

OBRA:	PAVIMENTACIÓN DEL TERCER CARRIL AP01
TRAMO:	Km 16+200 (Acc San Lorenzo Centro) – Km 33+750 (Acc Desvío Timbúes) Correspondiente a la Autopista Rosario – Santa Fe “Brigadier Estanislao Lopez” de la Provincia de Santa Fe, Departamento Rosario

ESTUDIOS DE INGENIERIA

AGOSTO 2025

INDICE:

1	MEMORIA DESCRIPTIVA GENERAL	8
2	MEMORIA DE INGENIERÍA DISEÑO GEOMÉTRICO Y SISTEMAS DE CONTENCIÓN LATERAL.....	12
2.1	INTRODUCCIÓN.....	12
2.2	MARCO DE REFERENCIA	13
2.3	BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO, DEL PERFIL TIPO.....	13
2.4	ANÁLISIS DE INTERCAMBIADORES Y PUNTOS SINGULARES	14
2.4.1	Intercambiador pk 16+200 (San Lorenzo Centro)	15
2.4.2	Puente sobre ferrocarril Mitre pk 17+378.....	17
2.4.3	Paso vial bajo nivel en pk 17+700	17
2.4.4	Intercambiador pk 18+000 y 18+387 con RP10 (Puerto San Martín)	18
2.4.5	Puente sobre arroyo “San Lorenzo” en pk 19+800	20
2.4.6	Paso vial sobre nivel en pk 20+750 (RPN°18s)	20
2.4.7	Estación de peaje pk 22+000 y accesos livianos a las localidades de Puerto San Martín y Aldao	21
2.4.8	Alcantarilla de paso transversal de corredor biológico en pk 22+588.....	23
2.4.9	Puente vial sobre nivel en pk 24+200. Acceso a localidad de Timbúes por calle “España”.....	24
2.4.10	Alcantarilla de paso transversal de corredor biológico en pk 26+200	25
2.4.11	Puente vial bajo nivel en pk 26+820. (Camino comunal de Timbúes).....	26
2.4.12	Estación de servicio en pk 27+000.....	27
2.4.13	Puente sobre Río Carcarañá en pk 29+330	29
2.4.14	Intercambiador con RPN91 en pk 30+000 y 30+488.....	30
2.4.15	Paso vial sobre nivel en pk 33+450. Futuro intercambiador de acceso a puertos de Timbúes	32
2.5	COMPONENTES DEL PERFIL TRANSVERSAL Y PROYECTO	32
2.6	DISTANCIAS VISUALES.....	33
2.6.1	Distancia visual de detención (DVD).....	33
2.6.2	Distancia visual de adelantamiento (DVA).....	34
2.6.3	Distancia visual de decisión (DVDE).....	34
2.7	ENTORNO E INTERFERENCIAS	35
2.7.1	Iluminación	35
2.7.2	Áreas de retorno.....	36
2.7.3	Columnas con radares de tránsito	36
2.7.4	Líneas eléctricas.....	37
2.7.5	Gasoductos	38
2.7.6	Corredor biológico	38

2.7.7	ANÁLISIS GEOMETRÍA DE INTERCAMBIADORES.....	38
2.7.8	SISTEMAS DE CONTENCIÓN LATERAL	40
2.7.9	SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL	41
2.7.10	SEÑALIZACIÓN VERTICAL	42
3	MEMORIA DE INGENIERÍA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS.....	43
3.1	Información de base utilizada	43
3.2	Consideraciones generales	43
3.2.1	Solicitud del tránsito	43
3.2.2	Otras consideraciones	44
3.2.3	Estructura existente	45
3.3	Evaluación: Carril ascendente exterior (carril lento).....	46
3.3.1	Determinación de número estructural de diseño	48
3.3.2	Rehabilitación calzada.....	48
3.3.3	Diseño estructural.....	49
3.3.4	Resumen de intervención	52
3.4	Evaluación carril ascendente central (ex-interno)	53
3.4.1	Determinación del número estructural de diseño	54
3.5	Tercer carril: nuevo carril interno	55
3.5.1	Diseño estructural.....	56
3.5.2	Resumen de intervención	59
3.6	Carril ascendente – Diseño estructural resultante.....	59
3.7	Evaluación carril descendente: Carril externo lento.	62
3.7.1	Diseño estructural.....	64
3.8	Evaluación carril descendente central (ex-interno)	67
3.9	Tercer carril: Nuevo carril interno.....	68
3.10	Carril descendente: Estructura adoptada.	68
4	ANÁLISIS HIDRICO Y DIMENSIONAMIENTO DE CAPTACIONES PLUVIALES.....	72
4.1	Introducción.....	72
4.2	Objetivo	72
4.3	Ubicación.....	73
4.4	Antecedentes y relevamiento.....	75
4.4.1	Antecedentes	75
4.4.2	Relevamiento Topográfico	75
4.5	Metodología, parámetros y variables generales	76
4.6	Estrategia de cálculo	76
4.6.1	Dimensionamiento de Captaciones	76
4.6.2	Metodología de cálculo.....	77

4.7	Dimensionamiento de captaciones	77
4.7.1	Cuencas de aporte	77
4.7.2	Diagrama topológico.....	80
4.7.3	Tormenta de diseño.....	80
4.7.4	Modelación Hidrológica-Hidráulica (SWMM).....	84
4.7.5	Resultados SWMM.....	84
4.8	Capacidad de Sumidero	85
4.8.1	Características geométricas de la reja	85
4.8.2	Consideraciones finales.....	87
4.9	Computos	87
4.10	Resumen LVL 5	96
5	MEMORIA DESCRIPTIVA PUENTE s/ RIO CARCARAÑA	97
1.	<i>UBICACIÓN.....</i>	97
2.	<i>ESTRUCTURA DE LOS PUENTES EXISTENTES.....</i>	97
3.	<i>DISEÑO GEOMÉTRICO DEL PUENTE A CONSTRUIR</i>	98
4.	<i>DISEÑO ESTRUCTURAL - ANTEPROYECTO DE ENSANCHE.....</i>	99
5.	<i>OBRAS COMPLEMENTARIAS</i>	101
6	ANÁLISIS HIDRICO Y VERIFICACION DE EROSION LOCAL EN OBRA DE ARTE SOBRE EL RIO CARCARAÑA.....	102
6.1.1	Introducción.....	102
6.1.2	Objetivo	102
6.2	Ubicación.....	103
6.3	Antecedentes y relevamiento.....	105
6.3.1	Antecedentes	105
6.3.2	Relevamiento Topográfico	106
6.4	Metodología , parámetros y variables generales.....	106
6.5	Estrategia de cálculo	107
6.5.1	Análisis de Obras de Arte	107
6.6	Resultados	108
6.6.1	Antecedentes Puente en Rio Carcaraña.....	108
6.6.2	Generalidades	109
6.6.3	Resultados Hídricos.....	110
6.6.4	Cálculo de erosión.....	112
6.7	Resumen LVL 5.....	115
7	MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA PUENTE SOBRE RÍO CARCARAÑA.....	116
7.1	MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA.....	116
7.1.1	CARACTERÍSTICAS GENERALES.	116

7.1.2	COMPORTAMIENTO BAJO LAS CARGAS DE SERVICIO	118
7.1.3	ESTADOS DE CARGA	121
7.1.4	DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA TRAMO CENTRAL 126	
7.2	MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA.	138
7.2.1	Solicitaciones en el pilote.....	139
8	MEMORIA DESCRIPTIVA PUENTE SOBRE ARROYO SAN LORENZO.....	142
8.1	Generalidades	142
8.2	Estructura del puente existente	142
8.3	Anteproyecto del diseño geométrico del puente a construir	143
8.4	Anteproyecto del diseño estructural del puente a construir	143
8.4.1	Anteproyecto Superestructura:	144
8.4.2	Anteproyecto Infraestructura - Pilas:.....	144
8.4.3	Anteproyecto Infraestructura - Estribos:.....	145
8.5	Obras complementarias.....	145
9	ANÁLISIS HIDRICO Y VERIFICACION DE EROSION LOCAL EN OBRA DE ARTE SOBRE ARROYO SAN LORENZOINTRODUCCIÓN y OBJETIVO.....	146
9.1	Introducción.....	146
9.2	Objetivo	146
9.3	UBICACIÓN.....	147
9.4	ANTECEDENTES Y RELEVAMIENTO.....	149
9.4.1	Antecedentes	149
9.4.2	Relevamiento Topográfico	150
9.4.3	METODOLOGIA, PARÁMETROS Y VARIABLES GENERALES.....	150
9.5	ESTRATEGIA DE CALCULO	151
9.5.1	Análisis de Obras de Arte	151
9.6	RESULTADOS	153
9.6.1	Antecedentes Puente en Arroyo San Lorenzo	153
9.6.2	Área de aporte.....	154
9.6.3	Diagrama topológico.....	155
9.6.4	Tormenta de diseño.....	155
9.6.5	Modelación hidrológica	158
9.6.6	Modelación hidráulica (HEC-RAS).....	165
9.6.7	Cálculo de erosión.....	176
9.7	Resumen LVL 5.....	181
10	MEMORIA DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA PUENTE SOBRE ARROYO SAN LORENZO	182
10.1	Descripción general	182

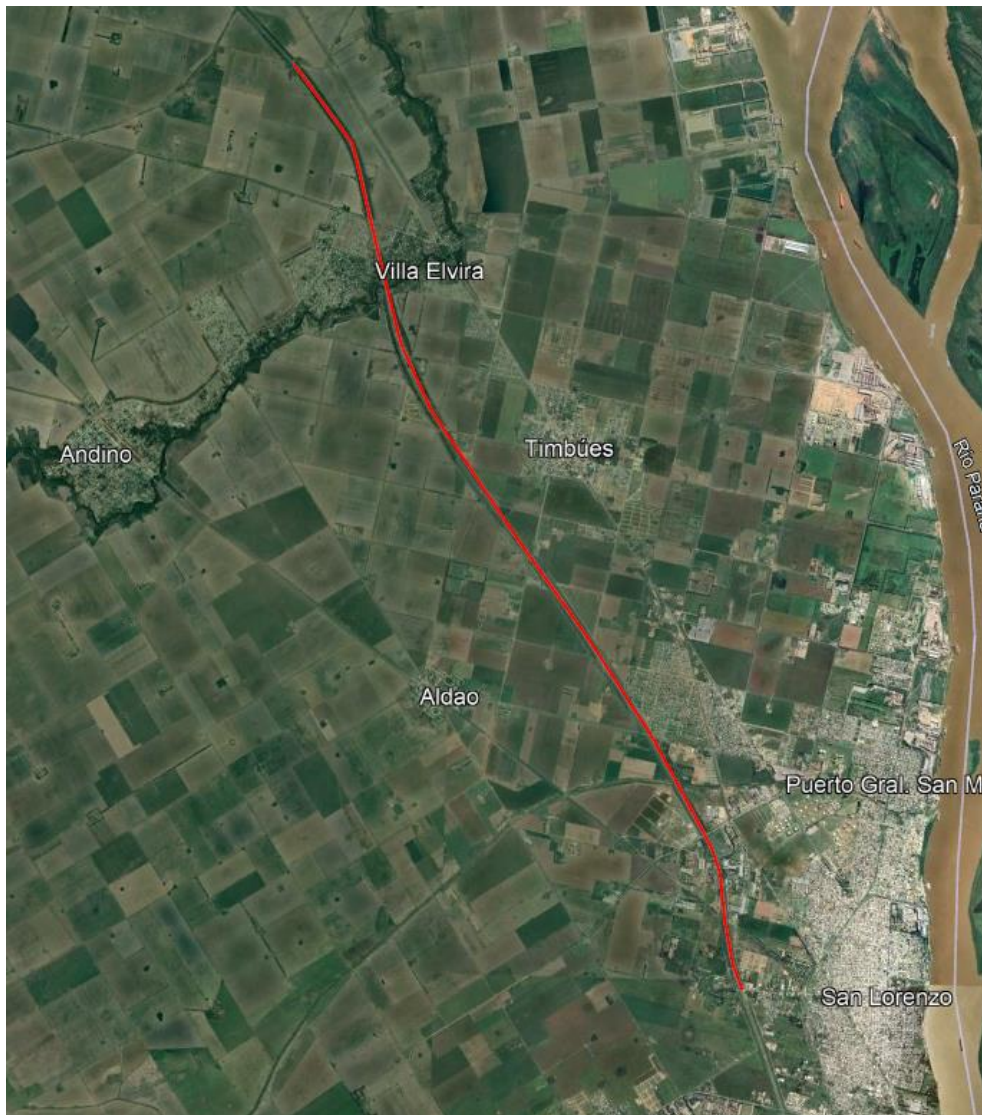
10.2	Reglamento y normas	182
10.3	Datos generales del puente	183
10.4	Materiales	183
10.5	Calculo estructural	184
10.5.1	Losa de tablero	184
10.5.2	Vigas longitudinales	185
10.5.3	Pilas.....	200
10.5.4	Estribos.....	204
11	MEMORIA DESCRIPTIVA PUENTE ACCESO SAN LORENZO CENTRO.....	210
11.1	Ubicación	210
11.2	Estructura de los puentes existentes.....	210
11.3	Diseño geométrico del puente a construir	211
11.4	Diseño estructural-anteproyecto del ensanche.....	212
11.5	Obras complementarias	213
12	MEMORIA DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA PUENTE SOBRE ACCESO A SAN LORENZO (CENTRO).....	214
12.1	Descripcion	214
12.1.1	Reglamentos y normas	215
12.1.2	Materiales	215
12.1.3	Cargas de diseño.....	215
12.2	Vigas principales.....	218
12.2.1	Analisis de carga.....	218
12.2.2	Verificación estructural.....	220
12.3	Vigas secundarias.....	245
12.3.1	Verificación estructural.....	245
12.4	Losa Tablero	250
12.4.1	Verificación estructural.....	250
12.5	Viga cabezal - Pila	253
12.5.1	Verificación estructural.....	253
12.6	Viga cabezal - Estribo	256
12.6.1	Verificación estructural.....	256
12.7	Pilote - Columna	260
12.7.1	Verificación estructural.....	260
13	Cómputo métrico	266
14	Plan de Control y Mantenimiento de Pavimento de Autopista	285
14.1	Introducción	285
14.2	Alcance	285

14.3	Estrategia General	285
14.4	Actividades de Control	285
14.4.1	Inspecciones visuales	285
14.4.2	Medición de ahuellamiento.....	285
14.4.3	Evaluación de fisuras	285
14.4.4	Medición de deflexiones.....	286
14.4.5	Control de iluminación.....	286
14.4.6	Inventario vial.....	286
14.5	Programa de Mantenimiento	286
14.6	Registro y Reportes	286
14.7	Indicadores de gestión	286
14.8	Cuadro resumen	287
14.9	Conclusiones	287

1 MEMORIA DESCRIPTIVA GENERAL

1. INTRODUCCION:

La presente documentación se refiere a la OBRA: PAVIMENTACION DEL TERCER CARRIL AP01, TRAMO: Km 16+200 (Acc San Lorenzo Centro) – Km 33+750 (Acc Desvío Timbues) correspondiente a la Autopista Rosario – Santa Fe “Brigadier General Estanislao López” de la provincia de Santa Fe, Departamento Rosario.



La AP01 es una vía rápida de jurisdicción provincial que se extiende en la zona este de la provincia de Santa Fe, uniendo sus dos principales ciudades, Rosario y Santa Fe. Atraviesa los departamentos Rosario, San Lorenzo, Iriondo, San Jerónimo y La Capital.

Diariamente recibe gran volumen de vehículos pesados ya que da salida a la producción provincial por medio de los puertos ubicados sobre el Rio Paraná, como también por vía terrestre hacia Capital Federal.

Además, en cercanías a la ciudad de Rosario, con el paso de los años existió una redistribución demográfica por lo que un elevado número de vehículos livianos también utilizan la autopista para trasladarse entre las viviendas ubicadas en localidades cercanas con su lugar de trabajo, o viceversa.

Como consecuencia de esto, en el tramo más cercano a la localidad de Rosario, a diario es posible observar colas, demoras y accidentes, hecho que se ve potenciado por el mal estado de la calzada.

Es por eso que se prevé la construcción de un tercer carril como medida paliativa, permitiendo al conductor un mayor confort y seguridad en su recorrido, viéndose beneficiados cerca de 38.000 vehículos que recorren el tramo diariamente.

2. DISEÑO ESTRUCTURAL

Se prevé la repavimentación de carril exterior y central, como también la construcción de una nueva estructura de pavimento que se ubicara del lado interno de los mencionados, sobre la mediana constituyendo el tercer carril.

Actualmente cada mano presenta dos carriles de 3,65 m cada uno, y banquetas sin pavimentar a ambos lados de la calzada. Se prevé la construcción de un carril adicional de 3,65 m de ancho sobre la banquina interna.

3. DRENAJE:

Se mantiene el diseño del drenaje original de la mediana previendo la demolición y retiro de alcantarillas transversales correspondiente con el sistema de sumideros existentes reemplazando las descargas por tipo cajón de 1.00m x 0.80m hormigón armado para facilitar la limpieza y buen funcionamiento. También se reemplazan y/o colocan la totalidad de rejillas coincidentes con estas captaciones.

Se prevé también el remplazo de las cámaras de captación en estos sectores.

4. DEFENSA VEHICULAR

Se incluirá también en la presente intervención la colocación de defensa metálica y/o el corrimiento donde sea necesario, como también el remplazo de aquellas existentes que se encuentren deterioradas. En tanto que, en el sector de puentes, se colocarán defensas de hormigón del tipo New Jersey en la zona de mediana, con el objetivo de evitar ante cualquier inconveniente o colisión, la invasión de carriles de sentidos contrarios, como también el impacto contra los pilares de los puentes existentes.

5. ILUMINACIÓN

Se prevee la iluminación del tramo comprendido entre Km. 22+000 – 33+750, para lo que se colocarán columnas de iluminación de 12,00 m de alto, distanciadas aproximadamente 25,00 m entre sí, ubicadas sobre la mediana y provistas de brazo doble para iluminar carriles ascendentes como descendente. Para esto se prevé la construcción de un parque solar de 500 kW de capacidad, ubicado sobre terrenos de la repartición, en las inmediaciones de Autopista.

6. REPARACION, MODIFICACION, CONSERVACION Y MANTENIMIENTO DE PUENTES EXISTENTES:

Se proyectaron obras de conservación y mantenimiento en las obras de puentes existentes en todo el tramo a intervenir, consistentes en el pintado de los mismos, la reconstrucción de juntas en tramos; el repintado de barandas metálicas peatonales; la reparación de estribos y losas de acceso.

En los puentes existentes coincidentes con San Lorenzo centro (16+200), Arroyo San Lorenzo (19+900) y río Carcaraña (29+600) se prevé una ampliación del tablero existente. Para esto se procederá a construir un nuevo puente entre ambos existentes (carril ascendente y descendente) con el objetivo de alojar el ensanche previsto.

7. SEGURIDAD VIAL –SEÑALIZACION

Se complementarán las labores con la señalización horizontal y vertical del tramo. También se colocarán tachas reflectivas para delimitar los carriles y mejorar la seguridad de circulación en horario nocturno.

8. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Se complementa el proyecto mediante la conformación de banquetas y taludes; como también el mantenimiento y readecuación de cunetas en medianas y cunetas laterales.

En el sector de pasos por debajo de puentes existentes, se modifica la cota con el objetivo de asegurar un galibo de aprox. 5,10 m, acorde a lo recomendado por la Dirección Nacional de Vialidad.

9. PLAZO DE OBRAS

El plazo para la ejecución de todas las obras es de DIECIOCHO (18) meses calendario considerando DOS (2) frentes de trabajo.

10. PLAZO DE GARANTÍA

Se fija en VEINTICUATRO (24) meses calendario, estando a cargo del contratista en ese lapso, la conservación de la misma.

11. PRESUPUESTO OFICIAL DE LA OBRA

El presupuesto oficial de la obra a Agosto 2025 asciende a la suma de **PESOS OCHENTA Y CINCO MIL CUARENTA Y SIETE MILLONES SETECIENTOS TREINTA MIL SETECIENTOS TREINTA Y DOS CON 61/100 (\$85.047.730.732,61).**

2 MEMORIA DE INGENIERÍA DISEÑO GEOMÉTRICO Y SISTEMAS DE CONTENCIÓN LATERAL

2.1 INTRODUCCIÓN

La autopista AP01 "Brigadier Estanislao López es la única autopista bajo la jurisdicción de la Provincia de Santa Fe. Se extiende entre las localidades de Rosario y Santa Fe en una longitud de 156km, desarrollándose de manera paralela a el Río Paraná.

La configuración de la vía es de dos calzadas separadas físicamente y con control total de los accesos mediante intercambiadores con cruces a distinto nivel. Cada calzada posee dos carriles de 3,65m de ancho ambas calzadas cuentan con banquina externa pavimentada de 2m de ancho. La mediana posee un ancho de aproximadamente 12m, discriminando secciones puntuales. El eje de la autopista se encuentra centrado en la zona de camino que posee un ancho de 150m.

La velocidad legal máxima señalizada (VLMS) es de 130km/h y el alineamiento existente se caracteriza por ser suave, detallándose en análisis en las secciones posteriores.

En la actualidad se están realizando distintas tareas en la traza a fin de rehabilitar las secciones y entre la pk0+000 y la 16+200 se están construyendo terceros carriles sobre la mediana, correspondientes al contrato de la 2. Licitación Pública N° 23/2024 - Obra: Pavimentación del tercer carril AP01, tramo: km. 0+000 (Circunvalación Rosario) - km. 16+200 (Acceso San Lorenzo Centro).



Figura 1. Configuración actual del tramo a intervenir. Fuente: Google Earth.

En el presente proyecto se propone la continuación del tercer carril y la rehabilitación del ancho completo de la calzada existente en una longitud de 17,3km, entre la pk16+200 (San Lorenzo Centro) y la pk 33+500 (Desvío tránsito pesado Timbúes). La intervención será acompañada de la instalación de columnas de iluminación para todo el tramo y de la complementación de aquellos intercambiadores que no cuenten con iluminación continua en todas las ramas que generan un intercambio de tránsito con la AP01.

2.2 MARCO DE REFERENCIA

- Ley 24.449
- Normas y recomendaciones de diseño geométrico y seguridad vial (2010). Dirección Nacional de Vialidad.
- Manual de sistemas de contención lateral (2018). Dirección Nacional de Vialidad
- Manual de señalamiento horizontal (2012). Dirección Nacional de Vialidad. Aprobado por resolución 2501/2012.
- Manual de señalamiento vertical (2017). Dirección Nacional de Vialidad.

2.3 BREVE DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO, DEL PERFIL TIPO

Cada una de las calzadas existentes cuenta con un ancho de 7,30m, con dos carriles de 3,65m, y una banquina externa de 3,00m (2,50m pavimentados y 0,50m sin pavimentar).

El perfil tipo de intervención se compone según el perfil de Figura 2, donde se pavimentará un tercer carril para cada calzada sobre la mediana. A su vez, en la mediana se instalarán columnas de iluminación de brazo doble. La combinación de la reducción del ancho de la mediana a valores en el orden de los 6m, considerando que la recomendación de mínimo 16m y considerando la instalación de objetos rígidos sobre la misma, obliga a la instalación de sistemas de contención lateral.

En el caso de los puentes y obras de arte se analizó que los mismos permitan como mínimo el desarrollo de 3 carriles de 3,65m, una banquina externa de mínimo 3,00m y una banquina interna de mínimo 1,00m.

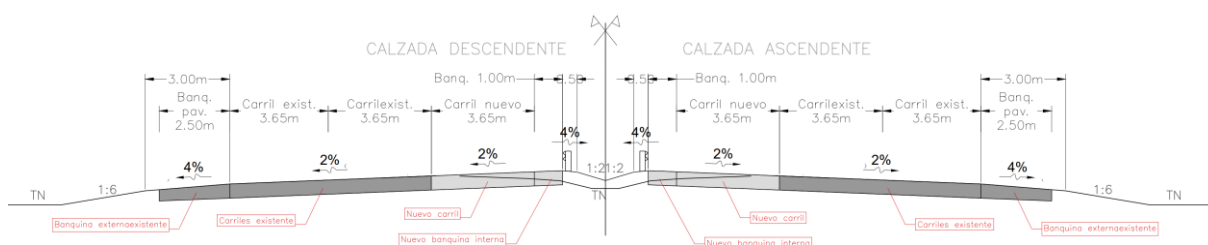


Figura 2. Perfil tipo de la sección a intervenir.

2.4 ANÁLISIS DE INTERCAMBIADORES Y PUNTOS SINGULARES

En la presente sección se mencionarán todos los puntos singulares que se presentan en el tramo. En el caso de los intercambiadores de tránsito se analizaron las velocidades directrices para el diseño de la señalización vertical y para la determinación de las acciones necesarias sobre los carriles de cambio de velocidad existentes, en función de si los desarrollos son suficientes deben ser ampliados.

Las ramas componentes de cada intercambiador se han analizado las curvas existentes, a fin de determinar la velocidad directriz, aplicando el modelo matemático de AASHTO

Ecuación 1. Ecuación matemática de AASHTO de la relación entre las condiciones geométricas y la velocidad directriz.

$$R = \frac{V^2}{127 * (e + ft)}$$

Donde:

V= velocidad directriz, en km/h

R= radio, en m.

e= peralte, en m/m

ft= fricción transversal

g= aceleración de la gravedad=9,8m/S².

α =coeficiente centrífugo

De la Ecuación 1 se despeja el término de velocidad directriz, considerando las condiciones geométricas relevadas en cada rama o rulo analizado. Las características geométricas detalladas se obtuvieron del relevamiento planialtimétrico suministrado.

A continuación, se describen y se realizará una descripción de cada uno de los puntos singulares sobre el tramo en análisis, detallándose las intervenciones necesarias requeridas. Las intervenciones estructurales, tanto de pavimento, como de las obras de arte serán descriptas en cada una de sus memorias y planos correspondientes.

2.4.1 Intercambiador pk 16+200 (San Lorenzo Centro)

El intercambiador emplazado en el acceso a San Lorenzo Centro tiene una configuración de tipo diamante para materializar las ramas de entrada y salida de la autopista. El diseño geométrico contempla el emplazamiento de una cabina de peajes en el cuadrante sur-este del intercambiador, ver Figura 3.

El cruce a distinto nivel entre ambos caminos se materializa con dos puentes independientes por calzada, cada uno con un ancho total de 12,00m. Considerando el perfil de proyecto, en el cual el tercer carril se emplaza sobre la mediana, resulta necesaria la ampliación del ancho de ambas calzadas, con la construcción de un ensanche para los puentes en el vano central y respetando el gálibo entre el fondo de losa y la calzada de paso perpendicular a la AP01. En la memoria de ingeniería y en la documentación técnica de “Puentes” se encontrarán los detalles proyectados para su materialización.

En cuanto al diseño geométrico de las ramas se realizó un análisis de cada curva presente y de los carriles de cambio de velocidad, ver Figura 4. Se observa en la Figura 3 que en el presente intercambiador existe una cabina de peaje, una rotonda y una intersección con control de tipo “PARE”. Dichos detalles fueron considerados para el análisis de la geometría existente y el posterior diseño de la señalización vertical y horizontal para el control de las velocidades y análisis de las longitudes de carriles de cambio de velocidad.



Figura 3. Intercambiador en pk 16+200, en acceso a San Lorenzo Centro. Fuente: Google Earth.



Figura 4. Esquema y análisis de geometría y velocidades máximas en intercambiador entre AP01 y acceso a San Lorenzo Centro. Fuente: Google Earth.

2.4.2 Puente sobre ferrocarril Mitre pk 17+378

En la progresiva 17+378 se encuentra un paso sobre nivel sobre la vía del ferrocarril Mitre, ver Figura 5. El puente existente presenta una losa en el ancho completo, por lo que no se requiere una intervención estructural sobre el puente para materializar los terceros carriles sobre la mediana de la sección transversal. Solo se analizará posteriormente el sistema de contención lateral a emplazar en la mediana para la separación de calzadas.



Figura 5. Puente en pk 17+378 sobre traza ferroviaria de la línea Mitre. Fuente: Google Earth.

2.4.3 Paso vial bajo nivel en pk 17+700

En la progresiva 17+700 existe un paso bajo nivel de la Autopista AP01 que vincula la calle colectora del lado oeste con las calles locales de la San Lorenzo. La obra de arte se compone de una sección de tipo cajón de 6,00m de luz y la sección es cerrada en todo su desarrollo, por lo que no resulta necesario extender ni modificar la estructura para emplazar los terceros carriles en el sector de la mediana. En la Figura 6 se observa una imagen satelital con la configuración del cruce y el emplazamiento de la obra de arte.



Figura 6. Paso vial bajo nivel de pk 17+700. Fuente: Google Earth.

2.4.4 Intercambiador pk 18+000 y 18+387 con RP10 (Puerto San Martín)

El acceso a la localidad de Puerto San Martín se da por la RPN°10, tanto a la zona urbana como a la portuaria. Por lo que la intersección entre la traza de la RPN°10 y la AP01 se encuentra resuelta con un distribuidor para generar el intercambio de vehículos más un puente individual para el paso del tránsito que circula por la RPN°10. En la Figura 7 se puede observar lo descrito, configuración que permite el emplazamiento de una cabina de peaje para aquellos que quieran ingresar o egresar hacia la AP01. Por otro lado, en la Figura 8 se detallan las características geométricas de cada rama y carril de cambio de velocidad.



Figura 7. Configuración de la intersección entre AP01 y RPN°10. Fuente: Google Earth.



Figura 8. Esquema y análisis de geometría y velocidades máximas en intercambiador entre AP01 y RPN°10. Fuente: Google Earth.

2.4.5 Puente sobre arroyo “San Lorenzo” en pk 19+800

El paso sobre el Arroyo San Lorenzo en la pk19+800 es salvado por puentes de longitud total de 60m con tres tramos de aproximadamente 20m. Actualmente existen dos puentes, uno por cada calzada. Cada uno cuenta con losas de 12,5m de ancho, por lo que para materializar la continuidad de los terceros carriles se deberá ejecutar un ensanche de los puentes, ejecutándolo en el vano central.



Figura 9. Configuración de la calzada en el paso sobre Arroyo San Lorenzo. Fuente: Google Earth.

2.4.6 Paso vial sobre nivel en pk 20+750 (RPN°18s)

El cruce de la RPN°18s se materializa en la pk 20+750, pero no presenta ramas para intercambiar flujos de tránsito de manera directa con la AP01, sino a través de las calles colectoras como se observa en la Figura 10 y en la Figura 11.



Figura 10. Configuración de cruce de RPN°18s sobre la AP01. Fuente: Google Earth.

2.4.7 Estación de peaje pk 22+000 y accesos livianos a las localidades de Puerto San Martín y Aldao

Aguas arriba de la estación de peaje de Aldao (pk 22+000) se emplazan ramas para la vinculación con las colectoras y el ingreso o egreso a de vehículos livianos a las localidades de Puerto San Martín y Aldao. Dichas calles colectoras conectan con la traza de la RPN°18s, ver Figura 11.

Se analizaron las longitudes existentes de los carriles de cambio de velocidad en la Figura 12 y en la Figura 13.



Figura 11. Imagen satelital de ramas de ingreso y egreso entre AP01 y acceso a localidad de Puerto San Martín. Fuente: Google Earth.



Figura 12. Esquema y análisis de carriles de cambio de velocidad en acceso a RPN°18s. Fuente: Google Earth.



Figura 13. Esquema y análisis de carriles de cambio de velocidad en acceso a localidad de Puerto San Martín. Fuente: Google Earth.

2.4.8 Alcantarilla de paso transversal de corredor biológico en pk 22+588

En la progresiva 22+588 se emplaza una alcantarilla de paso transversal en virtud del corredor biológico que se desarrolla a lo largo de toda la AP01. En la Figura 14 se observa en planta la estructura de paso, la cual se desarrolla de manera continua entre ambas calzadas, por lo que no resultaría necesaria su modificación para el emplazamiento de los terceros carriles en el área de la mediana.

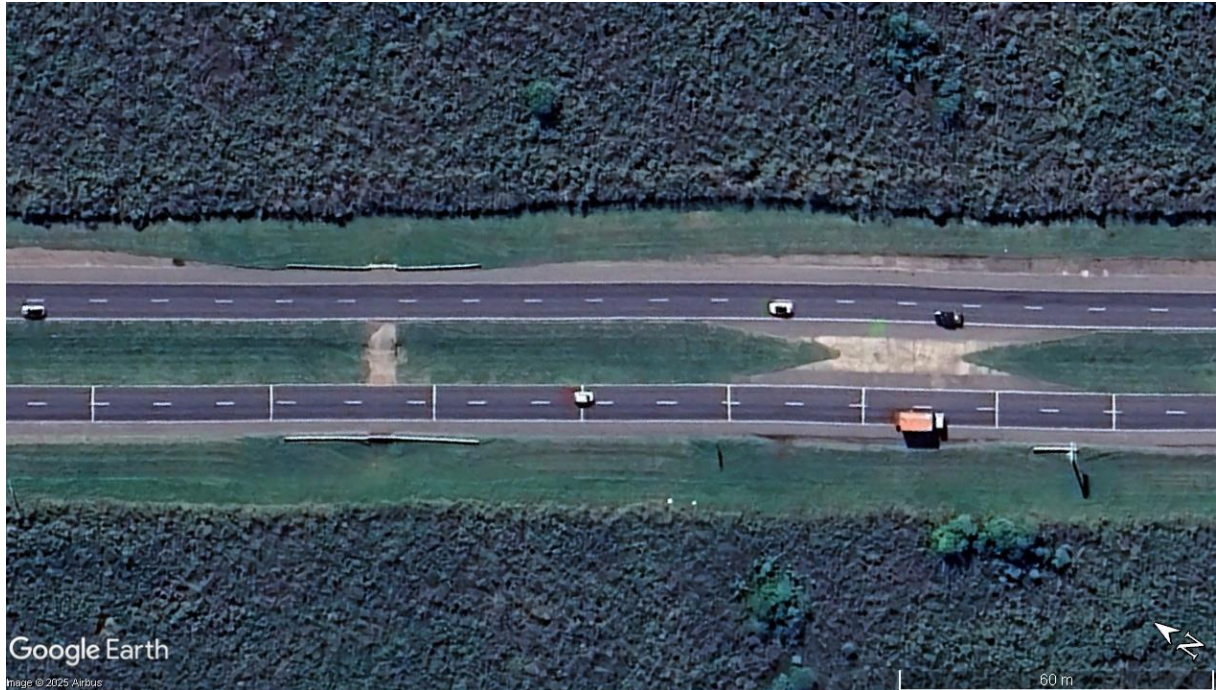


Figura 14. Imagen satelital de paso de corredor biológico en pk 22+588. Fuente: Google Earth.

2.4.9 Puente vial sobre nivel en pk 24+200. Acceso a localidad de Timbúes por calle “España”.

En coincidencia con una calle comunal denominada “España” de la localidad de Timbúes se emplaza un paso sobre nivel a la AP01, sin ramas que conformen un intercambiador de tránsito, ver Figura 15.

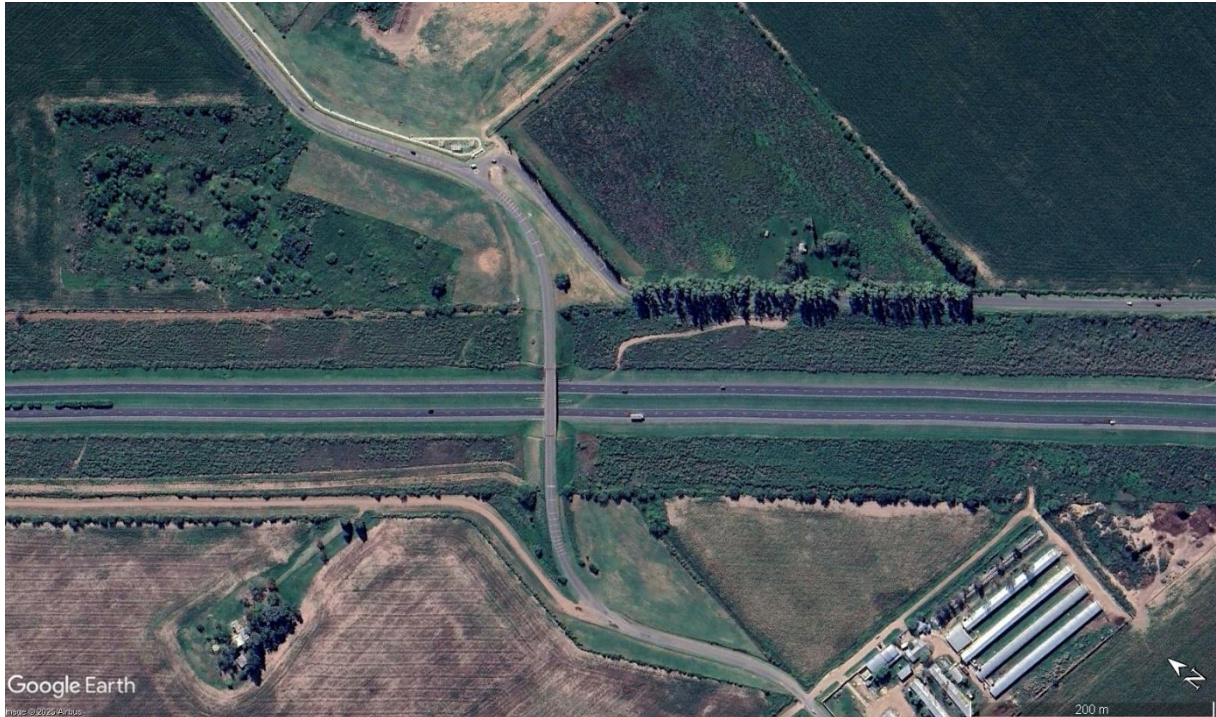


Figura 15. Imagen satelital de configuración de paso sobre nivel en pk 24+178. Fuente: Google Earth.

2.4.10 Alcantarilla de paso transversal de corredor biológico en pk 26+200

En la progresiva 26+200 se emplaza una alcantarilla de paso transversal en virtud del corredor biológico que se desarrolla a lo largo de toda la AP01. En la Figura 16 se observa en planta la estructura de paso, la cual se desarrolla de manera continua entre ambas calzadas, por lo que no resultaría necesaria su modificación para el emplazamiento de los terceros carriles en el área de la mediana.



Figura 16. Imagen satelital de paso de corredor biológico en pk 22+588. Fuente: Google Earth.

2.4.11 Puente vial bajo nivel en pk 26+820. (Camino comunal de Timbúes)

Por otro lado, en la pk 26+820 vuelve a materializarse un paso, bajo nivel en este caso, emplazado en el distrito de Timbúes (ver Figura 17). La estructura que materializa corresponde a una sección cajón de hormigón armado, la cual tiene un ancho de 4,50 y una longitud de aproximadamente 33m, cubriendo el paso total por debajo de ambas calzadas de la AP01. En el sector de la mediana cuenta en la parte superior con unas rejas metálicas que trabajan como sumideros, las mismas deberán ser removidas para la posterior ejecución de una losa que permita el emplazamiento de los terceros carriles en el sector central.

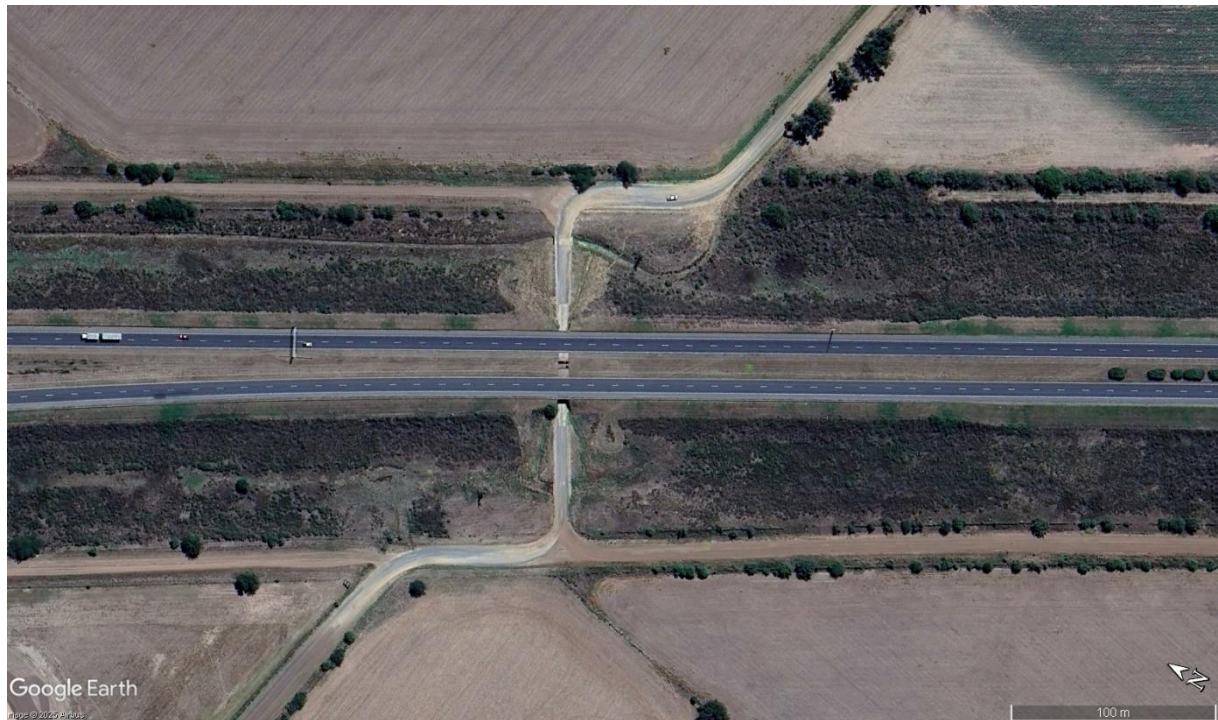


Figura 17. Imagen satelital de configuración de paso bajo nivel en pk 26+820. Fuente: Google Earth.

2.4.12 Estación de servicio en pk 27+000

En el pk 27+000 se emplaza en el sector de la mediana una estación de servicio. En las secciones proximas a dicha progresiva las calzadas de la AP01 sufren un distanciamiento para dar lugar a las playas de carga, estacionamiento y distintos servicios y comercios. Las ramas de ingreso y egreso se vinculan directamente con los carriles rápidos, si bien esta condición no resulta la mas conveniente por las velocidades desarrolladas en el carril rápido interno, lo que se realizará es una verificación de las longitudes de las ramas de cambio de velocidad para asegurar la menor diferencia de velocidades entre el tránsito pasante y el tránsito que ingreso o egresa del sector de servicios.

En la Figura 18 se observa la configuración de los elementos mencionados y en la Figura 19 y en la Figura 20 se detallan las longitudes de los carriles de cambio de velocidad actuales.

En cuanto al emplazamiento del tercer carril, en las proximidades a esta punto, el mismo será materializado hacia el lado externo en ambas calzadas.



Figura 18. Imagen satelital de ubicación de estación de servicio sobre la mediana y configuración de ramas de ingreso y egreso. Fuente: Google Earth.



Figura 19. Esquema y análisis de geometría y velocidades máximas en ramas de ingreso y egreso aguas arriba de estación de servicio en pk 27+000. Fuente: Google Earth.



Figura 20. Esquema y análisis de geometría y velocidades máximas en ramas de ingreso y egreso aguas abajo de estación de servicio en pk 27+000. Fuente: Google Earth.

2.4.13 Puente sobre Río Carcarañá en pk 29+330

El paso sobre el río Carcarañá posee un puente por cada calzada de la AP01, los cuales salvan una luz total de 120m, con luces aproximadas de 20m-35m-30m-35m. El ancho de las losas de cada uno alcanza un valor de 12,5m. A fin de materializar el ancho de proyecto resulta necesario en ensanche de los anchos de calzada por lo que se materializará una ampliación de los puentes existentes en el vano central.

En virtud del análisis de deformaciones esperado para las nuevas vigas (flecha) se propone la materialización de una junta longitudinal a fin de compensar la diferencia con las secciones de losas existentes, de modo que se evite la formación de un escalonamiento longitudinal.

Se propone inicialmente que se reduzca la banquina externa, a fin de buscar que la junta no caiga en zona de huella. Luego que en servicio se realice una medición de las deformaciones reales. Se analizará entonces el desplazamiento transversal de los carriles a fin de llevar la banquina externa a 3,00m.

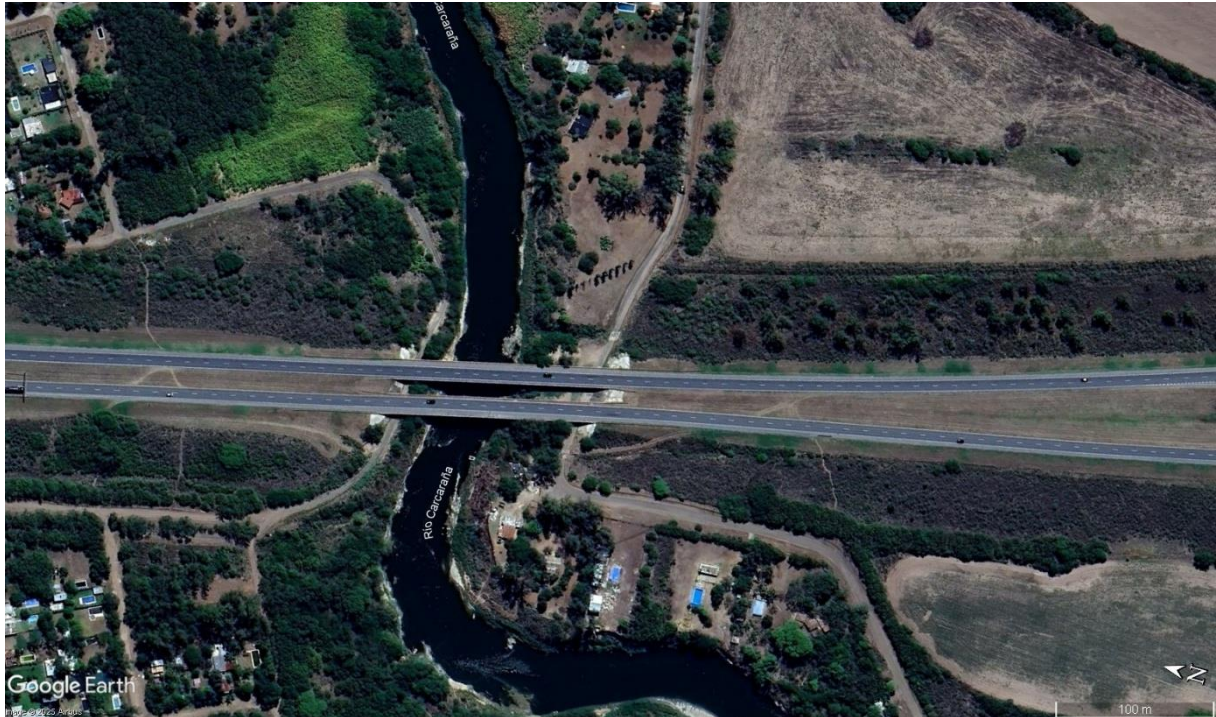


Figura 21. Imagen satelital de configuración de calzadas en paso sobre Río Carcarañá.

Fuente: Google Earth.

2.4.14 Intercambiador con RPN91 en pk 30+000 y 30+488

El acceso a la localidad de Villa la Ribera se da por la RPN°91 en la pk 30+000, tanto hacia la zona urbana como a la portuaria. Por lo que la intersección entre la traza de la RPN°91 y la AP01 se encuentra resuelta con un distribuidor para generar el intercambio de vehículos más un puente individual para el paso del tránsito que circula por la RPN°91. En la Figura 22 se puede observar lo descripto, configuración que permite el emplazamiento de una cabina de peaje para aquellos que quieran ingresar o egresar hacia la AP01. Por otro lado, en la Figura 23 se detallan las características geométricas de cada rama y carril de cambio de velocidad.



Figura 22. Imagen satelital de intercambiador entre AP01 y RPN°91. Fuente: Google Earth.



Figura 23. Esquema y análisis de geometría y velocidades máximas en intercambiador entre AP01 y RPN°91. Fuente: Google Earth.

2.4.15 Paso vial sobre nivel en pk 33+450. Futuro intercambiador de acceso a puertos de Timbúes

En la pk 33+500 se emplaza un paso sobre nivel de lo que corresponde a un camino comunal, como se observa en la Figura 24. Actualmente se encuentra en vigencia un contrato de ejecución de la obra correspondiente a la “Licitación Pública n° 02/2023 - Obra: Desvío de tránsito pesado - Timbúes. tramo: R.P. n° 91 - calle: Cacique Mangoré.”, la cual incluye la apertura de una traza nueva para permitir el acceso de los vehículos pesados desde la RPN°91 hacia la zona portuaria. En el desarrollo de la nueva traza se emplea el puente de paso sobre la AP01 en cuestión.

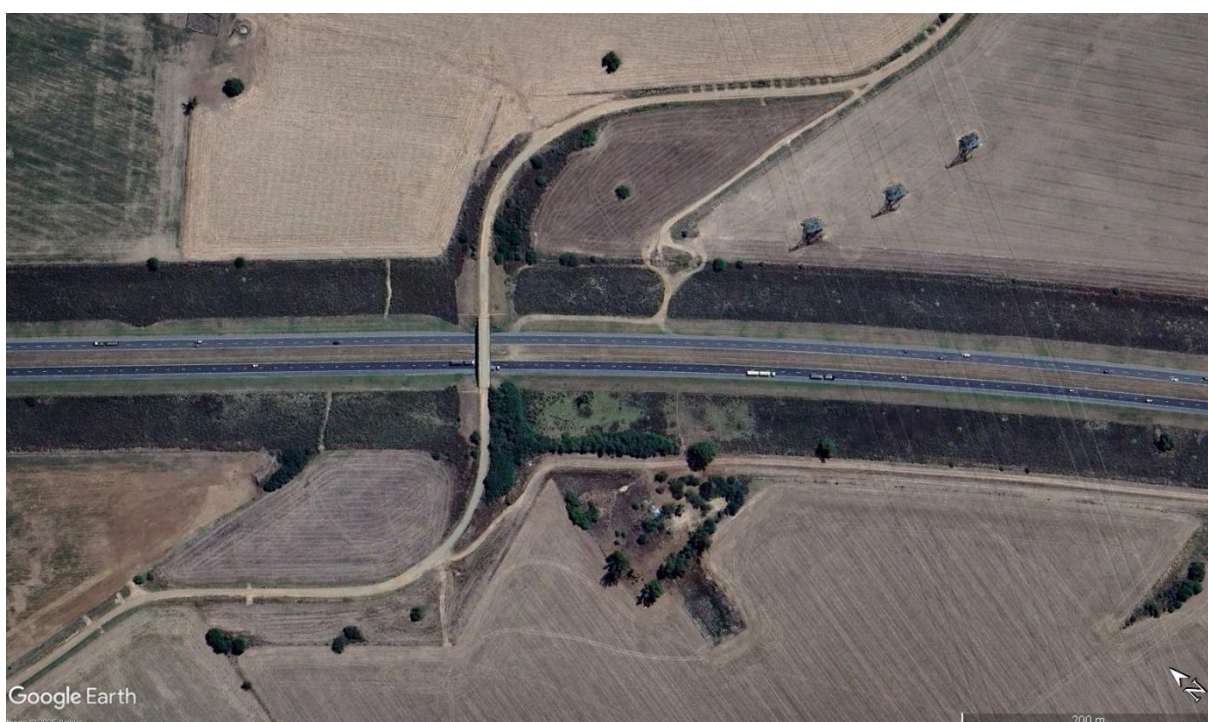


Figura 24. Imagen satelital de configuración de paso sobre nivel de camino comunal, futuro acceso a puertos de Timbúes. Fuente: Google Earth.

2.5 COMPONENTES DEL PERFIL TRANSVERSAL Y PROYECTO

El proyecto contempla la rehabilitación de los carriles existentes y la pavimentación de un tercer carril hacia el centro para ambas calzadas, en conjunto con 50cm de banquina interna. Los nuevos carriles también tendrán un ancho de 3,65m.

El ancho deseable de la mediana, para autopistas rurales de velocidad entre 110 y 130 km/h serán y con una configuración de 3+3 definitivo, será de 16m. En este caso, al incluir el tercer carril de cada calzada hacia el centro no se garantizará dicha distancia, alcanzando valores del orden de los 5m a 6m. Sin embargo, como las columnas de

iluminación existente y las columnas a instalar se emplazan en la mediana se considerará la instalación de defensas metálicas vehiculares en sentido longitudinal a modo de interposición de los vehículos con los objetos fijos.

El ancho deseable de la zona despejada es de 10m, el cual es coincidente en toda la traza con el límite del área destinada a “Corredor biológico”.

La pendiente mínima deseable para el tipo de carretera es de 1:4. Analizando los relevamientos realizados las pendientes existentes, en los sectores donde $h < 3\text{m}$, son aún mas tendidos, alcanzando taludes de entre 1:6 a 1:8. En aquellos sectores donde la altura del terraplén es superior a los 3m, y la pendiente del talud se vuelve más tendida, se prevén sistemas de contención lateral.

Las banquetas externas serán conservadas con la misma geometría actual, contando con 2,5m de banquina pavimentada y 0,5m sin pavimentar.

En el caso de la banquina externa, actualmente se cuenta con una banquina no pavimentada. Con la ampliación de la calzada hacia el sector interior se pavimentará un ancho extra de 1,00m destinado a banquina.

2.6 DISTANCIAS VISUALES

Considerando a la distancia visual como la longitud continua, medida sobre la trayectoria normal de marcha de una calzada, hasta donde el conductor de un vehículo ve la superficie de la calzada o un objeto de una altura especificada por encima de la calzada, cuando la visibilidad no esté obstruida por el tránsito.

De este modo, se determinarán cuantitativamente los valores que deben asegurarse de diversas distancias viales a fin de analizar con la información planialtimétrica si las mismas verifican.

2.6.1 Distancia visual de detención (DVD)

La “distancia visual de detención” (DVD) tiene dos componentes, la “Distancia de percepción y reacción” (DPR) y la “Distancia de frenado” (DF). Es la distancia que requiere un conductor de habilidad media manejando a la velocidad directriz un vehículo en condiciones mecánicas aceptables sobre calzada húmeda, desde el instante en que observa un obstáculo imprevisto en el camino hasta el momento en que se detiene completamente delante del obstáculo por aplicación de los frenos, según manual de capacidad (HCM). Por lo que la visual en el desarrollo de dicha distancia, tal como se esquematiza en la Figura 25, debe estar libre de objetos. Los sectores más críticos resultan ser los tramos en curva horizontal y vertical.

La DVD en este caso corresponde a un valor de 339m. Analizando la planimetría y los objetos que se encuentran en la zona de camino se determinó que entre pk18+000 y pk18+000 no se cumple con la DVD por la presencia de una barrera vegetal anti encandilamiento en la mediana, por lo que se propone la remoción de las especies. Esta decisión se fundamenta en priorizar la visual despejada y en que, al iluminar el tramo completo, será menor el efecto de encandilamiento provocado por los vehículos que circulan sobre la calzada contraria.

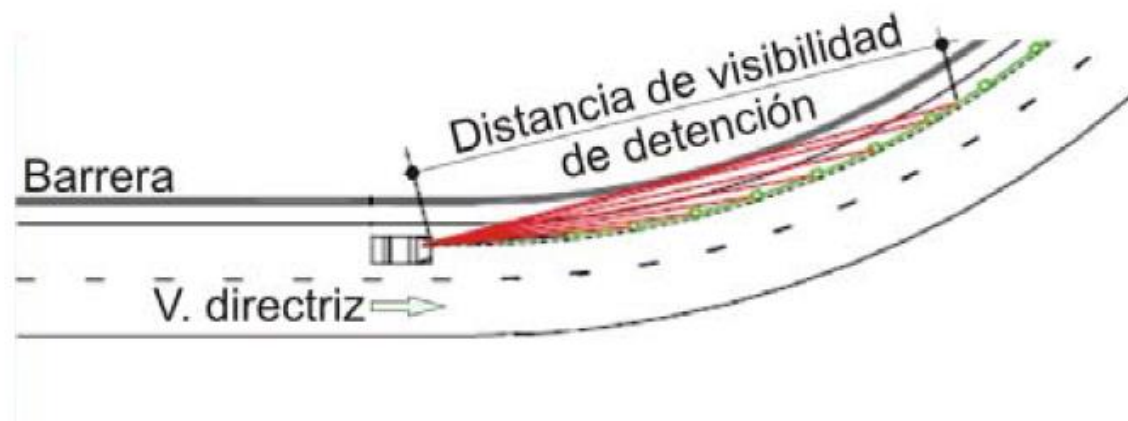


Figura 25. Esquema de definición de distancia de visibilidad de detención. Fuente: “Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial” (2010) de la Dirección Nacional de Vialidad.

2.6.2 Distancia visual de adelantamiento (DVA)

No aplica en el presente caso de análisis por tener cada calzada un único sentido de circulación.

2.6.3 Distancia visual de decisión (DVDE)

Por su parte la DVDE corresponde a la “Distancia visual de decisión” corresponde a un valor de 410m, en función de la velocidad directriz de 130km/h. La misma ha sido considerada para analizar la libre visual en las aproximaciones a intercambiadores y distribuidores.

2.7 ENTORNO E INTERFERENCIAS

2.7.1 Iluminación

Sobre la calzada de la AP01, desde la pk 16+200 a la pk 22+300, ya se cuenta con iluminación para la calzada principal. En los tramos lineales se encuentran ubicadas sobre la mediana columnas de iluminación de dos brazos con una separación aproximada de 25m. El sistema de iluminación existente posee distintos tableros eléctricos instalados sobre la mediana, los cuales se han contemplado como ítems para reubicar, en virtud de la proximidad que tienen al borde de calzada proyectado. Los tableros corresponden a la siguiente numeración y progresiva kilométrica:

- N°10: 16+496
- N°9: 17+070
- N°8: 17+699
- N°7: 18+100
- N°6: 18+837
- N°5: 19+433
- N°4: 20+028
- N°3: 20+607
- N°2: 21+043
- N°1: 21+639

A partir de la pk de dicho progresiva 22+300 se contempla la instalación de columnas sobre la mediana, de uno o dos brazos según la separación entre las calzadas de la AP01. Por otro lado, se han evaluado las instalaciones existentes en los distintos intercambiadores, considerando necesarias las siguientes acciones:

En los intercambiadores, se describe a continuación las situaciones de cada uno:

- 16+200 (San Lorenzo Centro) → Iluminación existente a conservar.
- 18+000 (Puerto San Martín) → Se complementa la iluminación existente con 39 columnas de iluminación de un brazo.
- 22+100 (Estación de peaje) → Iluminación existente a conservar.
- 27+000 (Accesos a estación de servicio) → Se plantea la instalación de 57 columnas de iluminación de brazo simple sobre cada una de las ramas de ingreso y egreso
- 30+000 (La Ribera) → Se complementa la iluminación existente con 34 columnas de iluminación de un brazo.

2.7.2 Áreas de retorno

A lo largo de toda la traza en estudio se emplazan dársenas de hormigón en el sector de la mediana para permitir el retorno de vehículos de emergencia. Estos se encuentran cada 2 a 3km aproximadamente.

Al emplazar columnas de iluminación sobre la mediana resulta necesaria también la instalación de sistemas de contención lateral. El desarrollo de dichas defensas se discontinuará en estos puntos singulares a fin de mantener despejada en área para casos de emergencia. Se señalizará con cartelería la prohibición del giro en “U” para los usuarios.

Dentro del sector a intervenir se encuentran retornos en las siguientes progresivas kilométricas:

- 17+450
- 22+500
- 25+600
- 31+050



Figura 26. Imagen satelital geometría de los retornos emplazados en las medianas.

Fuente: Google Earth.

2.7.3 Columnas con radares de tránsito

A lo largo del tramo a intervenir se encuentran instalados radares contabilizadores de tránsito, los cuales están montados sobre columnas metálicas emplazadas sobre los taludes o terrenos naturales. La distancia de cada columna al borde de calzada está en

aproximadamente 9m, por lo que se contempló la instalación de sistemas de contención lateral (según criterios del “Manual de Sistemas de contención lateral” (2018) de la Dirección Nacional de Vialidad).

- 17+903
- 20+768
- 22+662
- 26+683
- 30+421
- 30+728
- 30+907

2.7.4 Líneas eléctricas

En Tabla 1 se enlistan los cruces de líneas eléctricas presentes en el tramo. En el proyecto a licitar se han computado cada uno de estos cruces a fin de que la Contratista realice las verificaciones y adaptaciones necesarias de cada uno de los cruces a fin de garantizar la seguridad.

Tabla 1. Listado de interferencias con líneas eléctricas.

TENDIDO ELÉCTRICOS				
PK	Tipo	VOLTAJE kV	Longitud entre piquetes m	Detalle de tendido
16+200 (San Lorenzo Centro)	Cruce aéreo	Sistema de alumbrado	s/d	-
18+830 (RPN°10)	Cruce subterráneo	s/d	150	-
20+680 (RPN°18s)	Cruce aéreo	33	80	Doble terna triangular
26+780 (Calle España - Timbúes)	Cruce aéreo	13,2	140 (oblicuo)	Simple terna triangular
27+950 (Tendido ES)	Cruce aéreo en desc	13,2	s/d (oblicuo)	Simple terna triangular
28+100 (Tendido ES)	Cruce aéreo en asc	13,2	s/d (oblicuo)	Simple terna triangular
30+421 (RPN°91)	Cruce aéreo	13,2	100 (con columnas en mediana)	Simple terna coplanar horizontal
34+100 (Nuevo acceso a puertos Timbúes)	Cruce aéreo	33		
16+200 a 17+800 (LD)	Tendido paralelo aéreo	13,2		Doble terna coplanar vertical

2.7.5 Gasoductos

En Tabla 2 se enlistan los cruces con redes de gas relevados.

Tabla 2. Listado de interferencias con líneas eléctricas.

GASODUCTOS	
PK	Ubicación
16+200	LD
17+700	LD
18+340	Cruce
18+790	Cruce
18+820	Cruce
23+745	Cruce
25+275	Cruce
33+521	Cruce

2.7.6 Corredor biológico

En función del decreto provincial N°1723/2014 se definieron franjas del terreno de zona de camino como corredor biológico, siendo incorporadas al Sistema Provincial de Áreas Naturales Protegidas.

Se desarrolla en toda la traza de la autopista, en franjas de ancho variables en función de la disponibilidad de espacio, de las distancias de seguridad y las distancias de visibilidad necesarias en cada sección.

2.7.7 ANÁLISIS GEOMETRÍA DE INTERCAMBIADORES

Para la determinación de las longitudes necesarias de los carriles de cambio de velocidad se consideró la 130km/h como velocidad directriz sobre la calzada de la AP01 y las siguientes velocidades en la altura de las narices de las isletas separadoras de tránsito emplazadas de entrada o salida, en función del tipo de geometría analizada previamente:

- Ramas de giro directas: 50km/h
- Ramas semi-directas: 60km/h
- Rulos: 40km/h
- Ramas de ingreso y egreso a estación de servicio: 60km/h

Tomando como base el manual “Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial” (2010) de la Dirección Nacional de Vialidad se consideraron las siguientes longitudes mínimas a garantizar:

- Aceleración de 60 km/h a 130 km/h: 380m de los cuales 110m corresponden a cuña.
- Aceleración de 50 km/h a 130 km/h: 440m de los cuales 110m corresponden a cuña.
- Aceleración de 40 km/h a 130 km/h: 485m de los cuales 110m corresponden a cuña.
- Desaceleración de 130 km/h a 60 km/h: 185m de los cuales 80m corresponden a cuña.
- Desaceleración de 130 km/h a 50 km/h: 210m de los cuales 80m corresponden a cuña.

Aquellas narices que no cuenten o cuenten con cordones deteriorados y/o que quedaron por debajo de la cota de rasante se han planteado modificar, de modo que se construyan cordones de alturas variables en función de los detalles de Plano tipo OB-2 de la sección “Atlas” del manual “Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial” (2010) de la Dirección Nacional de Vialidad. De dicha sección se tomaron de referencias los detalles de la Figura 27 y de la Figura 28.

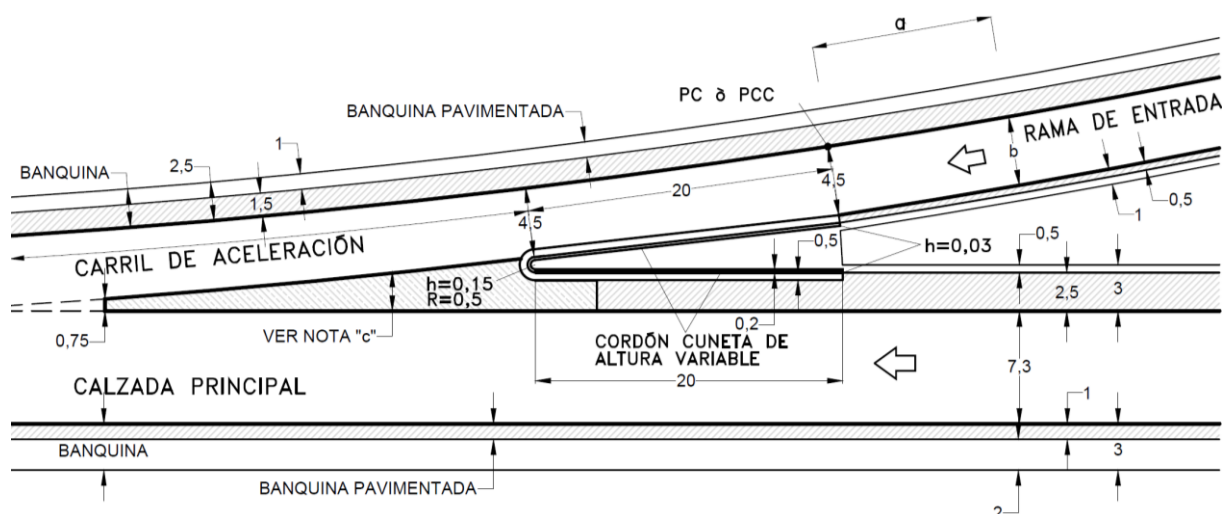


Figura 27. Esquema de nariz en rama de entrada según Plano tipo OB-2 de la sección “Atlas” del manual “Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial” (2010) de la Dirección Nacional de Vialidad.

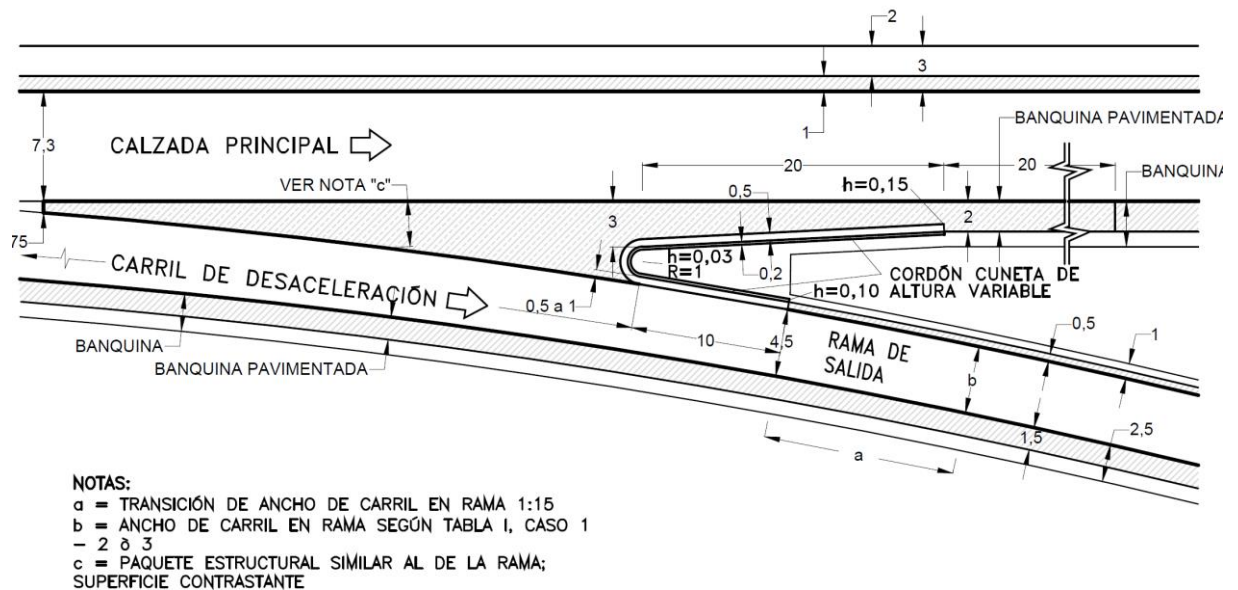


Figura 28. Esquema de nariz en rama de salida según Plano tipo OB-2 de la sección “Atlas” del manual “Normas y Recomendaciones de Diseño Geométrico y Seguridad Vial” (2010) de la Dirección Nacional de Vialidad.

2.7.8 SISTEMAS DE CONTENCIÓN LATERAL

La instalación de sistemas de contención lateral resulta necesaria a fin de mejorar la seguridad vial de los usuarios y proteger las instalaciones. Para el análisis y cuantificación de longitud necesaria de sistemas de contención lateral se ha considerado el “Manual de sistemas de contención lateral” (2018), elaborado por la Dirección Nacional de Vialidad.

Las condiciones del tramo que se consideran en el análisis corresponden son:

- Tipo de carretera: autopista rural
- Velocidad directriz: 130km/h
- Volumen del tránsito: en todos los tramos es mayor a los 5.000 v/d (informe en expediente 16108-0005333-4).

De acuerdo a la **Tabla 5** del manual citado y a las condiciones de la vía, la **distancia mínima libre de obstáculos** exigida es de 15m medidos desde el borde de la calzada.

Asimismo, para objetos fijos que no cumplen la distancia mínima, se recomienda la instalación de sistemas de contención lateral de las siguientes características:

- Nivel de contención: H1 (o H2, en función de experiencia y disponibilidad)
- Ancho de trabajo: W3 ($0,8 < W \leq 1,0$ m), compatible con el espacio disponible
- Índice de severidad: A (preferentemente)

Por otro lado, de acuerdo a la tabla 8 del manual citado y para una velocidad de 130 km/h y TMDA > 5000 v/d, la longitud geométrica mínima en el sentido de circulación (LGS) es de 95

m. A lo cual se le adiciona ello se adiciona: 4m de LGO en sentido opuesto y 8m en cada extremo para transición. Por lo que la longitud mínima queda definida del siguiente modo:
Longitud total mínima del sistema: 95 m (LGS) + 4 m (LGO) + 2 × 8 m (extremos) = 115m

Según cada caso puntual, a la longitud mínima se le debe sumar la longitud del objeto que se debe proteger. Algunos de los elementos considerados para la instalación de sistemas de contención lateral fueron: estribos de puentes, columnas de iluminación, columnas de radares, pórticos, ménsulas, entre otros.

En el caso de pilas de puentes, dada la cercanía con los terceros carriles y que el mismo conforma el “carril rápido” se propuso la instalación de defensas rígidas de hormigón armado.

2.7.9 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL

En virtud del cambio de configuración de las calzadas y de la rehabilitación de los carriles existentes se propone la señalización horizontal conforme al Manual de señalamiento horizontal (2012) de la Dirección Nacional de Vialidad.

Como particularidades se destaca:

- Las líneas de borde de cada calzada serán ejecutadas en espesor de 3mm, y según ETP “Líneas de lluvia 10x10”, a fin de alertar al conductor en caso de sobrepasarla.
- La instalación de bandas logarítmicas en las llegadas a la estación de peaje en pk 22+000, aplicando el esquema de la Figura 29, considerando que las bandas se extenderán en la totalidad del ancho de los tres carriles de cada calzada.
- La ejecución de marcas de niebla, según esquema de Figura 30, en cada uno de los tramos entre intercambiadores de tránsito. Destacándose también que en el caso de aplicación se realizarán según el esquema mencionado para los tres carriles.

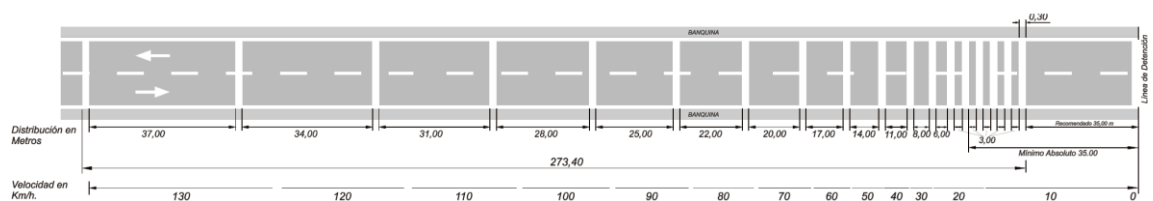


Figura 29. Esquema sin escala de emplazamiento de bandas logarítmicas para reducción de velocidad de 130km/h a la detención. Fuente: Manual de señalamiento horizontal (2012) de la Dirección Nacional de Vialidad.

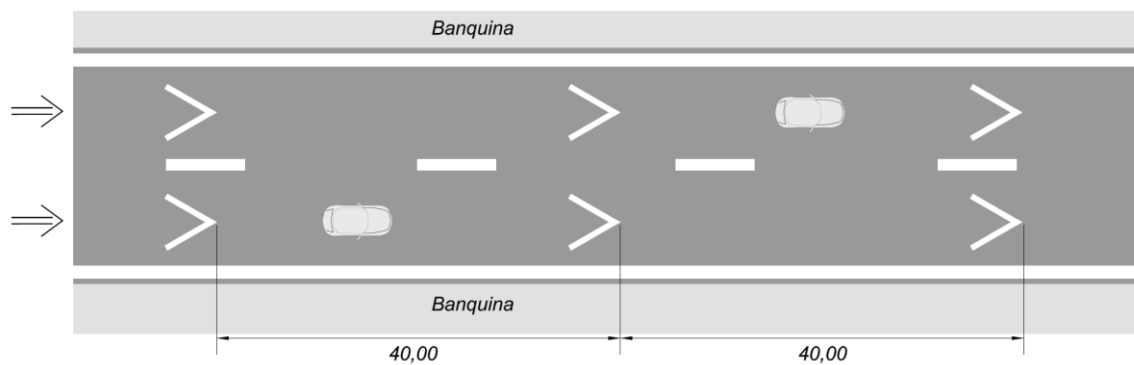


Figura 30. Esquema sin escala de marcas niebla (H.18). Fuente: Manual de señalamiento horizontal (2012) de la Dirección Nacional de Vialidad.

2.7.10 SEÑALIZACIÓN VERTICAL

La señalización vertical fue considerada completamente como nueva, considerando el manual de señalamiento vertical (2017) de la Dirección Nacional de Vialidad. Toda cartelera existente que sea removida quedará como propiedad de la DPV.

Para aquellos carteles que van montados sobre postes de madera se contempló la colocación de 2 (dos) unidades por sección, emplazándose uno sobre la banquina externa y otro sobre la banquina interna.

3 MEMORIA DE INGENIERÍA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PAVIMENTOS

3.1 Información de base utilizada

El análisis del tramo para la repavimentación se basó en el estudio desarrollado por la empresa **ITYAC**, en el marco del informe *"Estudios de Auscultación del Estado General de la Autopista Rosario – Santa Fe" en el año 2024*. En dicho estudio se relevaron diversos parámetros del estado superficial y estructural del pavimento, entre los cuales se destacan:

- **Rugosidad longitudinal,**
- **Deflexiones,**
- **Ahuellamientos,**
- **Fisuras y baches,**

Complementariamente se incorporaron los resultados de los estudios realizados por la Dirección de Investigaciones y Ensayos Tecnológicos:

- Calados sobre ambos carriles de circulación en las trochas externas e internas, tanto en la huella como en la entre huella, con estudio del suelo recuperado,
- Calicatas,
- Ensayo DCP,

Además, se consideraron los datos de tráfico proporcionados por la **Dirección General de Programación**.

3.2 Consideraciones generales

3.2.1 Solicitación del tránsito

Para la valoración de las solicitudes del tránsito sobre las calzadas en términos de número "N" de ejes equivalentes de 8,16 tn, se siguen los lineamientos utilizados para proyectos por la D.N.V., mediante los correspondientes coeficientes de efecto destructivo para pavimentos flexibles.

En base a los datos de tránsito proporcionados por la Dirección General de Programación, los cuales fueron ajustados según las siguientes hipótesis:

Se consideró un crecimiento anual del tránsito del 3%.

El tránsito total proyectado se distribuyó entre los carriles con una hipótesis basada en función del número de ejes que se estima solicitarán a la estructura, aplicándose de la siguiente manera:

- 70% en el carril lento (externo), predominante en vehículos pesados,
- 20% en el carril interno existente (rápido),
- 10% en el carril nuevo incorporado (rápido),

Es importante aclarar que los datos de tránsito suministrados por la Dirección General de Programación están organizados en tres tramos distintos a los utilizados en este estudio:

- 16+200 a 22+000,
- 22+000 a 29+000,
- 29+000 a 33+500,

Para la evaluación estructural, se extrajeron los datos correspondientes a cada uno de estos tramos, que posteriormente fueron ajustados a los tramos estructurales definidos en este informe.

Tabla 3. Solicitaciones de ejes de 8,2 tn. Carril ascendente

RESUMEN N8,2 CARRIL ASCENDENTE - Anuales			
Tramo	1	2	3
Progresiva	16+200 a 22+000	22+000 a 29+100	29+100 a 33+500
N8,2 carril externo	2.565.633,84	3.002.123,30	3.461.379,96
N8,2 carril rapido	733.038,24	857.749,51	988.965,70
N8,2 Tercer carril	366.519,12	428.874,76	494.482,85

RESUMEN N8,2 CARRIL ASCENDENTE - A 10 años			
Tramo	1	2	3
Progresiva	16+200 a 22+000	22+000 a 29+100	29+100 a 33+500
N8,2 carril externo	29.761.352,51	34.824.630,24	40.152.007,53
N8,2 carril rapido	8.503.243,57	9.949.894,35	11.472.002,15
N8,2 Tercer carril	4.251.621,79	4.974.947,18	5.736.001,08

Tabla 4. Solicitaciones de ejes de 8,2 tn. Carril descendente

RESUMEN N8,2 CARRIL DESCENDENTE - Anuales			
Tramo	1	2	3
Prog.	16+200 a 22+000	22+000 a 29+100	29+100 a 33+500
N8,2 carril externo	2.314.788,73	2.812.357,89	3.593.553,86
N8,2 carril rapido	661.368,21	803.530,83	1.026.729,67
N8,2 Tercer carril	330.684,10	401.765,41	513.364,84

RESUMEN N8,2 CARRIL DESCENDENTE - A 10 años			
Tramo	1	2	3
Prog.	16+200 a 22+000	22+000 a 29+100	29+100 a 33+500
N8,2 carril externo	25.462.675,98	32.623.351,53	41.685.224,74
N8,2 carril rapido	7.275.050,28	9.320.957,58	11.910.064,21
N8,2 Tercer carril	3.637.525,14	4.660.478,79	5.955.032,11

3.2.2 Otras consideraciones

Para el análisis se diferenciaron los carriles en sentido ascendente (Rosario – Santa Fe) y descendente (Santa Fe – Rosario). A su vez, dentro de cada sentido se distingue un carril externo, denominado carril lento, y un carril interno, denominado carril rápido. El carril lento es el que soporta el mayor número de ejes debido a la circulación predominante de vehículos pesados.

Dado que la estructura del pavimento no presenta un comportamiento homogéneo a lo largo de todo el tramo, se procedió a su subdivisión en segmentos utilizando el método de diferencias acumuladas, tomando como base los valores de deflexión. Esta herramienta permitió identificar zonas con respuestas estructurales similares.

Luego, en cada uno de los tramos definidos, se evaluó la capacidad estructural del pavimento existente mediante el procedimiento propuesto por AASHTO, determinando el número estructural efectivo SN_{eff} a partir de las deflexiones informadas y de los espesores obtenidos mediante calicatas y calados.

El análisis estructural de los carriles se realizó inicialmente de forma independiente, considerando por separado el carril externo lento, el carril rápido existente y el tercer carril proyectado. En cada caso, se presentan los resultados obtenidos en función de las condiciones particulares de tránsito y estructura.

Sin embargo, con el objetivo de lograr una solución de intervención coherente y una carpeta de rodamiento homogénea en todo el ancho de calzada, los resultados individuales fueron posteriormente integrados. Esta integración permite definir la profundidad de fresado y los ajustes necesarios en las estructuras en función del comportamiento conjunto de los tres carriles, garantizando la uniformidad y durabilidad del paquete estructural final.

3.2.3 Estructura existente

La estructura de pavimento original de la autopista está compuesta por un paquete de aproximadamente **10 cm** de suelo arena emulsión, y una superposición de capas de mezcla asfáltica con un espesor total aproximado de **20 cm**.



Imagen 1. Estructura existente. Calado prog. 19+000.

Se debe destacar que, salvo excepciones puntuales en las que se han registrado bacheos o reparaciones localizadas, esta composición se mantiene a lo largo de la extensión estudiada.

3.3 Evaluación: Carril ascendente exterior (carril lento)

Comenzando por el carril ascendente externo, también denominado **carril lento**, el primer paso consistió en **obtener una división en tramos de comportamiento estructural similar**, el gráfico obtenido se presenta a continuación:

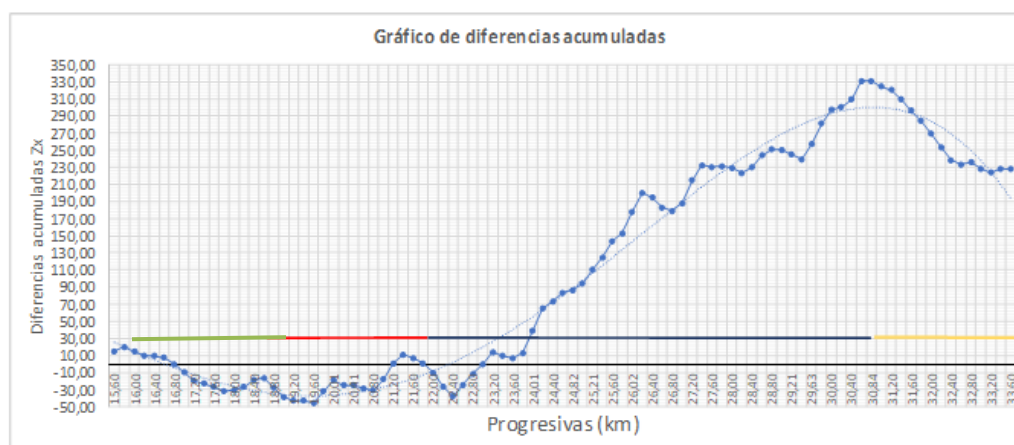


Imagen 2. Gráfico de diferencias acumuladas. Carril ascendente externo.

En base a las tendencias presentadas, se definen los siguientes tramos:

- Tramo 1: Desde prog. 16+200 a 19+200.
- Tramo 2: Desde prog. 19+200 a 22+200.
- Tramo 3: Desde prog. 22+200 a 30+800.
- Tramo 4: Desde prog. 30+800 a 33+500.

A fin de garantizar la representatividad de cada tramo, se verificaron los valores de **desviación estándar** y **coeficiente de variación** de las deflexiones, resultando en todos los casos **valores dentro de los límites aceptables establecidos por AASHTO (coeficiente de variación < 35%)**.

Posteriormente, cada tramo fue evaluado individualmente mediante el procedimiento AASHTO 93, con el objetivo de **determinar el Número Estructural Efectivo** y así estimar la capacidad estructural de la sección existente frente al tránsito de diseño proyectado.

En el siguiente gráfico se presentan los valores resultantes para cada una de las progresivas, incorporando además dos valores de referencia de 3 y 3,5.

