° ... Puntos característico del perfil transversal.-
  - ← Direcciones de Localidades próximas.-
  - Lugares próximos.-
  - Columna h=12 m, l=2 m con luminaria tipo calzada principal c/NAV-T 400W super.-
  - Columna h=7 m, l=1 m con luminaria tipo calle secundaria o rama c/NAV-T 250W super.-
  - ▴ Tablero general.-
  - ┌ Luminaria tipo.-

**CALCULO DE LAS PISTAS DE ACELERACION Y DECELERACION**  
DISTANCIA SEGUN PENDIENTE  
H/0.03----- SI i=3%, L1= 233.33 m

LC= Para 120 Km/H-----100m	V1=120 A 130 KM/H
LD=(Fv.V1)²+V2²	V2=80 KM/H
26(d-i/10)	Fv= 0.60
	d= 2 m/seg²
	i= 3 %
	LD= 30 m

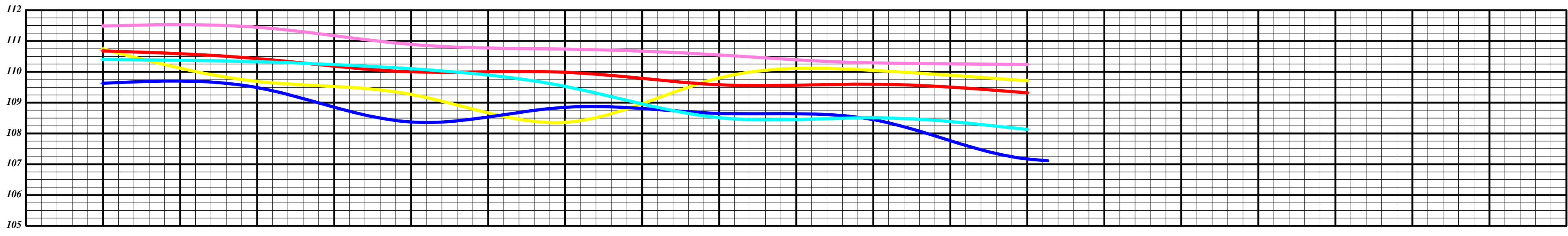
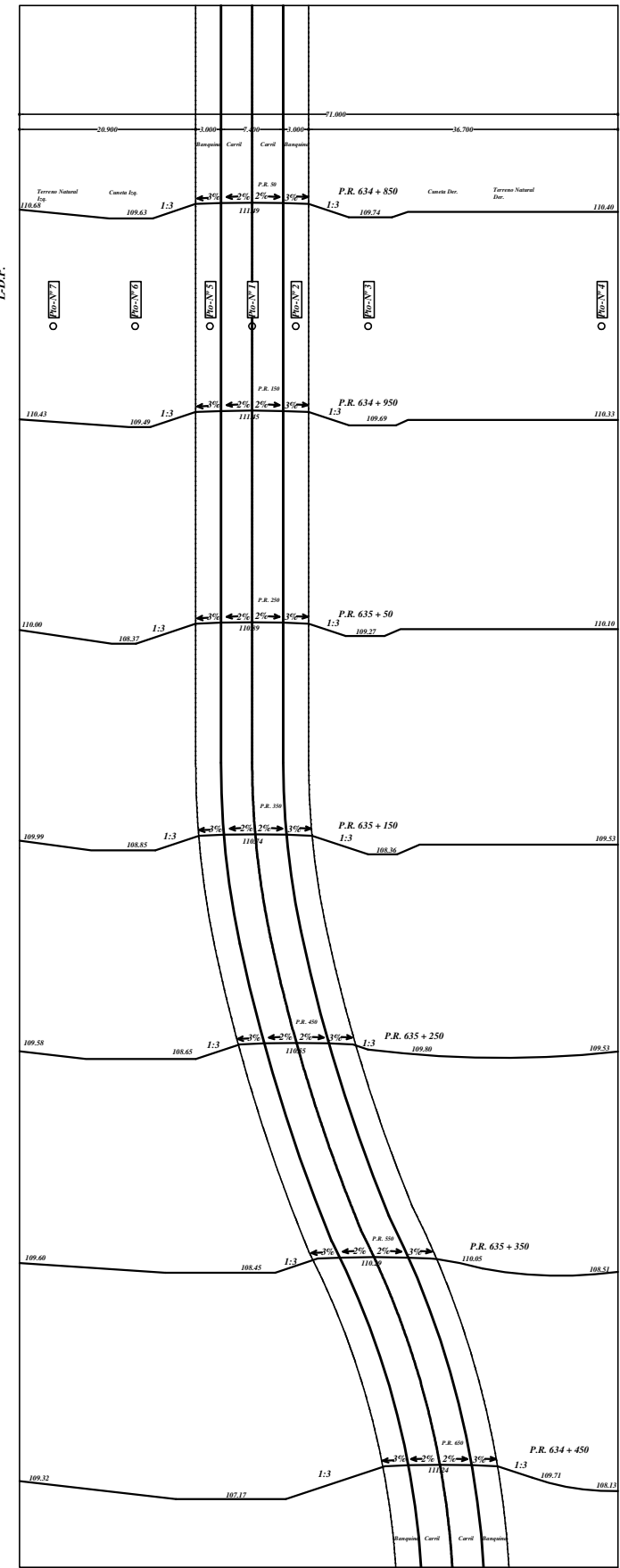
LPmin= 100+30= 130 m  
L-DIAMANTE= 233.33+130=363.33 m  
L-min=365 m







**PERFILES TRANSVERSALES-RUTA NACIONAL N° 33**  
Escala 1:200



**634+850**      50      100      150      200      250      300      350      400      450      500      550      600      650      700      750      800      850      900      950      **635+850**

**P.C.=105**

**SIMBOLOGIA**

PROGRESIVAS	COTAS EJE CAMINO	COTAS DESAGÜE IZQ.	COTAS DESAGÜE DER.	TERRENO NATURAL IZQ.	TERRENO NATURAL DER.	DATOS DE ESTUDIO	OBRAS PROYECTADAS
634+900	111.49	109.63	109.74	110.68	110.40		
634+850	111.45	109.49	109.69	110.43	110.33		
635+000	110.89	108.37	109.27	110.00	110.10		
635+50	110.74	108.85	108.36	109.99	109.53		
635+100	110.55	108.65	108.80	109.58	108.54		
635+150	110.29	108.45	108.05	109.60	108.51		
635+200	110.24	107.17	109.71	109.32	108.13		
635+250							
635+300							
635+350							
635+400							
635+450							
635+500							

Nota:  
Ruta Nacional N° 33 pavimentada en su extensión.

← A VENADO TUERTO

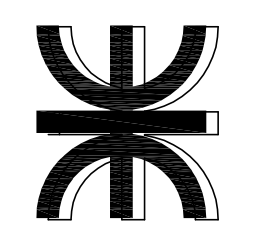
A FIRMAT →

**ALTIMETRIA RUTA NACIONAL N° 33**

PUNTOS	PROGRESIVA	COTAS	
		CPV	CI
1	50,00	112,71	111,49
2		112,71	111,46
3		112,71	109,74
4		112,71	110,40
5		112,71	111,34
6		112,71	109,63
7		112,71	110,68
1	150,00	112,320	111,450
2		112,320	110,350
3		112,320	109,690
4		112,370	110,330
5		112,500	111,480
6		112,460	109,490
7	250,00	112,530	110,430
1		112,130	110,890
2		112,170	110,350
3		112,320	109,270
4		112,430	110,100
5		112,210	111,000
6		112,160	108,370
7		112,430	110,000
1	350,00	111,620	110,740
2		111,650	110,690
3		111,720	108,360
4		111,890	109,330
5		111,650	110,800
6		111,220	108,850
7		111,500	109,990
8		111,650	110,890
9		111,550	110,880
10		111,650	110,930
11	450,00	111,650	110,890
1		112,030	110,550
2		112,050	110,490
3		111,560	109,800
4		112,090	108,540
5		111,990	110,260
6		111,550	108,550
7		112,310	109,580
1	550,00	111,570	110,250
2		111,580	110,230
3		112,590	110,050
4		110,500	108,510
5		111,560	109,290
6		111,060	108,450
7		111,610	109,600
1	650,00	111,370	110,240
2		111,380	110,180
3		112,380	109,710
4		110,290	108,130
5		111,130	109,740
6		110,370	107,170
7		111,400	109,320

ESCALA ALTIMETRICA  
VERTICAL: 1:200  
HORIZONTAL: 1:10.000

- REFERENCIAS:**
- EJE DE CAMINO.-
  - DESAGUE IZQ.-
  - DESAGUE DER.-
  - TERRENO NATURAL IZQ.-
  - TERRENO NATURAL DER.-
  - RASANTE
  - DESAGUE PROPUESTO



Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional Venado Tuerto

Proyecto Final Año 2009.-

Plano de :  
ALTIMETRIA RUTA NACIONAL N° 33

Proyecto:  
Intercambiador Autovía 33  
y Av. Circunvalación.-

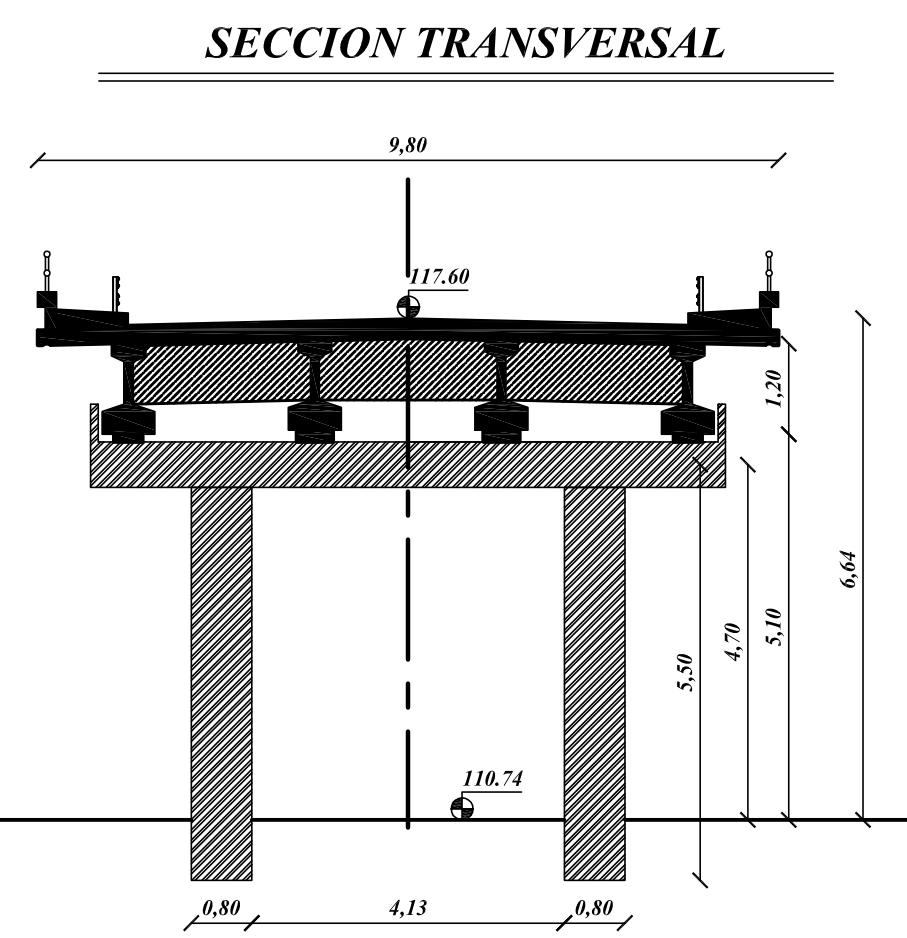
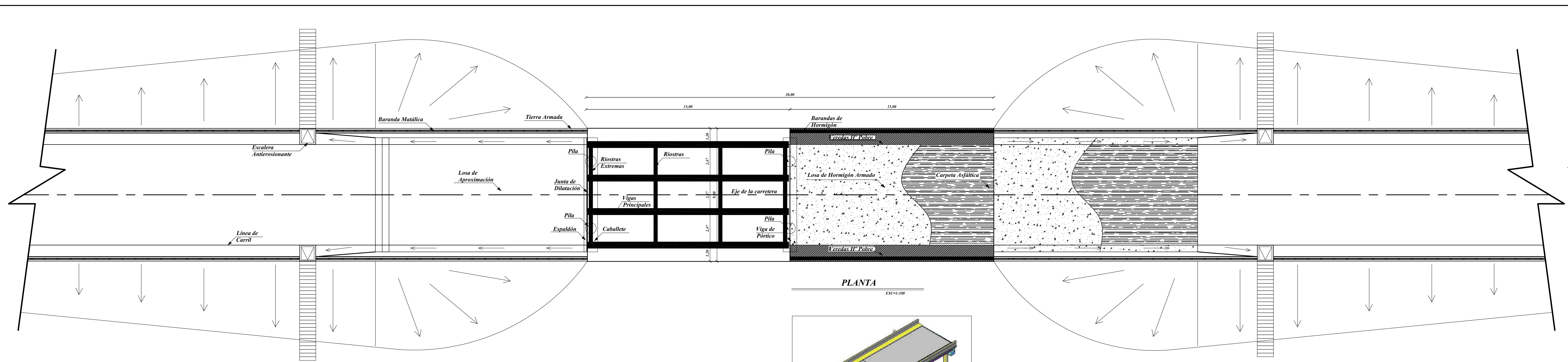
Alumno:  
Mauricio Exequiel Revelant

Fecha:  
Escala: 1:200

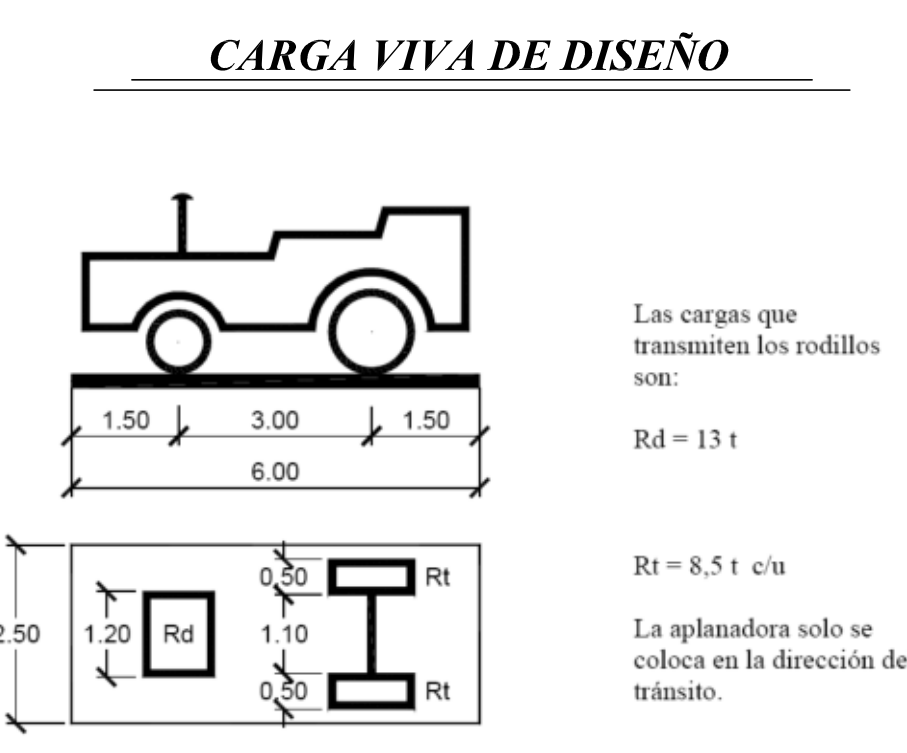
Plano N°:  
**6.2**

(2600) Venado Tuerto  
Provincia de Santa Fé

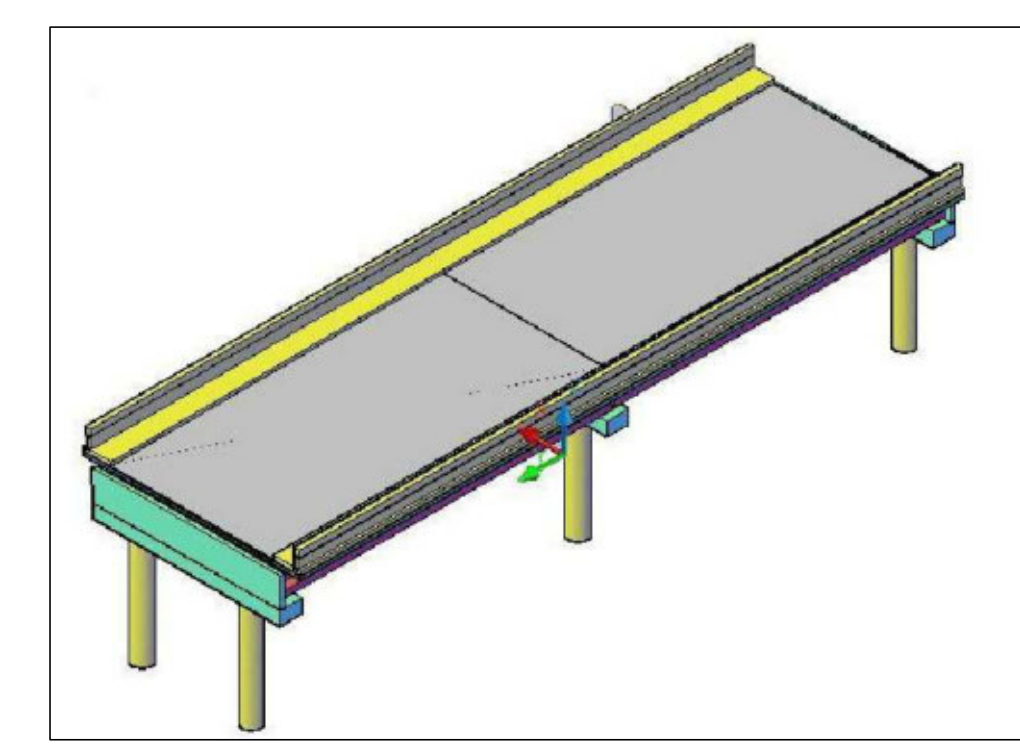




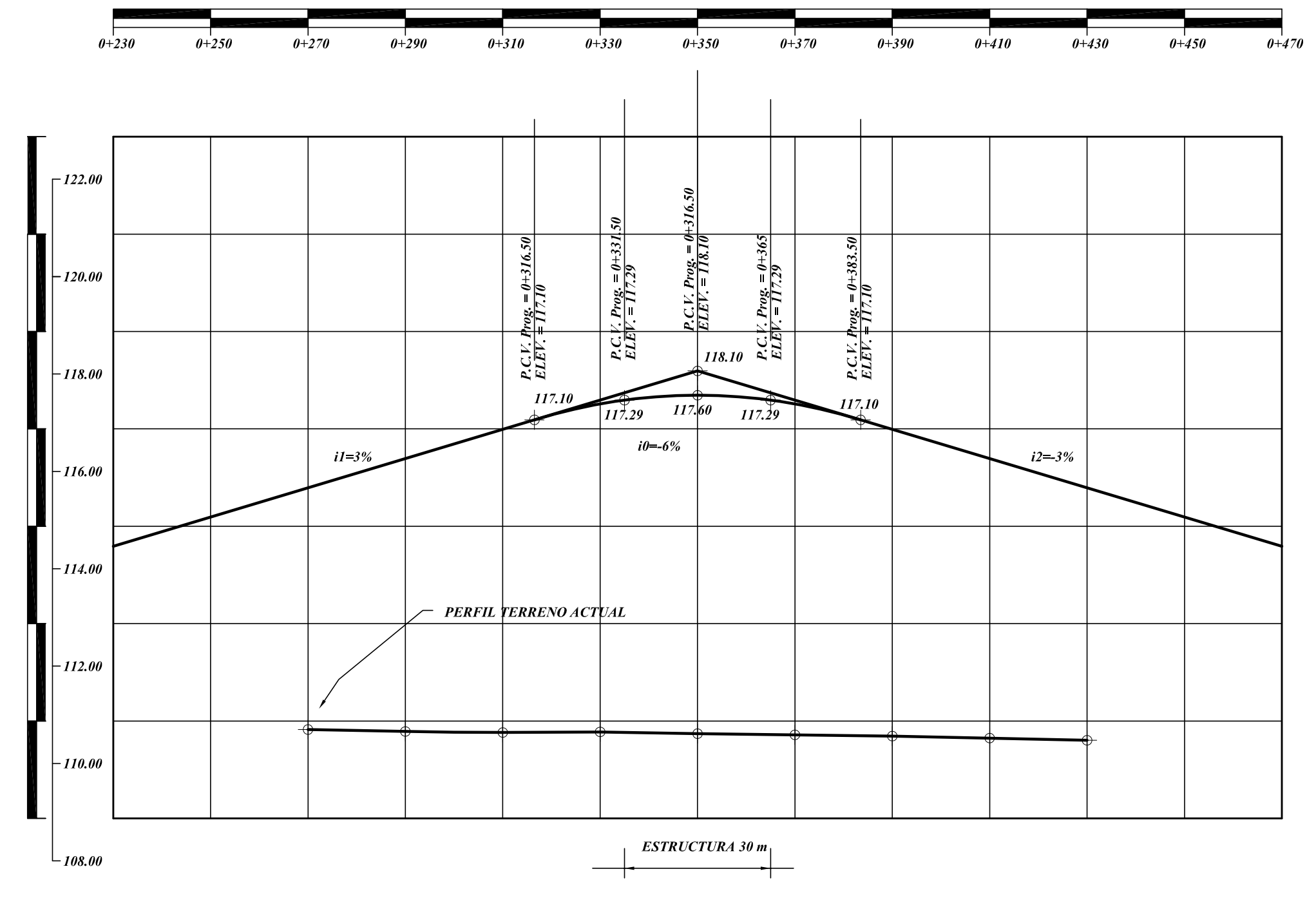
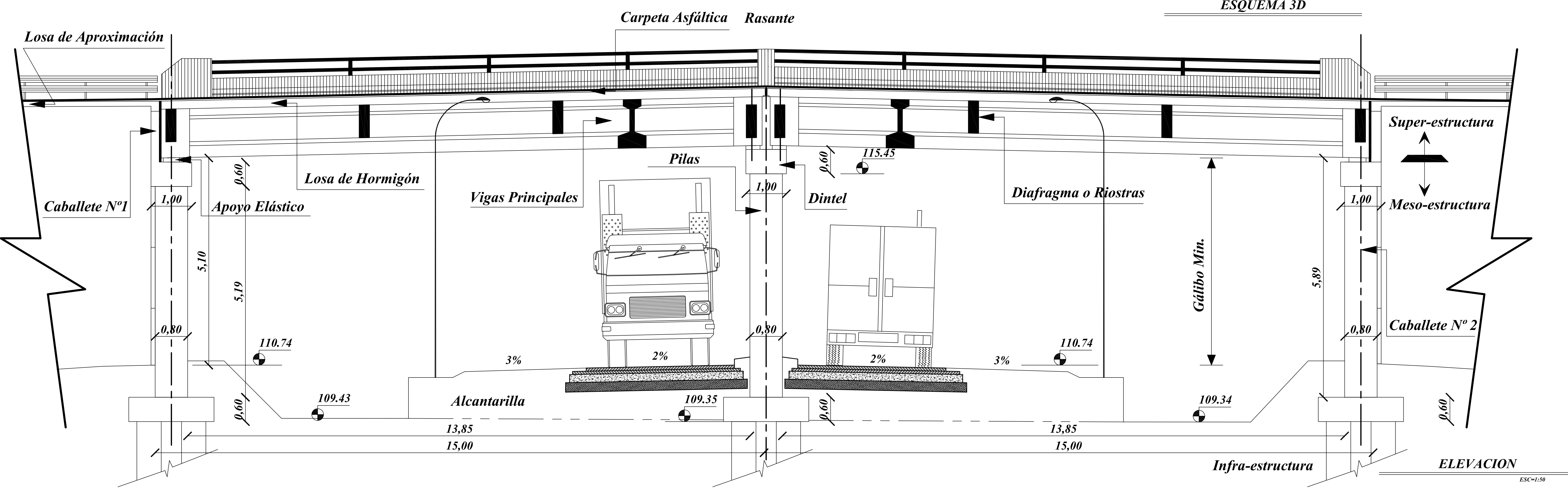
- MATERIALES DE OBRA**
- 1.- BARANDAS Y VEREDAS**
- 1.1 BARANDAS
  - 1.1.1 CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
  - 1.1.2 ACERO SIN TIPO III,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 1.1.3 TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 7.6 (1/2")
  - 1.1.4 TUBO DE ACERO GALVANIZADO DE 6.4 (1/2")
  - 1.2 VEREDAS
  - 1.2.1 CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$
  - 1.2.2 ACERO SIN TIPO III,  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- 2.- SUPER-ESTRUCTURA**
- 2.1 LOSA DE CALZADA Y BORDOS
  - 2.1.1 CONCRETO  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
  - 2.1.2 ACERO SIN TIPO III  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 2.1.3 CARPETA ASFALTICA DE 5 DE ESPESOR
  - 2.2 VIGAS PRINCIPALES
  - 2.2.1 CONCRETO  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$
  - 2.2.2 ACERO SIN TIPO III  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 2.2.3 ACERO SIN TIPO III  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 2.2.4 ARMADURA ACTIVA 3 CABLES CON 5 CORDONES
  - 2.2.5 SECCIONES DE 4" x 6" x 6 mm.
  - 2.3 APUNTES
  - 2.3.1 ACERO SIN TIPO III  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 2.3.2 SOBREPUNTO DE 2.7 mm DE ESPESOR
  - 2.3.3 ACERO ESTRUCTURAL 4.36, 2 mm DE ESPESOR