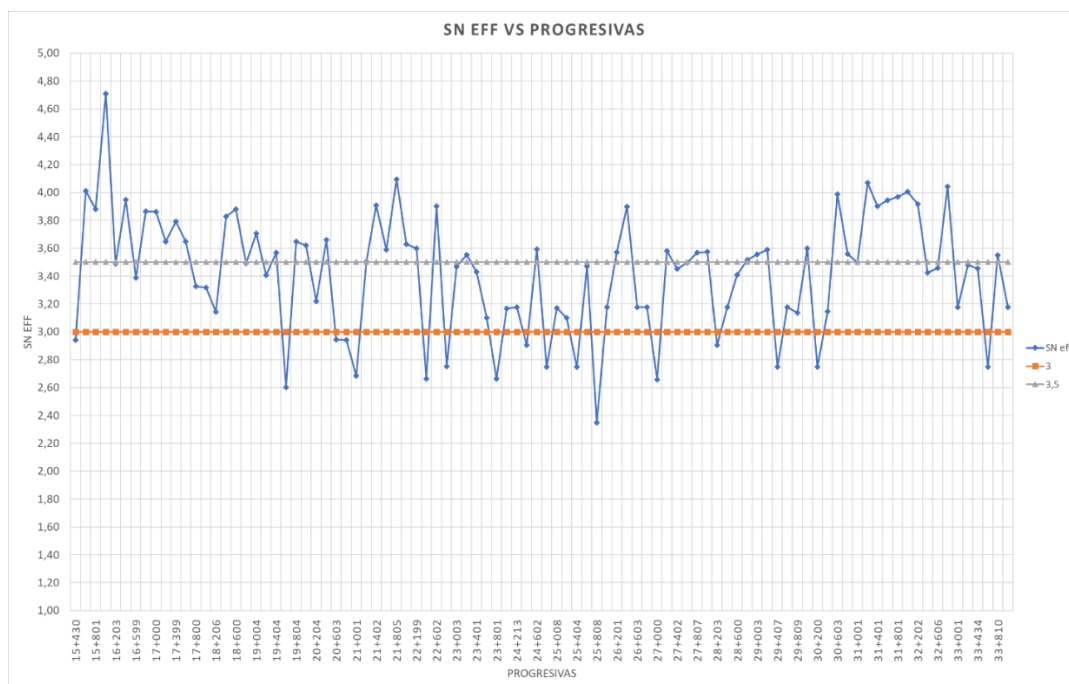


Imagen 3. SN efectivo existente. Carril ascendente externo.

Los valores promedio de Número Estructural Efectivo y del **Módulo Resiliente de la subrasante** estimado para cada uno de los tramos definidos en el carril ascendente externo son:

- 16+200 a 19+200: $SN_{eff} = 3,66$; $Mr = 50$ [MPa].
- 19+200 a 22+200: $SN_{eff} = 3,41$; $Mr = 46$ [MPa].
- 22+200 a 30+800: $SN_{eff} = 3,36$; $Mr = 48$ [MPa].
- 30+800 a 33+500: $SN_{eff} = 3,61$; $Mr = 50$ [MPa].

El módulo resiliente de la subrasante se obtuvo aplicando el procedimiento propuesto por AASHTO, considerando un coeficiente de corrección de **0,33**, recomendado para suelos finos.

Estos valores de Mr se comparan con los obtenidos por la empresa DIYET a partir de los ensayos DCP realizados en las zonas donde se extrajeron calados. Para esta estimación se utiliza la correlación empírica recomendada por el IMAE:

$$MR = \frac{200}{\sqrt{DN}}$$

Donde DN representa el número promedio de milímetros por golpe.

Los valores de número de golpes (**DN**) utilizados para la estimación del módulo resiliente fueron registrados principalmente a una profundidad de **30 cm**, correspondiente al límite inferior del paquete estructural existente.

Cabe destacar que el número de golpes puede variar con la profundidad, dependiendo de las características del suelo y la posible presencia de materiales distintos en niveles

inferiores. Esta variabilidad será considerada en caso de que exista la necesidad de reconstruir el carril y se modifique la profundidad de la subrasante.

En promedio, los valores de módulo resiliente (**MR**) estimados a partir de los ensayos DCP a 30 cm de profundidad para cada tramo son los siguientes:

- Tramo 1: DN= 15 golpes → Mr= 51 [MPa]
- Tramo 2: DN= 17 golpes → Mr= 48 [MPa]
- Tramo 3: DN= 15 golpes → Mr= 51 [MPa]
- Tramo 4: DN= 15 golpes → Mr= 51 [MPa]

Los valores son similares a los obtenidos por el método AASHTO, se adoptan los valores obtenidos por laboratorio para continuar con el estudio.

3.3.1 Determinación de número estructural de diseño

El número estructural necesario se estima en función de la solicitación del tránsito proyectado y de las propiedades del suelo de subrasante, representadas por el módulo resiliente.

Para ello, se utiliza la formulación propuesta por el procedimiento AASHTO, que incorpora factores que consideran la variabilidad y confiabilidad del diseño, tales como:

- El coeficiente de confiabilidad R del 85%.
- La desviación estándar S_0 , que representa la variabilidad en datos de tránsito de 0,44.
- $\Delta\text{Psi} = 4,2 - 2,5 = 1,7$.

Tabla 5. SN de diseño a 10 años. Carril ascendente lento

$S_0 = 0,44$ $R = 85\%$

Número estructural de diseño a 10 años				
Tramo	1	2	3	4
Progresiva	16+200 a 19+200	19+200 a 22+200	22+200 a 30+800	30+800 a 33+500
Mr [Mpa]	51	48	51	51
N8,2	29.761.352,51	34.824.630,24	40.152.007,53	40.152.007,53
SN carril externo	5,58	5,81	5,81	5,81

3.3.2 Rehabilitación calzada

Los valores calculados del número estructural necesario para los tramos analizados resultan elevados, llegando a valores de **5,81**. Por otra parte, el número estructural efectivo estimado a partir del análisis de deflexiones y espesores actuales se encuentra por debajo de **3,60**.

Esta brecha indica que la estructura existente no cuenta con la capacidad suficiente para soportar la carga proyectada, lo que implica la necesidad de aplicar, como mínimo, refuerzos estructurales.

Considerando un fresado de 2 a 3 cm para la eliminación del ahuellamiento, el espesor requerido para el refuerzo es superior a **13 cm** en todos los casos. La realización de un refuerzo de esta magnitud no es recomendable, ya que su comportamiento no se ajusta al concepto de “refuerzo”, sino que se configura como una estructura nueva e independiente, con riesgo de que persistan fallas en las capas inferiores existentes. Además, debe tenerse en cuenta que el gálibo existente en los puentes a lo largo del tramo no admite una elevación de la cota de la rasante de esa magnitud, lo cual representa una limitación técnica adicional para este tipo de intervención.

Adicionalmente, se han detectado sectores puntuales, como en la progresiva **25+000**, donde los calados realizados evidencian la presencia de fisuras en la capa inferior de suelo arena emulsión. También en otros sectores, las fallas afectan capas inferiores de mezcla asfáltica.

Ante esta situación, se plantea la necesidad de una reconstrucción del carril lento en estos tramos, para asegurar la capacidad estructural requerida frente a la magnitud del tránsito proyectado.

3.3.3 Diseño estructural

El diseño estructural de los tramos a reconstruir se desarrollará de acuerdo con la metodología empírica establecida por **AASHTO 1993**.

Una vez definido el paquete estructural por AASHTO, se procederá a su verificación mediante métodos analíticos a partir de la evaluación del comportamiento mecánico del sistema. Para ello, se empleará el software BackViDe, desarrollado por el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE) de la Universidad Nacional de Rosario.

El número estructural SN, queda expresado según indica el punto 2.4.1. Parte II, Capítulo 2, Guía AASHTO '93, como:

$$SN = \sum e_i \times a_i \times m_i$$

Donde:

e_i [cm] = espesor de la capa i de la estructura,

a_i [1/cm] = coeficiente de aporte estructural de la capa i ,

m_i = coeficiente de drenaje de la capa i .

El paquete se estima para los tramos más solicitados entre las prog. 22+200 a 33+500 (tramo 3 y 4):

Tabla 6. Estructura requerida según AASHTO tramos 3 y 4.

AP 01 - TERCER CARRIL

ESTRUCTURA PROPUESTA

TRAMO: 22+200 a 33+800

SECCION: Tercer carril

SN_{NEC}: 5,93

PERFIL ESTRUCTURAL	C.B.R. (%)	Caracterización mecánica			m COEF. DE DRENAJE	a COEF. DE APORTE	d ESPESOR CAPA (cm)	m x a x d APORTE ESTRUCTURAL
		Rc 7d (kg/cm ²)	Estabilidad (kg)	E (Mpa)				
SMA 19					1	0,190	5,00	0,950
CAC AM3					1	0,190	7,00	1,330
Granular con cto.				530	1	0,070	30,00	2,100
Suelo cto				315	1	0,050	30,00	1,500
Subrasante existente				46				
SN =								5,88

Con los mismos parámetros se realiza la verificación en el software:

Tabla 7. Estructura propuesta tramos 3 y 4. BackViDe.

Material Valores por Defecto	Espesor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relación (M/Minf.)	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Maximo (MPa)	Minimo (MPa)
			Tipo	coef_A	coef_B	coef_C						
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730					0,35	Adherida		Dato	8000	300
1 CAC HIMA 19	70	12090					0,35	Adherida		Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	300	700					0,25	Adherida		Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	175	345				1,87	0,40	Adherida		Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	175	185				3,63	0,40	Adherida		Escalor	700	150
3 Subrasante		51					0,40			Dato	200	15

Donde se obtienen los siguientes resultados:

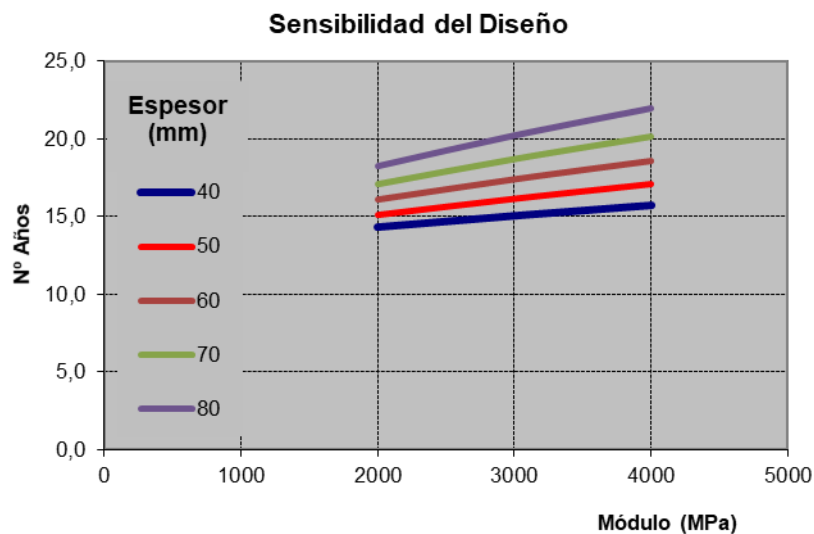


Imagen 4. Verificación y análisis de sensibilidad BackViDe: N° de años admisibles.

La verificación mostró que dicho paquete estructural **supera holgadamente las condiciones de diseño establecidas para 10 años**. Por este motivo, se plantea una **segunda alternativa más económica**, orientada a **reducir los espesores de algunas capas**, que mantenga la verificación estructural para los 10 años de diseño.

Tabla 8. Estructura propuesta tramo 3 y 4.

Material Valores por Defecto	Espesor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relación (M/Minf.)	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Maximo (MPa)	Minimo (MPa)
			Tipo	coef_A	coef_B	coef_C						
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730					0,35	Adherida		Dato	8000	300
1 CAC HIMA 19	70	12090					0,35	Adherida		Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	250	700				2,03	0,25	Adherida		Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345				2,11	0,40	Adherida		Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	150	163				3,63	0,40	Adherida		Escalor	700	150
3 Subrasante		51					0,40			Dato	200	15

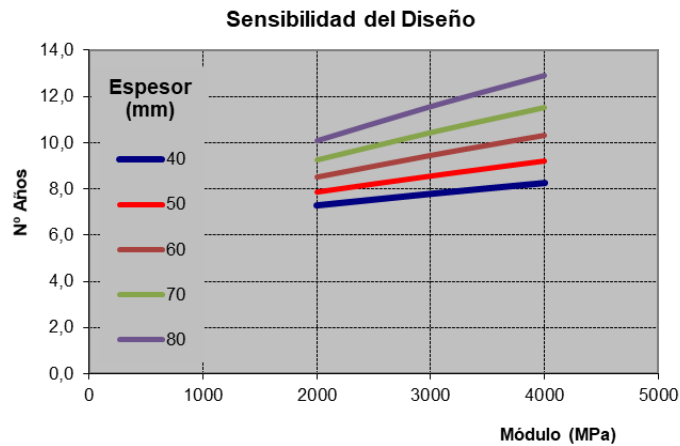


Imagen 5. Resultados BackViDe. N° de años admisibles.

En el análisis aún para el tramo más solicitado se logra una verificación aproximadamente a 10 años para la siguiente estructura:

- 5 cm de carpeta SMA 19.
- 7cm de base AM1.
- 25 cm de estabilizado granular cementado.
- 30 cm de subbase reciclada con cemento.

Se procede a continuación a la verificación de los tramos siguientes para la misma estructura, de manera de lograr una homogeneidad a lo largo del carril:

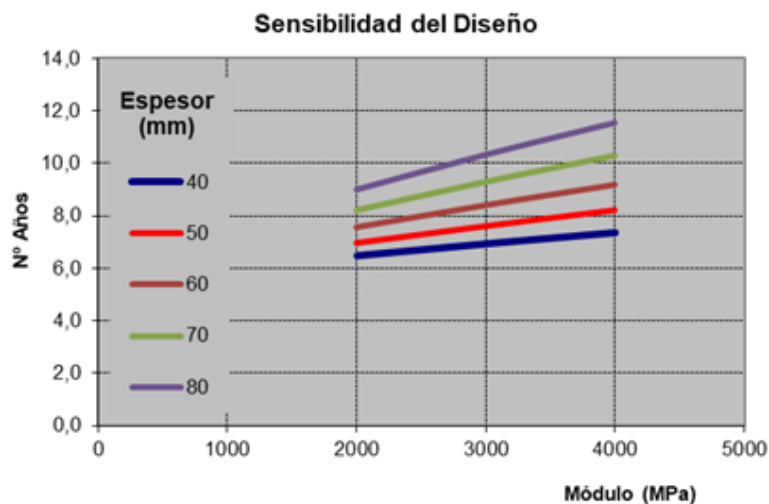


Imagen 6. Verificación estructural prog. 16+200 a 19+200.

Para el tramo 1 se llega a mayores años de vida útil debido a que presenta una subrasante de similares características y el tránsito de diseño es menor.

Respecto al tramo 2, la calidad de subrasante disminuye respecto al resto, pero el tránsito de diseño es menor al de los últimos tramos, obteniéndose resultados similares:

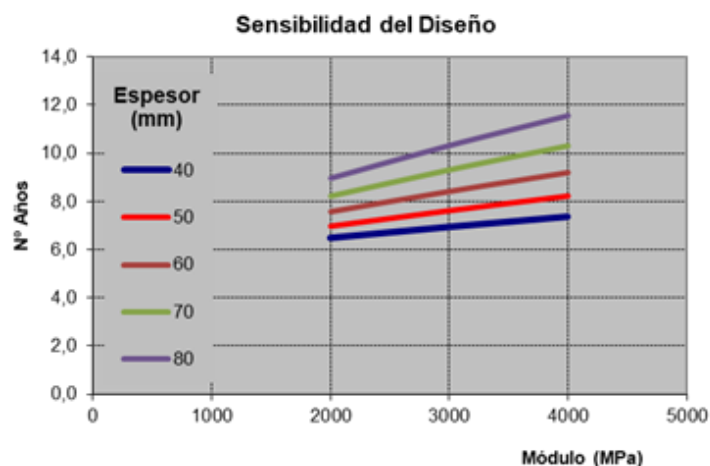


Imagen 7. Verificación estructural prog. 19+200 a 22+200.

3.3.4 Resumen de intervención

Como resultado del análisis realizado, se plantea la siguiente solución estructural unificada para el carril ascendente lento en todo el tramo, la cual consiste en:

- Reciclado de la subrasante con cemento en los 30 cm.
- Estabilizado granular cementado en 25 cm
- Base tipo AM1 de 7 cm de espesor.
- Carpeta de rodamiento tipo SMA 19 de 5 cm.

Dado que la estructura propuesta alcanza una profundidad aproximada de 70 cm, se verificaron los valores de DCP a esa cota para evaluar las características del suelo que actuará como nueva subrasante. Los resultados obtenidos muestran que las condiciones del material a esa profundidad son similares a las previamente analizadas a 30 cm, lo que permite mantener los valores de módulo resiliente adoptados para el diseño estructural.

Con el objetivo de lograr una solución de intervención coherente y una carpeta de rodamiento homogénea en todo el ancho de calzada, el espesor del fresado y, de ser necesario, algún ajuste en los espesores de las capas, serán analizados al finalizar el análisis de los tres carriles.

Cabe aclarar que las zonas adyacentes a los puentes (300 metros antes y después de cada uno) serán analizadas posteriormente como un caso particular debido a la necesidad de garantizar un galibo de 5,20 metros que actualmente no está garantizado.

Dado que este varía entre **4,80 m y 5,05 m**, será necesario realizar un **fresado de mayor espesor al propuesto en el resto de los tramos**. Este requerimiento es puntual y **no justifica extender ese fresado más profundo al resto del tramo intervenido**.

3.4 Evaluación carril ascendente central (ex-interno)

El procedimiento adaptado para el análisis del carril interno es el mismo que para el carril externo, se utiliza el método AASHTO 93, para caracterizar las estructuras a partir de las mediciones del FWD. Se comenzó determinando a partir del método de diferencias acumuladas los siguientes tramos homogéneos:

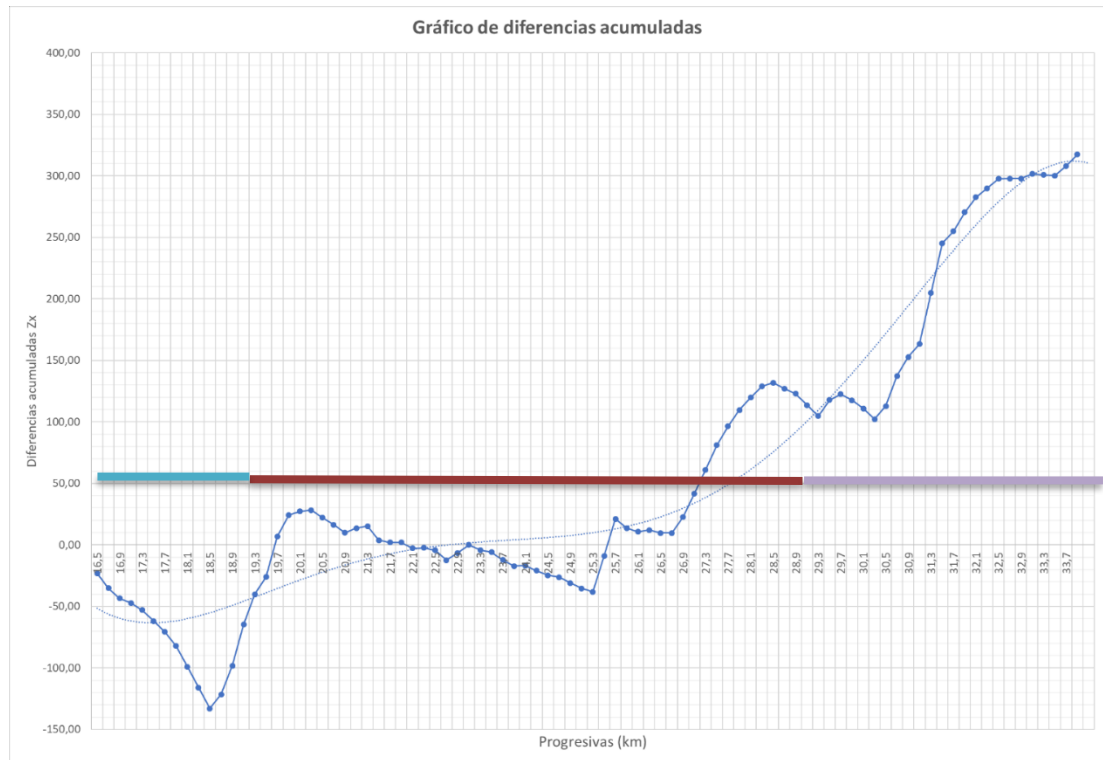


Imagen 8. Diferencias acumuladas. Carril ascendente interno.

Quedando definidos los siguientes tramos:

- Tramo 1: Desde prog. 16+200 a 18+500.
- Tramo 2: Desde prog. 18+500 a 26+700.
- Tramo 3: Desde prog. 26+700 a 33+500.

Se verificaron los indicadores de variabilidad de las deflexiones en cada tramo, encontrándose dentro de los límites aceptables según AASHTO ($CV < 35\%$). Luego, se aplicó el método AASHTO 93 para calcular el Número Estructural Efectivo y evaluar la capacidad estructural ante el tránsito proyectado.

A continuación, se muestran los valores obtenidos para cada progresiva, junto con dos referencias de 3 y 3,5.

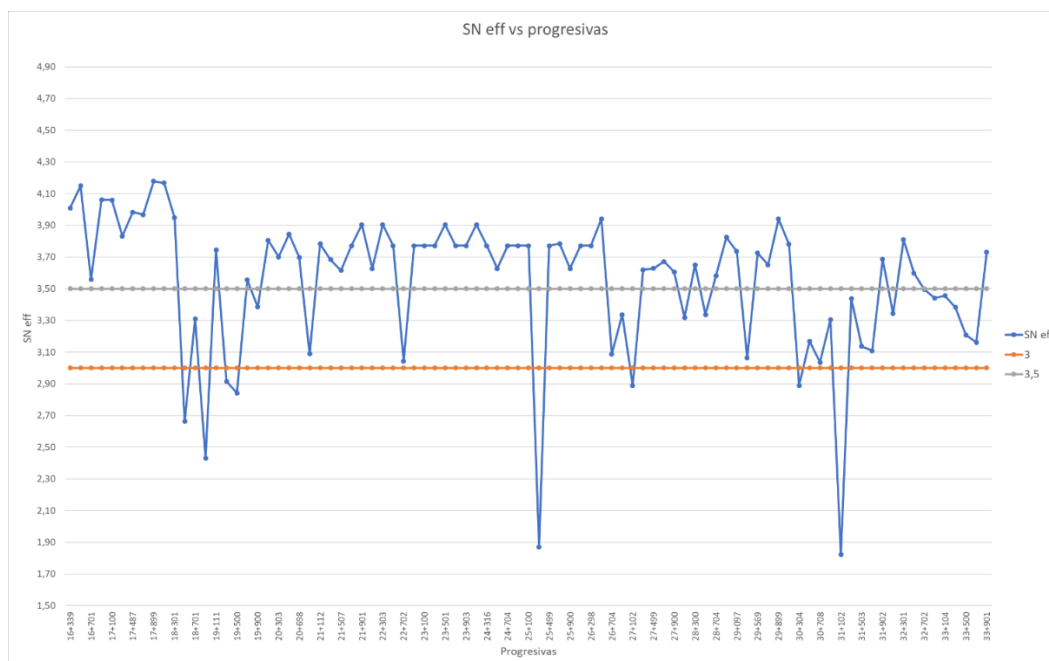


Imagen 9. Número estructural en servicio. Carril ascendente interno.

Los valores promedio de Número Estructural Efectivo y del **Módulo Resiliente de la subrasante** estimado para cada uno de los tramos definidos en el carril ascendente externo son:

- 16+200 a 18+500: $SN_{eff} = 4,02$; $Mr = 60$ [MPa].
- 18+500 a 26+700: $SN_{eff} = 3,56$; $Mr = 48$ [MPa].
- 26+700 a 33+500: $SN_{eff} = 3,40$; $Mr = 45$ [MPa].

Los resultados de laboratorio obtenidos a 30 cm de profundidad para distintas progresivas dentro del carril ascendente interno. En las progresivas 19+000, 24+000 y 27+000 se registraron DN's iguales o menores a 10, lo que corresponde a un módulo resiliente estimado de 63 MPa. En la progresiva 31+000, en cambio, se obtuvo un DN de 15, equivalente a un Mr de 51 MPa. Comparando estos valores con los módulos deducidos mediante el procedimiento AASHTO, se observa que los valores de laboratorio tienden a ser levemente superiores. Por ello, se ajustaron los módulos para cada tramo promediando ambos métodos, obteniéndose los siguientes valores:

- **Tramo 1: Km 16+200 a 18+500:** $Mr = 60$ MPa.
- **Tramo 2: Km 18+500 a 26+700:** $Mr = 55$ MPa.
- **Tramo 3: Km 26+700 a 33+500:** $Mr = 48$ MPa.

3.4.1 Determinación del número estructural de diseño

Con los valores de módulo resiliente definidos, y considerando las condiciones de diseño y tránsito establecidas previamente, se determinó el Número Estructural de diseño para cada tramo mediante el procedimiento AASHTO 1993.

Se mantienen los mismos criterios de confiabilidad y desviación estándar según lo antes mencionado.

Tabla 9. SN de diseño a 10 años. Carril ascendente interno.

$S_0 = 0,44$

$R = 85\%$

Número estructural de diseño a 10 años			
Tramo	1	2	3
Progresiva	16+200 a 18+500	18+500 a 26+700	26+700 a 33+500
Mr [Mpa]	60	55	48
N8,2	8.503.243,57	9.949.894,35	11.472.002,15
SN carril externo	4,46	4,67	5,00

En base a los resultados obtenidos y estudiando los cuencos característicos de cada uno de los tramos se requiere un refuerzo estructural con fresado de:

- Tramo 1: Fresado en 2cm y refuerzo en 4cm.
- Tramo 2: Fresado en 2cm y refuerzo en 8cm.
- Tramo 3: Fresado en 2cm y refuerzo en 9cm.

Si bien estructuralmente no se requiere una intervención adicional en este sector, podría surgir la necesidad de incorporar un nuevo tramo de rehabilitación entre las progresivas 18+500 y 21+000, dado que se han identificado fisuras. En este caso, se recomienda realizar un fresado de 6 cm de profundidad (correspondiente a la profundidad de las fisuras), seguido de la ejecución de una nueva base y carpeta asfáltica (en coincidencia con el carril lento), con el objetivo de garantizar la durabilidad y homogeneidad del pavimento rehabilitado en ese sector:

- Entre prog. 18+500 a 21+000 → Fresado en 6 cm y hacer base en 7 cm, más carpeta en 5 cm.

3.5 Tercer carril: nuevo carril interno

Para el nuevo carril ascendente interno, se cuenta con estudios de laboratorio realizados sobre la subrasante mediante los ensayos DCP y LWD. A partir de estos resultados se estima el módulo de la subrasante, el cual, junto con la estimación de las solicitaciones de tránsito esperadas para este sector, permite definir un paquete estructural acorde a las exigencias del diseño.

En este análisis se consideran los valores obtenidos con DCP para profundidades mayores a los 40 cm, ya que se plantea una excavación de caja mínima con esa profundidad. Esto permitiría mantener la subrasante existente, dado que los resultados del suelo entre los 40 y 50 cm son satisfactorios, y construir sobre ella una estructura compuesta por subbase reciclada con suelo cemento, estabilizado granular, base y carpeta asfáltica.

En función de los valores obtenidos en los ensayos DCP y los tramos de tránsito considerados, se definieron tres sectores para el diseño del nuevo carril, adoptando un valor representativo de DN (número de golpes) en cada uno:

- **Tramo 1:** del km 16+200 al km 22+000. **DN = 35 golpes** → Mr= 34 MPa.
- **Tramo 2:** del km 22+000 al km 31+200. **DN = 30 golpes** → Mr= 36 MPa.
- **Tramo 3:** del km 31+200 al km 33+500. **DN = 15 golpes** → Mr= 50 MPa.

De esta manera y según el tránsito solicitado resultan los siguientes tramos, con sus respectivos números estructurales de diseño a 10 años.

Tabla 10. SN de diseño a 10 años. Tercer carril.

So = 0,44 R = 85%

Número estructural de diseño a 10 años			
Tramo	1	2	3
Progresiva	16+200 a 22+200	22+200 a 31+200	31+200 a 33+500
Mr [Mpa]	34	36	50
N8,2	4.251.621,79	4.974.947,18	5.736.001,08
SN carril externo	4,85	4,87	4,44

3.5.1 Diseño estructural

3.5.1.1 Tramo 1 (Km. 16+200 a 22+200)

Tal como se realizó en el carril lento, se procede al diseño estructural del nuevo carril interno propuesto siguiendo la metodología empírica de **AASHTO 1993**, utilizando los módulos resilientes de subrasante estimados y considerando los tramos de tránsito definidos. Los paquetes estructurales resultantes se **verifican posteriormente mediante el software BackViDe**.

Tabla 11. Estructura de pavimento método AASHTO. Tercer carril – tramo 1 (Km. 16+200 a 22+200)

AP 01 - TERCER CARRIL								
E ESTRUCTURA PROPUESTA						SN NEC: 4,87		
TRAMO: 16+200 a 22+200								
SECCION: Tercer carril		Caracterización mecánica						
PERFIL ESTRUCTURAL	C.B.R. (%)	Rc 7d (kg/cm²)	Estabilidad (kg)	E (Mpa)	m COEF. DE DRENAJE	a COEF. DE APOORTE	d ESPESOR CAPA (cm)	m x a x d APOORTE ESTRUCTURAL
SMA 19					1	0,190	5,00	0,950
CAC AM3					1	0,190	6,00	1,140
Granular con cto.				530	1	0,070	20,00	1,400
Suelo cto				315	1	0,050	30,00	1,500
Subrasante mejorada								
						SN =		4,99

Como resultado del análisis, se propone un paquete estructural compuesto por:

- Subbase reciclada con cemento en 30 cm,
- Base de estabilizado granular cementado en 20 cm,
- Base de mezcla asfáltica CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5cm,

Esta estructura se verifica en BackVide:

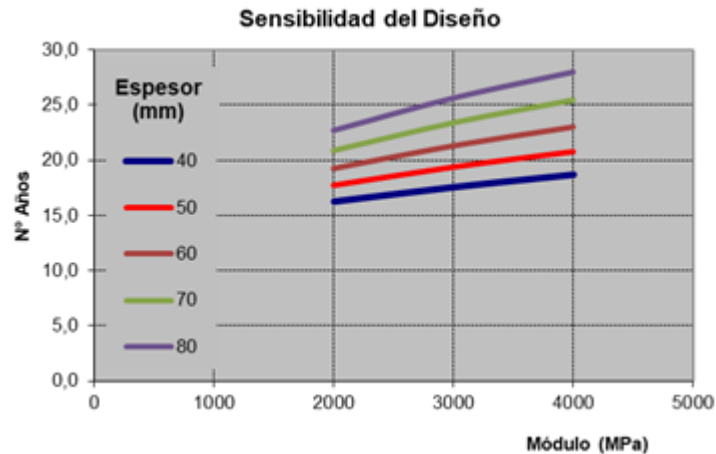


Imagen 10. Verificación por BackViDe. Tercer carril – Tramo 1.

Del análisis realizado en **BackViDe**, se observa que la estructura propuesta anteriormente permite alcanzar una **vida útil de hasta 20 años** bajo las condiciones de tránsito y subrasante consideradas. No obstante, a continuación, se plantea una **estructura alternativa, más económica**, con el objetivo de cumplir una **vida de diseño de 10 años**.

Tabla 12. Alternativa a estructura. Tercer carril – Tramo 1.

Estructura		Sugerir módulos (hz,T,fis)				Grado de fisuras 0		Número de capas		6		
Material	Espesor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relación	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Máximo (MPa)	Mínimo (MPa)
Valores por Defecto			Tipo	coef_A	coef_B	coef_C	(M/Minf)					
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730						0,35	Adherida	Dato	8000	300
1 CAC D 19 AM3	50	5410						0,35	Adherida	Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	200	700					4,90	0,25	Adherida	Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345					3,20	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	150	108					3,20	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Subrasante		34						0,40		Dato	200	15

Reduciendo el espesor del estabilizada granular a 20 cm, se obtienen los siguientes resultados:

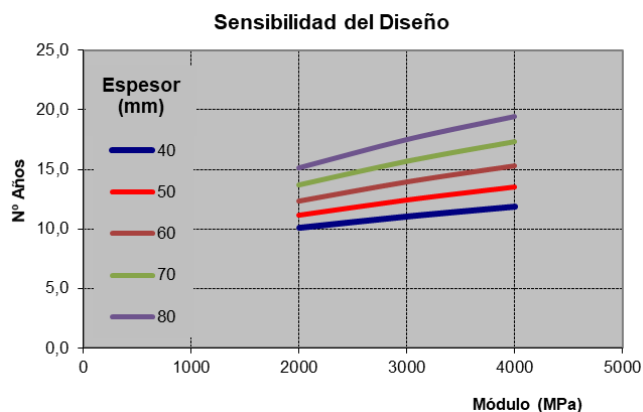


Tabla 13. Verificación estructura alternativa. Tercer carril – Tramo 1.

Con lo que resulta aceptable para el primer tramo entre las progresivas 16+200 a 22+000.

3.5.1.2 Tramo 2 (22+200 a 31+200)

Se verifica la misma estructura para el tramo 2, ya que según AASHTO resulta con el mismo número estructural:

Tabla 14. Estructura alternativa propuesta. Tercer carril – Tramo 2 (Km. 22+200 a 31+200)

Estructura		Sugerir módulos (hz, I, ts)			Grado de fleuras 0			Número de capas 6				
Materia	Espe	Módulo	Ecuación Mr			Relación	Poisson	Interfaz	Año de	Criterio	Maximo	Minimo
Valores por Defecto	so	(MPa)	Tipo	coef A	coef B	coef C	(M/Mint.)		construc.	Modular	(MPa)	(MPa)
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730						0,35	Adherida	Dato	8000	300
1 CAC D 19 AM3	50	5410						0,35	Adherida	Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	200	700					4,90	0,25	Adherida	Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345					3,00	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	150	115					3,20	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Subrasante	36							0,40		Dato	200	15

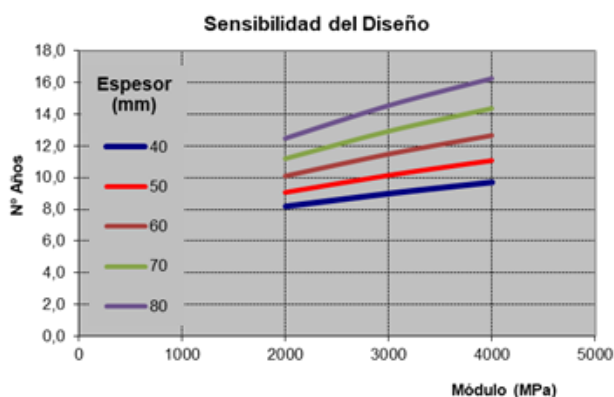


Imagen 11. Verificación de alternativa en BackViDe. Tercer carril – Tramo 2.

Por lo tanto, reduciendo el espesor del estabilizado granular cementado a 20cm y con una base CAC AM3 de 5cm, y carpeta SMA 19 del mismo espesor se logran resultados óptimos para 10 años.

3.5.1.3 Tramo 3 (Km. 31+200 a 33+500)

Respecto al último tramo, entre las progresivas 31+200 a 33+500, es el sector con mayor tránsito, pero con suelo de subrasante de mejor calidad, por lo tanto, el número estructural resulta menor. Se verifica entonces la misma estructura a fin de mantener una solución homogénea:

Tabla 15. Estructura alternativa propuesta. Tercer carril – Tramo 3.

Estructura		Sugerir módulos (hz,T,fis)				Grado de fleuras 0		Número de capas		6		
Materia	Espeor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relacion (M/Mint.)	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Maximo (MPa)	Minimo (MPa)
Valores por Defecto			Tipo	coef A	coef B	coef C						
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730						0,35	Adherida	Dato	8000	300
1 CAC D 19 AM3	50	5410						0,35	Adherida	Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	200	700					4,90	0,25	Adherida	Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345					2,15	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	150	160					3,20	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Subrasante	50							0,40		Dato	200	15

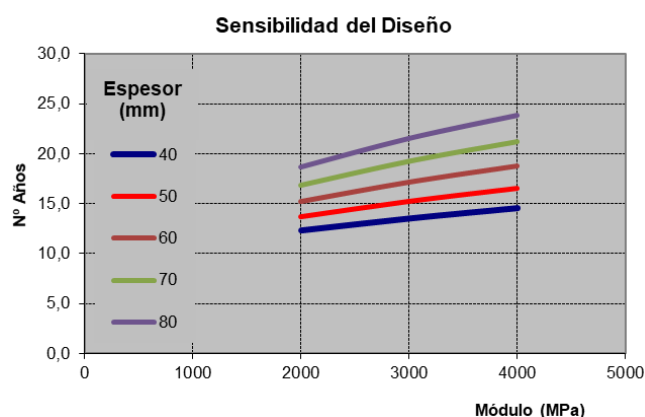


Imagen 12. Verificación por BackViDe.

En consecuencia, permitirá cubrir las demandas previstas para un periodo de aproximadamente 15 años.

3.5.2 Resumen de intervención

Con los resultados expuestos, la solución estructural resulta homogénea para todo el tramo:

- Subbase reciclada con cemento en 30 cm,
- Base de estabilizado granular cementado en 20cm,
- Base tipo AM3 de 5 cm de espesor,
- Carpeta de rodamiento tipo SMA 19 de 5cm.

3.6 Carril ascendente – Diseño estructural resultante

Una vez definidas las soluciones necesarias para cada uno de los carriles, se avanza en la búsqueda de una alternativa de intervención que sea ejecutable en obra. Para ello, se procura compatibilizar los distintos paquetes estructurales mediante ajustes que contemplen espesores de fresado racionales y constructivamente viables. Asimismo, tal como se mencionó anteriormente, se busca lograr una carpeta de rodamiento continua del tipo SMA a lo largo de todo el ancho de la calzada, favoreciendo la uniformidad superficial y el buen desempeño estructural y funcional del conjunto.

En base a esta premisa, y teniendo en cuenta las restricciones existentes en determinados sectores del trazado, se definieron dos tipos de intervenciones, esto se debe a la presencia de puentes existentes cuyo gálibo no cumple con los requerimientos actuales, y por tanto no admiten un aumento en la altura del paquete estructural.

- Intervención tipo I (fuera de la zona de puentes): Para los tramos comprendidos entre las progresivas 16+200 a 19+800, 20+400 a 23+900, 24+300 a 30+200 y 30+800 a 33+200.

- Carril externo:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 7 cm,
 - Estabilizado granular cementado en 25 cm,
 - Reciclado con cemento en 30 cm.

Se requiere como tarea previa un fresado en 30 cm de la estructura existente.

- Carril central:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm.

Como tarea previa y para borrado del ahuellamiento existente se plantea un fresado en 5 cm.

- Carril interno (tercer carril) y nueva banquina interna en 1,50m:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
 - Estabilizado granular cementado en 20 cm,
 - Reciclado con cemento en 30 cm.

Para la materialización del mismo será necesario sobre la banquina existente una excavación de caja en 23 cm.

- Banquina externa:
 - Carpeta de rodamiento CAC 19 AM3 en 5 cm,
 - Base CAC 19 AM3 en 5 cm,
 - Reciclado con cemento en 20 cm.

Se deberá realizar un fresado en 3cm sobre lo existente.

- Intervención tipo II (zona de puentes): Por otra parte, para los segmentos entre las progresivas 19+800 a 20+400, 23+900 a 24+300 y 30+200 a 30+800 se definió una **solución diferenciada a fin de llevar los gálibos a, como mínimo 5,10m para lo cual hay que llevar la rasante actual 25 cm por debajo.**

- Carril externo:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 7 cm,
 - Estabilizado granular cementado en 25 cm,
 - Reciclado con cemento en 30 cm.

A fin de lograr la rasante mencionada se debe fresar en 32 cm (espesor completo de la estructura existente) y realizar excavación de caja en 30 cm.

- Carril central:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,

- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
- Estabilizado granular cementado en 23 cm,
- Reciclado con cemento en 30 cm.

El fresado necesario es de 32 cm y requiere excavación de caja en 28 cm.

- **Carril interno (tercer carril) y banquina interna:**

- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
- Estabilizado granular cementado en 20 cm,
- Reciclado con cemento en 30 cm.

Al no haber estructura existente se requiere excavación de caja en 55 cm para luego con el paquete estructural llegar a la rasante proyectada.

- Banquina externa:
- Carpeta de rodamiento CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Base CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Reciclado con cemento en 20 cm.

Llevará un fresado en 32cm y excavación de caja en 3 cm.

3.7 Evaluación carril descendente: Carril externo lento.

El análisis para el carril descendente externo, también denominado carril lento, se realizó siguiendo la misma metodología aplicada a los carriles anteriores. Al igual que en los otros carriles, se llevó a cabo una subdivisión en tramos con comportamiento estructural homogéneo, utilizando el método de diferencias acumuladas sobre los datos de deflexión.

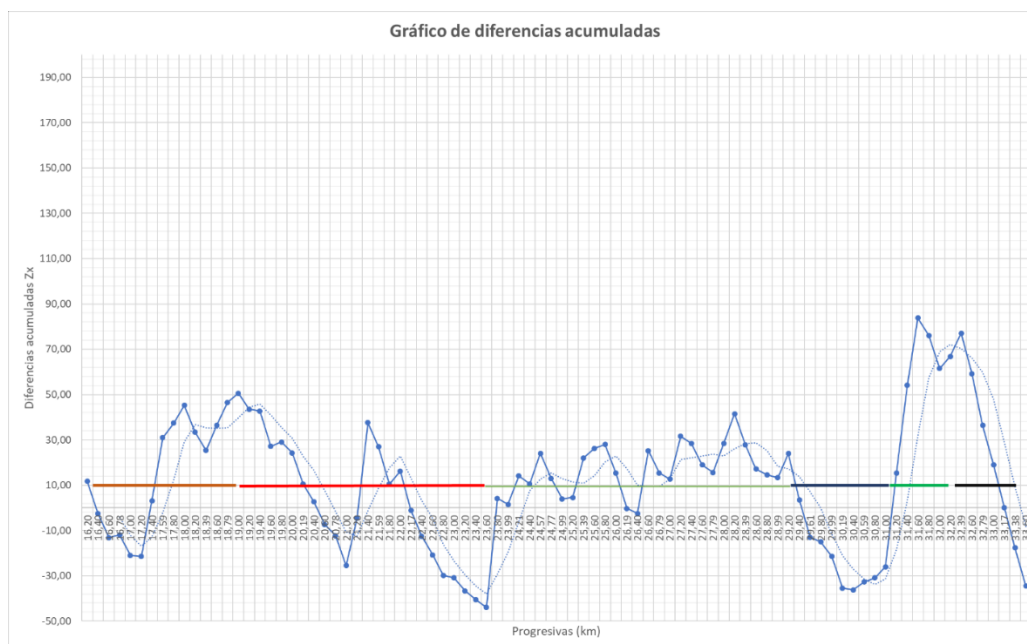


Imagen 13. Gráfico de diferencias acumuladas. Carril descendente externo.

Como resultado de este análisis, se identifican seis tramos:

- Tramo 1: Desde prog. 16+200 a 19+000.
- Tramo 2: Desde prog. 19+000 a 23+600.
- Tramo 3: Desde prog. 23+600 a 29+200.
- Tramo 4: Desde prog. 29+200 a 31+000.
- Tramo 5: Desde prog. 31+000 a 32+200.
- Tramo 6: Desde prog. 32+200 a 33+500.

Para cada uno de estos tramos, se analizaron las deflexiones, calculando a partir de ellas el Número Estructural existente (SN), lo cual permitió evaluar la capacidad estructural actual del paquete. A su vez, se estimó el módulo de reacción de la subrasante (M_r) mediante dos enfoques: uno a partir de las deflexiones, y otro a partir de los valores de penetración dinámica (DCP) informados por el laboratorio. Ambos valores se compararon y, como criterio de diseño, se adoptó el promedio entre ambos para cada tramo. Los resultados de estos análisis se presentan a continuación:

Tabla 16. Resumen de parámetros obtenidos. Carril descendente exterior.

Número estructural de diseño a 10 años						
Tramo	1	2	3	4	5	6
Progresiva	16+200 a 18+000	18+000 a 23+600	23+600 a 29+000	29+000 a 31+000	31+000 a 32+300	32+300 a 33+500
Mr [AASHTO] [Mpa]	44	51	41	41	36	50
Mr [laboratorio] [Mpa]	55	63	55	63	55	55
Mr promedio [MPa]	50	57	48	52	46	53
N _{B,2}	25.462.675,98	32.623.351,53	32.623.351,53	41.685.224,74	41.685.224,74	41.685.224,74
SN existente	3,70	3,90	4,03	4,80	4,04	5,30
SN nec. carril externo	5,50	5,53	5,88	5,88	6,10	5,88

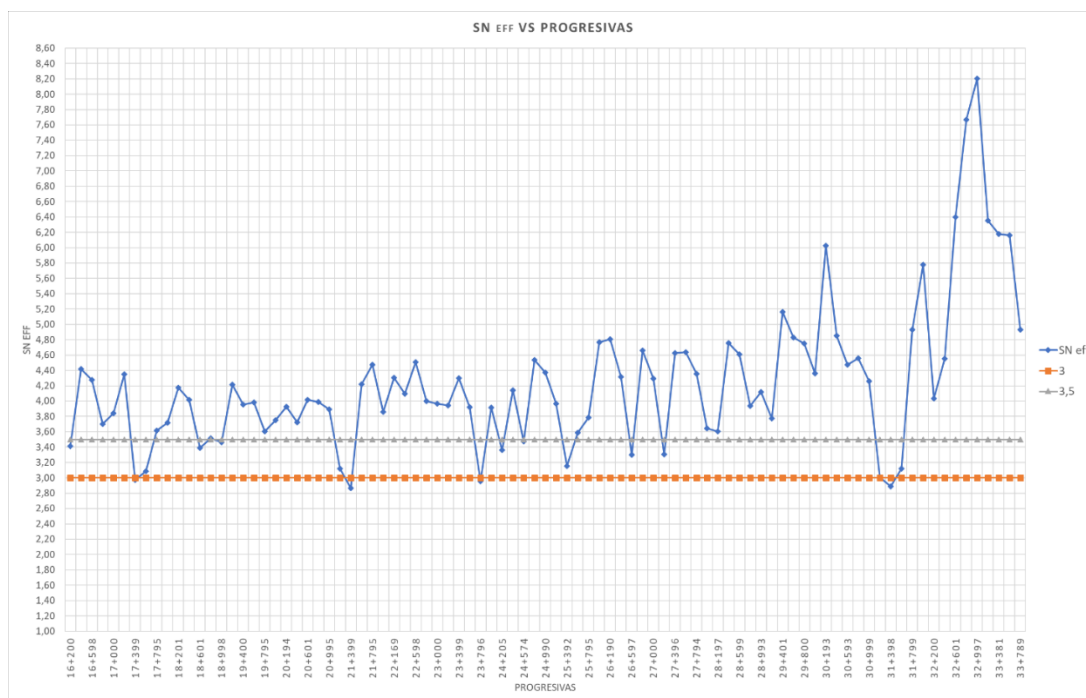


Imagen 14. SN efectivo existente. Carril descendente exterior.

Si bien los resultados obtenidos muestran un comportamiento estructural aceptable en términos del Número Estructural existente, las solicitaciones a las que se encuentra sometido este carril son significativas. Como consecuencia, los espesores de refuerzo requeridos superan los 12 cm en casi todos los tramos. Siguiendo el mismo criterio adoptado para el carril ascendente, no se considera conveniente proyectar un refuerzo de tal magnitud.

No obstante, se identificaron los tramos 4 y 6 (entre prog. 29+200 a 31+000 y prog. 32+300 a 33+500) con una respuesta estructural considerablemente mejor, donde podría evaluarse la posibilidad de ejecutar un refuerzo más liviano y técnicamente viable. Lo necesario en estos tramos sería

- Desde 29+200 a 31+000: Fresado en 2cm y refuerzo en 8cm.
- Desde 32+300 a 33+500: Fresado en 2cm y refuerzo en 4cm.

En el resto de los tramos se plantea la reconstrucción, sugiriendo estructuras a continuación.

3.7.1 Diseño estructural

Para los sectores a reconstruir, al igual que en el análisis realizado para el carril ascendente, se plantea un diseño estructural de pavimento nuevo utilizando el método AASHTO 1993. Posteriormente, la solución propuesta es verificada mediante el método multicapas con el software BackViDe.

3.7.1.1 Tramo 1 y 2 (Km. 16+200 a 23+600)

Iniciando para los tramos 1 y 2 que presentan el mismo número estructural:

Tabla 17. Estructura método AASHTO. Carril descendente lento – tramo 1 y 2.

AP 01 - TERCER CARRIL								
ESTRUCTURA PROPUESTA								
TRAMO: 16+200 a 23+600								
SECCION: Carril descendente lento								
PERFIL ESTRUCTURAL	C.B.R. (%)	Caracterización mecánica			m COEF. DE DRENAJE	a COEF. DE APOORTE	d ESPESOR CARA (cm)	m x a x d APOORTE ESTRUCTURAL
		Rc 7d (kg/cm ²)	Estabilidad (kg)	E (Mpa)				
SMA 19					1	0,190	5,00	0,950
CAC 19 AM1					1	0,190	7,00	1,330
Granular con cto.				530	1	0,059	30,00	1,770
Suelo cto				315	1	0,050	30,00	1,500
SN =								5,55

A continuación, se presenta la verificación estructural de la solución propuesta mediante el método mecanicista.

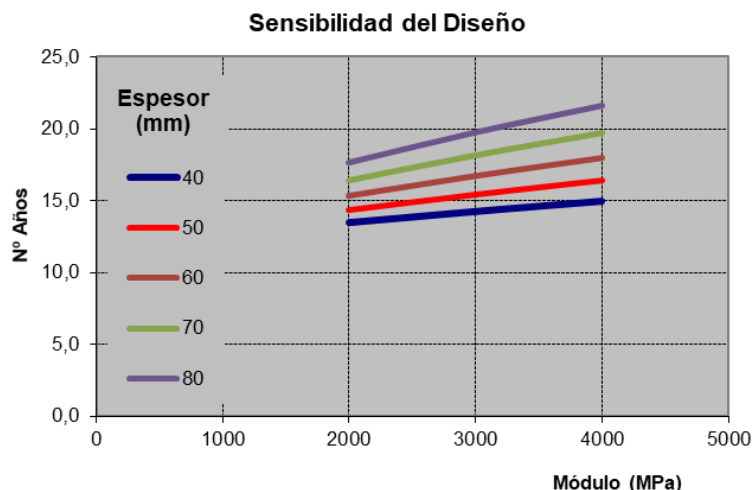


Imagen 15. Verificación mediante BackViDe.

Con el objetivo de optimizar la solución estructural y lograr una alternativa más económica para un período de diseño de 10 años, se plantea un espesor de la base asfáltica AM1 a 5 cm, y del estabilizado granular en 25 cm.

Tabla 18. Alternativa propuesta por BackViDe. Tramos 1 y 2.

Material Valores por Defecto	Espesor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relación (M/Minf.)	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Maximo (MPa)	Minimo (MPa)
			Tipo	coef. A	coef. B	coef. C						
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730					0,35	Adherida		Dato	8000	300
1 CAC HIMA 19	70	12090					0,35	Adherida		Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	250	700					5,75	0,25	Adherida	Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345					1,84	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	150	182					3,20	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Subrasante		57					0,40			Dato	200	15

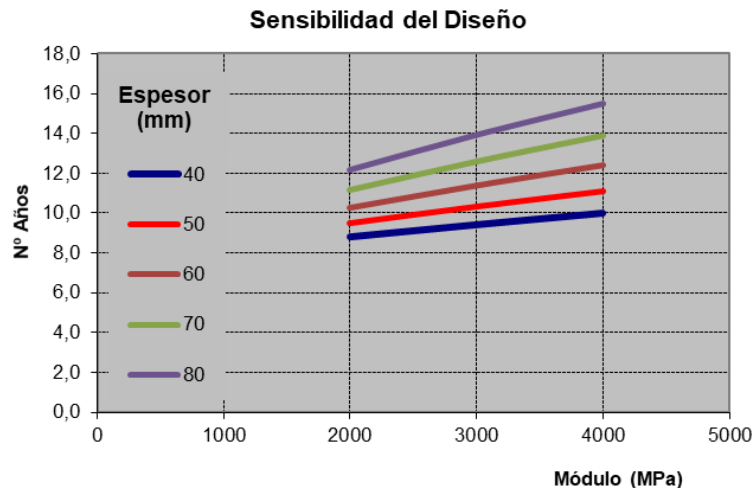


Imagen 16. Resultados para alternativa propuesta. Carril descendente lento: tramos 1 y 2.

Se verificará la misma estructura para los tramos restantes, con el objetivo de lograr una solución homogénea y facilitar la ejecución constructiva.

3.7.1.2 Tramo 3 (Km. 23+600 a 29+000)

A continuación, se presentan los resultados de la verificación para el tramo 3 (23+600 a 29+000), el cual presenta una solicitud anual de ejes equivalente de 2.812.357 y un módulo resiliente (Mr) de la subrasante de 48 MPa.

Tabla 19. Alternativa propuesta. Tramo 3.

Material Valores por Defecto	Espesor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relación (M/Minf.)	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Maximo (MPa)	Minimo (MPa)
			Tipo	coef. A	coef. B	coef. C						
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730					0,35	Adherida		Dato	8000	300
1 CAC HIMA 19	70	12090					0,35	Adherida		Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	280	700					3,20	0,25	Adherida	Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345					2,25	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Suelo Cemento	150	153					3,20	0,40	Adherida	Escalor	700	150
3 Subrasante		48					0,40			Dato	200	15

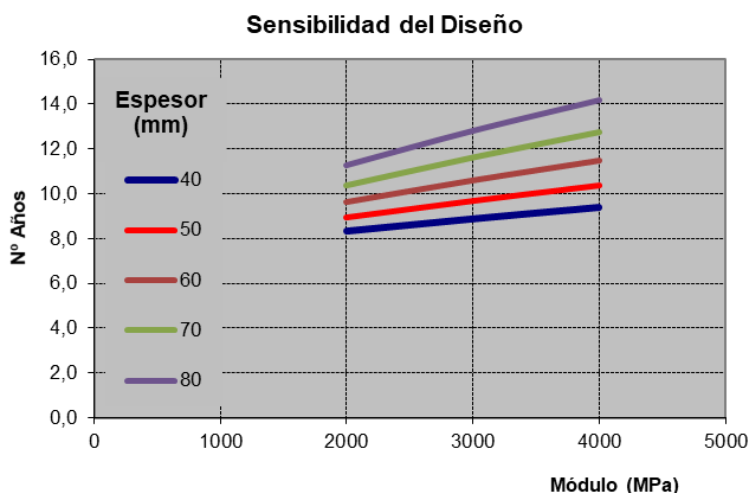


Imagen 17. Resultados alternativa propuesta. Tramo 3.

3.7.1.3 Tramo 5 (Km. 31+000 a 32+200)

Por último, se presenta la verificación estructural correspondiente al tramo 5, comprendido entre las progresivas 31+000 y 32+300.

Tabla 20. Alternativa propuesta. Tramo 5.

Material	Espesor	Módulo (MPa)	Ecuación Mr			Relación (M/Minf.)	Poisson	Interfaz	Año de construc.	Criterio Modular	Maximo (MPa)	Minimo (MPa)
			Tipo	coef A	coef B	coef C						
1 SMA 19 AM3 SF	50	3730					0,35	Adherida		Dato	8000	300
1 CAC HIMA 19	70	12090					0,35	Adherida		Dato	8000	300
4 Estab Granular cen	280	700					3,20	0,25	Adherida	Dato	9000	300
3 Suelo Cemento	150	345					2,35	0,40	Adherida	Escalon	700	150
3 Suelo Cemento	150	147					3,20	0,40	Adherida	Escalon	700	150
3 Subrasante		46					0,40			Dato	200	15

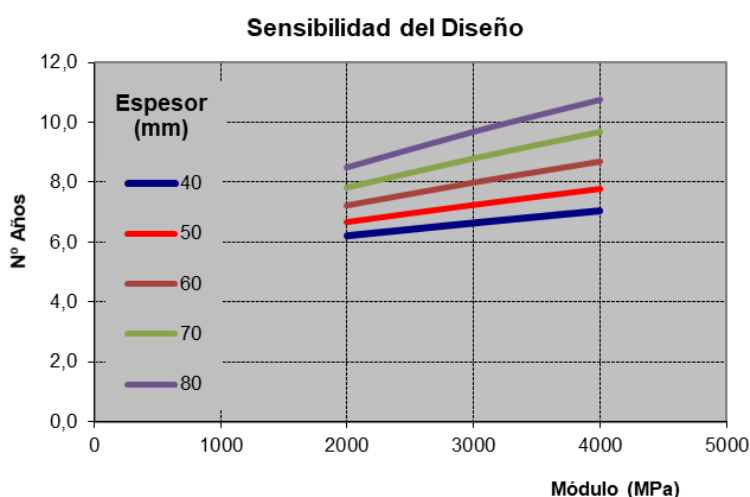


Imagen 18. Resultados alternativa propuesta. Tramo 5.

Debido al aumento del N° de reiteraciones y a la peor calidad de subrasante se debe modificar el paquete para lograr una vida útil de 10 años. Se propone un aumento en el espesor de la base granular cementada a 30 cm, resultando:

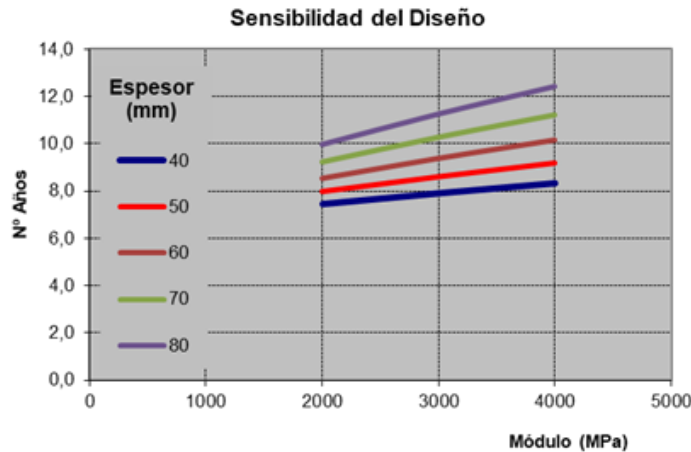


Imagen 19. Alternativa 2 para tramo 5. Carril descendente lento.

Resulta finalmente un paquete con 6cm de carpeta de rodamiento SMA, 7cm de base CAC 19 AM1, 30cm de estabilizado granular cementado y 30 cm de reciclado con cemento.

Se continua con el resto de los carriles del sentido descendente para determinar la intervención final.

3.8 Evaluación carril descendente central (ex-interno)

Para el carril descendente interno se identificaron y delimitaron distintos tramos en función de las características estructurales y los resultados obtenidos a partir de los ensayos de deflexiones.



Imagen 20. Gráfico de diferencias acumuladas. Carril descendente interno.

Resultando tres tramos:

- Tramo 1: prog. 16+200 a 19+500.
- Tramo 2: prog. 19+500 a 26+300.
- Tramo 3: prog. 26+300 a 33+500.

Siguiendo la lógica de análisis adoptada para los demás carriles, se presentan a continuación los resultados obtenidos para cada tramo del carril descendente interno. Para cada uno de ellos se muestran: el módulo resiliente de la subrasante (M_r) estimado según el procedimiento propuesto por AASHTO, el valor obtenido a partir de los ensayos de laboratorio, el Número Estructural existente (SN) y el Número Estructural requerido de diseño.

Tabla 21. Resumen parametros obtenidos. Carril descendente interno.

Número estructural de diseño a 10 años			
Tramo	1	2	3
Progresiva	16+200 a 19+500	19+500 a 26+300	26+300 a 33+500
M_r (AASHTO) [Mpa]	52	56	45
M_r (laboratorio) [Mpa]	55	63	55
M_r promedio [MPa]	54	60	50
$N_{8,2}$	7.275.050,28	9.320.957,58	11.910.064,21
SN existente	3,73	3,80	3,40
SN nec. carril externo	4,49	4,52	4,95

Con esto es posible determinar el espesor de refuerzo necesario para los tramos:

- Tramo 1: Fresado en 2cm y refuerzo en 5cm.
- Tramo 2: Fresado en 2cm y refuerzo en 5cm.
- Tramo 3: Fresado en 2cm y refuerzo en 10cm.

3.9 Tercer carril: Nuevo carril interno

Como resultado de análisis para el nuevo carril interno en el lado descendente resulta la misma estructura que se consideró para el carril ascendente:

- Subbase reciclada con cemento en 30 cm,
- Base de estabilizado granular cementado en 20 cm,
- Base de CAC tipo AM3 en 5 cm,
- Carpeta de rodamiento tipo SMA 19 en 5 cm.

3.10 Carril descendente: Estructura adoptada.

Siguiendo los mismos pasos que para el carril ascendente, se busca una alternativa constructiva que, además de facilitar su ejecución en obra, contemple la obtención de una carpeta de rodamiento SMA homogénea a lo largo de todo el ancho de calzada. En base a esta premisa, teniendo en cuenta los resultados en cada uno de los carriles y

considerando las restricciones que se presentan por los insuficientes gálibos existentes en los puentes, se definieron tres tipos de intervenciones:

- **Intervención tipo I:** (fuera de la zona de puentes): Para los tramos comprendidos entre las progresivas 16+200 a 19+800, 20+400 a 23+900, 24+300 a 30+200

- Carril externo:

- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 7 cm,
- Estabilizado granular cementado en 28 cm,
- Reciclado con cemento en 30 cm.

Se requiere como tarea previa un fresado en 33 cm de la estructura existente.

- Carril central:

- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm.

Como tarea previa y para borrado del ahuellamiento existente se plantea un fresado en 3 cm.

- Carril interno (tercer carril) y nueva banquina interna en 1,50m:

- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
- Estabilizado granular cementado en 20 cm,
- Reciclado con cemento en 30 cm.

Para la materialización del mismo será necesario sobre la banquina existente una excavación de caja en 23 cm.

- Banquina externa:

- Carpeta de rodamiento CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Base CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Reciclado con cemento en 20 cm.

Se deberá realizar un fresado en 3cm sobre lo existente.

- **Intervención tipo II:** Debido a las buenas condiciones y a los refuerzos recientes que ha recibido el carril lento, y en concordancia con lo expuesto en la **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia. ¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, entre las progresivas 31+800 a 33+300 se propone una intervención denominada **Tipo II**, que no implica la reconstrucción del carril externo, sino la ejecución de un refuerzo. En base a ello, el paquete estructural propuesto resulta el siguiente:

- Carril externo:

- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 7 cm.

Se requiere como tarea previa un fresado en 5 cm.

- Carril central:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm.

Como tarea previa y para borrado del ahuellamiento existente se plantea un fresado en 3 cm.

- Carril interno (tercer carril) y nueva banquina interna en 1,50m:
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
 - Estabilizado granular cementado en 20 cm,
 - Reciclado con cemento en 30 cm.

Para la materialización del mismo será necesario sobre la banquina existente una excavación de caja en 23 cm.

- Banquina externa:
 - Carpeta de rodamiento CAC 19 AM3 en 5 cm,
 - Base CAC 19 AM3 en 5 cm,
 - Reciclado con cemento en 20 cm.

Se deberá realizar un fresado en 3cm sobre lo existente.

- **Intervención tipo III:** (zona de puentes): Por otra parte, para los segmentos entre las progresivas 19+800 a 20+400, 23+900 a 24+300 y 30+200 a 30+800 se definió una **solución diferenciada a fin de llevar los gálibos a, como mínimo 5,10 m, esto requiere deprimir la rasante actual en 32 cm, por lo tanto, resulta:**

- **Carril externo:**
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 7 cm,
 - Estabilizado granular cementado en 28 cm,
 - Reciclado con cemento en 30 cm.

A fin de lograr la rasante mencionada se debe fresar en 32 cm (espesor completo de la estructura existente) y realizar excavación de caja en 40 cm.

- **Carril central:**
 - Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
 - Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
 - Estabilizado granular cementado en 23 cm,

- Reciclado con cemento en 30 cm.

El fresado necesario es de 32 cm y requiere excavación de caja en 35 cm.

- **Carril interno (tercer carril) y nueva banquina interna en 1,5m:**

- Carpeta de rodamiento SMA 19 en 5 cm,
- Base asfáltica AM1 HIMA 19 en 5 cm,
- Estabilizado granular cementado en 20 cm,
- Reciclado con cemento en 30 cm.

Al no haber estructura existente se requiere excavación de caja en 62 cm para luego con el paquete estructural llegar a la rasante proyectada.

- Banquina externa:

- Carpeta de rodamiento CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Base CAC 19 AM3 en 5 cm,
- Reciclado con cemento en 20 cm.

Llevará un fresado en 32cm y excavación de caja en 10 cm.

4 ANALISIS HIDRICO Y DIMENSIONAMIENTO DE CAPTACIONES PLUVIALES

4.1 Introducción

La Dirección Provincial de Vialidad (DPV) de la Provincia de Santa Fe impulsa el desarrollo de obras de infraestructura vial bajo un enfoque integral que contemple tanto los requerimientos funcionales del sistema de transporte como las condiciones hidrológicas del entorno. En este sentido, la adecuada captación, conducción y evacuación de los escurrimientos superficiales generados entre calzadas adquiere un rol importante en el diseño vial, ya que condiciona directamente la seguridad, durabilidad y eficiencia operativa del corredor.

En el marco de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa, correspondiente al Tramo: Acceso San Lorenzo Centro (16+200) – Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500), se desarrolló el presente estudio técnico orientado al diseño del sistema de captación pluvial superficial, considerando el régimen de precipitaciones característico de la región, las condiciones topográficas del terreno natural y las características geométricas de la infraestructura vial proyectada.

El trabajo incorpora el análisis detallado de áreas de aporte, generación de caudales de escorrentía sobre superficie permeable, y verificación de la capacidad hidráulica de las bocas de tormenta dispuestas a lo largo del tramo. La evaluación fue realizada mediante herramientas hidrológicas e hidráulicas especializadas (SWMM) y conforme a los lineamientos establecidos por la normativa vigente de la DPV.

Este documento constituye un insumo clave para el dimensionamiento de las obras hídricas del sistema vial, en el marco de una política de infraestructura resiliente y sustentable promovida por la Dirección Provincial de Vialidad.

4.2 Objetivo

El objetivo general del presente estudio es diseñar y verificar el sistema de captaciones pluviales correspondiente al tramo AP-01 – Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa, a fin de garantizar un escurrimiento eficiente de los caudales generados sobre la calzada y prevenir anegamientos que puedan afectar la seguridad vial y la integridad estructural del camino.

En función de este objetivo general, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Delimitar las áreas de aporte que contribuyen con escurrimientos superficiales sobre la calzada y banquetas.
- Estimar los caudales de diseño generados en cada área de aporte, considerando eventos de recurrencia acorde a normativa (hasta 10 años).

- Determinar la cantidad, ubicación y capacidad requerida de las bocas de captación necesarias, en función de la pendiente longitudinal de la traza, el volumen aportado y la eficiencia hidráulica de cada dispositivo.
- Verificar la suficiencia hidráulica del sistema propuesto mediante modelación especializada (SWMM), contemplando las condiciones topográficas y funcionales del entorno.

4.3 Ubicación

El presente estudio se enmarca en el análisis hidráulico de un tramo de la Ruta Provincial AP01 "Brigadier López", comprendido entre las progresivas 16+200 y 34+000 km, en el sector ubicado entre las localidades de San Lorenzo y Andino, en el sur de la Provincia de Santa Fe. Este corredor vial forma parte de una infraestructura estratégica de conexión entre el Gran Rosario y la ciudad de Santa Fe, sirviendo como enlace clave para el tránsito regional, interurbano y de carga. Dentro del tramo analizado, la traza vial presenta intersecciones perpendiculares con dos cursos de agua relevantes en la región:

- El Río Carcarañá, uno de los principales tributarios del sistema fluvial provincial, con un régimen de caudales significativo y una dinámica hidráulica que exige especial atención en cuanto a la protección de obras de cruce.
- El Arroyo San Lorenzo, curso menor en relación al anterior, pero que también representa un punto crítico de escurrimiento superficial, especialmente durante eventos de precipitación intensa.

Ambos cursos de agua son atravesados por la traza de la ruta mediante alcantarillas u obras de arte existentes.

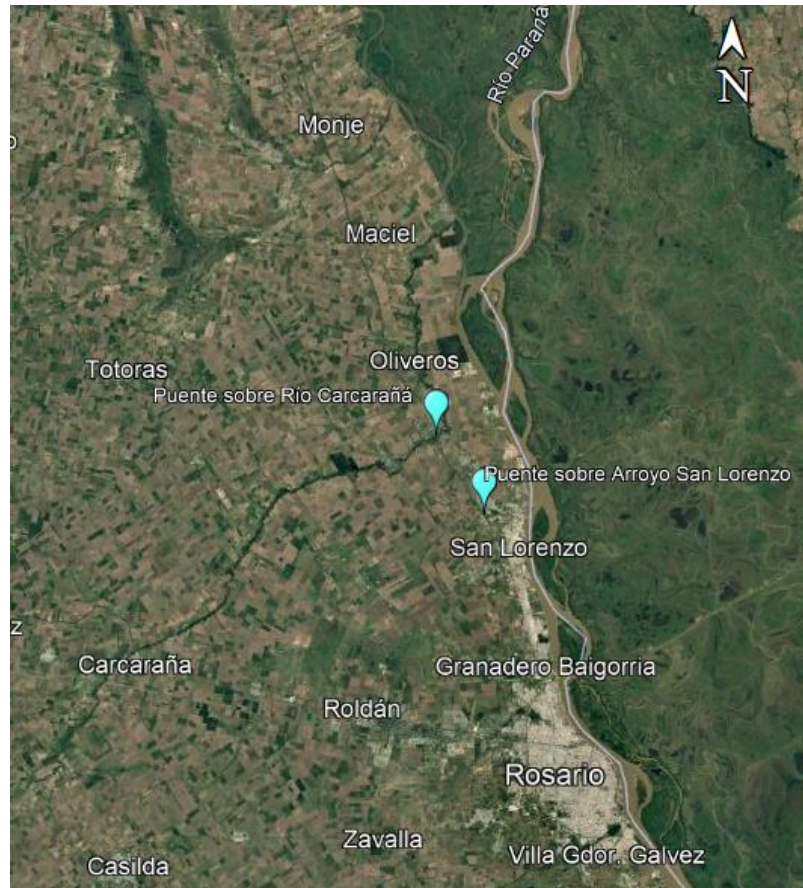


Figura 4.1 – Ubicación General



Figura 4.2 – Ubicación Particular

4.4 Antecedentes y relevamiento

4.4.1 Antecedentes

- Consulta General al Centro de documentación del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Santa Fe.
- Estudio topográfico Arroyo San Lorenzo (MOP, 2005).
- Proyecto Circunvalar Rosario - Obra: Puente R.P. N° 10 Sobre A° San Lorenzo (Arsons Brinckerhoff-Iatasa Ingenieros Consultores Atec Ingenieros Consultores S.A. – Ing. Cornero Consultora S.A., 2006).
- Obra: "Elaboración Del Proyecto Y Ejecución De La Obra Puente Sobre El Arroyo San Lorenzo Y Accesos" - Ciudad De Puerto Gral. San Martin - Provincia De Santa Fe" (Obring, 2018).
- Estudio Geotécnico (Torres y Vercelli S.R.L., 2012).
- Puente Sobre Arroyo San Lorenzo En Avenida San Martin – Puerto San Martin (DPV, 2013).
- Plan Director De Recursos Hídricos De La Cuenca Del Río Carcarañá (Universidad Nacional Del Litoral Facultad De Ingeniería Y Ciencias Hídricas, Septiembre de 2019), comitente Ministerio de Obras Publicas de la Provincia de Santa Fe (ex Ministerio de Infraestructura y Transporte).
- OBRA: Puente sobre Río Carcarañá y accesos, Ruta Provincial N° 26S, Provincia de Santa Fe (Ing. Juso V. Domé, 2008).
- Sistema Nacional de Información hídrica, Secretaria de Obras Públicas, Subsecretaria de Recursos Hídricos, Ministerio de Economía, Nación Argentina (<https://snih.hidricosargentina.gob.ar>).
- Informes de Erosión RN N11 (MOP, 2009).

4.4.2 Relevamiento Topográfico

4.4.2.1 Personal

- El relevamiento de dicho estudio fue realizado por el Departamento de Relevamiento Planialtimetricos de la Direccion de Estudios y Proyectos, DPV Santa Fe.

4.4.2.2 Detalle

- Las tareas de relevamiento se encuentran apropiadamente detalladas en el informe del area.

4.5 Metodología, parámetros y variables generales

Los parámetros y variables utilizados para el análisis de la situación actual y futura se encuentran normalizados, **salvo casos excepcionales que deben ser debidamente justificados**.

A fin de reducir el “formato papel”, logrando no solo agilizar las presentaciones, sino además ser ambientalmente más amigable, a continuación, se incorpora un enlace donde se puede acceder a la “Teoría” de Metodologías-Parámetros-Variables, de Desagües Urbanos y Rurales. En el apartado RESULTADOS, se expondrán lo específico del caso en cuestión.

Enlace: https://drive.google.com/file/d/1iZqtp65xt-ZAHByExlSI1fk-Asi0ryPo/view?usp=drive_link



Figura 4.3 – QR al enlace

4.6 Estrategia de cálculo

4.6.1 Dimensionamiento de Captaciones

El presente estudio se enfoca exclusivamente en el dimensionamiento del sistema de captación superficial (bocas de tormenta) en el tramo correspondiente a la Obra: AP-01 – Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa, comprendido entre el Acceso San Lorenzo Centro (16+200) y el Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500).

El análisis es realizado por personal técnico de la Dirección Provincial de Vialidad (DPV) y se enmarca como estudio complementario a la obra vial, con el objetivo de determinar la cantidad, ubicación y capacidad de captación necesarias para garantizar un drenaje eficiente sobre la calzada y sus márgenes. La estrategia de cálculo incluye las siguientes etapas:

4.6.2 Metodología de cálculo

A partir de la información disponible, tanto preexistente como relevada específicamente para este estudio, se define la siguiente secuencia lógica de cálculo:

- Delimitación del área de influencia de cada captación: Se determina el área tributaria correspondiente a cada sumidero (o conjunto de sumideros), de forma generica considerando características planialtimetricas convencionales para el tipo de traza vial en cuestion.
- Selección del tipo de elemento estructural (captación/sumidero/boca de tormenta): Se adoptará un tipo estandarizado de boca de tormenta, conforme al catálogo de planos tipo de la Dirección Provincial de Vialidad (DPV), el cual se adapte de forma óptima a las condiciones geométricas y funcionales del entorno vial.
- Determinación del caudal a evacuar: Se calculará el caudal de diseño a erogar en cada área de aporte mediante un modelo hidrológico-hidráulico SWMM, considerando las características de la cuenca, el régimen de precipitaciones y el tiempo de concentración.
- Cálculo de la capacidad de captación individual: Se evaluará la capacidad hidráulica de cada tipo de captación seleccionada, en función de su geometría, pendiente longitudinal de la calzada y condiciones de entrada del flujo superficial.
- Cuantificación del número necesario de captaciones: Se determinará la cantidad de bocas de tormenta requeridas para cada tramo en función de la relación entre el caudal a erogar y la capacidad individual de captación, a fin de asegurar un sistema eficiente de evacuación sin generar anegamientos.

4.7 Dimensionamiento de captaciones

4.7.1 Cuencas de aporte

En este apartado se analiza el área de captación o cuenca de aporte asociada al sistema de captación en calzada, específicamente para una configuración con cuneta central. El planteo se realiza de manera conceptual, definiendo una geometría tipo para estimar la capacidad de captación necesaria por medio de módulos de sumidero. A tal efecto, se incluyen imágenes conceptuales que representan las áreas de aporte estimadas para cada captación, adoptándose una configuración representativa con los siguientes parámetros:

- Distancia máxima entre sumideros: 2000 m
- Ancho de boca de cuneta central (B): 15 m
- Ancho de base de cuneta central (b): 10 m

- Altura máxima de anegamiento de cuneta central (h): 1 m

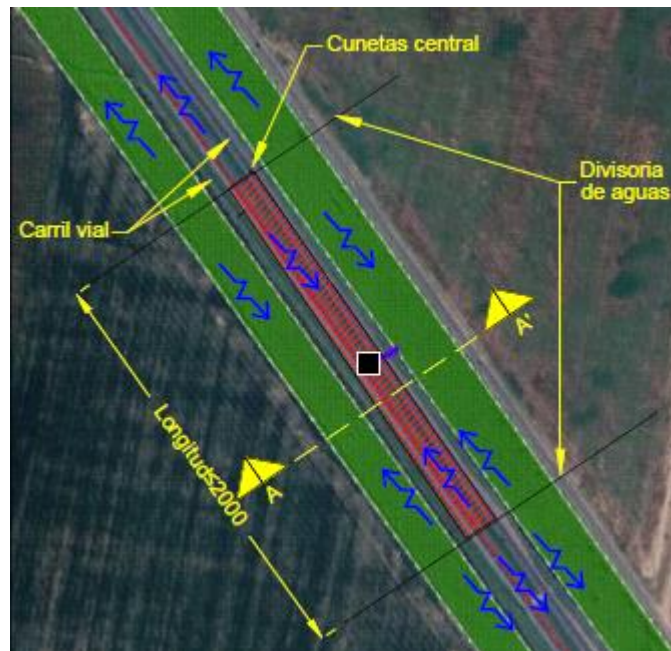


Figura 4.4 – Área de Aporte a sumidero localizado en punto bajo local



Figura 4.5 – Área de Aporte a sumidero localizado en pendiente continua

Corte A - A'

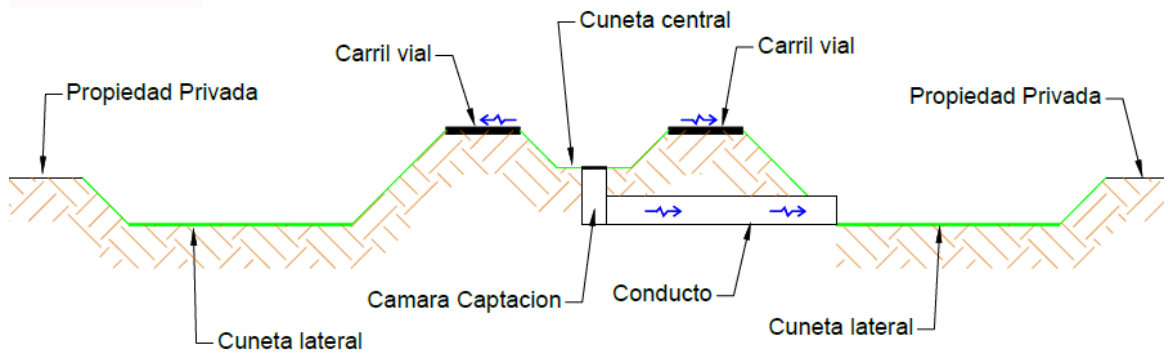


Figura 4.6 – Sección transversal (corte A-A')

Detalle cuneta

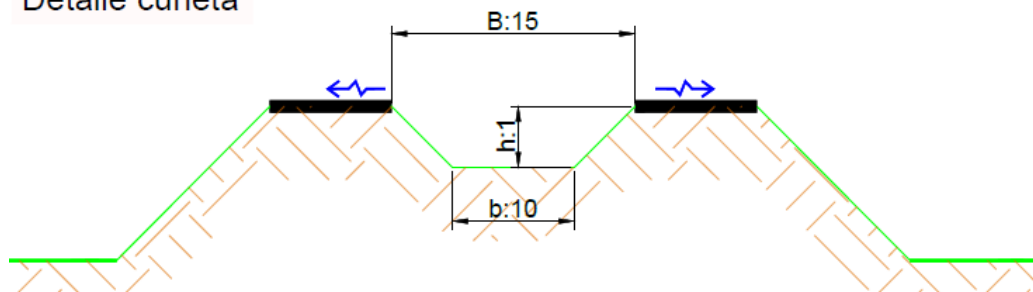


Figura 4.7 – Detalle de cuneta central (zoom corte A-A')

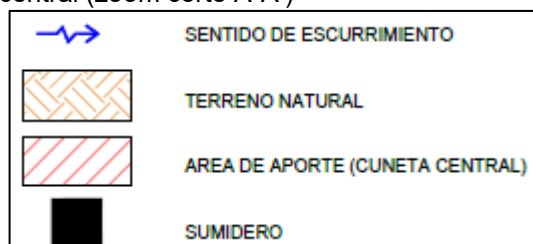


Figura 4.8 – Referencias

4.7.2 Diagrama topológico

A continuación, se expone el esquema topológico utilizado para los cálculos, donde se representan las variables de entrada (tormenta de diseño), el área de aporte y la descarga. No se evaluará el transporte, adoptando una perspectiva conservadora.



Figura 4.9 – Esquema topológico de simulación. Modelo SWMM.

4.7.3 Tormenta de diseño

4.7.3.1 Tiempo de concentración

Es el tiempo que demora en contribuir toda la unidad de análisis (cuena/subcuena) al punto de salida de la misma. En el marco de trabajar con la mayor precisión posible, se implementaran dos secuencias de análisis:

TIEMPO DE CONCENTRACION = TIEMPO DE TRASLADO ENCAUSADO + TIEMPO DE TRASLADO NO ENCAUSADO

Flujo NO ENCAUZADO:

Se debe analizar el tiempo de concentracion del flujo superficial NO ENCAUZADO aplicando las fórmulas de Kirpich y Témez, que estima el tiempo de concentración en función de la longitud total de las líneas de flujo y su pendiente media.

Tabla 4.1- Geometría del área de aporte

Dimensiones				Geometría				
B	b	h	L	Area	Area	Perímetro	Long Cuenca	S
m	m	m	m	m ²	Km ²	Km	Km	m/m
15	10	1	2000	30000	0.03	4030.00	2.00	0.001500

Tabla 4.2- Tiempo de traslado no encausado

Tc Kirpich	Tc Kirpich	Tc Témez	Promedio
min	hs	hs	hs
82.96	1.38	1.75	1.57

EL TIEMPO DE TRASLADO DE FLUJO NO ENCAUSADO A ADOPTAR SERÁ EL PROMEDIO DE LOS OBTENIDOS CON LAS DOS EXPRESIONES ANTES MENCIONADAS.

Flujo ENCAUZADO:

Por otro lado, el tiempo de traslado del flujo en el tramo de cauce, desde el punto de aporte de la subcuenca en el canal hasta la salida de la cuenca. Esto depende de la velocidad del flujo encauzado y la longitud de traslado. La velocidad media de traslado, se debe estas utilizando la fórmula de Manning.

Tabla 4.3- Tiempo de traslado Encausado

Longitud Cauce	Pte	Velocidad	Tiempo Parcial	Tiempo Parcial	Tiempo Acumulado
m	m/m	m/s	seg	hs	hs
2000	0.001500	1.08	1850.34	0.51	0.51

A partir de estos resultados, se adoptó una **duración de 2 horas (120 minutos)** para la tormenta de diseño.

4.7.3.2 Altura de lluvia

Para su cálculo se implementan las ecuaciones obtenidas de: Curvas intensidad-duración-recurrencia (I-D-TR), serie 1970 – 2017, Provincia de Santa Fe, Argentina. (Dirección Provincial de Vialidad de la Provincia de Santa Fe, 2018) / *Corresponde a la serie 1970-2017 de la localidad de Oliveros.* La expresión para el cálculo es la siguiente.

$$i = \frac{a}{(b + D)^c}$$

Donde:

i = intensidad (mm/h)

D = duración (min)

Los parámetros a, b, c dependen de la recurrencia considerada y se detallan a continuación.

Tabla 4.4– Parametros a, b, c

Recurrencia (años)	A	B	C
2	996.414797	5.99899174	0.75968221
5	1208.98254	5.58827415	0.75058616
10	1316.09942	5.33066005	0.7447785
25	1421.87116	5.02620026	0.73780494
50	1482.94669	4.81507096	0.73289446
100	1531.73394	4.61754578	0.72825393

4.7.3.3 Distribución temporal

Se aplicó el método de bloques alternos, para caracterizar cuantitativamente el decaimiento espacial de las lluvias a partir de su núcleo, **se tomó un coeficiente de decaimiento de 1,00**, que se aplicó a los distintos hietogramas de diseño.

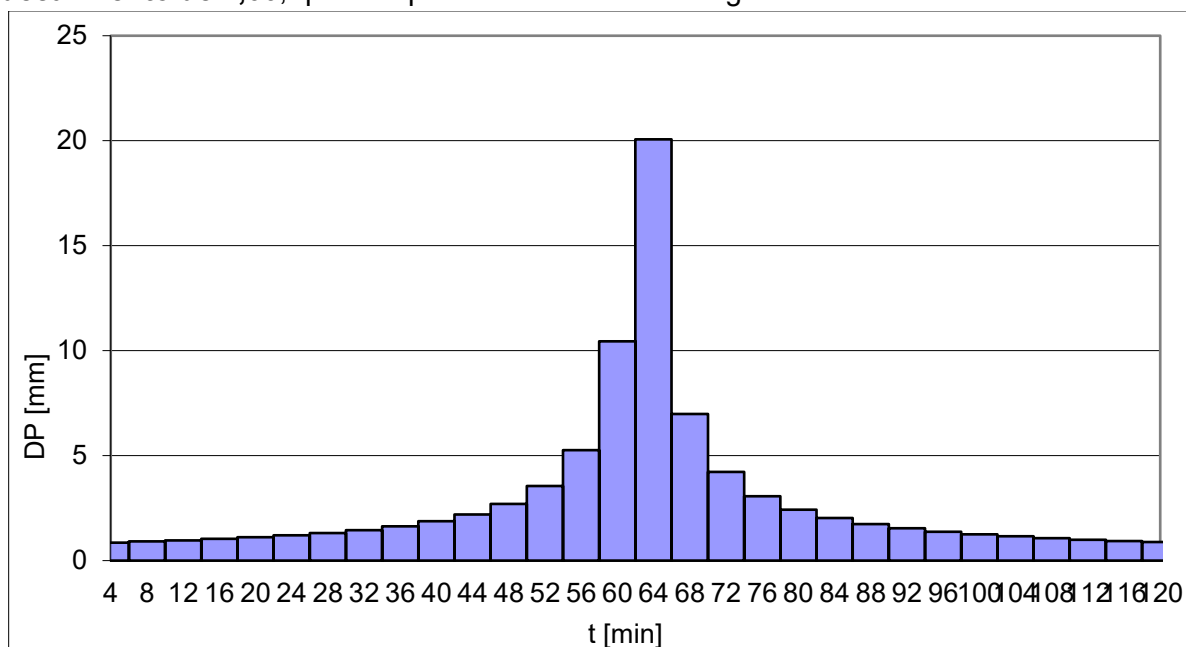


Figura 4.10 - Hietograma para TR = 50 años y 120 minutos de duración

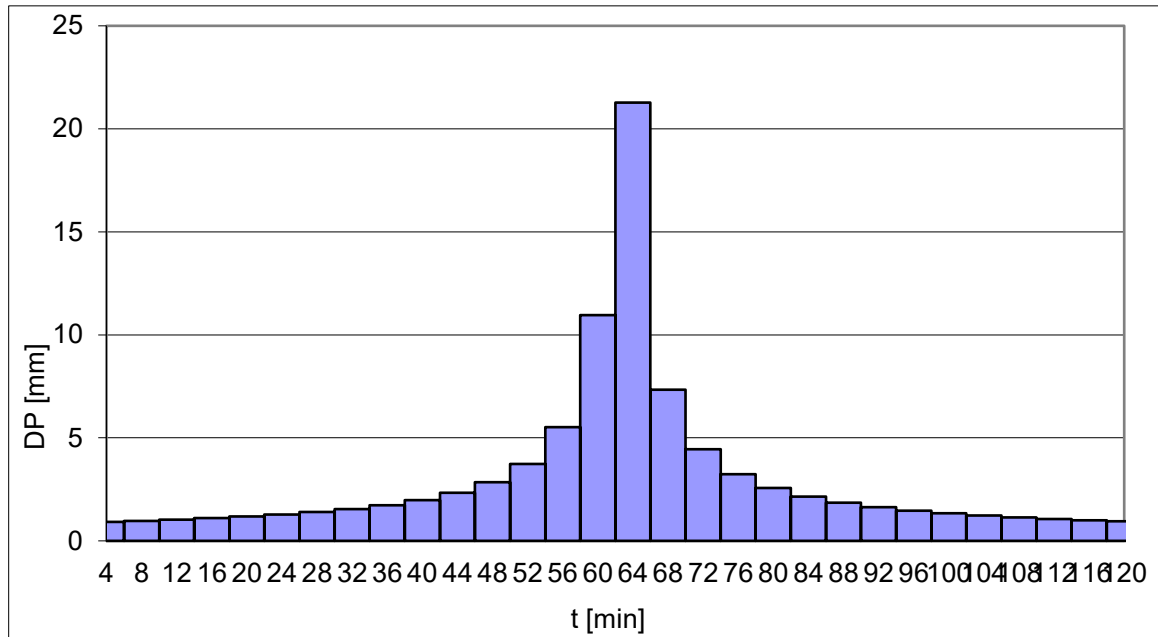


Figura 4.11 - Hietograma para TR = 100 años y 120 minutos de duración.

4.7.4 Modelación Hidrológica-Hidráulica (SWMM)

Se implementará el software Storm Water Management Model (modelo de gestión de aguas pluviales) de la Agencia de Protección Ambiental de Estados Unidos (EPA - SWMM).

Tabla 4.5- Datos de entrada de cuenca.

Cuenca	Descarga	Área total	Ancho	Pendiente	Área imp	Valore fijos Anexo A manual SWMM					CN III
						Coef n _{imp}	Coef n _{perm}	Alm dep _{imp}	Alm dep _{perm}	sin alm dep	
n°	Nodo n°	[ha]	[m]	%	%	[adim]	[adim]	[mm]	[mm]	[%]	
Cuneta	Vert1	3.00	15	0.15	0	0.014	0.12	1.25	2.5	25	75

4.7.5 Resultados SWMM

A continuación, se presentarán caudales pico para las recurrencias de análisis.

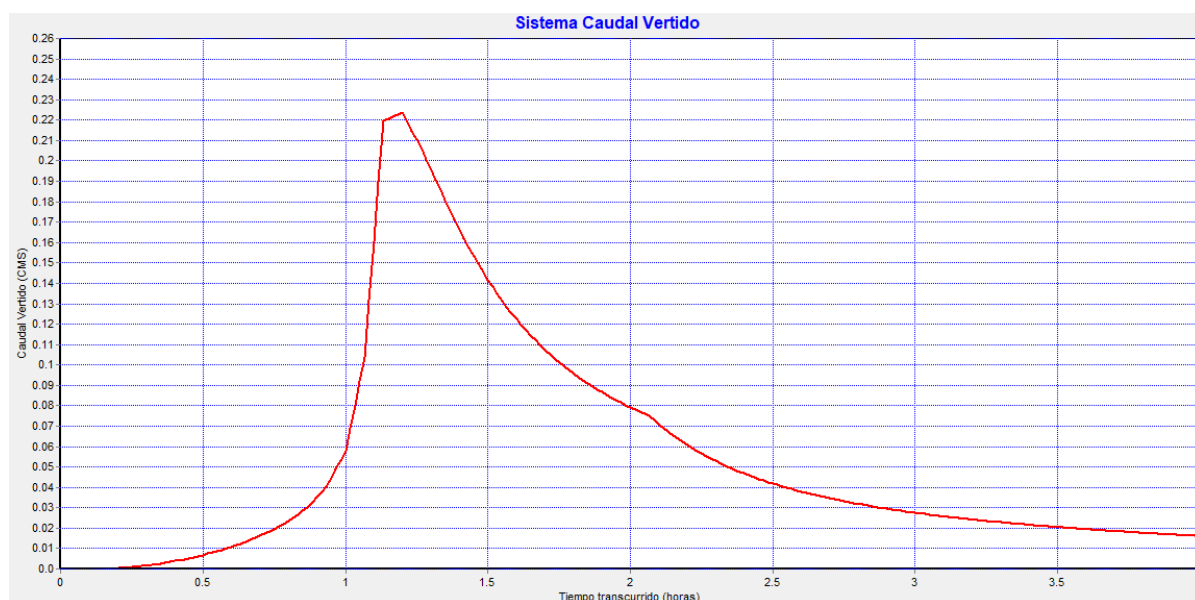


Figura 4.12 - Hidrograma DESCARGA (recurrencia 50 años)

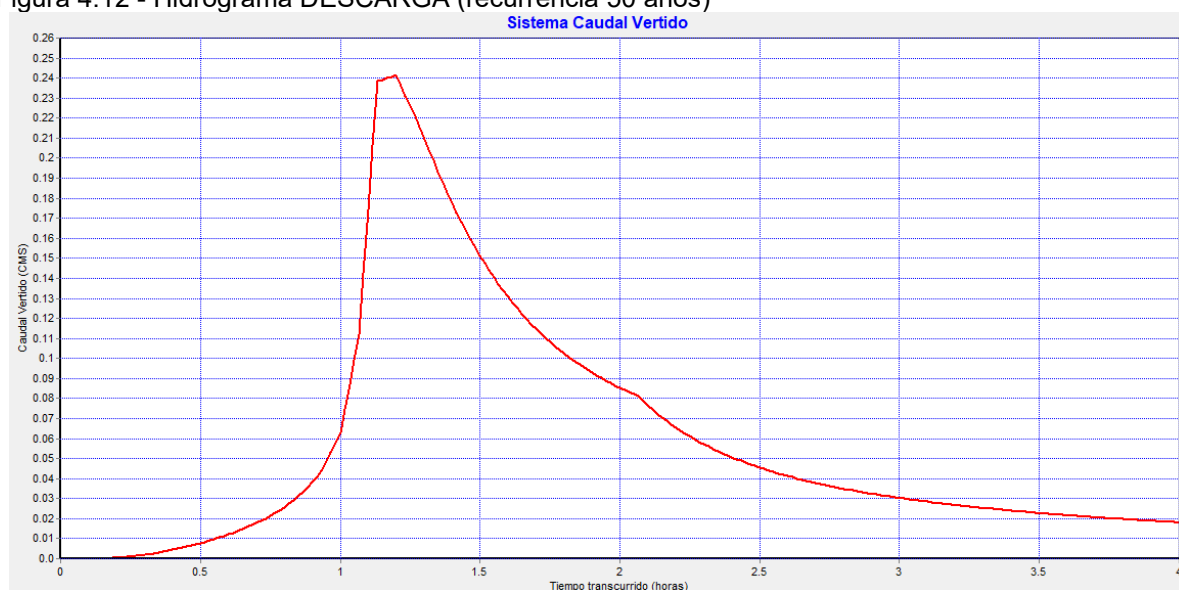


Figura 4.13 - Hidrograma DESCARGA (recurrencia 100 años)

Se adopta un caudal de diseño de 0,25 m³/s, es decir, es el excedente hídrico a erogar.

4.8 Capacidad de Sumidero

En el marco del diseño del sistema de drenaje pluvial existente en la autopista “AP01 BRIGADIER LOPEZ - SANTA FE ROSARIO”, se calculó la capacidad de captación de un sumidero de cuneta central relevado, extrapolarlo los resultados obtenidos a los otros sectores de interés.

4.8.1 Características geométricas de la reja

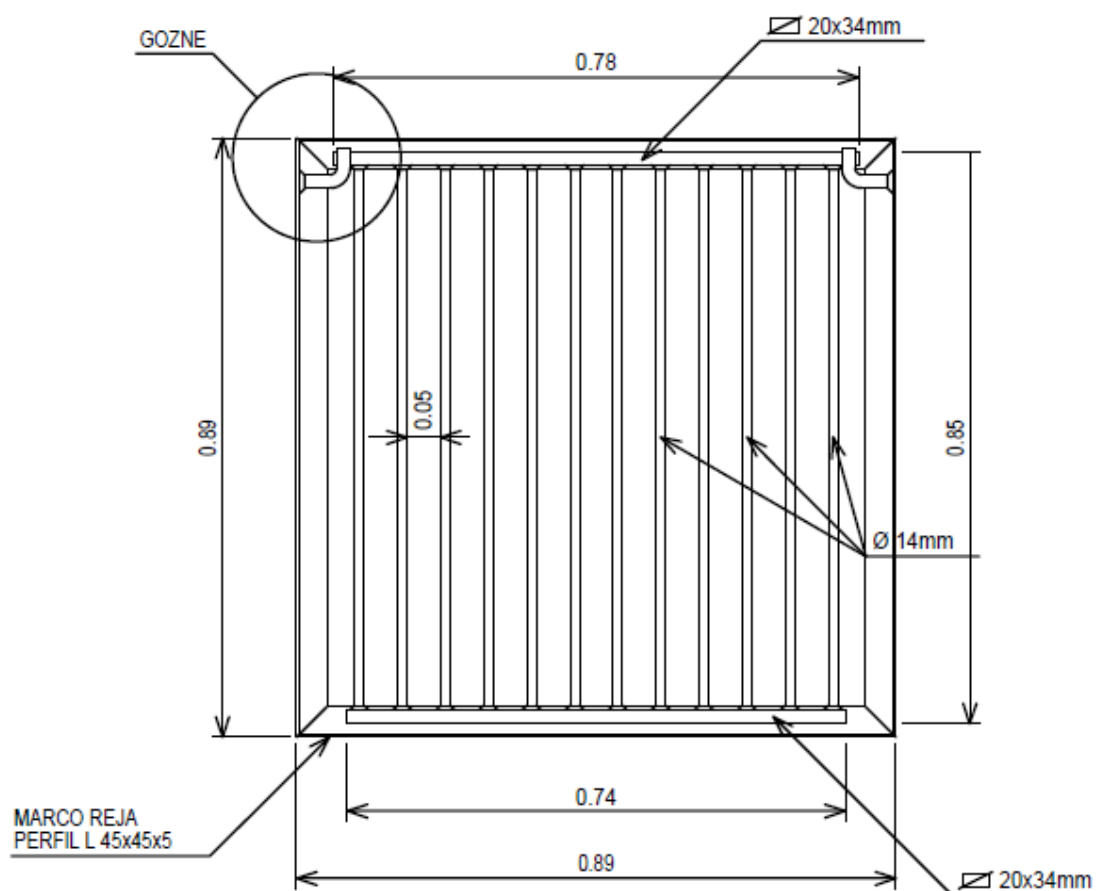


Figura 4.14 – Reja de sumidero

Dimensiones del área de apoyo de la reja:

- $0.78 \text{ m} \times 0.78 \text{ m} = 0.6084 \text{ m}^2$

Disposición:

- 12 barras longitudinales de Ø14 mm
- 1 barra transversal de Ø14 mm en el centro (refuerzo estructural)

Área ocupada por barras:

- Longitudinales: $12 \times 0.014 \times 0.78 = 0.1310 \text{ m}^2$
- Transversal: $0.014 \times 0.78 = 0.0109 \text{ m}^2$

Área libre de captación:

- $A = 0.6084 - (0.1310 + 0.0109) = 0.4665 \text{ m}^2$

Cálculo de capacidad

El cálculo se basa en el flujo libre vertical sobre una superficie horizontal abierta, modelado como ingreso a través de orificio superior:

$$Q = C_d \times A \times \sqrt{(2gh)}$$

Donde:

- Q: caudal de ingreso (m^3/s)
- C_d : coeficiente de descarga, se adopta 0.60 (valor típico para rejas metálicas)
- A: área libre de la reja (0.4665 m^2)
- g: aceleración de la gravedad (9.81 m/s^2)
- h: tirante de agua sobre la reja (m)

Tabla 4.6- Relación tirante capacidad de captación.

Tirante (m)	Caudal (m^3/s)
0.05	0.277
0.10	0.392
0.15	0.480
0.20	0.554
0.25	0.620
0.30	0.679
0.35	0.733
0.40	0.784
0.45	0.832
0.50	0.877
0.55	0.919
0.60	0.960
0.65	1.000
0.70	1.037
0.75	1.074
0.80	1.109
0.85	1.143
0.90	1.176
0.95	1.208
1.00	1.240

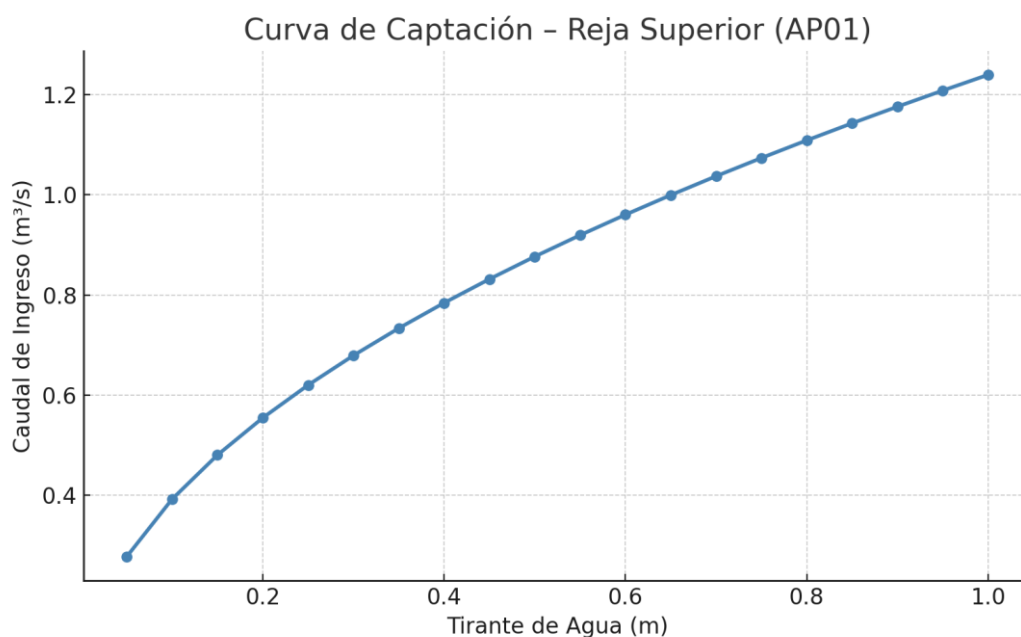


Figura 4.15 – Curva Captacion – Reja de sumidero AP01

4.8.2 Consideraciones finales

Estos cálculos representan la capacidad de captación en función del tirante, considerando las características del sumidero existente a refuncionalizar. Se verifica que dicha capacidad resulta suficiente para drenar el excedente hídrico esperado ante eventos con recurrencias de 50 y 100 años, siempre que se mantengan condiciones de mantenimiento adecuadas.

- Caudal de captación del sumidero de cuneta central: 0,277 (para tirante mínimo 0,05 m)
- Caudal a captar y erogar: 0,25 m³/s para 100 años de recurrencia y área de aporte pre-establecida (ancho 15 m y longitud igual o menor a 2.000 m)

4.9 Computos

Tabla 4.7- Planilla de Alcantarilla existentes.

N°	Progresiva (Referida al Eje de Estudio)	UBICACIÓN	Ø (m)	L (m)	H (m)	A.C. (m)	OBSERVACIONES
1	16+194.40	Camino Bajo nivel Lado Izq		1.50	2.00	20.20	Alc. Rectangular, CyA H°A°
2	16+227.58	Colectora Lado Der	1.00			10.30	Alc. Caño, CyA H°A°
3	16+340.27	Colectora Lado Izq	1.00			10.30	Alc. Caño, CyA H°A°
4	16+787.40	Transversal Ascendente	0.60			26.20	Alc. Caño, Sin CyA
5	17+888.23	Camino Bajo nivel Lado Izq	1.00			9.60	Alc. Caño, Cab H°A°
6	18+346.97	Colectora Lado Der	0.40			29.60	Alc. Caño, CyA H°A°
7	18+423.16	Colectora Lado Der	0.60			26.90	Alc. Caño, CyA H°A°
8	18+473.44	Colectora Lado Izq	0.40			13.40	Alc. Caño, CyA H°A°
9	18+581.37	Colectora Lado Izq	0.40			22.06	Alc. Caño, CyA H°A°
10	18+691.91	Transversal Ascendente	0.60			25.60	Alc. Caño, Sin CyA
11	18+798.83	Lateral Izq		5.23	1.13	46.40	Alc. Rectangular, Sin CyA x4
12	18+798.83	Lateral Der	1.00			45.70	Alc. Caño, CyA H°A°
13'	20+438.39	Lado Der - RP 18 Lateral Izq	0.80			133.00	Entubado con inicio de Caño 0,80 y final de Alc. Rectangular
13	20+526.11	Lado Der - RP 18 Lateral Izq		1.60	1.20		
14	20+476.96	Lado Der - RP 18 Transversal		2.00	1.20	22.50	Alc. Rectangular, CyA H°A°
15	20+539.64	Lado Der - RP 18 Transversal		1.80	1.50	15.00	Alc. Rectangular, CyA H°A°
16	20+676.04	Lateral Der	1.00			55.00	Alc. Caño, CyA H°A°
17	20+732.92	Colectora Lado Der		1.60	1.00	12.00	Alc. Rectangular, CyA H°A°
18	20+790.46	Transversal Ascendente	0.40			20.20	Alc. Caño, Sin CyA
19	20+753.62	Lateral Izq	1.00			55.00	Alc. Caño, CyA H°A°
20	20+912.04	Lado Izq - RP 18 Lateral Izq	0.80			6.50	Alc. Caño, CyA H°A°
21	20+939.99	Colectora Lado Izq	0.80			12.50	Alc. Caño, Sin CyA
22	20+918.29	Colectora Lado Izq		0.70	0.80	11.50	Alc. Rectangular, CyA H°A°
23	20+957.13	Colectora Lado Izq	0.80			12.60	Alc. Caño, CyA H°A°
24	21+154.66	Colectora Lado Izq	0.80			12.60	Alc. Caño, CyA H°A°
25	21+804.69	Colectora Lado Izq	0.80			12.60	Alc. Caño, CyA H°A°
26	22+167.01	Colectora Lado Izq	0.80			22.60	Alc. Caño, CyA H°A°
27	22+230.66	Lado Descendente	0.80			6.20	Alc. Caño, CyA H°A°
28	22+158.53	Acceso Ascendente	0.80			12.50	Alc. Caño, CyA H°A°
29	22+168.71	Colectora Lado Der	0.80			26.50	Alc. Caño, CyA H°A°
30	22+130.26	Colectora Lado Der	0.80			12.00	Alc. Caño, CyA H°A°
31	22.588.92	Tranversal		4.35	0.92	44.00	Alc. Rectangular, Cab H°A°
32	22+588.92	Centro		0.50	0.25	44.00	Alc. Rectangular, CyA H°A°
33	23+589.32	Tranversal	0.40			17.49	Alc. Caño, Sin CyA
34	24+268.40	Acceso Ascendente	0.40			6.00	Alc. Caño, CyA H°A°
35	24+488.22	Tranversal Ascendente	0.80			22.76	Alc. Caño, Sin CyA
36	25+492.00	Tranversal Ascendente	0.60			22.76	Alc. Caño, Sin CyA
37	26+187.35	Centro		0.30	0.15	5.10	Alc. Rectangular, Sin CyA
38	26+187.35	Tranversal		4.50	1.20	33.50	Alc. Rectangular, Sin CyA
39	26+817.00	Camino Bajo Nivel Lado derecho		1.00	1.70	8.00	Alc. Rectangular, Cab H°A°
40	26+817.00	Camino Bajo Nivel Lado derecho		1.00	1.70	8.00	Alc. Rectangular, Cab H°A°
41	27+484.13	Tranversal Ascendente	0.40			28.53	Alc. Caño, Sin CyA
42	27+985.10	Tranversal Ascendente	0.60			37.83	Alc. Caño, CyA H°A°
43	28+073.26	Centro	0.60			18.00	Alc. Caño, CyA H°A°
44	29+952.59	Tranversal Descendente	0.50			23.00	Alc. Caño, CyA H°A°
45	29+969.24	Colectora Lado Der	0.40			26.00	Alc. Caño, CyA H°A°
46	30+055.88	Colectora Lado Der	0.40			30.00	Alc. Caño, CyA Pref
47	30+181.69	Colectora Lado Izq	0.40			11.00	Alc. Caño, Cab H°A°
48	30+496.02	Lateral Izq	1.00			40.80	Alc. Caño, CyA H°A°
49	31+991.21	Tranversal Ascendente	0.60			18.20	Alc. Caño, Sin CyA

Tabla 4.8- Planilla N°1: PLANILLA DE ALCANTARILLAS a CONSERVAR, LIMPIAR y PINTAR.

Nro	Progresiva	Ubicación	Ø (m)	L (m)	H (m)	AC (m)	Observacion
1	16+194.40	Camino Bajo nivel Lado Izq		1.50	2.00	20.20	Alc. Rectangular, CyA H°A°
2	16+227.58	Colectora Lado Der	1.00			10.30	Alc. Caño, CyA H°A°
3	16+340.27	Colectora Lado Izq	1.00			10.30	Alc. Caño, CyA H°A°
5	17+888.23	Camino Bajo nivel Lado Izq	1.00			9.60	Alc. Caño, Cab H°A°
6	18+346.97	Colectora Lado Der	0.40			29.60	Alc. Caño, CyA H°A°
7	18+423.16	Colectora Lado Der	0.60			26.90	Alc. Caño, CyA H°A°
8	18+473.44	Colectora Lado Izq	0.40			13.40	Alc. Caño, CyA H°A°
9	18+581.37	Colectora Lado Izq	0.40			22.06	Alc. Caño, CyA H°A°
11	18+798.83	Lateral Izq		5.23	1.13	46.40	Alc. Rectangular, Sin CyA x4
12	18+798.83	Lateral Der	1.00			45.70	Alc. Caño, CyA H°A°
13'	20+438.39	Lado Der - RP 18 Lateral Izq	0.80			133.00	Entubado con inicio de Caño 0,80 y final de Alc. Rectangular
'13	20+526.11	Lado Der - RP 18 Lareral Izq		1.60	1.20		
14	20+476.96	Lado Der - RP 18 Transversal		2.00	1.20	22.50	Alc. Rectangular, CyA H°A°
15	20+539.64	Lado Der - RP 18 Transversal		1.80	1.50	15.00	Alc. Rectangular, CyA H°A°
16	20+676.04	Lateral Der	1.00			55.00	Alc. Caño, CyA H°A°
17	20+732.92	Colectora Lado Der		1.60	1.00	12.00	Alc. Rectangular, CyA H°A°
19	20+753.62	Lateral Izq	1.00			55.00	Alc. Caño, CyA H°A°
20	20+912.04	Lado Izq - RP 18 Lateral Izq	0.80			6.50	Alc. Caño, CyA H°A°
21	20+939.99	Colectora Lado Izq	0.80			12.50	Alc. Caño, Sin CyA
22	20+918.29	Colectora Lado Izq		0.70	0.80	11.50	Alc. Rectangular, CyA H°A°
23	20+957.13	Colectora Lado Izq	0.80			12.60	Alc. Caño, CyA H°A°
24	21+154.66	Colectora Lado Izq	0.80			12.60	Alc. Caño, CyA H°A°
25	21+804.69	Colectora Lado Izq	0.80			12.60	Alc. Caño, CyA H°A°
26	22+167.01	Colectora Lado Izq	0.80			22.60	Alc. Caño, CyA H°A°
27	22+230.66	Lado Descendente	0.80			6.20	Alc. Caño, CyA H°A°
28	22+158.53	Acceso Ascendente	0.80			12.50	Alc. Caño, CyA H°A°
29	22+168.71	Colectora Lado Der	0.80			26.50	Alc. Caño, CyA H°A°
30	22+130.26	Colectora Lado Der	0.80			12.00	Alc. Caño, CyA H°A°
31	22.588.92	Tranversal		4.35	0.92	44.00	Alc. Rectangular, Cab H°A°
32	22+588.92	Centro		0.50	0.25	44.00	Alc. Rectangular, CyA H°A°
34	24+268.40	Acceso Ascendente	0.40			6.00	Alc. Caño, CyA H°A°
38	26+187.35	Tranversal		4.50	1.20	33.50	Alc. Rectangular, Sin CyA
39	26+817.00	Camino Bajo Nivel Lado derecho		1.00	1.70	8.00	Alc. Rectangular, Cab H°A°
40	26+817.00	Camino Bajo Nivel Lado derecho		1.00	1.70	8.00	Alc. Rectangular, Cab H°A°
44	29+952.59	Tranversal Descendente	0.50			23.00	Alc. Caño, CyA H°A°
45	29+969.24	Colectora Lado Der	0.40			26.00	Alc. Caño, CyA H°A°
46	30+055.88	Colectora Lado Der	0.40			30.00	Alc. Caño, CyA Pref
47	30+181.69	Colectora Lado Izq	0.40			11.00	Alc. Caño, Cab H°A°
48	30+496.02	Lateral Izq	1.00			40.80	Alc. Caño, CyA H°A°
TOTALES			37.00				
TOTAL de ALCANTARILLAS A CONSERVAR, LIMPIAR y PINTAR:							37.00 u

Tabla 4.9- Planilla N°2: PLANILLA DE ALCANTARILLAS a DEMOLER.

Nro	Progresiva	Ubicación	Ø (m)	L (m)	H (m)	AC	Observacion
4	16+787.40	Transversal Ascendente	0.60			26.20	Alc. Caño, Sin CyA
10	18+691.91	Transversal Ascendente	0.60			25.60	Alc. Caño, Sin CyA
18	20+790.46	Transversal Ascendente	0.40			20.20	Alc. Caño, Sin CyA
33	23+589.32	Tranversal	0.40			17.49	Alc. Caño, Sin CyA
35	24+488.22	Tranversal Ascendente	0.80			22.76	Alc. Caño, Sin CyA
36	25+492.00	Tranversal Ascendente	0.60			22.76	Alc. Caño, Sin CyA
37	26+187.35	Centro		0.30	0.15	5.10	Alc. Rectangular, Sin CyA
41	27+484.13	Tranversal Ascendente	0.40			28.53	Alc. Caño, Sin CyA
42	27+985.10	Tranversal Ascendente	0.60			37.83	Alc. Caño, CyA H°A°
43	28+073.26	Centro	0.60			18.00	Alc. Caño, CyA H°A°
49	31+991.21	Tranversal Ascendente	0.60			18.20	Alc. Caño, Sin CyA

TOTALES	11.00
----------------	--------------

TOTAL de ALCANTARILLAS A DEMOLER:	11.00 u
--	----------------

Tabla 4.10- Planilla N°3: PLANILLA DE CAMARAS CAPTACION a CONSTRUIR

Nro	Progresiva	Ubicación	h	H° H30	A° 42/50	A° L.	Excavacion
4	16+787.40	Transversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
10	18+691.91	Transversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
	19+714.00	A° San Lorenzo Sur	1.35	1.14	180.44	40.8	3.0375
	19+885.64	A° San Lorenzo Norte	1.35	1.14	180.44	40.8	3.0375
18	20+790.46	Transversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
33	23+589.32	Tranversal	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
35	24+488.22	Tranversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
36	25+492.00	Tranversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
41	27+484.13	Tranversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
	29+846.83	Río Carcaraña Norte	1.35	1.14	180.44	40.8	3.0375
	29+253.00	Río Carcaraña Sur	1.35	1.14	180.44	40.8	3.0375
42	27+985.10	Tranversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
49	31+991.21	Tranversal Ascendente	1.35	1.14	180.44	40.80	3.0375
TOTALES			9.00	14.82	2345.72	530.40	39.49
TOTAL CAMARA CAPTACION a CONSTRUIR:						9.00 U	
TOTAL de Hormigón H30 p/ cuerpo de Cámara:						14.82 m³	
TOTAL de ARMADURA A° 420 / 500 p/ cuerpo Cámara:						2.35 Ton	
TOTAL de A° para Reja Perfiles Angulo s/ IRAM-IAS U 500-558:						530.40 Kg	
TOTAL de Excavación :						39.49 m³	

Tabla 4.11- Planilla N°4: PLANILLA DE ALCANTARILLAS BOX L= 1.00 m H=0.80 m.

Nro	Progresiva	Ubicación	Long. Conducto	H° H20	H° H30	A° 42/50	Excav.
4	16+787.40	Transversal Ascendente	30.00	5.70	24.00	2706.60	101.25
10	18+691.91	Transversal Ascendente	30.00	5.70	24.00	2706.60	101.25
	19+714.00	A° San Lorenzo Sur	40.00	7.60	32.00	3608.80	135
	19+885.64	A° San Lorenzo Norte	40.00	7.60	32.00	3608.80	135
18	20+790.46	Transversal Ascendente	25.00	4.75	20.00	2255.50	84.375
33	23+589.32	Tranversal	20.00	3.80	16.00	1804.40	67.5
35	24+488.22	Tranversal Ascendente	25.00	4.75	20.00	2255.50	84.375
33	23+589.32	Tranversal	25.00	4.75	20.00	2255.50	84.375
35	24+488.22	Tranversal Ascendente	6.00	1.14	4.80	541.32	20.25
36	25+492.00	Tranversal Ascendente	30.00	5.70	24.00	2706.60	101.25
41	27+484.13	Tranversal Ascendente	40.00	7.60	32.00	3608.80	135
	29+253.00	Río Carcaraña Sur	40.00	7.60	32.00	3608.80	135
	29+846.83	Río Carcaraña Norte	40.00	7.60	32.00	3608.80	135
42	27+985.10	Tranversal Ascendente	20.00	3.80	16.00	1804.40	67.5
49	31+991.21	Tranversal Ascendente	20.00	3.80	16.00	1804.40	67.5

TOTALES	15.00	431.00	81.89	344.80	38884.82	1454.63
----------------	--------------	---------------	--------------	---------------	-----------------	----------------

TOTAL de ALCANTARILLAS a CONSTRUIR:	15.00 U
LONGITUD TOTAL DE Alc. Box L=1.0 m H=0.80 m a Construir=	431.00 m
Volumen TOTAL de H° Tipo H 20 =	81.89 m³
Volumen TOTAL de H° Tipo H 30 =	344.80 m³
Peso TOTAL de Armadura de A° :	38.88 Ton
Volumen TOTAL de Excavación =	1454.63 m³

Tabla 4.12- Planilla N°5: PLANILLA DE CABEZALES p/ ALCANTARILLAS BOX L= 1.00 m H=0.80 m.

Nro	Progresiva	Ubicación	Cantidad	Excav.	H° H30	A° 42/50	Observacion
4	16+787.40	Transversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
	19+714.00	A° San Lorenzo Sur	1.00	1.97	2.11	150.98	
	19+885.64	A° San Lorenzo Norte	1.00	1.97	2.11	150.98	
10	18+691.91	Transversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
18	20+790.46	Transversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
33	23+589.32	Tranversal	1.00	1.97	2.11	150.98	
35	24+488.22	Tranversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
36	25+492.00	Tranversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
37	26+187.35	Centro	2.00	3.94	4.21	301.96	
41	27+484.13	Tranversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
42	27+985.10	Tranversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	
43	28+073.26	Centro	2.00	3.94	4.21	301.96	
	29+253.00	Río Carcaraña Sur	1.00	1.97	2.11	150.98	
	29+846.83	Río Carcaraña Norte	1.00	1.97	2.11	150.98	
49	31+991.21	Tranversal Ascendente	1.00	1.97	2.11	150.98	

TOTALES	17.00	33.49	35.79	2566.66
----------------	--------------	--------------	--------------	----------------

TOTAL de Cabezales a CONSTRUIR:	17.00 U
Volumen TOTAL de Excavación =	33.49 m³
Volumen TOTAL de H° Tipo H 30 =	35.79 m³
Peso TOTAL de Armadura de A° :	2.57 Ton

Tabla 4.13- Planilla N°6: PLANILLA DE CUNETAS REVESTIDAS.

Progresiva	Ubicación	Superf. m2	Excav. m3	H° H30 m3	A° Ton	Observacion
18+387.13	PUENTE Ingreso Pto San Martin	530.00	106.00	53.00	3.18	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
19+000.00	PUENTE RP 10	600.00	120.00	60.00	3.60	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
20+700.00	PUENTE RP 18	590.00	118.00	59.00	3.54	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
24+180.00	PUENTE Timbues	550.00	110.00	55.00	3.30	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
30+009.88	PUENTE Acceso Villa La Ribera RP 91	510.00	102.00	51.00	3.06	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
30+480.00	PUENTE RP 91	430.00	86.00	43.00	2.58	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
33+459.25	PUENTE Acceso a Puertos	500.00	100.00	50.00	3.00	H° A° esp. 0.10 c/ malla 8 mm c/15. Lados Este y Oeste
TOTALES		7.00	3710.00	742.00	371.00	22.26
Superficie TOTAL de Cunetas Revestidas a CONSTRUIR=		3710.00 m²				
Volumen TOTAL de Excavación =		742.00 m³				
Volumen TOTAL de H° Tipo H 30 =		371.00 m³				
Peso TOTAL de Armadura de A° :		22.26 Ton				

Tabla 4.14- RESUMEN DE COMPUTOS.

MATERIALES	DIMENSIONES	U	CANTIDADES	
			PARCIAL	TOTAL
ITEM N° 1:				
ALCANTARILLAS a Conservar, limpiar y Pintar	s/ Planilla N° 1	Gl	37.00	
TOTAL ITEM N° 1		Gl		37.00
ITEM N° 2				
ALCANTARILLAS A DEMOLER	s/ Planilla N° 2	Gl	11.00	
TOTAL ITEM N° 2		Gl		11.00
ITEM N° 3				
Hormigón H-30 p/ Camara Captación	S/ Planilla N° 3	m3	14.82	
Hormigón H-30 p/ Alc. BOX 1.00x0.80	S/ Planilla N° 4	m3	344.80	
Hormigón H-30 p/ Cabezales Alc.	S/ Planilla N° 5	m3	27.37	
Hormigón H-30 p/ Cunetas Revestidas	S/ Planilla N° 6	m3	371.00	
SUBTOTAL		m3	757.99	
	Imprevistos ± 5%	m3	37.90	
TOTAL HORMIGON H-30		m ³		795.88
ITEM N° 4				
Hormigón H-20 p/ Alc. BOX 1.00x0.80	S/ Planilla N° 4	m3	81.89	
TOTAL HORMIGÓN H-20		m ³		81.89
ITEM N° 5				
Acero ADN 420 p/ Camaras Captacion	S/ Planilla N° 3	Ton	2.35	
Acero ADN 420 p/ Alc. BOX 1.00x0.80	S/ Planilla N° 4	Ton	38.88	
Acero ADN 420 p/ Cabezales Alc.	S/ Planilla N° 5	Ton	1.96	
Acero ADN 420 p/ Cunetas Revestidas	S/ Planilla N° 6	Ton	22.26	
SUBTOTAL		Ton	65.45	
	Imprevistos ± 5%	Ton	3.27	
TOTAL A° ADN 420/500		Ton		68.73
ITEM N° 6				
A° Laminado en Caliente p/ rejas	S/ Planilla N° 4	Ton	0.53	
SUBTOTAL		Ton	0.53	
	Imprevistos ± 5%	Ton	0.03	
TOTAL A° LAMINADO EN CALIENTE (perfiles p/ REJAS)		Ton		0.56
ITEM N° 7				
Excavación p/ Camaras Captacion	S/ Planilla N° 3	m3	39.49	
Excavación p/ Alc. BOX 1.00x0.80	S/ Planilla N° 4	m3	1454.63	
Excavación p/ Cabezales Alc.	S/ Planilla N° 5	m3	25.61	
Excavación p/ Cunetas Revestidas	S/ Planilla N° 6	m3	742.00	
SUBTOTAL		m3	2261.72	
	Imprevistos ± 5%	m3	113.09	
TOTAL Excavación Común		m ³		2374.81

4.10 Resumen LVL 5

Información General	
Obra	AP-01 "Brigadier López" – Construcción de Tercer Carril, 2° Etapa
Proyecto	Análisis Hidrico y Dimensionamiento de Captaciones Pluviales en Obra Vial
Relevamiento	DPV - MOP
Objetivo	Verificacion/Dimensionamiento Captaciones

Métodos	
Área de aporte	Analogicamente

Tormenta de Diseño	
Tiempo de concentracion	(Kirpich-Temez-Superficial)
Altura de lluvia	IDF Oliveros-Serie 1970-2017
Distribución	Bloques alternos
Abatimiento areal	1

Modelación Hidrológica	SWMM
Infiltración	SCS-Curva Numero
Precipitacion-Escurrentia	Balance Hidrico (RUNOFF Module)

Modelación Hidráulica	SWMM
Análisis	Dinamico

Planillas	
Detalle Obras de Arte	si
Computo Alcantarilla	si
Computo materiales	si
Resumen computo	si

Planos	
Planta y Perfil de Existente	no
Planta y Perfil de Proyecto	si
Transversales de Proyecto	si
Planos Detalles	si

Complementos	
Especificaciones Técnicas	no

5 MEMORIA DESCRIPTIVA PUENTE S/ RIO CARCARAÑA

La presente documentación refiere al anteproyecto que forma parte del legajo técnico-legal para la construcción de la OBRA: Construcción Tercer Carril AP01 – 2da Etapa, Tramo: Acceso San Lorenzo Centro (Prog. 16+200) – Desvío Tránsito Pesado Timbúes (Prog. 33+500).

Particularmente, esta memoria responderá a la descripción del ensanche para los puentes sobre el cauce principal del Río Carcaraña (Prog. 29+332).

Esta intervención permitirá incorporar un tercer carril por mano y banquetas internas de anchos adecuados, mejorando la capacidad y continuidad vial de la Autopista AP-01.

1. UBICACIÓN

La obra existente se encuentra localizada en el Departamento San Lorenzo, 42 km al Norte de la Ciudad de Rosario, sobre la Autopista AP-01 (Prog. 29+332).

Puntualmente, el nuevo puente se emplazará en la franja del cantero central de la autopista, conectando los dos puentes existentes que se encuentran separados entre sí 8.90 m aproximadamente.

2. ESTRUCTURA DE LOS PUENTES EXISTENTES

En cuanto a la estructura de ambos puentes, si bien se ha realizado un relevamiento básico a los fines de obtener dimensiones que permitan esquematizar la geometría de los mismos, no se han podido obtener datos certeros respecto de la configuración y funcionamiento de la superestructura.

Se describen a continuación las características de los dos puentes viga existentes (uno por sentido de circulación):

- **Superestructura**: configuración mixta basada en vigas Gerber para los tres primeros tramos y vano simplemente apoyado en el tramo final. El sistema Gerber (vigas continuas con ménsula en extremos y viga central simplemente apoyada en rotulas) esta integrado por:
 - Vano norte (primer tramo): viga continua de 35.00 m de longitud total, incluyendo ménsula de 5.00 m en el extremo para conformar luz efectiva de 30.00 m.
 - Vano central (segundo tramo): viga de tramo entre rótulas de 30.00 m de longitud (simplemente apoyada).
 - Vano intermedio sur (tercer tramo): viga continua de 35.00 m de longitud total, con ménsula de 5.00 m para luz efectiva de 30.00 m.

El tramo final (cuarto vano o vano sur) está definido por un sistema de viga simplemente apoyada de 20.00 m de luz.

Cada tramo se compone de cuatro (4) vigas pretensadas, de sección doble T y 2.00m de altura en la zona central, espaciadas 3.15 m de eje a eje, sobre las cuales se presenta una losa tablero de hormigón armado y 0.20 m de espesor, con pendiente transversal del 2 % para drenaje de calzada. Particularmente, en los dos apoyos centrales del sistema Gerber, las vigas pretensadas tienen una cartela inferior, aumentando la altura de las mismas en 0.50m para esas secciones, resultando un $h = 2.50$ m.

- **Sección transversal:**

- Carriles: dos (2) carriles de circulación de 3.65 m cada uno.
- Banquina interna: 1.50 m.
- Banquina externa: 3.40 m.
- Cordones laterales: dos (2) cordones de 0.50 m en cada borde, con barandas metálicas de defensa.
- Ancho total del tablero: 13.20 m.
- Ancho de calzada: 12.20 m.

- **Luces:** cuatro (4) tramos de 30.00 m, 40.00 m, 30.00 m y 20.00 m logrando una longitud total aproximada del puente de 120.00m.

Además, este puente presenta como parte de la superestructura, viguetas transversales, ubicadas en los extremos y mitad de la luz para todos los tramos. Adicionalmente, en el tramo central del sistema Gerber, se ubica una vigueta en coincidencia con cada rotula.

- **Infraestructura:**

- Pilas intermedias: se compone de tres (3) pilas intermedias, las dos (2) del lado Norte formadas por cuatro (4) pilotes-columnas $\varnothing 1.00$ m y un cabezal superior de 1.00×1.00 m, mientras que la del lado Sur esta formada por cuatro (4) pilotes-columnas $\varnothing 0.80$ m y un cabezal superior de 0.80×1.00 m.
- Estribos cerrados: presentan un muro frontal de espesor desconocido, con un cabezal superior sobre el cual descansa la superestructura. Además, los estribos cuentan con un espaldar de espesor desconocido que cumple doble función; por un lado, la de contener el terraplén de acceso y por el otro, servir de apoyo a la losa de aproximación. Se estima idéntica disposición de pilotes que lo observado en las pilas. Respecto de las alas de los estribos, se cree que presentan espesor constante y altura variable, aunque no se ha podido acceder a las mismas para su relevamiento.
- La fundación tanto de pilas como de estribos se desconoce; en principio se presupone indirecta de acuerdo a la estratigrafía del suelo del lugar.

3. DISEÑO GEOMÉTRICO DEL PUENTE A CONSTRUIR

Se describen a continuación las características geométricas del nuevo puente ampliado:

- Ancho total del tablero: 35.10 m. ($11.50\text{m} + 12.10\text{m} + 11.50\text{m}$)
- Ancho de cada calzada: 16.75 m.
- División central: defensa New Jersey.

- Sección de calzada (por sentido): tres (3) carriles de 3.65 m, banquina interna de 1.90 m y externa de 3.90m.
- Defensas vehiculares: New Jersey central (ancho inferior de 0.64 m) y defensa vehicular/peatonal metálica certificada en los bordes externos.
- Barandas: se remueven las metálicas existentes en bordes internos y externos.
- Pendiente transversal: 2 % en forma simétrica respecto al eje central.

Como criterio de proyecto, la junta que se genere entre el nuevo puente y los adyacentes existentes deberá coincidir con la línea divisoria entre el carril central y el carril rápido (izquierdo) de las nuevas calzadas.

Observando el perfil transversal de la obra, los cordones laterales externos de H°A° se conservarán, no así sus barandas metálicas, las cuales serán renovadas por defensas vehiculares certificadas.

Finalmente, se conservará el escurrimiento del agua de la calzada a través de los desagües pluviales existentes.

4. DISEÑO ESTRUCTURAL - ANTEPROYECTO DE ENSANCHE

Para el anteproyecto de ensanche presentado, se opta por replicar la tipología original de puente viga con sistema Gerber, buscando igual el comportamiento y la respuesta de la nueva estructura respecto a la original.

La solución adoptada, busca respetar cota de fondo de viga existente, para evitar cualquier modificación en el galibo que pueda acarrear efectos negativos desde el punto de vista hidráulico.

Superestructura:

Se procederá a la demolición parcial del borde interno del tablero, en un ancho total de 1.60m, incluyendo el cordón (0.50m) y el voladizo de la losa (1.10m) de los puentes existentes. Todo esto se indica en los planos de anteproyecto adjuntos. No será necesario conservar la armadura de los sectores a demoler, ya que, el nuevo tablero no tendrá vinculación con los tableros adyacentes existentes. Entre ambas estructuras deberá ejecutarse una junta longitudinal de movimiento.

La nueva superestructura se compondrá de seis (6) vigas prefabricadas pretensadas por tramo, de sección "T" y 1,70 m de altura, espaciadas 2,09 m de eje a eje. El ala superior de dichas vigas ya será parte de la losa tablero, debiendo ejecutarse insitu los sellos correspondientes de hormigón armado en 0.17m de espesor para lograr la materialización y continuidad del tablero.

Las luces continúan la secuencia de 30.00 m, 40.00 m, 30.00 m y 20.00 m de los puentes adyacentes, mientras que la longitud de cada viga principal de tramo, debido al sistema Gerber, será de 35.00m, 30.00m, 35.00m y 20.00m.

Se incorporarán viguetas transversales de hormigón armado en la mitad de la luz y en los extremos de cada tramo, además en coincidencia con las rotulas para el tramo central del sistema Gerber.

Las juntas de dilatación elásticas tipo Thormack se prevén en los encuentros del tablero con losas de aproximación en los accesos al puente; en cada rotula y en la pila Sur entre tramo y tramo de losa tablero.

Se conservarán los desagües pluviales con caños de diámetro 100mm de H°G°, de acuerdo al relevamiento realizado.

(*) En todos los casos el Hormigón será H-40 para superestructura (s/ CIRSOC 201-2005).

Infraestructura:

En función de las características de los suelos, los condicionamientos que imponen los cauces de gran oblicuidad sobre las estructuras de puentes, las alturas de inundación máximas observadas, la tipología existente de la superestructura, etc., se ha adoptado el anteproyecto del ensanche con fundación indirecta.

Las pilas del nuevo puente descansarán sobre cuatro (4) pilotes-columnas de 1,20 m de diámetro unidos por un cabezal superior de 1,50x1,20 m, con cota de punta de fundación fijada en -9,00 m como mínimo, contemplado las hipótesis de erosión en el cauce.

Los estribos replicarán la configuración de cuatro (4) pilotes de Ø1,20 m y un cabezal superior de 1,50x1,20 m, igualmente fundados a CPP= -9,00 m como mínimo. Contará con el agregado de un espaldar para contención del suelo de relleno y apoyo de la losa de acceso, reforzado con contrafuertes debido a su gran altura. Se ejecuta un muro frontal entre pilote-columna para la contención del suelo, materializado con losas de hormigón armado entre pilotes y ancladas a los mismos.

El nuevo estribo se construirá levemente por detrás de los estribos existentes, evitando intervenir demasiado sobre la estructura de los mismos. De todos modos, se ha considerado la demolición de parte del espaldón y alas internas en ambos estribos existentes, debido a la interferencia que se produce con el nuevo cabezal superior y las vigas longitudinales de borde del nuevo tablero.

Sobre los cabezales se ubicarán los apoyos de policloropreno para las nuevas vigas.

Las pilas y estribos se proyectan como independientes de las estructuras adyacentes.

Se ensanchan también las losas de acceso, las que tendrán un tratamiento similar a la losa de tablero en cuanto a su vinculación con las estructuras existentes.

(*) Cabe destacar que toda la Infraestructura será ejecutada con Hormigón H-30 (s/ CIRSOC 201-2005) y Cemento ARS debido a la gran agresividad que presenta el agua en la zona, de acuerdo al Estudio Geotécnico elaborado por la Dirección de Investigaciones y Ensayos Tecnológicos (DIYET).

5. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Para el presente Proyecto se incluyen además las siguientes obras complementarias:

- Demolición parcial de estructura existente.
- Reparación general de fisuras.
- Retiro de baranda metálica de defensa vehicular existente.
- Señalización vertical.
- Señalización horizontal.
- Colocación defensa rígida tipo New Jersey.
- Colocación de baranda metálica de defensa sobre puente y losas de acceso.

6 ANALISIS HIDRICO Y VERIFICACION DE EROSION LOCAL EN OBRA DE ARTE SOBRE EL RIO CARCARAÑA

6.1.1 Introducción

La Dirección Provincial de Vialidad (DPV) de la Provincia de Santa Fe impulsa el desarrollo de obras de infraestructura vial bajo un enfoque integral que contemple no solo los requerimientos funcionales del sistema de transporte, sino también las condiciones hidrológicas e hidráulicas del entorno natural. En este sentido, resulta fundamental identificar y evaluar los puntos críticos donde la infraestructura vial interactúa con cursos de agua, a fin de garantizar la seguridad, durabilidad y eficiencia del corredor.

En el marco de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril 2° Etapa, correspondiente al Tramo: Acceso San Lorenzo Centro (16+200) – Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500), ante la posibilidad de construcción de pilotes en el cruce de la traza vial con el Río Carcarañá, considerando la potencial ocurrencia de procesos erosivos que podrían comprometer la estabilidad de la obra de arte proyectada, se realizarán estudios específicos.

El presente estudio tiene por objeto evaluar el comportamiento hidráulico e hidromorfológico del cruce vial con el Río Carcarañá, considerando eventos de diseño extremos. Para ello, se integraron antecedentes hidrológicos y cálculos propios, desarrollando una modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente mediante software especializado (HEC-RAS), con el fin de estimar la erosión potencial y orientar el diseño de pilote.

Este informe constituye un complemento técnico para la correcta planificación y ejecución de las obras en dicho tramo.

6.1.2 Objetivo

El objetivo general del presente estudio es evaluar la erosión potencial en el cruce del Río Carcarañá con la Ruta Provincial AP-01, en el marco del proyecto "Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa", correspondiente al tramo entre el Acceso San Lorenzo Centro (16+200) y el Desvío de Tránsito Pesado Timbúes (33+500).

Este análisis, desarrollado por personal técnico de la Dirección Provincial de Vialidad (DPV), tiene como finalidad aportar información clave para la verificación hidráulica y estructural de la obra de arte existente sobre dicho cauce, asegurando su estabilidad ante condiciones hidrológicas severas.

En función de este objetivo general, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Caracterizar hidrológica e hidráulicamente el Río Carcarañá en el punto de cruce con la traza vial, considerando eventos extremos de diseño (hasta 500 años de recurrencia), a partir de antecedentes técnicos reconocidos y datos disponibles.
- Simular el comportamiento del flujo en régimen permanente mediante herramientas de modelación numérica (HEC-RAS), obteniendo las variables clave para el análisis de erosión.
- Evaluar la erosión general y la erosión local (por contracción, pilas y estribos) en la zona de fundación de la obra de arte, en base a los resultados hidráulicos y a las metodologías establecidas por la normativa provincial vigente.
- Establecer criterios para la verificación de las condiciones de implantación de la estructura y la eventual necesidad de implementar medidas de protección o adecuación hidráulica, en función del riesgo de socavación observado.

6.2 Ubicación

El presente estudio, elaborado por la Dirección Provincial de Vialidad (DPV), se enmarca como complemento técnico de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa, correspondiente al Tramo: Acceso San Lorenzo Centro (16+200) – Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500). Dentro de dicho tramo, la traza vial atraviesa el Río Carcarañá, uno de los principales cursos fluviales del sur de la provincia, caracterizado por su significativa cuenca de aporte, régimen de caudales importantes y dinámica hidráulica compleja.

Dado su comportamiento hidrológico y morfodinámico, el cruce del Río Carcarañá constituye un punto de especial interés desde el punto de vista estructural e hidráulico, ya que eventuales procesos de erosión podrían comprometer la estabilidad de la obra de arte existente.

El análisis desarrollado se focaliza exclusivamente en la obra de arte ubicada en la intersección de la Autopista Provincial AP-01 y el Río Carcarañá, con el objetivo de evaluar la erosión potencial (general y local) y los mecanismos de socavación que podrían afectar la infraestructura vial, en el marco del diseño y ejecución del nuevo tercer carril.

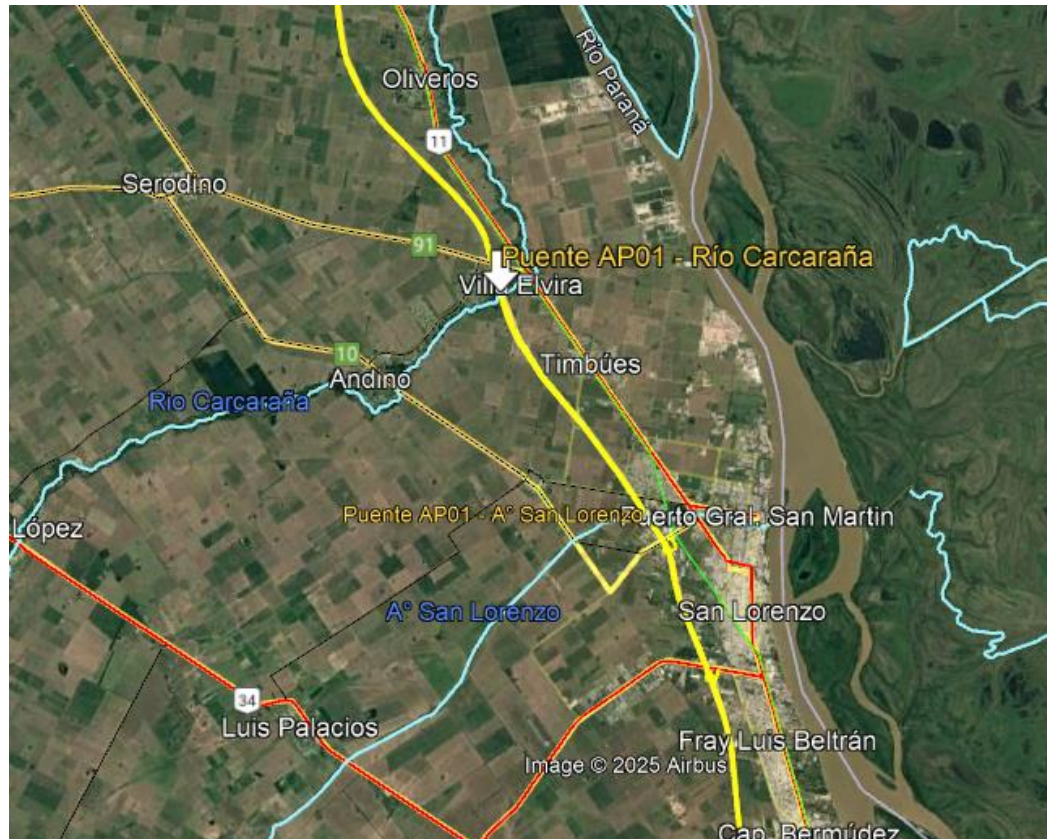


Figura 6.1 – Ubicación General

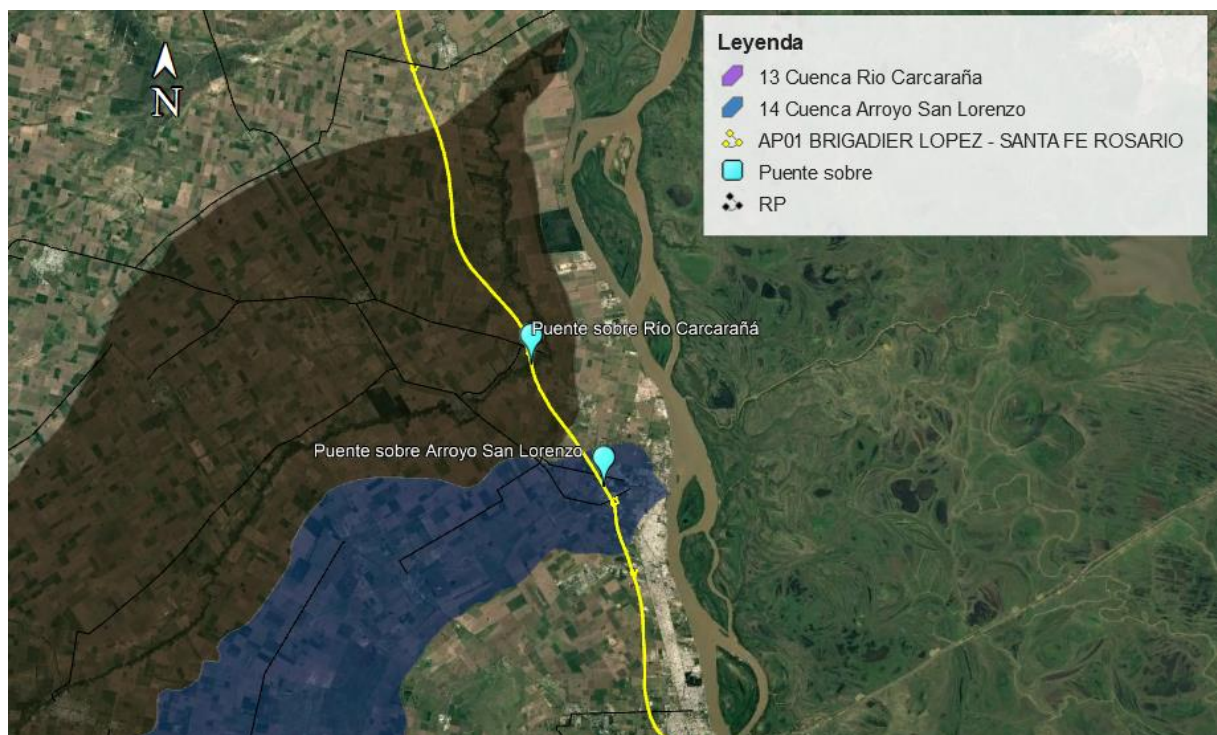


Figura 6.2 – Ubicación General

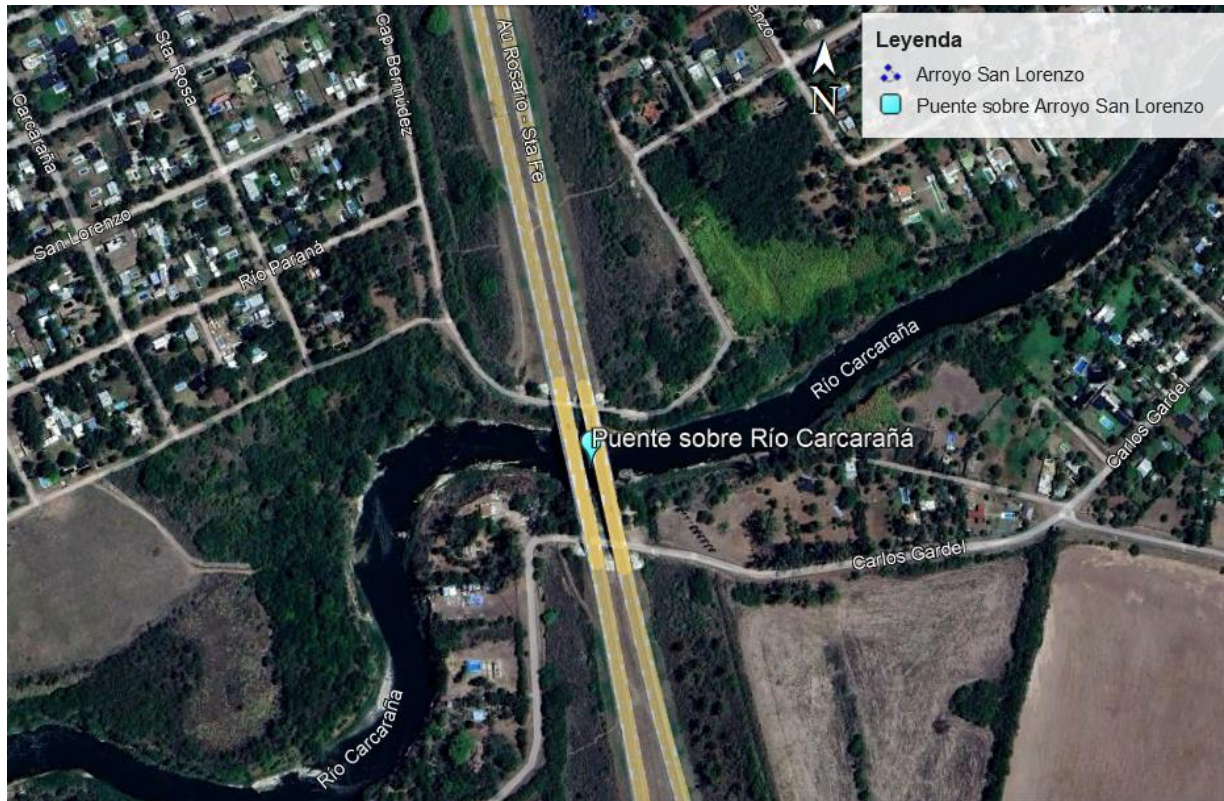


Figura 6.3 – Ubicación Particular

6.3 Antecedentes y relevamiento

6.3.1 Antecedentes

- Consulta General al Centro de documentación del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Santa Fe.
- Estudio topográfico Arroyo San Lorenzo (MOP, 2005).
- Proyecto Circunvalar Rosario - Obra: Puente R.P. N° 10 Sobre A° San Lorenzo (Arsons Brinckerhoff-Iatasa Ingenieros Consultores Atec Ingenieros Consultores S.A. – Ing. Cornero Consultora S.A., 2006).
- Obra: "Elaboración Del Proyecto Y Ejecución De La Obra Puente Sobre El Arroyo San Lorenzo Y Accesos" - Ciudad De Puerto Gral. San Martin - Provincia De Santa Fe" (Obring, 2018).
- Estudio Geotécnico (Torres y Vercelli S.R.L., 2012).
- Puente Sobre Arroyo San Lorenzo En Avenida San Martin – Puerto San Martin (DPV, 2013).
- Plan Director De Recursos Hídricos De La Cuenca Del Río Carcaraña (Universidad Nacional Del Litoral Facultad De Ingeniería Y Ciencias Hídricas, Septiembre de 2019), comitente Ministerio de Obras Publicas de la Provincia de Santa Fe (ex Ministerio de Infraestructura y Transporte).

- OBRA: Puente sobre Río Carcarañá y accesos, Ruta Provincial N° 26S, Provincia de Santa Fe (Ing. Juso V. Domé, 2008).
- Sistema Nacional de Información hídrica, Secretaria de Obras Públicas, Subsecretaria de Recursos Hídricos, Ministerio de Economía, Nación Argentina (<https://snih.hidricosargentina.gob.ar>).
- Informes de Erosión RN N11 (MOP, 2009).

6.3.2 Relevamiento Topográfico

6.3.2.1 Personal

- El relevamiento de dicho estudio fue realizado por el Departamento de Relevamiento Planialtimétricos de la Dirección de Estudios y Proyectos, DPV Santa Fe.

6.3.2.2 Detalle

- Las tareas de relevamiento se encuentran apropiadamente detalladas en el informe del área.

6.4 Metodología , parámetros y variables generales

Los parámetros y variables utilizados para el análisis de la situación actual y futura se encuentran normalizados, **salvo casos excepcionales que deben ser debidamente justificados**.

A fin de reducir el “formato papel”, logrando no solo agilizar las presentaciones, sino además ser ambientalmente más amigable, a continuación, se incorpora un enlace donde se puede acceder a la “Teoría” de Metodologías-Parámetros-Variables, de Desagües Urbanos y Rurales. En el apartado RESULTADOS, se expondrán lo específico del caso en cuestión.

Enlace:

https://drive.google.com/file/d/1iZqtp65xt-ZAHByExISl1fk-Asi0ryPo/view?usp=drive_link



Figura 6.4 – QR al enlace

6.5 Estrategia de cálculo

6.5.1 Análisis de Obras de Arte

El presente estudio se enfoca exclusivamente en la evaluación de la erosión local en el cruce del Río Carcarañá, en el marco de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa, correspondiente al tramo entre el Acceso San Lorenzo Centro (16+200) y el Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500).

El análisis es realizado por personal técnico de la Dirección Provincial de Vialidad (DPV) y se enmarca como estudio complementario a la obra vial, con el objetivo de determinar la profundidad de erosión esperada en el sector de cruce con el río. La estrategia de cálculo incluye las siguientes etapas:

6.5.1.1 Revisión de antecedentes e información base

Se recopiló y organizó la información técnica disponible proveniente del Plan Director de Recursos Hídricos de la Cuenca del Río Carcarañá (Convenio MOP – FICH-UNL, 2019), así como datos geométricos provistos por relevamientos planialtimétricos de la DPV y documentación técnica del MOP. Esta información permitió caracterizar tanto el cauce como la estructura vial existente.

6.5.1.2 Obtención de caudales de diseño

Dado que el río cuenta con antecedentes hidrológicos desarrollados y validados, se adoptaron directamente los caudales de diseño para distintas recurrencias establecidos en el

Plan Director, seleccionando como condición crítica el caudal asociado a un período de retorno de 500 años (Q_{500}), conforme a la normativa vigente.

6.5.1.3 Modelación hidráulica

Se utilizó un modelo hidráulico en HEC-RAS de base “Plan Director de Recursos Hídricos de la Cuenca del Río Carcarañá (Convenio MOP – FICH-UNL, 2019)”, verificando:

- Geometría del cauce y secciones transversales próximas al cruce, relevadas por la DPV.
- Características de la obra de arte existente (dimensiones, disposición estructural).

Y Se incorporo el caudal de diseño correspondiente a Q_{500} , incorporado como condición de entrada. Como resultado, se obtuvieron las variables hidráulicas clave: tirante y velocidad en el entorno inmediato del cruce.

6.5.1.4 Cálculo de erosión

A partir de las velocidades obtenidas en las zonas críticas se calculó:

- Erosión general, utilizando la fórmula de Lichvan–Levediev.
- Erosión local, mediante el módulo específico de HEC-RAS, basado en los criterios de la Federal Highway Administration (FHWA), según el tipo de estructura analizada.

6.5.1.5 Normativa y criterios técnicos

Todos los cálculos y criterios adoptados se encuentran alineados con la Resolución N° 598 de la DPV, y se complementan con bibliografía técnica reconocida, validada por organismos nacionales y por el equipo técnico interviniente.

6.6 Resultados

6.6.1 Antecedentes Puente en Río Carcarañá

Como bibliografía de base se utilizará:

- 1) Plan Director De Recursos Hídricos De La Cuenca Del Río Carcarañá (Universidad Nacional Del Litoral Facultad De Ingeniería Y Ciencias Hídricas, Septiembre de 2019), comitente Ministerio de Obras Publicas de la Provincia de Santa Fe (ex Ministerio de Infraestructura y Transporte). Se adoptará:
 - Hidrología e Hidráulica, extrayéndose valores de velocidades de flujo para diferentes recurrencias

- Información de la conformación del perfil estratigráfico de suelo
- 2) Antecedentes de protecciones en pilas y puentes
- OBRA: Puente sobre Río Carcarañá y accesos, Ruta Provincial N° 26S, Provincia de Santa Fe (Ing. Juso V. Domé, 2008). Se considerará y contratarán resultados.
 - Sistema Nacional de Información hídrica, Secretaria de Obras Públicas, Subsecretaria de Recursos Hídricos, Ministerio de Economía, Nación Argentina (<https://snih.hidricosargentina.gob.ar>). Se obtuvieron Registros Históricos de Aforos a fines comparativos.
 - Informes de Erosión RN N11 (MOP, 2009). Se considerará como dato complementario.

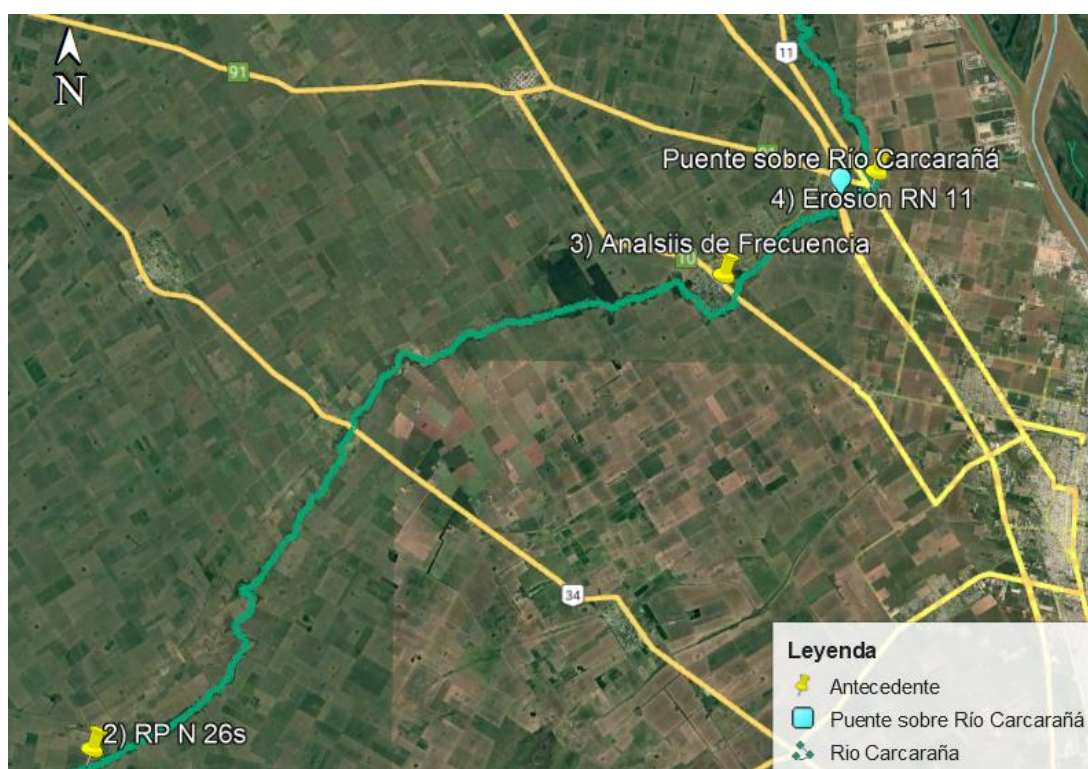


Figura 6.5 –Puente de estudio y bibliografía antecedente (posición relativa, solo para ubicación general)

6.6.2 Generalidades

Como se indica en la secuencia expuesta en el apartado “Estrategia de Calculo”, se trabajó con el Plan Director del Río Carcarañá, elaborado por la Facultad de Ingeniería y Ciencias Hídricas de la Universidad Nacional del Litoral, 2019. Del mismo se puede encontrar valores de caudal, tirantes y velocidades para diferentes recurrencias, por tanto, y a fines de cálculo de erosión, se requerirá de un estudio de suelo y proseguir con el Cálculo de la Erosión.

6.6.3 Resultados Hídricos

A continuación, se expone los valores de velocidad y tirante del Plan Director del Carcaraña para el puente de estudio para recurrencias de 2 y 100 años.

Tabla 6.1- Caudales diarios máximos anuales (m³/s) para diferentes recurrencias en Pueblo Andino

Estación	T=2 años	T=5 años	T=10 años	T=50 años	T=100 años
Pueblo Andino	480	740	910	1290	1450



Figura 6.6 – Ubicación de puente AP01 (Progresiva 32,9 km)

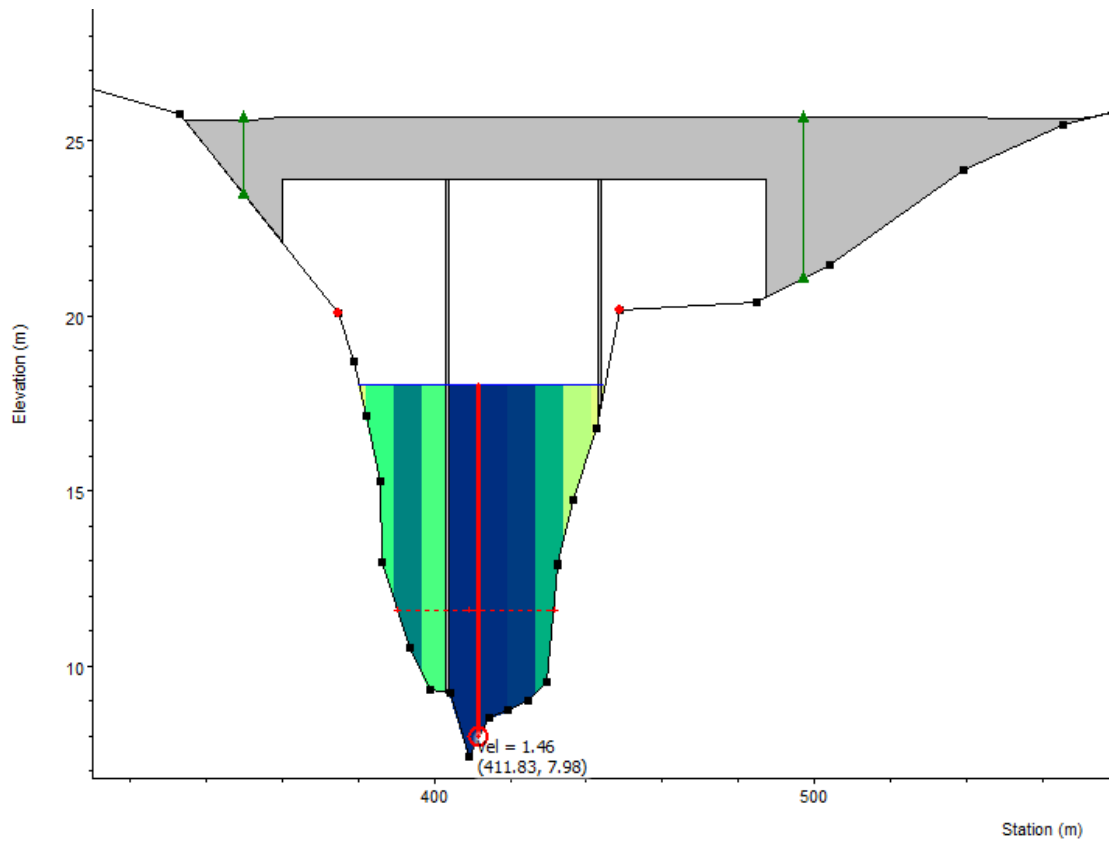


Figura 6.7 – Velocidad y tirante AP01 -Progresiva 32,9 km (Recurrencia 2 años, Velocidad: 1,46 m/s ,Tirante:10,07m)

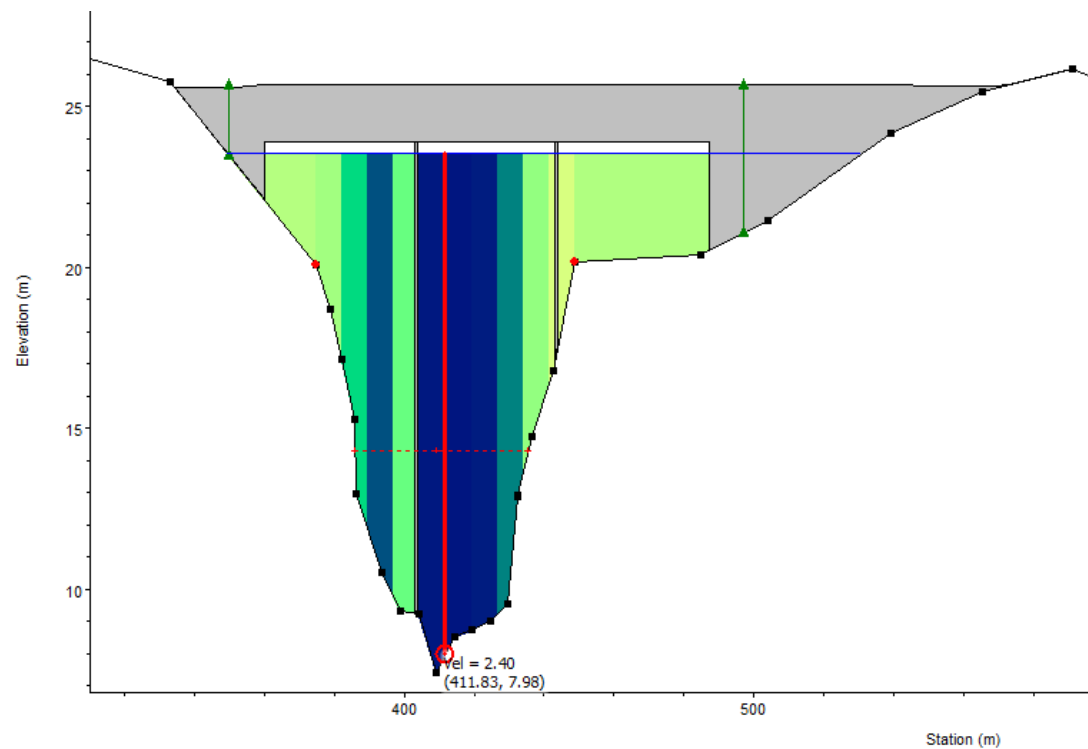


Figura 6.8 – Velocidad y tirante AP01 -Progresiva 32,9 km (Recurrencia 100 años, Velocidad: 2,40 m/s ,Tirante:15,56m)

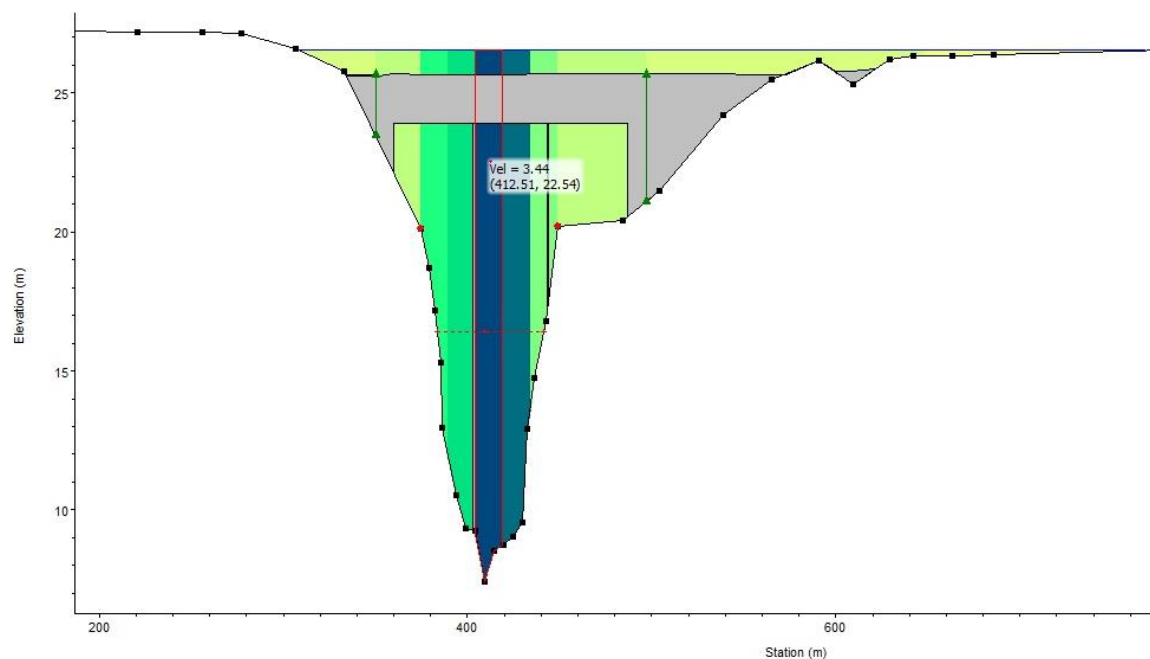


Figura 6.9 – Velocidad y tirante AP01 -Progresiva 32,9 km (Recurrencia 500 años, Velocidad: 3,44 m/s ,Tirante:19,10m)

6.6.4 Cálculo de erosión

Se realizó 1 perforación con los correspondientes estudios de suelo a cargo de Ing. Ricardo Ferreyra (Dirección Investigación y Ensayos Tecnológicos DIYET-DPV).

Tabla 6.2- Información de Estudio de suelo

ID	Profundidad (m)	Cota (IGN SRVN16)	Material (SUCS)	Significado (SUCS)	D50 (mm)	D95 (mm)	Peso específico seco (tn/m³)
1	88 – 84	13.70 – 17.70	CL(ML)	Arcilla baja plasticidad con limo	0.001	0.001	1.63
2	83 – 82	17.70 – 18.70	CH	Arcilla alta plasticidad	0.0005	0.0005	1.53
3	81 – 80	18.70 – 19.70	CL	Arcilla baja plasticidad	0.001	0.001	1.68
4	79 – 77	19.70 – 21.70	SM	Arena limosa	0.15	0.15	1.78

6.6.4.1 Erosión Generalizada

Teniendo en cuenta los parámetros de los suelos que surgen de los estudios anteriores, se calculó la máxima erosión generalizada en el canal, según el método de Lischtnan y Lebediev (1984). El cálculo se realizó para las recurrencias de 2, 100 y 500 años. A continuación, se presentan los resultados.

Tabla 6.3- Calculo de erosión máxima generalizada

ID	Profundidad [m]	TR [años]	VEL. MÁX. (Uj) [m/s]	D50 [mm]	γs [t/m3]	CLASIF	h _j [m]	Beta	x	H _{sj} [m]	z [m]
AP01 Carcañara	88 (13.70 IGN) a 77 (2.70 IGN)	2	1.46	0.038	1.53	COHESIVO	10.07	0.8473	0.3319	8.58	-1.49
		100	2.40				15.56	0.9916	0.3319	15.35	-0.21
		500	3.44				19.10	1.0510	0.3319	22.46	3.36

El valor Z en metros, corresponde a la erosión máxima en el eje del canal (punto mas bajo). En caso de valor negativo no existe erosion. La erosion generalizada esperada para un caudal de verificacion (Q500 años) es de 3.36 m, alcanzando una cota de 4.07 IGN SRVN 16.

Erosion Local por contracción, pilas y estribos

Teniendo en cuenta los parámetros de los suelos que surgen de los estudios anteriores, en el presente apartado se calculo

- Contraction Scour/Socavación por contracción: Erosión general del lecho causada por la aceleración del flujo al atravesar una sección reducida, como la luz de un puente. Esta contracción puede deberse a un estrechamiento hidráulico o geométrico del cauce.
- Pier Scour/Socavación local en pilas: Erosión localizada que se genera alrededor de una pila de puente, producto de la formación de vórtices intensos, como el vórtice en herradura, debido a la interferencia del elemento estructural con el flujo.
- Abutment Scour/Socavación local en estribos: Erosión que se produce en las inmediaciones de los estribos, debido al impacto del flujo sobre los márgenes del cauce o taludes de terraplén. Genera cavidades por arrastre lateral y puede comprometer la estabilidad estructural.