- 3.- JUNTAS DE DILATACION**
- 3.1 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 3.2 ACERO ESTRUCTURAL 4.36
  - 3.3 SIKAFLEX 1-A SIMILAR DE 6cm
  - 3.4 CARTON ASFALTICO DE 6cm
- 4.- MESO-ESTRUCTURA Y SUB-ESTRUCTURA**
- 4.1 CABALLETE N°1 Y N°2
  - 4.1.1 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (CABEZAL, PILOTES)
  - 4.1.2 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (PILES)
  - 4.1.3 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (VIGA DE PORTICO Y ESPALDON)
  - 4.1.4 CONCRETO  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (CABEZAL, PILOTES)
  - 4.1.5 CONCRETO  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (PILES)
  - 4.1.6 CONCRETO  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (VIGA DE PORTICO Y ESPALDON)
  - 4.1.7 ENCAJACION
  - 4.1.8 RELLENO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION
  - 4.2 PILAS CENTRALES
  - 4.2.1 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (CABEZAL, PILOTES)
  - 4.2.2 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (PILES)
  - 4.2.3 ACERO DE REFUERZO  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  (VIGA DE PORTICO)
  - 4.2.4 CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  (CABEZAL, PILOTES)
  - 4.2.5 CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  (PILES)
  - 4.2.6 CONCRETO  $f_c = 200 \text{ kg/cm}^2$  (VIGA DE PORTICO)
  - 4.2.7 ENCAJACION
  - 4.2.8 RELLENO CON MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACION



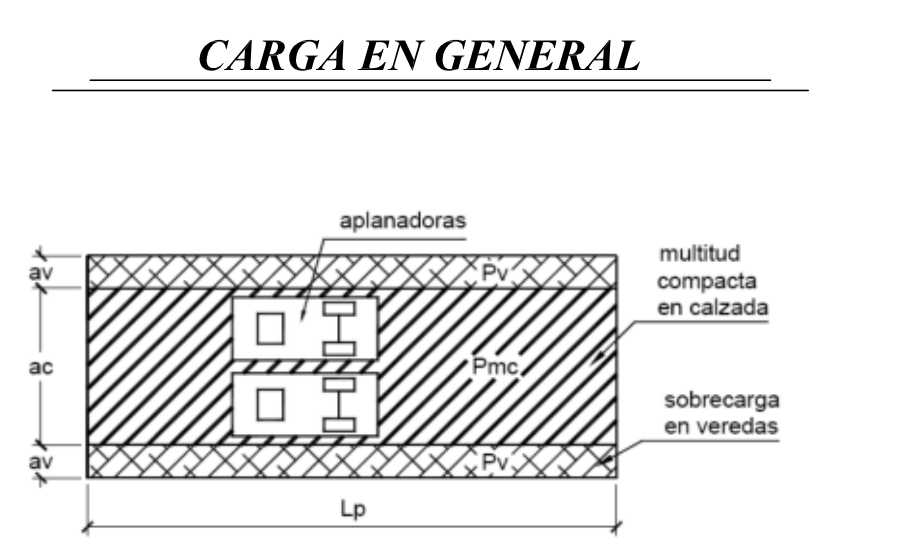
**Superestructura : Formada por dos tramos simplemente apoyados de losa de hormigón, sobre 4 vigas o traves postas para categoría de Puente A-30.**



**CURVA VERTICAL**  
Punto de Intersección N° 1

P.R: 350 L= 67 m  
e= 0.50 m P=1116.67  
io= -6.00 %

Cota V=118.10  
Cota Proy=117.60



- 5.- TERRAPLENES DE ACCESO**
- 5.1 TERRAPLEN COMPACTADO
  - 5.2 SUBRASANTE SEGUN AREA CIE
  - 5.3 BASE ESTABILIZADO GRANULAR
  - 5.4 LOSA DE APROXIMACION 0.25 m x 10 m DE LONGITUD
  - 5.5 CARPETA ASFALTICA
  - 5.6 CONCRETO  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  (LOSA APROXIMACION)
  - 5.7 CONCRETO  $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  (FUNDACION POSTE DE BARANDA, ESCALERA)
  - 5.8 ACERO SIN TIPO III  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
  - 5.9 DEFENSA DE LAMINA GALVANIZADA
  - 5.10 ACERO ESTRUCTURAL GALVANIZADO
  - 5.11 ESCALERA DE CONCRETO
  - 5.12 TIERRA ARMADA
- LISTA DE PLANOS**
- | N° DE PLANO | CONCEPTO  |
|-------------|---|
| 7.0         | PLANO GENERAL   |
| 7.1         | SUPERESTRUCTURA - LOSA Y RIOSTRAS                               |
| 7.2         | SUPERESTRUCTURA - VIGA PRINCIPALES                              |
| 7.4         | MESO-ESTRUCTURA - CABALLETES N°1 Y N°2                          |
| 7.5         | MESO-ESTRUCTURA - PILAS   |
| 7.6         | INFRA-ESTRUCTURA - CABEZAL Y PILOTES - ESCALERA ANTIEROSIONANTE |

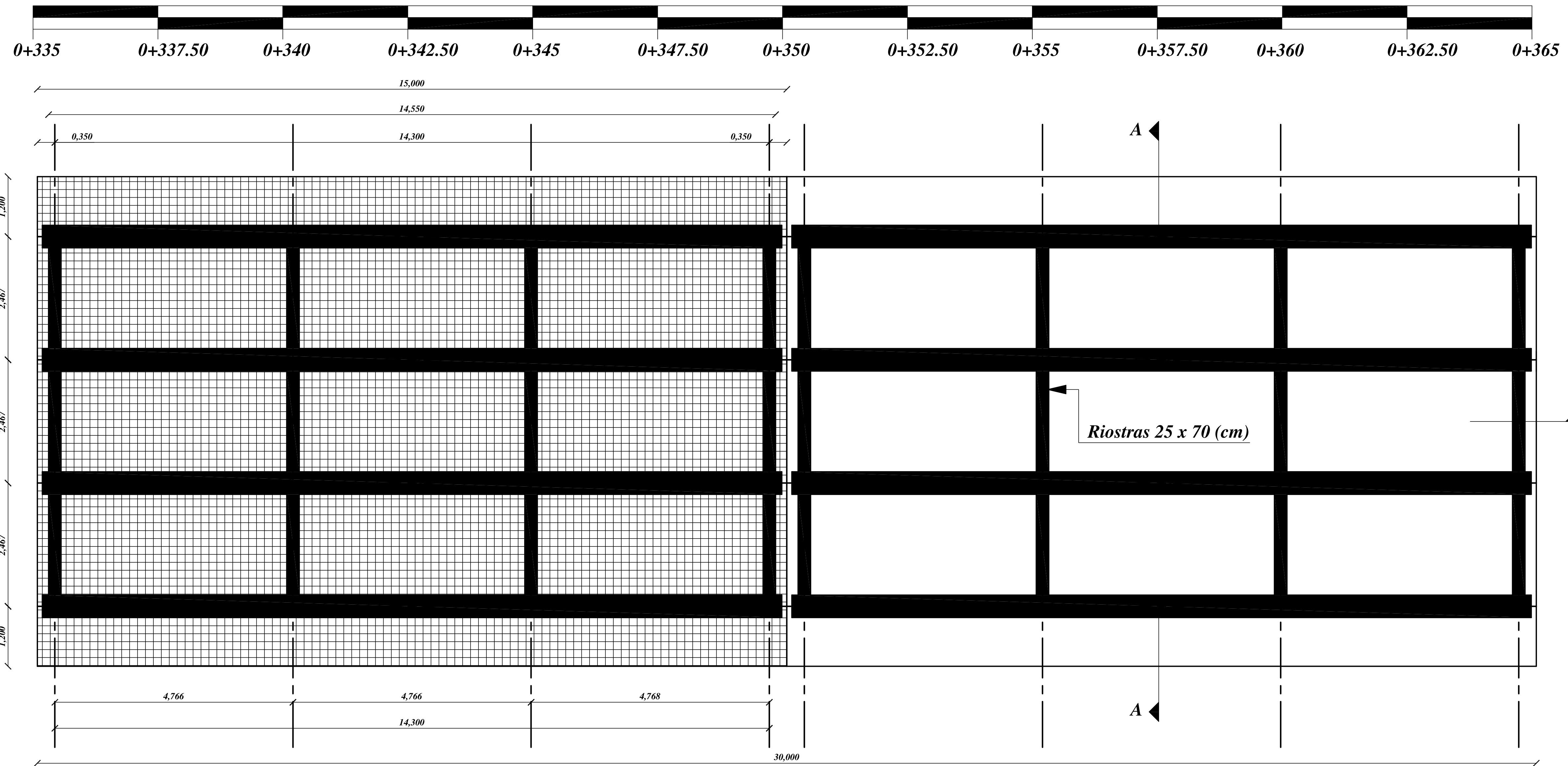


Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional Venado Tuerto

Proyecto Final Año 2009-  
Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación-  
Alumno: Maucilio Exequiel Revelant

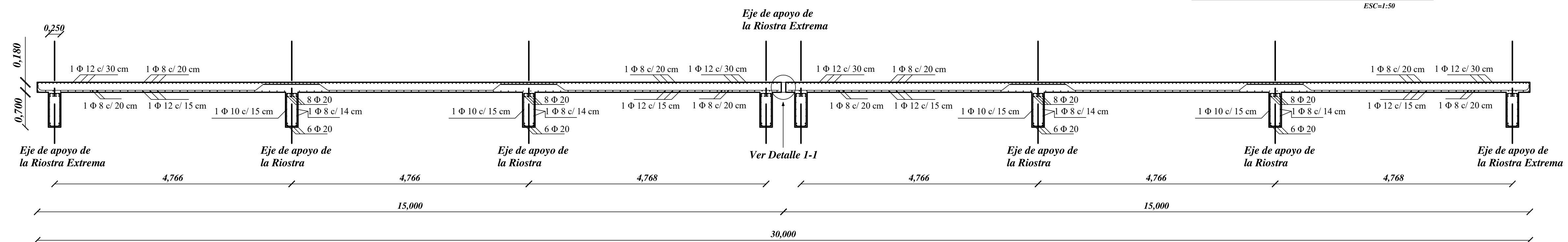
Plano de: PLANO GENERAL-PUENTE  
Folio: 07





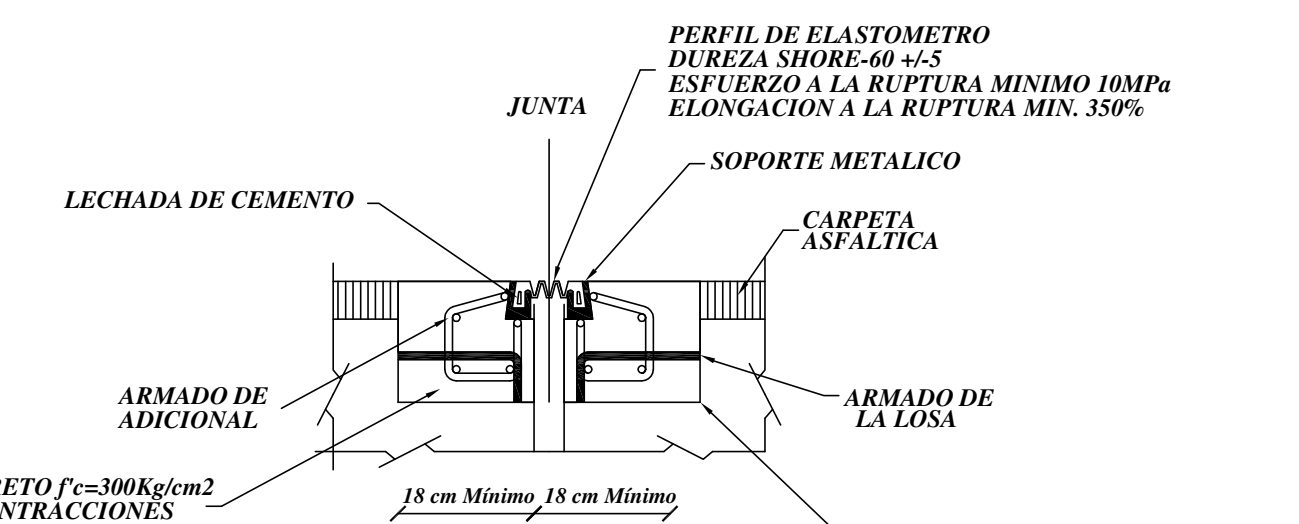
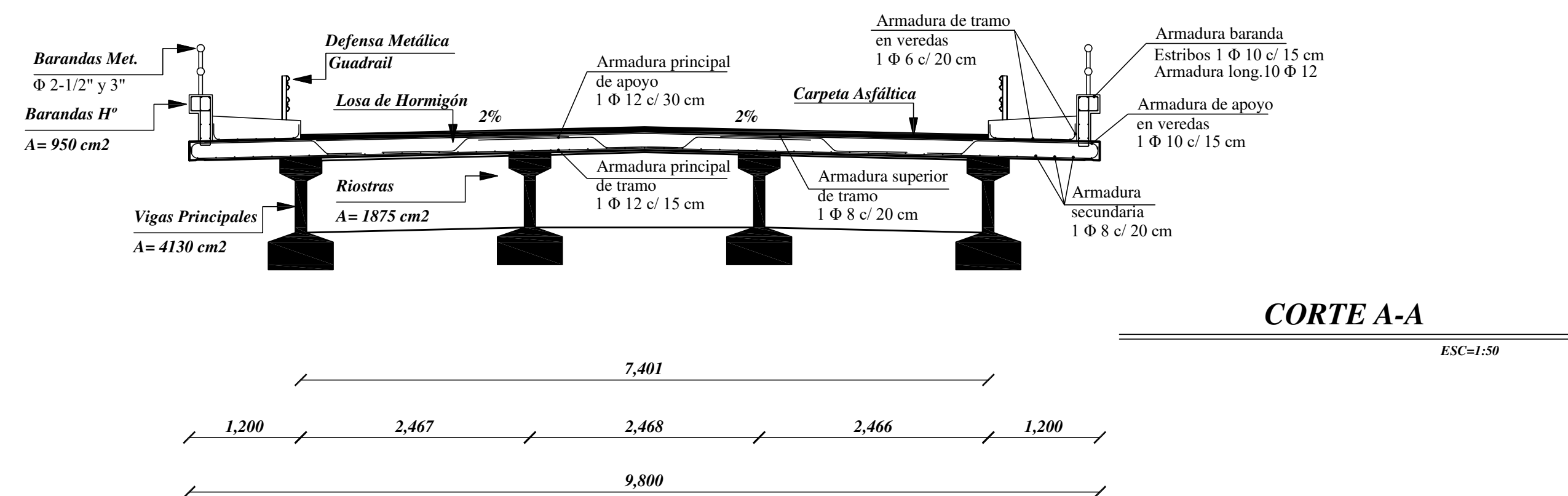
PLANTA

ESC=1:50

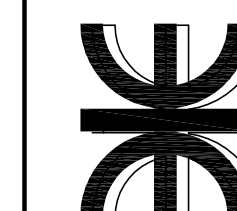


CORTE B-B

ESC=1:50

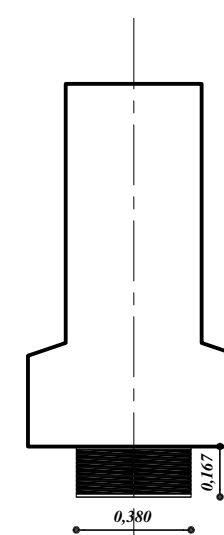


DETALLE 1-1



(2600) Venado Tuerto  
Provincia de Santa Fé

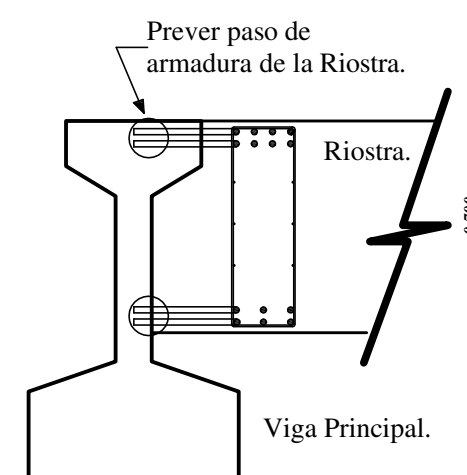
Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Venado Tuerto		Proyecto: Intercambiador Autovía 33 y Av. Circunvalación.-	
Proyecto Final Año 2009.-		Alumno: Mauricio Exequiel Revelant	
Plano de: SUPER-ESTRUCTURA-LOSA, RIOSTRA.	Fecha: Escala: SP	Plano N°: 7.1	



10 Capas de Neopreno de 1.27 cm de espesor.  
 11 Capas de acero de 0.20 cm de espesor.  
 Tapa y Fondo 0.89 cm de espesor.  
 Total: 16.71 cm de espesor x 38 cm de ancho x 38 cm de largo.

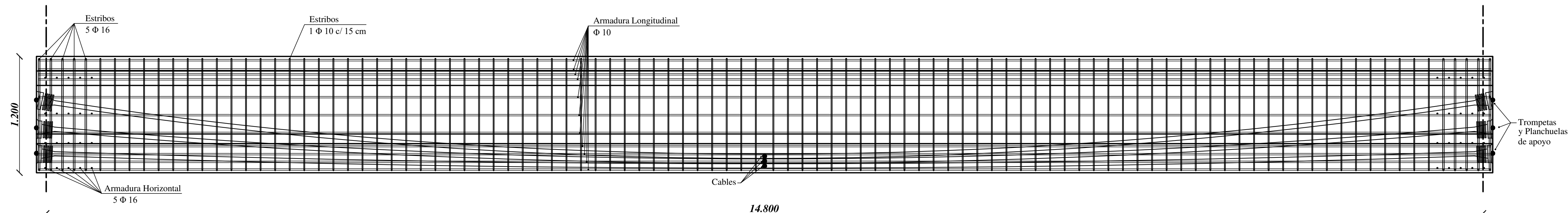
**DETALLE APOYO ELASTICO**

ESC=1:25



**UNION VIGA PRINC.-RIOSTRA**

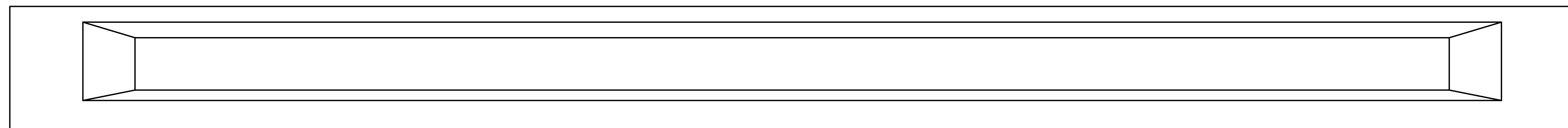
ESC=1:25



**DETALLE VIGA POSTESADA**

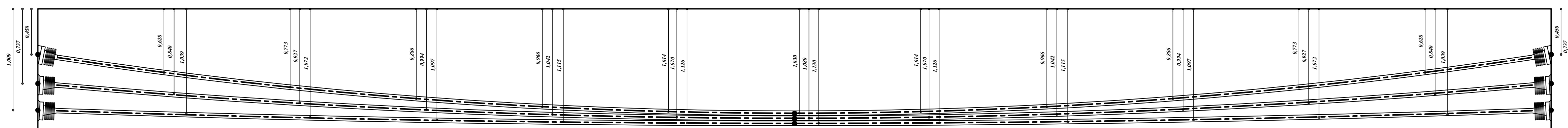
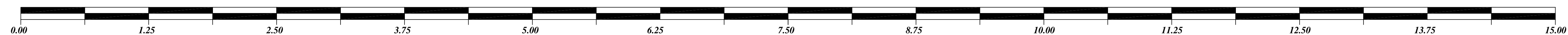
ESC=1:20