El cálculo se realizó para las recurrencias de 2, 100 y 500 años, utilizando el software HEC-RAS, a través de su módulo “**Hydraulic Design > Bridge Scour**”, permite la aplicación directa de las metodologías de cálculo exigidas por la Resolución 598/2020 de la Dirección Provincial de Vialidad.

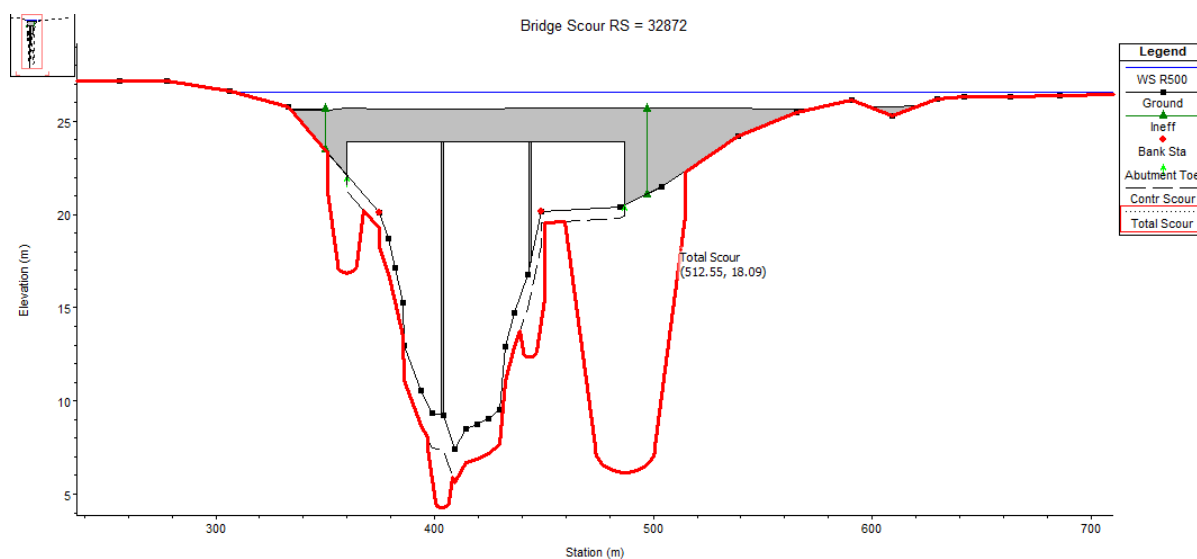


Figura 6.10 – Erosion Local total (Contraccion+Pilas+Estribos)

Para un caudal de verificación (Q500 años), se estima que la cota hasta la cual llega la erosión producto de los efectos de Contracción e influencia de pilas y estribos es de 4.27 IGN SRVN 16.

6.6.4.2 Conclusiones y recomendación

Con el objetivo de evaluar el comportamiento del lecho del curso de agua en las proximidades de la obra de arte, así como en la zona de implantación de la misma, se analizaron las características planialtimétricas y constitutivas del terreno (estudio de suelos), considerando un evento hidrológico extremo correspondiente a un caudal con recurrencia de 500 años.

El proceso de erosión generalizada fue evaluado mediante la formulación analítica de Lichvan–Levediev. En este caso, se adoptó para el cálculo la velocidad máxima registrada en la franja central del cauce, dada su correspondencia física con el eje principal de escurrimiento y por tratarse del sector más representativo del proceso erosivo en cursos de cauce amplio. Esta hipótesis, respaldada por la comparación con resultados obtenidos por otras metodologías, arrojó una profundidad de socavación del orden de 3,36 m, alcanzando una cota mínima del lecho de aproximadamente 4,07 m (IGN SRVN16), aguas arriba de la estructura.

En paralelo, y en cumplimiento de la Resolución Provincial N.º 598/2020, se efectuó el cálculo de erosión local, considerando los efectos por contracción, así como por la presencia de pilas y estribos, utilizando el módulo específico del software HEC-RAS basado en la metodología FHWA (USA). Estos resultados, además de ser obligatorios por normativa,

fueron empleados para comparar órdenes de magnitud con los obtenidos en el análisis de erosión generalizada, a fin de validar los resultados conservadores obtenidos.

Los efectos de la erosión local provocan una socavación no uniforme, con una cota mínima estimada de hasta 4,27 m (IGN SRVN16) en torno a las estructuras, confirmando la plausibilidad del valor extremo adoptado en el análisis general.

En conclusión, dado que las cotas máximas de socavación estimadas por ambos mecanismos –general y local– resultan de magnitud comparable, y considerando las limitaciones y supuestos de cada metodología, se recomienda adoptar como valor de erosión máxima esperada la cota 4,00 m (IGN SRVN16), correspondiente al análisis de socavación generalizada, en concordancia con criterios técnicos conservadores y conforme a lo establecido por la normativa vigente.

6.7 Resumen LVL 5

Información General	
---------------------	--

Métodos	
Área de aporte	Antecedente
Tormenta de Diseño	Antecedente
Modelación Hidrológica	Antecedente
Modelación Hidráulica	HEC-RAS
Análisis	Régimen permanente

Planillas	
Detalle Obras de Arte	no
Computo Canal	no
Computo Alcantarilla	si
Resumen computo	si

Planos	
Planta y Perfil de Existente	no
Planta y Perfil de Proyecto	no
Transversales de Proyecto	si
Planos Tipos	no

Complementos	
Especificaciones Técnicas	no
Ancho de Ocupación	no
Impacto ambiental	No corresp.

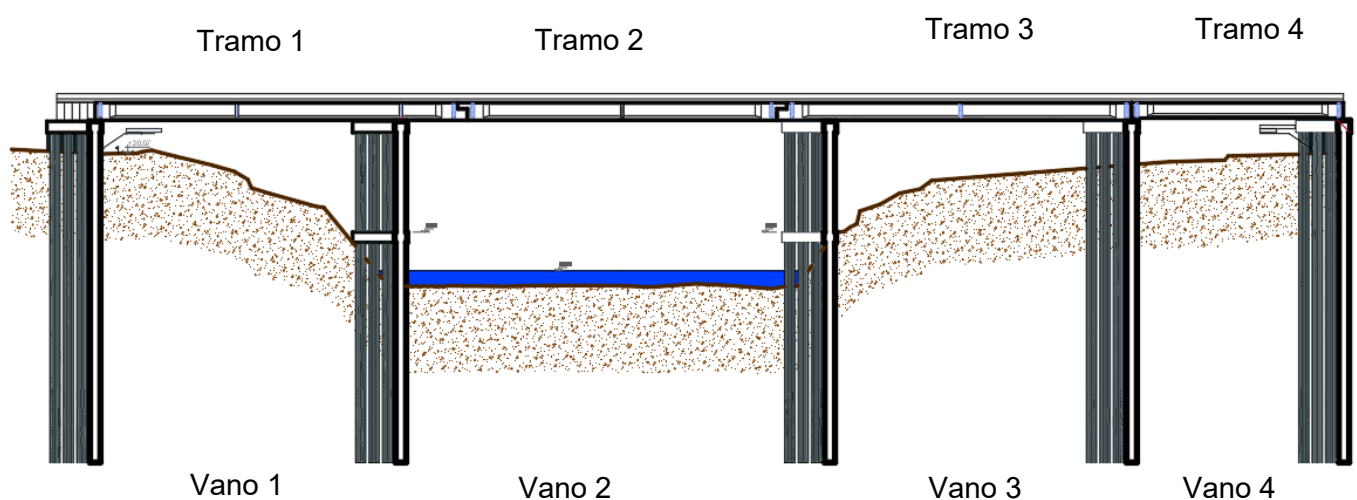
7 MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA PUENTE SOBRE RÍO CARCARAÑA.

7.1 MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA

7.1.1 CARACTERÍSTICAS GENERALES.

La configuración adoptada para el puente sobre el Río Carcarañá se ajusta a los Términos de Referencia establecidos en el pliego de la Licitación y las podemos resumir:

Luz total del cruce 120 m compuesto por cinco tramos, como se muestra en la figura 1.



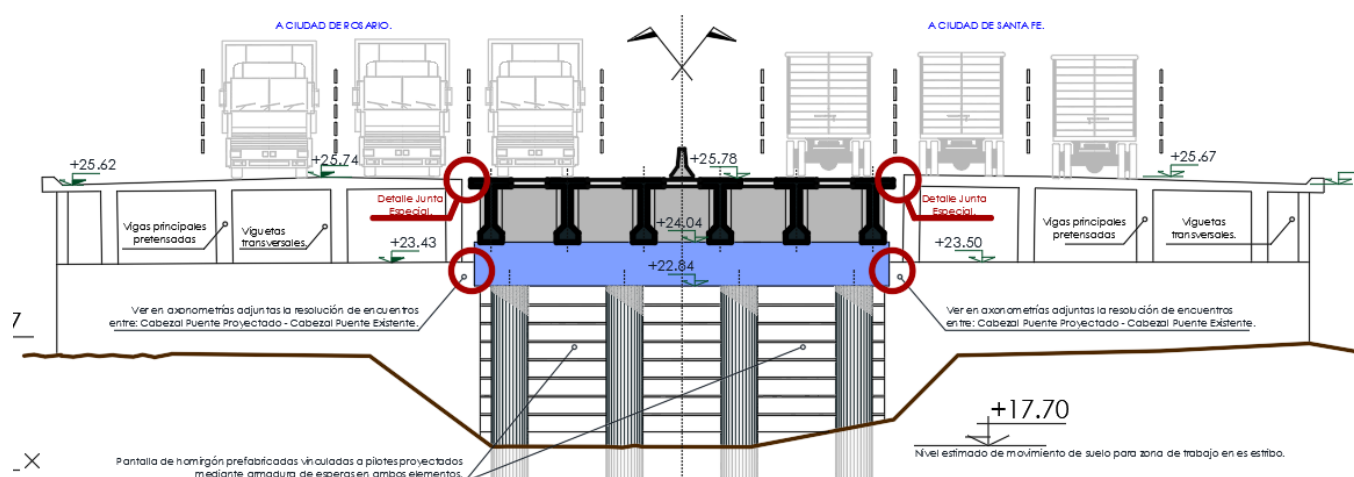
Gráfica n° 1: Corte longitudinal puente.

Los tramos se describen de la siguiente manera:

- Tramo 1. Viga 1. Viga extrema sistema Gerber. 30 metros de luz de apoyo y 5 metros de voladizo.
- Tramo 2. Viga 2 . Viga central sistema Gerner. 30 metros de tramo,
- Tramo 3. Viga 3. Viga simétrica a la Viga 1, respecto del centro de la viga del tramo 2.
- Tramo 4. Viga 4. Viga simplemente apoyada, luz de 20 metros.

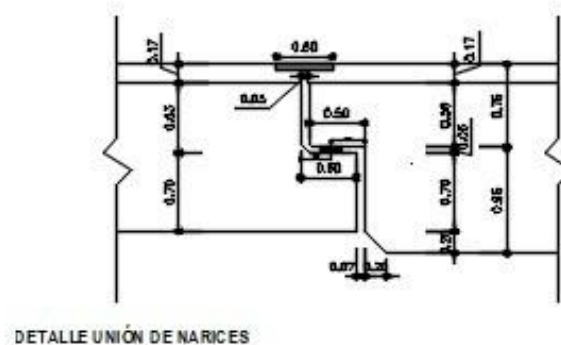
Los vanos se describen de la siguiente manera:

- Vano 1. Luz entre pilas: 30 m. Cubierto por Viga 1.
- Vano 2: Luz entre pilas: 40 m. Cubierto por voladizo viga 1, viga 2 y voladizo viga 3.
- Vano 3. Luz entre pilas: 30 m. Cubierto por viga 3.
- Se puede apreciar en la figura 2, la sección transversal del puente.



Gráfica n° 2: Seccion transversal del puente.

Para todas las vigas de los tramos 1, 2 y 3 hemos dispuesto la misma sección geométrica con una altura total de viga de 1.70 m. y 1.50 m para las vigas del tramo 4, optimizando los encofrados de las mismas, modificando el pretensado acorde a las solicitaciones de cada tramo. Las medidas generales se indican en los planos que acompañamos.



Gráfica n° 3: Detalle de union del sistema Gerber.

El ancho de la calzada es de 11.70 m, lo que implica además la utilización en los dimensionamientos de 2 Aplanadoras A 30 sobre el tablero, resultando determinante la hipótesis de dos fajas de circulación de reglamento de DNV. Ubicadas de tal forma de generar las mayores solicitaciones para la sobrecarga accidental reglamentaria.

Las Defensas de seguridad de hormigón armado con una baranda metálica según Planos. La calzada presenta una pendiente transversal de 2.0 % con inclinación hacia ambos laterales

La carpeta de desgaste se ha resuelto en hormigón con un espesor mínimo de 6 cm

En cuanto a los desagües de la calzada se utilizarán caños de H°G° de 10 cm. de diámetro cada 2.50 m en ambos bordes de la calzada.

Las vigas principales de cada tramo, concurre hacia sus extremos de cada lado a una viga transversal de apoyo que recibe a las reacciones de la superestructura estando previsto, si hace falta, el levantamiento del tramo para trabajos de mantenimiento y/o recambio de apoyos de neopreno. Por otro lado, se dispuso de una vigueta transversal en el centro de cada tramo que mejora la distribución de carga.

El proyecto prevé construir toda la estructura del tablero, es decir vigas pretensadas, sello de losas de calzada, defensas y viguetas transversales en hormigón H-40.

7.1.2 COMPORTAMIENTO BAJO LAS CARGAS DE SERVICIO

7.1.2.1 Generalidades.Cargas permanentes verticales.

Se han considerado las siguientes cargas de servicio: 1) el peso g_0 de las vigas prefabricadas, 2) el g_1 de la losa del tablero (sellos de cierre), 3) el g_2 de las cargas permanentes restantes, o sea la carpeta de rodamiento tipo concreto asfáltico, viguetas transversales, y las barandas metálicas vehiculares y peatonales y 4) las cargas p accidentales correspondientes al tren A-30 de las Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la Dirección Nacional de Vialidad.

Concretamente, para este concepto las “Bases...” de la D.N.V indican como carga rodante, en virtud del ancho que presenta la calzada (8,30 m equivalentes a 2 fajas de circulación reglamentarias), el uso de 2 aplanadoras A-30 de 30 t cada una sobre todo el tablero (en todos los tramos), sin reducciones.

Sobre la calzada se aplicará una multitud compacta de:

$$P_c = 0.365 \frac{t}{m^2} + \frac{80.000 \frac{t}{m^2}}{(L^3 + 50 \times L^2 + 334.000)}$$

con L (longitud del tramo) expresado en metros. Las dos cargas citadas (aplanadoras y multitud en calzada) se afectan, salvo para el cálculo de fundaciones, del coeficiente de impacto

$$f = 1.35 - 0.005 \times L (m)$$

Todas las cargas anteriores resultan de las dimensiones provenientes del proyecto que hemos elaborado o, en todo caso, derivan de ellos, como algunos parámetros del cálculo para las accidentales, como lo hemos aclarado.

Considerando a la multitud compacta como abarcando a todo el largo y ancho del puente cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora (originalmente de 13 t y 8,5 t para rodillo delantero y trasero respectivamente) resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para dos aplanadoras sobre la calzada del puente:

Coefficiente de impacto

$$\phi = 1,18 \text{ tramo central} / \phi = 1,227 \text{ tramo cantiléver} / \phi = 1,229 \text{ tramo extremo}$$

7.1.2.2 Pretensado

Al conjunto de cargas anterior, hemos sumado la acción del esfuerzo de pretensado, cuya aplicación es simultánea con el g_0 mencionado arriba. En nuestros cálculos hemos supuesto el tesado de dos cables (uno cable de un extremo y el otro desde el extremo opuesto). El tipo de acero que proponemos es el C-190 Grado 270 de Baja Relajación de acuerdo con la Norma IRAM – IAS U-500 – 03.

Para cada tramo hemos dispuesto distintos grados de Pretensado

Tramo 1 y tramo 3. Para todas las vigas principales del tablero los elementos tensores son 3 x 10 cordones de 7 x 5/8" cada uno de 1.40 cm² de sección de acero, es decir 3 x 10 C15 con una superficie total de 42.00 cm² o configuración similar según sistema de Pretensado adoptado.

Tramo 2. Para todas las vigas principales del tablero los elementos tensores son 2 x 10 cordones de 7 x 5/8" cada uno de 1.40 cm² de sección de acero, es decir 2 x 10 C15 con una superficie total de 28.00 cm² o configuración similar según sistema de Pretensado adoptado

Tramo 4. Para todas las vigas principales del tablero los elementos tensores son 2 x 11 cordones de 7 x 5/8" cada uno de 1.40 cm² de sección de acero, es decir 2 x 11

C15 con una superficie total de 30.80 cm^2 o configuración similar según sistema de Pretensado adoptado

Indudablemente, los datos precisos acerca del pretensado que se utilizará, formarán parte del Protocolo de Tesado, de acuerdo con el Protocolo de Tesado que prepararemos en el momento de su construcción.

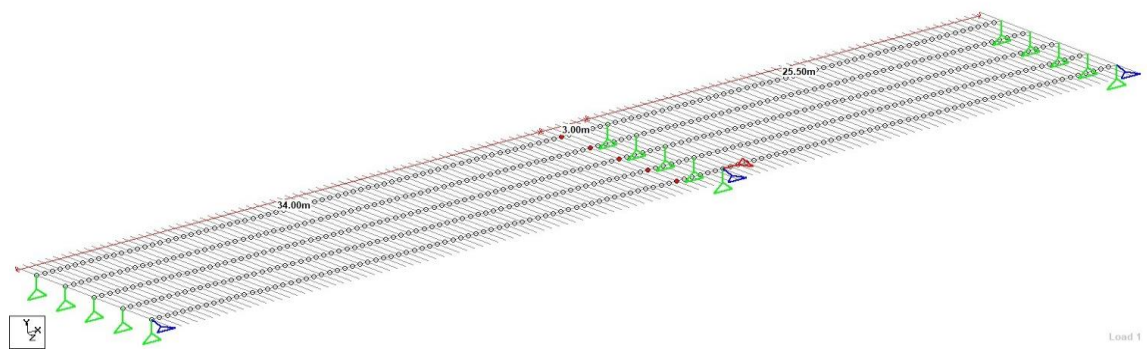
- Tramo 1 y tramo 3. Esfuerzo para tiempo infinito en el centro del tramo.
Resultando el pretensado para cada viga un valor de Poo 456 tn.
- Tramo 2 Esfuerzo para tiempo infinito en el centro del tramo.
Resultando el pretensado para cada viga un valor de Poo 289 tn.
- Tramo 4 Esfuerzo para tiempo infinito en el centro del tramo.
Resultando el pretensado para cada viga un valor de Poo 318 tn.

7.1.2.3 LOSA DEL TABLERO.

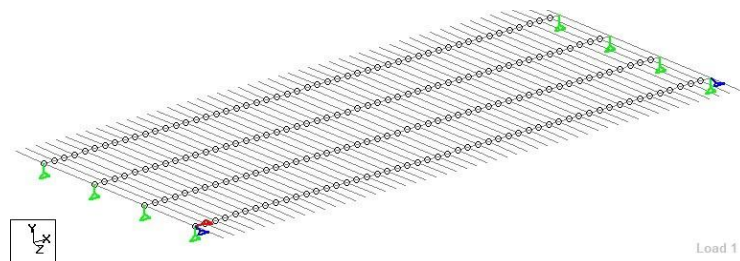
Para el cálculo se ha tomado como estructura una losa de 4 tramos de 2.09 m en todos los casos.

Por la distancia entre apoyos de cada tramo, que permite la ubicación de una sola rueda de aplanadora dentro del mismo, hemos elegido como estado de carga para calcular los momentos negativos a la aplicación de una rueda en la mitad o en el borde, considerando a la losa como doblemente empotrada y de longitud infinita. Para su determinación hemos utilizado los campos de influencia contenidos en "Influence Surfaces of Elastic Plates" de Pucher mediante las Tablas 12 y 16. En la determinación de las cargas de uso se ha tomado directamente el coeficiente de impacto de 1,4 que indican las "Bases..." juntamente con la reducción del 20 % en su peso. La incidencia de la multitud en calzada es irrelevante. Para los momentos positivos hemos considerado, como situación ampliamente segura, la del caso biarticulado con la carga única en el centro que se encuentra en Tabla 1 de "Influence...".

Esquema del modelo numérico usado para verificación de solicitaciones de dimensionamiento y Estados de carga usados en las combinaciones



Gráfica n° 4: Tramo central y lateral 30 m + voladizo

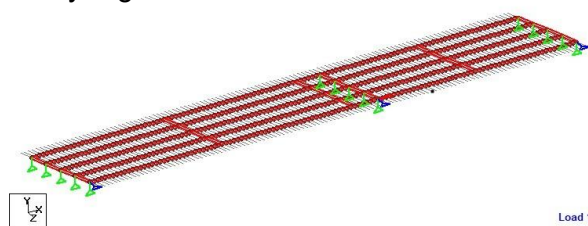


Gráfica n° 5: Tramo extremo 25 m.

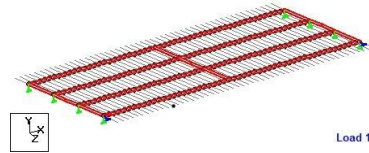
7.1.3 ESTADOS DE CARGA

7.1.3.1 Peso Propio estructura

Viga Central y Viga Cantilever

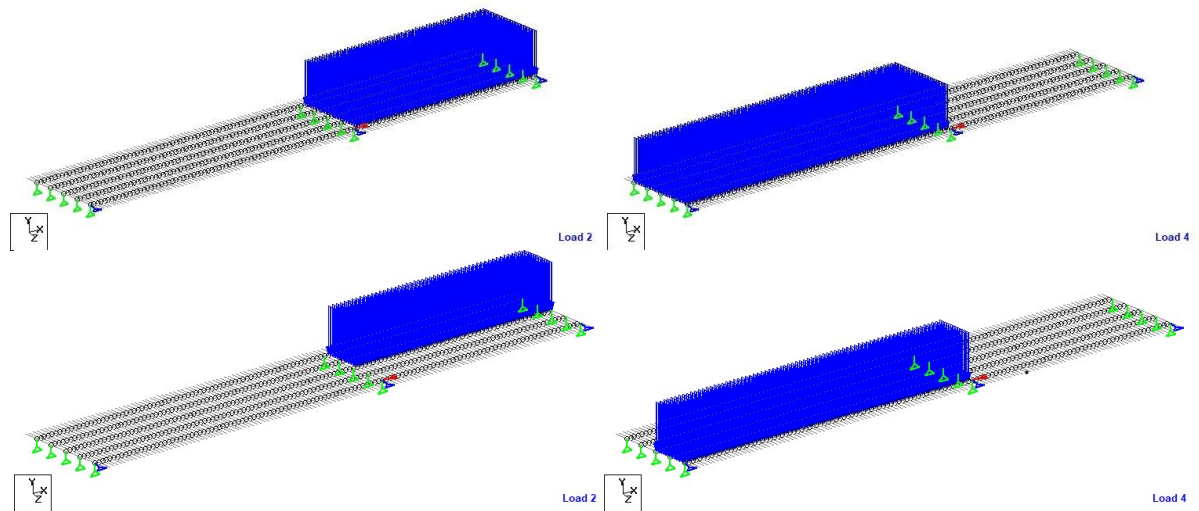


Viga Extremo

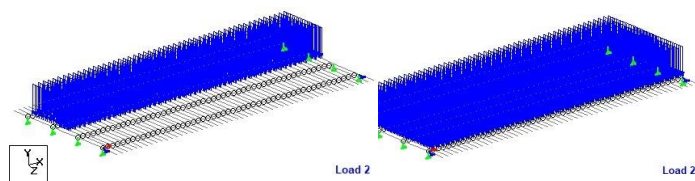


7.1.3.2 Multitud en Tableros (cargas totales y asimétricas)

Tablero Central y Viga Cantilever

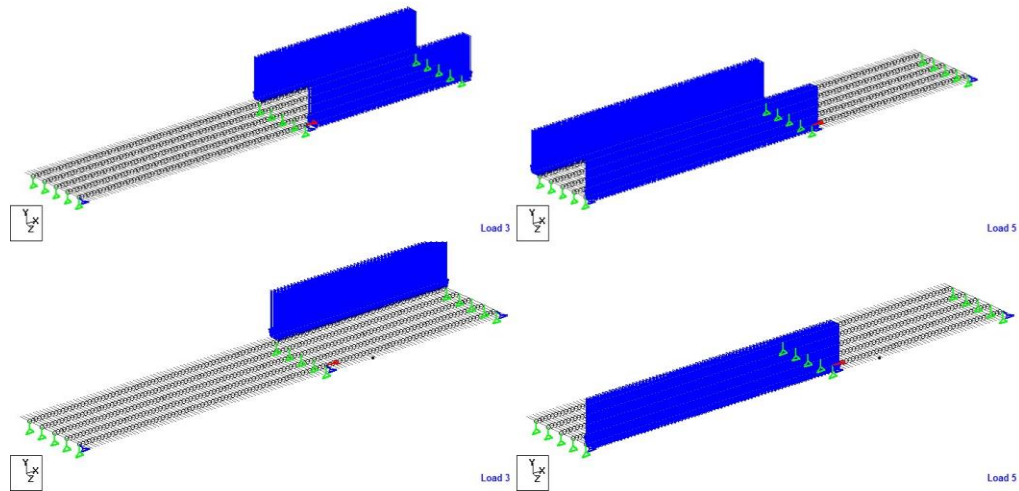


Tablero Extremo

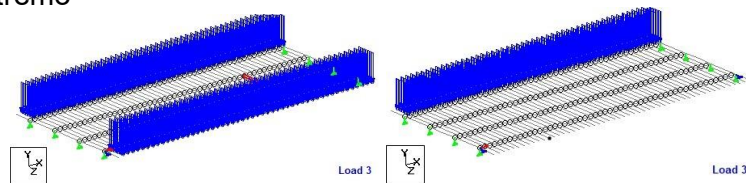


7.1.3.3 Multitud en Veredas (cargas totales y asimétricas)

Tablero Central y Viga Cantilever

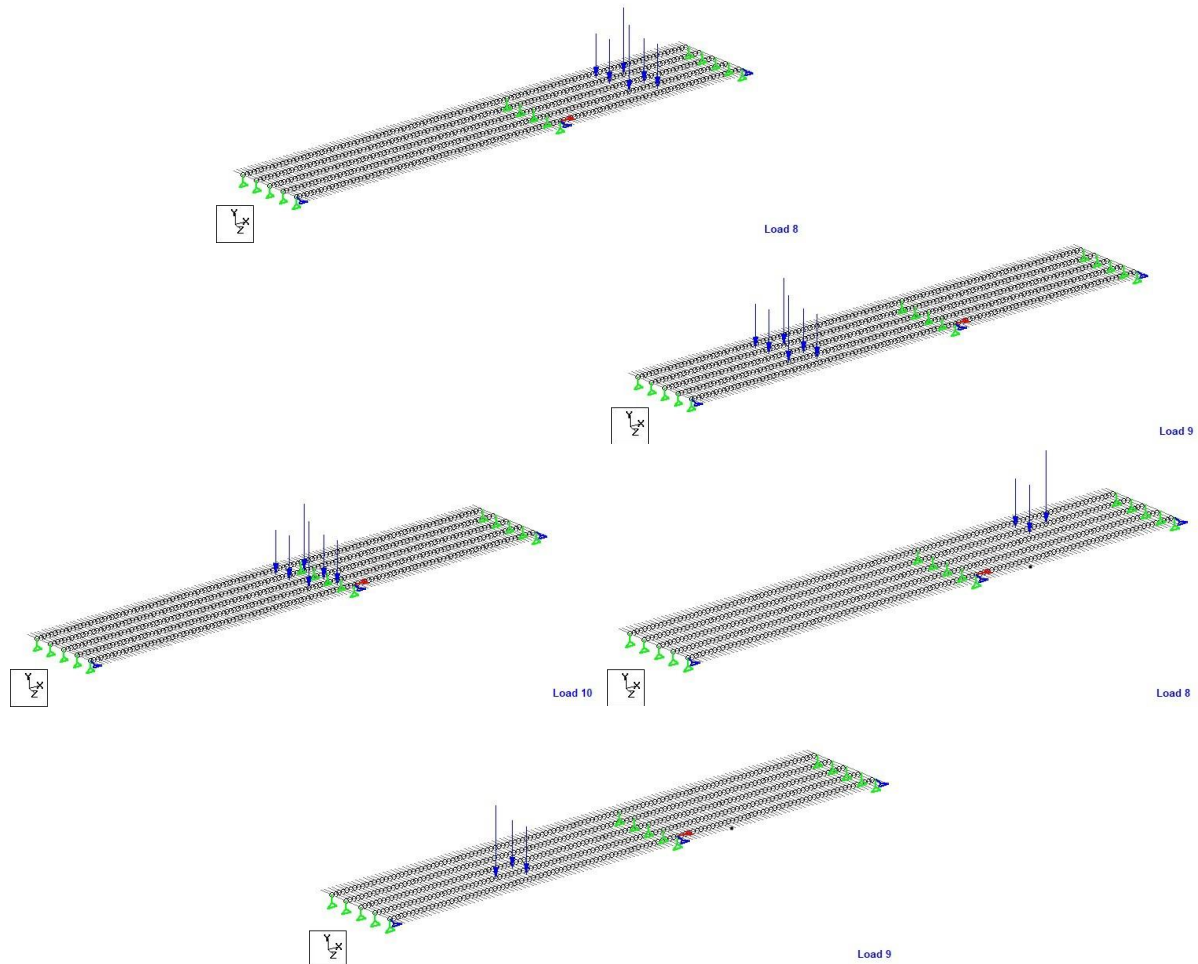


Tablero Extremo

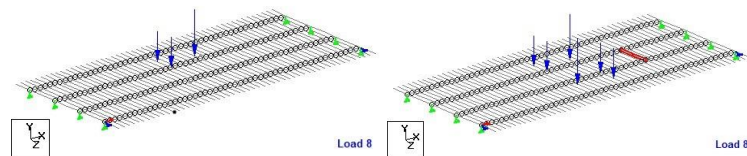


Aplanadora A-30 en Calzadas (cargas totales y asimétricas)

Tablero Central y Viga Cantilever



Tablero Extremo



Resto del Peso. (carpeta, barandas, defensas.)

7.1.3.4 LOSA DE APROXIMACION.

Hemos adoptado para la Losa de Aproximación el Plano Tipo DPV Losa de Acceso DPV N° 6808-P. acondicionando sus medidas a las del proyecto.

A-5) BARANDA VEHICULAR Y BARANDA PEATONAL

La Defensa Vehicular de hormigón y Baranda Peatonal Plano Tipo DPV N° 8109 y 8110 P ubicada sobre el borde externo de la vereda, de esta forma se logra defender y contener el tráfico y diferenciar claramente en tráfico peatonal con el vehicular.

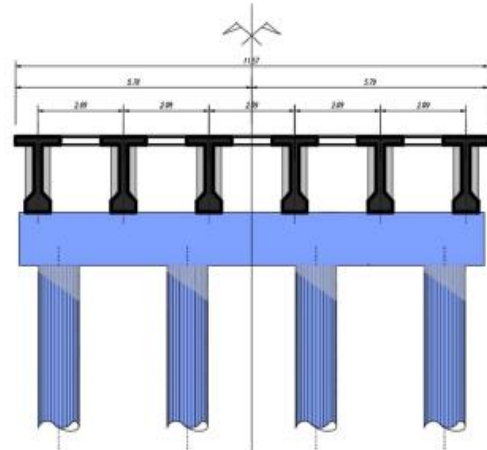
7.1.4 DIMENSIONAMIENTO DE LA SUPERESTRUCTURA TRAMO CENTRAL

DATOS DEL PUENTE

Cantidad de vigas	6.00 u
Categoría del puente	A-30
Luz	34,00 m
Luz de cálculo	34,00 m
Ancho de calzada	11.50 m
$\alpha =$	110°
Baranda peatonal	0,030 t/m
Baranda vehicular	0,700 t/m
Barandas totales	0,730 t/m

TRAMO CENTRAL

Separación entre vigas = 1,98 m



Sección vigas transversales	0,384 m ²
Longitud/espesor vigas transv.	7,2 m
Cant. de vigas transversales	4

MATERIALES

<u>Hormigón</u>	H-38
f'_c	38 Mpa
E_{cv}	37000 Mpa

<u>Armadura pasiva</u>	
Tensión fluencia	420 Mpa
E_s	210000 Mpa

<u>Armadura activa</u>	
Tipo	C-1900 br
Grado	270
Tensión rotura	1840 Mpa
Tensión fluencia	1680 Mpa
Tipo de cordón	1x7 0.6"
Área cordón	1,4 cm ²
Peso propio cordón	1,134 kg/m
E_p	195000 Mpa
n_p	5,27

<u>Viga y sellos</u>	
Peso específico	2,5 t/m ³

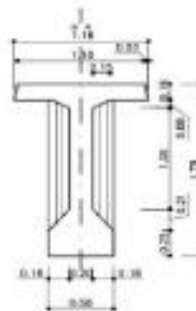
<u>Carpeta de desgaste</u>	
Peso específico	2,5 t/m ³
Espesor	0,08 m

<u>Cordón/Guardarruedas</u>	
Peso específico	2,5 t/m ³

1-VIGAS PRINCIPAL TRAMO CENTRAL

CARACTERÍSTICAS DE LA SECCIÓN

	Sección Neta (viga sola)	Viga int con sello de losa
A(m ²)	0,6313	0,7809
ht(m)	1,70	1,70
y1(m)	0,9112	1,0405
y2(m)	0,7888	0,6595
J(m ⁴)	0,2324	0,2905
Winf(m ³)	0,2551	0,2792
Wsup(m ³)	0,2947	0,4404
i(m)	0,6068	0,6099
e1(m)	0,4668	0,5640
e2(m)	0,4041	0,3575



SECCIÓN TÍPICA DE VIGAS
ESC 1:50

ANÁLISIS DE LOS ESTADOS DE CARGA

Carga permanente

Peso Propio de la viga (g_0)

Ppviga lateral sola: 1,578 t/m 55,24 tn

Peso losa (g_1)

PP sello de losa y vereda: 0,374 t/m

Peso Propio resto del peso (g_2)

PP vigas transversales: 1,92 t/m

PP veredas+guardarruedas: 1,307 t/m (incluido en la losa)

En vigas laterales

PPcarpeta de desgaste: 1,660 t/m

PPbarandas y defensa H^o: 1,459 t/m

3,119 t/m total

0,62 t/m por viga

Sobrecargas de uso

Coefficiente de impacto 1,18 (Variación lineal entre para L=30, 1.2 y para L=50, 1.1)
Sobrecargas por aplanadoras
Cant. fajas de circulación 2 fajas
% del pp de las aplanadoras a tomar: 100%

Sobrecarga de Multitud Compacta

$$p = 3.65 + \frac{800000}{L^3 + 50L^2 + 334000} \cdot L(m), p(KN)$$

p 0,551 t/m2
p' 0,65 t/m2 (p x coef.de impacto)

	A-30	A-25	A-20
peso	30	25	20
rd	13	10	8
rt	8,5	7,5	6
	0,6	0,6	0,5
	0,4	0,4	0,4

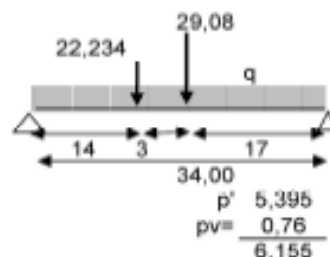
Sobrecarga debido a aplanadoras

Aplanadora A-30
Peso aplanadora 30 t
Rd 13,00 t
Rt 8,50 t → 17,00 t

Reducción por multitud compacta

Considerando a la multitud compacta como abarcando a todo el largo y ancho del puente cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora (originalmente de 13 t y 8,5 t para rodillo delantero y trasero) resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para dos aplanadoras sobre la calzada del puente:

Peso aplanadora 21,741 t
Rd 9,421 t
Rt 6,160 t → 12,320 t
Por coeficiente de impacto
Rd' 11,117 t
Rt' 7,269 t → 14,538 t
Sobrecarga en veredas
pv= 0,4 t/m2
Ancho vereda cargado= 0,95 m
pv= 0,38 t/m (carga por vereda)



CÁLCULO DE SOLICITACIONES

Ver Anexo de solicitaciones

Cuadro 1: Solicitaciones para cargas permanentes y accidentales										
SEC.	Permanentes								Acc.	
	PESO VIGA SOLA		PESO LOSA		RESTO PESO		TOTAL		Muro	Garzo
	M _{g1} (tm)	Q _{g1} (t)	M _{g2} (tm)	Q _{g2} (t)	M _{g3} (tm)	Q _{g3} (t)	M _{g4} (tm)	Q _{g4} (t)		
0	0,000	26,830	0,000	6,358	0,000	10,605	0,000	43,793	0,000	28,605
0.5 L	228,097	0,000	54,043	0,000	90,139	0,000	372,239	0,000	298,438	0,000

PRETENSADO

Al conjunto de cargas anterior, hemos sumado la acción del esfuerzo de pretensado, cuya aplicación es simultánea con el g₀ mencionado arriba. En nuestros cálculos hemos supuesto el tesado dos cables (uno de cada lado). El tipo de acero que proponemos es el C -190 Grado 270 de Baja Relajación de acuerdo con la Norma IRAM - IAS U -500 - 03.

En esencia, para todas las vigas del tablero los elementos tensores son 4 cables de 10 cordones de 7 x 1/2" cada uno de 9.9 cm² de superficie, es decir 4 x 10 T13 con una superficie total de 39.6 cm² o configuración similar según sistema de Pretensado adoptado.

Indudablemente, los datos precisos acerca del pretensado que se utilizará, formarán parte del Protocolo de Tesado, de acuerdo con el Protocolo de Tesado que prepararemos en el momento de su construcción.

Pretensado en pista

h1' 0,095 m (en L/2)
 e 0,816 m

Tensión al acuar= 1420 Mpa
 Pérdidas iniciales 10,50% (Ver cálculo de pérdidas en Anexo, proceso iterativo)
 Pérdidas totales 14,64%
 fp3 1270,9 Mpa
 fp infinito 1084,84 Mpa

Cordones adoptados 30 cordones $\phi 5/8"$
 Cant Cables 3 cables

V₃ 533,778 t (Esfuerzo en L/2 después de perd. Iniciales)
 V_{oo} 455,633

VERIFICACIÓN DE TENSIONES

Se calculan las tensiones de las vigas en las fibras superior e inferior desde la puesta en tensión de las vigas pretensadas (t = 0) hasta la acción de las cargas accidentales luego de pérdidas (t = ∞)

Armadura pasiva:

4 ϕ 25 = 19,63 cm² h= 0,034 m
 Es= 210000 Mpa
 ns=Es/Ec= 5,68

Armadura activa

ϕ vaina= 8,0 cm
 A vaina= 50,27 cm²
 Ep= 195000 Mpa
 np=Ep/Ec= 5,27

Sección neta inicial de viga sin losa:

Se descuentan los huecos de las vainas (sin A° Activa)

Se homogeniza la A° Pasiva

	L/2	
A _{net} =	0,0251	m ²
y ₁ neta=	0,9180	m
I _{net} =	0,2294	m ⁴
W ₁ neta=	0,2499	m ³
W ₂ neta=	0,2934	m ³

Sección homogeneizada de viga sin losa

Se homogeniza la A° Activa del tesado en pista

	L/2	
A _h =	0,6475	m ²
y ₁ h=	0,8899	m
I _h =	0,2326	m ⁴
W ₁ h=	0,2614	m ³
W ₂ h=	0,2871	m ³

Sección homogeneizada de viga con losa

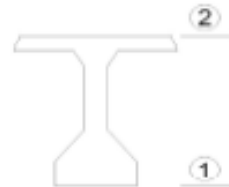
Se homogeneiza la Losa del tablero

b= 0,88
h= 0,17

	L/2	
A _{vi} =	0,8122	m2
y _{1 vi} =	1,0087	m
I _{vi} =	0,3097	m4
W _{1 vi} =	0,3070	m3
W _{2 vi} =	0,4479	m3

Resumen de secciones homogeneizadas en L/2:

Sección	Neta	Homog sin losa	Homog con losa
A=	0,6254	0,6475	0,8122
y ₁ =	0,9180	0,8899	1,0087
W ₁ =	0,2499	0,2514	0,3070
W ₂ =	0,2934	0,2871	0,4479



Cuadro de tensiones en el centro de la luz

Sección	Causa	M [tm]	N [t]	Fibra 1 [t/m2]		Fibra 2 [t/m2]		Valores adm [t/m2]	
				Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Fibra 1	Fibra 2
Neta	Peso Prop. Viga	226,06		912,54		-111,29			
	Postesado		-533,78	-853,50		-853,50			
		-439,32		-1.757,88	-1.698,83	1.497,33	-133,46	-1.800,0	
H s/losa	Peso Prop. Losa	54,04		206,78	-1.492,05	-188,24	-321,69		
H c/ losa	Cargas Permanen	90,14		293,62	-1.198,43	-201,23	-522,93		
	Pond Diferidas		75,15	96,21		96,21			
		71,40		232,58	-869,63	-159,40	-586,11		
	Cargas Acc.	256,44		841,84	-27,79	-576,95	-1.163,06	0,00	-1.600,0

VERIFICACIÓN A ROTURA

Momento en servicio máximo M= 630,675 tm
v= 1,75
Mu=M x v= 1.103,68 tm

Colaboración de la losa:

A= 0,3366 m2
β_r= 2100 t/m2
D= 706,86 t
z= 1,52 m

Colaboración del Pretensado:

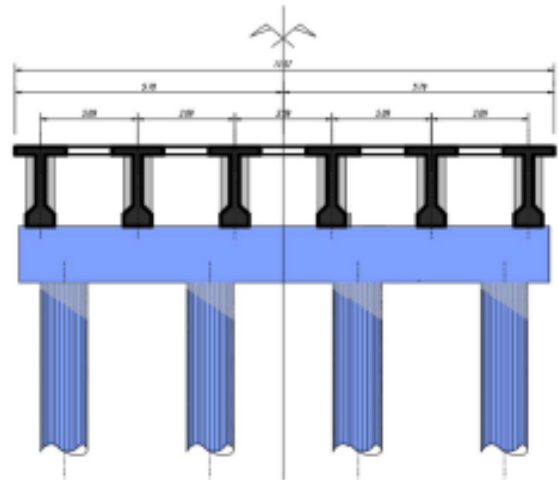
Cant de cables= 30
A_{cable}= 1,4 cm2
β_s= 17 t/cm2
4φ 25 = 19,63 cm2
β_s= 4,2 t/cm2
Z= 796,467 t
z= 1,52 m

Madm= 1.210,63 tm Buenas Condiciones 1,0969

2- LOSA DEL TABLERO

DATOS GENERALES

Luz de cálculo=	34,00	m
Espesor de losa=	0,17	m
P específico H°=	2,5	t/m3
Espesor de carpeta=	0,08	m
P específico carpeta=	2,5	t/m3



ANÁLISIS DE LAS CARGAS ACTUANTES EN EL TABLERO

El análisis de las cargas actuantes se realiza en función de las "Bases para el cálculo de Puentes ..."

Categoría de puente:	A-30
Coefficiente de impacto:	1,4

Aplanadora:

Rd=	13,00	t
Rt=	8,50	t
Total=	30,00	t
Reducción para losas:	0,8	
Rd'=	14,56	t
Rt'=	9,52	t

Multitud compacta:

p=	0,55	t/m2
p'=	0,77	t/m2

Fuerza horizontal:

F=	0,08	t/m
Aplicada a la altura del pasamano		

Sobrecarga en veredas:

pv=	0,40	t/m2
-----	------	------

CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES

El Cálculo de las solicitaciones se realiza de acuerdo al cálculo simplificado de losas de las "Bases para el cálculo de Puentes ..."

Entre vigas principales - Solicitaciones en el tramo

a=	1,98	m (distancia entre ejes de vigas)
e=	0,17	m (espesor de la losa)
<i>Cargas permanentes</i>		
PP losa y carpeta de desgaste		
q=	0,63	t/m2
M tramo pp=	0,10	tm/m (empotrado-empotrado)

Sobrecargas

Aplanadora:

Ancho activo: $B = 0,1 + 2 \times s + 2/3 \times l < 0,1 + 2 \times s + 2 \times m$

$s = 0,08$ m (espesor carpeta)

$l = 1,98$ m (separación entre ejes vigas principales: a)

$B = 1,58$ m

Ancho de repartición: $Ar = t + 2 \times s$

$t = 1,20$ m (impronta del rodillo delantero)

$Ar = 1,36$ m

$Rd' = 14,56$ t

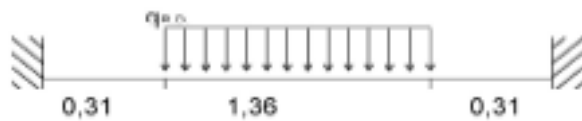
$q_{rd} = Rd' / (Ar \times B) = 6,78$ t/m²

$M_{tramo} = 2,99$ tm/m

(apoyado -apoyado)

$M_{tramo} = 1,07$ tm/m

(empotrado-empotrado)



$M_{tramo} \text{ aplanadora} = 2,03$ tm/m

Multitud compacta

$q = 0,77$ t/m²

$M_{tramo} = 0,38$ tm/m

(apoyado -apoyado)

$M_{tramo} = 0,13$ tm/m

(empotrado-empotrado)

$M_{tramo} \text{ multitud} = 0,25$ tm/m

$M_{tramo} \text{ sobrecarga} = 2,03$ tm/m

Entre vigas principales - Solicitaciones en los apoyos

Cargas permanentes

PP losa y carpeta de desgaste

$q = 0,63$ t/m²

$M_{apoyo \text{ pp}} = -0,20$ tm/m (empotrado-empotrado)

Sobrecargas

Aplanadora:

$q_{rd} = Rd' / (Ar \times B) = 6,78$ t/m²

$M_{apoyo \text{ aplanadora}} = -1,92$ tm/m (empotrado-empotrado)

Multitud compacta:

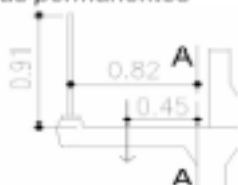
$q = 0,77$ t/m²

$M_{apoyo \text{ multitud}} = -0,25$ tm/m (empotrado-empotrado)

$M_{apoyo \text{ sobrecarga}} = -1,92$ tm/m

En el voladizo - Solicitaciones en el apoyo

Cargas permanentes



Las cargas que actúan en este caso son
Peso propio de la losa, carga de baranda
y fuerza aplicada en el pasamano.

Sección	ancho (m)	alto (m)	área (m2)	Carga (tn/m)	dist. a A-A (m)	M _{A-A} (tm/m)
Losa			0,30	0,75	0,45	0,34
Baranda Peat	-	-	-	0,05	0,82	0,04
Fuerza en Pasamano				0,08	0,91	0,07

M apoyo pp= 0,45

Substratus an verus?

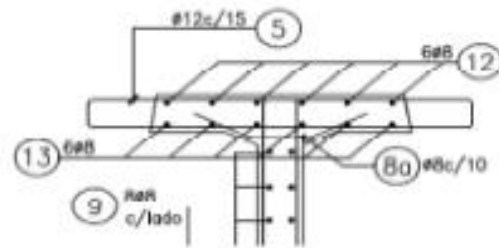
Carga pv=	0.40	t/m2
ancho de aplicación, a=	0.95	m
$M_{pv} = \frac{a^2}{2}$	0.18	tm/m
M apoyo sobrecarga=	0.18	tm/m

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION DE LA LOSA

Entre vigas principales

Armadura de tramo:

Me=	2,14	tm/m
b=	1,00	m
h=	0,15	m
kh=	10,26	
ke=	0,45	
As nec=	5,41	cm ² /m
As adoptada:	ø12c/15	7,53 cm ² /m
(Separación máxima entre ejes de fierros 15cm)		



Armadura inferior

Armadura de apoyo:

Me=	-2,13	mm/m
b=	1,00	m
h=	0,15	m
kh=	10,29	
ke=	0,45	
As nec=	6,38	cm ² /m
As adoptada:	ø12c/15	7.53 cm ² /m

Armatura superior

Armadura de repartición:

$c=0.1+0.1(b-(t \cdot 2s))$	(DNV - V-b-6)
$b=$	1.58
$t=$	1.20
$s=$	0.08
$c=$	0.12
$u \text{ mils}=$	0.20
As rep.=	1.28
As adoptada:	$\phi 8c/20$
	2.51 cm ² /m

En el voladizo

Armadura de apoyo:

Me=	0,63	tm/m
b=	1,00	m
h=	0,15	m
kh=	18,67	
ke=	0,43	
As nec=	1,81	cm ² /m
As adoptada:	ø12c/15	7,53 cm ² /m
(Separación máxima entre ejes de hierros 15cm)		

Armatura superior

Armadura de repartición:

c min=	0,20	
As rep.=	0,36	cm ² /m
As adoptada:	ø8c/20	2,51 cm ² /m

3 - LOSA DE APROXIMACIÓN Y BARANDAS

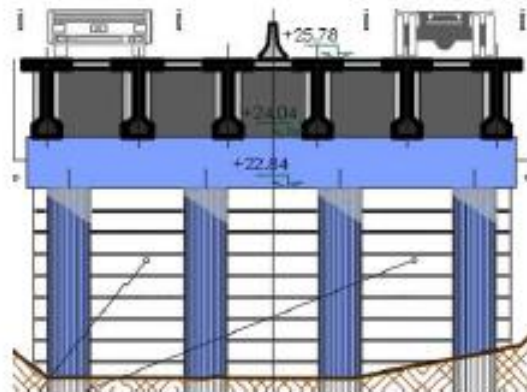
Hemos adoptado para la losa de aproximación el Plano Tipo Z-6660 de la D.N.V. acondicionando sus medidas a las del proyecto.

Para las protecciones, se tomó para el lado interior la Defensa de Hormigón indicada por el Plano Tipo Z-6451 y para el exterior la Baranda Metálica contemplada por el Plano Tipo J -8714.

2- LOSA DEL TABLERO

DATOS GENERALES

Luz de cálculo=	24,10	m
Espesor de losa=	0,17	m
P específico H ^a =	2,5	t/m ³
Espesor de carpeta=	0,08	m
P específico carpeta=	2,5	t/m ³



ANÁLISIS DE LAS CARGAS ACTUANTES EN EL TABLERO

El análisis de las cargas actuantes se realiza en función de las "Bases para el cálculo de Puentes ..."

Categoría de puente:	A-30
Coefficiente de impacto:	1,4

Aplanadora:

Rd=	13,00	t
Rt=	0,50	t
Total=	30,00	t
Reducción para losas:	0,8	
Rd' =	14,56	t
Rt' =	9,52	t

Multitud compacta:

p=	0,58	t/m ²
p' =	0,81	t/m ²

Fuerza horizontal:

F=	0,08	t/m
Aplicada a la altura del pasamano		

Sobrecarga en veredas:

pv=	0,40	t/m ²
-----	------	------------------

CÁLCULO DE LAS SOLICITACIONES

El Cálculo de las solicitaciones se realiza de acuerdo al cálculo simplificado de losas de las "Bases para el cálculo de Puentes ..."

Entre vigas principales - Solicitaciones en el tramo

a= 2,64 m (distancia entre ejes de vigas)

e= 0,17 m (espesor de la losa)

Cargas permanentes

PP losa y carpeta de desgaste

q= 0,83 t/m²

M tramo pp= 0,18 tm/m (empotrado-empotrado)

Sobrecargas

Aplanadora:

Ancho activo: $B = 0.1 + 2 \times s + 2/3 \mid < 0.1 + 2 \times s + 2$ m

s= 0,08 m (espesor carpeta)

l= 2,64 m (separación entre ejes vigas principales: a)

B= 2,02 m

Ancho de repartición: $Ar = t + 2 s$

t= 1,20 m (impronta del rodillo delantero)

Ar= 1,36 m

Rd'= 14,56 t

$q_{rd}' = Rd' / (Ar \times B) = 5,30$ t/m²

M tramo= 3,53 tm/m

(apoyado -apoyado)

M tramo= 1,36 tm/m

(empotrado-empotrado)

Mtramo aplanadora= 2,45 tm/m

Multitud compacta

q= 0,81 t/m²

M tramo= 0,70 tm/m

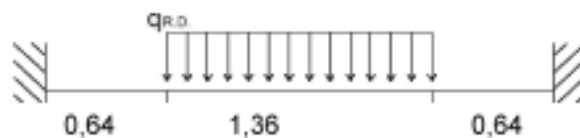
(apoyado -apoyado)

M tramo= 0,23 tm/m

(empotrado-empotrado)

Mtramo multitud= 0,47 tm/m

Mtramo sobrecarga= 2,45 tm/m



DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN DE LA LOSA

Entre vigas principales

Armadura de tramo:

$M_e = 2,63$ tm/m

$b = 1,00$ m

$h = 0,15$ m

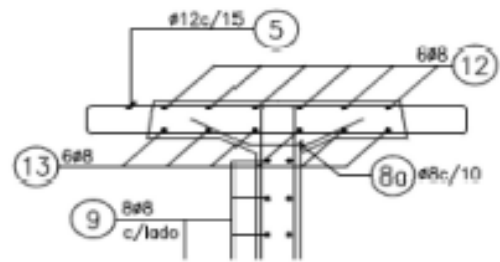
$k_h = 9,25$

$k_e = 0,44$

$A_s \text{ nec} = 7,71$ cm²/m

$A_s \text{ adoptada} = \phi 12c/15$ 7,53 cm²/m

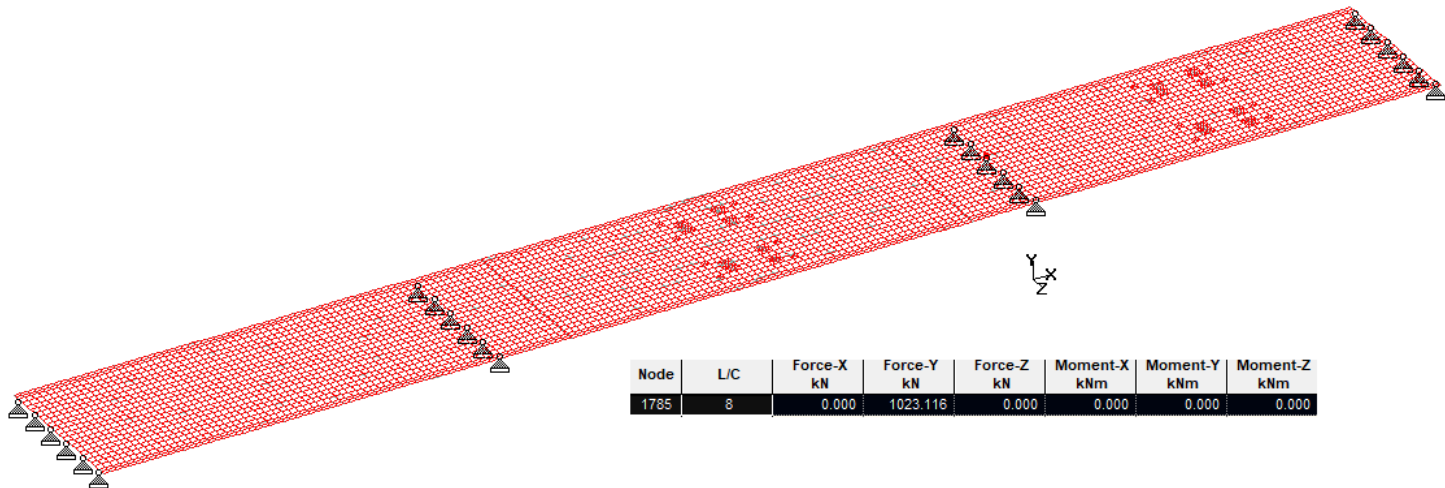
(Separación máxima entre ejes de hierros 15cm)



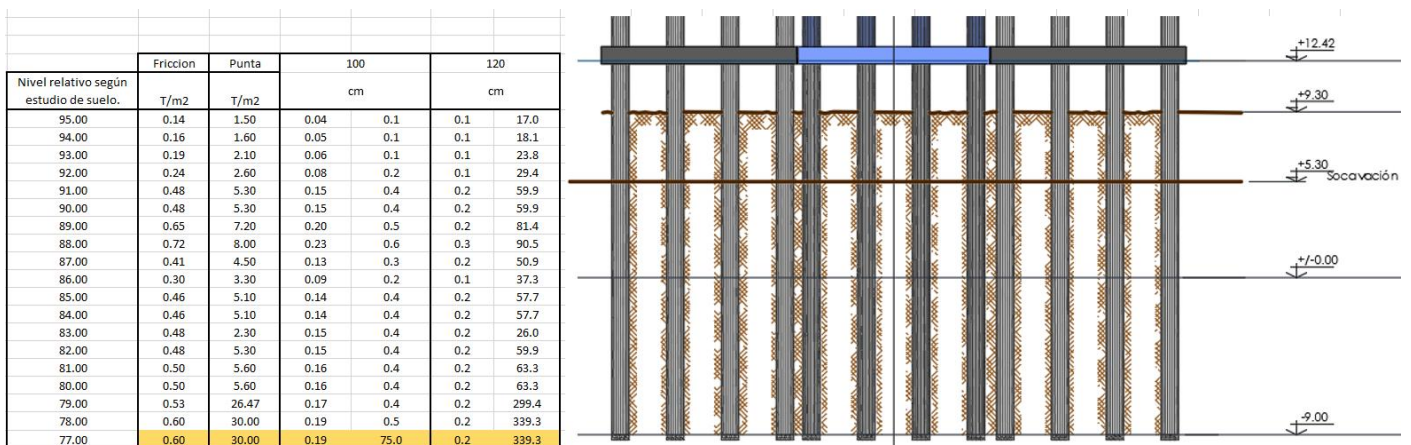
Armadura inferior

7.2 MEMORIA DESCRIPTIVA Y DE CÁLCULO DE LA INFRAESTRUCTURA

Para el calculo de las fundaciones, se opta por pre dimensionar el pilote mas solicitado, teniendo en cuenta un estado de carga en servicio probable dado las características de la estructura. Es decir, una aplanadora en cada faja de circulación adoptada.

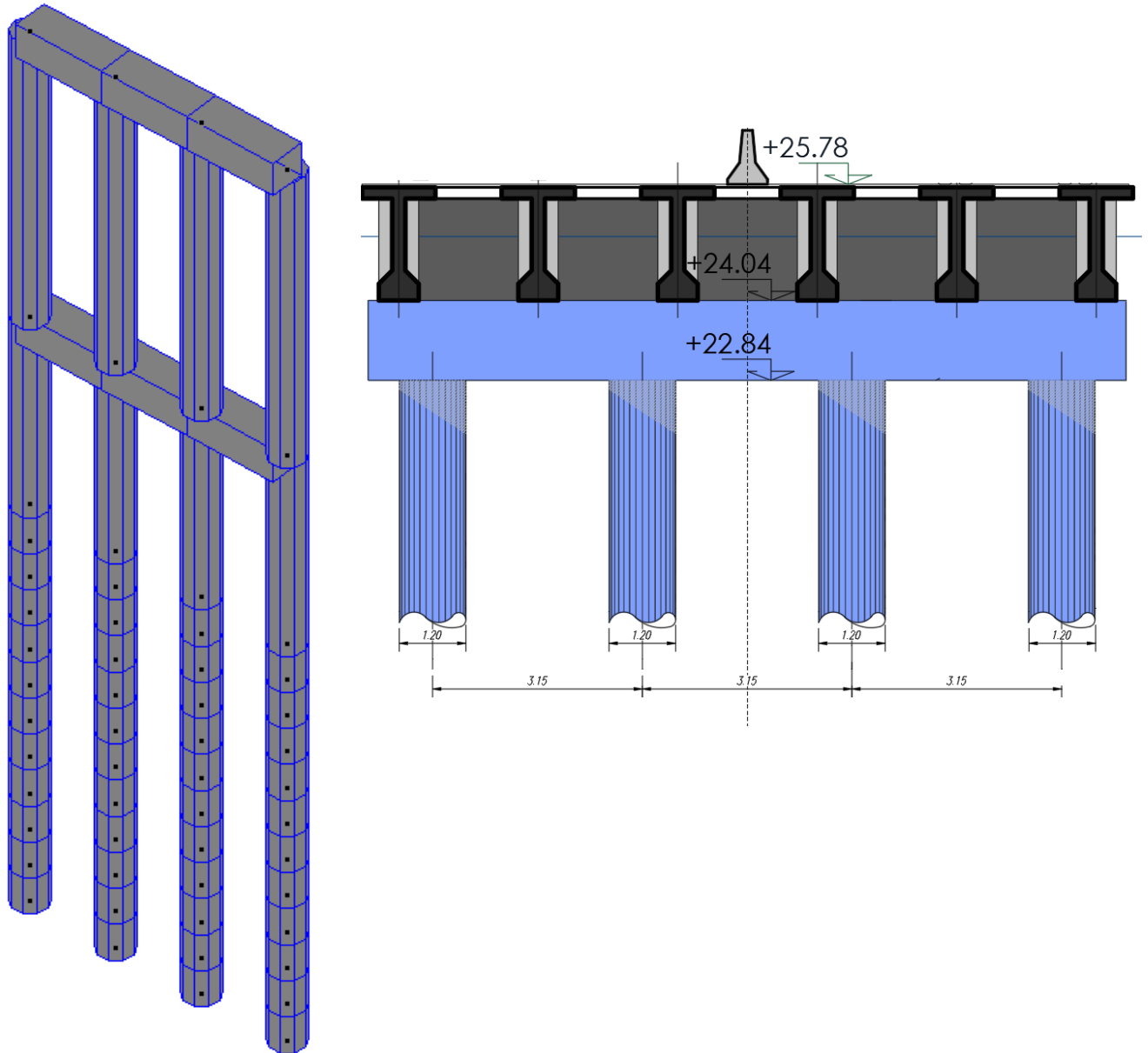


Para el calculo de la capacidad mecánica del suelo, se adjunta planilla de desarrollo de la resistencia en función de los parámetros geotécnicos realizados por la DIYET de la DPV.

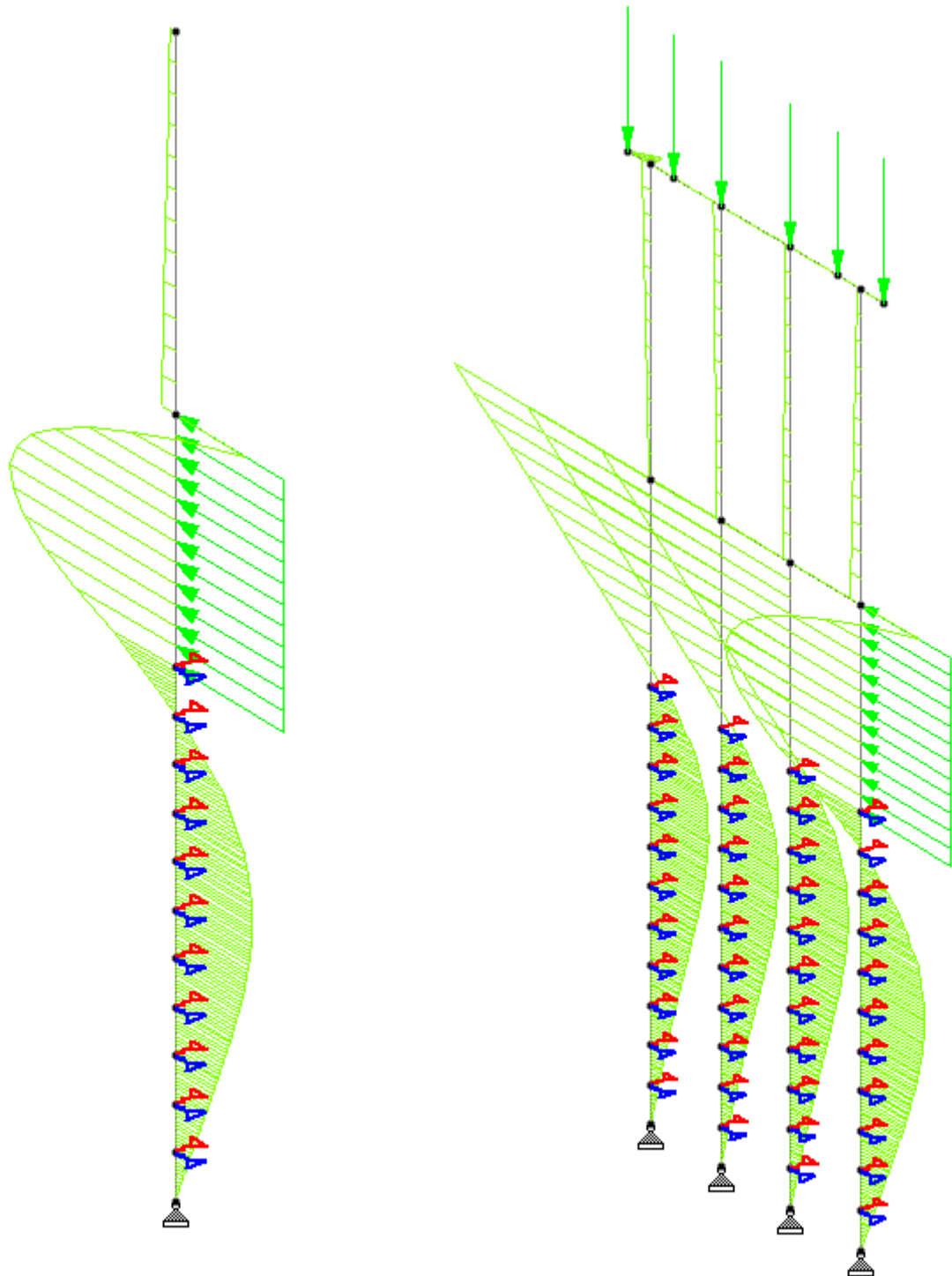


7.2.1 Solicitaciones en el pilote.

A continuación se detalla la pila más solicitada.



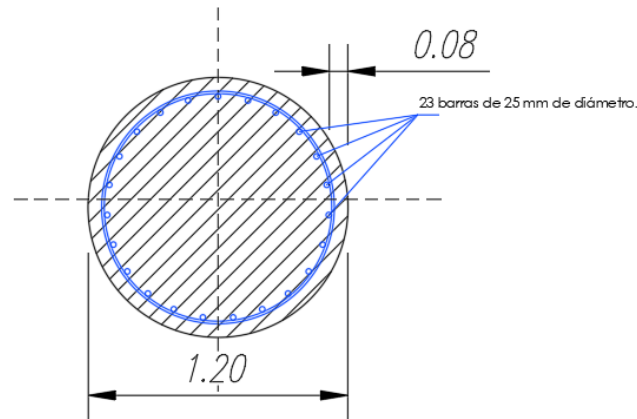
Se adjunta un resumen de las solicitaciones en el elemento estructural pilote.



Beam	L/C	Section	Axial Force kN	Shear-Y kN	Shear-Z kN	Torsion kNm	Moment-Y kNm	Moment-Z kNm
18	5	0.000	5131.779	7.806	-37.540	-0.000	45.395	261.300

Con las solicitaciones obtenidas, se realiza el dimensionamiento utilizando el cuaderno 220 de la comisión alemana para el dimensionamiento de los elementos de Hormigon armado.

Sección de y armadura de pilotes.



Se adopta 23 barras de 25 milímetros de diámetro por cada pilote. Estribos de 12 milímetros, zunchados, con un paso de 150 milímetros.

8 MEMORIA DESCRIPTIVA PUENTE SOBRE ARROYO SAN LORENZO

8.1 Generalidades

La Dirección de Estudios y Proyectos, elaboró el proyecto ejecutivo completo de la obra vial, correspondiente a la construcción del tercer carril de la Autopista Rosario – Santa Fe. Dentro del tramo a intervenir, existe un conjunto de puentes a ensanchar, con el objeto de incorporar 2 carriles adicionales para circulación vehicular (en ambos sentidos de circulación), y banquetas internas de anchos adecuados.

Particularmente este puente se ubica en la Prog.19+800 de la AP01, sobre el Arroyo San Lorenzo.

8.2 Estructura del puente existente

En la actualidad, la estructura existente que cruza el A° San Lorenzo, está compuesta por dos (2) puentes separados internamente una distancia aproximada de 9.17m. Cada uno de ellos permite la circulación descendente de 2 carriles hacia la ciudad de Rosario en sentido Norte – Sur y la circulación ascendente de dos carriles hacia la ciudad de Santa Fe, en sentido Sur – Norte.

Mediante relevamiento realizado, se obtuvo un ancho de calzada aproximado de 12.00m en cada uno de ellos, con dos (2) cordones laterales de 0.45m de ancho cada uno de ellos para vinculación de las barandas/defensas vehiculares. Este ancho de calzada se encuentra conformado por dos (2) carriles para circulación vehicular, una banquina externa de ancho considerable y una banquina interna de ancho reducido.

En cuanto a la estructura de ambos puentes, si bien se ha realizado un relevamiento básico a los fines de obtener dimensiones que permitan esquematizar la geometría de los mismos, no se han podido obtener datos certeros respecto de la configuración y funcionamiento de la superestructura.

En cuanto a la superestructura del mismo, se conforma de tres (3) tramos de distintas longitudes ($l=18.00m$, $l=20.00m$ y $l=18.00m$), alcanzando una luz total aproximada del puente de ($L=56.00m$).

Además, este puente presenta como parte de la Superestructura, viguetas transversales, ubicadas en los extremos y mitad de la luz de la superestructura.

En referencia a la infraestructura, los puentes están conformados por dos (2) pilas también de H°A°, sobre las cuales reposa la superestructura. Dichas pilas presentan cuatro (4) pilotes de 0.80m de diámetro de acuerdo a los relevamientos realizados.

Los estribos son del tipo cerrado; presentan un muro frontal de espesor desconocido, sobre el cual descansa la superestructura, dichos muros se encuentran vinculados entre

ambos puentes, conteniendo el suelo que forma parte del cantero central de la AP01. Además, los estribos cuentan con un espaldar que cumple doble función; por un lado, la de contener el terraplén de acceso y por el otro, servir de apoyo a la losa de aproximación.

La fundación tanto de pilas como de estribos se desconoce; en principio se presupone directa de acuerdo a la estratigrafía del suelo del lugar.

Se presupone que el puente cuenta con Losas de Aproximación, motivo por el cual han sido proyectadas para su ejecución en la presente documentación.

8.3 Anteproyecto del diseño geométrico del puente a construir

La estructura a construir, presentará vinculación con los puentes existentes. Geométricamente el ancho de la nueva losa de tablero, será de 9.16m, incluyendo dos (2) carriles de circulación vehicular de 3.65m cada uno de ellos (uno por cada sentido de circulación), dos (2) banquetas internas de 2.10m de ancho aproximado y una defensa rígida tipo New Jersey.

En conclusión, el ancho de calzada definitivo de cada uno de los puentes incluyendo el ensanche, será aproximadamente de 16.80m; esto incluye tres (3) trochas para circulación de 3.65m cada una de ellas (10.95m) y dos banquetas adyacentes de 2.10m y 3.75m respectivamente. Cada una de las calzadas contará con una pendiente transversal del 2% hacia las banquetas externas.

Observando el perfil transversal de la obra, los cordones laterales externos de H°A° se conservarán, se retirarán las barandas existentes y se incorporará una defensa/baranda peatonal nueva, certificada de acuerdo a Plano Tipo incorporado en el Pliego Licitatorio. Esto completará un ancho completo aproximado de cada uno de los puentes (tablero + cordones) de 17.60m.

Se conservará el escurrimiento del agua de la calzada a través de los desagües pluviales existentes.

Como criterio de proyecto, la junta que se genere entre el nuevo puente y los adyacentes existentes deberá coincidir con la línea divisoria entre el carril central y el carril rápido (izquierdo) de las nuevas calzadas.

8.4 Anteproyecto del diseño estructural del puente a construir

Para el anteproyecto de ensanche presentado, se opta por una tipología con vigas simplemente apoyadas, buscando igual el comportamiento y la respuesta de la nueva estructura respecto a la original.

La solución adoptada, busca respetar cota de fondo de viga existente, para evitar cualquier modificación que pueda acarrear efectos negativos desde el punto de vista hidráulico.

Se ensanchan también las losas de acceso, las que tendrán un tratamiento similar en cuanto a su vinculación con las estructuras existentes.

8.4.1 Anteproyecto Superestructura:

Se procederá a la demolición parcial de los cordones laterales internos de ambos puentes, de acuerdo a lo indicado en los planos de anteproyecto adjuntos. Se construirán siete (7) nuevas vigas; tres (3) hacia cada lado del eje del nuevo puente y una en coincidencia con el eje central, con una distancia entre cara interna de la estructura existente y eje de nueva viga de 0.80m y una separación entre nuevas vigas de 1.76m aproximadamente.

Se ejecutará la superestructura, conformada por tres (3) tramos de longitudes aproximadas (18m-20m-18m), compuestos cada uno de ellos por siete (7) vigas de sección doble T, prefabricadas (postesadas/ pretensadas); El ala superior de dichas vigas ya será parte de la losa tablero, debiendo ejecutarse insitu los sellos correspondientes de hormigón armado en 0.17m de espesor para lograr la materialización y continuidad del tablero.

Se construirán viguetas transversales internas en correspondencia con los extremos y medio de longitud de nuevas vigas.

La superestructura del ensanche repetirá las cotas de fondo de vigas existentes y de rasante superior de la estructura, a partir de la cual se desarrollará la nueva carpeta de rodamiento con 2% de pendiente transversal hacia los laterales externos de ambos puentes.

Se conservarán los desagües pluviales con caños de diámetro 100mm de H°G°, de acuerdo al relevamiento realizado.

(*) En todos los casos el Hormigón utilizado para la ejecución será H-40 (s/ CIRSOC 201-2005).

8.4.2 Anteproyecto Infraestructura - Pilas:

En función de las características de los suelos, los condicionamientos que imponen los cauces de gran oblicuidad sobre las estructuras de puentes, las alturas de inundación máximas observadas, la tipología existente de la superestructura, etc., se ha adoptado el anteproyecto del ensanche con fundación indirecta.

Considerando la descripción realizada de las pilas existentes, para recibir la carga de las nuevas vigas, se propuso continuar con pilas conformadas por un cabezal superior de

dimensiones aproximadas de acuerdo a planos de anteproyecto, el cual descansará sobre tres (3) pilotes con un diámetro mínimo de 0.80m.

Dichos pilotes, se consideraron fundados de acuerdo a los estudios de suelo y las verificaciones realizadas, con una cota de punta de CPP= -1.20.

8.4.3 Anteproyecto Infraestructura - Estribos:

Se ha considerado la demolición de parte del muro frontal existente en ambos estribos y la contención provisoria durante la construcción, del suelo que conforma los terraplenes de acceso a los puentes y el cantero central.

Como estructura del estribo del nuevo puente, se propone un cabezal superior, con el agregado de un espaldar para contención del suelo del nuevo terraplén y apoyo de la losa de acceso. El mismo se construirá por detrás de los estribos existentes, evitando intervenir demasiado sobre la estructura de los mismos.

Dicho cabezal, será soportado por cuatro (4) pilotes con un diámetro mínimo de 0.80m. Entre los que se ejecutará adicionalmente una losa para contención del suelo. Para dichos pilotes, se ha fijado una cota de punta mínima de CPP= -1.20 de acuerdo a los estudios de suelo preliminares realizados.

Sobre el cabezal se ubicarán los apoyos de policloropreno para las nuevas vigas.

(*) Cabe destacar que toda la Infraestructura será ejecutada con Hormigón H-30 (s/ CIRSOC 201-2005) y Cemento ARS debido a la gran agresividad que presenta el agua en la zona, de acuerdo al Estudio Geotécnico elaborado por la Dirección de Investigaciones y Ensayos Tecnológicos (DIYET).

8.5 Obras complementarias

Para el presente Proyecto se incluyen además las siguientes obras complementarias:

- Demolición parcial de estructura existente.
- Reparación general de fisuras.
- Retiro de baranda metálica de defensa vehicular existente.
- Señalización vertical.
- Señalización horizontal.
- Colocación defensa rígida tipo New Jersey.
- Colocación de baranda metálica de defensa sobre puente y losas de acceso.

9 ANALISIS HIDRICO Y VERIFICACION DE EROSION LOCAL EN OBRA DE ARTE SOBRE ARROYO SAN LORENZO

9.1 Introducción

La Dirección Provincial de Vialidad (DPV) de la Provincia de Santa Fe impulsa el desarrollo de obras de infraestructura vial bajo un enfoque integral que contemple no solo los requerimientos funcionales del sistema de transporte, sino también las condiciones hidrológicas e hidráulicas del entorno natural. En este sentido, resulta fundamental identificar y evaluar los puntos críticos donde la infraestructura vial interactúa con cursos de agua, a fin de garantizar la seguridad, durabilidad y eficiencia del corredor.

En el marco de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril 2° Etapa, correspondiente al Tramo: Acceso San Lorenzo Centro (16+200) – Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500), ante la posibilidad de construcción de pilotes en el cruce de la traza vial con el Arroyo San Lorenzo, considerando la potencial ocurrencia de procesos erosivos que podrían comprometer la estabilidad de la obra de arte proyectada, se realizarán estudios específicos.

El presente estudio tiene por objeto evaluar el comportamiento hidráulico e hidromorfológico del cruce vial sobre el Arroyo San Lorenzo, considerando eventos de diseño extremos. Para ello, se integraron antecedentes hidrológicos y cálculos propios, desarrollando una modelación hidráulica en régimen permanente y no permanente mediante software especializado (HEC-RAS), con el fin de estimar la erosión potencial y orientar el diseño de pilote.

Este informe constituye un complemento técnico para la correcta planificación y ejecución de las obras en dicho tramo.

9.2 Objetivo

El objetivo general del presente estudio es evaluar la erosión potencial en el cauce del Arroyo San Lorenzo en su intersección con el autopista Santa Fe- Rosario, AP-01, en el marco del proyecto "Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa", correspondiente al tramo entre el Acceso San Lorenzo Centro (16+200) y el Desvío de Tránsito Pesado Timbúes (33+500).

Este análisis, tiene como propósito aportar insumos concretos para el diseño y verificación de las pilotes de la obra de arte ubicada sobre dicho curso de agua, a fin de prevenir procesos erosivos que pudieran comprometer la estabilidad estructural del cruce y la seguridad vial.

En función de este objetivo general, se plantean los siguientes objetivos específicos:

- Caracterizar hidrológica e hidráulicamente el Arroyo San Lorenzo en el punto de cruce con la traza vial, considerando eventos de recurrencia extrema (hasta 500 años), integrando datos provenientes de antecedentes técnicos y cálculos propios.
- Simular el comportamiento del flujo en régimen permanente y no permanente mediante modelación numérica (HEC-RAS), identificando los sectores de mayor susceptibilidad a la erosión.
- Evaluar la erosión potencial en márgenes y en la zona de fundación de la obra de arte, a partir de los resultados hidráulicos y de los parámetros de diseño asociados.
- Proponer lineamientos para el diseño o verificación de protecciones hidráulicas, en función del riesgo de socavación y de las condiciones hidráulicas observadas.

9.3 UBICACIÓN

El presente estudio, se enmarca como complemento técnico de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril 2° Etapa, correspondiente al Tramo: Acceso San Lorenzo Centro (16+200) – Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500). Dentro de dicho tramo, la traza vial atraviesa el Arroyo San Lorenzo, curso de agua de carácter regional que, si bien presenta menor escala que otros ríos de la zona, constituye un punto crítico de escurrimiento superficial, particularmente durante eventos de precipitación intensa. Esta condición lo convierte en un sector sensible desde el punto de vista hidráulico e hidromorfológico.

El análisis aquí desarrollado se focaliza exclusivamente en la obra de arte ubicada en la intersección de la Autopista Provincial AP01 y el Arroyo San Lorenzo, con el objetivo de evaluar la erosión potencial y los procesos de socavación que puedan comprometer la estabilidad estructural de la infraestructura vial, en el marco del diseño y ejecución del nuevo tercer carril.



Figura 9.1 - Ubicación General

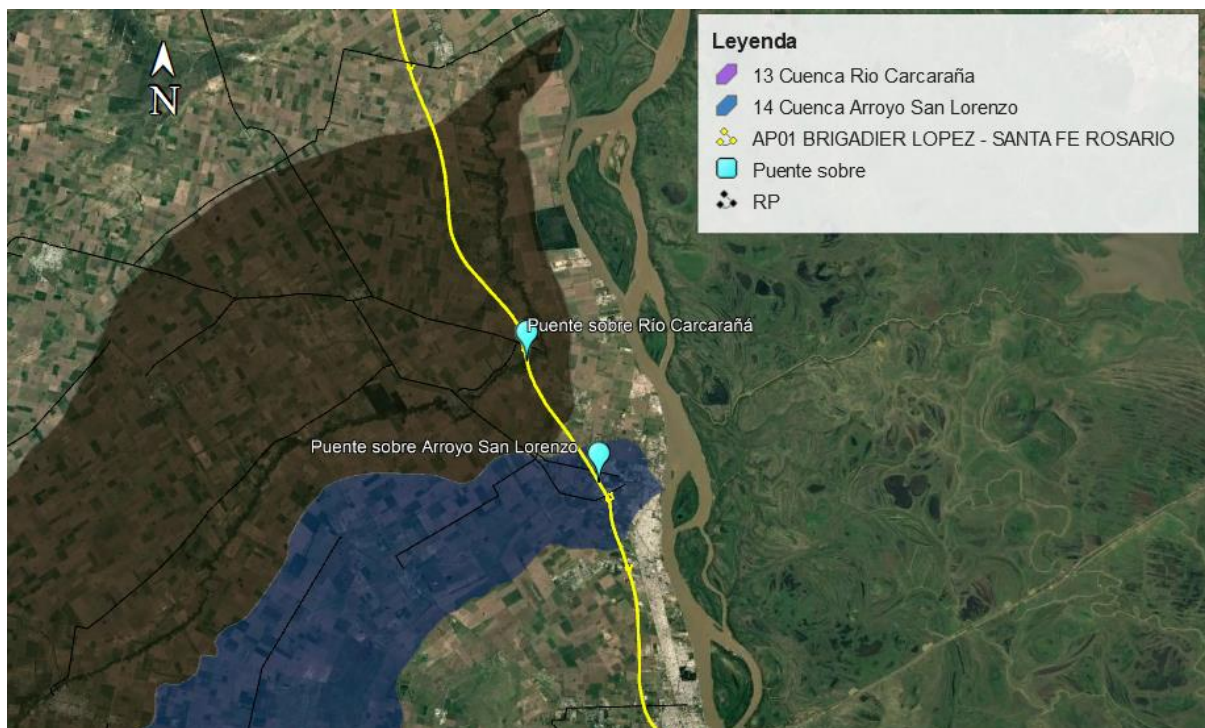


Figura 9.2 – Ubicación General

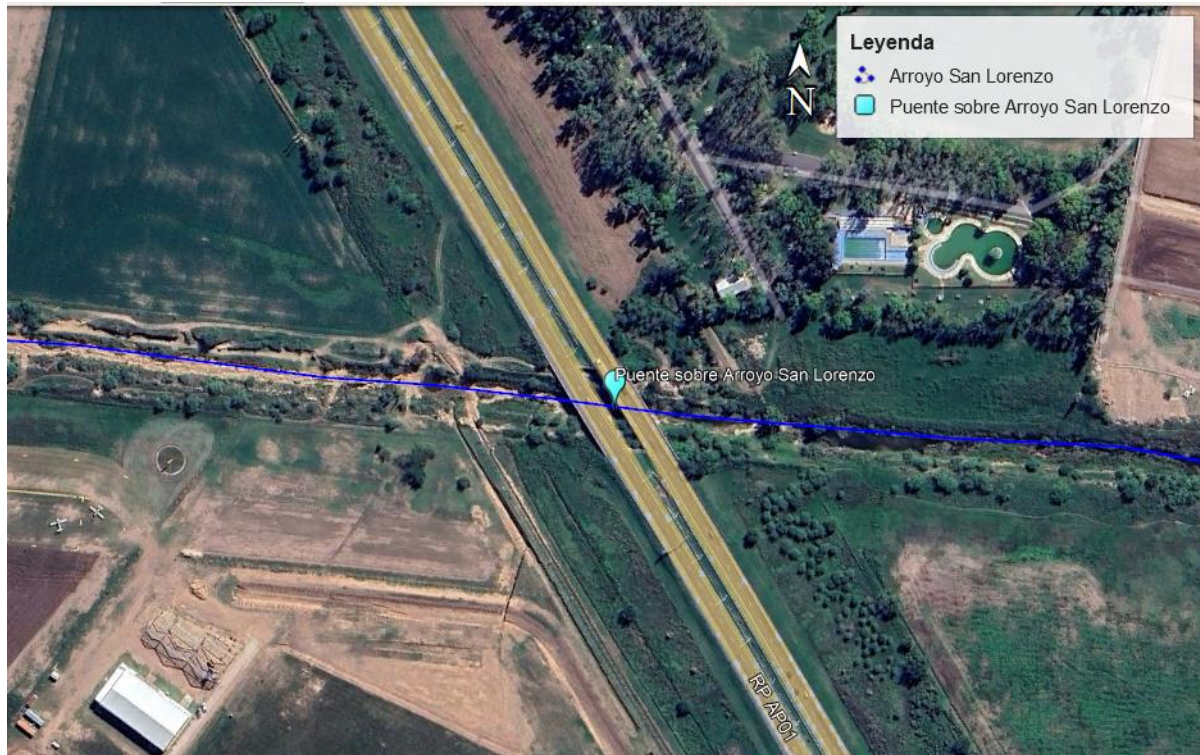


Figura 9.3 – Ubicación Particular

9.4 ANTECEDENTES Y RELEVAMIENTO

9.4.1 Antecedentes

- Consulta General al Centro de documentacion del Ministerio de Obras Públicas de la Provincia de Santa Fe.
- Estudio topográfico Arroyo San Lorenzo (MOP, 2005).
- Proyecto Circunvalar Rosario - Obra: Puente R.P. N° 10 Sobre A° San Lorenzo (Arsons Brinckerhoff-Iatasa Ingenieros Consultores Atec Ingenieros Consultores S.A. – Ing. Cornero Consultora S.A., 2006).
- Obra: "Elaboración Del Proyecto Y Ejecución De La Obra Puente Sobre El Arroyo San Lorenzo Y Accesos" - Ciudad De Puerto Gral. San Martin - Provincia De Santa Fe" (Obring, 2018).
- Estudio Geotécnico (Torres y Vercelli S.R.L., 2012).
- Puente Sobre Arroyo San Lorenzo En Avenida San Martin – Puerto San Martin (DPV, 2013).
- Plan Director De Recursos Hídricos De La Cuenca Del Río Carcarañá (Universidad Nacional Del Litoral Facultad De Ingeniería Y Ciencias Hídricas, Septiembre de 2019), comitante Ministerio de Obras Publicas de la Provincia de Santa Fe (ex Ministerio de Infraestructura y Transporte).