0.700 0.500



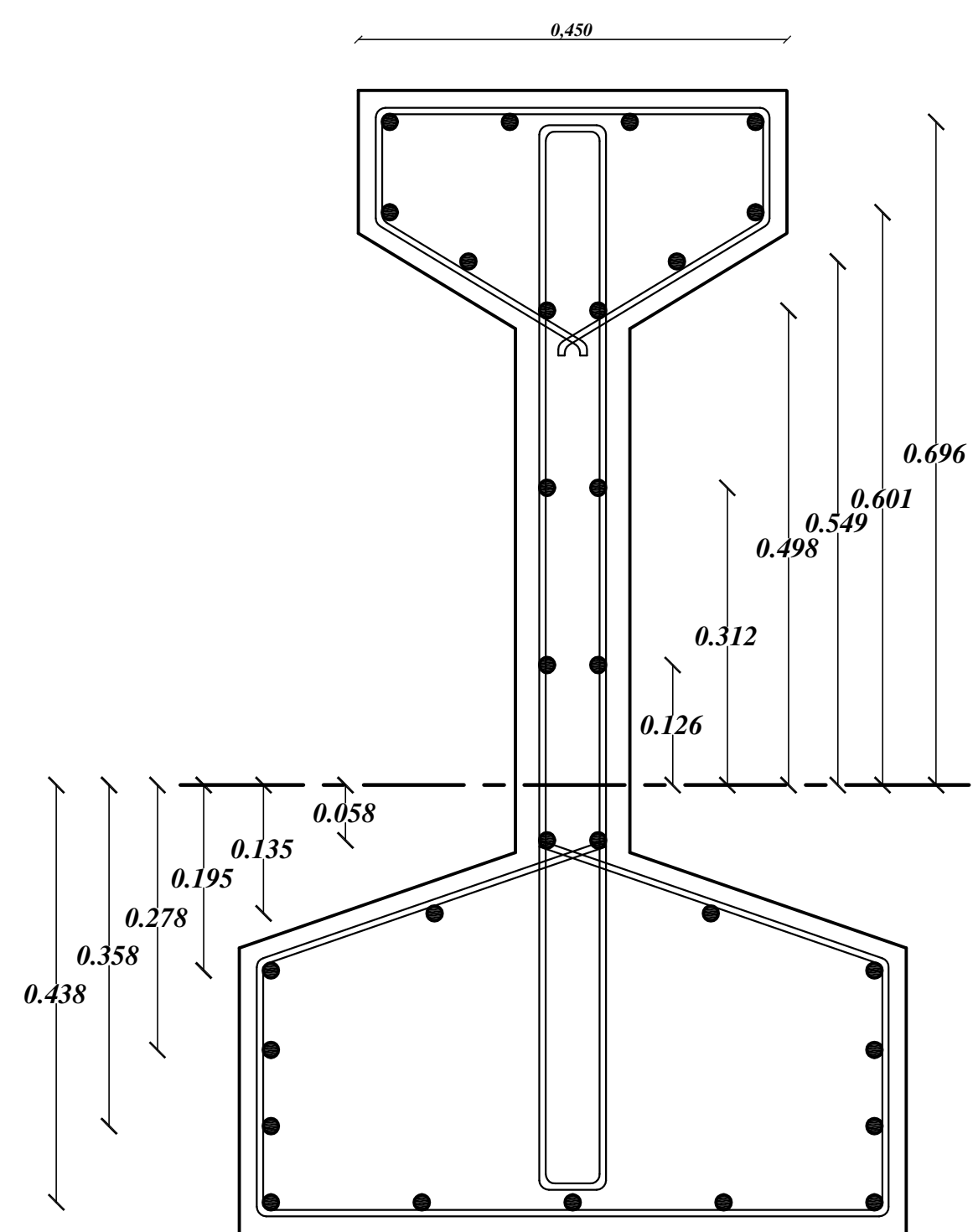
**VISTA VIGA POSTESADA**

ESC=1:20



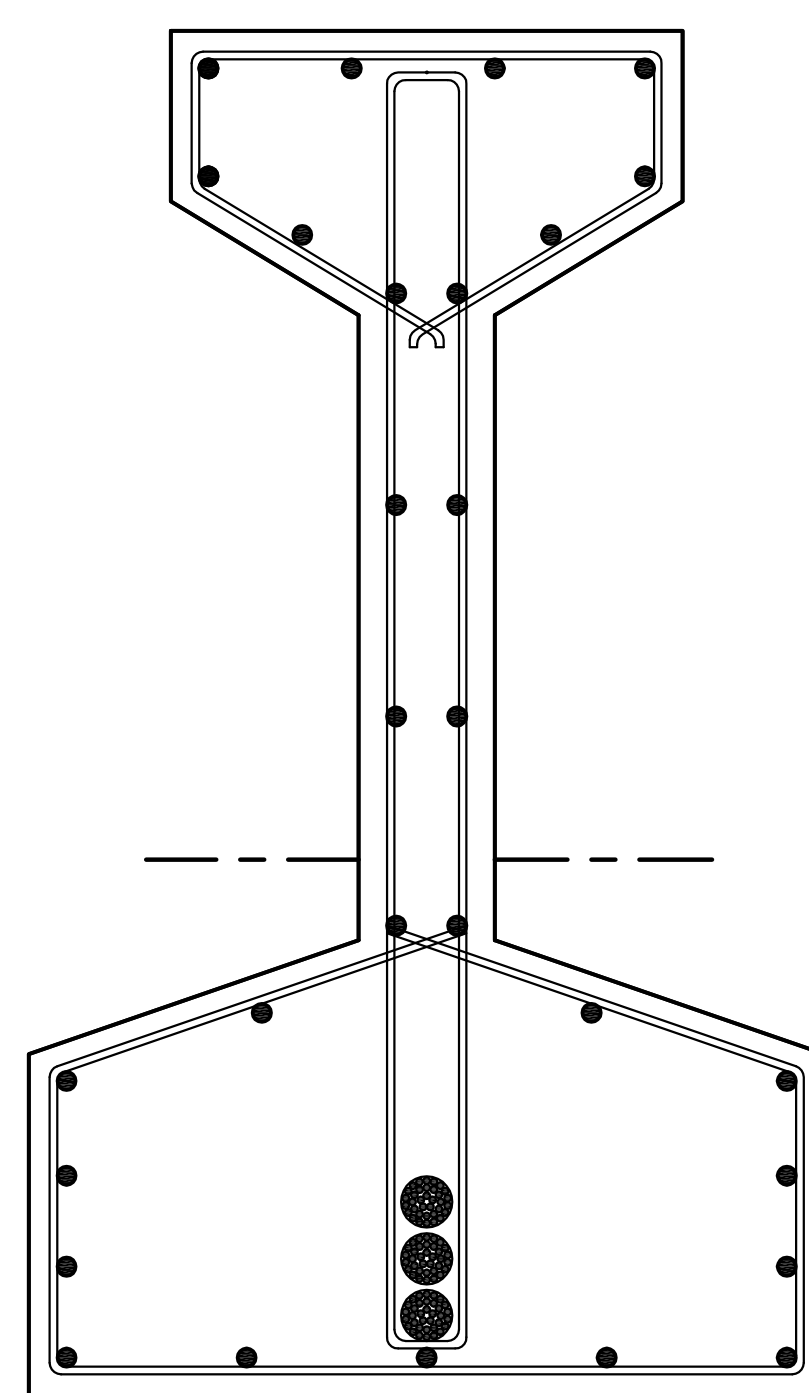
**PASAJE DE LOS CABLES**

ESC=1:20



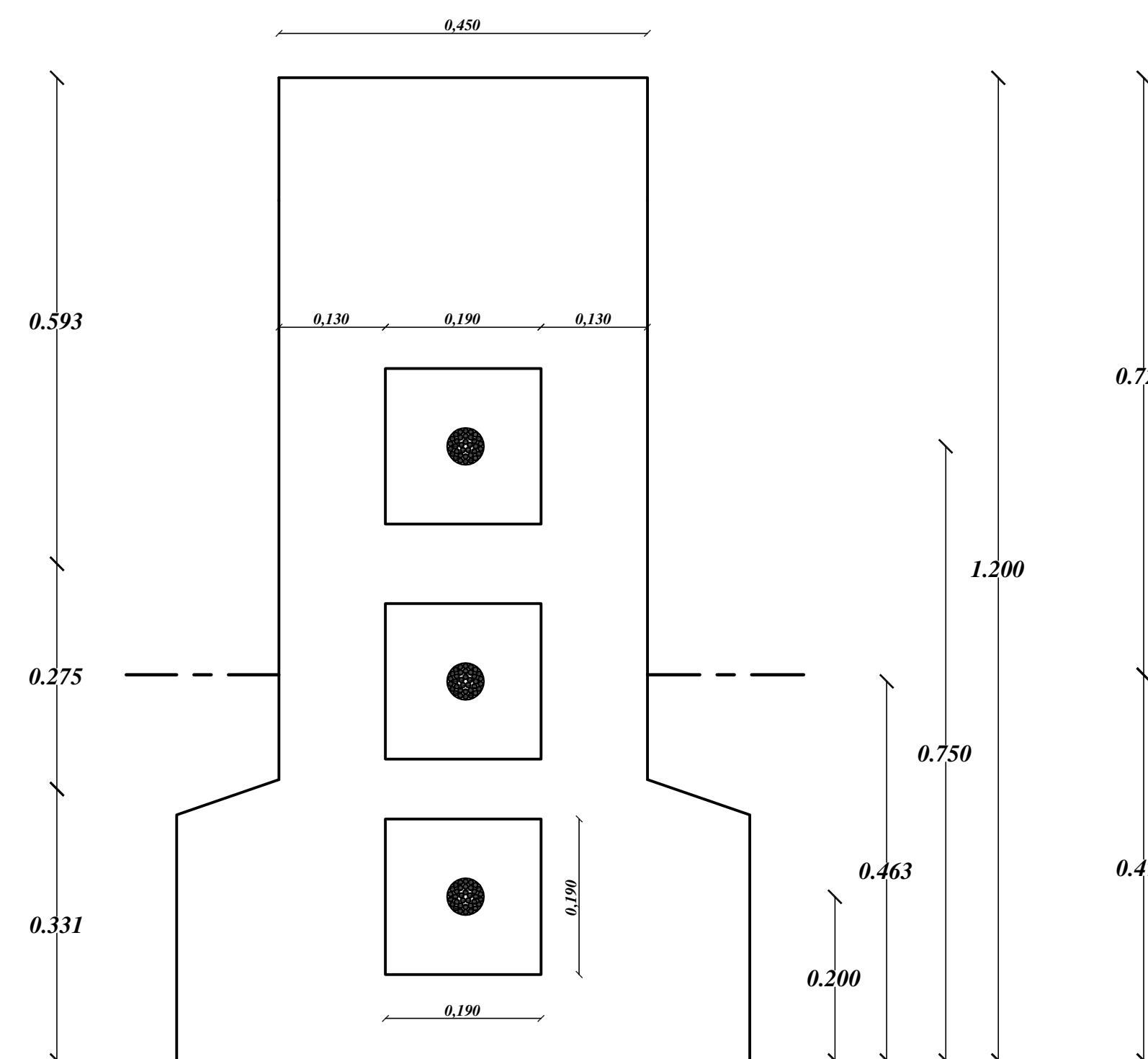
**SECCION TRANSVERSAL CENTRAL**

ESC=1:15



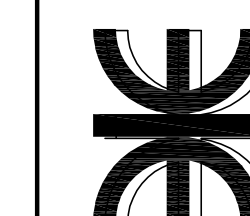
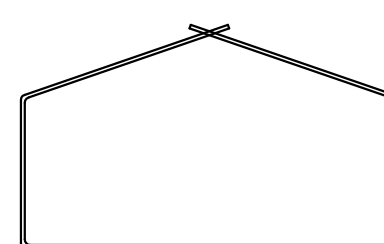
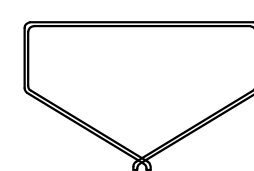
**SECCION TRANSVERSAL CENTRAL**

ESC=1:15



**SECCION TRANSVERSAL EXTREMA**

ESC=1:15



(2600) Venado Tuerto  
 Provincia de Santa Fé

Universidad Tecnológica Nacional  
 Facultad Regional Venado Tuerto

Proyecto Final Año 2009.-

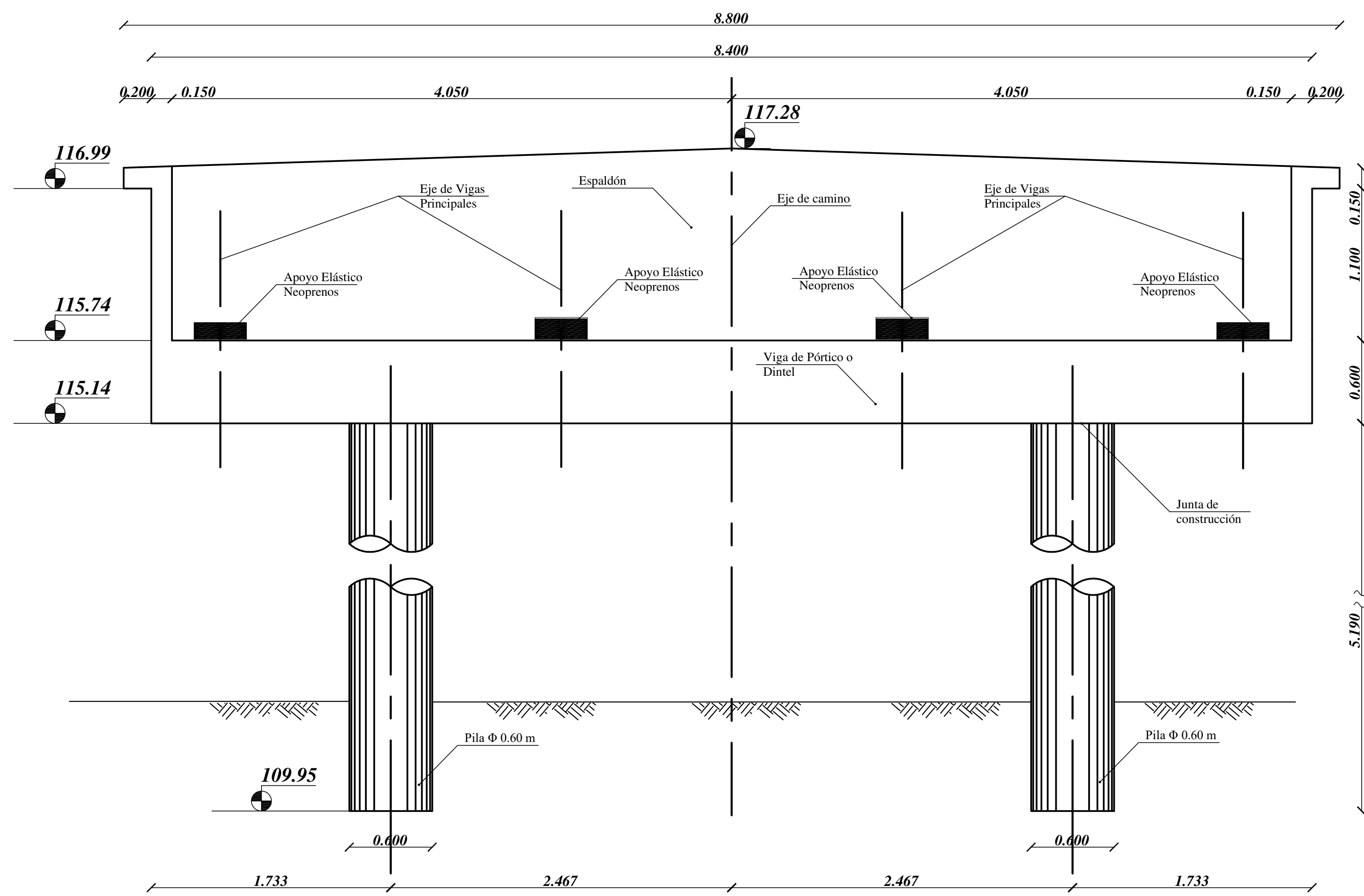
Plano de :  
 SUPER-ESTRUCTURA-VIGAS PRINC.

Proyecto:  
 Intercambiador Autovía 33  
 y Av. Circunvalación.-

Alumno:  
 Mauricio Exequiel Revelant

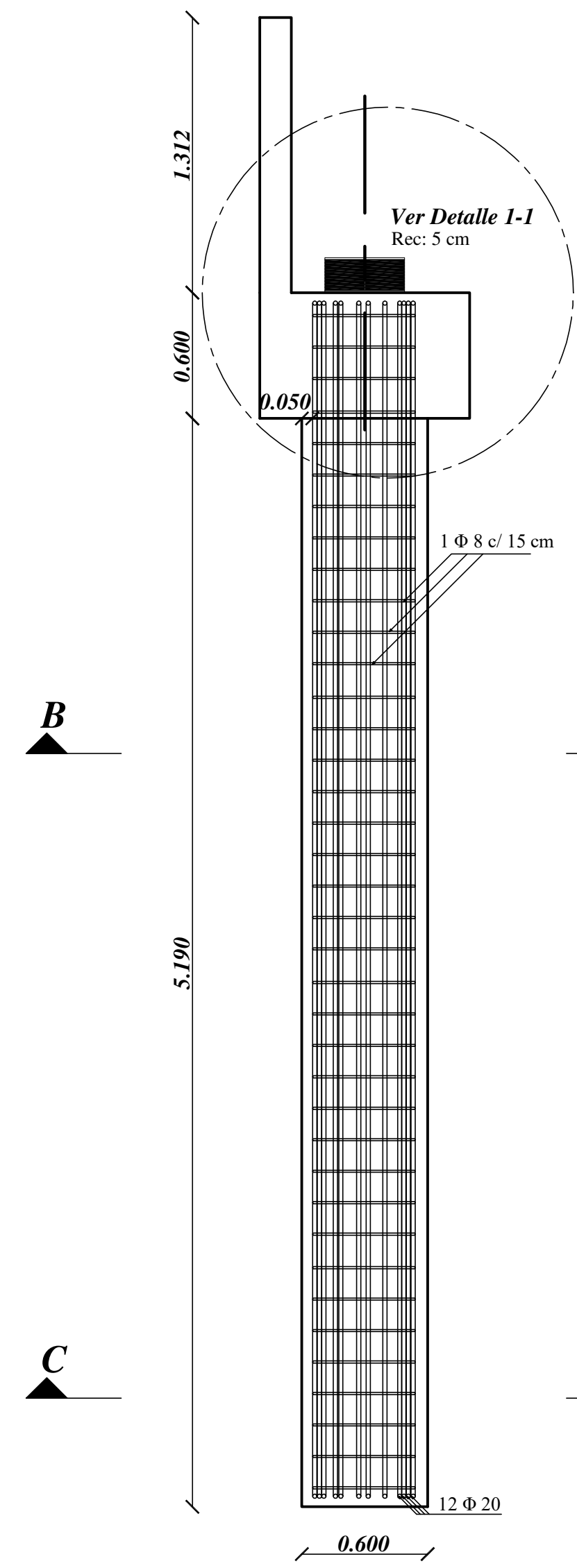
Fecha:  
 Escala: SP

Plano N°:  
**7.2**



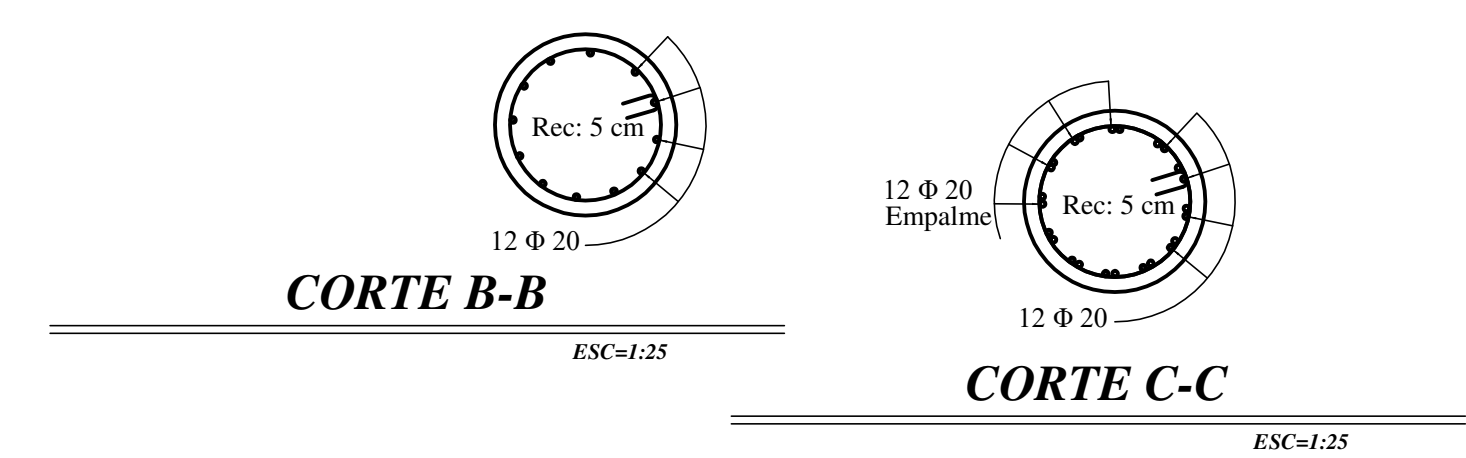
**ELEVACION**

ESC=1:25



**CORTE A-A**

ESC=1:25

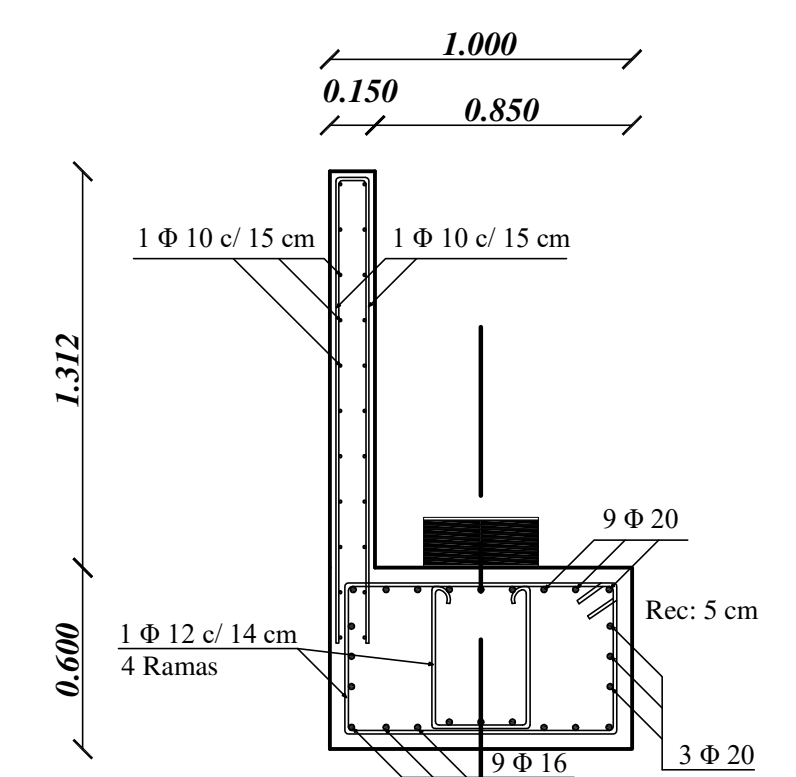


**CORTE B-B**

ESC=1:25

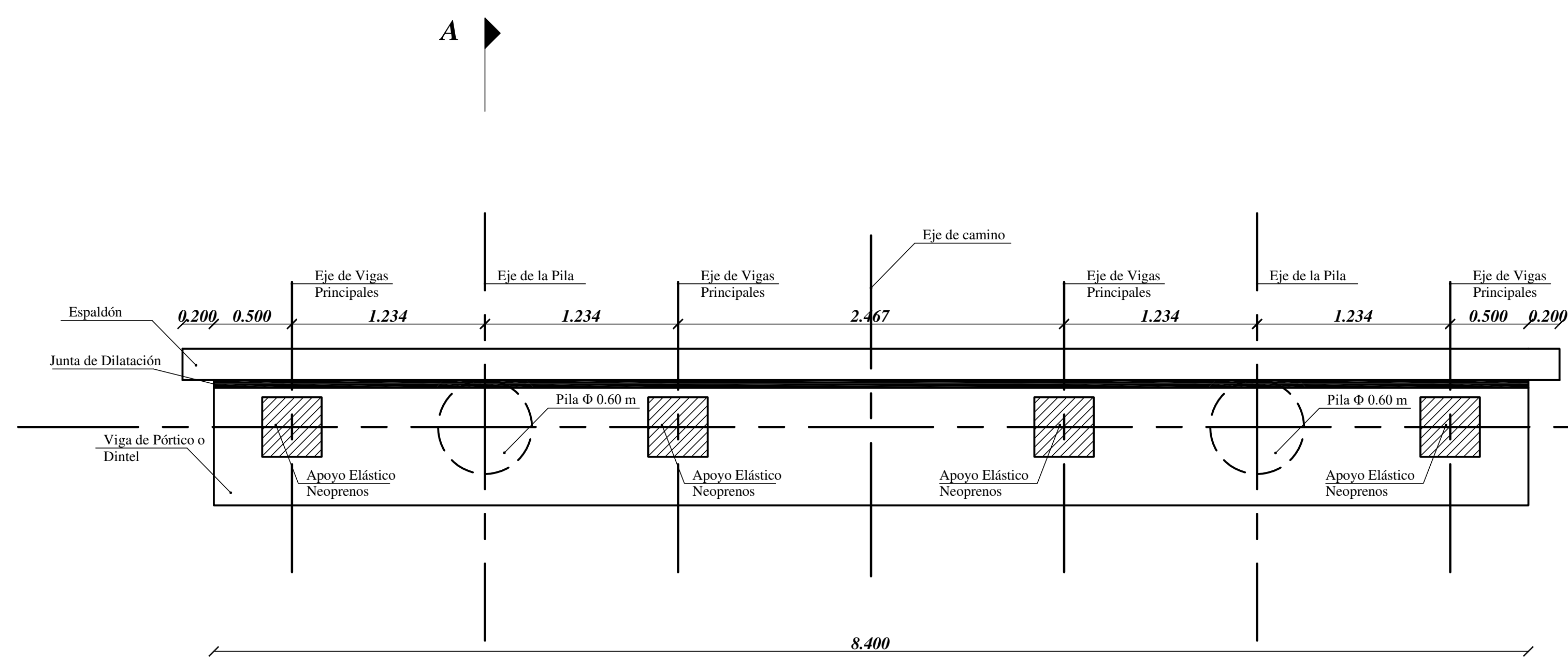
**CORTE C-C**

ESC=1:25



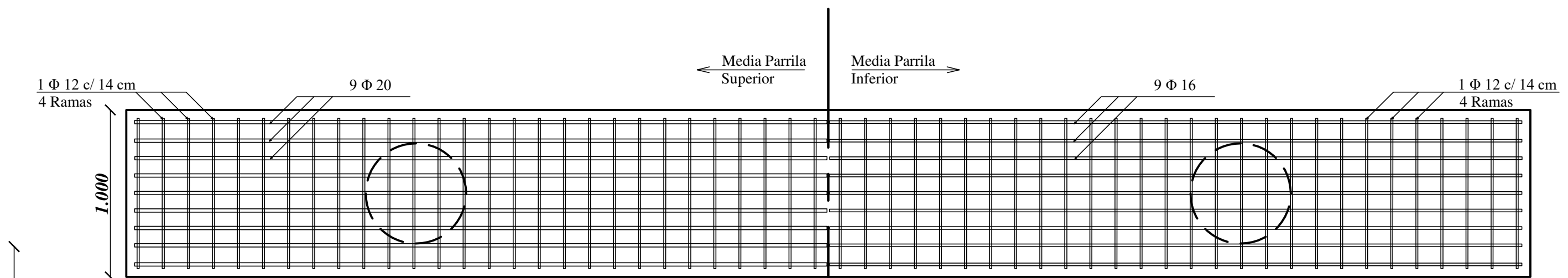
**DETALLE 1-1**

ESC=1:25



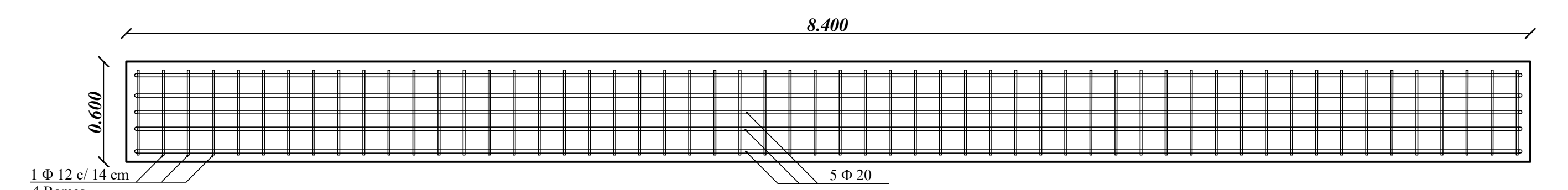
**PLANTA**

ESC=1:25



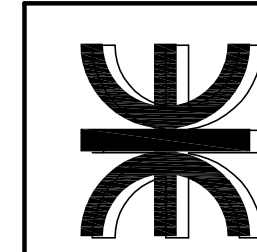
**PLANTA-ARMADURA VIGA DE PORTICO**

ESC=1:25



**ELEVACION-ARMADURA VIGA DE PORTICO**

ESC=1:25



Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional Venado Tuerto

Proyecto:  
Intercambiador Autovía 33  
y Av. Circunvalación.-

Proyecto Final Año 2009.-

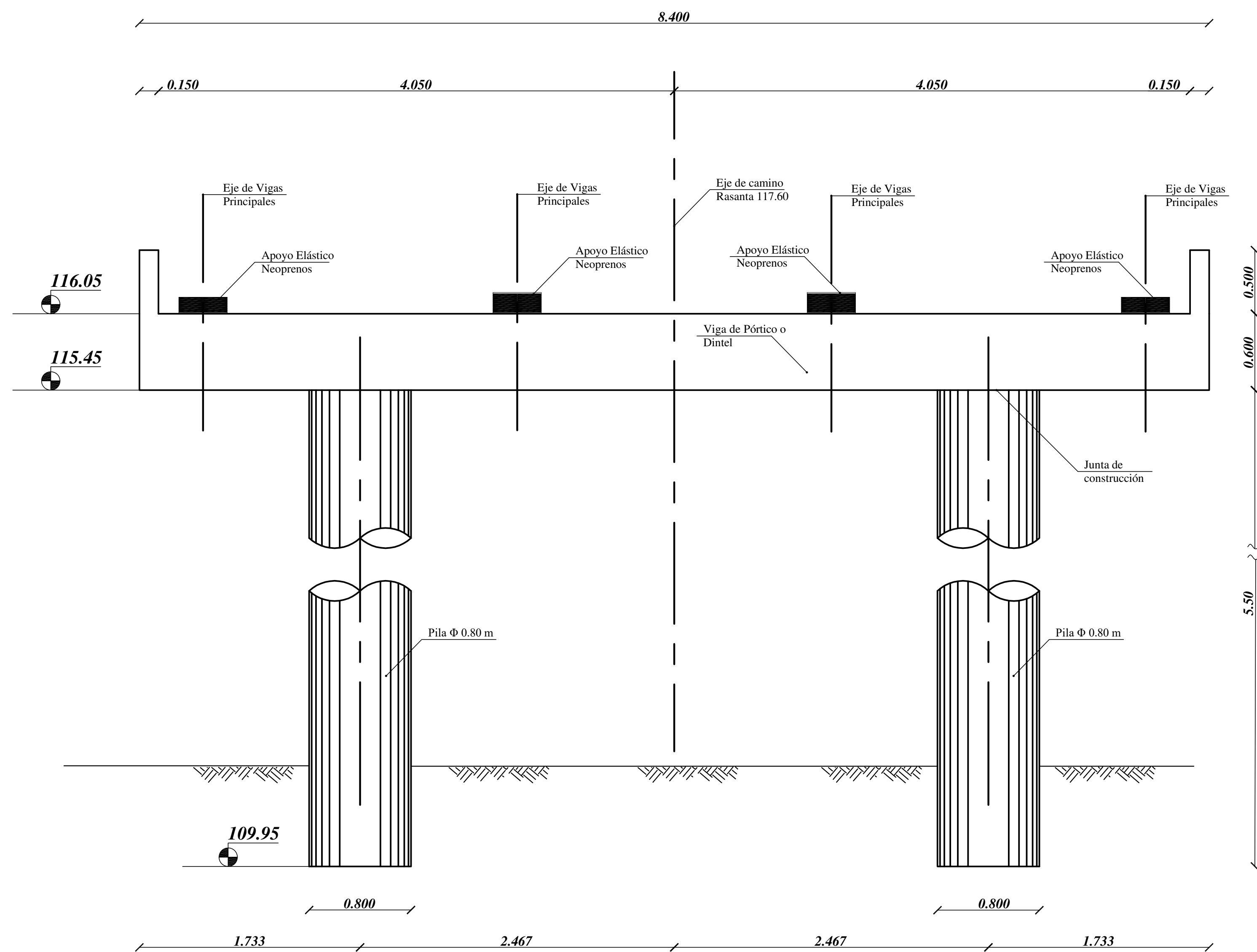
Alumno:  
Mauricio Exequiel Revelant

Plano de :  
MESO-ESTRUCTURA-CABALLETES.

Fecha:  
Escala: SP

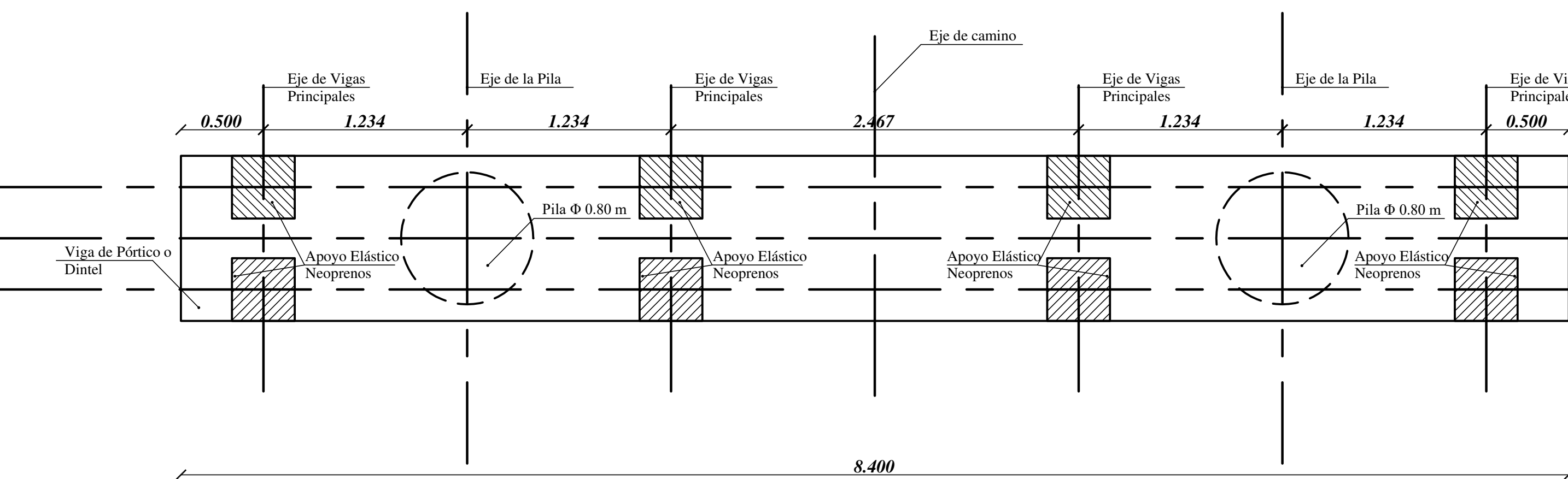
Plano N°:  
7.3

(2600) Venado Tuerto  
Provincia de Santa Fé



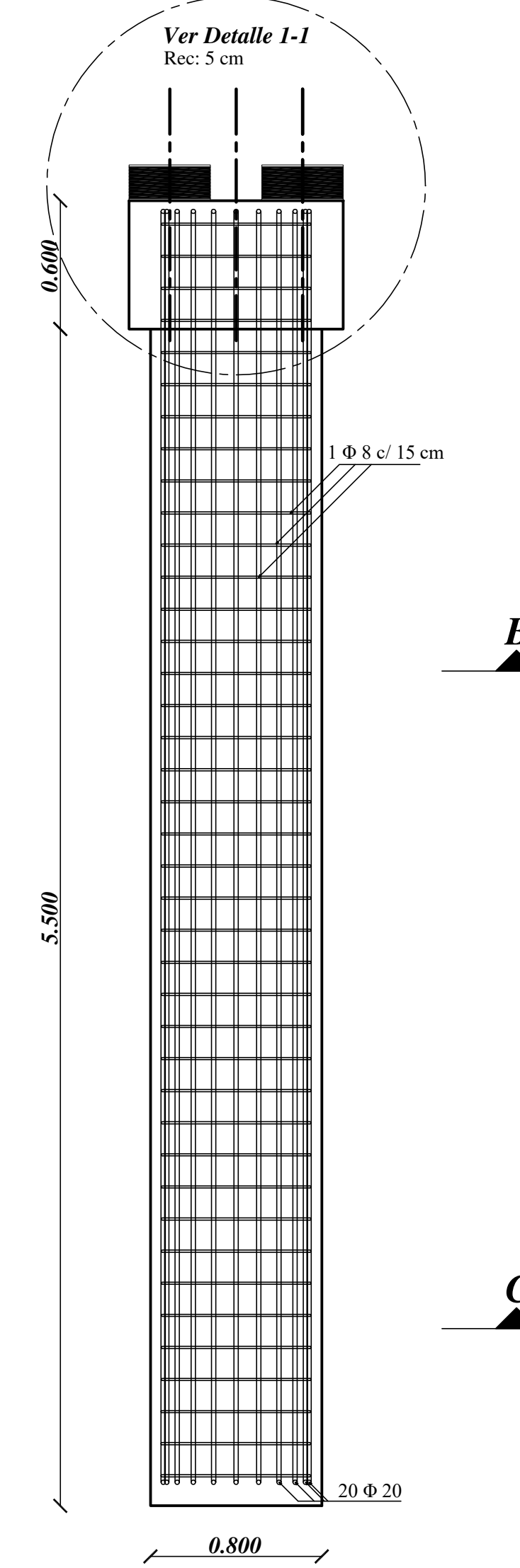
**ELEVACION**

ESC=1:25



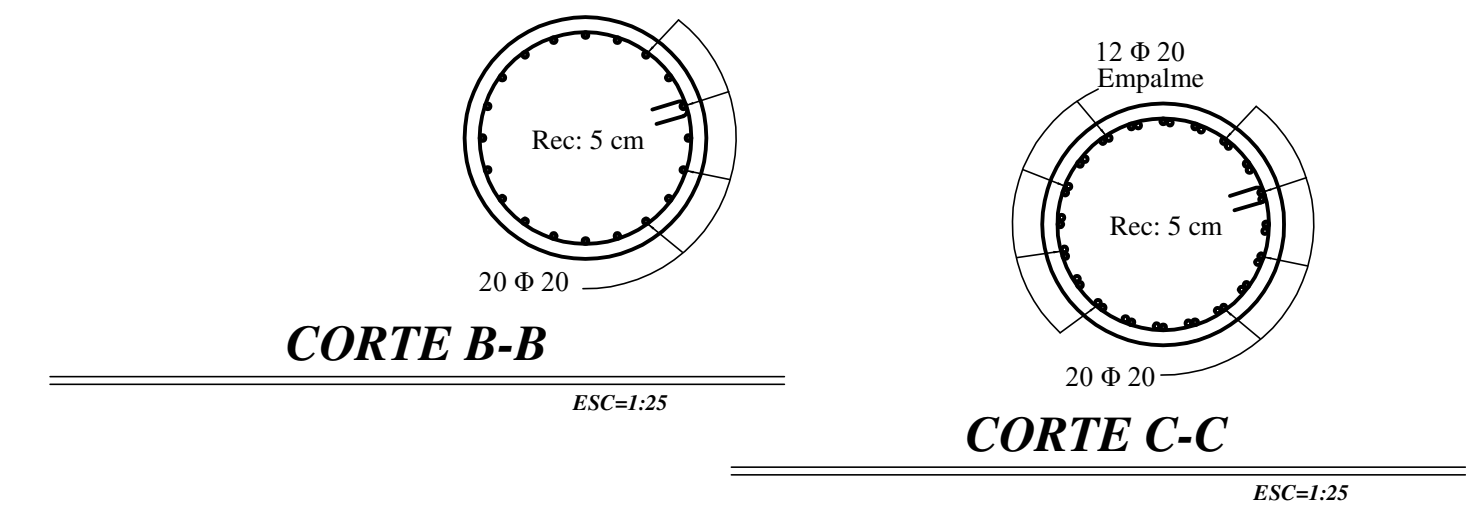
**PLANTA**

ESC=1:25



**CORTE A-A**

ESC=1:25

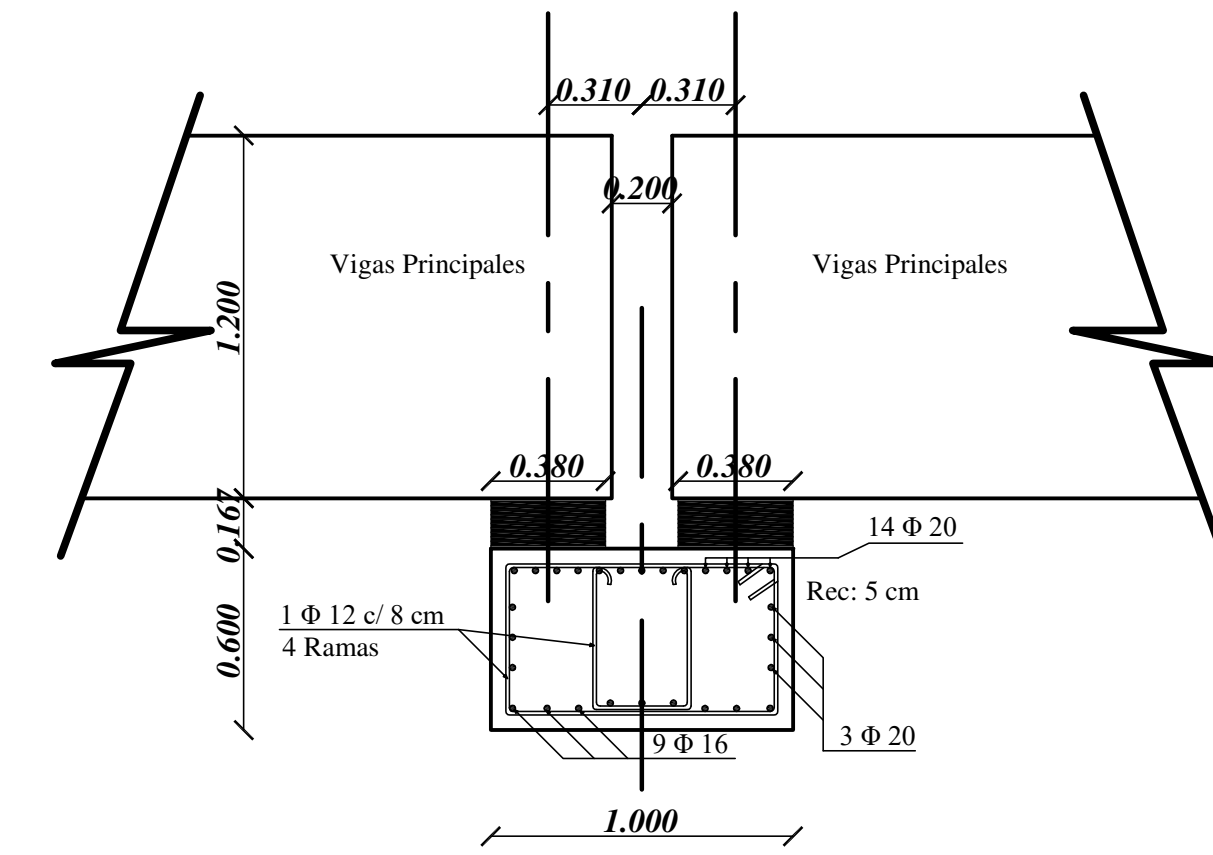


**CORTE B-B**

ESC=1:25

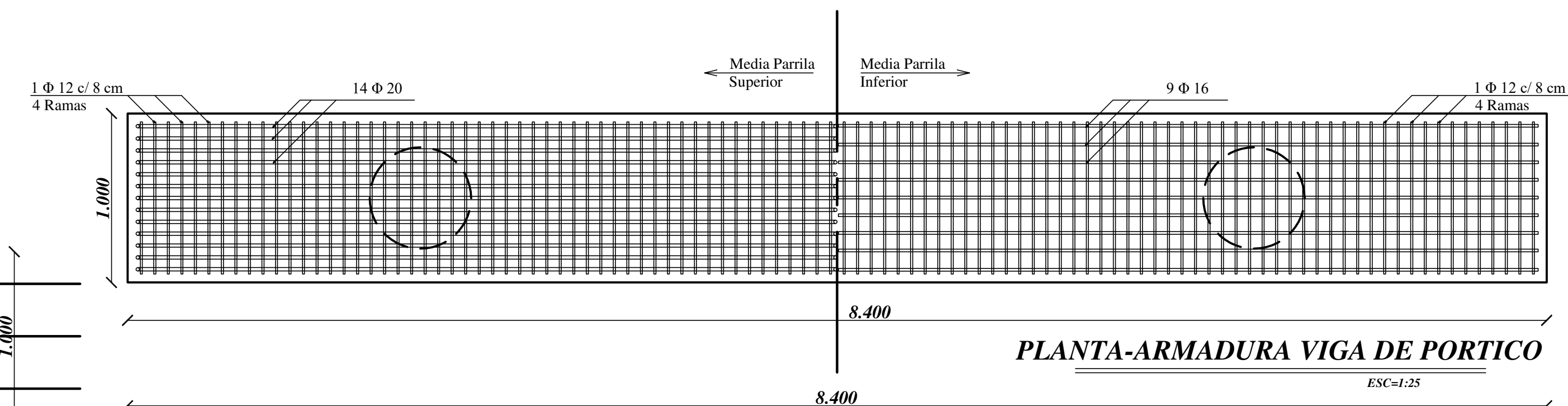
**CORTE C-C**

ESC=1:25



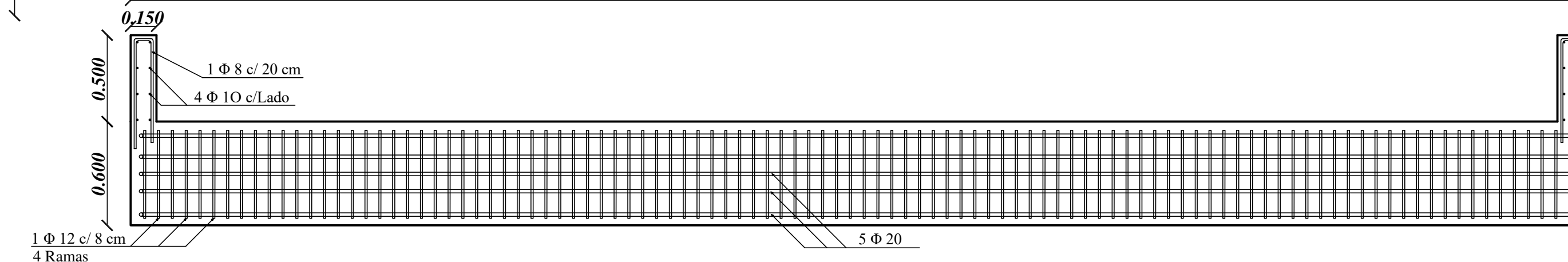
**DETALLE 1-1**

ESC=1:25



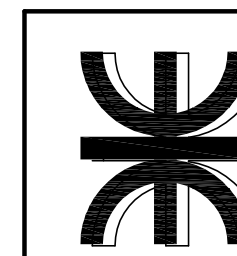
**PLANTA-ARMADURA VIGA DE PORTICO**

ESC=1:25



**ELEVACION-ARMADURA VIGA DE PORTICO**

ESC=1:25



Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional Venado Tuerto

Proyecto Final Año 2009.-

Plano de :  
MESO-ESTRUCTURA-PILA CENTRAL.