- OBRA: Puente sobre Río Carcarañá y accesos, Ruta Provincial N° 26S, Provincia de Santa Fe (Ing. Juso V. Domé, 2008).
- Sistema Nacional de Información hídrica, Secretaria de Obras Públicas, Subsecretaria de Recursos Hídricos, Ministerio de Economía, Nación Argentina (<https://snih.hidricosargentina.gob.ar>).
- Informes de Erosión RN N11 (MOP, 2009).

9.4.2 Relevamiento Topográfico

9.4.2.1 Personal

- El relevamiento del estudio fue realizado por el Departamento de Relevamiento Planialtimétricos de la Dirección de Estudios y Proyectos, DPV Santa Fe.

9.4.2.2 Detalle

- Las tareas de relevamiento se encuentran apropiadamente detalladas en el informe del área

9.4.3 METODOLOGIA, PARÁMETROS Y VARIABLES GENERALES

Los parámetros y variables utilizados para el análisis de la situación actual y futura se encuentran normalizados, salvo casos excepcionales que serán debidamente justificados.

A fin de reducir el “formato papel”, logrando no solo agilizar las presentaciones, sino además ser ambientalmente más amigable, a continuación, se incorpora un enlace donde se puede acceder a la “Teoría” de Metodologías-Parámetros-Variantes, de Desagües Urbanos y Rurales. En el apartado RESULTADOS, se expondrán lo específico del caso en cuestión.

Enlace:

https://drive.google.com/file/d/1iZqtp65xt-ZAHByExlSI1fk-si0ryPo/view?usp=drive_link



Figura 9.4 – QR al enlace

9.5 ESTRATEGIA DE CALCULO

9.5.1 Análisis de Obras de Arte

El presente estudio se enfoca exclusivamente en la evaluación de la erosión local en el cruce del Arroyo San Lorenzo, en el marco de la Obra: AP-01 - Construcción de Tercer Carril – 2° Etapa, correspondiente al tramo entre el Acceso San Lorenzo Centro (16+200) y el Desvío Tránsito Pesado Timbúes (33+500).

El análisis se enmarca como estudio complementario a la obra vial, con el objetivo de determinar la profundidad de erosión esperada en el sector de cruce con el río. La estrategia de cálculo incluye las siguientes etapas:

9.5.1.1 Revisión de antecedentes e información base

Se recopiló y organizó la información técnica disponible proveniente de estudios anteriores realizados en la zona del arroyo (proyecto del puente en RP10, obras sobre Av. San Martín, estudio en Puerto General San Martín), así como datos geométricos provistos por relevamientos planialtimétricos de la DPV.

9.5.1.2 Delimitación de cuenca y generación de caudales

Se elaboró un modelo hidrológico a partir del Modelo Digital de Elevaciones (MDE) provisto por el IGN, delimitando la cuenca tributaria al punto de cruce y calculando los caudales de escurrimiento superficial para diferentes periodos de retorno (hasta 100 años).

Los resultados fueron contrastados con valores estimados en estudios previos del INA y DPV, asegurando coherencia hidrológica.

9.5.1.3 Modelación hidráulica

Se desarrolló un modelo hidráulico en HEC-RAS, incorporando:

- Secciones transversales del arroyo, relevadas y/o ajustadas a partir de datos topográficos disponibles.
- Geometría de la obra de arte existente.
- Caudales de diseño obtenidos del modelo hidrológico.

Como resultado del modelo, se obtuvieron las principales variables hidráulicas: tirante y velocidad en el entorno de la estructura.

9.5.1.4 Cálculo de erosión

A partir de las velocidades obtenidas en las zonas críticas se calculó:

- Erosión general, utilizando la fórmula de Lichvan–Levediev.
- Erosión local, mediante el módulo específico de HEC-RAS, basado en los criterios de la Federal Highway Administration (FHWA), según el tipo de estructura analizada.

9.5.1.5 Normativa y criterios técnicos

Todos los cálculos y criterios adoptados se encuentran alineados con la Resolución N° 598 de la DPV, y se complementan con bibliografía técnica reconocida para este tipo de análisis.

9.6 RESULTADOS

9.6.1 Antecedentes Puente en Arroyo San Lorenzo

Como bibliografía de base se utilizará:

- 1) Estudio topográfico Arroyo San Lorenzo (MOP, 2005). Se considerará planialtimetría.
- 2) Proyecto Circunvalar Rosario - Obra: Puente R.P. N° 10 Sobre A° San Lorenzo (Arsons Brinckerhoff-Iatasa Ingenieros Consultores Atec Ingenieros Consultores S.A. – Ing. Cornero Consultora S.A., 2006). Se considerarán los cálculos Hídricos.
- 3) Obra: "Elaboración Del Proyecto Y Ejecución De La Obra Puente Sobre El Arroyo San Lorenzo Y Accesos" - Ciudad De Puerto Gral. San Martin - Provincia De Santa Fe" (Obring, 2018). Se considerarán los cálculos Hídricos.
- 4) Estudio Geotécnico (Torres y Vercelli S.R.L., 2012). Se considerarán los resultados.
- 5) Puente Sobre Arroyo San Lorenzo En Avenida San Martin – Puerto San Martin (DPV, 2013). Se considerarán los cálculos Hídricos.

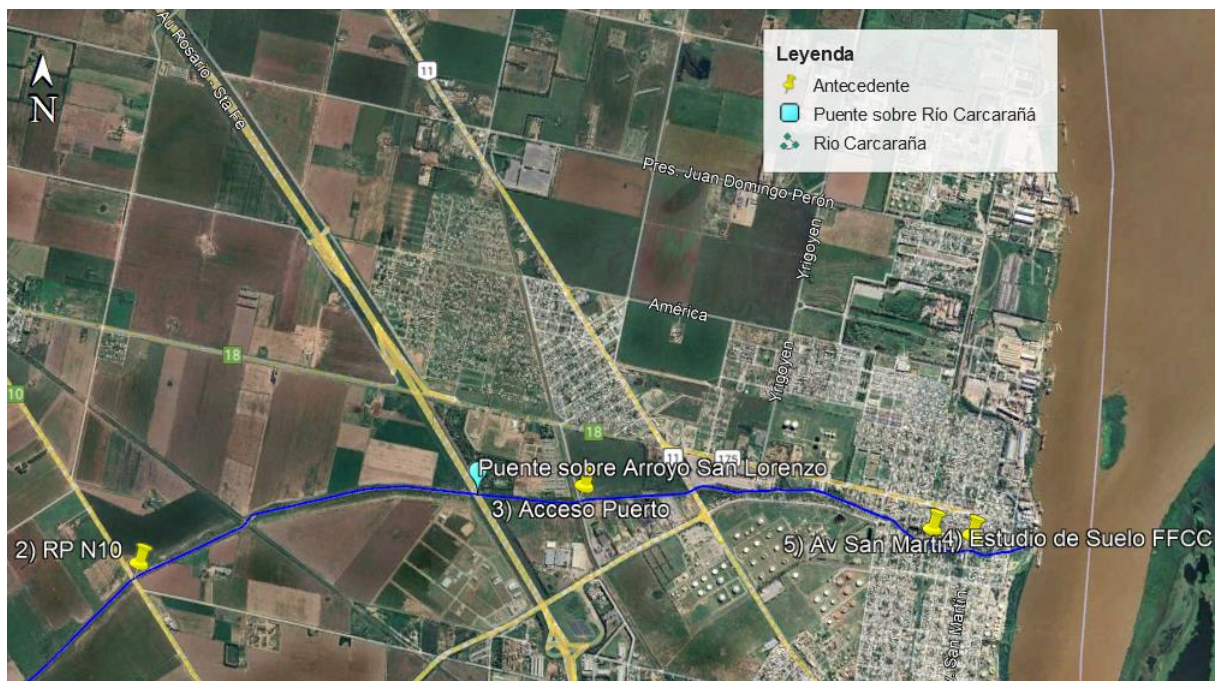


Figura 9.5 –Puente de estudio y bibliografía antecedente (posición relativa, solo para ubicación general)

9.6.2 Área de aporte

Se conto con información del Plan Director de la Provincia y con Modelos Digitales de Elevación que se superpusieron para el trazado de subcuencas.

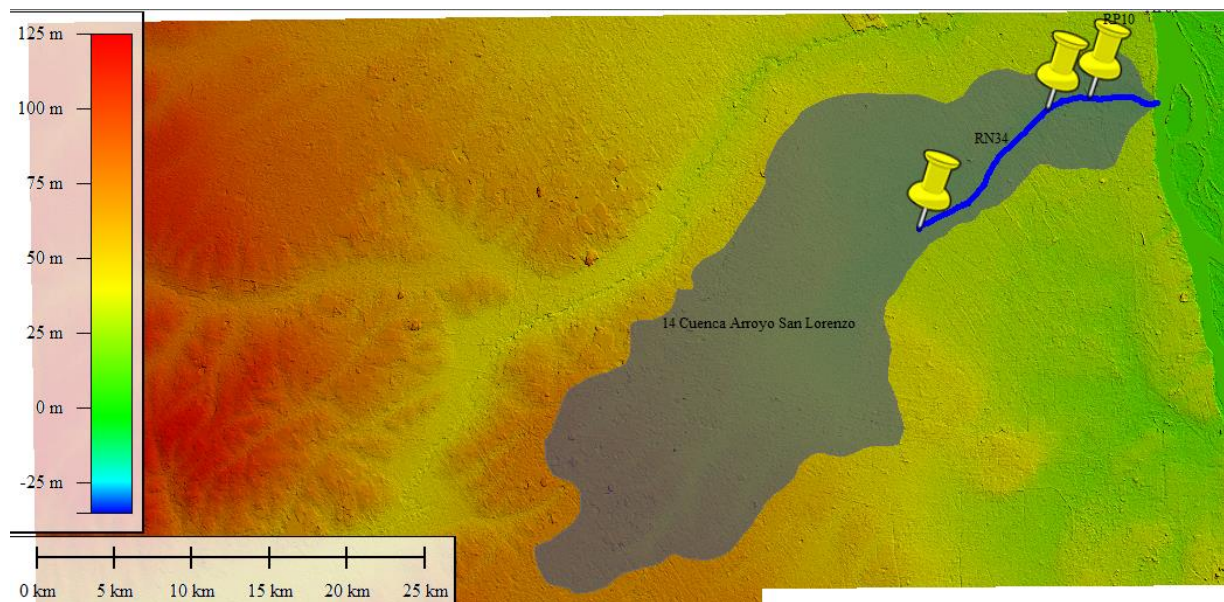


Figura 9.6 – Cuenca del Arroyo San Lorenzo (Plan Director) y Modelo digital de elevación.

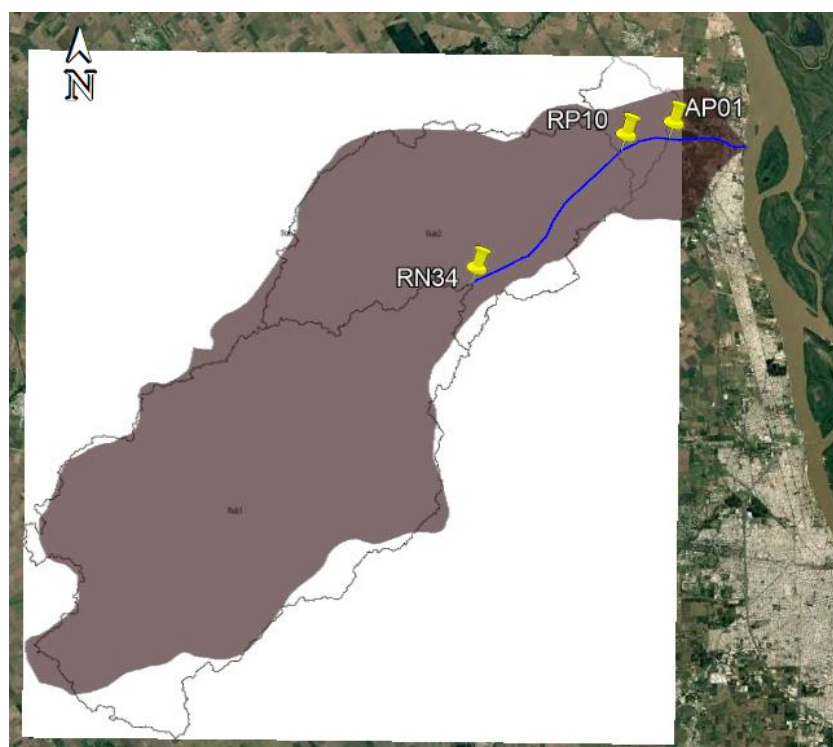


Figura 9.7 – Subcuencas del Arroyo San Lorenzo (obtenido a partir del procesamiento con el software HEC-HMS del MDE), superpuesto a la Cuenca del Arroyo San Lorenzo del Plan Director.

9.6.3 Diagrama topológico

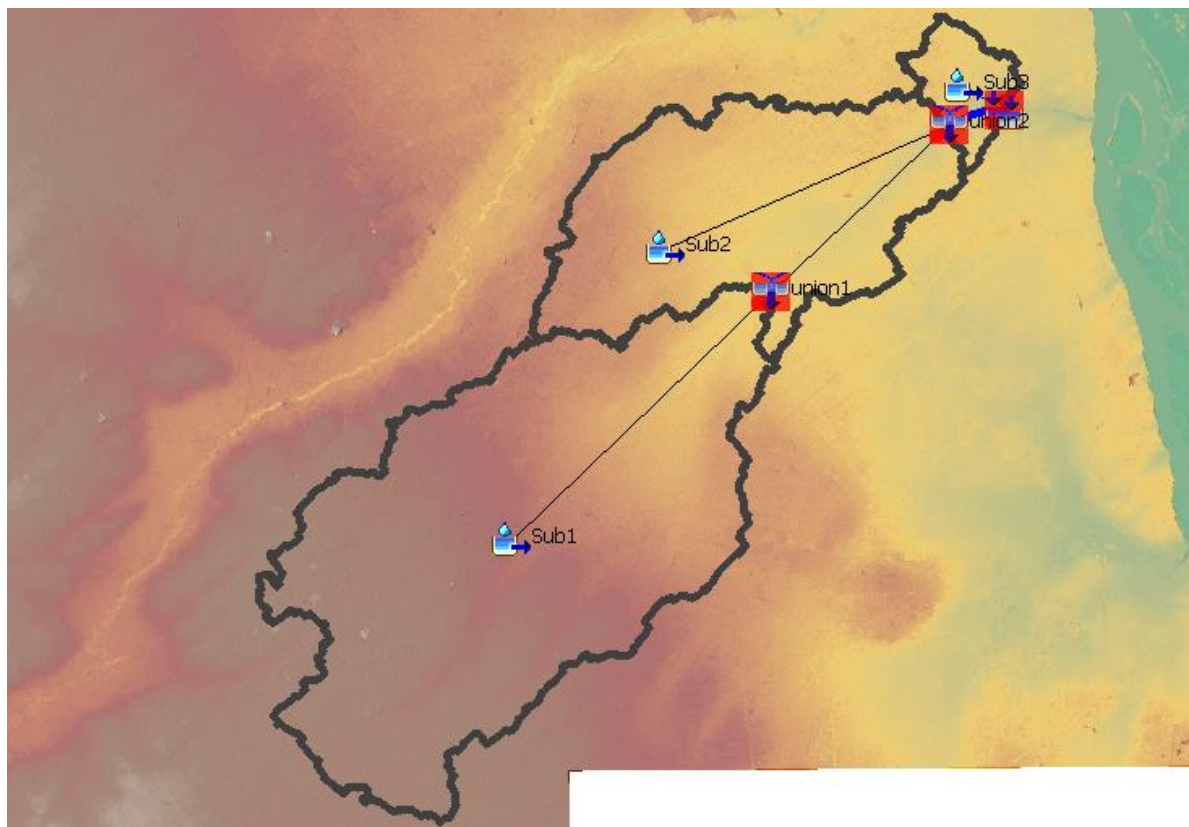


Figura 9.8 – Esquema topológico de simulación. Modelo Hec-Hms.

9.6.4 Tormenta de diseño

9.6.4.1 Tiempo de concentración

Es el tiempo que demora en contribuir toda la unidad de análisis (cuenca/subcuenca) al punto de salida de la misma.

TIEMPO DE CONCENTRACION = TIEMPO DE TRASLADO ENCAUSADO + TIEMPO DE TRASLADO NO ENCAUSADO

Flujo NO ENCAUZADO:

Se aplican las fórmulas de Kirpich y Témez

Tabla 9.1 - Parámetros físicos y tiempo de concentración de subcuencas

Subcuenca	Área	Cota AA	Cota aa	Long Cuenca	S	Tc Kirpich		Tc Témez	Tc PROM
Número	Km2	m	m	Km	m/m	min	hs	hs	hs
1	347.00	71.25	30.00	33.37	0.001310	763.46	12.72	15.23	13.98
2	165.00	30.00	25.00	22.12	0.000455	836.10	13.94	13.62	13.78
3	22.00	25.00	22.50	5.28	0.000926	211.07	3.52	4.01	3.76

TOTAL	534.00	75.00	22.50	47.50	0.001079	1079.68	17.99	20.66	19.33
-------	--------	-------	-------	-------	----------	---------	-------	-------	-------

Flujo ENCAUZADO:

Por otro lado, se analizó el tiempo de traslado del flujo en el tramo de cauce, desde el punto de aporte de la subcuenca en el canal hasta la salida de la cuenca. Esto depende de la velocidad del flujo encauzado y la longitud de traslado. La velocidad media de traslado, se calculó utilizando la fórmula de Manning (Manning, 1889):

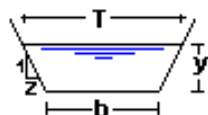
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Donde:

- n (Manning canal)
- S (Pendiente)
- R (Radio Hidraulico): Se considero una sección trapezoidal como “tipo de conducción”, por lo cual la ecuación queda constituida de la siguiente forma

$$R = \left(\frac{(b + zy)y}{b + 2y\sqrt{1 + z^2}} \right)$$

* Sección Trapezoidal



* b (base de fondo)

* y (tirante)

* Z (talud)

Tabla 9.2– Valores adoptados

n(Manning)	0.035
y(tirante)	1
b(solera)	20
z(talud)	1
R(Radio Hidráulico)	0.919906

A continuación, se presentan los resultados de los tiempos de traslado del flujo encauzado.

Tabla 9.3– Tiempo de traslado encauzado

SubCuenca	Longitud Cause	Pte	Velocidad	Tiempo Parcial	Tiempo Parcial	Tiempo Acumulado
ID	m	m/m	m/s	seg	hs	hs
1	14000	0.001310	0.98	14315.63	3.98	17.95
2	3000	0.000455	0.58	5206.81	1.45	15.23
3	0	0.000926	0.82	0.00	0.00	3.76
Total	0	0.001079	0.89	0.00	0.00	19.33

A partir de estos resultados y teniendo en cuenta estudios antecedentes, **se adoptó una duración de 21 horas (1260 minutos)¹** para la tormenta de diseño.

9.6.4.2 Altura de lluvia

Para su cálculo se implementan las ecuaciones obtenidas de: Curvas intensidad-duración-recurrencia (I-D-TR), serie 1970 – 2017, Provincia de Santa Fe, Argentina. (Dirección Provincial de Vialidad de la Provincia de Santa Fe, 2018) / *Corresponde a la serie 1970-2017 de la localidad de Oliveros*. La expresión para el cálculo es la siguiente.

$$i = \frac{a}{(b + D)^c}$$

Donde:

i = intensidad (mm/h)

D = duración (min)

Los parámetros a, b, c dependen de la recurrencia considerada y se detallan a continuación.

Tabla 9.4– Parametros a, b, c

Recurrencia (años)	A	B	C
2	996.414797	5.99899174	0.75968221
5	1208.98254	5.58827415	0.75058616
10	1316.09942	5.33066005	0.7447785
25	1421.87116	5.02620026	0.73780494
50	1482.94669	4.81507096	0.73289446
100	1531.73394	4.61754578	0.72825393

¹ Se compatibilizo con la Tormenta de diseño utilizada en estudios antecedentes DPV.

9.6.4.3 Distribución temporal

Se aplicó el método de bloques alternos, como ya se explicó en el ítem “5 Metodología” incorporando el denominado “Coeficiente de decaimiento areal”.

Para caracterizar cuantitativamente el decaimiento espacial de las lluvias a partir de su núcleo, **se tomó un coeficiente de decaimiento de 1,00**, que se aplicó a los distintos hietogramas de diseño.

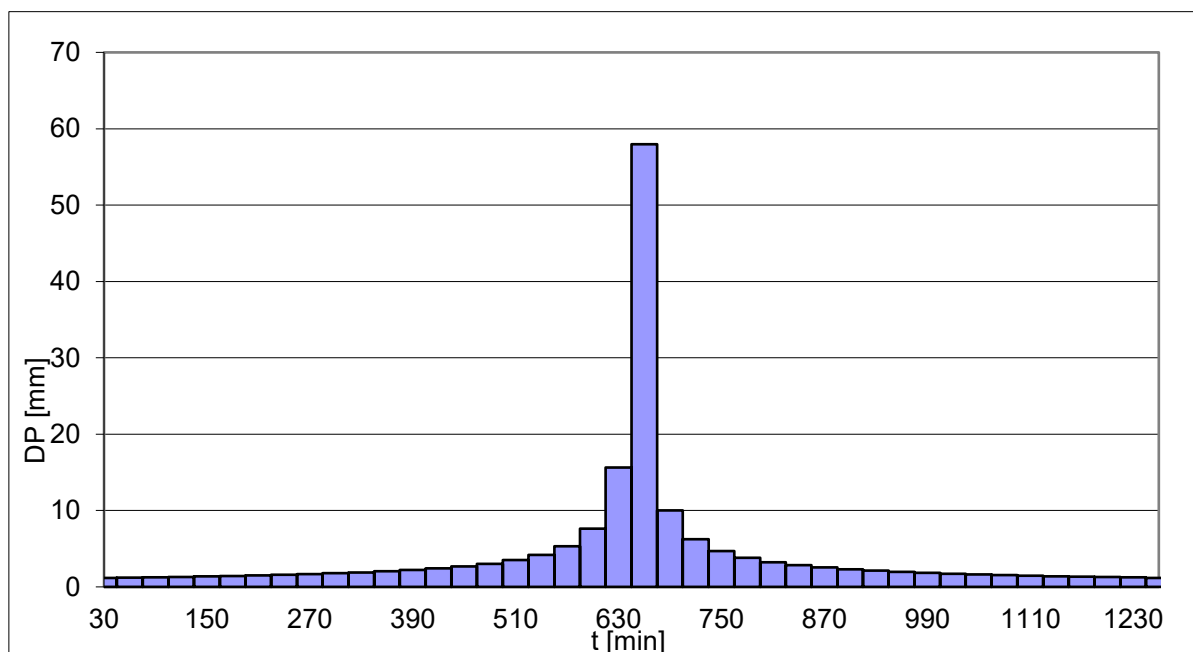


Figura 9.9 - Hietograma para TR = 100 años y 1260 minutos de duración

9.6.5 Modelación hidrológica

Como se indica en el apartado “7.2 Área de Aporte”, se realizó el procesamiento del MDE, la discretización en subcuencas y la definición de las características físicas de cada una mediante el software HEC-HMS, y se contrastó con el área de aporte de la cuenca del A° San Lorenzo (Plan Director). La información resultante fue procesada analíticamente y se continuó con la elaboración del modelo hidrológico HEC-HMS.

A fin de contar con elementos de comparación:

- Se exportaron valores de estudios antecedentes y se procesaron con el objetivo de comparar los resultados.

9.6.5.1 Análisis de antecedentes

9.6.5.1.1 Objetivo

Compatibilizar, validar y extrapolar resultados de los estudios antecedentes.

9.6.5.1.2 Antecedentes de referencia

Antecedente 1 “Proyecto Circunvalar Rosario – Obra: Puente R.P. N° 10 sobre A° San Lorenzo (Arsons Brinckerhoff – Iatasa Ingenieros Consultores – Atec Ingenieros Consultores S.A. – Ing. Cornero Consultora S.A., 2006). Se dispone de información en una sola locacion

- Intersección A° San Lorenzo y RP N° 10:
 - 290 m³/s (Caudal pico para recurrencia de 50 años) → Calculado
 - 340 m³/s (Caudal pico para recurrencia de 100 años) → Calculado

Antecedente 2 “Estudio de alternativas de medidas de regulación en las cuencas media y alta de los arroyos Ludueña y San Lorenzo (INA, 2015)”. Se dispone de información en dos locaciones:

- Intersección A° San Lorenzo y RP N° 10:
 - 213.86 m³/s (Caudal pico para recurrencia de 10 años) → Calculado
 - 321.74 m³/s (Caudal pico para recurrencia de 100 años) → Calculado
- Intersección A° San Lorenzo y AP-01:
 - 363.59 m³/s (Caudal pico para recurrencia de 50 años) → Dato (Evento 12/2012)



Figura 9.10 – Intersección A° San Lorenzo con RP10 y con AP01

9.6.5.1.3 Secuencia

Paso 1: Comparación de Caudales en RP N°10

Se cuenta con dos fuentes independientes que reportan caudales en la misma locación (RP N°10):

Tabla 9.5- Datos de Antecedentes

Recurrencia (años)	Proyecto Circunvalar 2006 Caudal (m³/s)	INA 2015 Caudal (m³/s)
10	--	213.86
50	290	--
100	340	321.74

Dado que en INA (2015) no se reporta directamente el caudal para 50 años en RP N°10, se realiza una interpolación logarítmica entre los caudales para 10 y 100 años de dicho estudio:

Datos de INA (2015):

- $Q_{10} = 213,86 \text{ m}^3/\text{s}$
- $Q_{100} = 321,74 \text{ m}^3/\text{s}$

$$\log(Q_{50}) = \log(Q_{10}) + \frac{\log(50) - \log(10)}{\log(100) - \log(10)} \times [\log(Q_{100}) - \log(Q_{10})]$$

Calculo en base 10:

$$\log(10) = 1, \quad \log(50) \approx 1.699, \quad \log(100) = 2$$

$$\log(213.86) \approx 2.330, \quad \log(321.74) \approx 2.507$$

Entonces:

$$\log(Q_{50}) = 2.330 + \frac{1.699 - 1}{2 - 1} \times (2.507 - 2.330) = 2.330 + 0.699 \times 0.177 = 2.454$$

Por tanto:

$$Q_{50} = 10^{2.454} \approx \boxed{285.5 \text{ m}^3/\text{s}}$$

Paso 2: Cálculo de la tasa de crecimiento entre RP N°10 y AP-01 para Recurrencia 50 años

Conociendo:

- Caudal estimado para RP N°10, 50 años: 285.5 m³/s
- Caudal dato para AP-01, 50 años (evento 12/2012, INA 2015): 363.59 m³/s

Se calcula la tasa de crecimiento del caudal de RP N°10 a AP-01:

$$\text{Tasa de crecimiento} = \frac{363.59 - 285.5}{285.5} \times 100 = 27.4\%$$

Paso 3: Estimación del caudal para Recurrencia 100 años en AP-01

Con base en el caudal para 100 años en RP N°10 reportado por los antecedentes, se puede estimar el caudal 100 años en AP01:

$$Q_{100}(\text{AP01}) = Q_{100}(\text{RP10}) \times 1.274$$

9.6.5.1.4 Resumen

Tabla 9.6- Tabla resumen.

Recurrencia (años)	Ubicación	Caudal (m³/s)	Origen	Método
10	RP N°10	213,86	INA (2015)	Valor calculado en antecedente (pág. 81)
50	RP N°10	285,50	INA (2015)	Interpolación logarítmica entre valores de 10 y 100 años
50	RP N°10	290,00	Proyecto Circunvalar Rosario (2006)	Valor calculado en antecedente
50	AP-01	363,59	INA (2015) – Evento diciembre 2012	Dato directo reportado (pág. 49)
100	RP N°10	321,74	INA (2015)	Valor calculado en antecedente (pág. 81)
100	RP N°10	340,00	Proyecto Circunvalar Rosario (2006)	Valor calculado en antecedente
100	AP-01	409,84	INA (2015)	Estimación aplicando tasa de crecimiento del 27,4%
100	AP-01	433,20	Proyecto Circunvalar Rosario (2006)	Estimación aplicando tasa de crecimiento del 27,4%

9.6.5.2 HEC-HMS

La modelación se llevó a cabo mediante el modelo hidrológico Hec-Hms desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) del cuerpo de ingenieros de los Estados Unidos.

Se modeló el evento aislado, y no se incluyeron variables correspondientes a eventos continuos, como lo son: evapotranspiración, interceptación vegetal, almacenamientos, etc.

Los cálculos de las pérdidas por infiltración se realizaron a través del método Curva Número del Servicio de Conservación de Suelos y la transformación precipitación - caudal se lleva a cabo por el método de Clark.

Se simuló el comportamiento de las subcuencas de aporte, para las recurrencias antes presentadas, y se obtuvieron los hidrogramas de diseño a la salida de cada una.

Datos de entrada del modelo

Tabla 9.7- Datos de entrada de cuencas al modelo hidrológico Hec-Hms.

Subcuenca	Área	Tc PROM	K Clark	Relación
Número	Km2	hs	hs	
1	347.00	13.98	28.38	0.67
2	165.00	13.78	27.98	0.67
3	22.00	3.76	7.64	0.67
TOTAL	534.00	19.33	39.24	0.67

9.6.5.3 Resultados Hidrología

A continuación, se presentarán tablas de caudales pico en la intersección del A° San Lorenzo y AP01 para el modelo de calculo y los antecedentes (procesados²). Los caudales vinculados a la recurrencia 500 años (TR500), se determinaron como indica la Resolución 598.

Tabla 9.8 - Tabla de caudales picos en AP01

Subcuenca	Resultado Caudal (m3/s)	
	TR 100	TR500
INA (2015)	410	697
Proyecto Circunvalar Rosario (2006)	433	736.1
DPV(HMS)	410	697

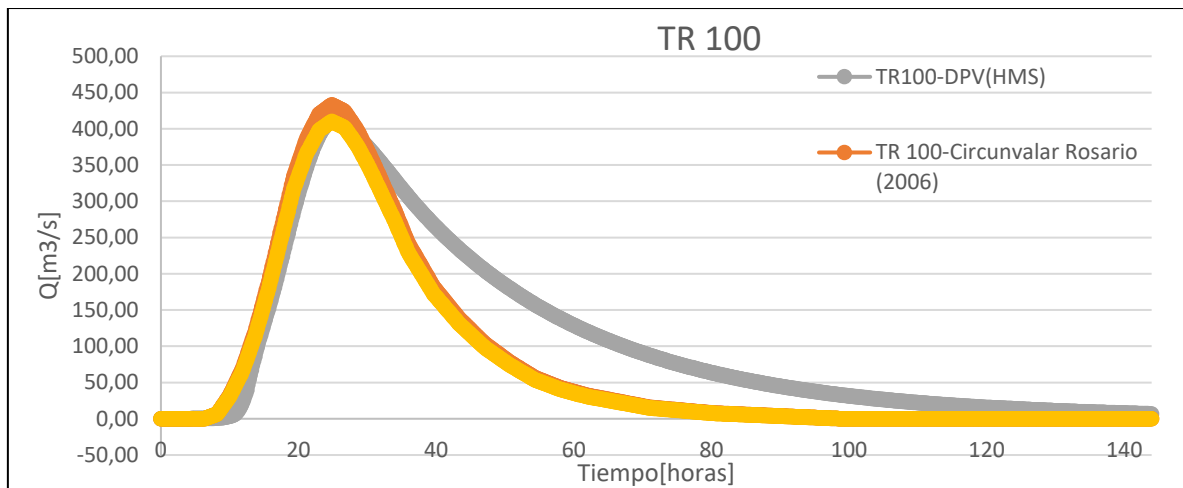


Figura 9.11 - Hidrograma en AP01 (TR100)

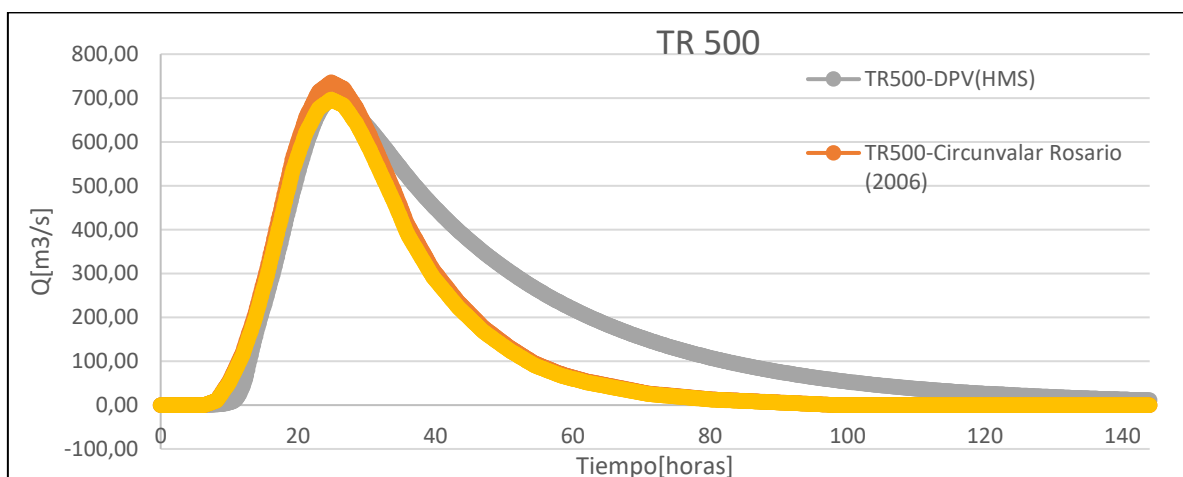


Figura 9.12 - Hidrograma en AP01 (TR500)

² Procesamiento: Se realizó la extracción y compatibilización de los dos antecedentes de referencia. Posteriormente, se propagaron los resultados hacia la locación de estudio.

9.6.6 Modelación hidráulica (HEC-RAS)

Una vez obtenidos los hidrogramas resultantes de la modelación hidrológica, se procedió a modelar la sección de la conducción incorporando el puente de análisis (Inteseccion AP01 y A° San Lorenzo) , para ello se utilizó el Software HEC-RAS (Hydrologic Engineering Center - River Analysis System) que es un programa de modelización hidráulica desarrollado por el Hydrologic Engineering Center del US Army Corps of Engineers de Estados Unidos.

La información planialtimétrica de base se extrajo de:

- "Estudio Topografico Arroyo San Lorenzo Km 2.800 - Km 10.000" (Ministerio de obras Publicas, 2005)
- Relevamiento Planialtimétrico de detalle y verificación (Dirección provincial de Vialidad, 2025).

La información hidrológica utilizada proviene del análisis y procesamiento de estudios antecedentes, así como de los cálculos realizados bajo condiciones de régimen estático y dinámico. A efectos de resumir los títulos y contenidos en las referencias de imágenes y tablas, se adopta la siguiente nomenclatura:

- Circunvalar: "Proyecto Circunvalar Rosario – Obra: Puente R.P. N° 10 sobre A° San Lorenzo (Arsons Brinckerhoff – Iatasa Ingenieros Consultores – Atec Ingenieros Consultores S.A. – Ing. Cornero Consultora S.A., 2006).
- INA: "Estudio de alternativas de medidas de regulación en las cuencas media y alta de los arroyos Ludueña y San Lorenzo (INA, 2015)".
- DPV: Calculos hidrológicos de de verificación realizado por Dirección Provincial Vialidad (DPV, 07/2025)

A continuación tabla resumen de caudales y velocidades:

Cota fondo canal	16.1
------------------	------

Tabla 9.9 - Tabla de caudales picos y velocidades en intersección de Arroyo San Lorenzo y AP01.

Estático			DPV&INA		Circunvalar	
			TR 100	TR500	TR 100	TR500
Qpico	m ³ /s	AA	410	697	433	736.1
Cota pelo agua	m	AA	21.6	22.46	21.7	23.73
		aa	20.65	21.72	20.79	21.84
Tirante	m	AA	5.53	6.39	5.63	7.66
		aa	4.58	5.65	4.72	5.77
Velocidad	m/s	AA	5.3	7.61	5.41	1.49
		aa	7.22	8.5	7.31	1.88

Dinamico			DPV&INA		Circunvalar	
			TR 100	TR500	TR 100	TR500
Qpico	m3/s	AA	410	697	433	736.1
Cota pelo agua	m	AA	21.65	22.5	21.75	23.88
		aa	20.62	21.72	20.75	21.84
Tirante	m	AA	5.58	6.43	5.68	7.81
		aa	4.55	5.65	4.68	5.77
Velocidad	m/s	AA	3.44	5.45	5.51	0.83
		aa	4.91	5.67	4.92	5.78

En los siguientes sub-apartados se presenta el resultado de la modelación hidráulica en HEC-RAS, exponiéndose mediante perfiles longitudinales y transversales.

9.6.6.1 Regimen estatico recurrencias 500 y 100 años

9.6.6.1.1 TR 100 años

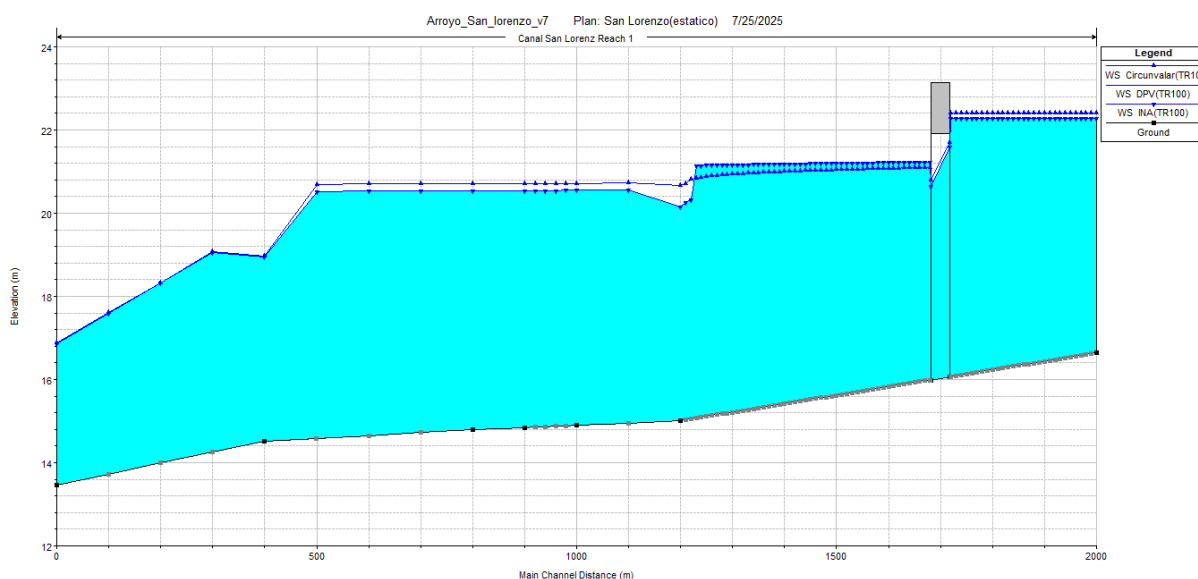


Figura 9.13 – Perfil longitudinal. Regimen Estatico Circunvalar-INA-DPV. Recurrencia: 100 años.

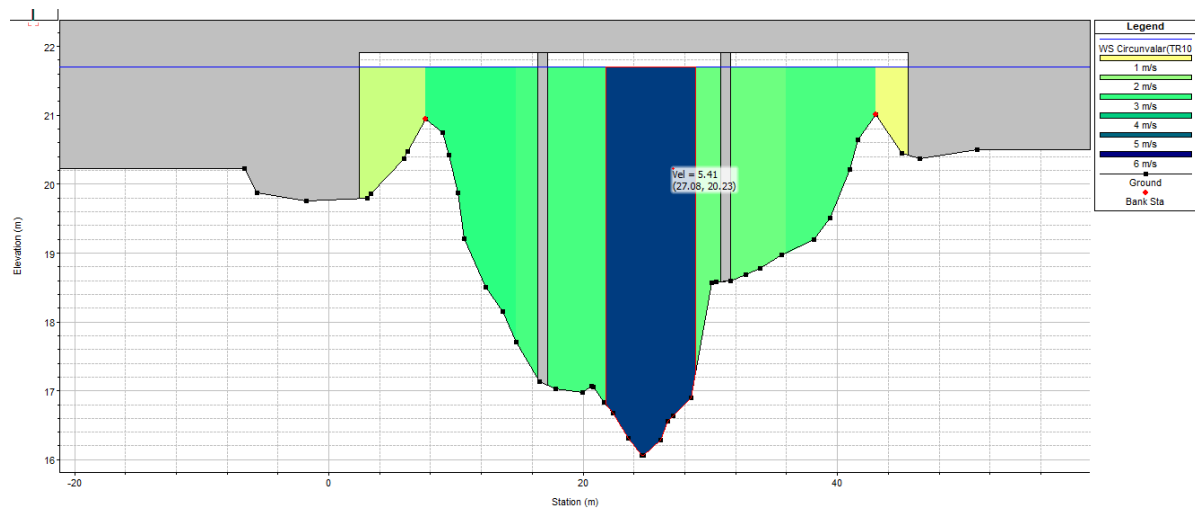


Figura 9.14 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Estatico Circunvalar.
Recurrencias: 100 años.

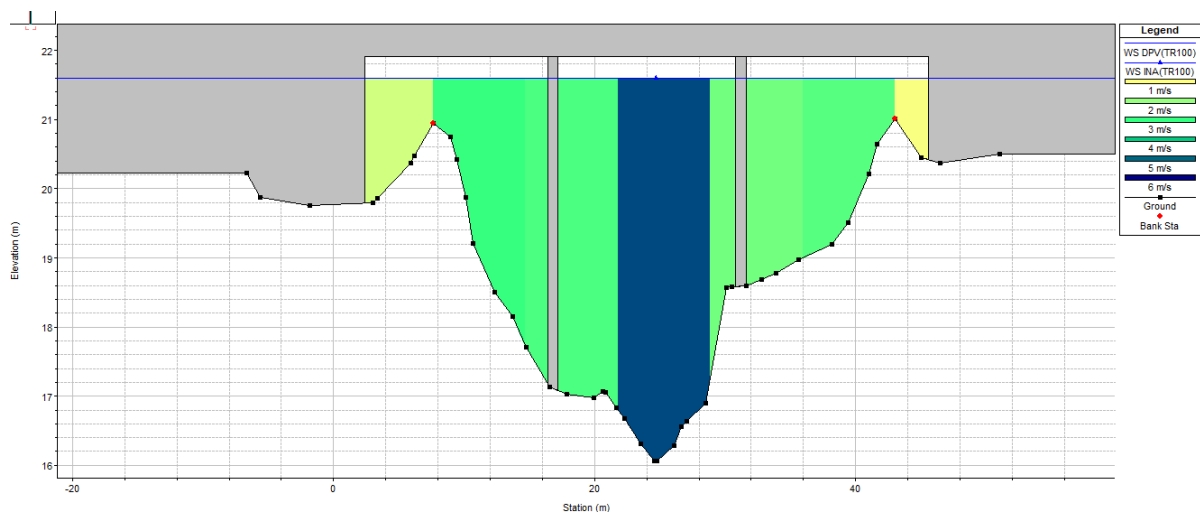


Figura 9.15 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Estatico INA-DPV.
Recurrencias: 100 años.

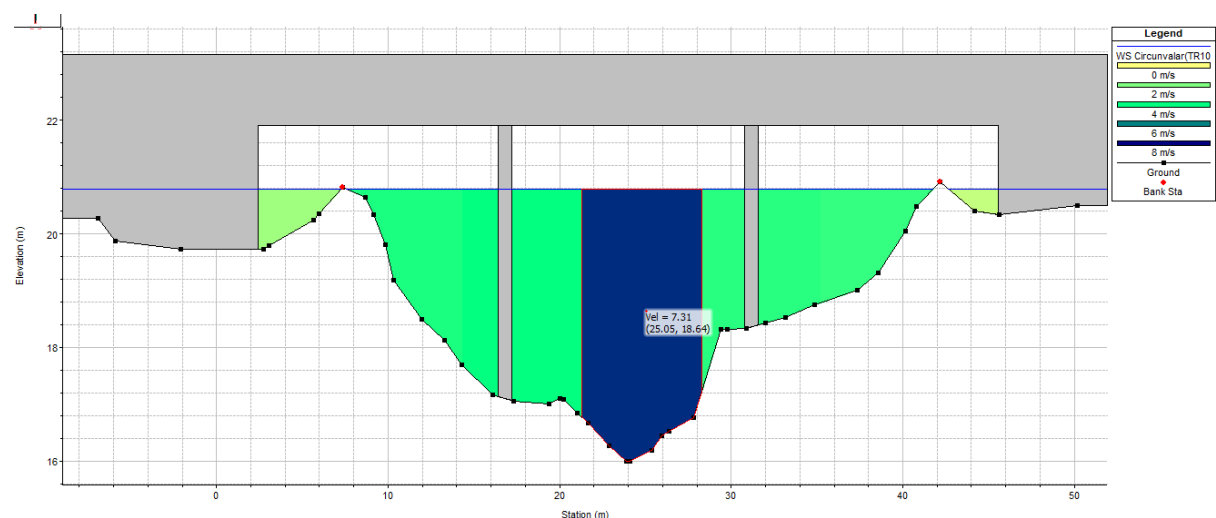


Figura 9.16 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Estatico Circunvalar.
Recurrencias: 100 años.

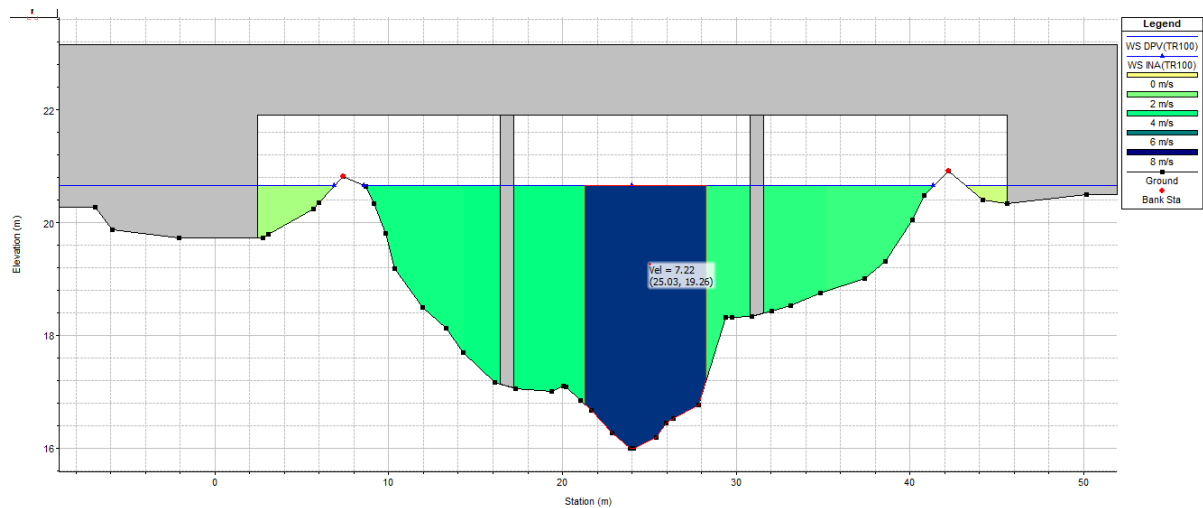


Figura 9.17 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Estatico INA-DPV. Recurrencias: 100 años.

9.6.6.1.2 TR 500 años

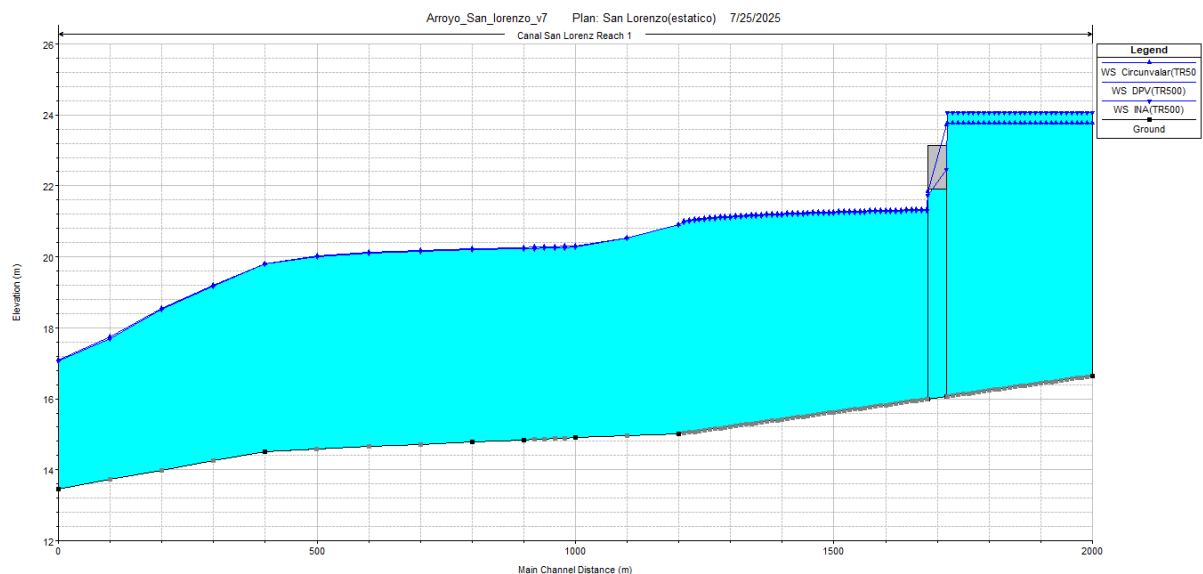


Figura 9.18 – Perfil longitudinal. Regimen Estatico Circunvalar-INA-DPV. Recurrencia: 500 años.

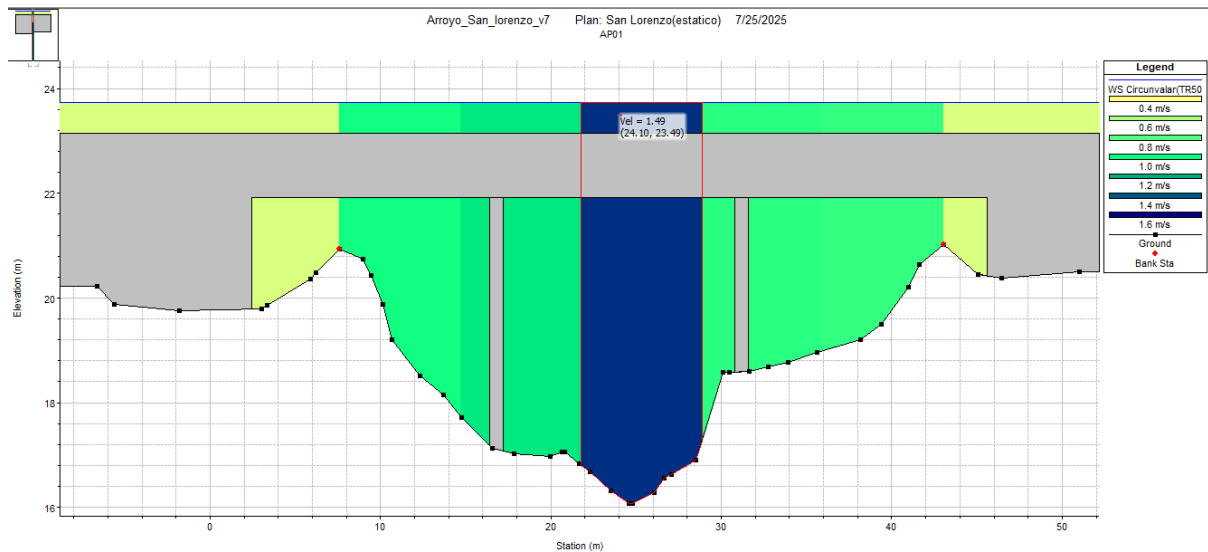


Figura 9.19 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Estatico Circunvalar.
Recurrencias: 500 años.

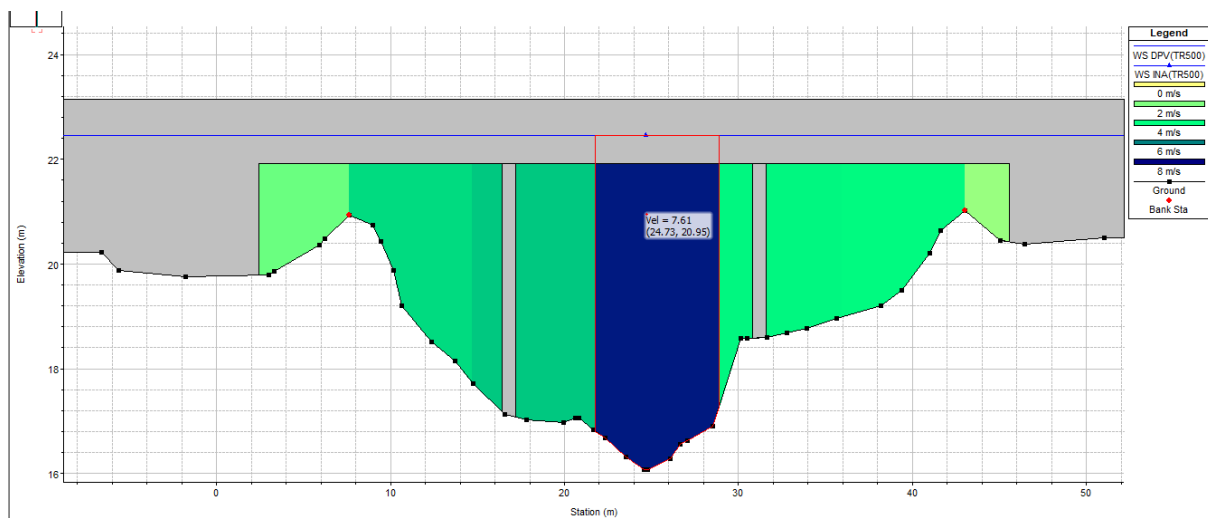


Figura 9.20 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Estatico INA-DPV.
Recurrencias: 500 años.

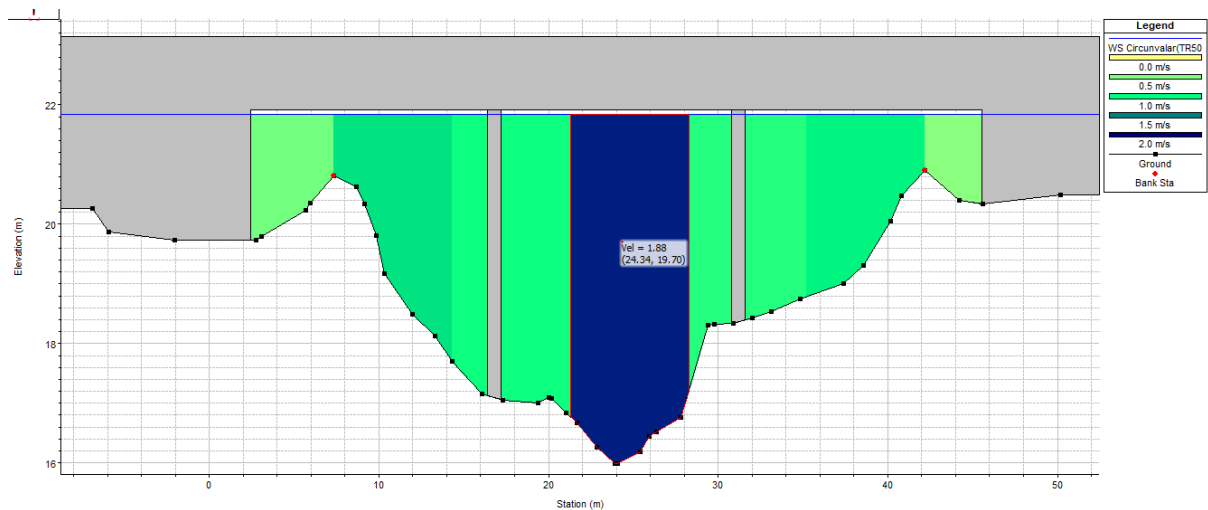


Figura 9.21 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Estatico Circunvalar.
Recurrencias: 500 años.

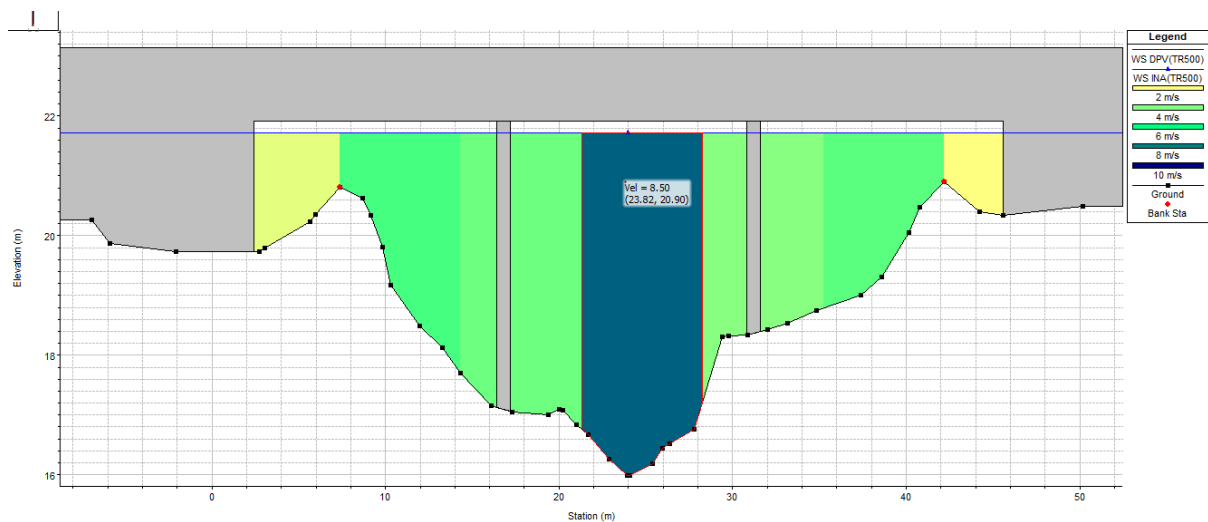


Figura 9.22 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Estatico INA-DPV.
Recurrencias: 500 años.

9.6.6.2 Regimen dinamico recurrencias 500 y 100 años

9.6.6.2.1 TR 100 años

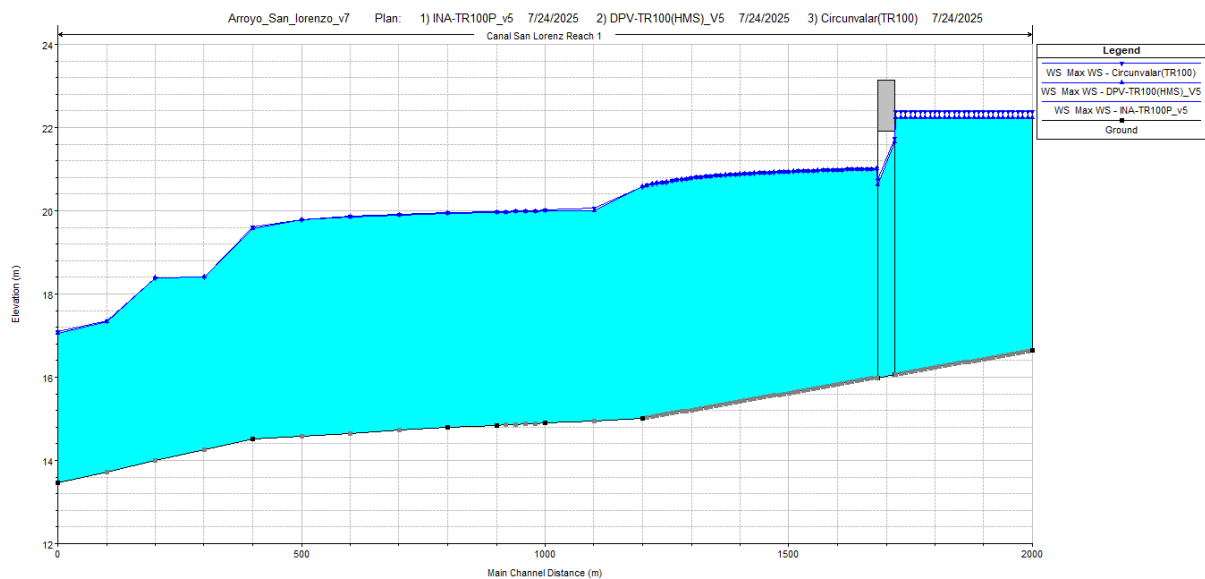


Figura 9.23 – Perfil longitudinal. Regimen Dinamico Circunvalar-INA-DPV. Recurrencia: 100 años.

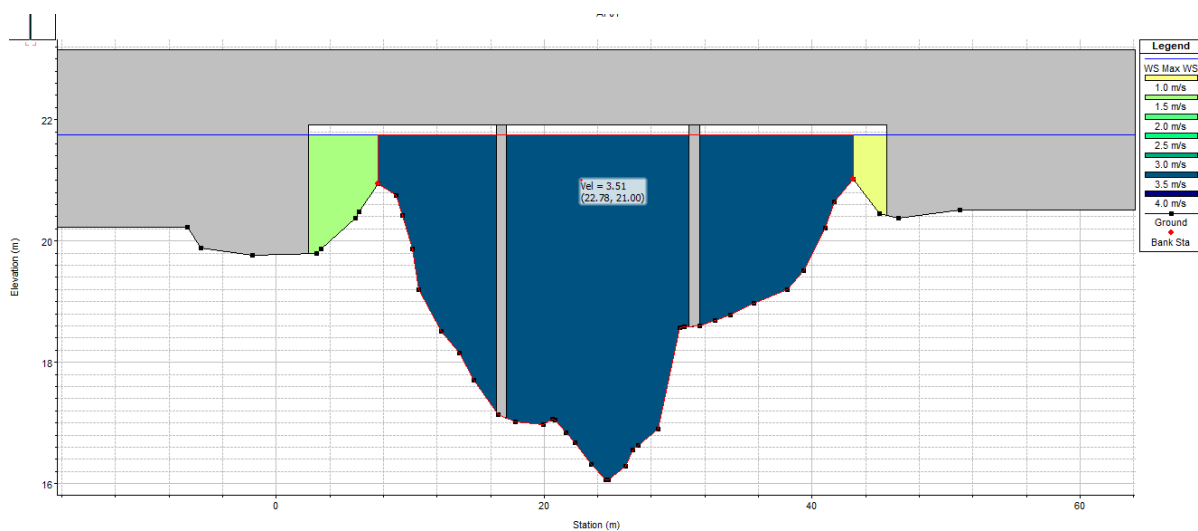


Figura 9.24 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Dinamico Circunvalar. Recurrencias: 100 años.

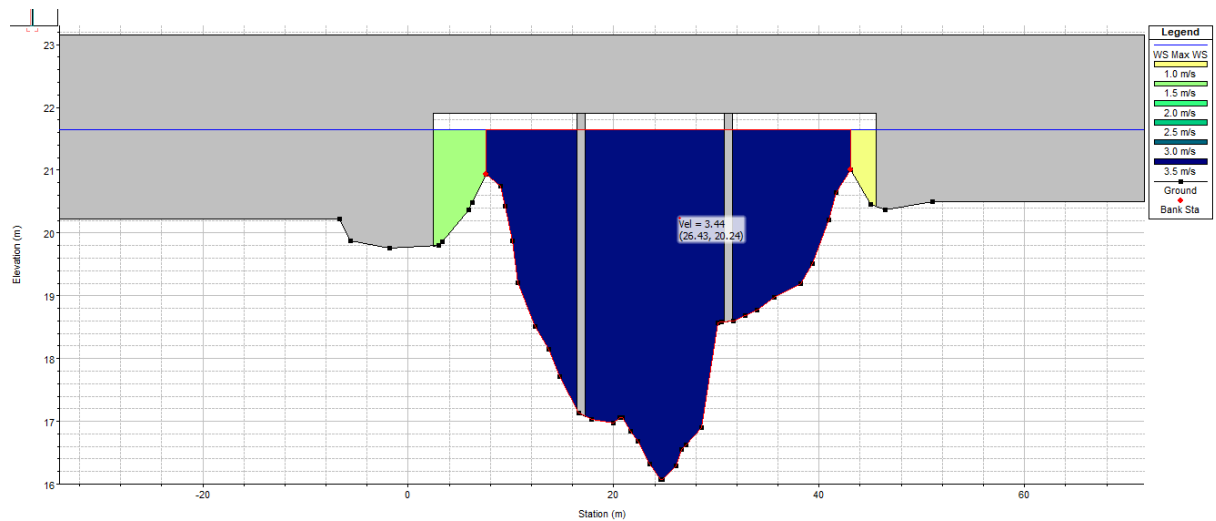


Figura 9.25 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Dinamico INA-DPV.
Recurrencias: 100 años.

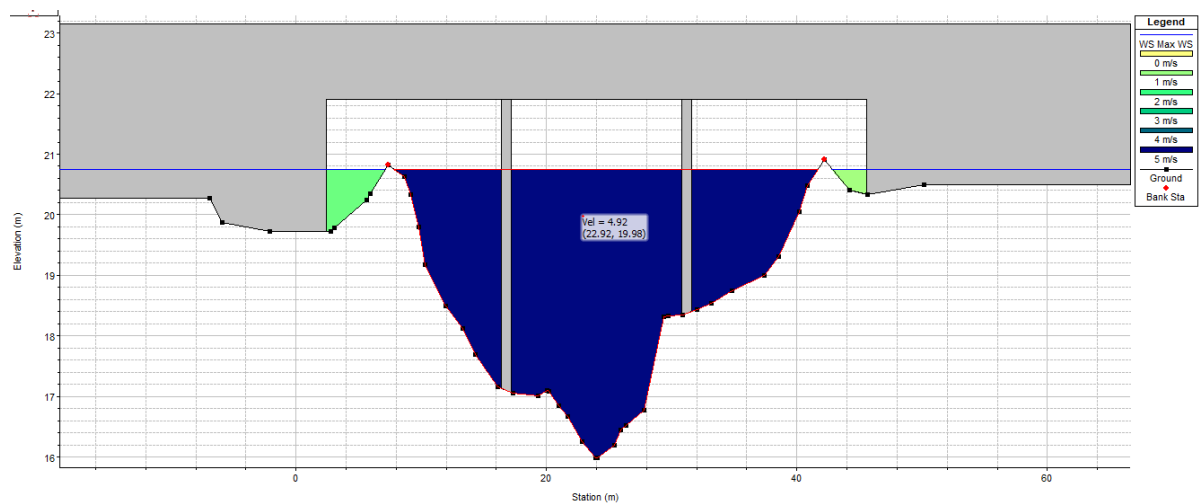


Figura 9.26 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Dinamico Circunvalar.
Recurrencias: 100 años.

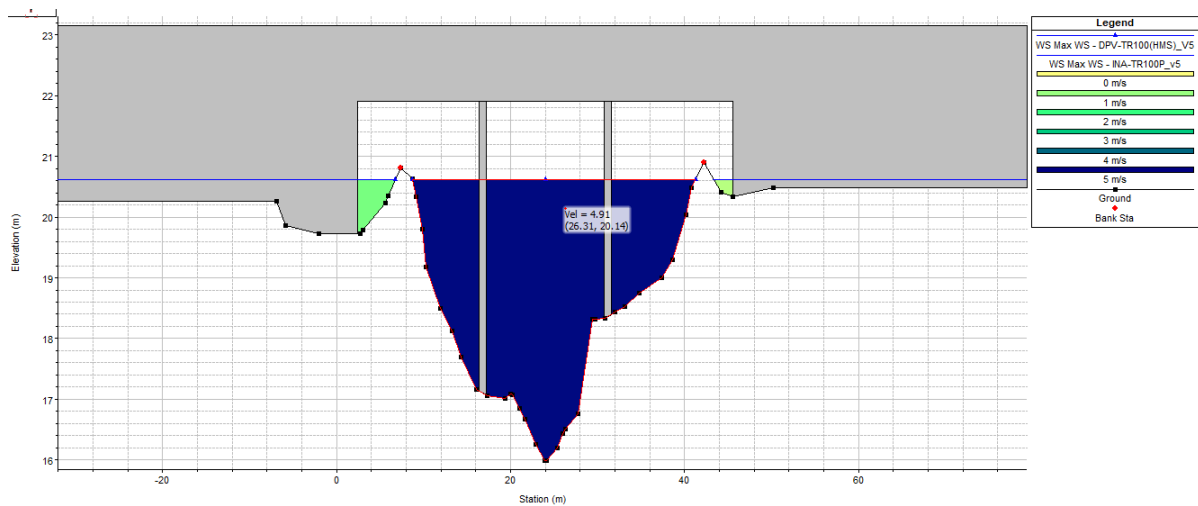


Figura 9.27 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo.Regimen Dinamico INA-DPV.
Recurrencias: 100 años.

9.6.6.2.2 TR 500 años

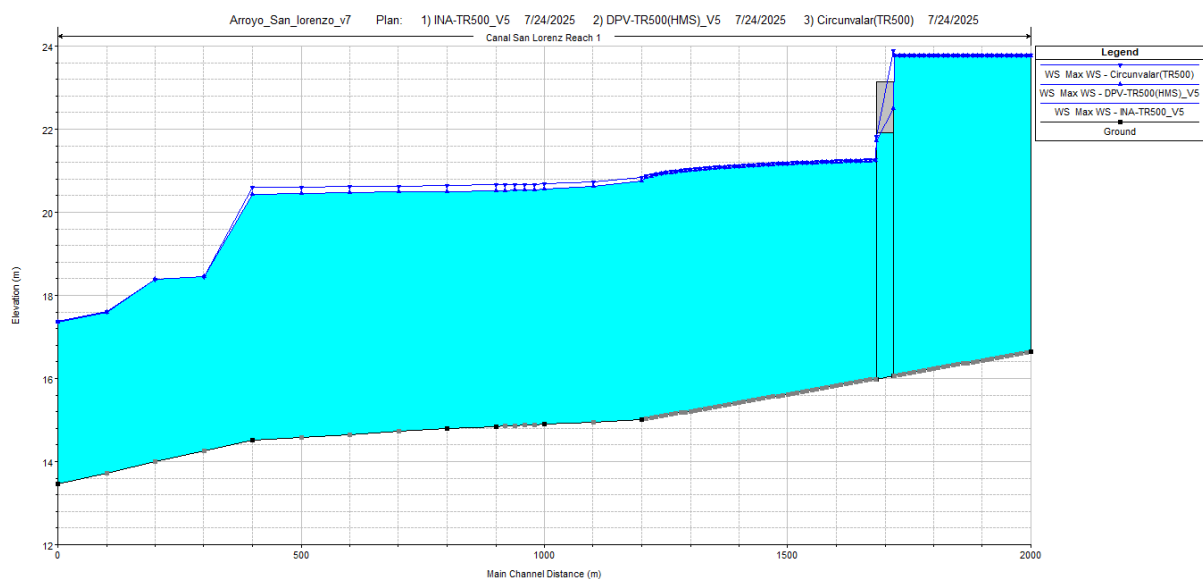


Figura 9.28 – Perfil longitudinal. Regimen Dinamico Circunvalar-INA-DPV. Recurrencia: 500 años.

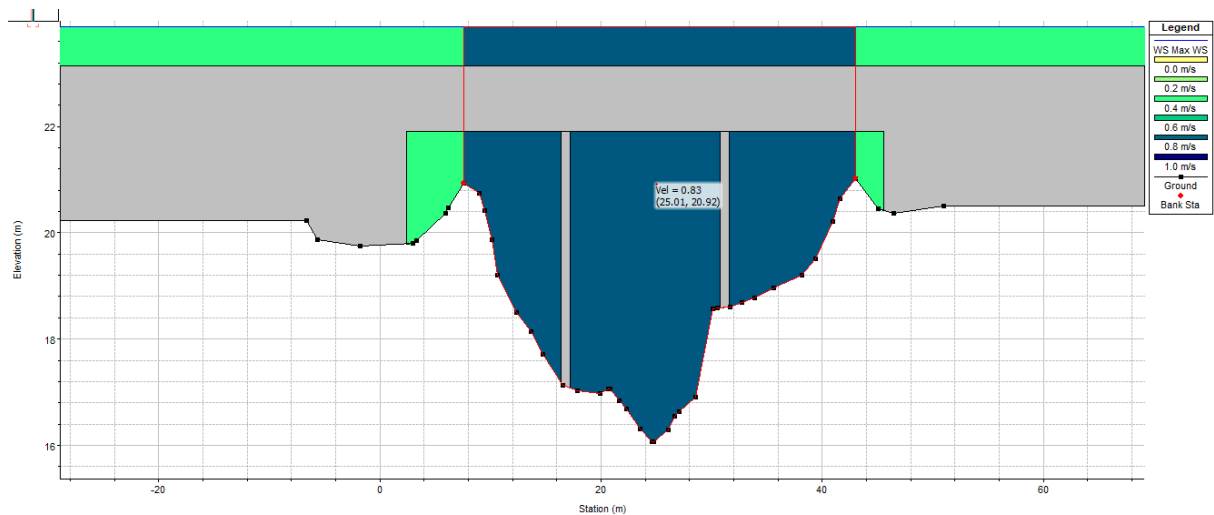


Figura 9.29 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Dinamico Circunvalar. Recurrencias: 500 años.

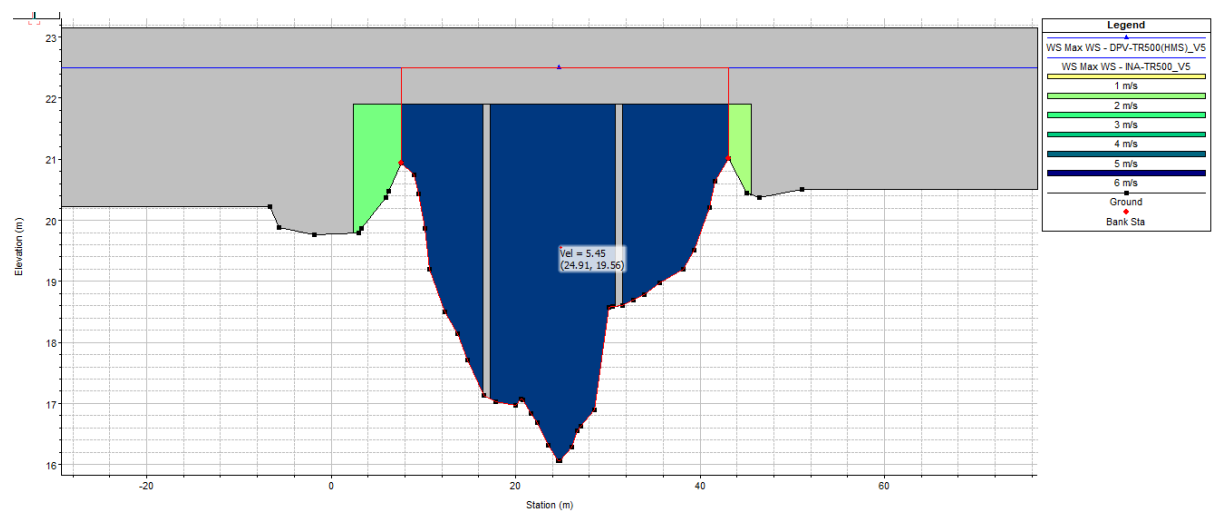


Figura 9.30 - Perfil Transversal Aguas Arriba intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Dinamico INA-DPV. Recurrencias: 500 años.

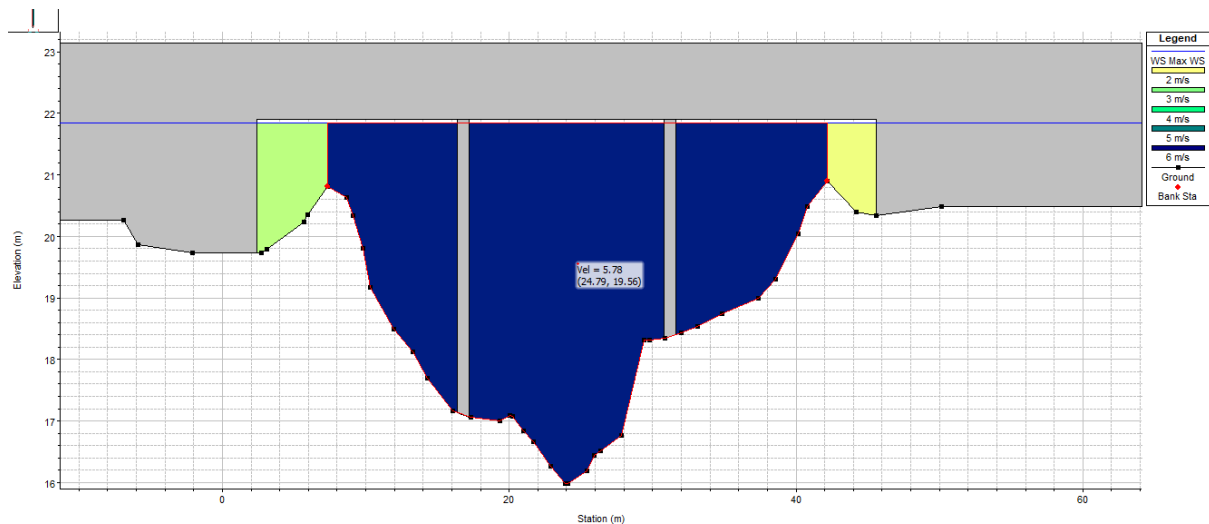


Figura 9.31 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Dinamico Circunvalar.
Recurrencias: 500 años.

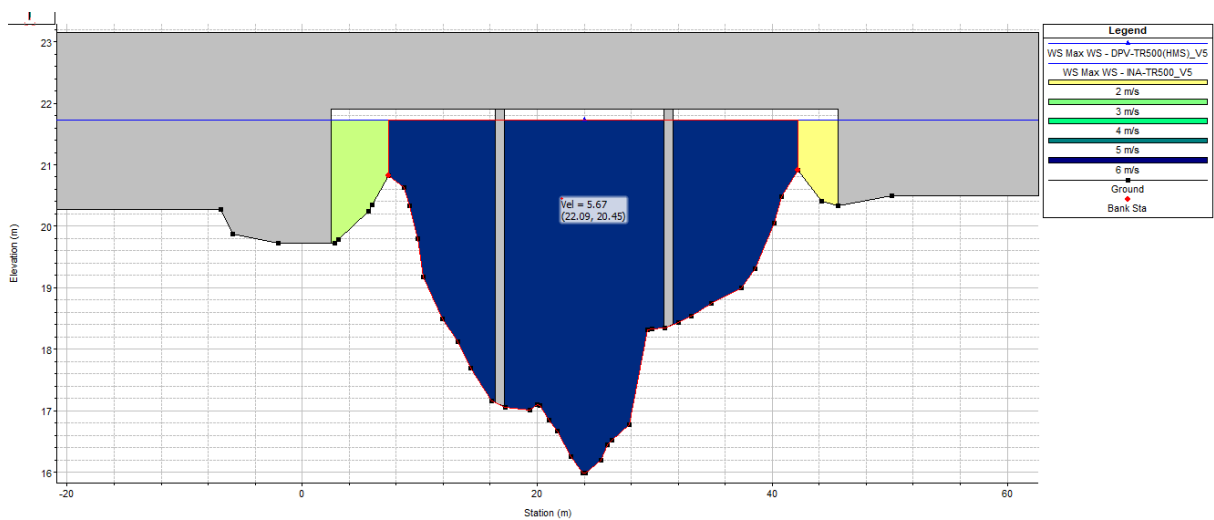


Figura 9.32 - Perfil Transversal aguas abajo intersección AP01 y A° San Lorenzo. Regimen Dinamico INA-DPV.
Recurrencias: 500 años.

9.6.7 Cálculo de erosión

Se realizó 1 perforación con los correspondientes estudios de suelo a cargo de Ing. Ricardo Ferreyra (Dirección Investigación y Ensayos Tecnológicos DIYET-DPV).

Tabla 9.10- Información de Estudio de suelo

ID	Profundidad (m)	Cota (IGN SRVN16)	Material (SUCS)	Significado (SUCS)	D50 (mm)	D95 (mm)	Peso específico seco (tn/m³)
1	98.00 – 97.00	21.15 – 20.15	CH	Arcilla parda oscura	0.0005	0.002	1.53
2	97.00 – 96.00	20.15 – 19.15	CL	Arcilla parda rojiza (arcilla baja plasticidad)	0.001	0.005	1.75
3	96.00 – 95.00	19.15 – 18.15	ML	Limo pardo rojizo (limo baja plasticidad)	0.01	0.03	1.7
4	95.00 – 92.00	18.15 – 15.15	CL	Arcilla parda	0.001	0.005	1.75
5	92.00 – 88.00	15.15 – 11.15	ML (SM)	Limo arenoso grisáceo (mezcla limo-arena)	0.05	0.15	1.78
6	88.00 – 87.00	11.15 – 10.15	CL (ML)	Arcilla algo limosa parda (mezcla fina)	0.0015	0.007	1.73

9.6.7.1 Erosión Generalizada

Teniendo en cuenta los parámetros de los suelos que surgen de los estudios anteriores, se calculó la máxima erosión generalizada en el canal, según el método de Lischtsvan y Lebediev (1984). El cálculo se realizó para las recurrencias de 2, 100 y 500 años. A continuación, se presentan los resultados.