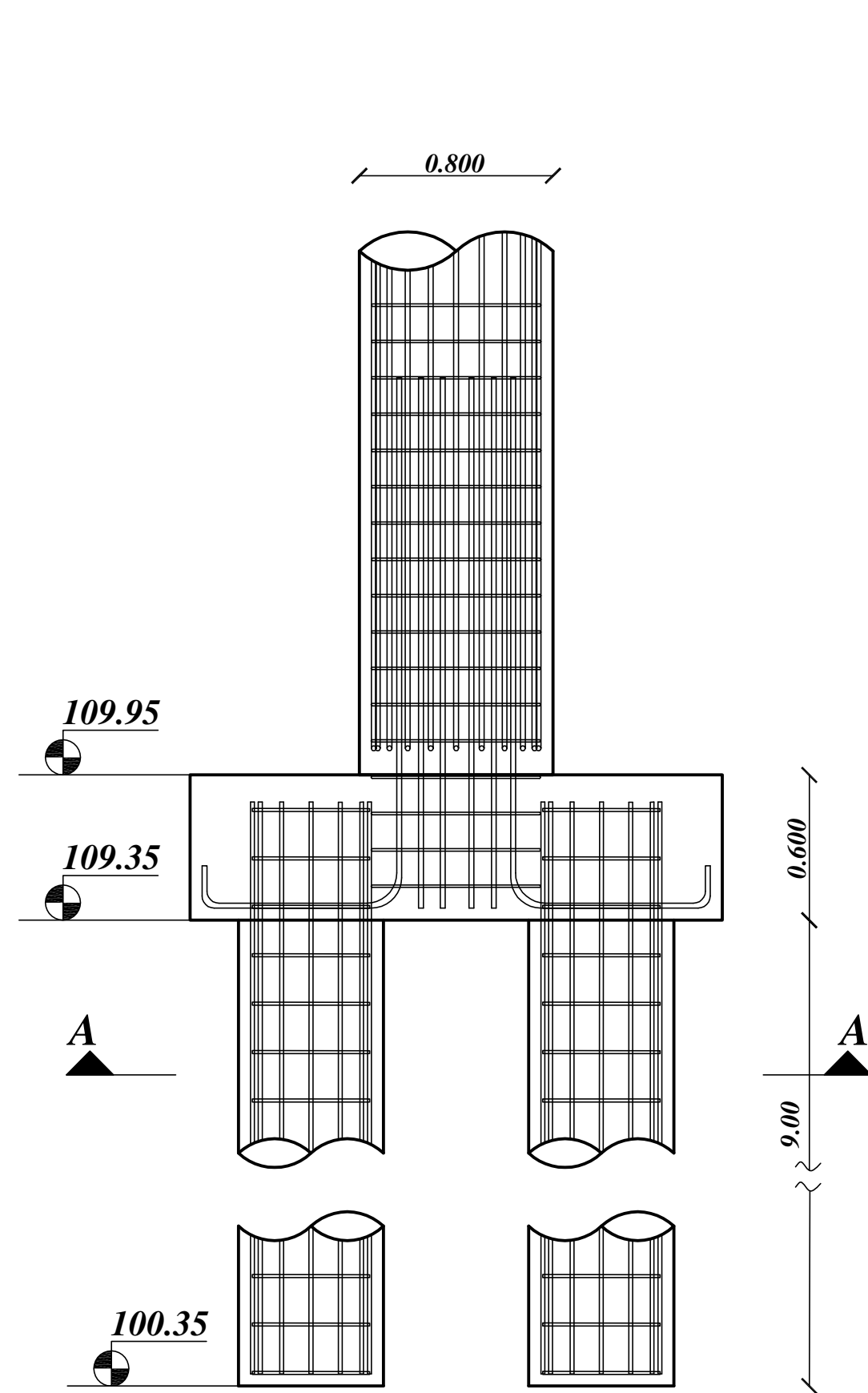
Proyecto:  
Intercambiador Autovía 33  
y Av. Circunvalación.-

Alumno:  
Mauricio Exequiel Revelant

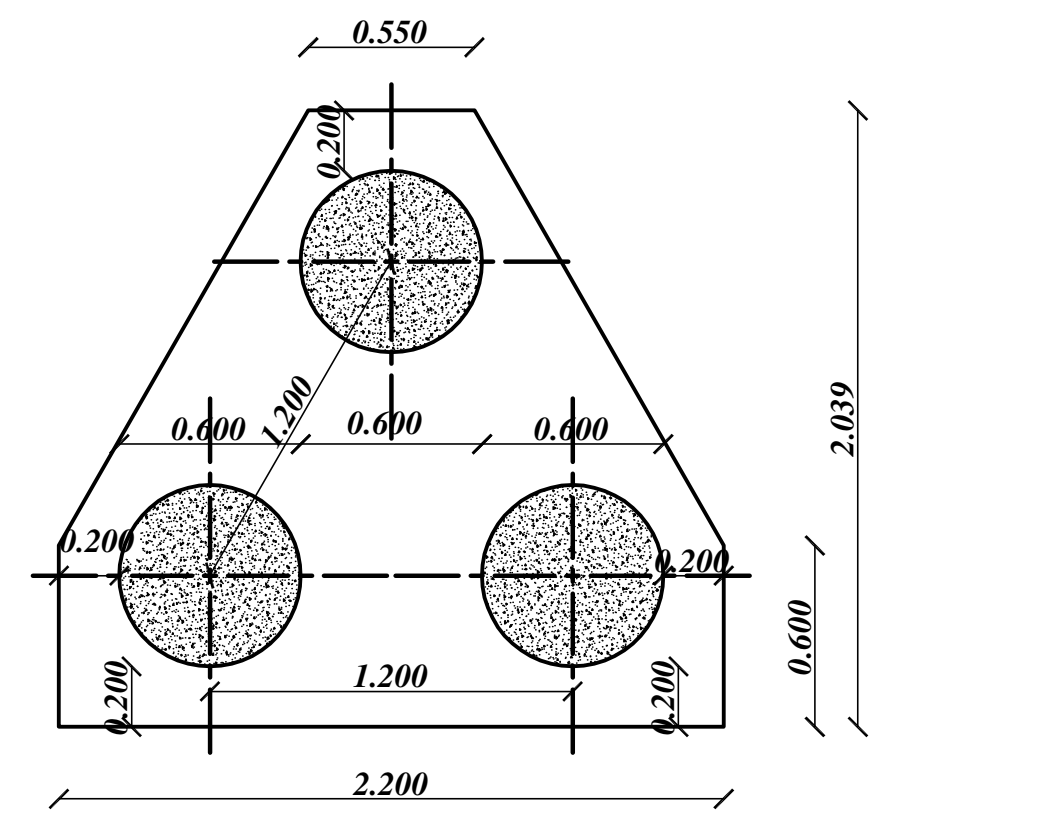
Fecha:  
Escala: SP

Plano N°:  
7.4

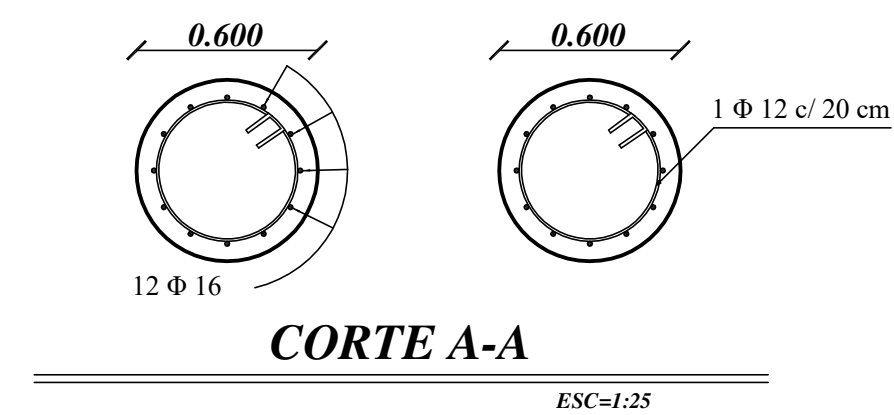
(2600) Venado Tuerto  
Provincia de Santa Fé



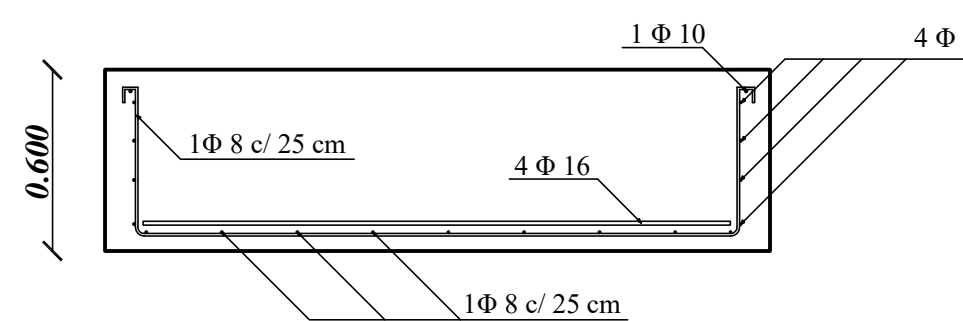
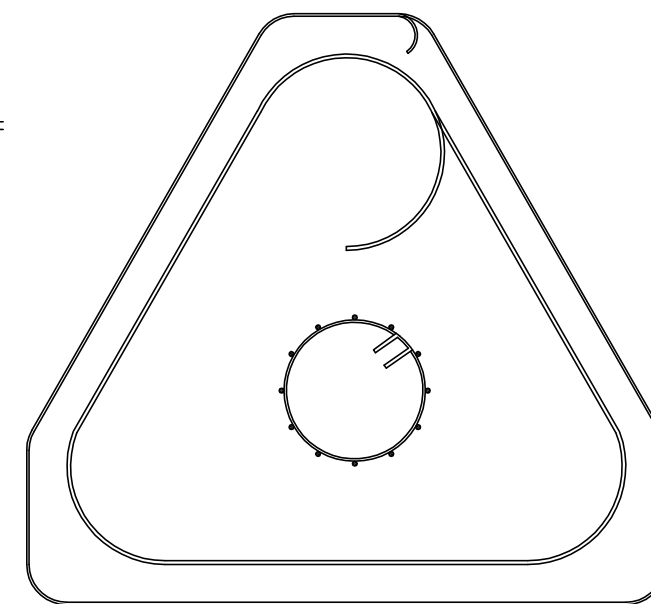
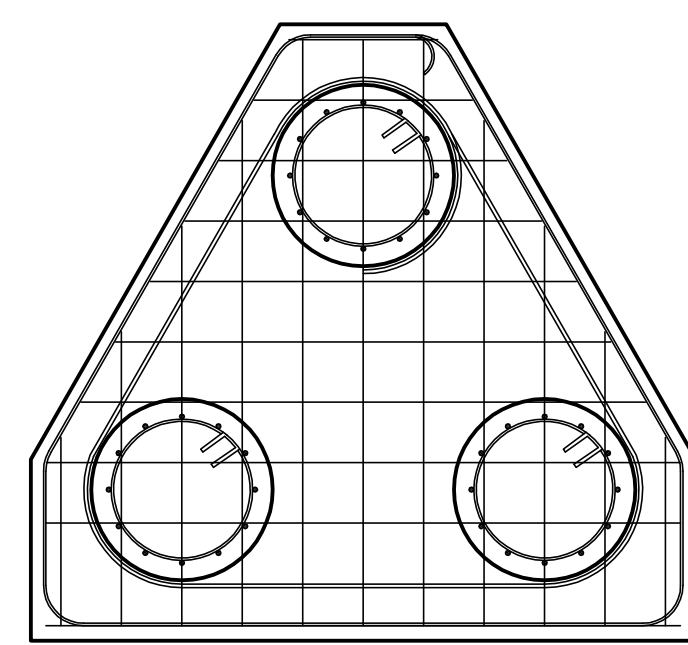
**ELEVACION CABEZAL Y PILOTES**  
ESC=1:25



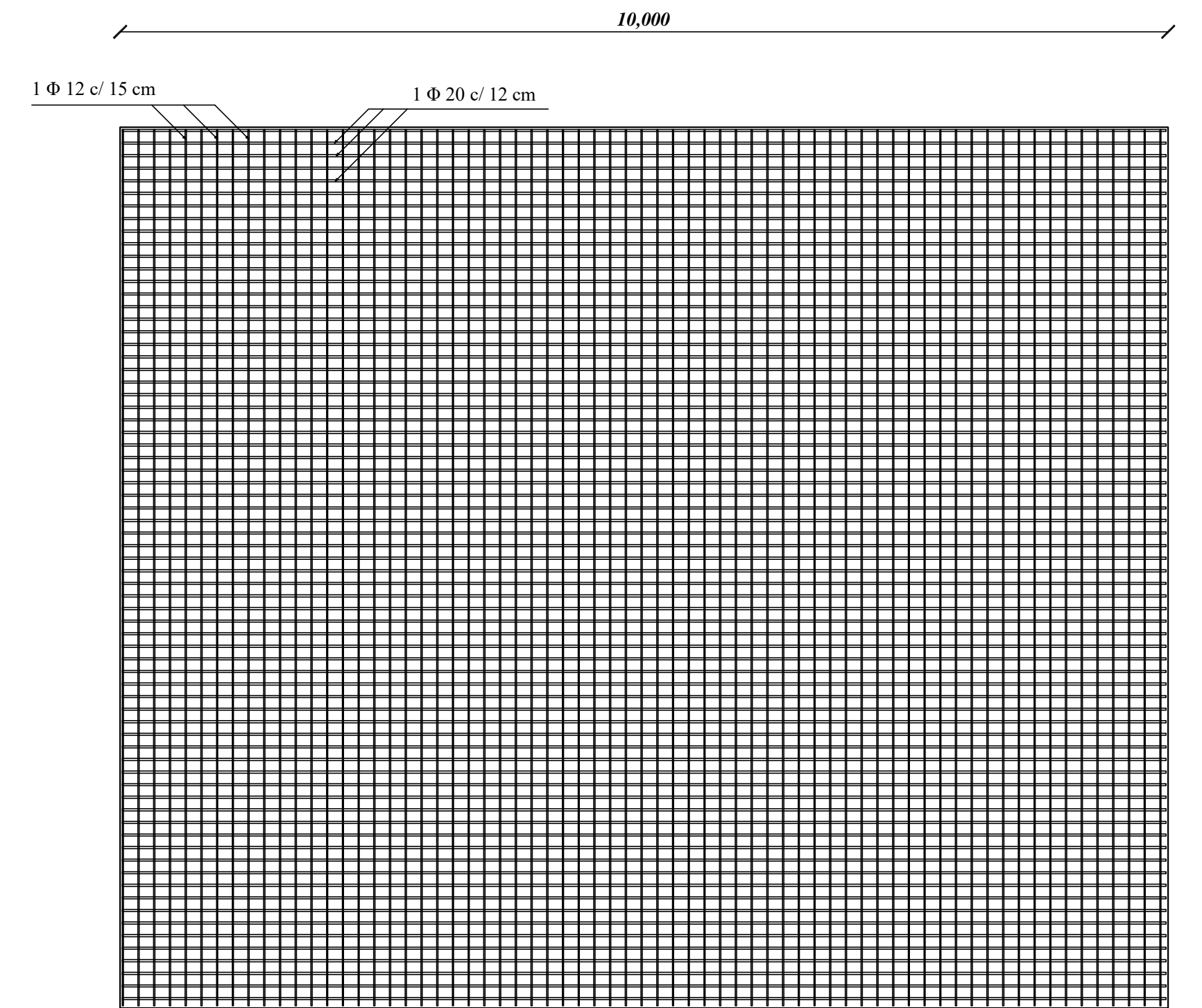
**PLANTA DEL CABEZAL**  
ESC=1:25



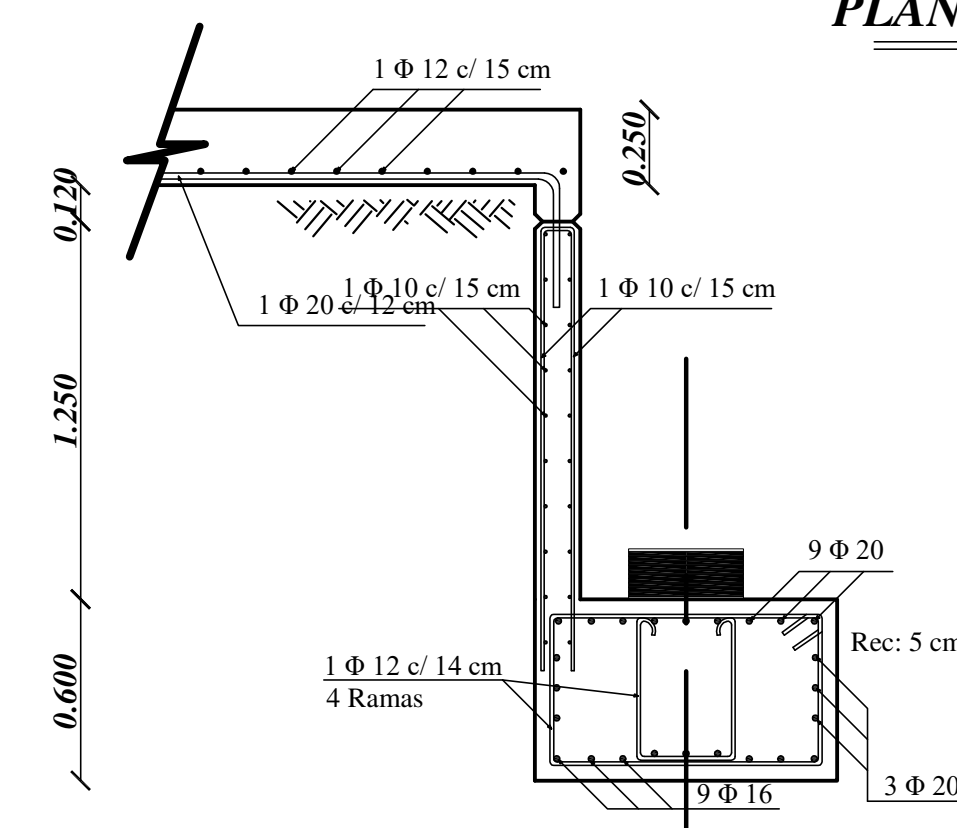
**CORTE A-A**  
ESC=1:25



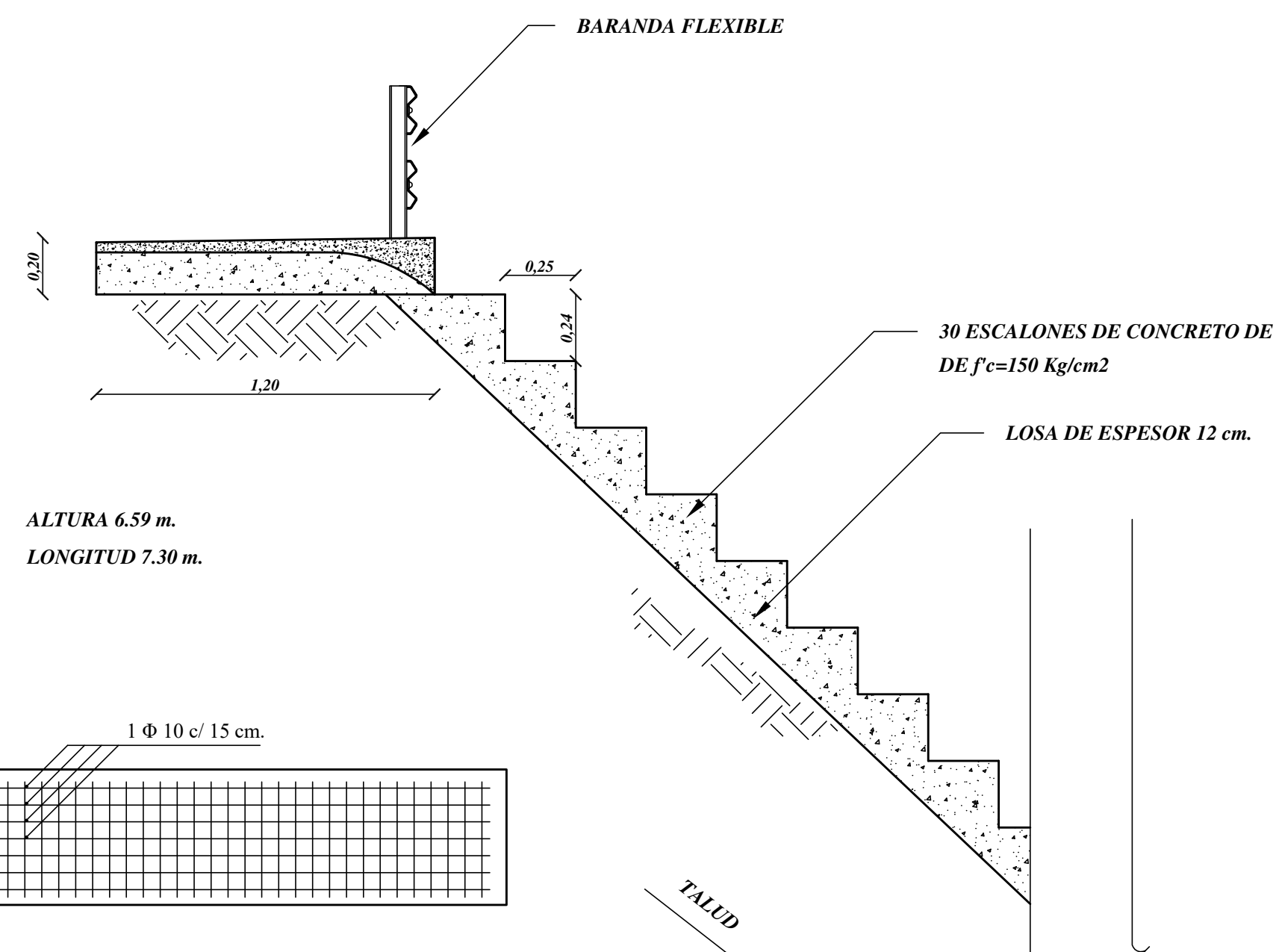
**ARMADURAS**  
ESC=1:25



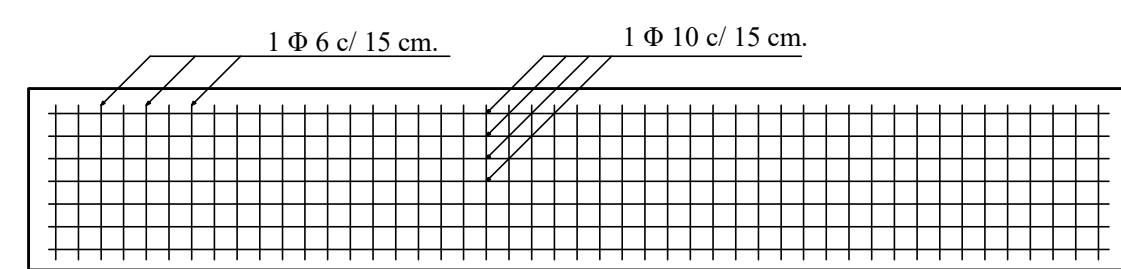
**PLANTA-LOSA DE APROXIMACION**  
ESC=1:50



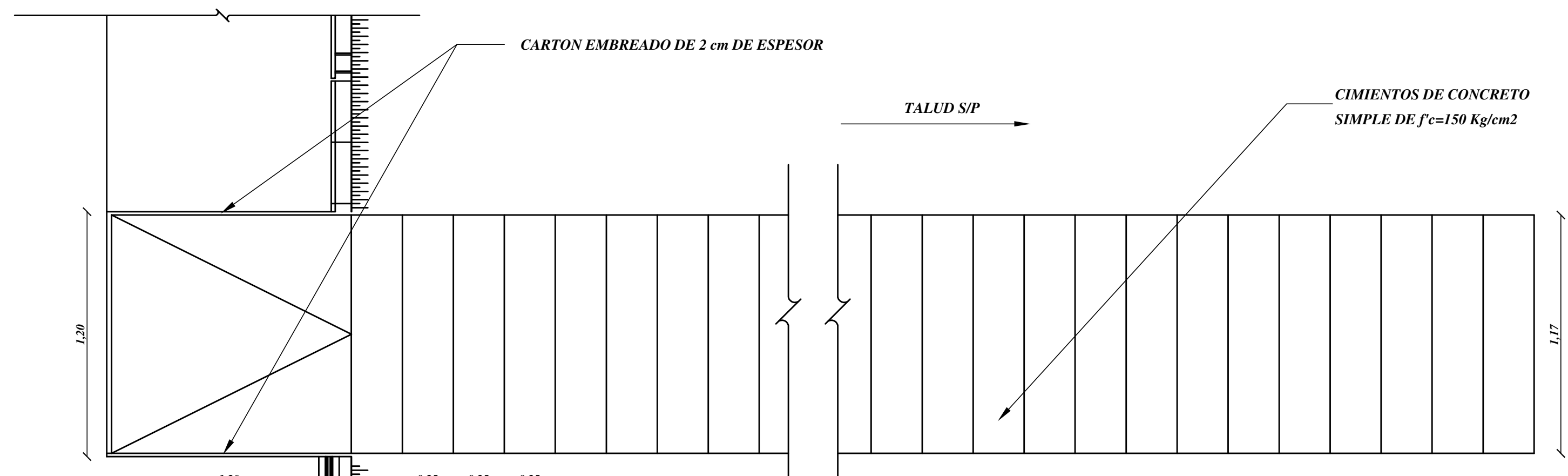
**DETALLE I-1**  
ESC=1:25



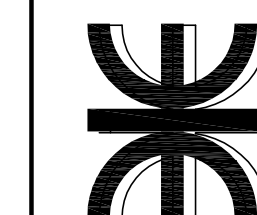
**ELEVACION ESCALERA**  
ESC=1:20



**ARMADURA LOSA DE LA ESCALERA**



**PLANTA-ESCALERA ANTIEROSIONANTE**  
ESC=1:20



Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad Regional Venado Tuerto

Proyecto Final Año 2009.-

Plano de:  
INFRA-ESTRUCTURA-CABEZAL-PILOTE  
ESCALERA ANTIEROSIONANTE

Proyecto:  
Intercambiador Autovía 33  
y Av. Circunvalación.-

Alumno:  
Mauricio Exequiel Revelant

Fecha:  
Escala: SP

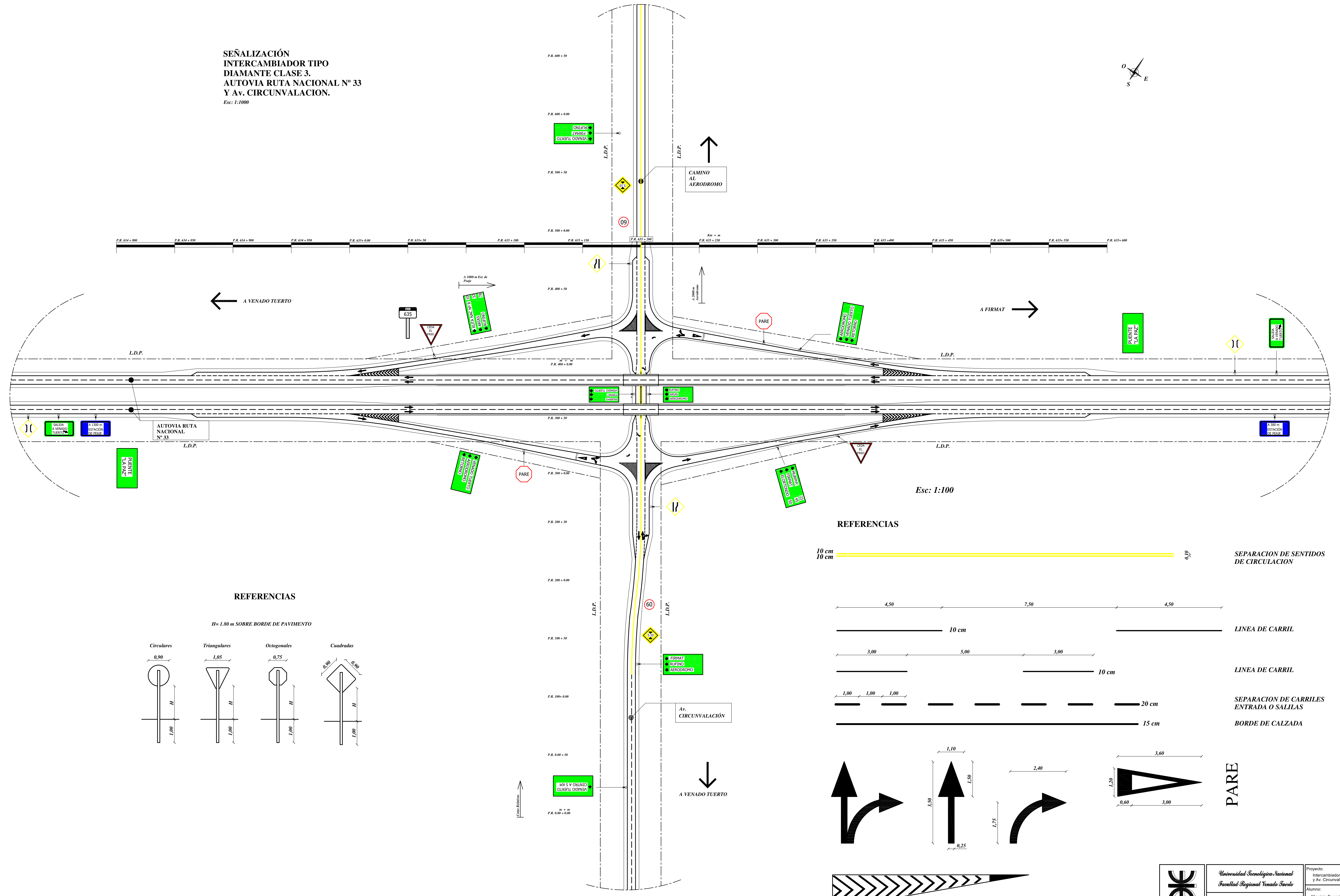
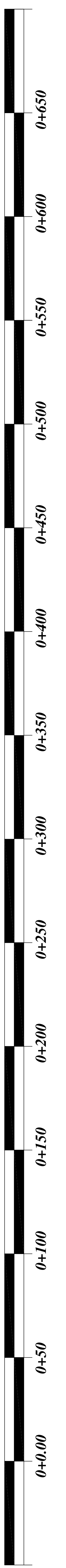
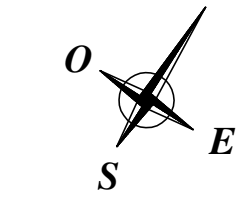
Plano N°:  
7.5

(2600) Venado Tuerto  
Provincia de Santa Fé

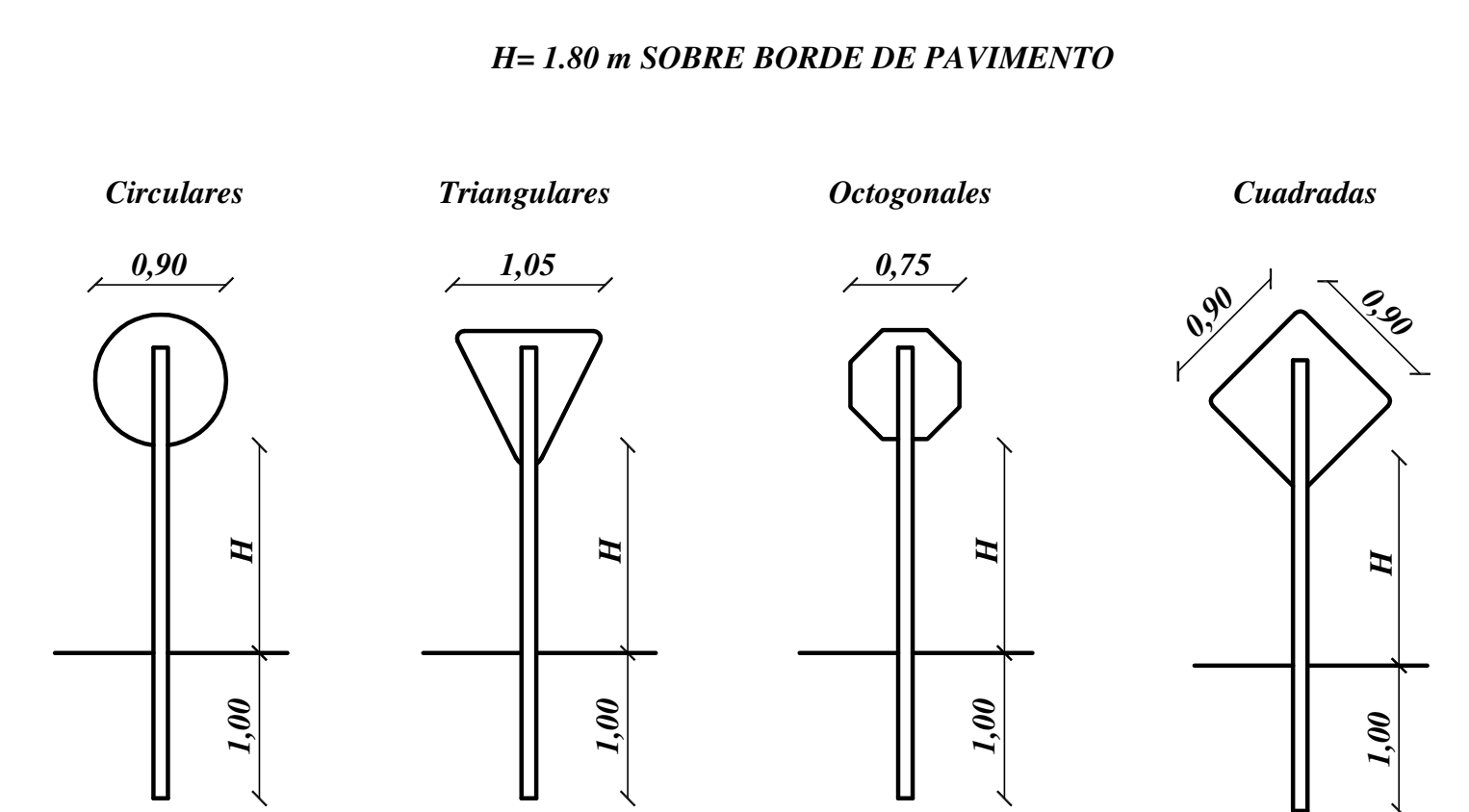




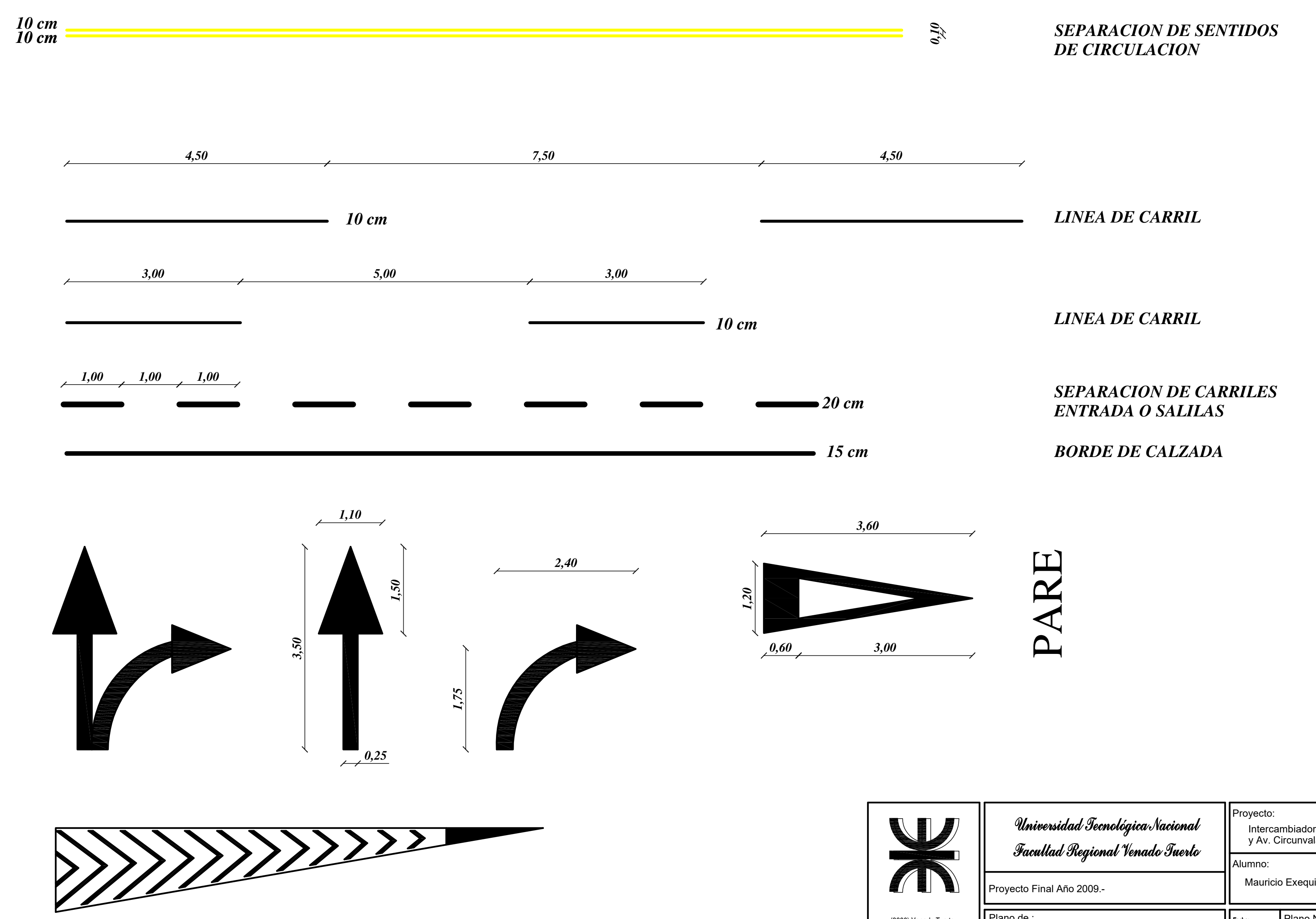
**SEÑALIZACIÓN  
INTERCAMBIADOR TIPO  
DIAMANTE CLASE 3.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL Nº 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**  
Escala: 1:1000



**REFERENCIAS**



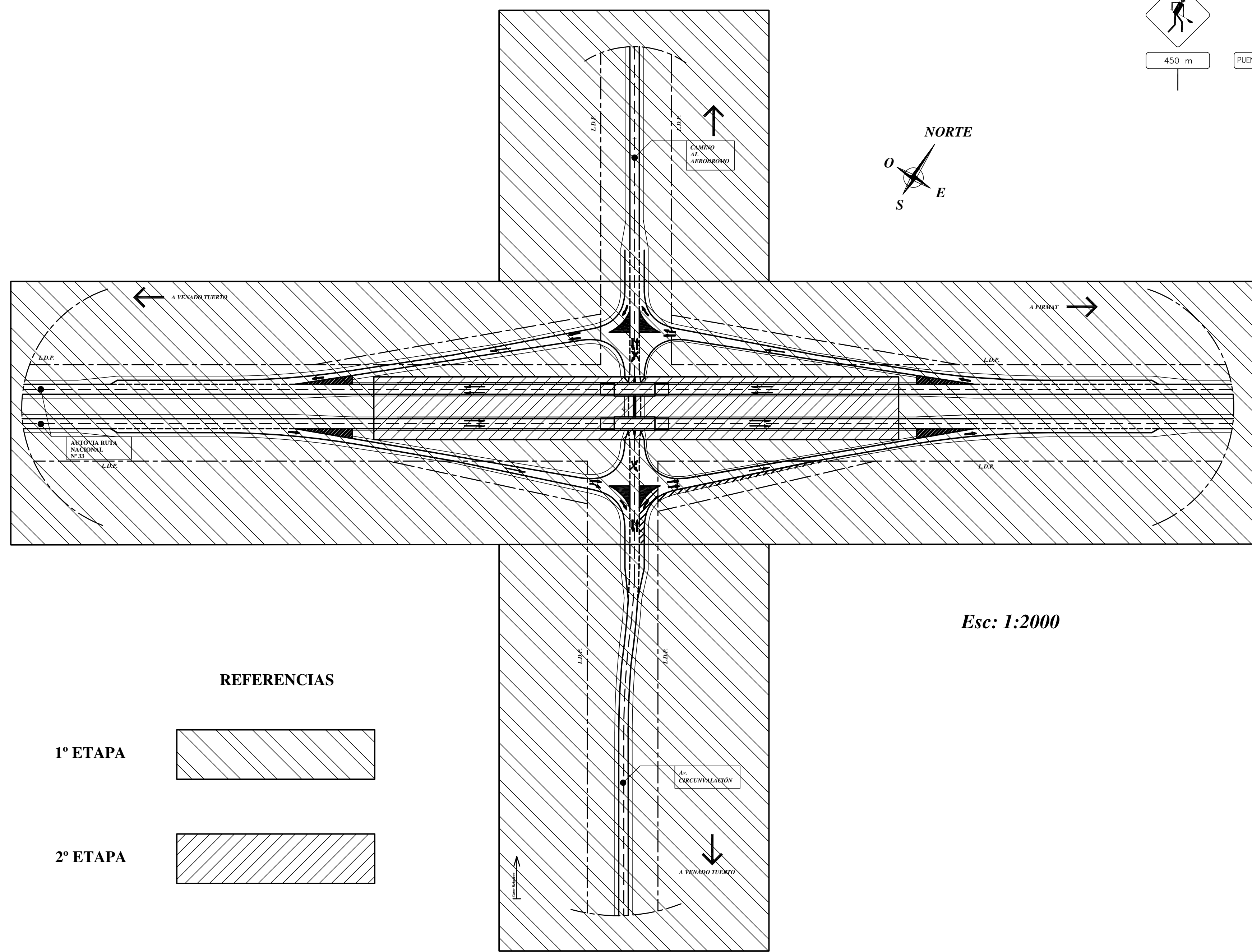
**REFERENCIAS**



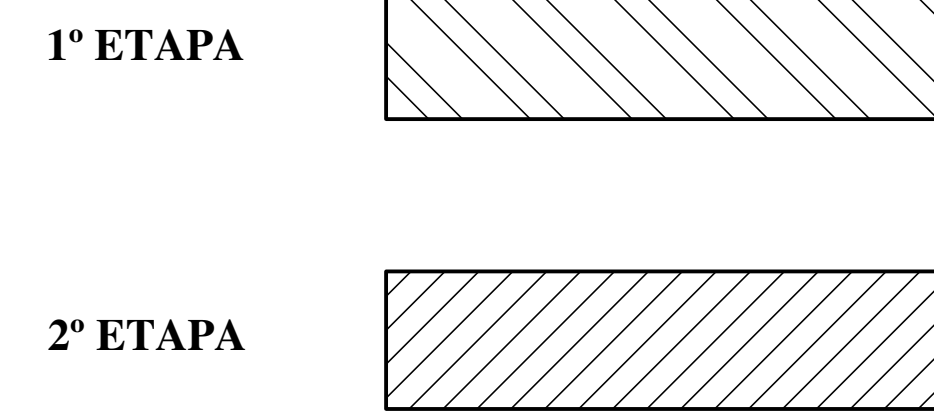


**INTERCAMBIADOR TIPO  
DIAMANTE CLASE 3.  
AUTOVIA RUTA NACIONAL N° 33  
Y Av. CIRCUNVALACION.**

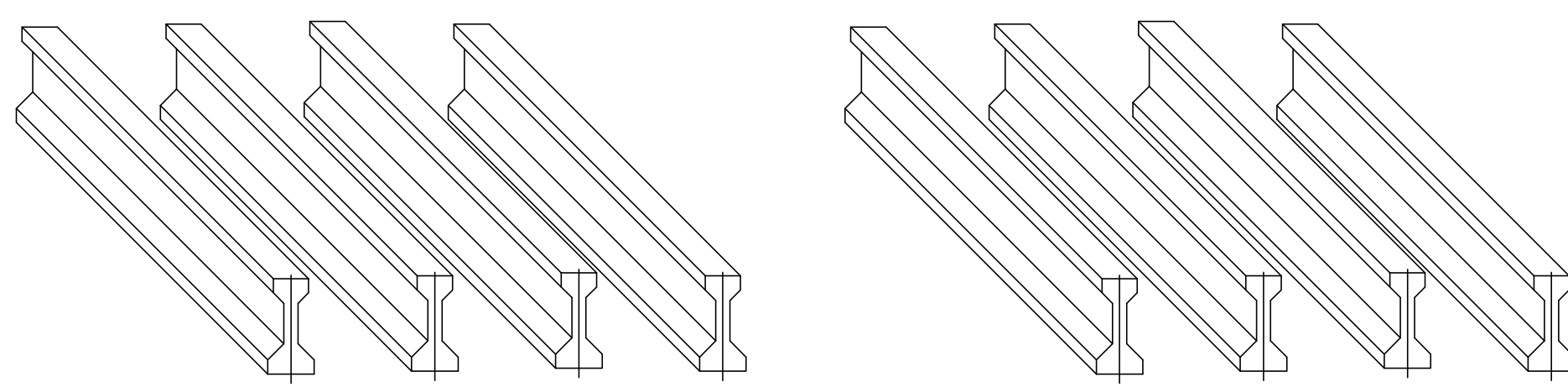
Esc: 1:1000



**REFERENCIAS**



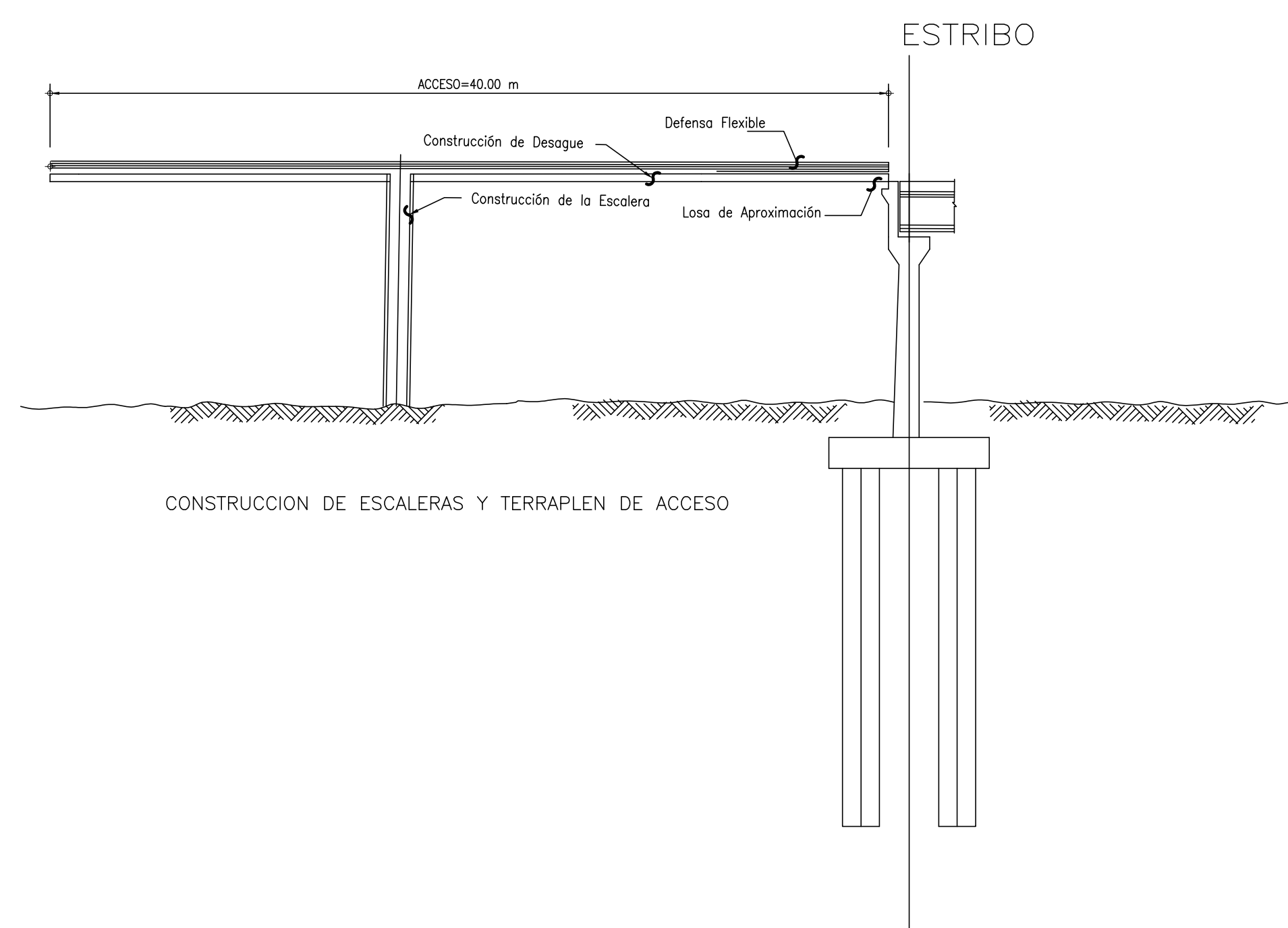
NOTA: EN EL LAPSO DE TIEMPO UTILIZADO EN LAS ANTERIORES ETAPAS DEBERAN SER FABRICADAS LAS VIGAS PRINCIPALES PRETENSADAS QUE SE UTILIZARAN EN LA SUPERESTRUCTURA