Tabla 9.11- Adopción general para el cálculo

Promedio Ponderado			
D50 (mm)	D95 (mm)	Peso específico seco (tn/m³)	CLASIFICACION
0.0358	0.0644	1.755	COHESIVO

Tabla 9.12- Cálculo de erosión máxima generalizada

ID	PROFUNDIDAD UTILIZADA [m]		RECURRENCIA [años]	Beta	x
AP01-San Lorenzo	98.00 (21.15 IGN) a	DPV&INA	100	0.99163078	0.30383776
			500	1.05101904	0.30383776
	87.00 (10.15 IGN)	Circunvalar	100	0.99163078	0.30383776
			500	1.05101904	0.30383776

Tabla 9.13- Calculo de erosión máxima generalizada régimen estatico Aguas Arriba

	Estatico(AA)				
RECURRENCIA	VEL. MÁX. (Uj)	h _j	H _{sj}	z	Cota
[años]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
100	5.30	5.53	11.94	6.41	9.66
500	7.61	6.39	16.84	10.45	5.62
100	5.41	5.63	12.30	6.67	9.40
500	1.49	7.66	5.54	-2.12	18.19

Tabla 9.14- Calculo de erosión máxima generalizada régimen estatico aguas abajo

	Estatico(aa)				
RECURRENCIA	VEL. MÁX. (Uj)	h _j	H _{sj}	z	Cota
[años]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
100	7.22	4.58	13.10	8.52	7.55
500	8.50	5.65	16.68	11.03	5.04
100	7.31	4.72	13.53	8.81	7.26
500	1.88	5.77	5.33	-0.44	16.51

Tabla 9.15- Calculo de erosión máxima generalizada régimen Dinamico Aguas Arriba

	Dinamico(AA)				
RECURRENCIA	VEL. MÁX. (Uj)	h _j	H _{sj}	z	Cota
[años]	[m/s]	[m]	[m]	[m]	[m]
100	3.44	5.58	8.63	3.05	13.02
500	5.45	6.43	13.10	6.67	9.40
100	5.51	5.68	12.56	6.88	9.19
500	0.83	7.81	3.59	-4.22	20.29

Tabla 9.16- Calculo de erosión máxima generalizada régimen Dinamico aguas abajo

RECURRENCIA [años]	Dinamico(aa)				
	VEL. MÁX. (Uj) [m/s]	h _j [m]	H _{sj} [m]	z [m]	Cota [m]
100	4.91	4.55	9.70	5.15	10.92
500	5.67	5.65	12.23	6.58	9.49
100	4.92	4.68	9.92	5.24	10.83
500	5.78	5.77	12.61	6.84	9.23

9.6.7.2 Erosion Local por contracción, pilas y estribos

Teniendo en cuenta los parámetros de los suelos que surgen de los estudios anteriores, en el presente apartado se calculo

- Contraction Scour/Socavación por contracción: Erosión general del lecho causada por la aceleración del flujo al atravesar una sección reducida, como la luz de un puente. Esta contracción puede deberse a un estrechamiento hidráulico o geométrico del cauce.
- Pier Scour/Socavación local en pilas: Erosión localizada que se genera alrededor de una pila de puente, producto de la formación de vórtices intensos, como el vórtice en herradura, debido a la interferencia del elemento estructural con el flujo.
- Abutment Scour/Socavación local en estribos: Erosión que se produce en las inmediaciones de los estribos, debido al impacto del flujo sobre los márgenes del cauce o taludes de terraplén. Genera cavidades por arrastre lateral y puede comprometer la estabilidad estructural.

El cálculo se realizó para las recurrencias de 100 y 500 años, utilizando el software HEC-RAS, a través de su módulo **“Hydraulic Design > Bridge Scour”**, permite la aplicación directa de las metodologías de cálculo exigidas por la Resolución 598/2020 de la Dirección Provincial de Vialidad.

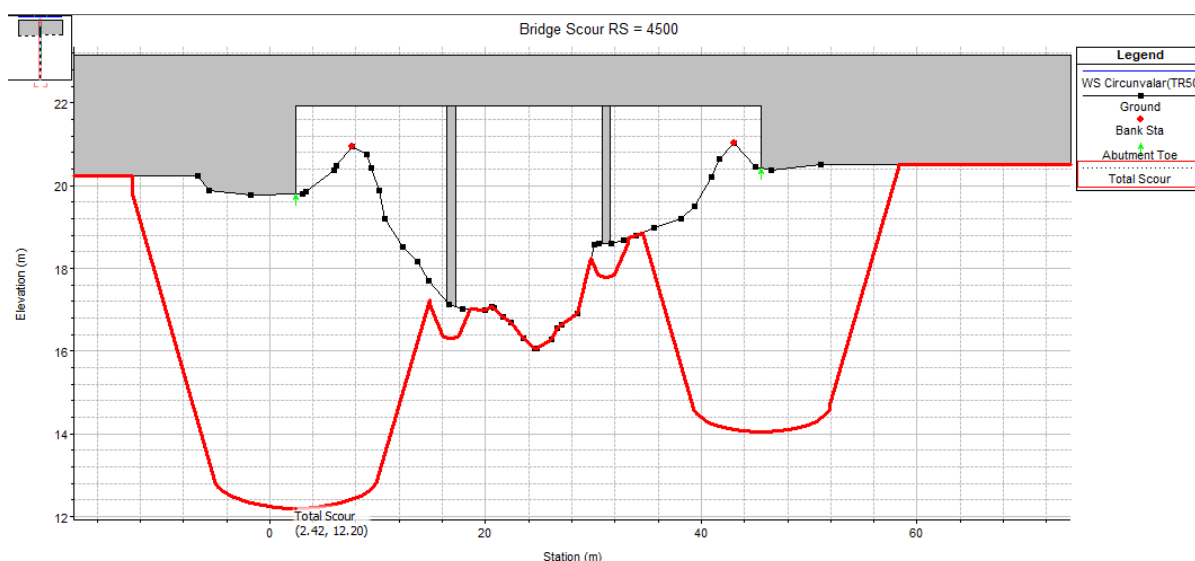


Figura 9.33 – Erosion Local total (Contraccion+Pilas+Estribos)

Evalundose en regimen estatico y dinamico, para caudales de recurrencia 100 y 500 años, aguas arriba y debajo de la obra de arte localizada en la interseccion de AP 01 y el Arroyo San Lorenzo, se estima que la cota hasta la cual llega la erosion producto de los efectos de Contraccion e influencia de pilas y estribos es de 12.20 IGN SRVN 16.

9.6.7.3 Conclusiones y recomendación

Con el objetivo de evaluar el comportamiento del lecho del curso de agua en las proximidades de la obra de arte, así como en la zona de implantación de la misma, se analizaron las características planialtimétricas y constitutivas del terreno (estudio de suelos), considerando eventos extremos correspondientes a caudales con recurrencias de 500 y 100 años.

El proceso de erosión generalizada, evaluado mediante formulaciones analíticas (Lichvan–Levediev), muestra una profundidad uniforme de socavación del orden de los 9,00 m, alcanzando una cota mínima del lecho de aproximadamente 7,00 m (IGN SRVN16), aguas arriba de la estructura.

Durante este análisis, se detectaron valores puntuales extremos de socavación más profundos. Sin embargo, fueron descartados por no ser representativos del fenómeno físico real, ya que se derivaban de velocidades máximas localizadas en la franja central del cauce, mientras que las ecuaciones de Lichvan–Levediev requieren, para su correcta aplicación, el uso de velocidades promedio en sección transversal. A pesar de no ser físicamente esperables dentro del rango de recurrencias evaluadas, estos valores se conservaron para inferir el máximo numérico posible como parte del análisis conservador.

En paralelo, y en cumplimiento de la Resolución Provincial N.º 598/2020, se efectuó el cálculo de erosión local, considerando los efectos por contracción, así como por la presencia de pilas y estribos, utilizando el módulo específico del software HEC-RAS basado en metodología FHWA (USA). Estos resultados, además de ser obligatorios por normativa, fueron empleados para comparar órdenes de magnitud con los obtenidos en el análisis de erosión generalizada, y así respaldar la decisión de descartar los valores extremos antes mencionados.

Los efectos de la erosión local provocan una socavación no uniforme, con una cota mínima estimada de hasta 12,20 m (IGN SRVN16) en torno a las estructuras.

En conclusión, dado que las cotas máximas de socavación estimadas por ambos mecanismos –general y local– resultan de magnitud comparable, y considerando las limitaciones y supuestos de cada metodología, se recomienda adoptar como valor de erosión máxima esperada la cota 7,00 m (IGN SRVN16), correspondiente a la estimación analítica de socavación generalizada, con base en criterios técnicos coherentes y conforme a lo establecido por la normativa vigente.

9.7 Resumen LVL 5

Información General	
Obra	AP-01 "Brigadier López" – Construcción de Tercer Carril, 2° Etapa
Proyecto	Análisis Hidrico y Verificación de Erosión Local en Obra de Arte sobre el Arroyo San Lorenzo
Relevamiento	DPV - MOP
Objetivo	Calculo profundidad erosion

Métodos	
Área de aporte	MDE-SIG
Tiempo de concentracion	(Kirpich-Temez-Superficial)
Altura de lluvia	IDF Oliveros-Serie 1970-2017
Distribución	Bloques alternos
Abatimiento areal	1
Modelación Hidrológica	HEC-HMS
Infiltración	SCS-Curva Numero
Precipitacion-Escorrentia	HU de Clark

Propagación	Hidrológica-HEC-HMS
Método	Muskingum-Cunge

Modelación Hidráulica	HEC-RAS
Análisis	Régimen permanente y no permanente

Planillas		Planos	
Detalle Obras de Arte	no	Planta y Perfil de Existente	no
Computo Canal	no	Planta y Perfil de Proyecto	no
Computo Alcantarilla	si	Transversales de Proyecto	si
Resumen computo	si	Planos Tipos	no

Complementos	
Especificaciones Técnicas	no
Ancho de Ocupación	no
Impacto ambiental	No corresponde

10 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA PUENTE SOBRE ARROYO SAN LORENZO

10.1 Descripción general

El proyecto consiste en la incorporación de un tercer carril por sentido en la Autopista AP01, en el tramo comprendido entre el Acceso San Lorenzo Centro (Prog. 16+200) y el Desvío de Tránsito Pesado en Timbúes (Prog. 33+500).

Esta memoria se enfoca en el diseño del ensanche del puente sobre el Arroyo San Lorenzo Centro (Prog. 19+800). La solución adoptada, consiste en un nuevo puente tipo viga, emplazado en la zona central de dos puentes existentes, que tienen 9.16 m de separación aproximada (borde interno a borde interno), de dos carriles por mano.

Los trabajos contemplan la demolición parcial de cordones internos y fresado total de la carpeta asfáltica existente, el montaje de 7 vigas prefabricadas sobre apoyos independientes (pilas de tres pilotes Ø 0.80 m y estribos de 4 pilotes de Ø 0.80 m con vigas cabezales) y la ejecución de una losa tablero in situ de hormigón armado. Se vinculará el nuevo tablero con los adyacentes mediante empalmes de hormigón in situ, garantizando la continuidad estructural de ambas estructuras.

10.2 Reglamento y normas

Los reglamentos y normativas que se incluyen en orden prioritario en la siguiente lista son de aplicación en la presente memoria:

- I. Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de la D.N.V (1952). Los capítulos B y C correspondientes a “Cálculo de Resistencia” y “Dimensionamiento de secciones de Hormigón armado” son reemplazados por lo indicado en el Reglamento CIRSOC 201-82.
- II. Reglamento Argentino de Hormigón Armado y Pretensado CIRSOC 201-82.
- III. Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras CIRSOC 101-82.
- IV. Norma IRAM 113.094 (1974). Apoyos de policloropreno para puentes y edificios. Capítulo 10.

10.3 Datos generales del puente

Cantidad de Vigas Nuevas=	7	u	
Categoría PUENTE PROYECTO=	A-30		De acuerdo a Reglamento DNV 1952. CIRSOC 201 (1982)
Luz viga=	20,60	m	
Luz de Cálculo=	20,00	m	
AC Proyecto circulación vehicular=	12,16	m	
AC Proyecto circulación ciclistas=	0,00	m	
α (ángulo esviaje)=	32	°	
Defensa vehicular NEW JERSEY=	1,125	t/m	Consideramos solo NEW JERSEY en el medio
Barandas totales=	0	t/m	
Area cordón izquierdo	0,000	m ²	
Area cordón intermedio=	0,000	m ²	
Area vereda=	0,000	m ²	
Ancho vereda cargado=	0,00	m	
Sección viguetas transversales=	0,58	m ²	
Longitud viguetas transversales=	2,42	m	
Sep. Vigas propuestas=	1,76	m	

10.4 Materiales

Hormigón Superestructura:

σ'_{bk} =	H-40	40	Mpa
E_{cv} =		37000	Mpa

Armadura Pasiva:

f_y =	420	Mpa
E_c =	210000	Mpa

Armadura Activa:

Acero C-1900 Grado 2

f_{py} =	1680	MPa
f_{pu} =	1840	Mpa
E =	200000	Mpa

Tableros, Vigas, Viguetas:

Peso específico=	25	kN/m ³
------------------	----	-------------------

Carpeta de Rodamiento:

Peso específico=	24	kN/m ³
Espesor=	0,10	m

(*) valor adoptado por Dirección.

Cordón/Guardarruedas:

Peso específico=	25	kN/m ³
------------------	----	-------------------

Hormigón Infraestructura:

(cabezales, pilotes)

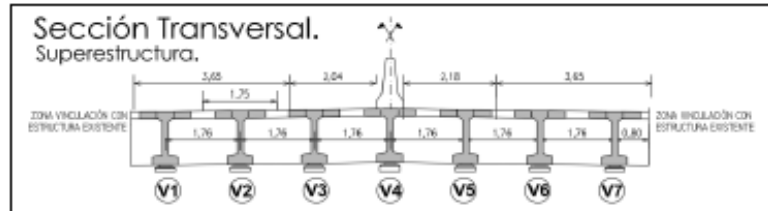
σ'_{bk} =	H-30	30	Mpa
E_{cv} =		34000	Mpa

10.5 Cálculo estructural

10.5.1 Losa de tablero

Datos Generales

Luz de cálculo=	20 m
Espesor de losa=	0,18 m
Peso específico H ² =	25 KN/m ³
Espesor promedio de carpeta=	0,10 m
Peso específico carpeta=	24 KN/m ³



Análisis de Cargas

El análisis de las cargas actuantes se realiza en base a las "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado" de la DNV (1952)

Cargas permanentes:

Losa de Tablero=	4,50 KN/m ²
Carpeta=	2,40 KN/m ²

Sobrecarga:

Categoría del puente=	A-30
Coefficiente de impacto=	1,40 (Tabla N°2-Coeff. Impacto)

Aplanadora:

Rd=	130 KN
Rt=	85 KN
Total=	300 KN

Reducción para losas= 0,80

Rd*=	145,60 KN
Rt*=	95,20 KN

Multitud Compacta:

p=	5,86 KN/m ²
p'=	6,20 KN/m ²

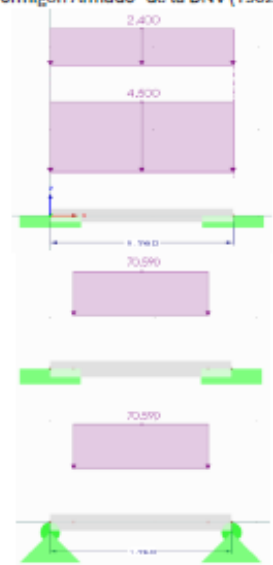
Fuerza Horizontal: NO APLICA

F= 0,00 KN/m

Aplicada a la altura del pasamanos

Sobrecarga en veredas: NO APLICA

pv= 0,00 KN/m²



Cálculo de las Solicitaciones

El cálculo de las solicitaciones, se realiza tomando como base el cálculo simplificado de losas continuas de las "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado" de la DNV (1952), punto (V b 3).

Entre vigas principales - Solicitaciones en el tramo

a=	1,78 m	(distancia entre ejes de vigas)
e=	0,18 m	(espesor de la losa)

Cargas permanentes:

PP losa+ carpeta de rodamiento

qp=	6,90 KN/m ²
M tramo qp=	0,891 KNm/m (empotrado-empotrado)

Sobrecargas

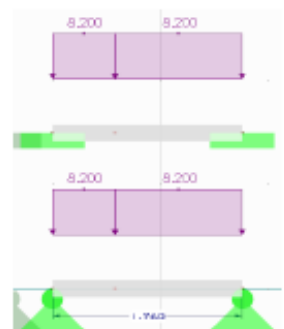
Aplanadora:

Ancho activo: $B = 0,10 + 2*s + 2/3*t < 0,10 + 2*s + 2*m$

s=	0,10 m	
l=	1,78 m	(separación entre ejes de vigas principales)
B=	1,47 m	< 2,30

Ancho de repartición: $Ar = t + 2*s$

t=	1,20 m	
Ar=	1,40 m	
Rd'=	145,60 KN	
q Rd'= Rd'/(Ar * B)=	70,59 KN/m2	
M tramo=	25,47 KNm/m	(apoyado-apoyado)



M tramo=	8,95 KNm/m	(empotrado-empotrado)
M tramo prom=	17,21 KNm/m	
Multitud Compacta:		
qM=	8,20 KN/m ²	
M tramo=	3,16 KNm/m	(apoyado-apoyado)
M tramo=	1,05 KNm/m	(empotrado-empotrado)
M tramo prom=	2,11 KNm/m	
M tramo sobrecarga=	19,32 KNm/m	

Entre vigas principales - Solicitaciones en los apoyos

Cargas permanentes

PP losa+ carpeta de rodamiento

qp=	6,90 KN/m ²	
M apoyo pp=	-1,78 KNm/m	(empotrado-empotrado)

Sobrecargas

Aplanadora:

q Rd' = Rd'/(Ar * B)=	70,59 KN/m ²	
M apoyo apla=	-16,52 KNm/m	(empotrado-empotrado)

Multitud Compacta:

qM=	8,20 KN/m ²	
M apoyo mult=	-2,12 KNm/m	(empotrado-empotrado)
M tramo sobrecarga=	-16,30 KNm/m	

Dimensionamiento a Flexión de la Losa

Entre vigas principales

Armadura de tramo

Me=	20,21 KNm/m	
b=	1,00 m	
d=	0,18 m	h= 0,155 m
kh=	10,80	
ke=	0,44003	
As nec=	5,70 cm ² /m	

As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

7,53 cm²/m Armadura inferior

(Separación máxima entre ejes de fierros 15cm)

Armadura de apoyo

Me=	-16,30 KNm/m	
b=	1,00 m	
d=	0,18 m	h= 0,155 m
kh=	10,81	
ke=	0,44003	
As nec=	5,17 cm ² /m	

As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

7,53 cm²/m Armadura superior

Armadura de repartición

c=	0,10+0,10*(B-(t+2*s))	(DNV -V-b-6)
B=	1,47 m	
t=	1,20 m	
s=	0,100 m	
c=	0,11	
c min=	0,20	
As nec=	1,51 cm ² /m	
As adoptada=	1 db 8mm c/ 20cm	2,52 cm ² /m

LOSA DE APROXIMACIÓN, DEFENSAS Y BARANDAS

Se incorporarán los planos correspondientes para cada uno de los elementos.

10.5.2 Vigas longitudinales

Datos Generales

Características Vigas Longitudinales (L=20,40m)

Luz de cálculo=	20,00 m	b= 0,60 m
A=	0,484 m ²	
h=	1,07 m	
ht max=	1,25 m	
r=	0,03 m	

Características Viguetas Transversales

bw=	0,30 m
h=	1,10 m
A=	0,33 m ²

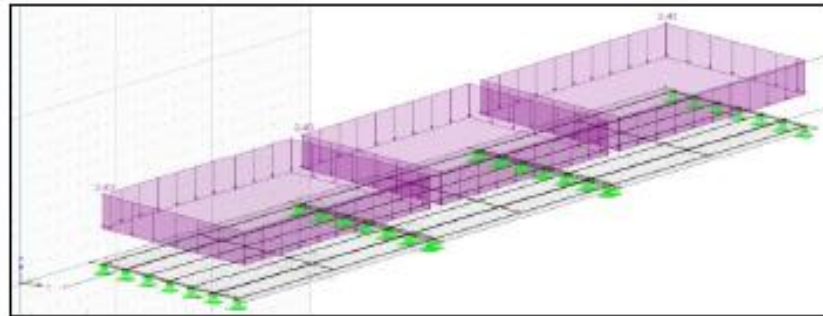
Análisis de Cargas

Cargas permanentes

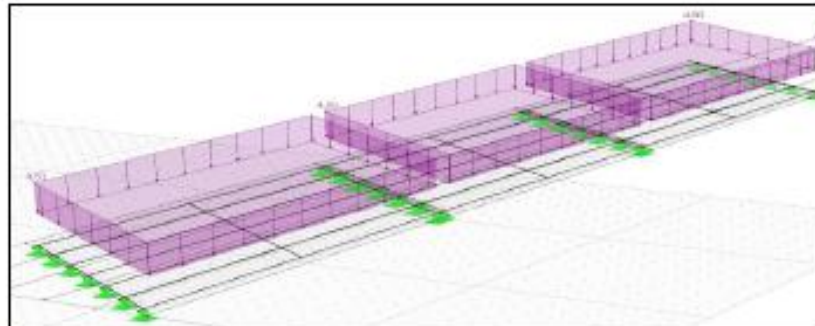
Losa de Tablero=	4,50 KN/m ²
Carpeta=	2,40 KN/m ²
Total=	6,90 KN/m²
PP Vigas 1=	12,10 KN/m
PP Viguetas Int=	8,25 KN/m
PP Viguetas Ext=	8,25 KN/m
Def. vehicular=	11,25 KN/m

Sólo se considera la carga del New Jersey.
A= 0,45m²

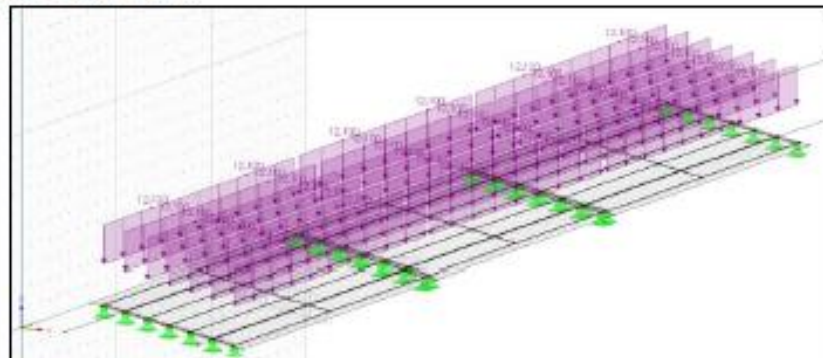
Carga Carpeta de Rodamiento:



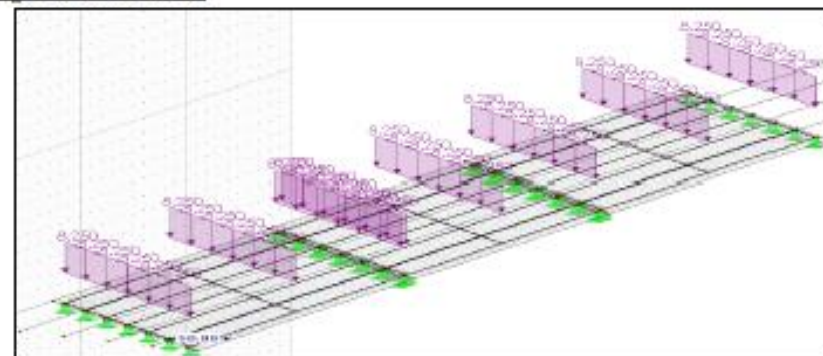
Carga Losa de Tablero:



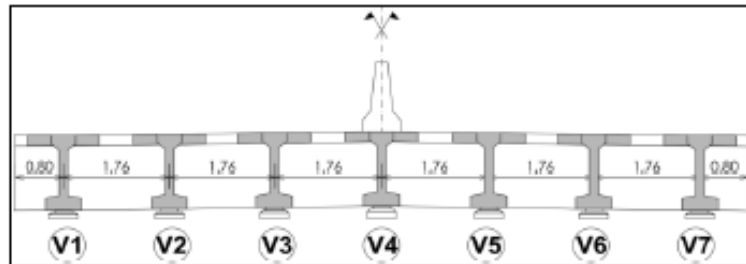
Carga Peso Propio Vigas Longitudinales:



Carga Peso Propio Viguetas Transversales:



Denominación de nuevas Vigas Longitudinales:



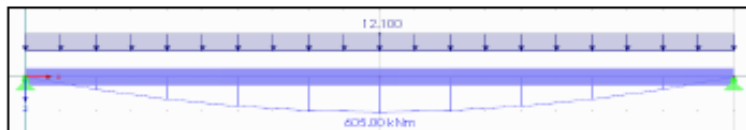
Se ha procedido a modelar el entramado que conforma la Superestructura, compuesto por losa de tablero, vigas longitudinales y viguetas transversales. Se han obtenido los esfuerzos que se muestran a continuación:

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	
Cargas Permanentes	1154,50	1206,51	1193,38	1161,53	1193,38	1206,71	1154,79	Mg1+Mg2+Mg3
Sobrecarga Centr. (2 APLANADORAS)	479,97	485,71	440,02	420,34	420,00	477,90	495,51	Mp
Multitud Compacta	714,28	722,89	706,90	703,84	706,91	722,97	714,14	Mp
Suma (kNm)	2348,75	2415,11	2340,30	2285,71	2320,29	2407,6	2364,44	
SOB + MULTITUD=	1190,83	1208,6	1148,92	1124,18	1128,91	1200,87	1209,65	

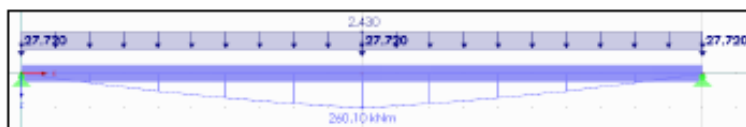
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	
Cargas Permanentes	1154,50	1206,51	1193,38	1161,53	1193,38	1206,71	1154,79	Mg1+Mg2+Mg3
Sobrecarga Lateral (2 APLANADORAS)	564,99	499,28	461,58	348,67	241,23	127,49	22,89	Mp
Multitud Compacta	622,45	629,95	616,01	613,35	616,02	630,02	622,33	Mp
Suma (kNm)	2341,94	2335,74	2270,97	2123,55	2050,63	1964,2	1800,01	
SOB + MULTITUD=	1187,44	1129,23	1077,59	982,02	857,25	757,51	645,22	

De manera simplificada, y a modo de comparación, se ha procedido a modelar las vigas como un elemento simplemente apoyado y determinar los esfuerzos solicitantes, de manera de poder llevar adelante una verificación y predimensionado de las mismas.

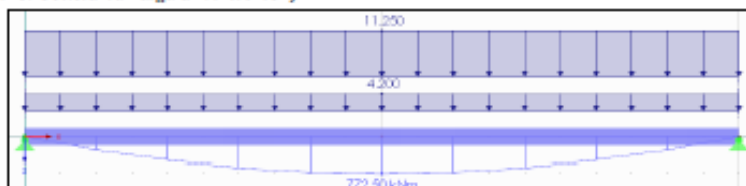
Mg1 - PESO PROPIO:



Mg2 - PESO LOSA TABLERO + VIGUETAS TRANSVERSALES:



Mg3 - TERMINACIONES: Considera carga de New Jersey



Mmax VIGA (+) = **1637,80 KNm** (valor sin new jersey)

Sobrecargas

Coefficiente de impacto = **1,25** (1,35-0,0005*L)
 Cantidad de fajas de circulación = **2** (3 fajas: 0,95; 4 fajas: 0,90; + de 4 fajas: 0,85)
 % del pp de las aplanadoras = **100 %**

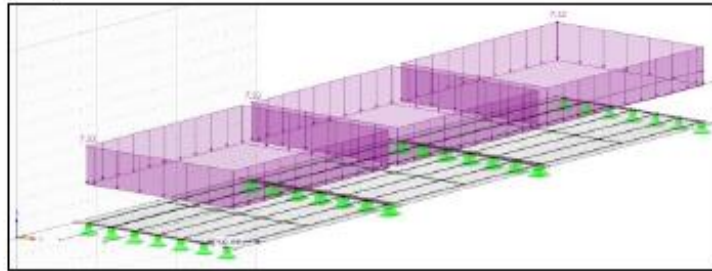
Multitud Compacta:

L = **20,00 m**

p = **5,86 KN/m2**

p' = **7,32 KN/m2**

Carga Multitud Compacta:



Aplanadora:

Rd=	130 KN	
Rt=	85 KN	→ 170 KN
Total=	300 KN	

Coefficiente de impacto=

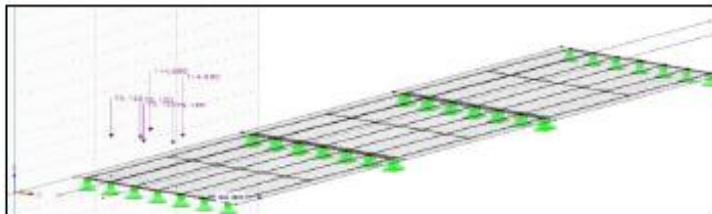
1,25

Reducción por Multitud Compacta:

Considerando la multitud compacta como abarcando todo el ancho y largo del tramo, cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora, resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para 2 aplanadoras sobre la calzada del puente:

Rd'=	114,89 KN	peso afectado por coeficiente de impacto
Rt'=	75,12 KN	peso afectado por coeficiente de impacto

Carga Aplanadora A30:



RESULTADOS OBTENIDOS DE RFEM:

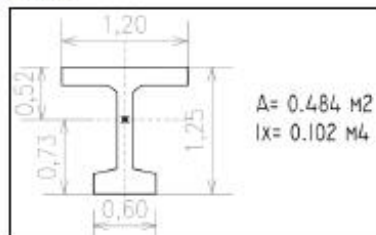
	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	
Cargas Permanentes	1154,50	1206,51	1193,38	1161,53	1193,38	1206,71	1154,79	Mg1+Mg2+Mg3
Sobrecarga Centr. (2 APLANADORAS)	479,97	485,71	440,02	420,34	420,00	477,90	495,51	Mp
Multitud Compacta	714,28	722,89	706,90	703,84	706,91	722,97	714,14	Mp
Suma (kNm)	2348,75	2415,11	2340,30	2285,71	2320,29	2407,6	2364,44	kNm
SOB + MULTITUD=	1190,63	1208,6	1146,92	1124,18	1126,91	1200,87	1209,65	

Adoptamos las siguientes combinaciones:

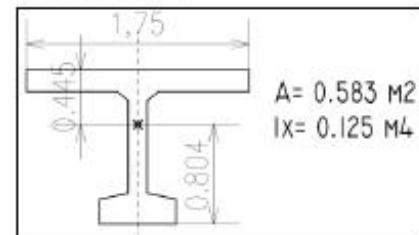
2284,75 kNm
228,48 tm

VERIFICACIÓN DE VIGAS LONGITUDINALES:

Sección Simple:



Sección Compuesta:



SEC.	Permanentes							
	PESO VIGA SOLA		PESO LOSA		RESTO PESO		TOTAL	
	Mg1 (tm)	Qg1 (t)	Mg2 (tm)	Qg2 (t)	Mg3 (tm)	Qg3 (t)	Mg (tm)	Qg (t)
0	0,000	12,10	0,000	3,82	0,000	4,20	0,000	20,12
0,5L	60,50	0,000	26,01	0,000	21,00	0,00	107,51	0,000

VERIFICACIÓN A ROTURA

Mmáx servicio=	228,475 tm	Mmáx servicio=	228,475 tm
Mu=	399,831 tm	Mu=	399,831 tm

Colaboración de la losa:

A=	0,315 m2	A=	0,315 m2
----	----------	----	----------

$\beta_r =$	2100,000 t/m2	$\beta_r =$	2100,000 t/m2
D=	661,500 t	D=	661,500 t
z=	1,060 m	z=	1,060 m
Colaboración del Pretensado:			
Cantidad de cables=	24	Z=	377,199 t
Acable=	0,987 cm2	Acable=	22,188 cm2
$\beta_s =$	17,00 t/cm2	$\beta_s =$	17,000 t/cm2
4 Ø 25mm=	19,632 cm2	Acordón=	0,987 cm2
$\beta_s =$	4,20 t/cm2	Nº cordones=	22,48 Adoptamos: 24
Z=	485,150 t	Tomamos 3 cables de 8 cordones de 1/2"	
z=	1,060 m		
Madm=	514,26 tm	OK	

PRETENSADO

El tipo de acero que se propone es C-1900 Grado 270 de Baja Relajación, de acuerdo a la Norma IRAM - IAS U - 500 - 03.

Para todas las vigas del tablero en el tramo central se suponen 3 elementos tensores de 8 cordones de 1 x 7 1/2" cada uno de 7,90 cm2 de superficie, es decir 3 x 8 cordones con una superficie total de 23,68 cm2.

Los datos precisos acerca del pretensado que se utilizará, formarán parte del Protocolo de Tesado que se eleabore al momento de la construcción de las vigas.

Pretensado en pista:

h1 =	0,095 m	
e=		
Tensión al acunar=	1380 Mpa	Carga de Rotura Mínima= 1840
Pérdidas iniciales=	10,88 %	valor supuesto
Pérdidas Totales=	15,27 %	valor supuesto
fp3=	1232,62 MPa	
fp infinito=	1044,40 MPa	
Cordones adoptados=	24 cordones de 1/2"	
Cantidad de cables=	3	
V3=	291,98 t	Esf. En L/2 despues de pérdidas iniciales
Vinfinito=	247,40 t	

VERIFICACIÓN DE TENSIONES

Armadura pasiva:

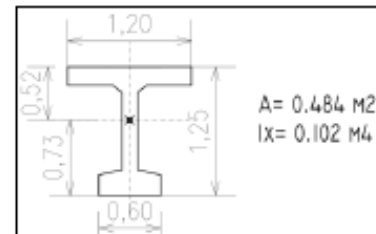
4 Ø 25mm=	19,632 cm2	h=	0,034 m
Es=	210000 Mpa		
ns=Es/Ec=	6,18		

Armadura activa:

Ø vaina=	8 cm
A vaina=	50,27 cm2
Ep=	195000 Mpa
np=Ep/Ec=	5,74

Sección Inicial de Viga sin losa

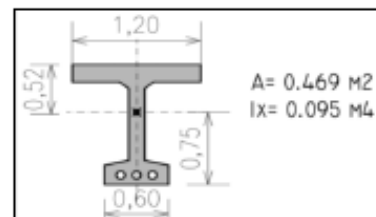
A=	0,4840 m2
Ix=	0,1020 m4
ysup=	0,5170 m
yinf=	0,7330 m
Wsup=	0,1973 m3
Winf=	0,1392 m3



Sección Neta Inicial de viga sin losa

Se descuentan los huecos de las vainas

A=	0,4689 m2
Ix=	0,0955 m4
ysup=	0,4960 m
yinf=	0,7540 m
Wsup=	0,1920 m3
Winf=	0,1270 m3



Sección Neta Inicial de viga sin losa

Se descuentan los huecos de las vainas (sin A° Activa)

Se homogeniza la A° Pasiva

A=	0,4801 m2
Ix=	0,1019 m4
ysup=	0,5140 m
yinf=	0,7360 m
Wsup=	0,1980 m3
Winf=	0,1380 m3

Sección Homogeneizada de viga sin losa

Se homogeneiza la A^a Activa del tesado en pista.

A=	0,4925 m2
Ix=	0,1070 m4
ysup=	0,5290 m
yinf=	0,7210 m
Wsup=	0,2020 m3
Winf=	0,1490 m3

Sección Homogeneizada de viga con losa

Se homogeneiza la losa del tablero

A=	0,5915 m2
Ix=	0,1310 m4
ysup=	0,4560 m
yinf=	0,7940 m
Wsup=	0,2870 m3
Winf=	0,1670 m3

Resumen de secciones homogeneizadas en L/2:

Sección	Neta	Hom. s/ losa	Hom.c/ Losa
A=	0,4801	0,4925	0,5915
Ix=	0,1019	0,1070	0,1310
Wsup=	0,1980	0,2020	0,2870
Winf=	0,1380	0,1490	0,1670

Resumen de tensiones en L/2:

Sección	Causa	M (tm)	N (t)	Fibra 1 (t/m2)		Fibra 2 (t/m2)		
				Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	
Neta	Peso Prop. Viga	60,50		438,41		-305,56		
	Postesado		-291,98	-608,17		-608,17		
		-187,16		-1356,24	-1528,00	945,26	31,53	-1800
H s/ losa	Peso Propio Losa	26,01		174,56	-1351,44	-128,76	-97,23	
H c/ losa	Cargas Permanentes	21,00		125,75	-1225,69	-73,17	-170,40	
	Pérdidas diferidas		44,59	75,38		75,38		
	Cargas accidentales	31,17		186,62	-963,69	-108,59	-203,62	
		119,06		712,95	-250,74	-414,854	-618,47	-1600

Se podría considerar que con la sección adoptada y los valores de esfuerzos obtenidos, la sección verifica.

Para la armadura pasiva se puede considerar una cuantía.

VERIFICACIÓN DE FLECHA VERTICAL

Consideraciones

Inercias en Estado I

Deformaciones por Pretensado en Estado Final.

Flecha para cargas uniformemente distribuidas.

Flecha para cargas de Aplanadora.

L=	20,00 m
Ix Sección Simple=	0,102 m4
Ix Sección Comp.=	0,131 m4
EH ² Viga=	3,00E+08 t/m2
q permanentes=	1,45 t/m
q terminaciones=	0,42 t/m
q multitud compacta=	1,28 t/m
M aplanadoras=	48,00 tm
M pretensado=	-187,16 tm

Pretensado:

Flecha cargas permantes=	7,70 mm
Flecha terminaciones=	2,23 mm
Flecha multitud compacta=	6,79 mm
Flecha aplanadoras=	5,09 mm
Flecha Pretensado=	-23,82 mm
FLECHA TOTAL=	-2,00 mm

FLECHA SOBERCARGA=	11,88 mm	Flecha admisible=	33,33 mm	(L/600)
		Flecha admisible=	20 mm	(L/1000)

Viga L=17,40m

Características Vigas Longitudinales

Luz de cálculo=	17,40 m
A=	0,484 m ²
h=	1,07 m
ht max=	1,25 m
r=	0,03 m

b= 0,60 m

Características Viguetas Transversales

bw=	0,30 m
h=	1,10 m
A=	0,33 m ²

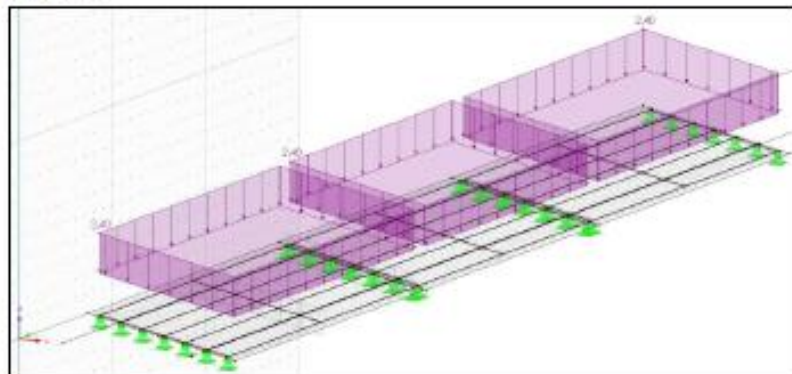
Análisis de Cargas

Cargas permanentes

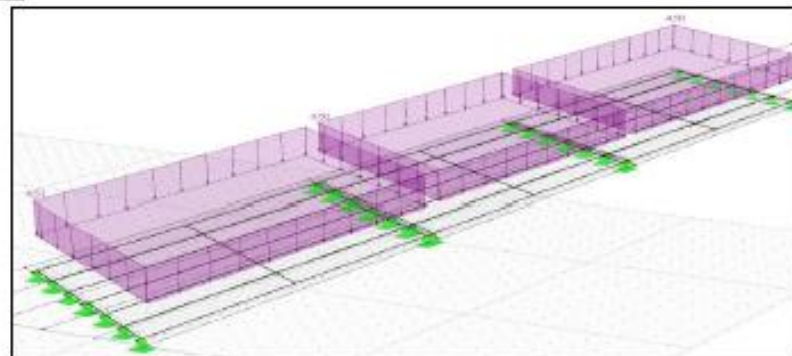
Losa de Tablero=	4,50 KN/m ²
Carpeta=	2,40 KN/m ²
Total=	6,90 KN/m²
PP Vigas 1=	12,10 KN/m
PP Viguetas Int=	8,25 KN/m
PP Viguetas Ext=	8,25 KN/m
Def. vehicular=	11,25 KN/m

Sólo se considera la carga del New Jersey.

Carga Carpeta de Rodamiento:



Carga Losa de Tablero:



Carga Peso Propio Vigas Longitudinales:

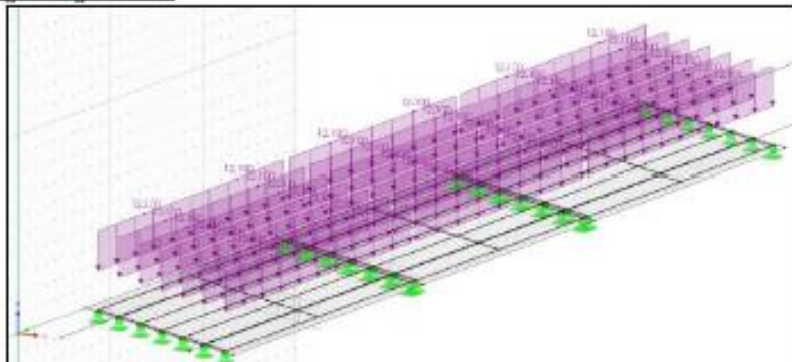


Diagrama de um sistema de vigas e pilares. Sete pilares (V1 a V7) suportam uma viga contínua. As dimensões indicadas são: 0,80m entre V1 e V2, 1,76m entre V2 e V3, 1,76m entre V3 e V4, 1,76m entre V4 e V5, 1,76m entre V5 e V6, 1,76m entre V6 e V7, e 0,80m entre V7 e o extremo direito. Um símbolo de cruzamento de eixos está no topo do pilar V4.

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	
Cargas Permanentes	934,72	981,54	979,07	952,70	979,08	981,35	934,39	Mg1+Mg2+Mg3
Sobrecarga Centr.	311,94	320,65	285,00	269,80	270,80	315,80	328,18	Mp
(2 APLANADORAS)								
Multitud Compacta	578,94	584,76	572,33	570,68	572,33	584,69	579,08	Mp
Suma (kNm)	1825,6	1886,95	1836,40	1793,18	1822,21	1881,8	1841,65	
SOB + MULTITUD=	890.88	905.41	857.33	840.48	843.13	900.49	907.26	

Mg1 - PESO PROPIO:



Mmax VIGA (+) = **1255,18** KNm **829,42** valor sin new jersey

Sobrecargas

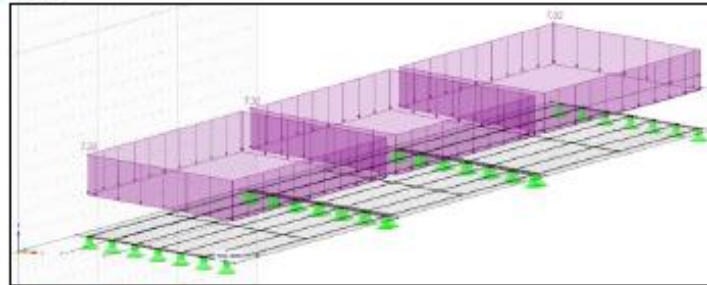
Coefficiente de impacto = **1,28** ($1,35 - 0,0005 \cdot L$)
 Cantidad de fajas de circulación = **2**
 % del pp de las aplanadoras = **100 %**

3 fajas 0,95
 4 fajas 0,90
 + de 4 fajas 0,85

Multitud Compacta:

L = **17,40** m
 $p = 5,91$ KN/m²
 $p' = 7,48$ KN/m²

Carga Multitud Compacta:



Aplanadora:

Rd = **130** KN
 Rt = **85** KN
 Total = **300** KN

→ **170** KN

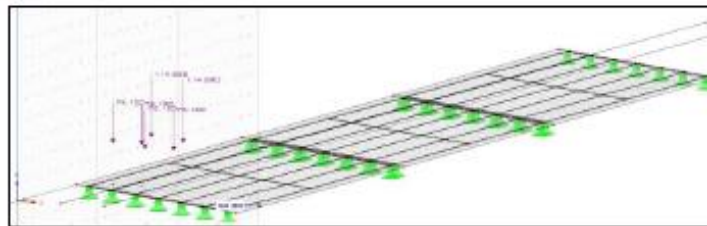
Coefficiente de impacto = **1,28**

Reducción por Multitud Compacta:

Considerando la multitud compacta como abarcando todo el ancho y largo del tramo, cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora, resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para 2 aplanadoras sobre la calzada del puente:

Rd' = **115,69** KN peso afectado por coeficiente de impacto
 Rt' = **75,65** KN peso afectado por coeficiente de impacto

Carga Aplanadora A30:



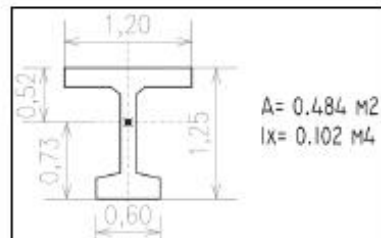
RESULTADOS OBTENIDOS DE RFEM:

	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	
Cargas Permanentes	934,72	981,54	979,07	952,70	979,08	981,35	934,39	Mg1 + Mg2 + Mg3
Sobrecarga Lateral (2 APLANADORAS)	311,94	320,65	285,00	269,80	270,80	315,80	328,18	Mp
Multitud Compacta	578,94	584,76	572,33	570,68	572,33	584,69	579,08	Mp
Suma (kNm)	1825,6	1886,95	1836,40	1793,18	1822,21	1881,8	1841,65	kNm
SOB + MULTITUD-	890,88	905,41	857,33	840,48	843,13	900,49	907,26	

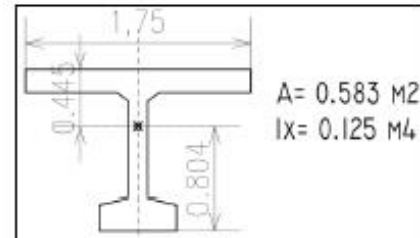
Adoptamos las siguientes combinaciones:
1810,77 kNm
181,08 tm

VERIFICACIÓN DE VIGAS LONGITUDINALES:

Sección Simple:



Sección Compuesta:



SEC.	Permanentes							
	PESO VIGA SOLA		PESO LOSA		RESTO PESO		TOTAL	
	Mg1 (tm)	Qg1 (t)	Mg2 (tm)	Qg2 (t)	Mg3 (tm)	Qg3 (t)	Mg (tm)	Qg (t)
0	0,000	10,52	0,000	3,50	0,000	3,65	0,000	17,67
0,5L	45,79	0,000	21,25	0,000	15,89	0,00	82,93	0,000

VERIFICACIÓN A ROTURA

M _{máx servicio} =	173,66 tm	M _{máx servicio} =	173,66 tm
Mu=	303,90 tm	Mu=	303,90 tm
Colaboración de la losa:			
A=	0,315 m ²	A=	0,315 m ²
β _r =	2100,000 t/m ²	β _r =	2100,000 t/m ²
D=	661,500 t	D=	661,500 t
z=	1,060 m	z=	1,060 m
Colaboración del Pretensado:			
Cantidad de cables=	24	Z=	286,696 t
Acable=	0,987 cm ²	Acable=	22,188 cm ²
β _s =	17,00 t/cm ²	β _s =	17,000 t/cm ²
4 Ø 25mm=	19,632 cm ²	Acordón=	0,987 cm ²
β _s =	4,20 t/cm ²	Nº cordones=	22,48 Adoptamos: 24
Z=	485,150 t	Tomamos 3 cables de 8 cordones de 1/2"	
z=	1,060 m		
Madm=	514,259 tm	OK	

PRETENSADO

El tipo de acero que se propone es C-1900 Grado 270 de Baja Relajación, de acuerdo a la Norma IRAM - IAS U - 500 - 03.

Para todas las vigas del tablero en el tramo central se suponen 3 elementos tensores de 8 cordones de 1 x 7 1/2" cada uno de 7,90 cm² de superficie, es decir 3 x 8 cordones con una superficie total de 23,68 cm².

Los datos precisos acerca del pretensado que se utilizará, formarán parte del Protocolo de Tesado que se elabore al momento de la construcción de las vigas.

Pretensado en pista:

h1 =	0,095 m		
e=			
Tensión al acuar=	1380 Mpa	Carga de Rotura Mínima=	1840
Pérdidas iniciales=	10,68 %	valor supuesto	
Pérdidas Totales=	15,27 %	valor supuesto	
fp3=	1232,62 MPa		
fp infinito=	1044,40 MPa		
Cordones adoptados=	24 cordones de 1/2"		
Cantidad de cables=	3		
V3=	291,98 t	Esf. En L/2 despues de pérdidas iniciales	
Vinfinito=	247,40 t		

VERIFICACIÓN DE TENSIONES

Armadura pasiva:

4 Ø 25mm=	19,632 cm ²	h=	0,034 m
Es=	210000 Mpa		
ns=Es/Ec=	6,18		

Armadura activa:

Ø vaina=	8 cm
A vaina=	50,27 cm ²
Ep=	195000 Mpa
np=Ep/Ec=	5,74

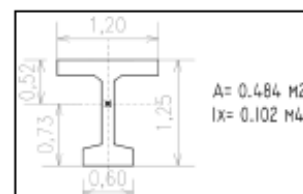
Sección Inicial de Viga sin losa

A=	0,4840 m ²
Ix=	0,1020 m ⁴
ysup=	0,5170 m
yinf=	0,7330 m
Wsup=	0,1973 m ³
Winf=	0,1392 m ³

Sección Neta Inicial de viga sin losa

Se descuentan los huecos de las vainas

A=	0,4689 m ²
Ix=	0,0955 m ⁴



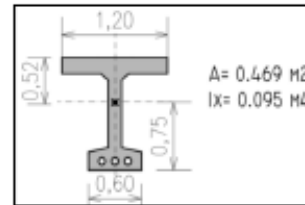
ysup= 0,4960 m
yinf= 0,7540 m
Wsup= 0,1920 m3
Winf= 0,1270 m3

Sección Neta Inicial de viga sin losa

Se descuentan los huecos de las vainas (sin A° Activa)

Se homogeniza la A° Pasiva

A= 0,4801 m2
Ix= 0,1019 m4
ysup= 0,5140 m
yinf= 0,7360 m
Wsup= 0,1960 m3
Winf= 0,1380 m3



Sección Homogeneizada de viga sin losa

Se homogeniza la A° Activa del tesado en pista.

A= 0,4925 m2
Ix= 0,1070 m4
ysup= 0,5290 m
yinf= 0,7210 m
Wsup= 0,2020 m3
Winf= 0,1490 m3

Sección Homogeneizada de viga con losa

Se homogeniza la losa del tablero

A= 0,5915 m2
Ix= 0,1310 m4
ysup= 0,4560 m
yinf= 0,7940 m
Wsup= 0,2870 m3
Winf= 0,1670 m3

Resumen de secciones homogeneizadas en L/2:

Sección	Neta	Hom. s/ losa	Hom. c/ Losa
A=	0,4801	0,4925	0,5915
Ix=	0,1019	0,1070	0,1310
Wsup=	0,1960	0,2020	0,2870
Winf=	0,1380	0,1490	0,1670

Resumen de tensiones en L/2:

Sección	Causa	M (tm)	N (t)	Fibra 1 (t/m2)		Fibra 2 (t/m2)		
				Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	
Neta	Peso Prop. Viga	45,79		331,81		-231,26		
	Postesado		-291,98	-608,17		-608,17		
		-187,16		-1356,24	-1632,59	945,26	105,82	-1800
H s/ losa	Peso Propio Losa	21,25		142,62	-1489,98	-105,20	0,63	
H c/ losa	Cargas Permanentes	15,89		95,15	-1394,83	-55,37	-54,74	
	Pérdidas diferidas		44,59	75,38		75,38		
		31,17		186,62	-1132,83	-108,59	-87,95	
	Cargas accidentales	90,73		543,27	-589,56	-316,12	-404,07	-1800

Se podría considerar que con la sección adoptada y los valores de esfuerzos obtenidos, la sección verifica.
Para la armadura pasiva se puede considerar una cuantía.

VERIFICACIÓN DE FLECHA VERTICAL

Consideraciones

Inercias en Estado I

Deformaciones por Pretensado en Estado Final.

Flecha para cargas uniformemente distribuidas.

Flecha para cargas de Aplanadora.

L= 17,40 m
Ix Sección Simple= 0,102 m4
Ix Sección Comp.= 0,131 m4
EHP Viga= 3,00E+08 t/m2
q permanentes= 1,45 t/m
q terminaciones= 0,42 t/m
q multitud compacta= 1,28 t/m
M aplanadoras= 32,82 tm
M pretensado= -187,16 tm

Pretensado:

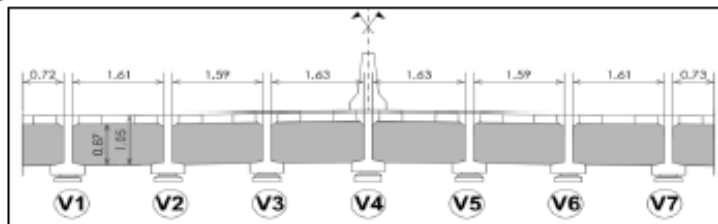
Flecha cargas permanentes=	4,41 mm			
Flecha terminaciones=	1,28 mm			
Flecha multitud compacta=	3,89 mm			
Flecha aplanadoras=	2,63 mm			
Flecha Pretensado=	-20,72 mm			
FLECHA TOTAL=	-8,51 mm	Flecha admisible=	29,00 mm	(L/600)
FLECHA SOBERCARGA=	6,53 mm	Flecha admisible=	17,40 mm	(L/1000)

10.5.2.1 Viguetas transversales

Datos Sección Viguetas Centrales

ht=	1,25 m
h=	1,10 m
bo=	0,30 m

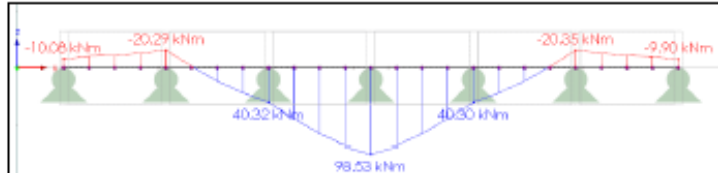
**Análisis de Cargas
Viguetas Centrales**



Cargas permanentes

Peso Carpeta=	2,40 kN/m ²	Ancho influencia=	10,20 m
Peso de Tablero=	4,50 kN/m ²		
Peso Vigüeta=	8,25 kN/m		
PP losa+ carpeta de rodamiento			
qv=	78,63 kN/m		

Para el dimensionamiento de las viguetas, se consideran los tramos continuos.



Mmax v (+)=	98,53 kNm
Mmax v (-)=	-20,35 kNm

Sobrecargas

Coefficiente de impacto= 1,25 (1,35-0,0005*L)

Multitud Compacta:

p=	5,86 kN/m ²
p'=	7,32 kN/m ²
qvm=	74,71 kN/m

Aplanadora:

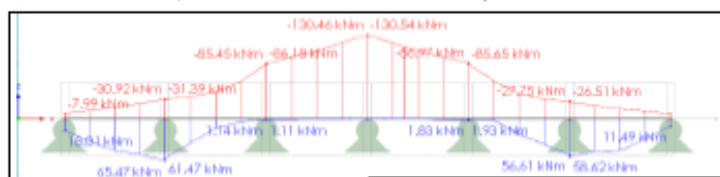
Rd=	130 kN		
Rt=	85 kN	→	170 kN
Total=	300 kN		

Coefficiente impacto= 1,25

Reducción por Multitud Compacta:

Considerando la multitud compacta como abarcando todo el ancho y largo del puente, cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora, resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para 4 aplanadoras sobre la calzada del puente.

Rd'=	114,89 kN	coeficiente de impacto
Rt'=	75,12 kN	coeficiente de impacto



Mmax v (+) = **65,47 KNm**
Mmax v (-) = **-130,54 KNm**

Momentos Resultantes

M MAX TRAMO = **99,12 KNm**
M MAX APOYO = **-131,37 KNm**

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

Armadura de tramo Adoptamos $r=3,50\text{cm}$

Me = **99,12 KNm**

b = 0,30 m

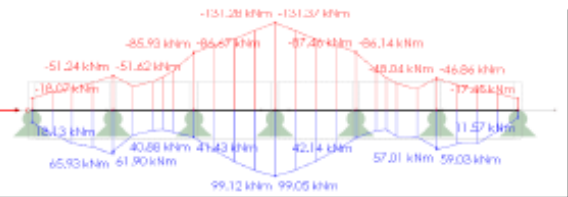
h = 1,10 m

kh = **18,01**

ke = **0,42741**

As nec = 4,66 cm²

As adoptada = 3 db 16mm



Envolverte Cargas Permanentes + Sobrecarga

Armadura de apoyo Adoptamos $r=3,50\text{cm}$

Me = **-131,37 KNm**

b = 0,30 m

h = 1,10 m

kh = **15,64**

ke = **0,42999**

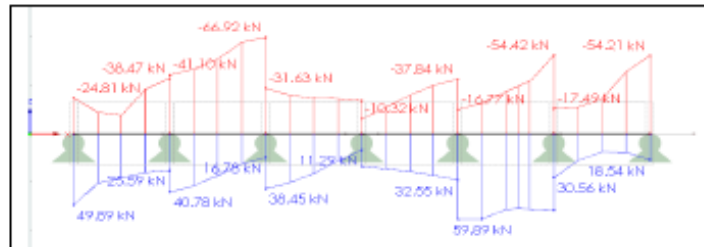
As nec = 5,46 cm²

As adoptada = 3 db 16mm

6,03 cm² Armadura inferior

6,03 cm² Armadura superior

Esfuerzos de Corte Resultantes



Q MAX TOTAL = **49,35 KN**

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte

Qmax = 66,92 KN (DNI-V-b-6)

b = 0,30 m

h = 1,10 m

to = 1,02 kg/cm²

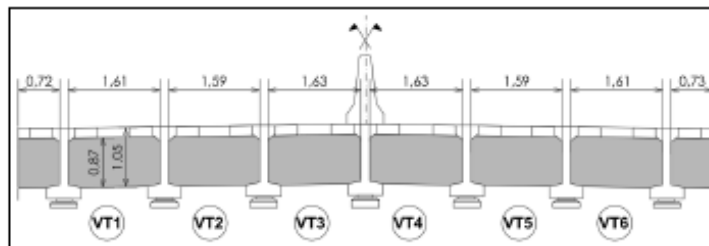
tcalc = 2,54 kg/cm²

As = **3,17 cm²/m**

As adoptada = 1 db 10mm c/ 15cm (2 ramas) 10,47 cm²/m

H-38	kg/cm ²
τ_{012}	11
τ_{02}	27
τ_{03}	45

Viguetas Extremas



Estado 1

Cargas permanentes

Peso Carpeta = 2,40 KN/m²

Peso de Tablero = 4,50 KN/m²

Peso Vigueta = 8,25 KN/m

PP losa + carpeta de rodamiento

qv = **78,63 KN/m**

Ancho influencia = **10,20 m**

En estribos de puente

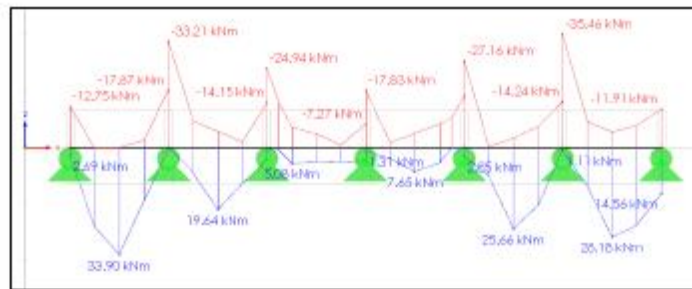


Diagrama Flexión

Mmax v (+)= **33,90 KNm**
Mmax v (-)= **-35,46 KNm**

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

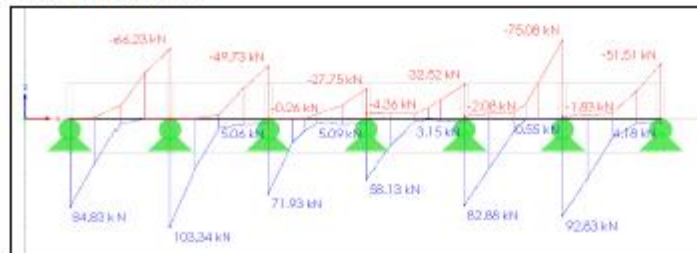
Armadura de tramo Adoptamos $r=3,50\text{ cm}$

Me= **33,90 KNm**
b= 0,30 m
h= 1,07 m
kh= 30,79
ke= 0,42212
As nec= 4,66 cm²
As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm² Armadura inferior

Armadura de apoyo

Me= **-35,46 KNm**
b= 0,30 m
h= 1,07 m
kh= 30,10
ke= 0,42212
As nec= 4,66 cm²
As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm² Armadura superior

Esfuerzos de Corte Resultantes



Q MAX TOTAL= **103,34 KN**

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte

Qmax= 103,34 KN (DNV - V-b-6)
b= 0,30 m
h= 1,07 m
to= 1,57 kg/cm² ZONA 2
tcalc= 3,91 kg/cm²
As= **4,89 cm²/m**
As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm (2 ramas) 10,47 cm²/m

H-38	kg/cm ²
τ_{012}	11
τ_{02}	27
τ_{03}	45

10.5.2.2 Dispositivos de apoyo

Con la verificación realizada anteriormente, de acuerdo al ejemplo práctico basado en la Norma AASHTO LRFD 2017 se observa que la altura del apoyo completo es de 30mm, y las dimensiones del mismo son 150mm x 350mm.

Se procede a dimensionar los Apoyos de Neopreno con otra metodología, para verificar las dimensiones.

Datos Generales

a=	0,20 m	ancho del neopreno
b=	0,40 m	largo del neopreno
h=	40 mm	altura del neopreno
e=	8 mm	esp. capa de neopreno
n=	4	Nº de capas de neopreno

t=	2 mm	esp. chapa de acero
Dureza Shore=	60	
Gt=	80 t/m2	(larga duración) de acuerdo a punto 7.1.2.4 IRAM 113.091
Go=	160 t/m2	(acciones instantáneas) de acuerdo a punto 7.1.2.4 IRAM 113.091

Análisis de los Estados de Carga

Cargas permanentes

Rg max=	28,49 t	28,49t (sumatoria de cargas permanentes)
---------	---------	--

Sobrecargas

Rp max=	32,89 t	15,09+17,8= 32,89t (sumatoria multitud + sobrecarga)
---------	---------	--

Frenado y Aceleración

Fd=	0,023 t/m2	1/25 sobrecarga equivalente a la multitud compacta SIN IMPACTO
Fd min=	9,00 t	15% peso de 2 aplanadoras
R max=	0,90 t	

Viento

Puente vacío=	250,00 kg/m2	
Hw1=	5,15 kN	0,52 t
Puente cargado=	150,00 kN/m2	
Hw1=	7,50 kN	0,75 t

Temperatura

ΔT=	30 °C	
α=	1,00E-05 °C-1	
ΔL=	20,60 m	
δ1=	α x ΔT x ΔL=	6,18E-03 m
		0,62 cm

Retracción

εc=	2,50E-04 °C	
ΔL=	20,60 m	
δ2=	εc x ΔL=	5,15E-03 m
		0,52 cm

Fuente

N=	-291,98 t	Cargas Permanentes=	284,90 KN
A=	0,4840 m2		28,49 t
σ=	-603,27 t/m2		
E=	3,70E+06 t/m2		
φ=	2		
εc=	-4,89E-04		
δ3=	εc x ΔL=	-0,0101 m	
		-1,01 cm	

Verificaciones
Compresión

Tensión de Compresión máxima:	$\sigma_{max} =$	767,25 t/m ²	<	1200,00 t/m ²	OK!
Tensión de Compresión mínima:	$\sigma_{min} =$	356,13 t/m ²	>	300,00 t/m ²	OK!

Distorsión Admisible

Acciones lentas (temperatura, retracción, fluencia):

$\delta_{viga} =$	$\delta_1 + 0,50 \cdot (\delta_2 + \delta_3) =$	0,37 cm		
$\delta_{apoyo} =$	0,186 cm			
$\gamma \cdot \delta / (n \cdot x_e) =$	0,058	<	0,50	OK!

Acciones lentas e instantáneas:

$\delta_{frenado} =$	0,002250 m			
$\delta_{viento} =$	0,001876 m			
$\delta_{total} =$	4,126 mm			
$\gamma \cdot \delta / (n \cdot x_e) =$	0,129	<	0,70	OK!

Deslizamiento

$F_{viento} =$	0,75 t			
$F_{frenado} =$	0,90 t			
$F_{desp. lentos} =$	0,74 t			
$F_t =$	1,57 t			
$R_{min} =$	28,49 t			
$\mu =$	0,208			
$F = 9,13 t <$	$\mu \times R_{min} =$	5,92 t		
			$\sigma_{min} =$	22,79 t/m ²

Tensión Tangencial

$s =$	8,33		$\sigma_{máx} =$	767,3 t/m ²
-------	------	--	------------------	------------------------

$t_v =$	138,105 t/m ²			
	138,105 t/m ²	<	$3G =$	480 t/m ² OK!

Estabilidad

$a/5 =$	0,04 m	>	$e_{xn} =$	0,032 m OK!
$e_{xn} =$	0,032 m	>	$a/10 =$	0,0200 m OK!

Rotación Admisible

Rotación de la viga por:

cargas permanentes:	0,00019 radianes			
sobrecargas:	0,00027 radianes			
	0,000466019 radianes			
$\alpha_{adm} =$	0,01920 radianes			OK!

Placas de Acero de Zunchado

$\sigma_{máx} =$	767,25 t/m ²			
$\sigma_e =$	24000,00 t/m ²			
$s =$	8,33			
$t_s >$	$(a/s) \times (\sigma_{máx} / \sigma_e) =$	0,00077 m		
		0,7673 mm		OK!

Con la verificación realizada, se adopta como dimensiones definitivas (200mm x 500mm).

10.5.3 Pilas

Las pilas del puente están conformadas por pilotes columna, los cuales deberán ser verificados

Los mismos se encuentran arriostrados por medio de un cabezal superior, cuyas dimensiones serán verificadas. En primera instancia se determinarán las reacciones correspondientes a cargas permanentes.

Reacciones de Cargas Permanentes (E1)

	RV1	RV2	RV3	RV4	RV5	RV6	RV7
Peso Vigas Longitudinales	90,67	91,56	92,00	91,81	92,22	89,06	100,18
	89,46	80,57	83,00	82,58	82,93	82,50	87,71
	180,13	172,13	175,00	174,39	175,15	171,56	187,89
Carpeta Rodamiento	42,10	41,83	43,06	42,91	43,10	41,58	45,72
	40,92	37,74	38,93	38,73	38,98	37,76	38,06
	83,02	79,57	81,99	81,64	82,08	79,34	83,78
Losa de Tablero	78,93	78,42	80,74	80,45	80,81	77,96	85,73
	76,72	70,75	73,00	72,62	73,09	70,79	71,37
	155,65	149,17	153,74	153,07	153,9	148,75	157,10
Viguetas Transversales	13,4	25,22	24,31	24,91	24,59	26,55	13,67
	13,39	26,6	24,68	25,06	24,49	25,21	13,22
	26,79	51,82	48,99	49,97	49,08	51,76	26,89
Defensa + Baranda	6,18	6,13	13,43	46,45	24,62	11,86	1,55
	0,58	10,16	21,99	44,55	12,34	5,17	4,71
	6,76	16,29	35,42	91,00	36,96	17,03	6,26
TOTAL (kN)	452,35	468,98	495,14	550,07	497,17	468,44	461,92

Reacciones por Sobrecargas

	RV1	RV2	RV3	RV4	RV5	RV6	RV7
Multitud Compacta	147,34	146,39	150,71	150,18	150,85	145,53	160,04
	143,20	132,07	136,27	135,55	136,44	132,15	133,22
	290,54	278,46	286,98	285,73	287,29	277,68	293,26
Paso 93/309 Paso 115,/309	26,19	144,27	28,92	4,28	13,74	129,67	39,53
	47,3	108,19	23,19	-0,08	43,57	122,64	31,66
	73,49	252,46	52,11	4,20	57,31	252,31	71,19
TOTAL (kN)	364,03	530,92	339,09	289,93	344,60	529,99	364,45
Σ	394,72						kN

Se consideró la acción de las aplanadoras desfasadas sobre la pila SIN IMPACTO. Para 2 Pasos diferentes, se obtuvieron las reacciones sobre los apoyos y se obtuvo el promedio de los valores.

R por apoyo= **394,72 kN**

Fuerzas Adicionales
Viento Puente Vacío (E4)

h_w= 1,40 m
 p_h= 2,50 kN/m²
 b_w= 20,60 m
 F_w= 72,10 kN
 F_w por apoyo= 10,30 kN

Incluye altura de bancada + neopreno + viga + losa tablero
 De acuerdo a Reglamento DNV
 Longitud del tramo
 Se debe repartir entre todos los apoyos de la Pila.

Viento Puente Cargado (E5)

hvc=	3,40 m
ph=	1,50 KN/m2
bw=	20,60 m
Fv=	105,06 KN
Fvc por apoyo=	15,01 KN

Incluye altura de bancada + neopreno + viga + losa tablero
De acuerdo a Reglamento DNV
Longitud del tramo
Se debe repartir entre todos los

Agua (E7)

dp=	0,80 m
v=	2,50 m/s
Fa=	2,96 KN/m

VER DATO VELOCIDAD DEL AG

Frenado de Vehículos (E3)

F1=	59,82 KN
F2=	90,00 KN
Fadoptado=	12,86 KN

Fuerza perpendicular a la pila
Por tramo
Se debe repartir entre todos los

Peso Propio Cabezales y Pilotes (E8)

bc=	2,25 m
hc=	0,80 m
L=	15,15 m
qc=	45,00 KN/m
dp=	0,80 m
Ap=	0,50 m2
qp=	12,57 KN/m

7,54

Camalotes (E6)

q=	4,00 KN/m
qc=	77,20 KN

Combinaciones de Estados de Carga

Para obtener los mayores esfuerzos en pilas, lo que incluye cabezales y pilotes, se han generado diferentes combinaciones de cargas. Las mismas, se detallan a continuación:

SERVICIO 1= E1+E2+E8+E5+E3

Sobrecarga en 2 tramos

SERVICIO 2= E1+E8+E7+E4+E6

Permanentes+Pesos Propios+Agua+Viento vacío+Camalotes

LUIS 1= E1+E4+E6+E7+E8

LUIS 2= E1+E2+E3+E5+E6+E7+E8

ES LA COMBINACION QUE SE ADOPTO PARA EL CALCULO

Hipótesis I

Se planteó el modelo completo de la pila, incluyendo cabezal superior y pilotes con la disposición planteada.

El cabezal fue planteado de 0,80m x 2,25m, mientras que los pilotes son 3 y presentan un diámetro de 0,80m.

A través de las combinaciones de carga planteadas, se determinarán los máximos esfuerzos en cabezales y pilotes para su dimensionamiento.

Consideraciones para el armado

Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.

En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para db<16mm para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre. Para el caso de pilotes, el recubrimiento mínimo exigido es de 50mm. Se adoptó 100mm.

Pilas en Viaducto

Resumen de Resultados Obtenidos en Pilotes de Software RFEM 5

Combinación: LUIS I

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	1248,75	0,00	507,15	507,15
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	1528,43	0	520,40	520,40
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	1674,80	0	517,98	517,98

Ag= 0,5027 m2
BR= 23000 kN/m2
d= 0,80 m

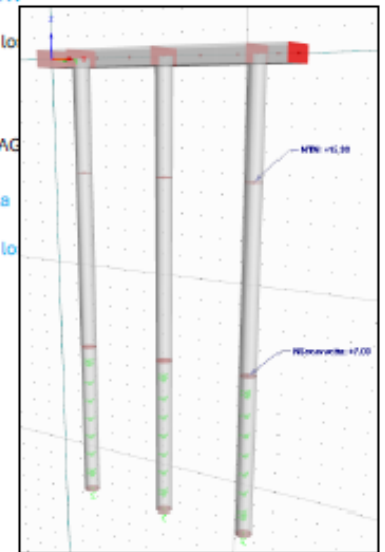
m= 0,0548
n= 135,7546
As total= 78,54 cm2

Combinación: LUIS II

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	2106,49	795,53	609,60	1002,24
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	2479,87	811,98	628,59	1026,86
	N(kN)	Mz	My	Mr

ES LA PEOR COMBINACIÓN

BR= 23000 kN/m2
Ag= 0,5027 m2
BR/Ag= 18,30
d= 0,80 m



PILOTE 3	2628,66	828,84	627,95	1039,85	m= 0,1084 n= 0,182206 As total= 96,14 cm ²
----------	---------	--------	--------	---------	---

El dimensionamiento de los pilotes, se realiza utilizando la Tabla 1.27 del cuaderno 220 de la Comisión Alemana para el Dimensionamiento de los Elementos de Hormigón Armado.

MAXIMO ESFUERZO AXIAL EN PILOTES:

P1= 2106,49 kN
P2= 2479,87 kN
P3= 2628,66 kN

RESISTENCIA ADMISIBLE DE PILOTES:

Radm= 3545,17 kN

Para todas las combinaciones de cargas, la armadura de los pilotes es la mínima que se determina

Considerando la cuantía admisible: 1% a 8%

As= 96,14 cm²
20 db 25mm = 96,14 cm²
31 db 20mm = 96,14 cm²

Esfuerzo de Corte Primeros 3m
Combinación: LUIS I

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	0	106,83	106,83
PILOTE 2	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	0,00	109,75	109,75
PILOTE 3	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	0	109,2	109,20

Combinación: LUIS II

Máximo Esfuerzo de Corte en Pilotes.

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	161,47	128,12	206,12
PILOTE 2	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	164,79	132,3	211,33
PILOTE 3	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	168,27	132,12	213,94

Dimensionamiento a Corte Pilotes

Qr max= 21,39 t
b= 0,57 m
h= 0,57 m
τo= 7,75 kg/cm²
τcalc= 3,10 kg/cm²
As= 7,38 cm²/m

As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm
En todos los pilotes

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201(1982)

To1= LIM. ZONA 1 10,00 Kg/cm² -
To2= LIM. ZONA 2 24,00 Kg/cm² -
To3= LIM. ZONA 3 40,00 Kg/cm² -

Resultados Obtenidos en Cabezal

El dimensionamiento a flexión y corte se ha realizado por medio del análisis de tensiones del modelo en el Informe.

Consideraciones para el armado

Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.

En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para db<16mm para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre.

Dimensionamiento a Flexión Cabezal

Armadura de tramo

Adoptamos r=5cm

Me= 774,35 KNm
b= 1,60 m
h= 0,80 m
kh= 11,74
ke= 0,44003

As nec= 44,54 cm²
As adoptada= 14 db 20mm

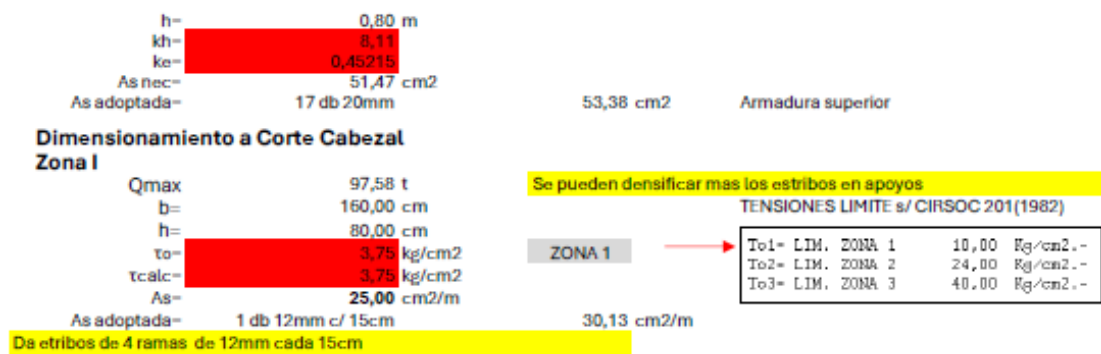
μO= Fe/b*d
βs/βR= 0,054762
μO= 0,0016429
Fe= 23,657143 cm²
7,53 db 20mm

43,98 cm² Armadura inferior

Armadura superior

Adoptamos r=5cm

Me= 894,31 KNm
b= 1,60 m



10.5.4 Estribos

El estribo se propone conformado por un cabezal superior, sobre 4 pilotes de Ø 0.80m. Además se proyecta adicionalmente un espaldar,

el que cumplirá una doble función, por un lado contener el suelo del terraplén de acceso y por el otro, servir de apoyo a la futura losa de acceso. Sobre el cabezal, a través del conjunto bancada-apoyo de neopreno, descansarán las vigas longitudinales de los tramos extremos.

A los fines del cálculo, se ha modelado al estribo como una pila, con las fuerzas actuantes correspondientes.

Datos Generales Sección Estribos

ht=	0,80	m
bp=	1,20	m
lo=	15,15	m

he=	1,00	m
be=	0,20	m
lo=	15,15	m

Fuerzas Adicionales

Cargas Permanentes

Peso Propio Carpeta de Rodamiento (E1)

Fpcr V1=	45,77	kN
Fpcr V2=	41,63	kN
Fpcr V3=	43,14	kN
Fpcr V4=	42,95	kN
Fpcr V5=	43,10	kN
Fpcr V6=	41,89	kN
Fpcr V7=	42,13	kN

Peso Propio Losa de Tablero (E1)

Fpcr V1=	85,81	kN
Fpcr V2=	78,05	kN
Fpcr V3=	80,88	kN
Fpcr V4=	80,54	kN
Fpcr V5=	80,81	kN
Fpcr V6=	78,53	kN
Fpcr V7=	79,00	kN

Peso Propio Vigas (E1)

Fppv=	92,50	kN
-------	-------	----

Peso Propio Viguetas Transversales (E1)

Fpcr V1=	13,67	kN
Fpcr V2=	26,56	kN
Fpcr V3=	24,59	kN
Fpcr V4=	24,91	kN
Fpcr V5=	24,31	kN
Fpcr V6=	25,23	kN
Fpcr V7=	13,39	kN

Peso Propio Vereda + Baranda (E1)

Fv+b V1-V4=		kN
Fv+b V2-V3=		kN
Fv+b V5-V8=		kN
Fv+b V6-V7=		kN

Peso Propio Estribo

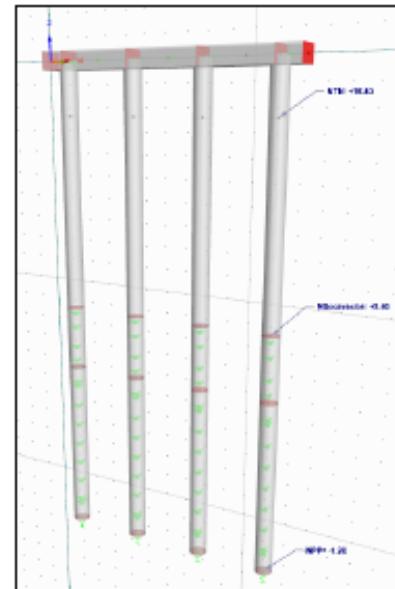
Fpcabezal=	24,00	kN/m
Fppespalda=	5,00	kN/m

Peso Propio Pilotes

Fpp=	12,57	kN/m
------	-------	------

Sobrecargas

Aplanadora (E3)



7,54 kN/m

Fpcr V1=	26,17	kN
Fpcr V2=	144,32	kN
Fpcr V3=	28,91	kN
Fpcr V4=	4,27	kN
Fpcr V5=	13,74	kN
Fpcr V6=	129,62	kN
Fpcr V7=	39,58	kN

Muchedumbre (E3)

Fpcr V1=	147,50	kN
Fpcr V2=	146,53	kN
Fpcr V3=	150,88	kN
Fpcr V4=	150,33	kN
Fpcr V5=	151,02	kN
Fpcr V6=	145,63	kN
Fpcr V7=	160,22	kN

Fuerzas Adicionales

Viento Puente Vacío (E4)

hvw=	1,40	m
ph=	2,50	kN/m ²
bw=	9,00	m
Fw=	31,50	kN
Fw por apoyo=	4,50	kN

Ubicación de Aplanadora A30 para esfuerzo máximo.

Viento Puente Cargado (E5)

hvc=	3,40	m
ph=	1,50	kN/m ²
bw=	9,00	m
Fw=	45,90	kN
Fvc por apoyo=	6,56	kN

Aguá (E6)

dp=	0,80	m
v=	2,50	m/s
Fa=	2,96	kN/m

Frenado de Vehículos (E7)

Ff=	0,225	
Ff=	90,00	kN
Ff=	6,43	kN

Empuje de Suelos (E8)

Para la determinación de los empujes de suelo, se considera un suelo de relleno de peso específico $\gamma=18,50$ kN/m³ y un ángulo de fricción interno $\phi=30^\circ$.

Estimamos el coeficiente de empuje ACTIVO

ka=	0,333	
γ =	18,50	kN/m ³
ϕ =	30 °	
p=	$ka * \gamma * H$	

Para los cálculos consideramos una sobrecarga de 15 kN/m² sobre la cota de la rasante; las presiones serían:

p1=	5,00	kN/m ²
p2=	11,17	kN/m ²
p3=	16,10	kN/m ²
p4=	32,01	kN/m ²

Se aplican las cargas como presiones sobre las superficies.

Losa de Acceso (E9)

q=	6,00	kN/m ²
L=	5,00	m
qL=	15,00	kN/m

Combinaciones de Estados de Carga

Para obtener las mayores solicitaciones sobre los ensanches de muro frontal y pilotes, se han combinado distintos estados de carga, de forma de alcanzar las máximas solicitaciones sobre cada uno de los elementos.

Las combinaciones de carga planteadas fueron las siguientes:

- SERVICIO 1= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5
- SERVICIO 2= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5+CC6+CC7+CC9+CC11+CC12
- SERVICIO 3= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5+CC6+CC7+CC9+CC10+CC11+CC12
- SERVICIO 4= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5+CC8+CC10+CC12

Hipótesis I

Se plantea una estructura independiente a la existente. La fundación se plantea con 4 pilotes de diámetro 0.80m. Sobre la misma estructura se aplicaron las cargas actuantes, determinadas previamente.

Resumen de Resultados Obtenidos en Pilotes de Software RFEM 5
Combinación: SERVICIO 1

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	445,50	6,22	19,37	20,34
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	526,95	6,24	6,18	8,78
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	530,37	6,12	6,49	8,92
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	465,50	5,83	16,96	17,93

$A_g = 0,5027 \text{ m}^2$
 $\beta_R = 23000 \text{ kN/m}^2$
 $d = 0,80 \text{ m}$
 $\beta_s/\beta_R = 18,30$
 $m = 0,0022$
 $n = 0,038535$
 $A_s \text{ total} = 0,00 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 50,27 \text{ cm}^2$
 $16,00 \text{ db } 20\text{mm}$

Combinación: SERVICIO 2

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	737,18	476,21	63,68	480,45
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	907,26	545,64	73,63	550,59
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	922,53	610,37	81,26	615,76
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	840,06	673,76	85,36	679,15

$A_g = 0,5027 \text{ m}^2$
 $\beta_R = 23000 \text{ kN/m}^2$
 $d = 0,80 \text{ m}$
 $\beta_s/\beta_R = 18,30$
 $m = 0,0734$
 $n = 0,072663$
 $A_s \text{ total} = 60,43 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 50,27 \text{ cm}^2$
 $19,23 \text{ db } 20\text{mm}$

Combinación: SERVICIO 3

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	677,01	474,8	244,21	533,92
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	898,71	544,9	258,49	603,10
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	931,19	610,31	266,29	665,87
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	900,12	674,42	266,62	725,21

$\beta_R = 23000 \text{ kN/m}^2$
 $A_g = 0,5027 \text{ m}^2$
 $\beta_s/\beta_R = 18,30$
 $d = 0,80 \text{ m}$
 $m = 0,0784$
 $n = 0,077858$
 $A_s \text{ total} = 76,91 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 50,27 \text{ cm}^2$
 $24,48 \text{ db } 20\text{mm}$

Combinación: SERVICIO 4

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	441,80	515,68	19,19	516,04
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	519,92	516,53	17,02	516,81
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	526,32	517,18	17,62	517,48
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	480,28	517,79	18,35	518,12

$\beta_R = 23000 \text{ kN/m}^2$
 $A_g = 0,5027 \text{ m}^2$
 $\beta_s/\beta_R = 18,30$
 $d = 0,80 \text{ m}$
 $m = 0,0560$
 $n = 0,041543$
 $A_s \text{ total} = 68,87 \text{ cm}^2$
 $A_{s \text{ min}} = 50,27 \text{ cm}^2$
 $21,86 \text{ db } 20\text{mm}$

Consideraciones para el armado

Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.