**ETAPA II k) ADECUACION DE ACCESOS**

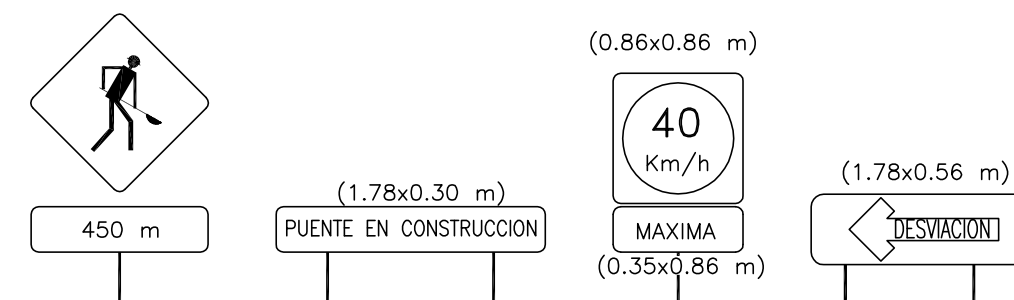
- SE CONTINUARA CON EL TERRAPLEN DE LOS ACCESOS HASTA NIVEL DE SUBRASANTE, COMPACTANDOS AL 95% DE SU PESO VOLUMETRICO OPTIMO SEGUN PRUEBAS PROCTOR, PROCEDIENDO A CONSTRUIR LA CONTENCION CON TIERRA ARMADA, AUTORIZADOS. SE HARAN EN CAPAS HORIZONTALES CON ESPESOR NO MAYOR DE 20 cm

-SE ADECUARAN LOS ACCESOS DEL PUENTE. SE CONSTRUIRAN LAS LOSAS DE APROXIMACION Y ESCALERAS, SE COLOCARAN LOS POSTES Y LAS DEFENSAS DE LAMINA DE ACERO.



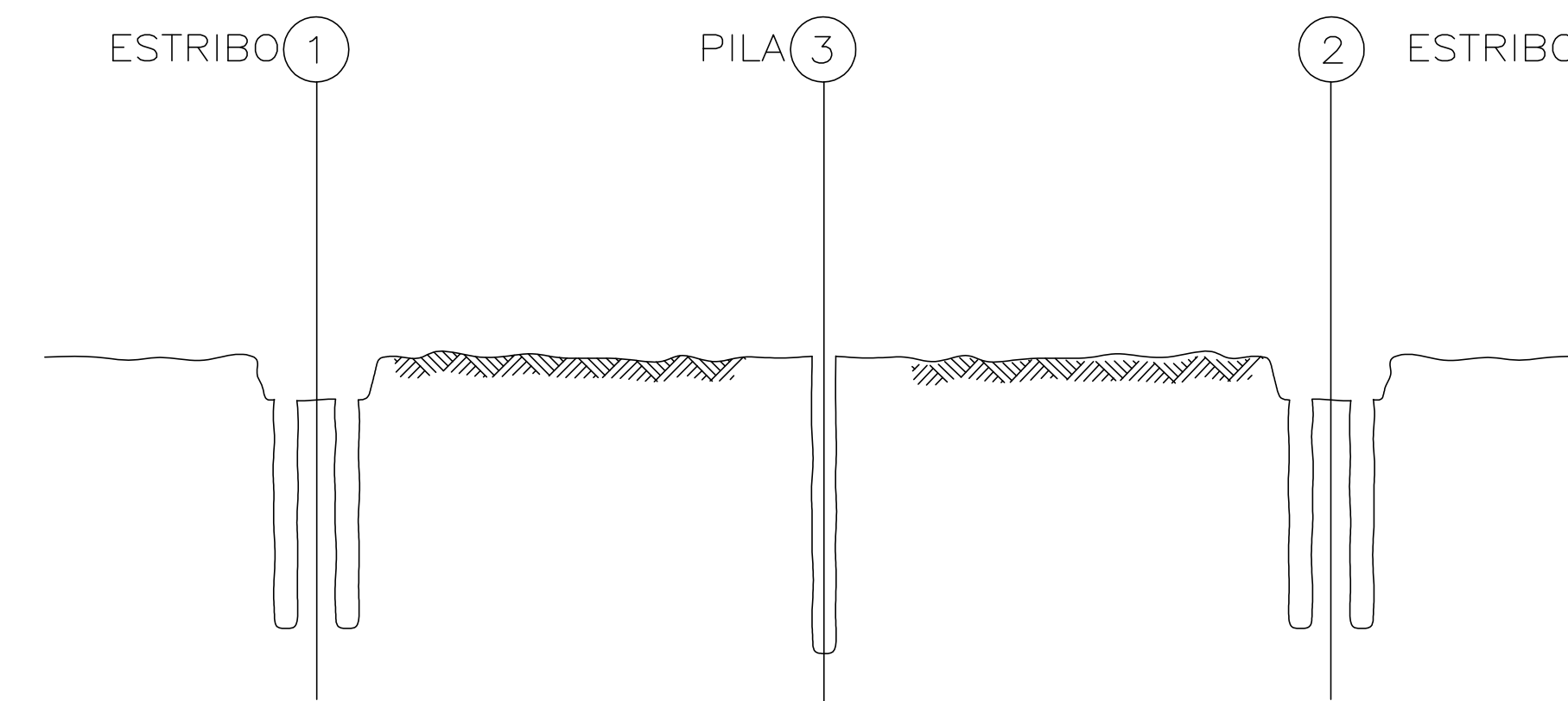
**ETAPA II a) SEÑALAMIENTO**

-SE DESMARA EL TRANSITO VEHICULAR DE ACUERDO AL PROYECTO DE DISEÑO Y SEÑALIZACION



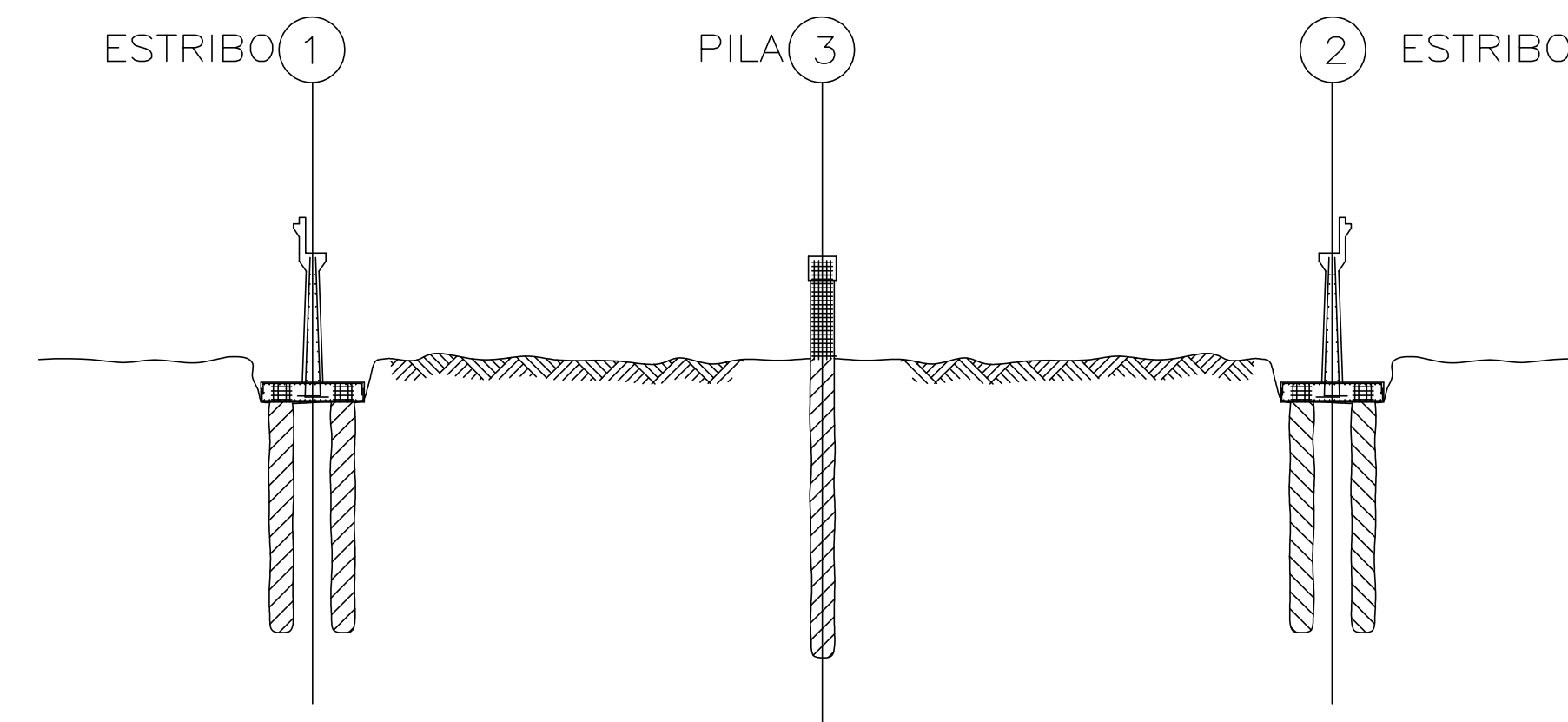
**ETAPA II b) LOCALIZACION DE EJES**

-SE LOCALIZARAN LOS EJES DE ESTRIBOS Y PILAS DE ACUERDO A LAS ESTACIONES CORRESPONDIENTES, QUE SE INDICAN EN EL PROYECTO.



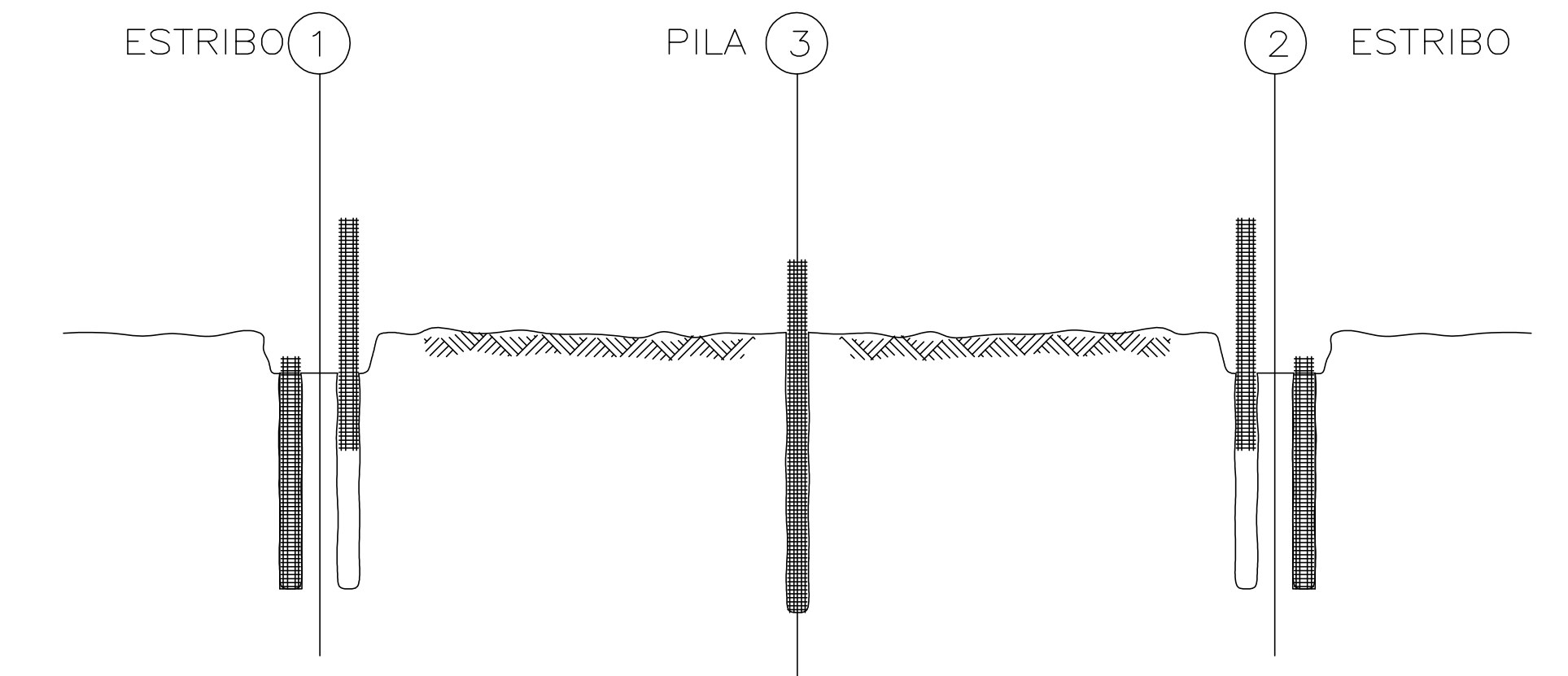
**ETAPA II c) PERFORACION**

-PERFORACION PARA ALJAR PILASTRONES DE ACUERDO A PROFUNDIDADES DE DESPLANTE INDICADAS EN PROYECTO Y A RECOMENDACIONES DEL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS



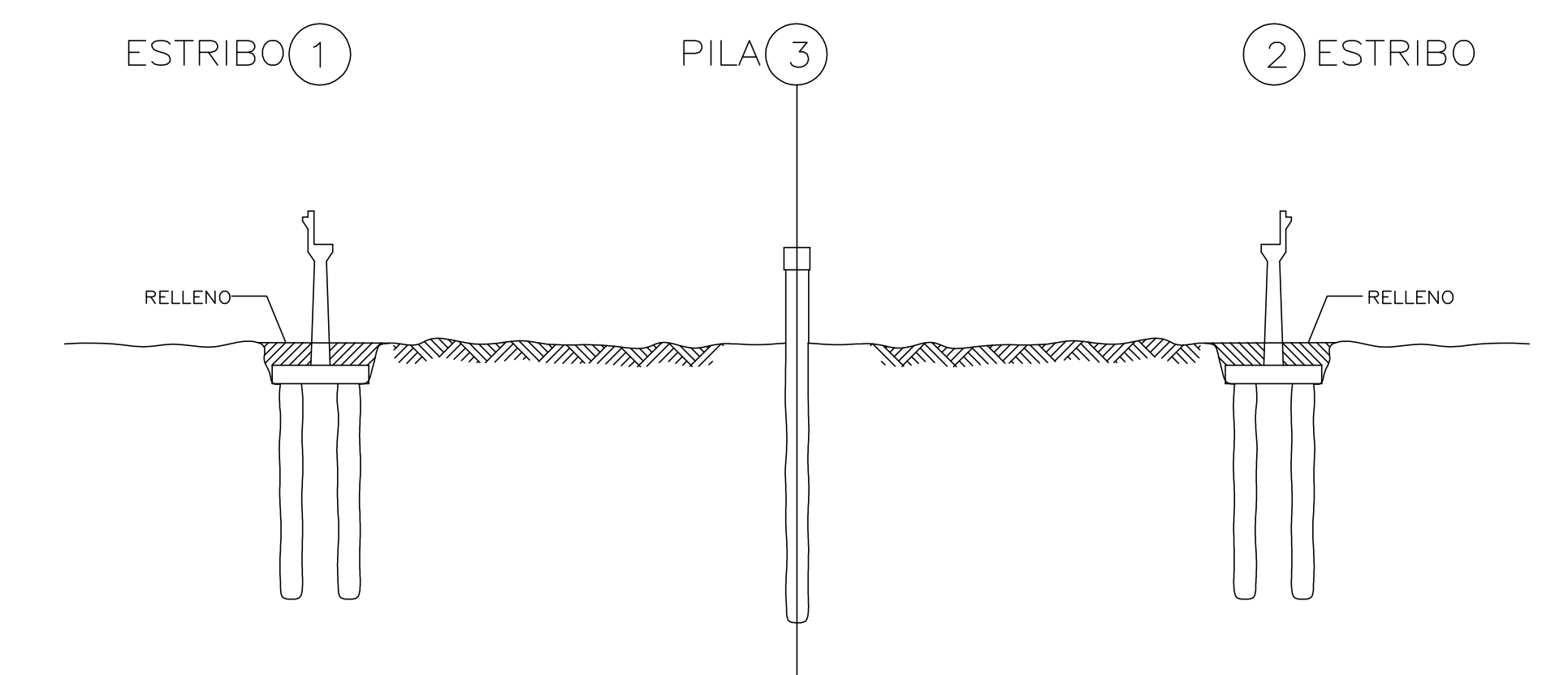
**ETAPA II d) COLADO DE PILOTES.**

-DESPUES DE VERIFICAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE SE PROCEDERA A COLOCAR EL ARMADO PARA POSTERIORMENTE COLAR



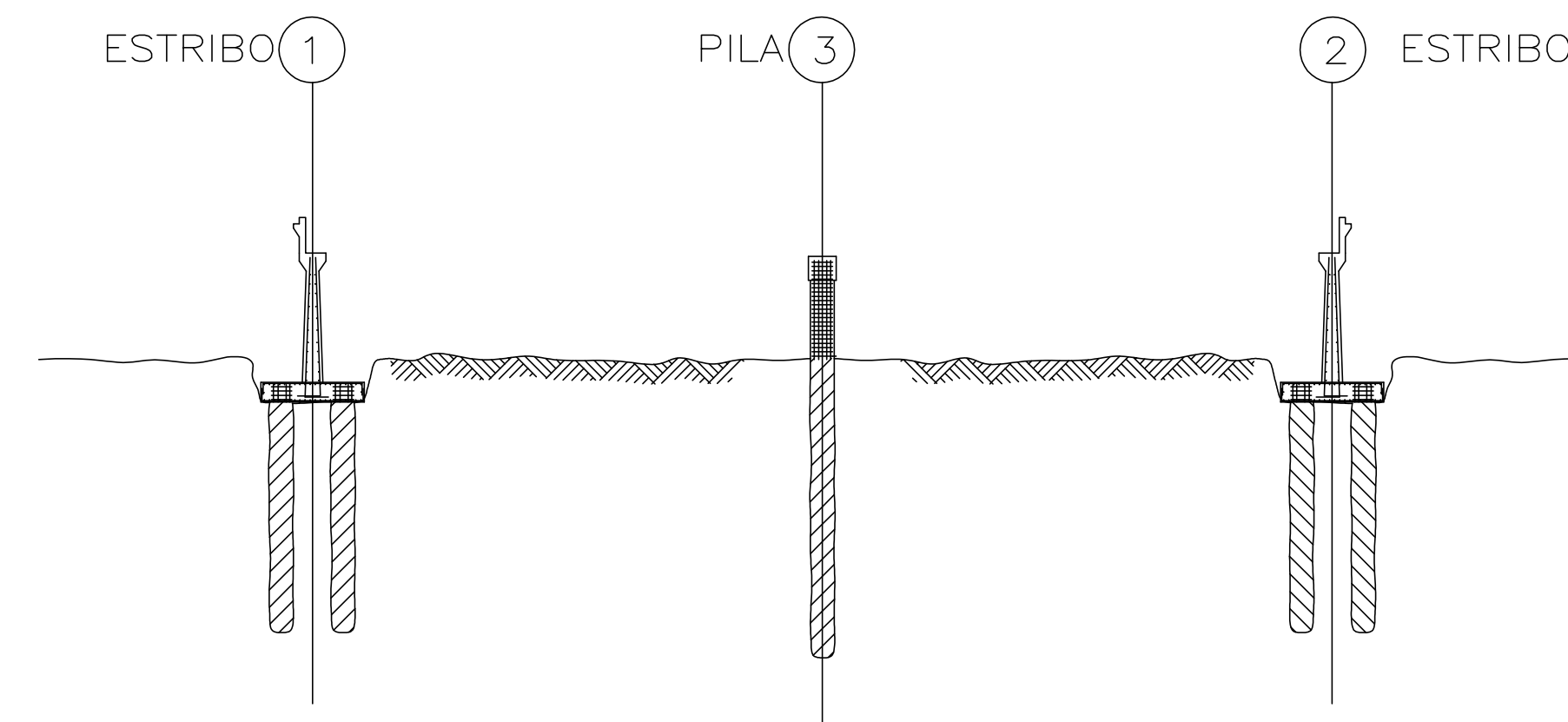
**ETAPA II f) COLADO DEL CUERPO DE ESTRIBO, VIGA DE PORTICO Y PILAS**

-HABILITAR EL ACERO DE REFORZAMIENTO EN CUERPO DE ESTRIBOS, VIGA DE PORTICO Y PILAS, Y COLAR HASTA EL PARO INFERIOR DEL CABEZAL.