En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para db<16mm para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre.

Los resultados detallados para cada combinación de carga, se muestran en el Informe principal del presente trabajo.

El dimensionamiento de los pilotes, se realiza utilizando la Tabla 1.27 del cudserno 220 de la Comision Alemana para el Dimensionamiento de los Elementos de Hormigón Armado.

En este caso, para todas las combinaciones planteadas, la armadura a colocar es la mínima= 50,27 cm²

MAXIMO ESFUERZO AXIAL EN PILOTES:

P1=	737,18 kN
P2=	907,26 kN
P3=	931,19 kN
P4=	900,12 kN
Radm=	3545,17 kN

RESISTENCIA ADMISIBLE DE PILOTES:

Esfuerzo de Corte
Combinación: SERVICIO 3

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	104,98	54,65	118,35

Dimensionamiento a Corte Pilotes

Qr max=	11,84 t
b=	0,56 m
h=	0,56 m
to=	4,69 kg/cm ²
tcalc=	1,88 kg/cm ²
As=	4,39 cm ² /m

As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm
En todos los pilotes

10,47 cm²/m

En el metro superior adoptamos 1 db 10mm c/10cm=

15,70 cm²/m

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201(1982)

To1= LIM. ZONA 1	10,00 Kg/cm ² .
To2= LIM. ZONA 2	24,00 Kg/cm ² .
To3= LIM. ZONA 3	40,00 Kg/cm ² .

Resumen de Resultados Obtenidos en Espaldar

Dimensionamiento a Flexión

Armadura Vertical Adoptamos r=3,50cm

My=	13,37 KNm/m
b=	1,00 m
h=	0,20 m
kh=	14,27
ke=	0,43506

As nec= 3,53 cm²/m

As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

7,53 cm²/m

Armadura Vertical

As Horizontal lado interno se adopta 1db 10mm c/15cm= 5,23 cm²/m

As Horizontal lado externo se adopta 1db 10mm c/15cm= 5,23 cm²/m

Resumen de Resultados Obtenidos en Cabezal

Dimensionamiento a Flexión

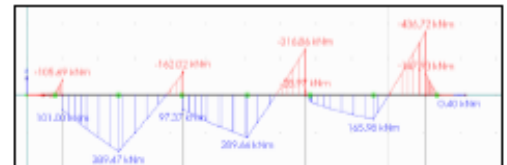
Armadura Inferior Adoptamos r=5,00cm

My=	389,47 KNm/m
b=	1,20 m
h=	0,80 m
kh=	13,16
ke=	0,43506

As nec= 22,59 cm²/m

As adoptada= 12 db 16mm

24,12 cm²/m



Armadura Superior Adoptamos r=5,00cm

My=	438,72 KNm
b=	1,20 m
h=	0,80 m
kh=	12,43
ke=	0,43755

As nec= 25,48 cm²/m

As adoptada= 12 db 16mm

25,13 cm²/m

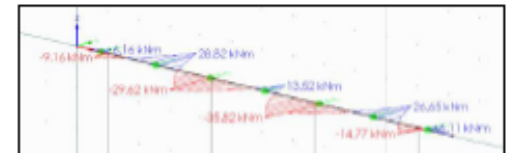
Armadura Lateral Adoptamos r=5,00cm

Mx=	35,82 KNm
b=	0,80 m
h=	1,20 m
kh=	54,35
ke=	0,41942

As nec= 13,80 cm²/m

As adoptada= 12 db 12mm

13,56 cm²/m



Dimensionamiento a Corte Cabezal

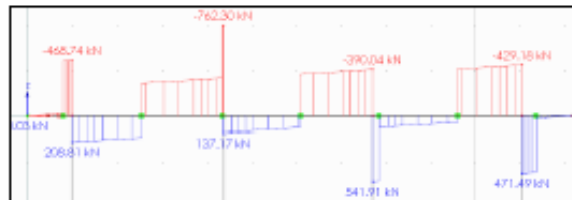
Qmax= 76,23 t
b= 120,00 cm
h= 80,00 cm
 $\tau_o = 9,96 \text{ kg/cm}^2$
 $\tau_{calc} = 3,99 \text{ kg/cm}^2$
As= 19,95 cm²/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

ZONA 1

30,13 cm²/m

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201(1982)

To1= LIM. ZONA 1	10,00	Kg/cm ² .-
To2= LIM. ZONA 2	24,00	Kg/cm ² .-
To3= LIM. ZONA 3	40,00	Kg/cm ² .-



11 MEMORIA DESCRIPTIVA PUENTE ACCESO SAN LORENZO CENTRO

La presente documentación refiere al anteproyecto que forma parte del legajo técnico-legal para la construcción de la OBRA: Construcción Tercer Carril AP01 – 2da Etapa, Tramo: Acceso San lorenzo Centro (Prog. 16+200) – Desvió Tránsito Pesado Timbúes (Prog. 33+500).

Particularmente, esta memoria responderá a la descripción del ensanche para los puentes sobre el Acceso a San lorenzo Centro (Prog. 16+200).

Esta intervención permitirá incorporar un tercer carril por mano y banquetas internas de anchos adecuados, mejorando la capacidad y continuidad vial de la Autopista AP-01.

11.1 Ubicación

La obra existente se encuentra localizada en el Departamento San Lorenzo, 30 km al Norte de la Ciudad de Rosario, sobre la Autopista AP-01 (Prog. 16+200).

Puntualmente, el nuevo puente se emplazará en el área actual del cantero central de la autopista, conectando los dos puentes existentes que se encuentran separados entre si 9.10m aproximadamente.

11.2 Estructura de los puentes existentes

En cuanto a la estructura de ambos puentes, si bien se ha realizado un relevamiento básico a los fines de obtener dimensiones que permitan esquematizar la geometría de los mismos, no se han podido obtener datos certeros respecto de la configuración y funcionamiento de la superestructura.

Se describen a continuación las características de los dos puentes losa existentes (uno por sentido de circulación):

- **Superestructura**: tablero monolítico de hormigón armado ejecutado insitu de 0.80 m de espesor, con pendiente transversal del 2 % para drenaje de calzada.
 - **Sección transversal**:
 - Carriles: dos (2) carriles de circulación de 3.65 m cada uno.
 - Banquina interna: 1.30 m.
 - Banquina externa: 3.40 m.
 - Cordones laterales: dos (2) cordones de 0.50 m en cada borde, con barandas metálicas de defensa.
 - Ancho total del tablero: 13.00 m.

- Ancho de calzada: 12.00 m.
- **Luces:** tres (3) tramos continuos de 8.35 m, 15.60 m y 9.20 m, logrando una luz total aproximada del puente de 33.15m.
- **Infraestructura:**
 - Pilas intermedias: cuatro (4) pilotes-columnas Ø 0.80 m, en donde descansa directamente la losa de tablero.
 - Estribos abiertos: se estima idéntica disposición de pilotes. Presentan una viga cabezal de 1.40m de ancho y 1.10m de altura, sobre la cual descansa la losa tablero en sus extremos; un espaldar de espesor desconocido que cumple doble función; por un lado, la de contener parte del terraplén de acceso y por el otro, servir de apoyo a la losa de aproximación. Respecto de las alas de los estribos, se cree que presentan espesor constante y altura variable, aunque no se ha podido acceder a las mismas para su relevamiento.
 - Protección de taludes: losetas de hormigón de 1.00×1.00 m.
 - Galibo vertical libre: 4.50 m.
 - Zona inferior: tres (3) carriles de circulación y una (1) vereda peatonal del lado norte, que deberán restablecerse en idénticas condiciones al final de la obra.
 - La fundación tanto de pilas como de estribos se desconoce; en principio se presupone indirecta de acuerdo a la estratigrafía del suelo del lugar.

11.3 Diseño geométrico del puente a construir

Se describen a continuación las características geométricas del nuevo puente ampliado y unificado:

- Ancho total del tablero: 35.10 m. (12.30m + 10.50m + 12.30m)
- Ancho de cada calzada: 15.63 m.
- División central: defensa New Jersey.
- Sección de calzada (por sentido): tres (3) carriles de 3.65 m, banquina interna de 1.28 m y externa de 3.00m.
- Defensas vehiculares: New Jersey central y externa (ancho inferior de 0.64 m).
- Vereda peatonal: 0.86 m sobre defensa externa.
- Baranda peatonal: se mantienen las metálicas existentes en bordes externos.
- Pendiente transversal: 2 % en forma simétrica respecto al eje central.

Como criterio de proyecto, la junta que se genere entre el nuevo puente y los adyacentes existentes deberá coincidir con la línea divisoria entre el carril central y el carril rápido (izquierdo) de las nuevas calzadas.

Observando el perfil transversal de la obra, los cordones laterales externos de H°A° se conservarán, junto con sus barandas metálicas. Además, se conservará el escurrimiento del agua de la calzada a través de los desagües pluviales existentes.

11.4 Diseño estructural-anteproyecto del ensanche

Para el anteproyecto de ensanche presentado, se opta por una tipología de puente viga debido a la rapidez de montaje, el control de calidad industrial y el menor impacto del peso propio frente a alternativas de puente losa. Además, la solución respeta la altura total de tablero de los puentes existentes, debido a la restricción que se tiene en la cota de fondo de tablero, para evitar la reducción del galibo vertical.

Superestructura:

Se procederá a la demolición parcial del borde interno del tablero, en un ancho total de 0.70m, incluyendo el cordón (0.50m) y el voladizo de la losa (0.20m) de los puentes existentes. Todo esto se indica en los planos de anteproyecto adjuntos. Deberá conservarse la armadura de los sectores a demoler, para luego permitir la vinculación con la nueva losa tablero.

La nueva superestructura se compondrá de once (11) vigas prefabricadas pretensadas por tramo, de sección "I" y 0,65 m de altura, espaciadas 0,90 m de eje a eje, sobre las cuales se ejecutará insitu una losa tablero de hormigón armado y 0,15 m de espesor.

Las luces continúan la secuencia de 8,35 m, 15,60 m y 9,20 m de los puentes adyacentes, y la cota de fondo de las vigas principales se asegura no inferior a +33,69 m, garantizando el galibo vertical de 4,50 m y la operatividad bajo tablero.

Se incorporarán viguetas transversales de hormigón armado en la mitad de la luz y en los extremos de cada tramo. Las juntas de dilatación elásticas tipo Thormack se prevén en los encuentros del tablero con losas de aproximación en los accesos al puente; y en cada pila entre tramo y tramo de losa tablero.

Se conservarán los desagües pluviales con caños de diámetro 100mm de H°G°, de acuerdo al relevamiento realizado.

(*) En todos los casos el Hormigón será H-40 para superestructura (s/ CIRSOC 201-2005).

Infraestructura:

En infraestructura, las pilas del nuevo puente descansarán sobre tres (3) pilotes-columnas de 0,80 m de diámetro unidos por un cabezal superior de 1,20x1,00 m, con cota de punta de fundación fijada en +15,50 m.

Los estribos replicarán la configuración de tres (3) pilotes de Ø0,80 m y un cabezal superior de 1,20x1,10 m, igualmente fundados a +15,50 m y protegidos sus taludes frontales con losetas de hormigón de 1,00x1,00 m. Además, se proyecta un espaldón de 0,20m de espesor.

Las pilas y estribos se proyectan como independientes de las estructuras adyacentes.

Se ensanchan también las losas de acceso, las que tendrán un tratamiento similar a la losa de tablero en cuanto a su vinculación con las estructuras existentes.

(*) Cabe destacar que toda la Infraestructura será ejecutada con Hormigón H-30 (s/ CIRSOC 201-2005) y Cemento ARS debido a la gran agresividad que presenta el agua en la zona, de acuerdo al Estudio Geotécnico elaborado por la Dirección de Investigaciones y Ensayos Tecnológicos (DIYET).

11.5 Obras complementarias

Para el presente Proyecto se incluyen además las siguientes obras complementarias:

- Demolición parcial de estructura existente.
- Reparación general de fisuras.
- Retiro de baranda metálica de defensa vehicular existente.
- Señalización vertical.
- Señalización horizontal.
- Colocación defensa rígida tipo New Jersey.
- Colocación de baranda metálica de defensa sobre puente y losas de acceso.

12 MEMORIA DE CÁLCULO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA **PUENTE SOBRE ACCESO A SAN LORENZO (CENTRO)**

12.1 Descripción

El proyecto consiste en la incorporación de un tercer carril por sentido en la Autopista AP-01, en el tramo comprendido entre el Acceso San Lorenzo Centro (Prog. 16+200) y el Desvío de Tránsito Pesado en Timbúes (Prog. 33+500).

Particularmente, esta memoria se enfoca en el diseño del ensanche de los puentes sobre el Acceso a San Lorenzo Centro (Prog. 16+200). La solución adoptada, consiste en un nuevo puente tipo viga, emplazado en la zona central de dos puentes existentes, que tienen 9,10 m de separación (borde interno a borde interno), de dos carriles por mano.

Los trabajos contemplan la demolición parcial de cordones internos y fresado total de la carpeta asfáltica existente, el montaje de 11 vigas prefabricadas sobre apoyos independientes (pilas y estribos de tres pilotes Ø 0,80 m con vigas cabezales) y la ejecución de una losa tablero in situ de hormigón armado.

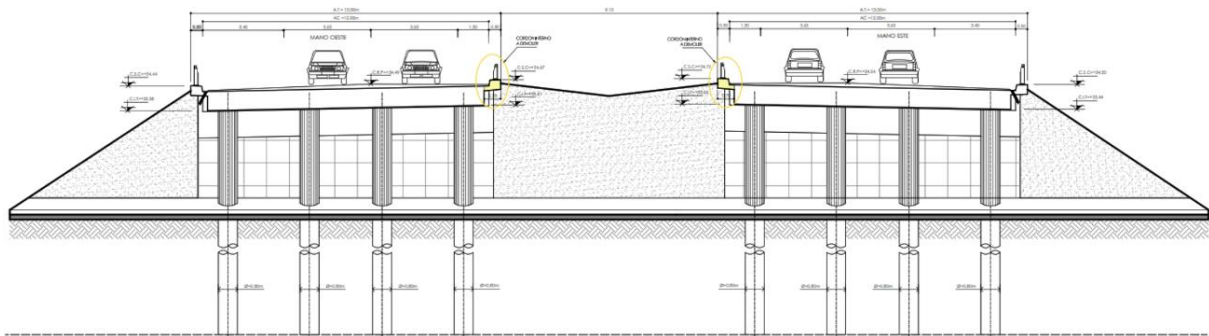


Figura 1 – Sección transversal existente.

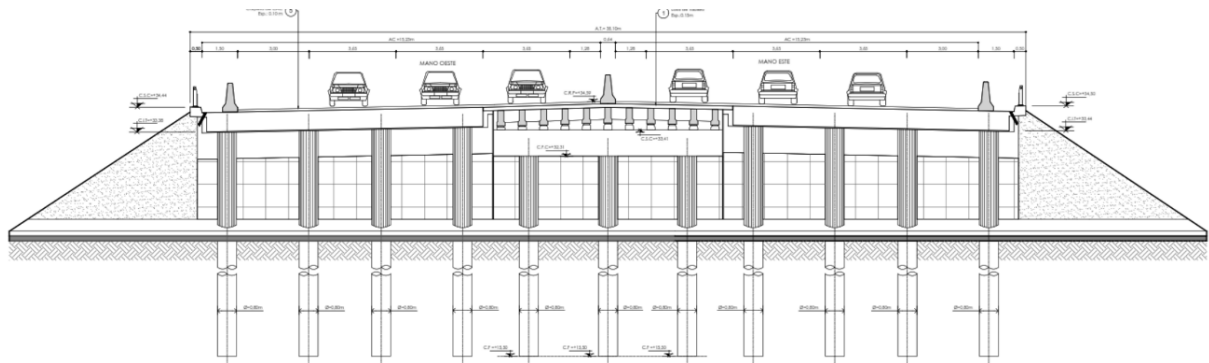


Figura 2 – Sección transversal proyectada.

12.1.1 Reglamentos y normas

Los reglamentos y normativas que se incluyen en orden prioritario en la siguiente lista son de aplicación en la presente memoria:

- I. Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado de la D.N.V. Los capítulos B y C correspondientes a “Cálculo de Resistencia” y “Dimensionamiento de secciones de Hormigón armado” son reemplazados por lo indicado en el Reglamento CIRSOC 201-82.
- II. Reglamento Argentino de Hormigón Armado y Pretensado CIRSOC 201-82.
- III. Reglamento Argentino de cargas permanentes y sobrecargas mínimas de diseño para edificios y otras estructuras CIRSOC 101-82.
- IV. Norma IRAM 113.094 (1974). Apoyos de policloropreno para puentes y edificios. Capítulo 10.

12.1.2 Materiales

Según lo que define el Reglamento CIRSOC 201-05, se estipula el uso de los siguientes materiales:

Hormigón Armado para Superestructura: H-40

Resistencia especificada f'_c =	40.00	MPa
Módulo de elasticidad E_c =	37000.00	MPa

Hormigón Armado para Infraestructura y Pilotes: H-30 (ARS)

Resistencia especificada f'_c =	30.00	MPa
Módulo de elasticidad E_c =	34000.00	MPa

Acero C-1900 Grado 270 BR (Armadura tesa)

Tensión de fluencia f_{py} =	1,680.00	MPa
Tensión de rotura f_{pu} =	1,840.00	MPa
Módulo de elasticidad E_{sp} =	200,000.00	MPa

Acero ADN 420 Tipo III (Armadura no tesa)

Tensión de fluencia f_{py} =	420.00	MPa
Módulo de elasticidad E_s =	200,000.00	MPa

12.1.3 Cargas de diseño

ESTADOS DE CARGA.

DC	Peso Propio
DW	Carga Permanente
CR	Movimientos Lentos
LS	Multitud Compacta
IM LS	Multitud Compacta con Impacto
LL	Sobrecarga Transito
IM LL	Sobrecarga Transito con Impacto
WS	Viento con Puente vacío
WL	Viento con Puente lleno
BR	Fuerza de Frenado
EH	Empuje lateral de suelo

Estado de carga **DC** - Peso Propio de elementos estructurales: se calculan estas cargas considerando la geometría de los distintos componentes estructurales y el peso específico del hormigón armado y pretensado igual a 25 kN/m^3 .

Estado de carga **DW** – Carga permanente: incluye el peso de la carpeta asfáltica de 0.10m de espesor, ya que la pendiente transversal de la calzada estará dada por la inclinación del tablero, y un peso específico para la mezcla asfáltica de 22 kN/m^3 .

Estado de carga **CR** – Movimientos lentos: esta fuerza es la resultante que se genera en los apoyos del tablero debido a desplazamiento lentos por efectos de retracción por fragüe, temperatura y fluencia lenta.

Estado de carga **LS** – Sobrecarga de Multitud compacta: la magnitud de esta carga se determina según la tabla de diseño de la Dirección Nacional de Vialidad.

Estado de carga **LL** – Sobrecarga de Transito: en base a la tabla de la D.N.V. también se determina el valor de la carga de la aplanadora de diseño, que en este caso es del tipo A-30. La calzada del nuevo puente está conformada por dos carriles de circulaciones de 3,65m de ancho y una defensa tipo new jersey en el centro. Según el reglamento, cada faja de circulación tendrá un ancho mínimo de 3,00m y se supondrá actuando la carga de una aplanadora por cada una estas fajas para realizar el cálculo estático del puente. De este modo, tendremos dos fajas de circulación y evaluaremos escenarios de carga para distintas posiciones de las aplanadoras sobre el tablero.

Estado de carga **IM LS** – Multitud compacta con Impacto: para el cálculo de los esfuerzos (solo en la superestructura) 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 de la D.N.V.

Estado de carga **IM LL** – Sobrecarga de tránsito con Impacto: se aplica el mismo coeficiente detallado en el ítem anterior, para considerar el efecto dinámico de las sobrecargas actuantes sobre el tablero.

Estado de carga **WS** – Viento sobre puente vacío: la acción del viento se determinará adoptando una presión horizontal de 250 Kg/cm^2 . Como superficie expuesta a la acción del

viento se tomará la proyección vertical de la viga principal exterior y de la parte del tablero que sobresalga.

Estado de carga **WL** – Viento sobre puente cargado: la acción del viento se determinará adoptando una presión horizontal de 150 Kg/cm^2 . Como superficie expuesta a la acción del viento se tomará la proyección vertical de la viga principal exterior y de la parte del tablero que sobresalga; y además se adicionará una faja de 2 metros de altura sobre el nivel del guardaruedas simulando la presencia de una fila de vehículos.

Estado de carga **BR** – Fuerza de Frenado: se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de una magnitud igual a $1/25$ 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 la misma dirección de circulación.

Estado de carga **EH** – Empuje lateral de suelo: se supondrá que el empuje lateral del suelo es linealmente proporcional a la profundidad del suelo. La carga de suelo lateral resultante debida al peso del relleno actúa a una altura igual que $H/3$ desde la base.

ESTADOS TRANSITORIOS

En lo que refiere a estados de cargas transitorios que puedan generarse durante la ejecución de la obra, para esta tipología de puente viga, la verificación de mayor relevancia se centra sobre las vigas pretensadas, las cuales deben estar diseñadas para cumplir las exigencias del reglamento CIRSOC 201-82 para “**Pretensado Total**”, en cuanto a tensiones admisibles en el hormigón y en el acero durante las siguientes situaciones de carga:

Etapas constructivas 1 (en planta): Peso propio de la viga y Fuerza de pretensado inicial P_0 .

Etapas constructivas 2 (en obra): Se verificarán los estados tensionales que se generan en las vigas pretensadas durante las maniobras de izaje.

Etapas constructivas 3 (en obra): Durante la etapa de colado de hormigón insitu para la losa de tablero, las vigas pretensadas deben resistir por sí mismas el peso propio del hormigón fresco sobre la cara superior de las mismas.

En servicio: luego de que el hormigón de la losa adquiere la resistencia de diseño, se considera que colabora en la capacidad resistente de la viga pretensada, aumentando la altura útil y también el ancho colaborante en el ala superior de la misma. Esta sección completa deberá ser verificada para las distintas combinaciones de cargas que se enumeraron anteriormente.

COMBINACIONES DE CARGA:

Estados Límites de Servicio

S0) $1.00 \times DC + 1.00 \times DW + 1.00 \times CR + 1.00 \times EH + 1.00 \times LS$

S1) $1.00 \times DC + 1.00 \times DW + 1.00 \times CR + 1.00 \times EH + 1.00 \times LL + 1.00 \times LS + 1.00 \times BR + 1.00 \times WL$

S2) $1.00 \times DC + 1.00 \times DW + 1.00 \times CR + 1.00 \times EH + 1.00 \times IM \text{ LL} + 1.00 \times IM \text{ LS} + 1.00 \times BR + 1.00 \times WL$

S3) $1.00 \times DC + 1.00 \times DW + 1.00 \times CR + 1.00 \times EH + 0.70 \times WS$

S4) $1.00 \times DC + 1.00 \times DW + 1.00 \times CR + 1.00 \times EH + 0.80 \times LL + 0.80 \times LS + 0.80 \times BR$

S5) $1.00 \times DC + 1.00 \times DW + 1.00 \times CR + 1.00 \times EH + 0.80 \times IM \text{ LL} + 0.80 \times IM \text{ LS} + 0.80 \times BR$

12.2 Vigas principales

12.2.1 Analisis de carga

CARGAS VERTICALES.

a) CARGAS PERMANENTES

ELEMENTO	L (m)	e (m)	A ₁ (m ²)	A ₂ (m ²)	n	Peso Esp. (kN/m ³)	Carga sup. (kN/m ²)	Peso (kN)
Carpeta Asfáltica		0.10	352.00		1	22	2.2	774.40
Otros	-	-	-	-	-			

DW = 774.40

b) SOBRECARGA DE TRANSITO

Categoría de puente: **A-30**

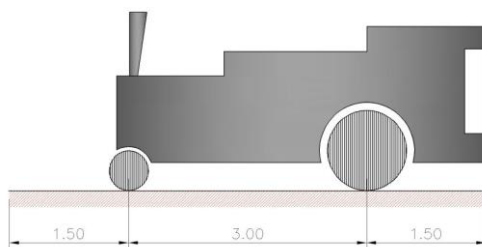
Según la D.N.V, la sobrecarga reglamentaria es:

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Espe cial
Paso total Tn.	30	25	20	CARGA SEGÚN EL CASO
Aplanadora rodillo delantero Tn.	13	10	8	
Cada rodillo trasero Tn.	8,5	7,5	6	
Multitud compacta Tn./m ²	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m ²	0,4	0,4	0,4	

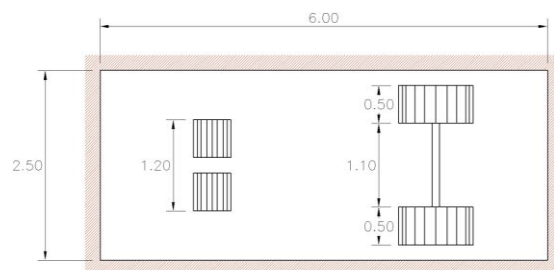
Multitud compacta LS = **6.00** kN/m²

Sobrecarga en veredas PL= **4.00** kN/m²

Sobrecarga Reglamentaria Aplanadora:



0.5 t/m²



Cant. de fajas de circulación = **2**

Factor de reducción = **1**

Carga rodillo delantero R_d = **130.00 kN**

Carga rodillo trasero R_t = **85.00 kN**

Carga total LL = 300.00 kN

Coeficiente de Impacto:

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 integralmente formen parte de la estructura del tablero o que estén directamente vinculadas a ésta:	
1 < 10 M	1,4
1 = 10 M	1,3
1 = 30 M	1,2
1 = 50 M	1,1
1 ≥ 70 M	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	
1 < 10 M	1,3
1 = 10 M	1,2
1 = 30 M	1,1
1 ≥ 50 M	1,0

Coeficiente de impacto = 1.30

Carga rodillo delantero $R_d = 169.00 \text{ kN}$

Carga rodillo trasero $R_t = 110.50 \text{ kN}$

Carga total IM LL = 390.00 kN

Multitud compacta IM LS = 7.80 kN/m²

Se calcularán sin impacto: las solicitaciones en estribos y fundaciones.

CARGAS HORIZONTALES.
a) FUERZA DE FRENADO

Se considera 1/25 de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta sin impacto distribuida en toda la superficie de la calzada, o un mínimo de 0,15 veces el peso de la aplanadora por cada faja.

Superficie de Calzada = 352.00 m²

$$BR_1 = 84.48 \text{ kN} \quad \text{o} \quad BR_2 = 90.00 \text{ kN}$$

Se adopta una fuerza de frenado BR igual a 90.00 kN

b) FUERZA DE VIENTO

I) Puente vacío WS:

Altura viga ppal Hv =	0.00	m
Altura tablero e =	1.10	m
Longitud =	33.00	m
Proyección vertical A =	36.3	m ²

$$\text{Presión del viento } V1 = 2.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Fuerza WS} = V1 \times A = 90.75 \text{ kN}$$

II) Puente cargado WL:

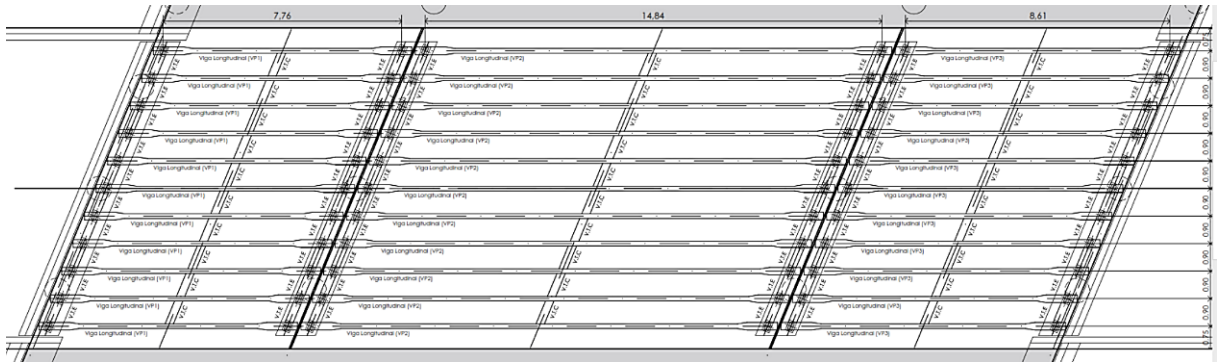
Altura viga ppal Hv =	1.10	m
Altura sobrecarga d =	2.00	m
Longitud =	33.00	m
Proyección vertical A =	102.3	m ²

$$\text{Presión del viento } V2 = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Fuerza WL} = V2 \times A = 153.45 \text{ kN}$$

12.2.2 Verificación estructural

ESQUEMA GENERAL - TABLERO.



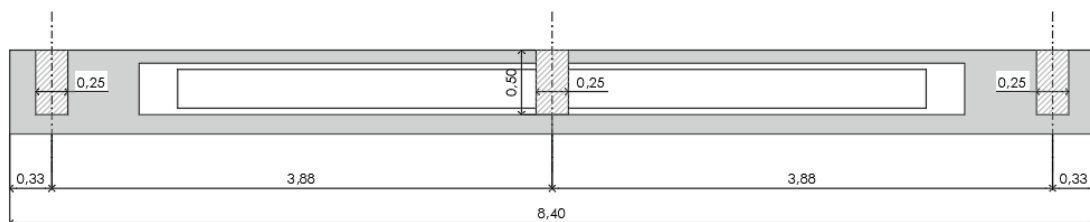
12.2.2.1 VIGAS PRETENSADAS (V-1) – TRAMO 8.40m.

DATOS

Luz de cálculo L_c : 7.80 m

Separación entre vigas S: 0.90 m

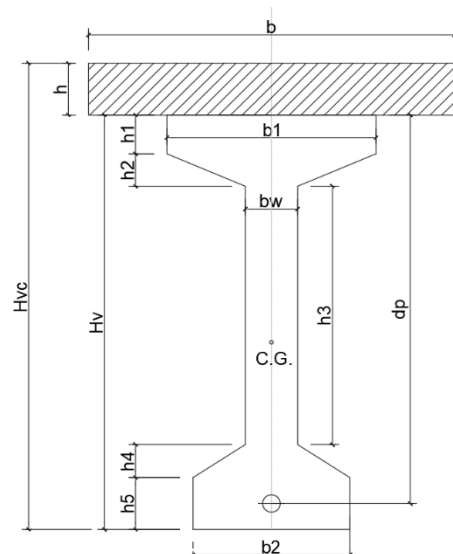
Esquema estático: simplemente apoyada.



GEOMETRIA

SECCION CENTRAL

Altura de la sección H_v	=	0.65 m
Espesor ala sup h_1	=	0.10 m
Espesor sup h_2	=	0.05 m
Espesor alma b_w	=	0.15 m
Ancho ala b_1	=	0.25 m
Ancho ala b_2	=	0.35 m
Altura alma h_3	=	0.30 m
Espesor inf h_4	=	0.05 m
Espesor ala inf h_5	=	0.15 m
Profundidad armadura tesa d_p	=	0.58 m
Sección bruta hormigón A_g	=	0.145 m ²
Profundidad baricentro y_2	=	0.3596 m
Distancia fibra inferior y_1	=	0.2904 m



Momento de Inercia $I_n = 0.0062 \text{ m}^4$

SECCION CENTRAL COMPUESTA

Altura de la sección $H_{vc} = 0.80 \text{ m}$

Espesor losa $h = 0.15 \text{ m}$

Ancho $b = 1.00 \text{ m}$

Coef. de homogenización $v_1 = f'_{cL}/f'_{cV} = 1.00$

Ancho colaborante efectivo $= 0.90 \text{ m}$

Profundidad armadura tesa $d_p = 0.73 \text{ m}$

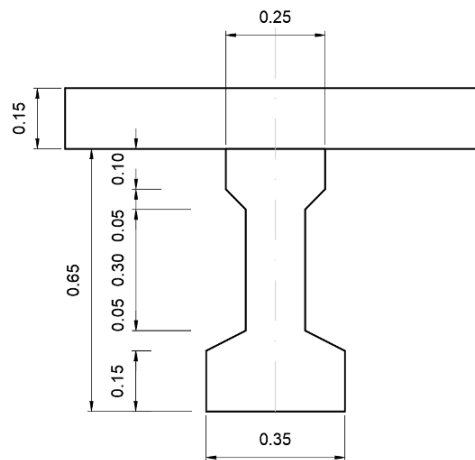
Sección bruta hormigón $A_g = 0.28 \text{ m}^2$

Profundidad baricentro $y_2 = 0.3001 \text{ m}$

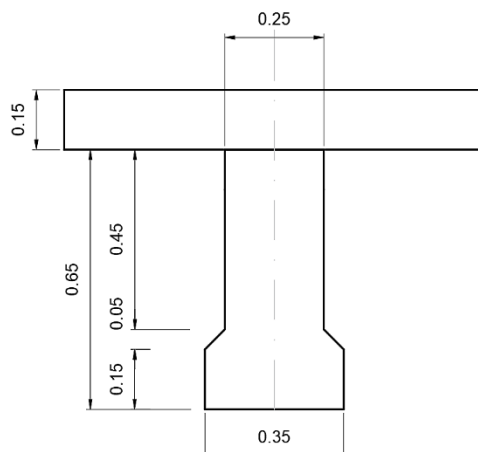
Distancia fibra inferior $y_1 = 0.4999 \text{ m}$

Momento de Inercia $I_n = 0.0196 \text{ m}^4$

SECCION COMPUESTA – ZONA CENTRAL



SECCION COMPUESTA – ZONA APOYOS



SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	Combinación ELS	V _s	M _{fS} tramo	M _{fS} apoyo	M _{tS}
		KN	KNm	KNm	KNm
V-1	S1-1	101.06	218.25	-9.09	2.33

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	Combinación ELU	V _U	M _{fU} tramo	M _{fU} apoyo	M _{tU}
		KN	KNm	KNm	KNm
V-1	U1-1	141.48	305.55	-12.73	3.26

DISEÑO POR RESISTENCIA DE LA SECCION COMPUESTA SOLICITACIONES DE DISEÑO A FLEXION

$$\begin{aligned} M_n \text{ positivo (kNm)} &= M_u / \phi = 339.50 \\ M_n \text{ negativo (kNm)} &= M_u / \phi = -14.14 \end{aligned}$$

MATERIALES ADOPTADOS

Hormigón H-40 (Tablero - Ancho colaborante ala comprimida)

$$\begin{aligned} f'_c &= 40.00 \text{ MPa} \\ E_c &= 29,725.41 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Hormigón H-40 (Viga Pretensada)

$$f'_c = 40.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Acero C-1865 Grado 270 (Armadura Activa)

$$f_{py} = 1,680.00 \text{ MPa}$$

$$f_{pu} = 1,865.00 \text{ MPa}$$

$$E_p = 206,000.00 \text{ MPa}$$

ADN 420 Tipo III (Armadura Pasiva)

$$f_{py} = 420.00 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,000.00 \text{ MPa}$$

CALCULO DE ARMADURA ACTIVA

$$m_n = M_{en} / (b \cdot d_p^2 \cdot f'_c) = 0.02$$

Con este valor entramos en la tabla de dimensionamiento y obtenemos:

CIRSOC 201 FLEXION EN SECCION RECTANGULAR
TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS EN HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO

m_n	<= H-30 ($\beta_1 = 0.85$)		H-35 ($\beta_1 = 0.81$)		H-40 ($\beta_1 = 0.78$)		H-45 ($\beta_1 = 0.74$)		H-50 ($\beta_1 = 0.71$)		H-60 ($\beta_1 = 0.65$)		k_z
	k_c	ϵ_s	k_c	ϵ_s	k_c	ϵ_s	k_c	ϵ_s	k_c	ϵ_s	k_c	ϵ_s	
0,02	0,028	104,08	0,029	99,59	0,031	95,09	0,032	90,59	0,034	86,08	0,037	78,89	0,988
0,03	0,042	67,95	0,044	64,97	0,046	61,99	0,048	59,01	0,051	56,02	0,055	51,26	0,982
0,04	0,057	49,88	0,059	47,66	0,062	45,44	0,065	43,22	0,068	40,99	0,074	37,44	0,976
0,05	0,071	39,04	0,074	37,27	0,078	35,50	0,082	33,74	0,086	31,97	0,093	29,14	0,970
0,06	0,086	31,80	0,090	30,34	0,094	28,88	0,099	27,42	0,104	25,95	0,113	23,61	0,963
0,07	0,101	26,63	0,106	25,39	0,111	24,14	0,116	22,90	0,122	21,65	0,132	19,66	0,957
0,08	0,116	22,75	0,122	21,67	0,127	20,59	0,133	19,51	0,140	18,42	0,152	16,69	0,950
0,09	0,132	19,73	0,138	18,78	0,144	17,82	0,151	16,87	0,159	15,91	0,173	14,38	0,944
0,10	0,148	17,31	0,154	16,46	0,161	15,61	0,169	14,75	0,178	13,90	0,193	12,53	0,937
0,11	0,164	15,33	0,171	14,56	0,179	13,79	0,187	13,02	0,197	12,25	0,214	11,02	0,930
0,12	0,180	13,68	0,188	12,98	0,196	12,28	0,206	11,58	0,216	10,88	0,235	9,76	0,924
0,13	0,196	12,28	0,205	11,64	0,214	11,00	0,225	10,36	0,236	9,71	0,257	8,69	0,917
0,14	0,213	11,08	0,222	10,49	0,233	9,90	0,244	9,31	0,256	8,71	0,279	7,77	0,909
0,15	0,230	10,04	0,240	9,49	0,251	8,94	0,263	8,39	0,277	7,85	0,301	6,97	0,902
0,16	0,247	9,12	0,258	8,61	0,270	8,10	0,283	7,59	0,297	7,08	0,324	6,27	0,895
0,17	0,265	8,31	0,277	7,84	0,289	7,36	0,303	6,89	0,319	6,41	0,347	5,65	0,887
0,18	0,283	7,59	0,296	7,15	0,309	6,70	0,324	6,26	0,340	5,81	0,370	5,10	0,880
0,19	0,302	6,95	0,315	6,53	0,329	6,11	0,345	5,69	0,363	5,27	0,394	4,61	0,872
0,20	0,320	6,36	0,335	5,97	0,350	5,58	0,367	5,18	0,385	4,79			0,864
0,21	0,340	5,83	0,355	5,46	0,371	5,09	0,389	4,72					0,856
0,22	0,359	5,35	0,375	5,00	0,392	4,65							0,847
0,23	0,380	4,90											0,839
k_{zlim}	0,841		0,847		0,854		0,861		0,867		0,878		

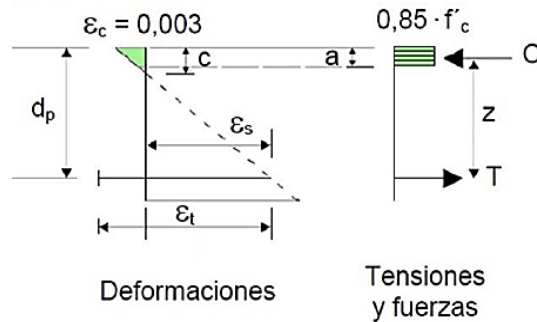
$$\epsilon_s = 95.09 \%$$

$$k_c = 0.031 < 0.375 \text{ (sin armadura de compresión)}$$

$$c = 0.022 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.78 \text{ (de tabla para H-40)}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 \times c &= 0.017 \text{ m} &< h = 0.20\text{m} \rightarrow \text{sección rectangular} \\ z = d_p - \beta_1 \times c/2 &= 0.72 \text{ m} \\ A_{ps \text{ req}} = (M_n / z \cdot f_{pu}) &= 2.54 \text{ cm}^2 &(\text{armadura activa requerida})\end{aligned}$$



ARMADURA ACTIVA ADOPTADA

$$\begin{aligned}\text{Tipo: Cordones } \varnothing 0.5'' (12.7\text{mm}) \\ \text{Sección de un cordón } 0.5'' A_1 &= 0.987 \text{ cm}^2 \\ A_{ps t} = 4 \times A_1 &= 3.95 \text{ cm}^2 \\ \text{Diámetro equiv. } d_e = (4 A_t / \pi)^{1/2} &= 2.24 \text{ cm} \\ \text{Armadura activa adoptada } A_{ps} &= 4 \text{ cordones de } \varnothing 12.7\text{mm} (3.95 \text{ cm}^2)\end{aligned}$$

CALCULO DE ARMADURA PASIVA

$$\begin{aligned}A_{s \text{ pasiva}} = (A_{ps \text{ req}} - A_{ps t}) \cdot (f_{pu}/f_y) &= -6.25 \text{ cm}^2 \\ \text{Se adopta: } &4 \varnothing 16\text{mm} \\ A_{s \text{ adopt}} &= 8.04 \text{ cm}^2 &(\text{armadura constructiva y por fisuración})\end{aligned}$$

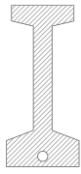
VERIFICACION DE ARMADURA MINIMA A FLEXION

$$\begin{aligned}f_r = 0.625 \cdot \sqrt{f'_c} &= 3.95 \text{ Mpa} \\ I_g &= 0.0196 \text{ m}^4 &(\text{sección homogeneizada}) \\ y_1 &= 0.500 \text{ m} &(\text{sección homogeneizada}) \\ M_{cr} = (f_r \cdot I_g) / y_t &= 154.98 \text{ kNm} &(\text{momento de fisuración}) \\ 1.2 \times M_{cr} &= 185.98 \text{ kNm} \\ M_n > 1.2 \times M_{cr} &= 339.50 > 185.98 &\text{Buenas condiciones}\end{aligned}$$

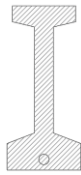
VERIFICACION DE LAS TENSIONES NORMALES BAJO CARGAS DE SERVICIO

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS PARA LA VIGA PREFABRICADA

VIGA SECCION NETA					
Area (m ²)=	0.1440	I _n (m ⁴)=	0.0062	y ₁ (m)=	0.2924
W ₁ (m ³)=	0.0211	W ₂ (m ³)=	0.0172	y ₂ (m)=	0.3576
				z ₁ (m)=	0.2174

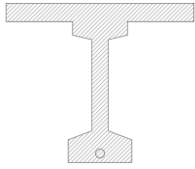


VIGA SECCION HOMOGENEIZADA					
Area (m ²)=	0.1450	I _n (m ⁴)=	0.0062	y ₁ (m)=	0.2904
W ₁ (m ³)=	0.0213	W ₂ (m ³)=	0.0172	y ₂ (m)=	0.3596
				z ₁ (m)=	0.2154



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS - SECCION COMPLETA (CON ANCHO COLABORANTE)

SECCION COMPLETA					
Area (m ²)=	0.2800	I _n (m ⁴)=	0.0196	y ₁ (m)=	0.4999
W ₁ (m ³)=	0.0392	W ₂ (m ³)=	0.0653	y ₂ (m)=	0.3001
				z ₁ (m)=	0.4249



TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGON

$$f'_c = 40.00$$

	Fibra	Valor limite (MPa) CIRSOC 201-82
Etapla constructiva	Comprimida	-17.00
	Traccionada precomprimida	-19.00
	Traccionada (superior)	1.10
	Traccionada	1.10
En Servicio	Comprimida Carga larga duración (D + P)	-17.00
	Comprimida Carga total	-17.00
	Traccionada - Carga total	0.00

CALCULO DE TENSIONES EN SECCION X = L/2 (CENTRO)

Con las características geométricas y con las solicitaciones calculadas confeccionaremos el siguiente cuadro de tensiones parciales y acumuladas:

N°	Causa	Sección	M (MNm)	N (MN)	Fibra superior 2 (MN/m ²)		Fibra inferior 1 (MN/m ²)	
					Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
1	Peso Propio	Neta						
			0.028		-1.60	-1.60	1.31	1.31
2	Pretensado fp3	Neta		-0.530	-3.67	-5.28	-3.67	-2.37
			-0.115		6.68	1.40	-5.45	-7.81
3	Carga permanente (H° Losa)	Homog.				1.40		-7.81
			0.028		-1.63	-0.23	1.32	-6.50
4	Carga permanente (carpeta asf.)	Sección completa				-0.23		-6.50
			0.015		-0.11	-0.35	0.38	-6.12
5	Perdidas diferidas	Sección completa		0.080	0.28	-0.06	0.28	-5.83
			0.034		-0.26	-0.32	0.86	-4.97
6	Retracción Diferencial	Sección completa		-0.089	-0.32	-0.64	-0.32	-5.29
			0.038		-0.29	-0.93	0.97	-4.32
7	Sobrecarga (totales)	Sección completa				-0.93		-4.32
			0.148		-1.13	-2.06	3.77	-0.56

CALCULO DE PERDIDAS DE PRETENSADO A PARTIR DE $F_{p0} = 1380 \text{ MPa}$

Perdidas

Se estima un porcentaje de perdidas instantáneas del 8% y diferidas del 13%. Resultando un valor de perdidas finales del 21%

Fuerza de Pretensado

Fuerza de Tiro en Banco $P_0 =$	544.82	kN (cable resultante)
Tensión de Tiro en banco =	1380.00	MPa
Fuerza de Tiro a tiempo infinito $P_\infty =$	450.45	kN (cable resultante)

VERIFICACION DE DEFLEXIONES

a) Para la etapa de fabricación:

Por pretensado ΔP_0

$$\Delta P_0 = 40 \times M \times l^2 / 384EI = -0.004 \text{ m}$$

Por peso propio Δ_0

$$\Delta_0 = 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.001 \text{ m}$$

$$\Delta P_0 + \Delta_0 = -0.003 \text{ m}$$

b) En servicio - A largo plazo:

$$\text{Coeficiente de flujo plástico } C_c = 2$$

$$\Delta P_\infty = \Delta P_0 \times (P_\infty / P_0) = -0.003 \text{ m}$$

Por pretensado con pérdidas y peso propio

$$\Delta = \Delta P_\infty + ((\Delta P_0 + \Delta P_\infty)/2) \times C_c + \Delta_0 (1+C_c) = -0.008 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

$$\Delta_D (\text{losa}) = 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.001 \text{ m}$$

$$\Delta_D (\text{carpeta}) = 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.000 \text{ m}$$

$$\Delta_D (\text{losa} + \text{carp.}) = 0.001 \text{ m}$$

$$\Delta p = \Delta + \Delta_D (1+C_c) = -0.004 \text{ m}$$

Por cargas totales

$$\Delta_L = 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.002 \text{ m}$$

$$\Delta t = \Delta p + \Delta_L = -0.003 \text{ m}$$

c) En servicio - A corto plazo:

Por pretensado con pérdidas y peso propio

$$\Delta = \Delta P_\infty + \Delta_0 = -0.002 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

$$\Delta p = \Delta + \Delta_D = -0.001 \text{ m}$$

Por cargas totales

$$\Delta t = \Delta p + \Delta_L = 0.000 \text{ m}$$

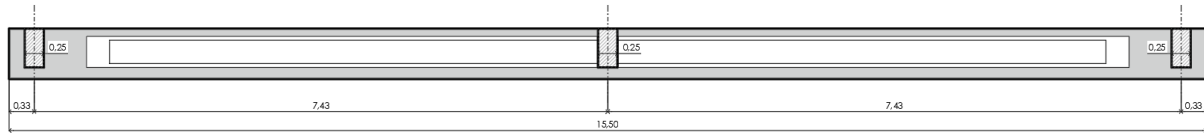
12.2.2.2 VIGAS PRETENSADAS (V-2) – TRAMO 15.50m.

DATOS

Luz de cálculo L_c : 15.00 m

Separación entre vigas S : 0.90 m

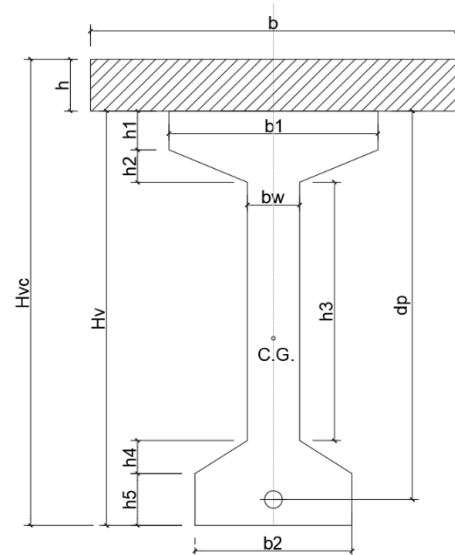
Esquema estático: simplemente apoyada.



GEOMETRIA

SECCION CENTRAL

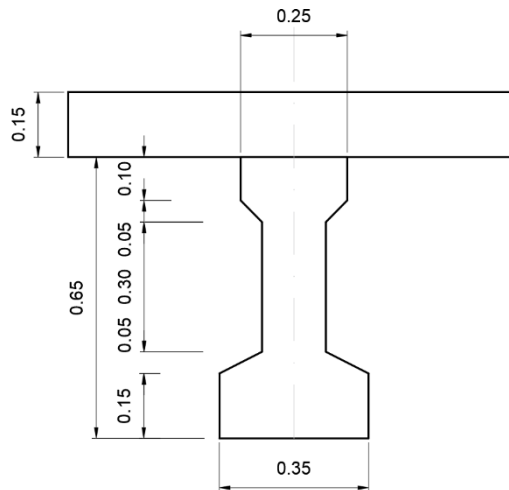
Altura de la sección H_v	=	0.65	m
Espesor ala sup h_1	=	0.10	m
Espesor sup h_2	=	0.05	m
Espesor alma b_w	=	0.15	m
Ancho ala b_1	=	0.25	m
Ancho ala b_2	=	0.35	m
Altura alma h_3	=	0.30	m
Espesor inf h_4	=	0.05	m
Espesor ala inf h_5	=	0.15	m
Profundidad armadura tesa d_p	=	0.58	m
Sección bruta hormigón A_g	=	0.145	m ²
Profundidad baricentro y_2	=	0.3596	m
Distancia fibra inferior y_1	=	0.2904	m
Momento de Inercia I_n	=	0.0062	m ⁴



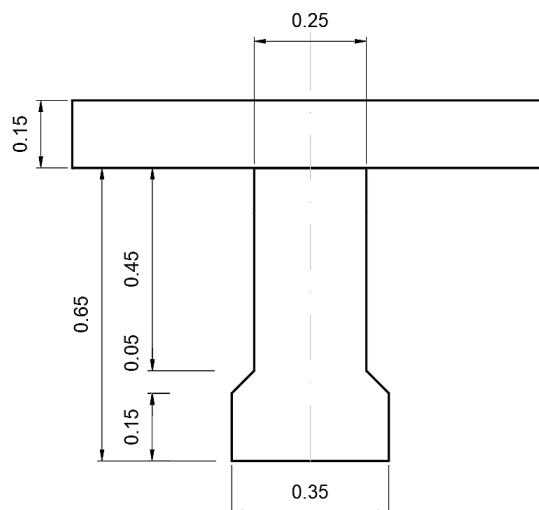
SECCION CENTRAL COMPUESTA

Altura de la sección H_{vc}	=	0.80	m
Espesor losa h	=	0.15	m
Ancho b	=	1.00	m
Coef. de homogenización $v_1 = f'_c / f'_{cv}$	=	1.00	
Ancho colaborante efectivo	=	0.90	m
Profundidad armadura tesa d_p	=	0.73	m
Sección bruta hormigón A_g	=	0.28	m ²
Profundidad baricentro y_2	=	0.3001	m
Distancia fibra inferior y_1	=	0.4999	m
Momento de Inercia I_n	=	0.0196	m ⁴

SECCION COMPUESTA – ZONA CENTRAL



SECCION COMPUESTA – ZONA APOYOS



SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	Combinación ELS	V _s	M _{fS} tramo	M _{fS} apoyo	M _{tS}
		KN	KNm	KNm	KNm
V-2	S1-1	159.16	628.15	-20.67	4.77

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	Combinación ELU	V _U	M _{fU} tramo	M _{fU} apoyo	M _{tU}
		KN	KNm	KNm	KNm
V-2	U1-1	222.82	879.41	-28.94	6.68

DISEÑO POR RESISTENCIA DE LA SECCION COMPUESTA SOLICITACIONES DE DISEÑO A FLEXION

$$\begin{aligned} M_n \text{ positivo (kNm)} &= M_u / \phi = 977.12 \\ M_n \text{ negativo (kNm)} &= M_u / \phi = -32.15 \end{aligned}$$

MATERIALES ADOPTADOS

Hormigón H-40 (Tablero - Ancho colaborante ala comprimida)

$$\begin{aligned} f'_c &= 40.00 \text{ MPa} \\ E_c &= 29,725.41 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Hormigón H-40 (Viga Pretensada)

$$\begin{aligned} f'_c &= 40.00 \text{ MPa} \\ E_c &= 29,725.41 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Acero C-1865 Grado 270 (Armadura Activa)

$$\begin{aligned} f_{py} &= 1,680.00 \text{ MPa} \\ f_{pu} &= 1,865.00 \text{ MPa} \\ E_p &= 206,000.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

ADN 420 Tipo III (Armadura Pasiva)

$$\begin{aligned} f_{py} &= 420.00 \text{ MPa} \\ E_s &= 200,000.00 \text{ MPa} \end{aligned}$$

CALCULO DE ARMADURA ACTIVA

$$m_n = M_{en} / (b \cdot d_p^2 \cdot f'_c) = 0.05$$

Con este valor entramos en la tabla de dimensionamiento y obtenemos:

CIRSOC 201 FLEXION EN SECCION RECTANGULAR
TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS EN HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO

Mn	<= H-30 (β1 = 0,85)		H-35 (β1 = 0,81)		H-40 (β1 = 0,78)		H-45 (β1 = 0,74)		H-50 (β1 = 0,71)		H-60 (β1 = 0,65)		kz
	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	
0,02	0,028	104,08	0,029	99,59	0,031	95,09	0,032	90,59	0,034	86,08	0,037	78,89	0,988
0,03	0,042	67,95	0,044	64,97	0,046	61,99	0,048	59,01	0,051	56,02	0,055	51,26	0,982
0,04	0,057	49,88	0,059	47,66	0,062	45,44	0,065	43,22	0,068	40,99	0,074	37,44	0,976
0,05	0,071	39,04	0,074	37,27	0,078	35,50	0,082	33,74	0,086	31,97	0,093	29,14	0,970
0,06	0,086	31,80	0,090	30,34	0,094	28,88	0,099	27,42	0,104	25,95	0,113	23,61	0,963
0,07	0,101	26,63	0,106	25,39	0,111	24,14	0,116	22,90	0,122	21,65	0,132	19,66	0,957
0,08	0,116	22,75	0,122	21,67	0,127	20,59	0,133	19,51	0,140	18,42	0,152	16,69	0,950
0,09	0,132	19,73	0,138	18,78	0,144	17,82	0,151	16,87	0,159	15,91	0,173	14,38	0,944
0,10	0,148	17,31	0,154	16,46	0,161	15,61	0,169	14,75	0,178	13,90	0,193	12,53	0,937
0,11	0,164	15,33	0,171	14,56	0,179	13,79	0,187	13,02	0,197	12,25	0,214	11,02	0,930
0,12	0,180	13,68	0,188	12,98	0,196	12,28	0,206	11,58	0,216	10,88	0,235	9,76	0,924
0,13	0,196	12,28	0,205	11,64	0,214	11,00	0,225	10,36	0,236	9,71	0,257	8,69	0,917
0,14	0,213	11,08	0,222	10,49	0,233	9,90	0,244	9,31	0,256	8,71	0,279	7,77	0,909
0,15	0,230	10,04	0,240	9,49	0,251	8,94	0,263	8,39	0,277	7,85	0,301	6,97	0,902
0,16	0,247	9,12	0,258	8,61	0,270	8,10	0,283	7,59	0,297	7,08	0,324	6,27	0,895
0,17	0,265	8,31	0,277	7,84	0,289	7,36	0,303	6,89	0,319	6,41	0,347	5,65	0,887
0,18	0,283	7,59	0,296	7,15	0,309	6,70	0,324	6,26	0,340	5,81	0,370	5,10	0,880
0,19	0,302	6,95	0,315	6,53	0,329	6,11	0,345	5,69	0,363	5,27	0,394	4,61	0,872
0,20	0,320	6,36	0,335	5,97	0,350	5,58	0,367	5,18	0,385	4,79			0,864
0,21	0,340	5,83	0,355	5,46	0,371	5,09	0,389	4,72					0,856
0,22	0,359	5,35	0,375	5,00	0,392	4,65							0,847
0,23	0,380	4,90											0,839
kzlim	0,841		0,847		0,854		0,861		0,867		0,878		

$$\varepsilon_s = 35.50 \text{ ‰}$$

$$k_c = 0.078 < 0.375 \text{ (sin armadura de compresión)}$$

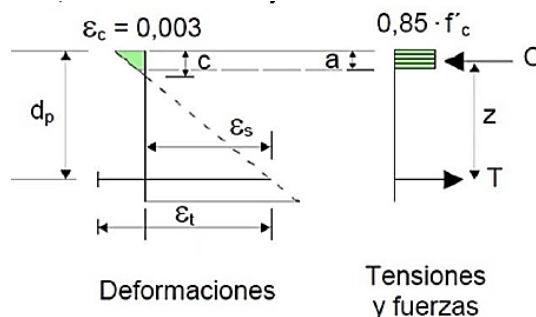
$$c = 0.056 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.78 \text{ (de tabla para H-40)}$$

$$\beta_1 \times c = 0.044 \text{ m} < h = 0.20\text{m} \rightarrow \text{sección rectangular}$$

$$z = d_p - \beta_1 \times c / 2 = 0.70 \text{ m}$$

$$A_{ps \text{ req}} = (M_n / z \cdot f_{pu}) = 7.45 \text{ cm}^2 \text{ (armadura activa requerida)}$$



ARMADURA ACTIVA ADOPTADA

Tipo: Cordones Ø 0.5" (12.7mm)

Sección de un cordón 0.5" $A_1 = 0.987 \text{ cm}^2$
 $A_{ps_t} = 10 \times A_1 = 9.87 \text{ cm}^2$
 Diámetro equiv. $d_e = (4 A_t / \pi)^{1/2} = 3.54 \text{ cm}$
Armadura activa adoptada $A_{ps} = 10$ cordones de $\varnothing 12.7\text{mm}$ (9.87 cm^2)

CALCULO DE ARMADURA PASIVA

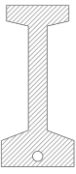
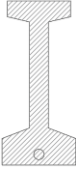
$A_{s \text{ pasiva}} = (A_{ps \text{ req}} - A_{ps_t}) * (f_{pu}/f_y) = -10.73 \text{ cm}^2$ (no necesita)
 Se adopta: **4 $\varnothing 16\text{mm}$**
 $A_{s \text{ adopt}} = 8.04 \text{ cm}^2$ (armadura constructiva y por fisuración)

VERIFICACION DE ARMADURA MINIMA A FLEXION

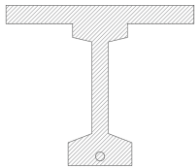
$f_r = 0.625 * \sqrt{f'_c} = 3.95 \text{ Mpa}$
 $I_g = 0.0196 \text{ m}^4$ (sección homogeneizada)
 $y_1 = 0.500 \text{ m}$ (sección homogeneizada)
 $M_{cr} = (f_r * I_g) / y_t = 154.98 \text{ kNm}$ (momento de fisuración)
 $1.2 \times M_{cr} = 185.98 \text{ kNm}$
 $M_n > 1.2 \times M_{cr} = 977.12 > 185.98$ Buenas condiciones

VERIFICACION DE LAS TENSIONES NORMALES BAJO CARGAS DE SERVICIO

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS PARA LA VIGA PREFABRICADA

VIGA SECCION NETA						
Area (m²)=	0.1440	I_n (m⁴)=	0.0062	y_1 (m)=	0.2924	
W_1 (m³)=	0.0211	W_2 (m³)=	0.0172	y_2 (m)=	0.3576	
				z_1 (m)=	0.2174	
VIGA SECCION HOMOGENEIZADA						
Area (m²)=	0.1450	I_n (m⁴)=	0.0062	y_1 (m)=	0.2904	
W_1 (m³)=	0.0213	W_2 (m³)=	0.0172	y_2 (m)=	0.3596	
				z_1 (m)=	0.2154	

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS - SECCION COMPLETA (CON ANCHO COLABORANTE)

SECCION COMPLETA						
Area (m ²)=	0.2800	I _n (m ⁴)=	0.0196	y ₁ (m)=	0.4999	
W ₁ (m ³)=	0.0392	W ₂ (m ³)=	0.0653	y ₂ (m)=	0.3001	
				z ₁ (m)=	0.4249	

TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGON

$$f'_c = 40.00$$

	Fibra	Valor limite (MPa) CIRSOC 201-82
Etapla constructiva	Comprimida	-17.00
	Traccionada precomprimida	-19.00
	Traccionada (superior)	1.10
	Traccionada	1.10
En Servicio	Comprimida Carga larga duración (D + P)	-17.00
	Comprimida Carga total	-17.00
	Traccionada - Carga total	0.00

CALCULO DE TENSIONES EN SECCION X = L/2 (CENTRO)

Con las características geométricas y con las solicitaciones calculadas confeccionaremos el siguiente cuadro de tensiones parciales y acumuladas:

N°	Causa	Sección	M (MNm)	N (MN)	Fibra superior 2 (MN/m ²)		Fibra inferior 1 (MN/m ²)	
					Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
1	Peso Propio	Neta	0.102		-5.92	-5.92	4.84	4.84
2	Pretensado fp3	Neta	-0.296	-1.362	-9.46	-15.38	-9.46	-4.62
					17.20	1.82	-14.06	-18.68

3	Carga permanente (H° Losa)	Homog.				1.82		-18.68
			0.095		-5.50	-3.69	4.44	-14.23
4	Carga permanente (carpeta asf.)	Sección completa				-3.69		-14.23
			0.073		-0.56	-4.24	1.86	-12.37
5	Perdidas diferidas	Sección completa		0.259	0.92	-3.32	0.92	-11.45
			0.110		-0.84	-4.16	2.80	-8.64
6	Retracción Diferencial	Sección completa		-0.089	-0.32	-4.48	-0.32	-8.96
			0.038		-0.29	-4.77	0.97	-8.00
7	Sobrecarga (totales)	Sección completa				-4.77		-8.00
			0.358		-2.74	-7.52	9.14	1.14

CALCULO DE PERDIDAS DE PRETENSADO A PARTIR DE $F_{p0} = 1380 \text{ MPa}$

Perdidas

Se estima un porcentaje de perdidas instantáneas del 7% y diferidas del 12%. Resultando un valor de perdidas finales del 19%

Fuerza de Pretensado

Fuerza de Tiro en Banco $P_0 =$	1362.06	kN (cable resultante)
Tensión de Tiro en banco $=$	1380.00	MPa
Fuerza de Tiro a tiempo infinito $P_{\infty} =$	1103.44	kN (cable resultante)

VERIFICACION DE DEFLEXIONES

a) Para la etapa de fabricación:

Por pretensado ΔP_0

$$\Delta P_0 = 40 \times M \times l^2 / 384EI = -0.038 \text{ m}$$

Por peso propio Δ_0

$$\Delta_0 = 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.013 \text{ m}$$

$$\Delta P_0 + \Delta_0 = -0.025 \text{ m}$$

b) En servicio - A largo plazo:

$$\begin{aligned}\text{Coeficiente de flujo plástico } C_c &= 2 \\ \Delta P_{\infty} &= \Delta P_0 \times (P_{\infty} / P_0) = -0.031 \text{ m}\end{aligned}$$

Por pretensado con pérdidas y peso propio

$$\Delta = \Delta P_{\infty} + ((\Delta P_0 + \Delta P_{\infty})/2) \cdot C_c + \Delta_0 (1 + C_c) = -0.060 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

$$\begin{aligned}\Delta_D (\text{losa}) &= 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.012 \text{ m} \\ \Delta_D (\text{carpeta}) &= 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.003 \text{ m} \\ \Delta_D (\text{losa} + \text{carp.}) &= 0.015 \text{ m} \\ \Delta_p &= \Delta + \Delta_D (1 + C_c) = -0.015 \text{ m}\end{aligned}$$

Por cargas totales

$$\begin{aligned}\Delta_L &= 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.014 \text{ m} \\ \Delta_t &= \Delta_p + \Delta_L = -0.001 \text{ m}\end{aligned}$$

c) En servicio - A corto plazo:

Por pretensado con pérdidas y peso propio

$$\Delta = \Delta P_{\infty} + \Delta_0 = -0.018 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

$$\Delta_p = \Delta + \Delta_D = -0.003 \text{ m}$$

Por cargas totales

$$\Delta_t = \Delta_p + \Delta_L = 0.012 \text{ m}$$

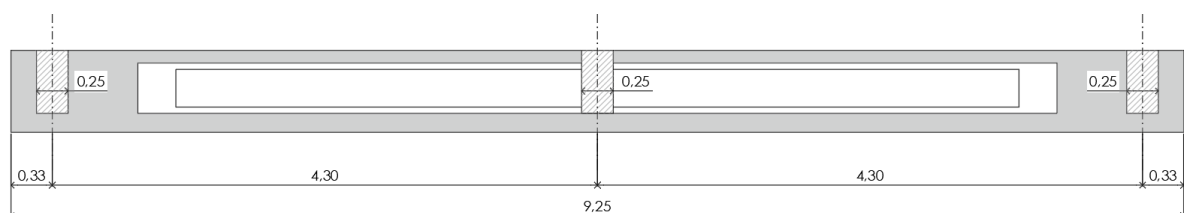
12.2.2.3 VIGAS PRETENSADAS (V-3) – TRAMO 9.25m.

DATOS

Luz de cálculo L_c : 8.60 m

Separación entre vigas S: 0.90 m

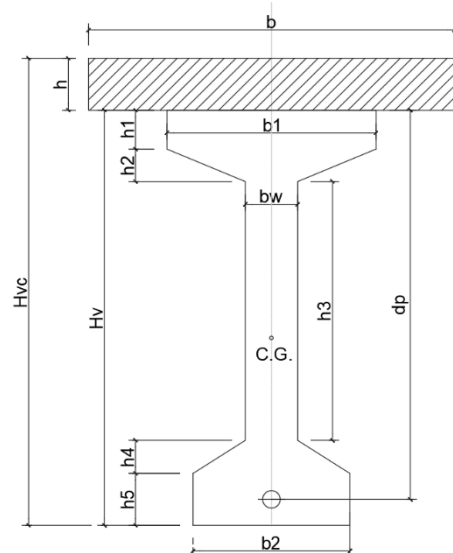
Esquema estático: simplemente apoyada.



GEOMETRIA

SECCION CENTRAL

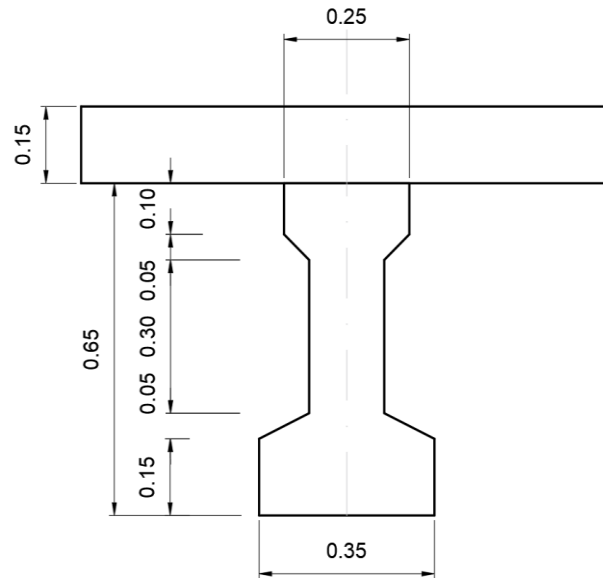
Altura de la sección H_v =	0.65 m
Espesor ala sup h_1 =	0.10 m
Espesor sup h_2 =	0.05 m
Espesor alma b_w =	0.15 m
Ancho ala b_1 =	0.25 m
Ancho ala b_2 =	0.35 m
Altura alma h_3 =	0.30 m
Espesor inf h_4 =	0.05 m
Espesor ala inf h_5 =	0.15 m
Profundidad armadura tesa d_p =	0.58 m
Sección bruta hormigón A_g =	0.145 m ²
Profundidad baricentro y_2 =	0.3596 m
Distancia fibra inferior y_1 =	0.2904 m
Momento de Inercia I_n =	0.0062 m ⁴



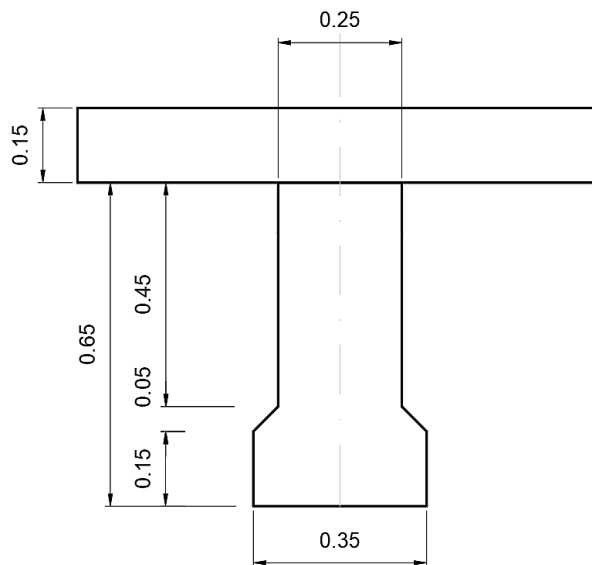
SECCION CENTRAL COMPUESTA

Altura de la sección H_{vc} =	0.80 m
Espesor losa h =	0.15 m
Ancho b =	1.00 m
Coef. de homogenización $v_1 = f'_{cL}/f'_{cV}$ =	1.00
Ancho colaborante efectivo =	0.90 m
Profundidad armadura tesa d_p =	0.73 m
Sección bruta hormigón A_g =	0.28 m ²
Profundidad baricentro y_2 =	0.3001 m
Distancia fibra inferior y_1 =	0.4999 m
Momento de Inercia I_n =	0.0196 m ⁴

SECCION COMPUESTA – ZONA CENTRAL



SECCION COMPUESTA – ZONA APOYOS



SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	Combinación ELS	V _s	M _{fS} tramo	M _{fS} apoyo	M _{tS}
		KN	KNm	KNm	KNm
V-3	S1-1	115.12	270.31	-10.20	2.67

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	Combinación ELU	V _U	M _{fU} tramo	M _{fU} apoyo	M _{tU}
		KN	KNm	KNm	KNm
V-3	U1-1	161.17	378.43	-14.28	3.74

DISEÑO POR RESISTENCIA DE LA SECCION COMPUESTA SOLICITACIONES DE DISEÑO A FLEXION

$$M_n \text{ positivo (kNm)} = M_u / \phi = 420.48$$

$$M_n \text{ negativo (kNm)} = M_u / \phi = -15.87$$

MATERIALES ADOPTADOS

Hormigón H-40 (Tablero - Ancho colaborante ala comprimida)

$$f'_c = 40.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Hormigón H-40 (Viga Pretensada)

$$f'_c = 40.00 \text{ MPa}$$

$$E_c = 29,725.41 \text{ MPa}$$

Acero C-1865 Grado 270 (Armadura Activa)

$$f_{py} = 1,680.00 \text{ MPa}$$

$$f_{pu} = 1,865.00 \text{ MPa}$$

$$E_p = 206,000.00 \text{ MPa}$$

ADN 420 Tipo III (Armadura Pasiva)

$$f_{py} = 420.00 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200,000.00 \text{ MPa}$$

CALCULO DE ARMADURA ACTIVA

$$m_n = M_{en} / (b \cdot d_p^2 \cdot f'_c) = 0.02$$

Con este valor entramos en la tabla de dimensionamiento y obtenemos:

CIRSOC 201 FLEXION EN SECCION RECTANGULAR
TABLA PARA DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS EN HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO

Mn	<= H-30 (β1 = 0,85)		H-35 (β1 = 0,81)		H-40 (β1 = 0,78)		H-45 (β1 = 0,74)		H-50 (β1 = 0,71)		H-60 (β1 = 0,65)		kz
	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	
0,02	0,028	104,08	0,029	99,59	0,031	95,09	0,032	90,59	0,034	86,08	0,037	78,89	0,988
0,03	0,042	67,95	0,044	64,97	0,046	61,99	0,048	59,01	0,051	56,02	0,055	51,26	0,982
0,04	0,057	49,88	0,059	47,66	0,062	45,44	0,065	43,22	0,068	40,99	0,074	37,44	0,976
0,05	0,071	39,04	0,074	37,27	0,078	35,50	0,082	33,74	0,086	31,97	0,093	29,14	0,970
0,06	0,086	31,80	0,090	30,34	0,094	28,88	0,099	27,42	0,104	25,95	0,113	23,61	0,963
0,07	0,101	26,63	0,106	25,39	0,111	24,14	0,116	22,90	0,122	21,65	0,132	19,66	0,957
0,08	0,116	22,75	0,122	21,67	0,127	20,59	0,133	19,51	0,140	18,42	0,152	16,69	0,950
0,09	0,132	19,73	0,138	18,78	0,144	17,82	0,151	16,87	0,159	15,91	0,173	14,38	0,944
0,10	0,148	17,31	0,154	16,46	0,161	15,61	0,169	14,75	0,178	13,90	0,193	12,53	0,937
0,11	0,164	15,33	0,171	14,56	0,179	13,79	0,187	13,02	0,197	12,25	0,214	11,02	0,930
0,12	0,180	13,68	0,188	12,98	0,196	12,28	0,206	11,58	0,216	10,88	0,235	9,76	0,924
0,13	0,196	12,28	0,205	11,64	0,214	11,00	0,225	10,36	0,236	9,71	0,257	8,69	0,917
0,14	0,213	11,08	0,222	10,49	0,233	9,90	0,244	9,31	0,256	8,71	0,279	7,77	0,909
0,15	0,230	10,04	0,240	9,49	0,251	8,94	0,263	8,39	0,277	7,85	0,301	6,97	0,902
0,16	0,247	9,12	0,258	8,61	0,270	8,10	0,283	7,59	0,297	7,08	0,324	6,27	0,895
0,17	0,265	8,31	0,277	7,84	0,289	7,36	0,303	6,89	0,319	6,41	0,347	5,65	0,887
0,18	0,283	7,59	0,296	7,15	0,309	6,70	0,324	6,26	0,340	5,81	0,370	5,10	0,880
0,19	0,302	6,95	0,315	6,53	0,329	6,11	0,345	5,69	0,363	5,27	0,394	4,61	0,872
0,20	0,320	6,36	0,335	5,97	0,350	5,58	0,367	5,18	0,385	4,79			0,864
0,21	0,340	5,83	0,355	5,46	0,371	5,09	0,389	4,72					0,856
0,22	0,359	5,35	0,375	5,00	0,392	4,65							0,847
0,23	0,380	4,90											0,839
kzlim	0,841		0,847		0,854		0,861		0,867		0,878		

$$\epsilon_s = 95.09 \text{ ‰}$$

$$k_c = 0.031 < 0.375 \text{ (sin armadura de compresión)}$$

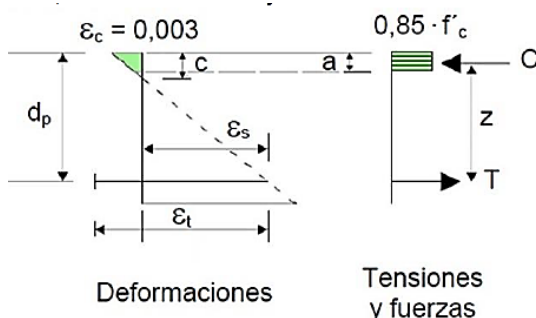
$$c = 0.022 \text{ m}$$

$$\beta_1 = 0.78 \text{ (de tabla para H-40)}$$

$$\beta_1 \times c = 0.017 \text{ m} < h = 0.20\text{m} \rightarrow \text{sección rectangular}$$

$$z = d_p - \beta_1 \times c/2 = 0.72 \text{ m}$$

$$A_{ps \text{ req}} = (M_n / z \cdot f_{pu}) = 3.15 \text{ cm}^2 \text{ (armadura activa requerida)}$$



ARMADURA ACTIVA ADOPTADA

Tipo: Cordones Ø 0.5" (12.7mm)

$$\text{Sección de un cordón 0.5"} A_1 = 0.987 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps_t} = 5 \times A_1 = 4.94 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diámetro equiv. } d_e = (4 A_t / \pi)^{1/2} = 2.51 \text{ cm}$$

Armadura activa adoptada $A_{ps} = 5$ cordones de $\varnothing 12.7\text{mm}$ (4.94 cm^2)

CALCULO DE ARMADURA PASIVA

$$A_{s \text{ pasiva}} = (A_{ps \text{ req}} - A_{ps_t}) * (f_{pu}/f_y) = -7.94 \text{ cm}^2 \quad (\text{no necesita})$$

Se adopta: **4 $\varnothing 16\text{mm}$**

$$A_{s \text{ adopt}} = 8.04 \text{ cm}^2 \quad (\text{armadura constructiva y por fisuración})$$

VERIFICACION DE ARMADURA MINIMA A FLEXION

$$f_r = 0.625 * \sqrt{f_c} = 3.95 \text{ Mpa}$$

$$I_g = 0.0196 \text{ m}^4 \quad (\text{sección homogeneizada})$$

$$y_1 = 0.500 \text{ m} \quad (\text{sección homogeneizada})$$

$$M_{cr} = (f_r * I_g) / y_t = 154.98 \text{ kNm} \quad (\text{momento de fisuración})$$

$$1.2 \times M_{cr} = 185.98 \text{ kNm}$$

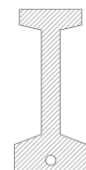
$$M_n > 1.2 \times M_{cr} = 420.48 > 185.98 \text{ Buenas condiciones}$$

VERIFICACION DE LAS TENSIONES NORMALES BAJO CARGAS DE SERVICIO

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS PARA LA VIGA PREFABRICADA

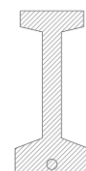
VIGA SECCION NETA

Area (m²)=	0.1440	I_n (m⁴)=	0.0062	y_1 (m)=	0.2924
W_1 (m³)=	0.0211	W_2 (m³)=	0.0172	y_2 (m)=	0.3576
				z_1 (m)=	0.2174



VIGA SECCION HOMOGENEIZADA

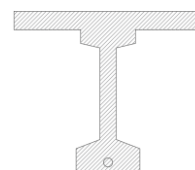
Area (m²)=	0.1450	I_n (m⁴)=	0.0062	y_1 (m)=	0.2904
W_1 (m³)=	0.0213	W_2 (m³)=	0.0172	y_2 (m)=	0.3596
				z_1 (m)=	0.2154



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS - SECCION COMPLETA (CON ANCHO COLABORANTE)

SECCION COMPLETA

Area (m²)=	0.2800	I _n (m⁴)=	0.0196	y ₁ (m)=	0.4999
W ₁ (m³)=	0.0392	W ₂ (m³)=	0.0653	y ₂ (m)=	0.3001
				z ₁ (m)=	0.4249



**TENSIONES ADMISIBLES EN EL
HORMIGON**

$$f'_c = 40.00$$

	Fibra	Valor limite (MPa) CIRSOC 201-82
Etapla constructiva	Comprimida	-17.00
	Traccionada precomprimida	-19.00
	Traccionada (superior)	1.10
	Traccionada	1.10
En Servicio	Comprimida Carga larga duración (D + P)	-17.00
	Comprimida Carga total	-17.00
	Traccionada - Carga total	0.00

CALCULO DE TENSIONES EN SECCION X = L/2 (CENTRO)

Con las características geométricas y con las solicitaciones calculadas confeccionaremos el siguiente cuadro de tensiones parciales y acumuladas:

N. º	Causa	Sección	M (MNm)	N (MN)	Fibra superior 2 (MN/m²)		Fibra inferior 1 (MN/m²)	
					Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
1	Peso Propio	Neta	0.034		-1.95	-1.95	1.59	1.59
2	Pretensado fp3	Neta	-0.144	-0.660	-4.58	-6.53	-4.58	-2.99
					8.34	1.80	-6.82	-9.81

3	Carga permanente (H° Losa)	Homog.				1.80		-9.81
			0.035		-2.02	-0.22	1.63	-8.18
4	Carga permanente (carpeta asf.)	Sección completa				-0.22		-8.18
			0.019		-0.15	-0.37	0.50	-7.68
5	Perdidas diferidas	Sección completa		0.107	0.38	0.02	0.38	-7.30
			0.046		-0.35	-0.33	1.16	-6.14
6	Retracción Diferencial	Sección completa		-0.089	-0.32	-0.65	-0.32	-6.45
			0.038		-0.29	-0.94	0.97	-5.49
7	Sobrecarga (totales)	Sección completa				-0.94		-5.49
			0.182		-1.40	-2.34	4.65	-0.83

CALCULO DE PERDIDAS DE PRETENSADO A PARTIR DE $F_{p0} = 1380 \text{ MPa}$

Perdidas

Se estima un porcentaje de perdidas instantáneas del 7% y diferidas del 12%. Resultando un valor de perdidas finales del 19%

Fuerza de Pretensado

Fuerza de Tiro en Banco $P_0 = 681.03 \text{ kN}$ (cable resultante)
Tensión de Tiro en banco = 1380.00 MPa
Fuerza de Tiro a tiempo infinito $P_\infty = 553.09 \text{ kN}$ (cable resultante)

VERIFICACION DE DEFLEXIONES

a) Para la etapa de fabricación:

Por pretensado ΔP_0

$$\Delta P_0 = 40 \times M \times l^2 / 384EI = -0.006 \text{ m}$$

Por peso propio Δ_0

$$\Delta_0 = 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.001 \text{ m}$$

$$\Delta P_0 + \Delta_0 = -0.005 \text{ m}$$

b) En servicio - A largo plazo:

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente de flujo plástico } C_c &= 2 \\ \Delta P_{\infty} &= \Delta P_0 \times (P_{\infty} / P_0) = -0.005 \text{ m} \end{aligned}$$

Por pretensado con pérdidas y peso propio

$$\Delta = \Delta P_{\infty} + ((\Delta P_0 + \Delta P_{\infty})/2) \cdot C_c + \Delta_0 (1 + C_c) = -0.012 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

$$\begin{aligned} \Delta_D (\text{losa}) &= 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.001 \text{ m} \\ \Delta_D (\text{carpeta}) &= 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.000 \text{ m} \\ \Delta_D (\text{losa} + \text{carp.}) &= 0.002 \text{ m} \\ \Delta_p &= \Delta + \Delta_D (1 + C_c) = -0.006 \text{ m} \end{aligned}$$

Por cargas totales

$$\begin{aligned} \Delta_L &= 40 \times M \times l^2 / 384EI = 0.002 \text{ m} \\ \Delta_t &= \Delta_p + \Delta_L = -0.004 \text{ m} \end{aligned}$$

c) En servicio - A corto plazo:

Por pretensado con pérdidas y peso propio

$$\Delta = \Delta P_{\infty} + \Delta_0 = -0.003 \text{ m}$$

Por cargas permanentes

$$\Delta_p = \Delta + \Delta_D = -0.002 \text{ m}$$

Por cargas totales

$$\Delta_t = \Delta_p + \Delta_L = 0.001 \text{ m}$$

12.3 Vigas secundarias

12.3.1 Verificación estructural

12.3.1.1 VIGAS TRANSVERSALES EXTREMAS.

DATOS

Longitud/Luz:	L [m]=	0.70	f'_c [MPa]=	40
Altura:	h [m]=	0.65	Coef. β =	0.85
Recubrimiento	r [m]=	0.03	f^*_c [MPa] = $f'_c \times 0.85$ =	34
Altura útil:	d [m]=	0.57	f_y [MPa]=	420
Ancho:	b_w [m]=	0.25	f_y [kN/cm ²]=	42

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	Ps	V _s	Mf _s tramo	Mf _s apoyo	Mt _s
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
S1-1 (A30 en Borde)	0.84	25.18	2.99	-20.06	7.13
S1-1 (A30 en Eje)	0.86	35.59	3.06	-8.98	2.73

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	Pu	V _U	Mf _U tramo	Mf _U apoyo	Mt _U
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
S1-1 (A30 en Borde)	1.18	35.25	4.19	-28.08	9.98
S1-1 (A30 en Eje)	1.20	49.83	4.28	-12.57	3.82