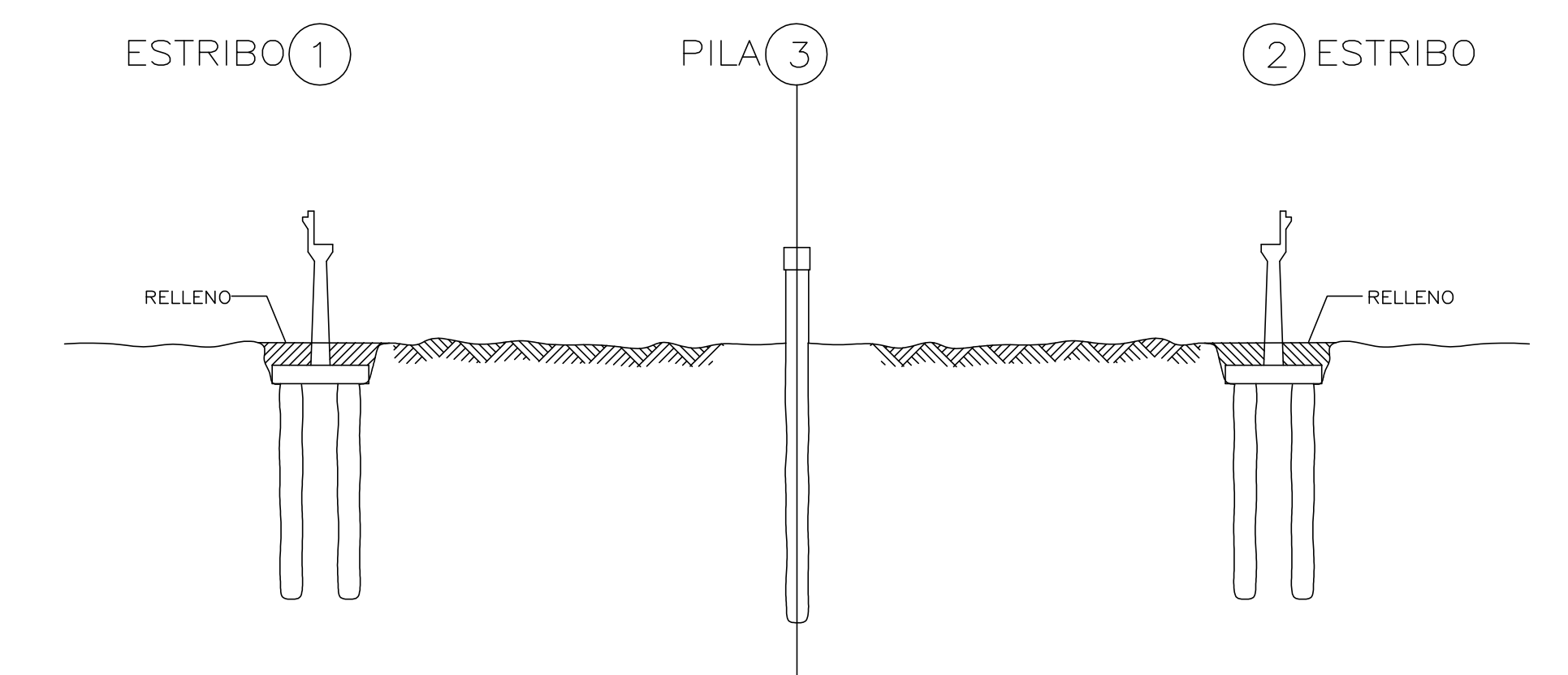
**ETAPA II e) COLADO DE ZAPATAS DE ESTRIBOS Y PORTICO CENTRAL.**

-HABILITAR EL ACERO DE REFORZAMIENTO EN LAS ZAPATAS DE ESTRIBOS Y ALEROS, PARA DESPUES PROCEDER A COLAR



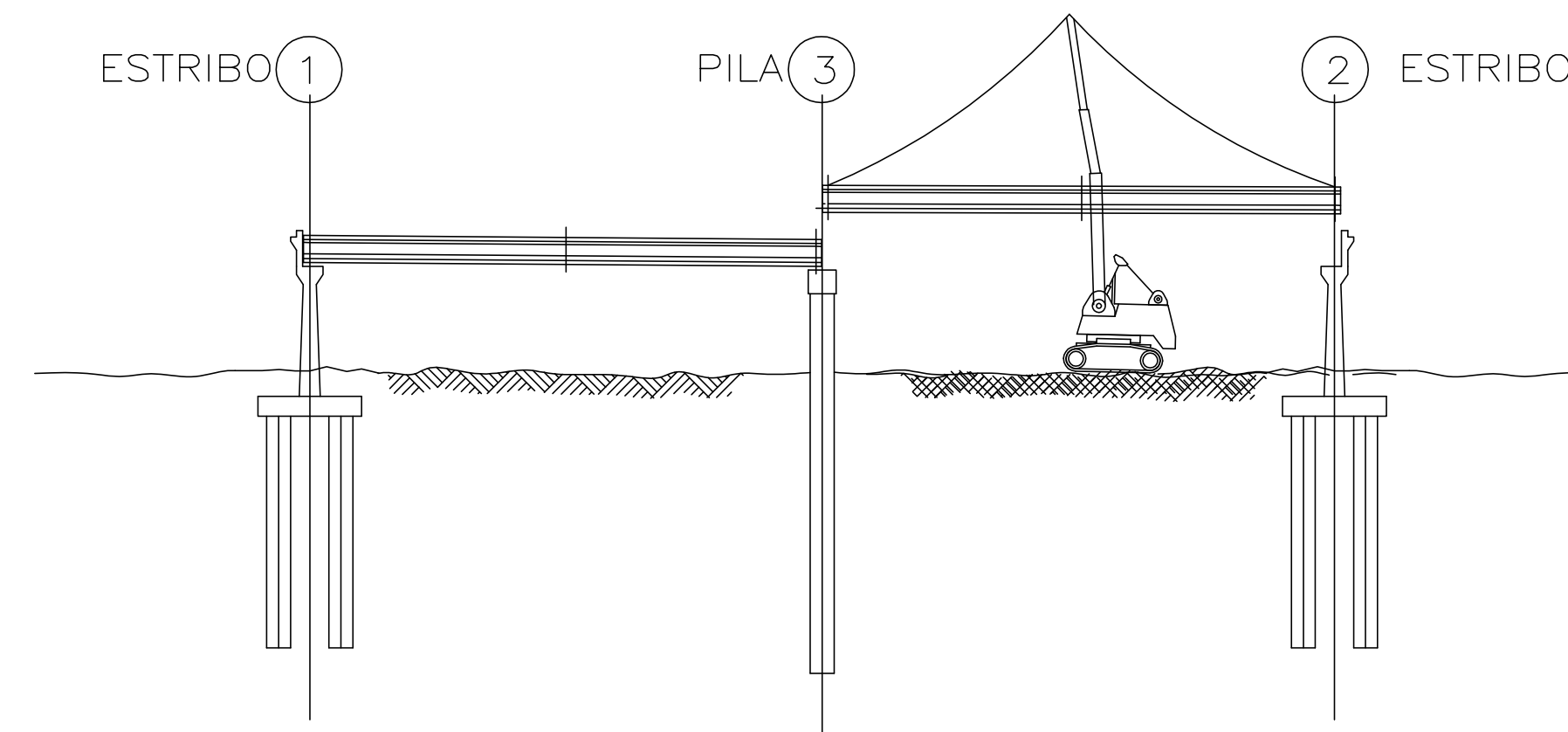
**ETAPA II g) COLADO DE CABEZALES**

-HABILITAR EL ACERO DE REFORZAMIENTO EN CABEZALES DE ESTRIBOS Y PILAS PARA DESPUES COLAR



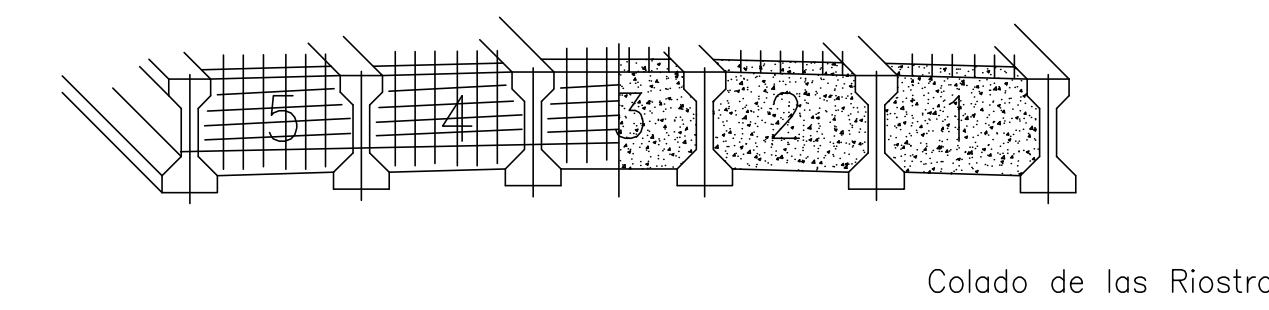
**ETAPA II h) MONTAJE DE LAS VIGAS PRINCIPALES.**

-UNA VEZ ALCANZADA LA RESISTENCIA DE PROYECTO EN EL CONCRETO DEL ULTIMO COLADO DE LOS CABEZALES SE PROCEDE A COLOCAR LOS APUNTES DE NEOPRENO Y POSTERIORMENTE MONTAR LAS VIGAS PRINCIPALES EN TODOS LOS CLAROS DEL PUENTE



**ETAPA II i) COLADO DE DIAFRAGMAS**

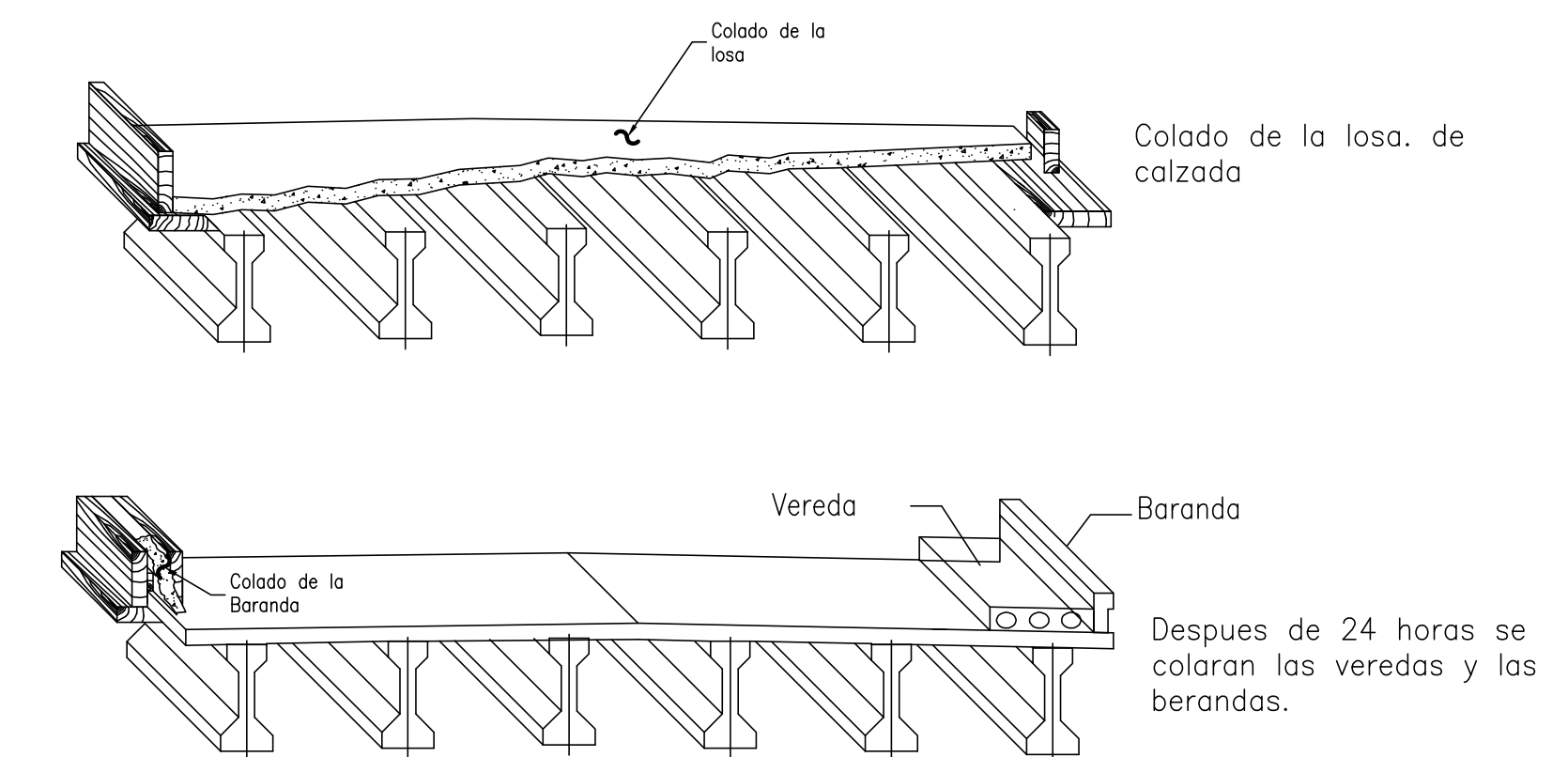
-UNA VEZ COLOCADAS LAS TRABES EN SU SITIO, SE PROCEDERA A LA CONSTRUCCION DE LAS RIOSTRAS ENTRE VIGA Y VIGA.



**ETAPA II j) COLADO DE LOSA DE CALZADA VEREDAS Y BARANDAS.**

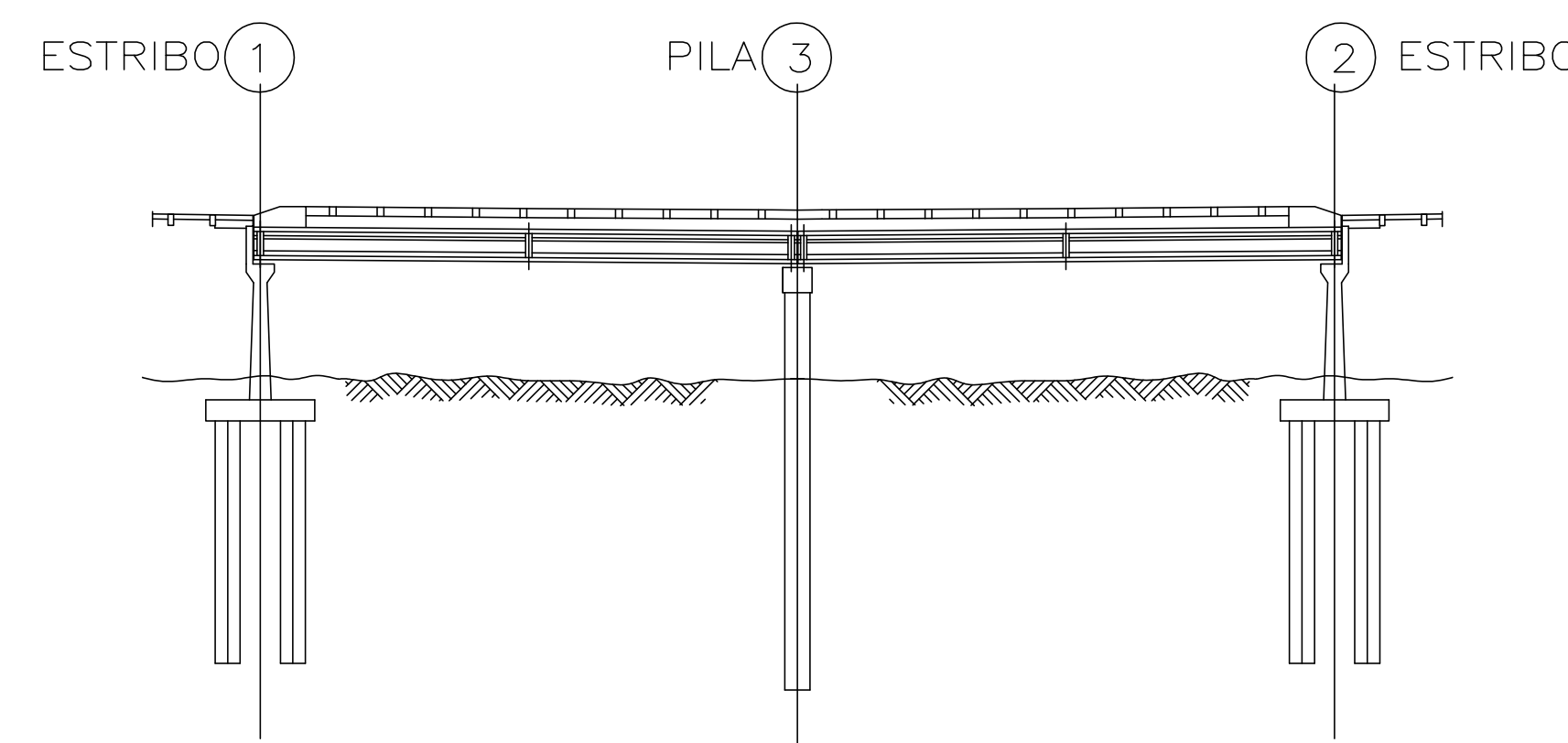
-SE HABILITARA EL ACERO DE REFORZAMIENTO DE LA LOSA Y POSTERIORMENTE SE HARA EL COLADO DE LA LOSA DE CALZADA SIN INCLUIR LAS VEREDAS Y BARANDAS LOS CUALES PODRAN SER COLADOS 24 HRS. DESPUES.

- ALCANZADA LA RESISTENCIA DEL PROYECTO EN TODA LA LOSA, SE PROCEDERA A LA COLOCACION DE LA JUNTA DE DILATACION EN TODO EL ANCHO DE LA CALZADA DEL PUENTE.



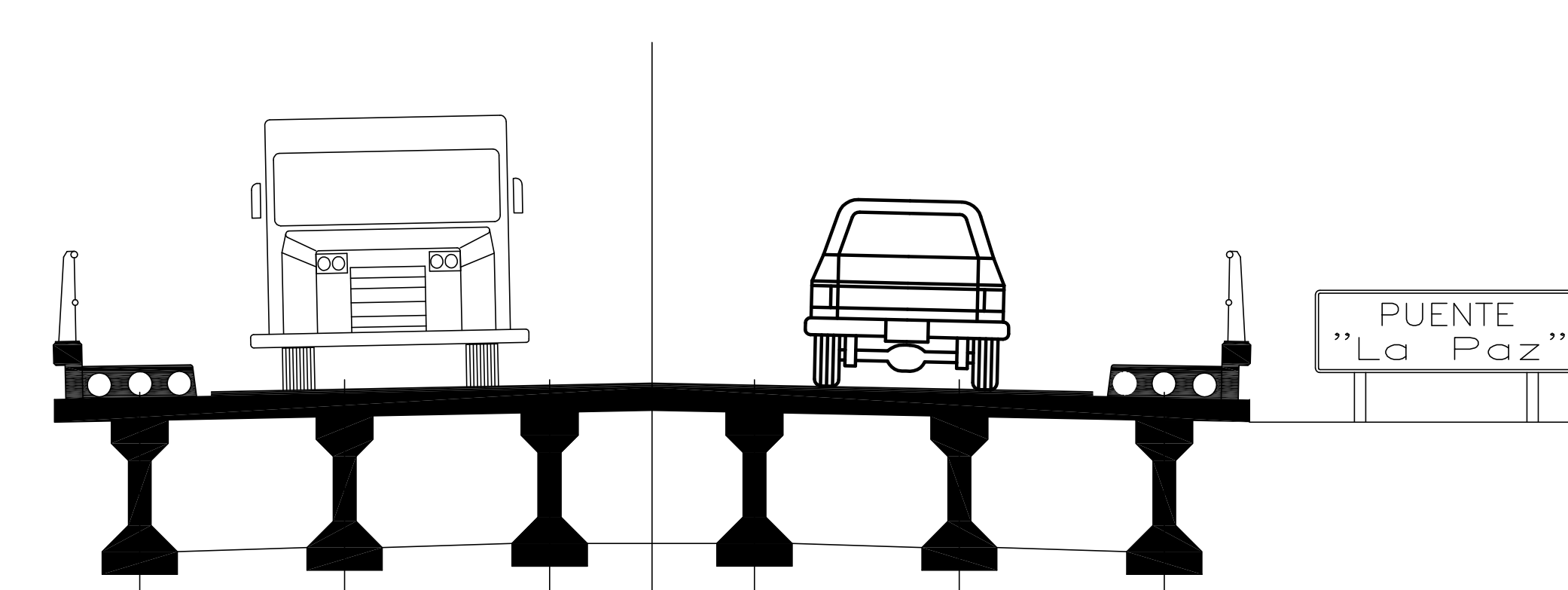
**ETAPA II l) COLOCACION DE PARAPETOS**

-SE TERMINARA DE CONSTRUIR EL PARAPETO CON SUS PILASTRAS DE ACERO ESTRUCTURAL Y TUBOS DE ACERO GALVANIZADO CEDULA 40, APLICANDO PINTURA ANTICORROSIVA



**ETAPA II m) LIMPIEZA Y APERTURA AL TRANSITO**

-SE RETIRARA EL SEÑALAMIENTO DE DESVIACION COLOCANDO EL SEÑALAMIENTO DEFINITIVO CON EL NOMBRE DEL PUENTE Y POSTERIORMENTE SE ABRIRA EL PUENTE AL TRANSITO VEHICULAR





**Facultad Regional Venado Tuerto  
Universidad Tecnológica Nacional  
Facultad de Ingeniería Civil**

# **ANEXO N° 1**

**BIBLIOGRAFÍA Y AGRADECIMIENTOS**

**Mauricio Exequiel Revelant**

## Bibliografía y Agradecimientos

### Bibliografía consultada:

- Hormigón Armado – Dr. Ing. Oscar Möller, 2004.
- Proyecto de Reglamento CIRSOC 201.
- Fundaciones (versión ACI) – Ing. Juan Carlos Di Capua – 2006
- Cómputos y Presupuestos – Mario E. Chadías y José Martín Ramos, 2004.
- Estructuras de Hormigón Armado – Bases para la construcción de puentes. Fritz Leonhardt, 1984.
- Normas de Diseño Geométrico de Caminos – D.N.V. Ing. Federico G. O. Ruhle, 1967.

### Sitio Web consultados:

- <http://www.venadovirtual.com.ar/>
- <http://www.venadotuerto.gov.ar/>
- [http://fing.uncu.edu.ar/catedras/civil/archivos/hormigon\\_ii/normaDNV.pdf](http://fing.uncu.edu.ar/catedras/civil/archivos/hormigon_ii/normaDNV.pdf)
- <http://www.vialidad.gov.ar/>
- [http://www.sectra.cl/contenido/metodologia/transporte\\_interurbano/redefe/inicio.htm](http://www.sectra.cl/contenido/metodologia/transporte_interurbano/redefe/inicio.htm)
- <http://www.cnrt.gov.ar/index2.htm>
- <http://www.uocra.org/>
- [http://www.acindar.com.ar/prod\\_5b\\_Cordones\\_Pretensado.asp?menu=5&submenu=5.2](http://www.acindar.com.ar/prod_5b_Cordones_Pretensado.asp?menu=5&submenu=5.2)
- <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/SIABE0039.pdf>
- <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/disenio.pdf>
- <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/generalidades.pdf>
- <http://www.renat.gov.ar/>
- <http://www.neoprenosyestructuras.com/>
- <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/fundaciones.pdf>
- <http://materias.fi.uba.ar/7405/apuntes/pilares.pdf>

**Archivos varios:**

- Intercambiadores.
- Diseño de Pavimentos Flexibles AASHTO.
- Estadísticas de Accidentes.
- Norma de la Dirección Nacional de Vialidad referido a Puentes Carreteros.
- Señalización e autopista. Tomo 1 a 4.
- Tránsito futuro.
- Materiales para la pavimentación.
- Traza Autovía Ruta Nacional N° 33.
- Tierra armada.

**Agradecimientos.**

En primer lugar a mi familia por su apoyo desmedido, a mi novia, por bancarme estos años de mi carrera. A mis amigos, principalmente aquellos que conocí dentro de la Facultad.

Agradezco la ayuda incondicional de Pablo Majoral para los trabajos de replanteo y nivelación.

A Cristian Peralta por facilitarme información sobre la traza de la Autovía Ruta Nacional N° 33.

A Roberto Manavella por las clases de consultas, y por sus consejos.

A todos los profesores que fueron parte de mi carrera, por transmitirme los conocimientos concebidos, por el respeto y la buena onda.

Por todo ello Gracias.

Mauricio Revelant