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

Armadura inferior- Momento Positivo:

$$M_u \text{ [kNm]} = 4.28 \text{ (Tramo)}$$

$$M_n \text{ [kNm]} = M_u / \phi = 4.76$$

$$m_n = M_n / (f^*_c \cdot b_w \cdot d^2) = 0.002$$

$$k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.002$$

$$k_{a \text{ mín.}} = 1.40/0.85 f'_c = 0.041 \quad k_a > k_{a \text{ mín.}} \quad \text{No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima}$$

$$k_{a \text{ máx.}} = 0.375 b_1 = 0.319 \quad k_a < k_{a \text{ máx.}} \quad \text{Verifica, no se necesita armadura de compresión}$$

Calculo Analítico

$$k_a = 0.041$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f'_c \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 0.20 \quad [\text{cm}^2]$$

→

Adopto: 3Ø16mm
($A_s = 6.03 \text{ cm}^2$)

Armadura superior - Momento negativo:

$$M_u \text{ [kNm]} = 28.08 \quad (\text{Apoyo})$$

$$M_n \text{ [kNm]} = M_u / \phi = 30.86$$

$$m_n = M_n / (f'_c \cdot b_w \cdot d^2) = 0.011$$

$$k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.011$$

$$k_{a \text{ mín.}} = 1.40/0.85 f'_c = 0.041 \quad k_a > k_{a \text{ mín.}} \quad \text{No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima}$$

$$k_{a \text{ máx.}} = 0.375 b_1 = 0.319 \quad k_a < k_{a \text{ máx.}} \quad \text{Verifica, no se necesita armadura de compresión}$$

Calculo Analítico

$$k_a = 0.011$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f'_c \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 1.30 \quad [\text{cm}^2]$$

→

Adopto: 3Ø16mm
($A_s = 6.03 \text{ cm}^2$)

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

Armadura de Corte

$$V_u \text{ [kN]} = 49.83$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n \text{ [kN]} = V_u / \phi = 66.43$$

$$V_c \text{ [kN]} = 1/6 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d = 150.21$$

$$V_s \text{ [kN]} = V_n - V_c = -83.77 \quad \text{No es necesario adicionar armadura de corte}$$

$$V_s \text{ [kN]} \leq 2/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \quad \rightarrow \quad V_s \text{ [kN]} \leq 600.83 \quad \text{Verifica}$$

Estribos:

$$\text{Área necesaria: } A_v/s \text{ [cm}^2/\text{m]} = V_s / (d \cdot f_y) = 0.00$$

$$\text{Se adopta: } 2 \text{ ramas } \phi \quad 8 \text{ mm c/ } 20 \quad [\text{cm}]$$

$$\text{Área de estribos: } A_v \text{ adopt.} = n \cdot A_{vi} = 1.01 \quad [\text{cm}^2]$$

$$\text{Área mínima: } A_v/s \geq 0.33 (b_w / f_y) = 1.96 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$$

$$\text{Área adoptada: } A_v \text{ adop.} / s_{\text{adopt.}} = 5.03 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]$$

Verificaciones:

$$A_v \text{ mín.} / s \text{ [cm}^2/\text{m]} < A_v \text{ adop.} / s_{\text{adopt.}} \text{ [cm}^2/\text{m}]$$

$$1.96 < 5.03 \quad \rightarrow \quad \text{Verifica}$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} = A_v \text{ est.} \cdot f_y \cdot d / s = 120.34$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} \geq V_s \text{ [kN]}$$

120.34 ≥ 0.00 → Verifica

Resumen de armaduras					
Arriba:	3	∅	16 mm	→	$A_s \text{ adop. [cm}^2\text{]} = 6.03$
Abajo:	3	∅	16 mm	→	$A_s \text{ adop. [cm}^2\text{]} = 6.03$
Lateral	4	∅	12 mm	→	$A_s \text{ adop. [cm}^2\text{]} = 4.52$
Estribos:	2	ramas ∅	8 mm	c/	20 [cm]

12.3.1.2 VIGAS TRANSVERSALES CENTRALES.

DATOS

Longitud/Luz:	L [m]=	0.70	$f'_c \text{ [MPa]} = 40$
Altura:	h [m]=	0.65	Coef. $\beta = 0.85$
Recubrimiento	r [m]=	0.03	$f^*_c \text{ [MPa]} = f'_c \times 0.85 = 34$
Altura útil:	d [m]=	0.57	$f_y \text{ [MPa]} = 420$
Ancho:	b_w [m]=	0.25	$f_y \text{ [kN/cm}^2\text{]} = 42$

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	P_s	V_s	$M_{f_s} \text{ tramo}$	$M_{f_s} \text{ apoyo}$	M_{t_s}
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
S1-1 (A30 en Borde)	0.35	82.18	24.93	-205.88	3.79
S1-1 (A30 en Eje)	0.09	58.32	69.47	-61.53	2.10

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	P_u	V_u	$M_{f_u} \text{ tramo}$	$M_{f_u} \text{ apoyo}$	M_{t_u}
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
S1-1 (A30 en Borde)	0.49	115.05	34.90	-288.23	5.31
S1-1 (A30 en Eje)	0.13	81.65	97.26	-86.14	2.94

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

Armadura inferior- Momento Positivo:

	M_u [kNm]=	97.26	(Tramo)	
	M_n [kNm]= M_u/ϕ =	108.0		
		6		
	$m_n=M_n/(f_c^*.b_w.d^2)$ =	0.039		
	$k_a=1-(1-2.m_n)^{0.5}$ =	0.040		
	$k_{a \text{ mín.}}=1.40/0.85 f_c^*$ =	0.041	$k_a > k_{a \text{ mín.}}$	No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima
	$k_{a \text{ máx.}}=0.375 b_1$ =	0.319	$k_a < k_{a \text{ máx.}}$	Verifica, no se necesita armadura de compresión
Calculo				
Analítico	k_a =	0.041		
	$A_{s \text{ nec.}}=(f_c^*.b_w.d.k_a)/f_y$ =	4.61	[cm ²]	→

Adopto: 3Ø16mm
(A_s=6.03 cm²)

Armadura superior - Momento

negativo:

	M_u [kNm]=	288.2	(Apoyo)	
		3		
	M_n [kNm]= M_u/ϕ =	316.7		
		4		
	$m_n=M_n/(f_c^*.b_w.d^2)$ =	0.115		
	$k_a=1-(1-2.m_n)^{0.5}$ =	0.122		
	$k_{a \text{ mín.}}=1.40/0.85 f_c^*$ =	0.041	$k_a > k_{a \text{ mín.}}$	Verifica, la armadura necesaria es mayor a la mínima
	$k_{a \text{ máx.}}=0.375 b_1$ =	0.319	$k_a < k_{a \text{ máx.}}$	Verifica, no se necesita armadura de compresión
Calculo				
Analítico	k_a =	0.122		
	$A_{s \text{ nec.}}=(f_c^*.b_w.d.k_a)/f_y$ =	14.09	[cm ²]	→

Adopto: 3Ø25mm
(A_s=14.73 cm²)

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

Armadura de Corte

V_u [kN]=	115.05
ϕ =	0.75

$$V_n \text{ [kN]} = V_u / \phi = 153.40$$

$$V_c \text{ [kN]} = 1/6 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d = 150.21$$

$$V_s \text{ [kN]} = V_n - V_c = 3.19 \quad \text{Es necesario adicionar armadura de corte}$$

$$V_s \text{ [kN]} \leq 2/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \rightarrow V_s \text{ [kN]} \leq 600.83 \quad \text{Verifica}$$

Estribos:

Área necesaria: $A_v/s \text{ [cm}^2/\text{m]} = V_s / (d \cdot f_y) = 0.13$
Se adopta: 2 ramas ϕ 8 mm c/ 20 [cm]

Área de estribos: $A_{v \text{ adopt.}} = n \cdot A_{vi} = 1.01 \text{ [cm}^2\text{]}$

Área mínima: $A_v/s \geq 0.33(b_w/f_y) = 1.96 \text{ [cm}^2/\text{m]}$

Área adoptada: $A_{v \text{ adop.}} / s_{\text{adopt.}} = 5.03 \text{ [cm}^2/\text{m]}$

Verificaciones:

$$A_{v \text{ mín.}}/s \text{ [cm}^2/\text{m]} < A_{v \text{ adop.}}/s_{\text{adopt.}} \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

$$1.96 < 5.03 \rightarrow \text{Verifica}$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} = A_{v \text{ est.}} \cdot f_y \cdot d/s = 120.34$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} \geq V_s \text{ [kN]}$$

$$120.34 \geq 3.19 \rightarrow \text{Verifica}$$

Resumen de armaduras					
Arriba:	3	ϕ	25 mm	\rightarrow	$A_s \text{ adop. [cm}^2\text{]} = 14.73$
Abajo:	3	ϕ	16 mm	\rightarrow	$A_s \text{ adop. [cm}^2\text{]} = 6.03$
Lateral	4	ϕ	12 mm	\rightarrow	$A_s \text{ adop. [cm}^2\text{]} = 4.52$
Estribos:	2	ramas ϕ	8 mm	c/	20 [cm]

12.4 Losa Tablero

12.4.1 Verificación estructural

DATOS

Luz de cálculo: L [m]= 0.90

Altura: h [m]= 0.15

Recubrimiento r [m]= 0.03

Altura útil: d [m]= 0.12

Ancho: b [m]= 1.00

f'_c [MPa]= 40

Coef. β = 0.85

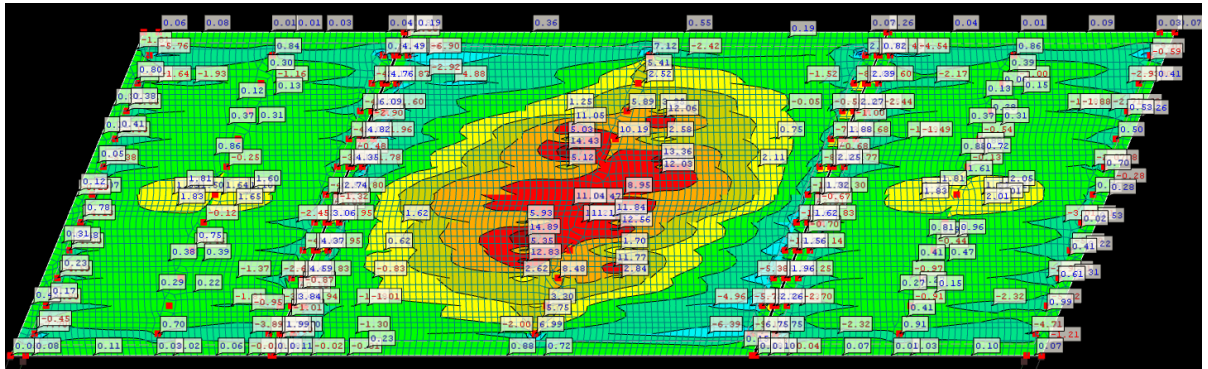
f^*_c [MPa] = $f'_c \times 0.85 = 34$

f_y [MPa]= 420

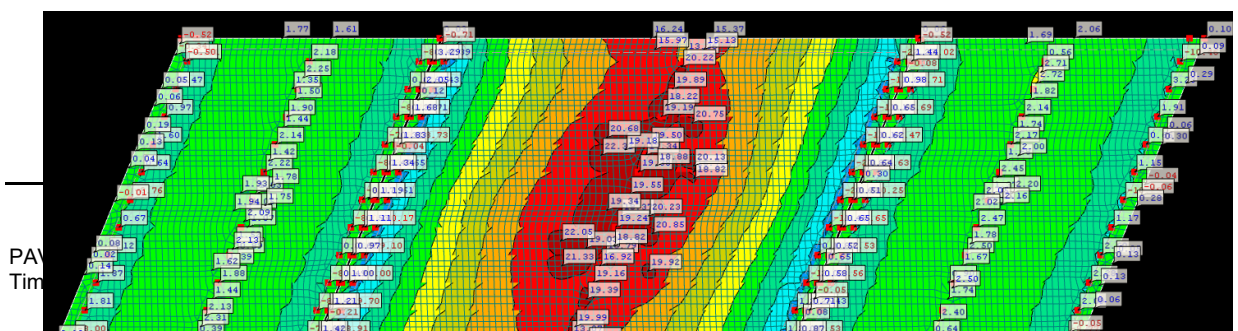
f_y [kN/cm²]= 42

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Cálculo de Momento por Software - Sentido Transversal:



Cálculo de Momento por Software - Sentido Longitudinal:



DIMENSIONAMIENTO A FLEXION - TRANSVERSAL

Armadura inferior - Momento

Positivo:

$$\begin{aligned}
 M_u \text{ [kNm/m]} &= 20.85 \quad (\text{Tramo}) \\
 M_n \text{ [kNm/m]} &= M_u/\phi = 23.16 \\
 m_n &= M_n/(f_c^* \cdot b \cdot d^2) = 0.047 \\
 k_a &= 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.048 \\
 \text{Calculo Analítico} \quad k_a &= 0.048
 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f_c^* \cdot b \cdot d \cdot k_a)/f_y = 4.71 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \rightarrow$$

Adopto: 1Ø12 c/15cm
($A_s = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armadura superior - Momento

negativo:

$$\begin{aligned}
 M_u \text{ [kNm/m]} &= 22.25 \quad (\text{Apoyo}) \\
 M_n \text{ [kNm/m]} &= M_u/\phi = 24.72 \\
 m_n &= M_n/(f_c^* \cdot b \cdot d^2) = 0.050 \\
 k_a &= 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.052 \\
 \text{Calculo Analítico} \quad k_a &= 0.052
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ nec.}} &= \\
 (f_c^* \cdot b_w \cdot d \cdot k_a)/f_y &= 5.03 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \rightarrow
 \end{aligned}$$

Adopto: 1Ø12 c/15cm
($A_s = 7.54 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Armadura mínima:

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ nec.}} &= 0.0018 \times b \times h \\
 &= 1.35 \quad [\text{cm}^2/\text{m}] \text{ por cara} \\
 A_{s \text{ nec.}} &= 0.20 \times A_{sp} = 0.94 \quad [\text{cm}^2/\text{m}]
 \end{aligned}$$

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION - LONGITUDINAL

Armatura inferior - Momento Positivo:

$$M_u \text{ [kNm/m]} = 31.25 \text{ (Tramo)}$$

$$M_n \text{ [kNm/m]} = M_u / \phi = 34.72$$

$$m_n = M_n / (f_c^* \cdot b \cdot d^2) = 0.071$$

$$k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.074$$

Calculo Analítico

$$k_a = 0.074$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f_c^* \cdot b \cdot d \cdot k_a) / f_y = 7.15 \text{ [cm}^2\text{/m]} \rightarrow$$

Adopto: 1Ø12 c/15cm
($A_s = 7.54 \text{ cm}^2\text{/m}$)

Armatura superior - Momento negativo:

$$M_u \text{ [kNm/m]} = 30.62 \text{ (Apoyo)}$$

$$M_n \text{ [kNm/m]} = M_u / \phi = 34.02$$

$$m_n = M_n / (f_c^* \cdot b \cdot d^2) = 0.069$$

$$k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.072$$

Calculo Analítico

$$k_a = 0.072$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f_c^* \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 7.00 \text{ [cm}^2\text{/m]} \rightarrow$$

Adopto: 1Ø12 c/15cm
($A_s = 7.54 \text{ cm}^2\text{/m}$)

Armatura mínima:

$$A_{s \text{ nec.}} = 0.0018 \times b \times h = 1.35 \text{ [cm}^2\text{/m]} \text{ por cara}$$

$$A_{s \text{ nec.}} = 0.20 \times A_{sp} = 1.40 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Resumen de armaduras						
Transversal inferior	1 barra	Ø	12 mm	c/	15	[cm]
Transversal superior	1 barra	Ø	12 mm	c/	15	[cm]
Longitudinal inferior	1 barra	Ø	12 mm	c/	15	[cm]
Longitudinal superior	1 barra	Ø	12 mm	c/	15	[cm]

12.5 Viga cabezal - Pila

12.5.1 Verificación estructural

DATOS

Longitud/Luz:	L [m]=	-	f'_c [MPa]=	30
Altura:	h [m]=	1.00	Coef. β =	0.85
Recubrimiento	r [m]=	0.05	f^*_c [MPa] = $f'_c \times 0.85$ =	25.5
Altura útil vertical:	d_v [m]=	0.93	f_y [MPa]=	420
Altura útil horizontal:	d_h [m]=	1.15	f_y [kN/cm ²]=	42
Ancho:	b_w [m]=	1.20		

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	V_s horizontal	V_s vertical	Mf_s horizontal	Mf_s vertical	Mt_s
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
S1-1	17.09	595.03	19.55	-535.50	120.73

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	V_u horizontal	V_u vertical	Mf_u horizontal	Mf_u vertical	Mt_u
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
U1-1	23.93	833.04	27.37	-749.70	169.02

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

Armadura inferior/superior - Momento Vertical:

M_u [kNm]=	749.70		
M_n [kNm]= M_u/ϕ =	833.00		
$m_n = M_n / (f^*_c \cdot b_w \cdot d^2)$ =	0.031		
$k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5}$ =	0.032		
$k_{a \text{ mín.}} = 1.40 / 0.85 f'_c$ =	0.055	$k_a > k_{a \text{ mín.}}$	No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima
$k_{a \text{ máx.}} = 0.375 b_1$ =	0.319	$k_a < k_{a \text{ máx.}}$	Verifica, no se necesita armadura de compresión

Calculo Analítico

$$k_a = 0.032$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f'_c \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 21.67 \text{ [cm}^2\text{]}$$

→

Adopto: 10Ø25mm
(A_s=49.09 cm²)

Armadura lateral - Momento horizontal:

$$M_u \text{ [kNm]} = 27.37$$

$$M_n \text{ [kNm]} = M_u / \phi = 30.08$$

$$m_n = M_n / (f'_c \cdot b_w \cdot d^2) = 0.001$$

$$k_a = 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.001$$

$$k_{a \text{ mín.}} = 1.40 / 0.85 f'_c = 0.055$$

$k_a > k_{a \text{ mín.}}$ **No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima**

$$k_{a \text{ máx.}} = 0.375 b_1 = 0.319$$

$k_a < k_{a \text{ máx.}}$ **Verifica, no se necesita armadura de compresión**

Calculo Analítico

$$k_a = 0.001$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f'_c \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 0.62 \text{ [cm}^2\text{]}$$

→

Adopto: 10Ø25mm
(A_s=49.09 cm²)

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

Armadura de Corte

$$V_u \text{ [kN]} = 833.04$$

$$\phi = 0.75$$

$$V_n \text{ [kN]} = V_u / \phi = 1110.72$$

$$V_c \text{ [kN]} = 1/6 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d = 1018.76$$

$$V_s \text{ [kN]} = V_n - V_c = 91.96 \text{ Es necesario adicionar armadura de corte}$$

$$V_s \text{ [kN]} \leq 2/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \rightarrow V_s \text{ [kN]} \leq 4075.06 \text{ Verifica}$$

Estribos:

Separación:

$$V_s \text{ [kN]} \leq 1/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \rightarrow$$

$$V_s \leq 2037.53 \text{ Verifica}$$

$$V_s \text{ [kN]} > 1/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \rightarrow$$

$$V_s > 2037.53 \text{ No verifica}$$

S _{max.}	s [m]=d/2=	0.47
	s [m]=	0.40
S _{max.}	s [m]=d/4=	0.23
	s [m]=	0.20
S _{adop.} [m]=		0.30

Área necesaria:

$$A_v / s \text{ [cm}^2\text{/m]} = V_s / (d \cdot f_y) = 2.35$$

$$\text{Se adopta: } 4 \text{ ramas } \phi 10 \text{ mm c/ } 30 \text{ [cm]}$$

Área de estribos:

$$A_v \text{ adopt.} = n \cdot A_{vi} = 3.14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Área mínima:

$$A_v / s \geq 0.33 (b_w / f_y) = 9.43 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Área adoptada:

$$A_v \text{ adop.} / S_{\text{adopt.}} = 10.47 \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

Verificaciones:

$$A_v \text{ mín.} / s \text{ [cm}^2\text{/m]} < A_v \text{ adop.} / S_{\text{adopt.}} \text{ [cm}^2\text{/m]}$$

$$9.43 < 10.47 \rightarrow \text{Verifica}$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} = A_v \text{ est.} \cdot f_y \cdot d / s = 409.04$$

$$\begin{array}{rclcl}
 V_{est.} \text{ [kN]} & \geq & V_s \text{ [kN]} & & \\
 409.04 & \geq & 91.96 & \rightarrow & \text{Verifica}
 \end{array}$$

DIMENSIONAMIENTO A TORSION

Parámetros geométricos

$$\begin{array}{llll}
 \text{Sección bruta } H^\circ A_{cp} = & 1.20 & m^2 & A_{oh} = 1.11 \text{ m}^2 \\
 \text{Perímetro } P_{cp} = & 4.40 & m & P_h = 4.24 \text{ m} \\
 & & & A_0 = 0.95 \text{ m}^2
 \end{array}$$

Momento torsor de diseño

$$\begin{array}{ll}
 T_u = & 169.02 \text{ kNm} \\
 T_n = T_u / \phi = & 225.36 \text{ kNm}
 \end{array}$$

$$T_n < (1/12) \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / p_{cp}) = 149.38 \text{ kNm} \quad \begin{array}{l} \text{SE NECESITA ARMADURA} \\ \text{ADICIONAL} \end{array}$$

Verificación a fisuración en el alma y bielas comprimidas

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right)$$

$$911 \text{ kN/m}^2 \leq 3331 \text{ kN/m}^2 \text{ VERIFICA}$$

Armadura de torsión

Transversal:

$$A_t / s = T_n / 2 A_o f_y \cotg(\alpha) = 2.83 \text{ cm}^2/m$$

Si se utilizan estribos de 4 ramas:

$$\begin{array}{llll}
 A_v/s + 4 \times A_t/s = & 20.77 & \text{cm}^2/m & \\
 (A_v + 4 \times A_t) / s = 1/16 * \sqrt{f'_c} * b / f_y > 0.33 b / f_y = & 9.78 & > & 9.43 \quad \text{VERIFICA}
 \end{array}$$

Se adopta:

$$\begin{array}{llllll}
 4 \text{ ramas } \phi & 12 & \text{mm} & c/ & 20 & [\text{cm}] \\
 A_{v \text{ adopt.}} = n. A_{vi} = & 4.52 & [\text{cm}^2] & & & \\
 A_{v \text{ adopt.}}/s_{\text{adopt.}} = & 22.62 & [\text{cm}^2/m] & & \text{VERIFICA} &
 \end{array}$$

Longitudinal:

$$A_L = (A_t/s) * p_h * \cotg^2(\alpha) = 12.02 \text{ cm}^2$$

$$\text{con } A_t / s > b_w / 6 * f_y = 0.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima de torsión:

$$A_{L \min} = (5 * \sqrt{f'_c} * A_{cp}) / (12 * f_y) - (A_t/s) * p_h = 53.19 \text{ cm}^2$$

Armadura total necesaria por cara:

$$A_{s \text{ inferior}} = A_{l/2} + A_{s \text{ tramo}} = 48.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adopto: } 10 \text{ barras } \emptyset 25 \text{ mm} = 49.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ superior}} = A_{l/2} + A_{s \text{ tramo}} = 48.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adopto: } 10 \text{ barras } \emptyset 25 \text{ mm} = 49.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ lateral}} = A_{l/2} + A_{s \text{ tramo}} = 27.22 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adopto: } 8 \text{ barras } \emptyset 20 \text{ mm} = 25.12 \text{ cm}^2$$

Resumen de armaduras					
Cara Inferior	10	\emptyset	25 mm	→	$A_{s \text{ adop.}} [\text{cm}^2] = 49.09$
Cara Superior	10	\emptyset	25 mm	→	$A_{s \text{ adop.}} [\text{cm}^2] = 49.09$
Caras Laterales	8	\emptyset	20 mm	→	$A_{s \text{ adop.}} [\text{cm}^2] = 25.13$
Estribos:	4	ramas \emptyset	12 mm	c/	20 [cm]

12.6 Viga cabezal - Estribo

12.6.1 Verificación estructural

DATOS

Longitud/Luz:	L [m]=	-	$f'_c [\text{MPa}] = 30$
Altura:	h [m]=	1.10	Coef. $\beta = 0.85$
Recubrimiento	r [m]=	0.05	$f^*_c [\text{MPa}] = f'_c \times 0.85 = 25.5$
Altura útil vertical:	d _v [m]=	1.03	$f_y [\text{MPa}] = 420$
Altura útil horizontal:	d _h [m]=	1.15	$f_y [\text{kN/cm}^2] = 42$
Ancho:	b _w [m]=	1.20	

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES DE SERVICIO

Viga	V _s horizontal	V _s vertical	M _{f_s} horizontal	M _{f_s} vertical	M _{t_s}
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
S1-1	66.20	308.48	47.79	-260.02	81.57

SOLICITACIONES MAXIMAS - ESTADOS LIMITES ULTIMOS

Viga	V _u horizontal	V _u vertical	M _{f_u} horizontal	M _{f_u} vertical	M _{t_u}
	KN	KN	KNm	KNm	KNm
U1-1	92.68	431.87	66.91	-364.03	114.20

DIMENSIONAMIENTO A FLEXION

Armadura inferior/superior - Momento Vertical:

$$\begin{aligned}
 M_u \text{ [kNm]} &= 364.03 \\
 M_n \text{ [kNm]} &= M_u / \phi = 404.48 \\
 m_n &= M_n / (f_c^* \cdot b_w \cdot d^2) = 0.012 \\
 k_a &= 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.013 \\
 k_{a \text{ mín.}} &= 1.40 / 0.85 f_c^* = 0.055 \quad k_a > k_{a \text{ mín.}} \quad \text{No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima} \\
 k_{a \text{ máx.}} &= 0.375 b_1 = 0.319 \quad k_a < k_{a \text{ máx.}} \quad \text{Verifica, no se necesita armadura de compresión} \\
 \text{Calculo Analítico} \quad k_a &= 0.013
 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f_c^* \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 9.41 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$$

Adopto: 14ø20mm
(A_s=43.96 cm²)

Armadura lateral - Momento horizontal:

$$\begin{aligned}
 M_u \text{ [kNm]} &= 66.91 \\
 M_n \text{ [kNm]} &= M_u / \phi = 73.52 \\
 m_n &= M_n / (f_c^* \cdot b_w \cdot d^2) = 0.002 \\
 k_a &= 1 - (1 - 2 \cdot m_n)^{0.5} = 0.002 \\
 k_{a \text{ mín.}} &= 1.40 / 0.85 f_c^* = 0.055 \quad k_a > k_{a \text{ mín.}} \quad \text{No verifica, la armadura necesaria es menor a la mínima} \\
 k_{a \text{ máx.}} &= 0.375 b_1 = 0.319 \quad k_a < k_{a \text{ máx.}} \quad \text{Verifica, no se necesita armadura de compresión} \\
 \text{Calculo Analítico} \quad k_a &= 0.002
 \end{aligned}$$

$$A_{s \text{ nec.}} = (f_c^* \cdot b_w \cdot d \cdot k_a) / f_y = 1.52 \text{ [cm}^2\text{]} \rightarrow$$

Adopto: 14ø20mm
(A_s=43.96 cm²)

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

Armadura de Corte

$$\begin{aligned}
 V_u \text{ [kN]} &= 431.87 \\
 \phi &= 0.75 \\
 V_n \text{ [kN]} &= V_u / \phi = 575.83 \\
 V_c \text{ [kN]} &= 1/6 (f_c^*)^{0.5} \cdot b_w \cdot d = 1128.31 \\
 V_s \text{ [kN]} &= V_n - V_c = -552.48 \quad \text{No es necesario adicionar armadura de corte} \\
 V_s \text{ [kN]} &\leq 2/3 (f_c^*)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \rightarrow V_s \text{ [kN]} \leq 4513.23 \quad \text{Verifica}
 \end{aligned}$$

Estribos:

Separación:

$$V_s \text{ [kN]} \leq 1/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \quad \rightarrow \quad V_s \leq 2037.53 \quad \text{Verifica}$$

$$V_s \text{ [kN]} > 1/3 (f'_c)^{0.5} \cdot b_w \cdot d \quad \rightarrow \quad V_s > 2037.53 \quad \text{No verifica}$$

S _{max.}	s [m]=d/2=	0.52
	s [m]=	0.40
S _{max.}	s [m]=d/4=	0.26
	s [m]=	0.20
S _{adop.} [m]=		0.30

Área necesaria:

$$A_w/s \text{ [cm}^2/\text{m]} = V_s/(d \cdot f_y) = 0.00$$

$$\text{Se adopta: } 4 \text{ ramas } \emptyset 10 \text{ mm c/ 30 [cm]}$$

$$\text{Área de estribos: } A_{v \text{ adopt.}} = n \cdot A_{vi} = 3.14 \text{ [cm}^2\text{]}$$

$$\text{Área mínima: } A_w/s \geq 0.33(b_w/f_y) = 9.43 \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

$$\text{Área adoptada: } A_{v \text{ adop.}}/S_{\text{adopt.}} = 10.47 \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

Verificaciones:

$$A_{v \text{ mín.}}/s \text{ [cm}^2/\text{m]} < A_{v \text{ adop.}}/S_{\text{adopt.}} \text{ [cm}^2/\text{m]}$$

$$9.43 < 10.47 \quad \rightarrow \quad \text{Verifica}$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} = A_{v \text{ est.}} \cdot f_y \cdot d/s = 409.04$$

$$V_{\text{est.}} \text{ [kN]} \geq V_s \text{ [kN]}$$

$$453.04 \geq 0.00 \quad \rightarrow \quad \text{Verifica}$$

DIMENSIONAMIENTO A TORSION

Parámetros geométricos

$$\text{Sección bruta } H^\circ A_{cp} = 1.32 \text{ m}^2 \quad A_{oh} = 1.23 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro } P_{cp} = 4.60 \text{ m} \quad P_h = 4.44 \text{ m}$$

$$A_0 = 1.05 \text{ m}^2$$

Momento torsor de diseño

$$T_u = 114.20 \text{ kNm}$$

$$T_n = T_u / \phi = 172.89 \text{ kNm}$$

$$T_n < (1/12) \sqrt{f'_c} (A_{cp}^2 / p_{cp}) = 172.89 \text{ kNm}$$

Verificación a fisuración en el alma y bielas comprimidas

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w d}\right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{1.7 A_{oh}^2}\right)^2} \leq \phi \left(\frac{V_c}{b_w d} + \frac{2}{3} \sqrt{f'_c}\right)$$

$$570 \text{ kN/m}^2 \leq 3465 \text{ kN/m}^2 \text{ VERIFICA}$$

Armadura de torsión

Transversal:

$$A_t / s = T_n / 2 A_o f_y \cotg(\alpha) = 1.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Si se utilizan estribos de 4 ramas:

$$\begin{aligned} A_v/s + 4 \times A_t/s &= 16.37 \text{ cm}^2/\text{m} \\ (A_v + 4 \times A_t) / s &= 1/16 * \sqrt{f'_c} * b / f_y > 0.33 b / f_y = 9.78 > 9.43 \text{ VERIFICA} \end{aligned}$$

Se adopta:

	4 ramas	Ø 12	mm	c/	25	[cm]
$A_{v \text{ adopt.}} = n \cdot A_{vi} =$	4.52	[cm ²]				
$A_{v \text{ adopt.}}/s_{\text{adopt.}} =$	18.10	[cm ² /m]			VERIFICA	

Longitudinal:

$$A_L = (A_t/s) * p_h * \cotg^2(\alpha) = 7.70 \text{ cm}^2 \quad \text{con } A_t/s > b_w / 6 * f_y = 0.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armadura mínima de torsión:

$$A_{L \text{ min}} = (5 * \sqrt{f'_c} * A_{cp}) / (12 * f_y) - (A_t/s) * p_h = 64.03 \text{ cm}^2$$

Armadura total necesaria por cara:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ inferior}} &= A_{l/2} + A_{s \text{ tramo}} = 41.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adopto: } 14 \text{ barras } \varnothing 20 \text{ mm} = 43.96 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ superior}} &= A_{l/2} + A_{s \text{ tramo}} = 41.42 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adopto: } 14 \text{ barras } \varnothing 20 \text{ mm} = 43.96 \text{ cm}^2 \\ A_{s \text{ lateral}} &= A_{l/2} + A_{s \text{ tramo}} = 33.54 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{adopto: } 10 \text{ barras } \varnothing 20 \text{ mm} = 31.40 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Resumen de armaduras					
Cara Inferior	14	Ø	20 mm	→	$A_{s \text{ adopt.}} [\text{cm}^2] = 43.98$
Cara Superior	14	Ø	20 mm	→	$A_{s \text{ adopt.}} [\text{cm}^2] = 43.98$
Caras Laterales	10	Ø	20 mm	→	$A_{s \text{ adopt.}} [\text{cm}^2] = 31.42$
Estribos:	4	ramas Ø	12 mm	c/	25 [cm]

12.7 Pilote - Columna

12.7.1 Verificación estructural

12.7.1.1 PARAMETROS DEL SUELO

Para el cálculo se han considerado los siguientes parámetros del suelo detallados en el Estudio Geotécnico denominado "Informe Técnico N°632" ejecutado por la Dirección de Investigaciones y Ensayos Tecnológicos DPV – Santa Fe (Junio 2025).

OBRA : PUENTE ACCESO A SAN LORENZO - TERCEROS CARRILES					PLANILLA : N° 2		
LUGAR : AUTOPISTA SANTA FE - ROSARIO - SAN LORENZO					ESTUDIO : N° 632		
UBICACIÓN : CIUDAD DE SAN LORENZO - PROVINCIA DE SANTA FE					PERFORACION : P 1		
COORD. : 32° 44' 51,40" S - 60° 45' 33,93" O					BOCA DE POZO : 0,00		
FECHA : JUNIO 2025					NAPA FREÁTICA : -6,00		
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	DESCRIPCION TACTO VISUAL	TIPO DE SUELO CLASIF. S.U.C.S	SPT N GOLPES 30 (cm)	COEF. DE BALASTO VERTICAL (kg/cm3)	COEF. DE BALASTO HORIZONTAL (kg/cm3)	TENSION DE FRICCION ADMISIBLE (kg/cm2)	TENSION DE PUNTA ADMISIBLE (kg/cm2)
0,00	Cota boca de pozo						
-1,00	Arcilla parda oscura	CL					
-2,00	Arcilla parda rojiza	CL	15	3,15	0,55	0,18	2,00
-3,00	Arcilla parda rojiza	CL	24	5,66	0,95	0,29	3,20
-4,00	Limo pardo rojizo	ML	30	7,96	1,23	0,36	4,00
-5,00	Arcilla parda	ML	30	7,96	1,23	0,36	4,00
-6,00	Limo pardo rojizo	ML	25	6,00	1,00	0,30	3,30
-7,00	Limo pardo rojizo	ML	20	4,44	0,77	0,24	2,60
-8,00	Limo pardo rojizo	ML	25	6,00	1,00	0,30	3,30
-9,00	Limo pardo rojizo	ML	40	13,69	1,68	0,48	5,30
-10,00	Limo pardo rojizo	ML	40	13,69	1,68	0,48	5,30
-11,00	Limo pardo rojizo	ML	40	13,69	1,68	0,48	5,30
-12,00	Limo pardo rojizo	ML	45	17,80	1,91	0,54	6,00

-13,00	Limo pardo rojizo	ML	50	23,00	2,13	0,60	6,60
-14,00	Limo pardo rojizo	ML	50	23,00	2,13	0,60	6,60
-15,00	Limo pardo rojizo	ML	50	23,00	2,13	0,20	6,60
-16,00	Limo pardo rojizo	ML	34	9,97	1,41	0,14	4,50
-17,00	Limo pardo rojizo	ML	40	13,69	1,68	0,16	5,30
-18,00	Limo grisaceo	ML	50	23,00	2,13	0,20	6,60
-19,00	Limo grisaceo	ML	50	23,00	2,13	0,20	6,60
-20,00	Limo grisaceo	ML	50	23,00	2,13	0,20	6,60

- Se tomo arbitrariamente como cota 0,00 (m) a la boca de pozo que coincide con el nivel del terreno natural

12.7.1.2 Tensiones admisibles de Punta:

Profundidad a boca de pozo (m)	Tensión adm. de punta (kg/cm ²)
0.00	-
-12.00	6.00
-13.00	6.60
-14.00	6.60
-15.00	6.60
-16.00	4.50
-17.00	5.30
-18.00	6.60
-19.00	6.60
-20.00	6.60

12.7.1.3 Parámetros de cálculo para resistencia lateral del pilote

Profundidad a boca de pozo (m)	Espesor del estrato (m)	S.U.C.S	Coefficiente de Balasto Horizontal (kg/cm ³)	Fricción lateral admisible f _{si} (kg/cm ²)
-0.00 a -1.00	1.00	CL		
-1.00 a -2.00	1.00	CL	0.55	0.18
-2.00 a -3.00	1.00	CL	0.95	0.29
-3.00 a -4.00	1.00	ML	1.23	0.36
-4.00 a -5.00	1.00	ML	1.23	0.36
-5.00 a -6.00	1.00	ML	1.00	0.30
-6.00 a -7.00	1.00	ML	0.77	0.24

-7.00 a -8.00	1.00	ML	1.00	0.30
-8.00 a -9.00	1.00	ML	1.68	0.48
-9.00 a -10.00	1.00	ML	1.68	0.48
-10.00 a -11.00	1.00	ML	1.68	0.48
-11.00 a -12.00	1.00	ML	1.91	0.54
-12.00 a -13.00	1.00	ML	2.13	0.60
-13.00 a -14.00	1.00	ML	2.13	0.60

12.7.1.4 CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES

Se procede a continuación al cálculo de la capacidad de carga, según los diferentes estratos y secciones propuestas determinando la carga admisible lateral en cada caso y considerando una tensión admisible en la punta del pilote de 600 KN/m².

La capacidad de carga última del pilote Q_u está dada por la carga tomada en la punta del pilote más la resistencia total por fricción derivada de la interface suelo-pilote:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dónde:

Q_p : Capacidad de carga en la punta del pilote.

Q_s : Capacidad de carga por fricción lateral.

La capacidad de carga de un pilote de punta Q_p es:

$$Q_p = A_p * q_p$$

Dónde:

A_p : Área de la punta del pilote.

q_p : Resistencia de la punta unitaria.

La capacidad de carga de un pilote por resistencia lateral Q_s es:

$$Q_s = A_l * q_f$$

Dónde:

A_l : Área perimetral unitaria.

q_f : Resistencia unitaria por fricción asociada a la profundidad.

Pilote Ø (m)	Long. armadura (m)	Long. de fuste efectiva (m)	Cota sup. (m)	Cota inf. (m)	Sección (m ²)	Perímetro (m)
0.80	15.00	13.50	0.00	-13.50	0.50	2.51

--	--	--	--	--	--	--

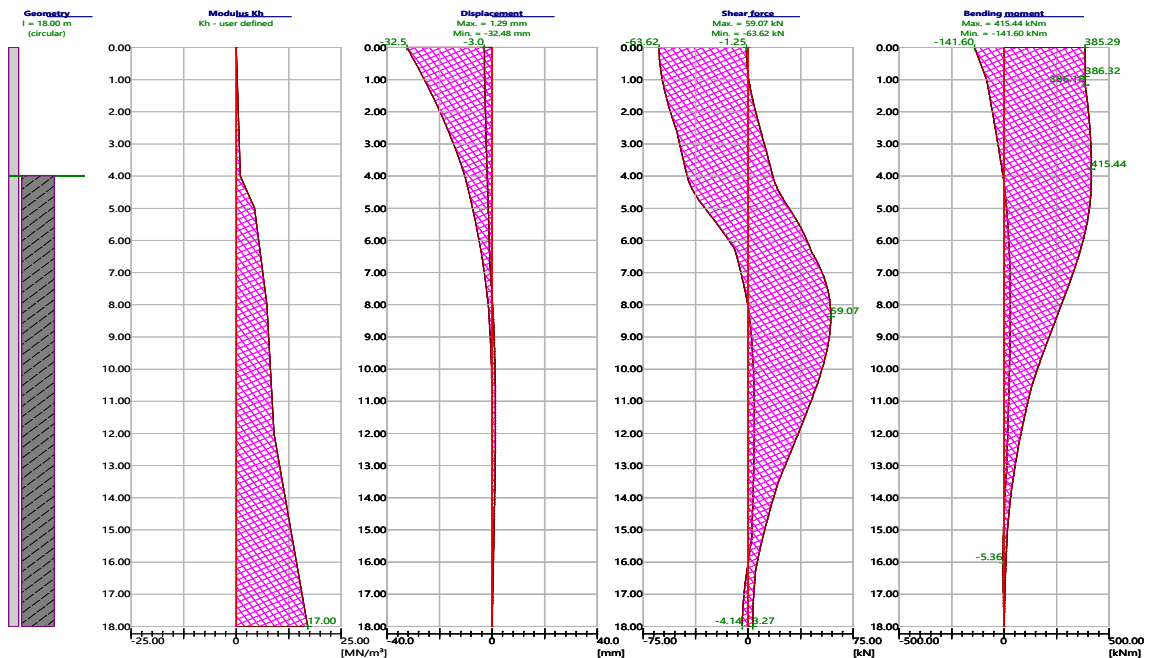
Pilote Ø (m)	Tensión adm. de punta (kN/m²)	Carga de servicio adm. punta (kN)	Carga de servicio adm. lateral (kN)	Capacidad de carga total (kN)
0.80	600.00	301.59	1158.62	1460.21

NOTA: La cota inferior de -13.50m en el sistema adoptado por el informe geotécnico, sería equivalente a la cota +15.50m (I.G.N.) que se utiliza en la planimetría del proyecto.

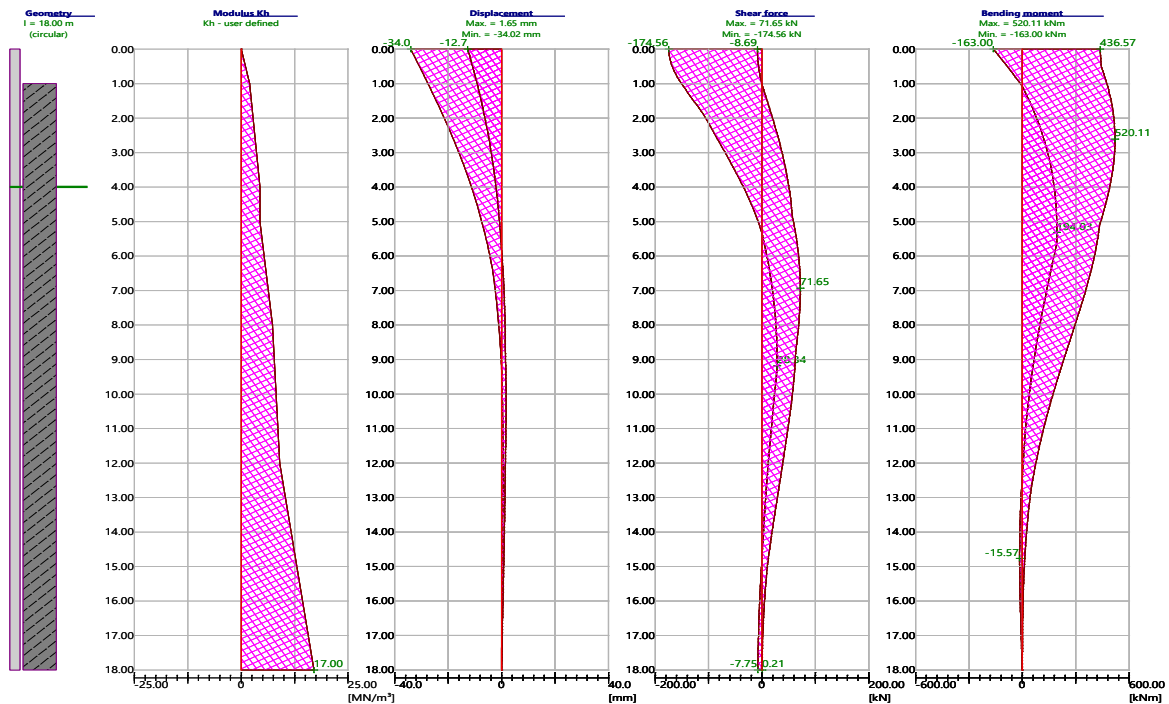
12.7.1.5 SOLICITACIONES MAXIMAS EN PILOTES

A partir de las cargas verticales y horizontales que actúan en la cabeza de los pilotes, se ha de modelar al mismo en un medio elástico, simulando la interfaz suelo-pilote, obteniendo los siguientes resultados:

Envolvente para Pilote de Pilas.



Envolvente para Pilote de Estribos.



12.7.1.6 CALCULO DE ARMADURAS

A partir de estos valores, se calculan los factores m y n , para determinar el coeficiente W_o (grado mecánico de la armadura) mediante el uso de los ábacos del Cuaderno 220 IRAM H°A° para Secciones Circulares, resultando:

$$m = \frac{M}{Ab * \phi * \beta r}$$

$$n = \frac{N}{Ab * \beta r}$$

Dónde:

M : Momento último del pilote.

N : Esfuerzo normal último del pilote.

ϕ : Diámetro del pilote.

βr : Factor extraído de los ábacos asignado según el tipo de acero empleado en el dimensionamiento.

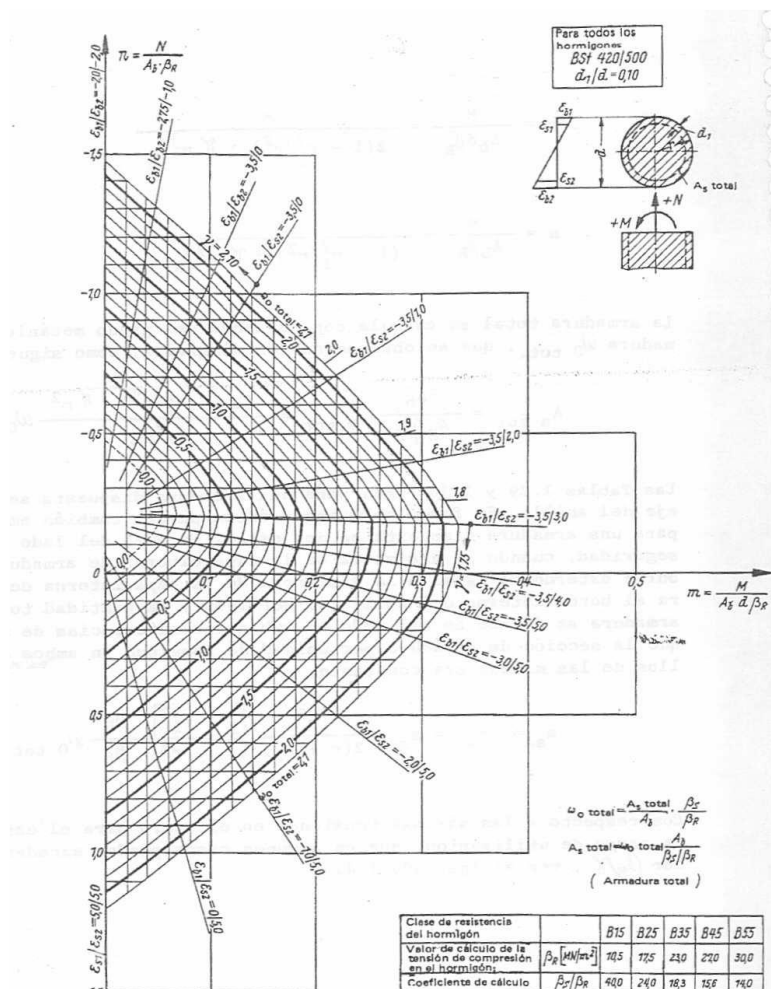


Tabla 1.27

Diagrama para el dimensionamiento de secciones circulares
(BSt 420/500; $d_1/d = 0,10$).

Elemento	Ø	Sec. A _b	Ns	Mx	My	Vx	Vy
	(m)	(cm ²)	(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kN)
P80 - Estribos	0.80	5,026.40	-781.77	288.76	116.20	112.15	54.54
P80 - Pilas	0.80	5,026.40	-1284.28	166.83	79.82	20.43	24.89

Elemento	m	n	W _o	Sec. A _s	Armadura Longitudinal				Zunchos
				NEC					
				(cm ²)	N° de barras	Ø (mm)	A _s (cm ²)	Cuantía	
P80 - Estribos	0.03	-0.07	0.23	48.17	16	20	50.26	1.00%	1Ø10 c/20 cm
P80 - Pilas	0.02	-0.11	0.21	45.98	16	20	50.26	1.00%	1Ø10 c/20 cm

13 CÓMPUTO MÉTRICO

A continuación se especifica el computo métrico de la obra descripta y el detalle del ítem “ENSANCHE DE PUENTES EXISTENTES SOBRE AP01 (SAN LORENZO CENTRO, ARROYO SAN LORENZO Y RÍO CARCARAÑÁ)” que engloba las tareas a realizar en las obras de arte existentes como también las que se construirán:

COMPUTOS METRICOS

DESIGNACIÓN DE OBRAS	DIMENSIONES	U	CANTIDADES	
			PARCIAL	TOTAL
ITEM N° 1 MOVILIZACIÓN DE OBRA Disponibilidad de equipos, obrador y campamento de contratista		Gl Gl	1,00	1,00
ITEM N° 2 TERRAPLEN Incluye traslado y deposito de material	s/ relevamiento Imprevisto	10% m³ m³ m³	11.630,00 1.163,00	12.793,00
ITEM N° 3 EXCAVACIÓN DE CAJA Incluye traslado y deposito de material.	s/ cálculo auxiliar Imprevisto	10% m³ m³ m³	31.682,26 3.168,74	34.851,00
ITEM N° 4 PAVIMENTO DE HORMIGON A DEMOLER Y RETIRAR EN RETORNOS Incluye traslado y deposito de material	s/ relevamiento Imprevisto	5% m² m² m²	1.760,00 88,00	1.848,00
ITEM N° 5 FRESADO EN FRIO. Espesor 3 cm. Incluye traslado y deposito de material	16+200 - 33+750 ramales Imprevisto	5% m² m² m² m²	100.012,50 47.320,00 7.367,50	154.700,00
ITEM N° 6 FRESADO EN FRIO. Espesor 5 cm. Incluye traslado y deposito de material	s/ relevamiento Imprevisto	5% m² m² m²	106.217,50 5.311,50	111.529,00

ITEM N° 7					
FRESADO EN FRIO. Espesor 30 cm. Incluye traslado y deposito de material	s/ relevamiento	m ²	57.487,50		
	Imprevisto	5% m ²	2.874,50		
		m ²		60.362,00	
ITEM N° 8					
FRESADO EN FRIO. Espesor 32 cm. Incluye traslado y deposito de material	s/ relevamiento	m ²	87.282,50		
	Imprevisto	5% m ²	4.364,50		
		m ²		91.647,00	
ITEM N° 9					
FRESADO EN FRIO DE HASTA 5 CM DE ESPESOR PARA EJECUCION DE BACHEO PROFUNDO (< 4 m2) Incluye traslado y deposito de material	s/ relevamiento	m ²	11.315,00		
	Imprevisto	5% m ²	566,00		
		m ²		11.881,00	
ITEM N° 10					
SUBRASANTE MEJORADA CON CAL Incluye materiales y transporte.	Calle Presidente Perón	m ³	3.778,80		
	Imprevisto	5% m ³	189,20		
		m ³		3.968,00	
ITEM N° 11					
SUBBASE RECICLADA CON CEMENTO Incluye materiales y transporte.	s/ cálculo auxiliar	m ³	95.271,00		
	Imprevisto	5% m ³	4.764,00		
		m ³		100.035,00	
ITEM N° 12					
SUBBASE DE SUELO CAL. Espesor 15 cm. Incluye materiales y transporte.	calle Presidente Perón	m ³	1.833,00		
	Imprevisto	5% m ³	92,00		
		m ³		1.925,00	
ITEM N° 13					
BASE RECICLADA CON CEMENTO EN BANQUINA EXTERNA Y BACHEOS Incluye materiales y transporte.	sobre banquina	m ³	18.954,00		
	para bacheo profundo	m ³	2.828,75		
	Imprevisto	5% m ³	1.089,25		
		m ³		22.872,00	
ITEM N° 14					
BASE DE AGREGADO PETREO (Y/O RAP), SUELO Y CEMENTO Incluye materiales y transporte.	16+200 - 33+750	m ³	69.896,08		
	sobre calle Presidente Perón	m ³	1.776,60		
	Imprevisto	5% m ³	3.584,32		
		m ³		75.257,00	

ITEM N° 15 BASE DE CONCRETO ASFLÁLTICO (CACD R19 - AM1). Espesor 5 cm. Incluye materiales y transporte.	s/ cálculo auxiliar		m ²	235.597,50	
	Imprevisto	5%	m ²	11.780,50	
			m ²		247.378,00
ITEM N° 16 BASE DE CONCRETO ASFLÁLTICO (CACD R19 - AM3). Espesor 5 cm. Incluye materiales y transporte.	s/ cálculo auxiliar		m ²	89.505,00	
	Imprevisto	5%	m ²	4.476,00	
			m ²		93.981,00
ITEM N° 17 BASE DE CONCRETO ASFLÁLTICO (CACD R19 - AM1). Espesor 7 cm. Incluye materiales y transporte.	s/ cálculo auxiliar		m ²	185.602,50	
	Imprevisto	5%	m ²	9.280,50	
			m ²		194.883,00
ITEM N° 18 CARPETA DE CONCRETO ASFLÁLTICO (CACD R19 - AM3). Espesor 5 cm. Incluye materiales y transporte.	sobre banquina		m ²	87.750,00	
	en ramales		m ²	47.320,00	
	Imprevisto	5%	m ²	6.754,00	
			m ²		141.824,00
ITEM N° 19 CARPETA DE CONCRETO ASFLÁLTICO (SMA R19 - AM3). Espesor 5 cm. Incluye materiales y transporte.	s/ cálculo auxiliar		m ²	419.445,00	
	Imprevisto	5%	m ²	20.973,00	
			m ²		440.418,00
ITEM N° 20 CARPETA DE CONCRETO ASFLÁLTICO (CACD R19 - CA30). Espesor 5 cm. Incluye materiales y transporte.	en calle Presidente Perón		m ²	11.280,00	
	Imprevisto	5%	m ²	564,00	
			m ²		11.844,00
ITEM N° 21 RIEGO DE LIGA CON EMULSIÓN ASFÁLTICA TIPO CRR-1m Incluye materiales y transporte.	16+200 - 33+750		m ²	1.017.900,00	
	sobre ramales		m ²	47.320,00	
	Imprevisto	5%	m ²	53.261,00	
			m ²		1.118.481,00
ITEM N° 22 RIEGO DE LIGA CON EMULSIÓN ASFÁLTICA TIPO CRR-1 Incluye materiales y transporte.	en calle Presidente Perón		m ²	11.280,00	
	Imprevisto	5%	m ²	564,00	
			m ²		11.844,00
ITEM N° 23					

RIEGO DE CURADO CON EMULSIÓN ASFÁLTICA TIPO CRR-1 Incluye materiales y transporte.	16+200 - 33+750		m ²	961.740,00	
	en calle Presidente Perón		m ²	24.064,00	
	Imprevisto	5%	m ²	49.291,00	
			m ²		1.035.095,00
ITEM N° 24 RIEGO DE CURADO CON EMULSIÓN ASFÁLTICA TIPO CRR-0 EN BACHEOS Incluye materiales y transporte.	s/ cálculo auxiliar		m ²	11.315,00	
	Imprevisto	5%	m ²	566,00	
			m ²		11.881,00
ITEM N° 25 COLUMNA DE ILUMINACIÓN DE BRAZO SIMPLE DE 2,5m Y ALTURA 12m s/p.t. 4718/1 BIS Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	305,00	
	Imprevisto	2%	U	7,00	
			U		312,00
ITEM N° 26 COLUMNA DE ILUMINACIÓN DE BRAZO DOBLE DE 2,5m Y ALTURA 12m s/p.t. 4718/1 BIS Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	377,00	
	Imprevisto	2%	U	8,00	
			U		385,00
ITEM N° 27 COLUMNAS DE ILUMINACIÓN A PINTAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	17,00	
	Imprevisto	2%	U	1,00	
			U		18,00
ITEM N° 28 COLUMNAS DE ILUMINACIÓN A RETIRAR Y REUBICAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	56,00	
	Imprevisto	2%	U	2,00	
			U		58,00
ITEM N° 29 TABLEROS ELÉCTRICOS A RETIRAR Y REUBICAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	10,00	
	Imprevisto	5%	U	1,00	
			U		11,00
ITEM N° 30 DEFENSA METALICA A RETIRAR Incluye materiales y transporte.-	s/ relevamiento		m	3.441,00	
	Imprevisto	5%	m	173,00	
			m		3.614,00

ITEM N° 31 DEFENSA METALICA A RETIRAR Y TRASLADAR CON REPOSICION (<20% Reposición) Incluye materiales y transporte.-	s/ relevamiento		m	15.614,00	
	Imprevisto	5%	m	781,00	
			m		16.395,00
ITEM N° 32 BARANDA METÁLICA CINCADE PARA DEFENSA S/PT 4463/1 y 8111-P Incluye materiales y transporte.-	s/ relevamiento		m	32.642,00	
	Imprevisto	2%	m	653,00	
			m		33.295,00
ITEM N° 33 DEFENSA RIGIDA DE HORMIGÓN ARMADO TIPO NEW JERSEY A COLOCAR	s/ relevamiento		m	1.774,00	
	Imprevisto	2%	m	36,00	
			m		1.810,00
ITEM N° 34 PRETILES A RETIRAR EN ACCESO A ESTACION DE SERVICIO KM 28+000	s/ relevamiento		m	480,00	
	Imprevisto	5%	m	24,00	
			m		504,00
ITEM N° 35 PÓRTICO A RETIRAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	13,00	
	Imprevisto	0%	U	-	
			U		13,00
ITEM N° 36 PÓRTICO A INSTALAR PARA 3 CARRILES (LUZ= 19,72m) Incluye tres carteles de 3,6m x 3m Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	18,00	
	Imprevisto	0%	U	-	
			U		18,00
ITEM N° 37 MENSULA A INSTALAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	18,00	
	Imprevisto	0%	U	-	
			U		18,00
ITEM N° 38 MENSULA A RETIRAR Y REUBICAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	3,00	
	Imprevisto	0%	U	-	
			U		3,00
ITEM N° 39 CORDÓN A DEMOLER Y RETIRAR Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		m	154,00	
	Imprevisto	5%	m	8,00	

ITEM N° 40 CORDÓN DE ALTURA VARIABLE A CONSTRUIR S/PT OB2. Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento	Imprevisto	5%	m		162,00
				m	616,00	
				m	31,00	
				m		647,00
ITEM N° 41 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL 1,5 mm de espesor Incluye materiales y transporte	s/cálculo auxiliar	Imprevisto	2%	m²	2.993,00	
				m²	60,00	
				m²		3.053,00
				m²		
ITEM N° 42 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL 3 mm de espesor Incluye materiales y transporte	s/cálculo auxiliar	Imprevisto	5%	m²	1.098,00	
				m²	55,00	
				m²		1.153,00
				m²		
ITEM N° 43 SEÑALIZACIÓN HORIZONTAL DE LÍNEAS CONFORMADAS VIBRANTES (ancho 20cm) Incluye materiales y transporte.	s/cálculo auxiliar	Imprevisto	2%	m²	13.774,00	
				m²	276,00	
				m²		14.050,00
				m²		
ITEM N° 44 TACHAS REFLECTIVAS MONOCOLOR A COLOCAR Incluye materiales y transporte	s/cálculo auxiliar	Imprevisto	5%	U	182,00	
				U	10,00	
				U		192,00
				U		
ITEM N° 45 SEÑALIZACIÓN VERTICAL A INCORPORAR Incluye materiales y transporte	s/cálculo auxiliar	Imprevisto	5%	m²	1.259,24	
				m²	63,76	
				m²		1.323,00
				m²		
ITEM N° 46 SEÑALIZACIÓN VERTICAL A RETIRAR Y REUBICAR Incluye materiales y transporte	s/cálculo auxiliar	Imprevisto	5%	U	30,00	
				U	2,00	
				U		32,00
				U		
ITEM N° 47 SEÑALIZACIÓN KILOMÉTRICA Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento	Imprevisto	0%	U	68,00	
				U	-	
				U		68,00
				U		

ITEM N° 48 SEÑALIZACIÓN ALCANTARILLAS TRANSVERSALES Y/U OBJETOS RÍGIDOS s/P.T. 8504 Incluye materiales y transporte	s/ relevamiento		U	28,00	
	Imprevisto	0%	U	-	
			U		28,00
ITEM N° 49 DESALENTADORES EN BANQUINAS CON MEZCLA ASFÁLTICA DE 3m de long Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	702,00	
	Imprevisto	5%	U	36,00	
			U		738,00
ITEM N° 50 LIMPIEZA Y PINTADO DE ALCANTARILLAS TRANSVERSALES EXISTENTES Incluye materiales y transporte.	s/ relevamiento		U	37,00	
	Imprevisto	0%	U	-	
			U		37,00
ITEM N° 51 ALCANTARILLAS TRANSVERSALES Y CAMARA DE INSPECCIÓN A DEMOLER Y RETIRAR Incluye traslado y deposito de material.	s/ relevamiento		U	11,00	
	Imprevisto	5%	U	1,00	
			U		12,00
ITEM N° 52 HORMIGON H30 s/ CIRSOC 201:2005 PARA OBRAS DE ARTE Incluye materiales y transporte.	Para cámara de captación		m³	14,82	
	Para alcantarilla box 1,00m x 0,80m		m³	344,80	
	Para cabezales de alcantarillas		m³	27,37	
	Imprevisto	5%	m³	20,01	
			m³		407,00
ITEM N° 53 HORMIGON H20 s/ CIRSOC 201:2005 PARA OBRAS DE ARTE Incluye materiales y transporte.	Para alcantarilla box 1,00m x 0,80m		m³	81,89	
	Para cunetas revestidas		m³	371,00	
	Imprevisto	5%	m³	23,11	
			m³		476,00
ITEM N° 54 ACERO EN BARRAS COLOCADO ADN 420 s/ CIRSOC 201:2005. Incluye materiales y transporte.	Para cámara de captación		Tn	2,35	
	Para alcantarilla box 1,00m x 0,80m		Tn	38,88	
	Para cabezales de alcantarillas		Tn	1,96	
	Para cunetas revestidas		Tn	22,26	
	Imprevisto	5%	Tn	3,55	
			Tn		69,00

ITEM N° 55					
PERFILES DE ACERO LAMINADO EN CALIENTE PARA REJAS DE CAMARAS DE CAPTACIÓN		Para cámara de captación			
Incluye materiales y transporte.			Kg	530,00	
		Imprevisto	5%	Kg	27,00
				Kg	557,00
ITEM N° 56					
EXCAVACIÓN PARA OBRAS DE ARTE		Para cámara de captación		m³	39,49
Incluye materiales y transporte.		Para alcantarilla box 1,00m x 0,80m		m³	1.454,63
		Para cabezales de alcantarillas		m³	25,61
		Para cunetas revestidas		m³	742,00
		Imprevisto	5%	m³	113,27
				m³	2.375,00
ITEM N° 57					
ARENADO Y PINTADO DE BARANDAS PEATONALES EN PUENTES EXISTENTES.					
- Puente Prog. 18+000			m	120,00	
- Puente Prog. 18+378 (RPN°10)			m	120,00	
- Puente Prog. 20+750 (RPN°18s)			m	120,00	
- Puente Prog. 24+200			m	120,00	
- Puente Prog. 30+000			m	120,00	
- Puente Prog. 30+488			m	120,00	
- Puente Prog. 33+450			m	120,00	
		Subtotal	m	840,00	
		Imprevisto ± 5%	m	42,00	
			m		882,00
ITEM N° 58					
REPARACIÓN DE JUNTAS TIPO THORMACK EN PUENTES ALTO NIVEL.					
- Puente Prog. 18+000			m	16,60	
- Puente Prog. 18+378 (RPN°10)			m	16,60	
- Puente Prog. 20+750 (RPN°18s)			m	16,60	
- Puente Prog. 24+200			m	16,60	
- Puente Prog. 30+000			m	16,60	
- Puente Prog. 30+488			m	16,60	
- Puente Prog. 33+450			m	16,60	
		Subtotal	m	116,20	
		Imprevisto ± 5%	m	6,80	
			m		123,00

ITEM N° 59				
REPARACIÓN DE JUNTAS DE DILATACIÓN TIPO THORMACK EN PUENTES A ENSANCHAR.				
a) Puente Acceso San Lorenzo Centro.	m	53,20		
b) Puente s/ A° San Lorenzo.	m	60,00		
c) Puente s/ Río Carcarañá.	m	127,00		
Incluye materiales y transporte.-				
	según planimetría de anteproyecto adjunta			
	Subtotal	m	240,20	
	Imprevisto ± 5%	m	12,80	
		m		253,00
ITEM N° 60				
RETIRO DE BARANDAS CHOCADAS Y REPOSICIÓN.				
- Puente Prog. 18+000	m	6,00		
- Puente Prog. 18+378 (RPN°10)	m	6,00		
- Puente Prog. 20+750 (RPN°18s)	m	6,00		
- Puente Prog. 24+200	m	6,00		
- Puente Prog. 30+000	m	6,00		
- Puente Prog. 30+488	m	6,00		
- Puente Prog. 33+450	m	6,00		
	Subtotal	m	42,00	
	Imprevisto ± 5%	m	3,00	
		m		45,00
ITEM N° 61				
LIMPIEZA DE ESCALERAS DE DESAGÜE.				
- Puente Prog. 18+000	m	28,00		
- Puente Prog. 18+378 (RPN°10)	m	28,00		
- Puente Prog. 20+750 (RPN°18s)	m	28,00		
- Puente Prog. 24+200	m	28,00		
- Puente Prog. 30+000	m	28,00		
- Puente Prog. 30+488	m	28,00		
- Puente Prog. 33+450	m	28,00		
	Subtotal	m	196,00	
	Imprevisto ± 5%	m	10,00	
		m		206,00
ITEM N° 62				
ENSANCHE DE PUENTES EXISTENTES SOBRE AP01 (SAN LORENZO CENTRO, ARROYO SAN LORENZO Y RÍO CARCARAÑÁ)				
	Gl	1,00		
	Gl			1,00
ITEM N° 63				
DESVÍO DE TRANSITO Y SEÑALAMIENTO PRECAUCIONAL SEGÚN ETP				
	Gl	1,00		
	Gl			1,00

ITEM N° 64 EQUIPOS DE LABORATORIO A CARGO DE LA CONTRATISTA SEGÚN ART.9 DE PBYCG Incluye materiales y transporte.	GI	1,00	
	GI		1,00
ITEM N° 65 EQUIPOS DE COMPUTACIÓN A CARGO DE LA CONTRATISTA SEGÚN ART.6 DE PBYCG Incluye materiales y transporte.	GI	1,00	
	GI		1,00
ITEM N° 66 MOVILIDAD A CARGO DE LA CONTRATISTA SEGÚN ART. 5 DE PBYCG Incluye materiales y transporte.	GI	1,00	
	GI		1,00
ITEM N° 67 ESTUDIOS A REALIZAR PARA RECEPCIÓN PROVISORIA Y DEFINITIVA Incluye materiales y transporte.	GI	1,00	
	GI		1,00

**ITEM N° 62: ENSANCHE DE PUENTES EXISTENTES SOBRE AP01
(SAN LORENZO CENTRO, ARROYO SAN LORENZO Y RÍO CARCARAÑÁ)**

DESIGNACIÓN DE OBRAS	DIMENSIONES	U	CANTIDADES	
			PARCIAL	TOTAL
SUBITEM N° 1				
PILOTES EXCAVADOS (Ø= 0.80 m). H-30 (s/CIRSOC 201/2005) CON CEMENTO ARS.				
De acuerdo a Estudio Geotécnico realizado por DIYET.	según planimetría de anteproyecto adjunta			
2.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.				
- PILAS (3 pilotes por pila)	2 pilas de acuerdo a anteproyecto - (CTN:+29.15 - CPP:+15.50)	m	81,90	
- ESTRIBOS	2 estribos de acuerdo a Proyecto (CTN:+29.15 - CPP:+15.50)	m	81,90	
Muro Frontal (3 pilotes por muro)				
	Subtotal - 2.1	m	163,80	
2.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.				
- PILAS (3 pilotes por pila)	2 pilas de acuerdo a anteproyecto - (CTN:+15.99 - CPP:-1.20)	m	103,14	
- ESTRIBOS	2 estribos de acuerdo a anteproyecto (CTN:+18.40 - CPP:-1.20)	m	156,80	
Muro Frontal (4 pilotes por muro)				
	Subtotal - 2.2	m	259,94	
	Subtotal	m	423,74	
	Imprevisto ± 5%	m	21,26	
		m		445,00
SUBITEM N° 2				
PILOTES EXCAVADOS (Ø= 1.20 m). H-30 (s/CIRSOC 201/2005) CON CEMENTO ARS.				
De acuerdo a Estudio Geotécnico realizado por DIYET.	según planimetría de anteproyecto adjunta			
Para Puente s/ Río Carcarañá.				
- PILAS (4 pilotes por pila)	3 Pilas de acuerdo a anteproyecto - (CIC:+12.42 - CF: -9.00)	m	283,44	
- ESTRIBOS	2 Estribos de acuerdo a Proyecto (CIC:+20.07- CF:-9.00)	m	232,56	
Muro Frontal (4 pilotes por pila)				
Incluye materiales y transporte.-				
	Subtotal	m	516,00	
	Imprevisto ± 5%	m	26,00	
		m		542,00
SUBITEM N° 3				
PILOTES COLUMNA (Ø= 0.80 m). H-30 (s/CIRSOC 201/2005) CON CEMENTO ARS.				
De acuerdo a Estudio Geotécnico realizado por DIYET.	según planimetría de anteproyecto adjunta			
4.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.				
- PILAS (3 pilotes por pila)	2 pilas de acuerdo a anteproyecto- (CIC: +32.41 - CTN:+29.15)	m	19,56	
- ESTRIBOS	2 estribos de acuerdo a anteproyecto (CIC: +32,31 - CTN:+29.15)	m	19,56	
(3 pilotes por estribo)				

		Subtotal -			
		4.1	m	39,12	
4.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.					
- PILAS (3 pilotes por pila)	2 pilas de acuerdo a anteproyecto- (CIC: +20.98 - CTN:+15.99)		m	29,94	
- ESTRIBOS	2 estribos de acuerdo a anteproyecto		m		
Muro Frontal (2 pilotes por muro)	(CIC: +20,98 - CTN:+18,40)		m	20,64	
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal -		m	50,58	
	4.2		m		
	Subtotal		m	89,70	
	Imprevisto ± 5%		m	5,30	
			m		95,00
SUBITEM N° 4					
PILOTES COLUMNA (Ø= 1.20 m). H-30 (s/CIRSOC 201/2005) CON CEMENTO ARS.					
De acuerdo a Estudio Geotécnico realizado por DIYET.	según planimetría de anteproyecto adjunta				
Para Puente s/ Río Carcarañá.					
- PILAS (4 pilotes por pila)	3 pila de acuerdo a Proyecto - (CIC: +23.30 - CF: 12,42)		m	103,04	
- ESTRIBOS	2 estribos de acuerdo a anteproyecto		m		
Muro Frontal (2 muros de 4 pilotes por muro)	(CIC:23,30 - CF:20.07)		m	25,84	
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal		m	128,88	
	Imprevisto ± 5%		m	7,12	
			m		136,00
SUBITEM N° 5					
HORMIGÓN PARA SUPERESTRUCTURA H-40 (s/ CIRSOC 201/2005).					
6.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.					
a) Losa de tablero	según planimetría de anteproyecto adjunta		m³	52,76	
b) VIGAS					
b1) Vigas Longitudinales Prefabricadas	11 vigas a incorporar en zona ensanche (Lt=8.40m)		m³	14,40	
b2) Vigas Longitudinales Prefabricadas	11 vigas a incorporar en zona ensanche (Lt=15.50m)		m³	25,72	
b3) Vigas Longitudinales Prefabricadas	11 vigas a incorporar en zona ensanche (Lt=9.25m)		m³	15,75	
b4) Viguetas Transversales	30 viguetas transversales por tramo (Lp= 0.70m)		m³	8,36	
c) Losas de Acceso			m³	36,50	
	Subtotal		m³	153,49	
6.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.					
a) Losa de tablero	según planimetría de anteproyecto adjunta		m³	125,66	
b) VIGAS					
b1) Vigas Longitudinales Prefabricadas	7 vigas a incorporar en zona ensanche (Lt=20.40m)		m³	69,12	
b2) Vigas Longitudinales Prefabricadas	7 vigas a incorporar en zona ensanche (Lt=17.40m)		m³	117,90	
b2) Viguetas Transversales	8 viguetas transversales por tramo (Lp= 1.76m)		m³	24,81	
c) Losas de Acceso			m³	30,60	

		Subtotal	m³	368,09	
6.3 Para Puente s/ Río Carcarañá.					
a) Losa de tablero	según planimetría de Proyecto adjunta		m³	102,00	
b) VIGAS					
b1.a) Vigas Gerber Tramo Extremos	12 Vigas Gerber en tramo extemo. Longitud 35 metros		m³	264,60	
b1.b) Viga Gerber Tramo Central	6 Vigas Gerber en tramo central. Longitud 30 metros		m³	113,40	
b1.c) Vigas pretensada Tramo isostatico	6 Vigas pretensadas isostaticas. Longitud: 20 metros.		m³	66,00	
b2) Viguetas Transversales	12 viguetas transversales (3 Viguetas por tramo en 3 tramos)		m³	79,25	
c) Losas de Acceso	de acuerdo a Plano adjunto "Losas de Acceso"		m³	42,00	
	Subtotal		m³	667,25	
6.4 Puente Vial bajo Nivel. Prog. 26+820					
a) Losa superior			m³	4,50	
Incluye materiales y transporte.-					
	Subtotal		m³	1.193,33	
	Imprevisto ± 5%		m³	59,67	
			m³		1.253,00
SUBITEM N° 6					
HORMIGÓN PARA INFRAESTRUCTURA H-30 (s/ CIRSOC 201/2005) CON CEMENTO. ARS.					
Cemento ARS de acuerdo a Estudio Geotécnico realizado por DIYET.					
7.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.					
a) ESTRIBOS - MURO FRONTAL	según planimetría de anteproyecto adjunta				
a1) Cabezal Superior	Dimensiones: (1.20m x 1.10m x 10.40m) x 2		m³	27,46	
a2) Espaldar	Dimensiones: (0.20m x 0.65m x 10.40m) x 2		m³	2,66	
a3) Bancadas	Dimensiones: (0.80m x 0.42m x 0.19m) x 11 x 2		m³	1,40	
c) PILAS	según planimetría de anteproyecto adjunta				
c1) Cabezal Superior	Dimensiones: (1.20m x 1.00m x 10.40m) x 2		m³	24,96	
c2) Bancadas	Dimensiones: (1.30m x 0.42m x 0.19m) x 11 x 2		m³	2,28	
	Subtotal 7.1		m³	58,76	
7.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.					
a) ESTRIBOS	según planimetría de anteproyecto adjunta				
a1) Cabezal Superior	Dimensiones: (1.20m x 0.80m x 15.20m) x 2		m³	29,18	
a2) Espaldar	Dimensiones: (0.20m x 1.00m x 15.20m) x 2		m³	6,08	
a3) Bancadas	Dimensiones: 0.50m x 1.25m x 0.11m x 14		m³	0,96	
a4) Muro contención	Dimensiones: 3.40m x 3.00m x 0.25m x 8		m³	20,40	
c) PILAS	según planimetría de anteproyecto adjunta				
c1) Cabezal Superior	Dimensiones: (1.60m x 0.80m x 15.20m) x 2		m³	38,91	
c2) Bancadas	Dimensiones: (2.00m x 0.50m x 0.14m) x 14		m³	1,96	
	Subtotal 7.2		m³	97,49	
7.3 Para Puente s/Río Carcarañá.					
a) ESTRIBOS - MURO FRONTAL	según planimetría de Proyecto adjunta				
a1) Cabezal Superior	Dimensiones: (1.55 M x 1.00 M x 12 M) x 2		m³	37,20	
a2) Espaldar	Dimensiones: (0.40m x 1,50m x 12m) x 2		m³	14,40	
a3) Contrafuertes cabezales	Dimensiones: (0.5 x 1,30 M x 1,30 M) x 8		m³	6,76	

a4) Muro contencion	Dimensiones: (3,50 M x 9,75 M x 0,12 M) x 2	m³	8,19	
a6) Bancadas Nuevas	Dimensiones: (0,45 M x 0,25 M x 0,11 M) x 12	m³	0,15	
b) PILAS	según planimetría de Proyecto adjunta			
b1) Cabezal superior	Dimensiones: (1.55 M x 1.00 M x 12 M) x 2	m³	37,20	
b2) Viga arriostramiento inferior	Dimensiones: (1.55 M x 1.00 M x 12 M) x 2		37,20	
b2) Bancada	Dimensiones: (0,45 M x 0,25 M x 0,11 M) x 12	m³	0,15	
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal 7.3	m³	141,25	
	Subtotal	m³	297,50	
	Imprevisto ± 5%	m³	15,50	
		m³		313,00
SUBITEM N° 7				
CONTROL DE INTEGRIDAD DE PILOTES "IN SITU" por método "CROSS HOLE" - Ø 0.80m.				
8.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.				
Se considera un ensayo por cada pilote ejecutado.-	según E.T.P: "Control de Integridad de Pilotes" para Pilotes Ø=0.80m	Nº	12,00	
8.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.				
Se considera un ensayo por cada pilote ejecutado.-		Nº	14,00	
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal	Nº	26,00	
		Nº		26,00
SUBITEM N° 8				
CONTROL DE INTEGRIDAD DE PILOTES "IN SITU" por método "CROSS HOLE" - Ø 1.20m.	según E.T.P: "Control de Integridad de Pilotes" para Pilotes Ø=1.20m			
9,1 Para Puente s/ Río Carcarañá.		Nº	20,00	
Se considera un ensayo por cada pilote ejecutado.-		Nº		20,00
Incluye materiales y transporte.-				
SUBITEM N° 9				
CONTROL CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES (Ø = 0,80 m)				
9.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.	s/ E.T.P:"Control de la Capacidad de Carga de Pilotes" para Pilotes Ø= 0,80m	Nº	2,00	
Se considera el estudio de 1 pilote en PILA y 1 pilote por ESTRIBO	s/ E.T.P:"Control de la Capacidad de Carga de Pilotes" para Pilotes Ø= 0,80m	Nº	2,00	
9.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.				
Se considera el estudio de 1 pilote en PILA y 1 pilote en ESTRIBO		Nº	4,00	
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal	Nº		4,00
		Nº		
SUBITEM N° 10				
CONTROL CAPACIDAD DE CARGA DE PILOTES (Ø = 1.20 m)	s/ E.T.P:"Control de la Capacidad de Carga de Pilotes" para Pilotes Ø= 1.20m			
Incluye materiales y transporte.-		Nº	2,00	
		Nº		2,00

SUBITEM N° 11			
ACERO EN BARRAS COLOCADO			
Tipo III ADN 420/500 (s/ CIRSOC 201/2005)			
12.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.			
a) Losa de tablero + Losas de Acceso	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	15,21
b) VIGAS			
b1) Vigas Longitudinales Prefabricadas (Lt=8.40m)		tn	3,52
b2) Vigas Longitudinales Prefabricadas (Lt=15.50m)		tn	6,50
b3) Vigas Longitudinales Prefabricadas (Lt=9.25m)	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	3,88
b4) Viguetas Transversales		tn	2,03
c) ESTRIBOS			
c1) Cabezal Superior + Espaldar + Bancadas	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	3,42
c2) Pilote-Columna (Ø= 0.80 m)	3 pilotes por Estribo (CIC: +31,41 - CPP:+15.50)	tn	5,19
e) PILAS			
e1) Cabezal Superior + Bancadas	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	3,22
e2) Pilote-Columna (Ø= 0.80 m)	3 pilotes por Pila (CIC: +31,41 - CPP:+15.50)	tn	5,19
	Subtotal 12.1	tn	48,16
12.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.			
a) Losa de tablero + Losas de Acceso	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	14,68
b) VIGAS			
b1) Vigas Longitudinales (L=20.40m)		tn	11,05
b2) Vigas Longitudinales (L=17.40m)	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	20,99
b3) Viguetas Transversales		tn	2,20
c) ESTRIBOS			
c1) Muro Frontal + Espaldar + Bancadas	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	3,17
c4) Pilotes (Ø= 0.80 m)	4 pilotes por Muro Frontal (CIC: 20.98 - CPP:-1.20)	tn	11,83
e) PILAS			
e1) Cabezal Superior + Bancadas	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	4,05
e4) Pilotes (Ø= 0.80 m)	3 pilotes por Pila (CIC: 20.98 - CPP: -1.20)	tn	11,65
	Subtotal 12.2	tn	79,62
12.3 Para Puente s/ Río Carcarañá.			
a) Losa de tablero + Losas de Acceso	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	33,25
b) VIGAS			
b1) Vigas Longitudinales	según cálculo auxiliar planimetría de anteproyecto adjunta	tn	64,44
b2) Viguetas Transversales		tn	10,86
c) ESTRIBOS			
a1) Cabezal Superior	(1.55 M x 1.00 M x 12 M) x 2	tn	4,46
a2) Espaldar	(0.40m x 1,50m x 12m) x 2	tn	2,45
a3) Contrafuertes cabezales	(0.5 x 1,30 M x 1,30 M) x 8	tn	1,15
a4) Muro contencion	(3,50 M x 9,75 M x 0,12 M) x 2	tn	0,98
a6) Bancadas Nuevas	(0,45 M x 0,25 M x 0,11 M) x 12	tn	0,01

e) PILAS					
b1) Cabezal superior	(1.55 M x 1.00 M x 12 M) x 2	tn	4,46		
b2) Viga arriostramiento inferior	(1.55 M x 1.00 M x 12 M) x 2	tn	4,46		
b2) Bancada	(0,45 M x 0,25 M x 0,11 M) x 12	tn	0,01		
	Subtotal				
	12.3	tn	126,53		
12.4 Puente Vial bajo Nivel. Prog. 26+820					
a) Losa superior	según cálculo auxiliar	tn	0,73		
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal	tn	255,04		
	Imprevisto ± 5%	tn	12,96		
		tn		268,00	
SUBITEM N° 12					
ACERO PARA PRETENSADO					
Tensión de rotura ≥ 17000 Kg/cm²					
13.1 Para Puente s/ acceso a San Lorenzo Centro.					
- Vigas Longitudinales (L=8.40m)	11 x 9.40m x 4 cordones Ø1/2" (12 Tor Ø7mm) x 0,778kg/m	tn	0,32		
- Vigas Longitudinales (L=15.50m)	11 x 16.50m x 10 cordones Ø1/2" (12 Tor Ø7mm) x 0,778kg/m	tn	1,41		
- Vigas Longitudinales (L=9.25m)	11 x 10.25m x 5 cordones Ø1/2" (12 Tor Ø7mm) x 0,778kg/m	tn	0,44		
	Subtotal				
	13.1	tn	2,17		
11.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.					
- Vigas Longitudinales (L=20.40m)	7 x 21.40m x 24 cordones (12 Tor Ø7mm) x 0,778kg/m	tn	2,80		
- Vigas Longitudinales (L=17.40m)	14 x 18.40m x 24 cordones (12 Tor Ø7mm) x 0,778kg/m	tn	4,81		
	Subtotal				
	13.2	tn	7,61		
10.3 Para Puente s/ Río Carcarañá.					
- Vigas Gerber Extrema (L=35m)	30 cordones Ø5/8" 1,134kg/m	tn	14,70		
- Vigas Gerber Central (L=30)	30 cordones Ø5/8" 1,134kg/m	tn	6,33		
- Viga Longitudinal (20m)	24 cordones Ø1/2" 0.778kg/m	tn	2,35		
Incluye colocación, vainas, cables, anclajes, inyección, etc.	Subtotal				
	13.3	tn	23,38		
	Subtotal	tn	33,16		
	Imprevisto ± 5%	tn	1,84		
		tn		35,00	
SUBITEM N° 13					
CELDAS DE PRECARGA Ø 0.80m					
17.2 Para Puente s/ A° San Lorenzo.	según planimetría de anteproyecto adjunta				
ETP: "Celdas de Precarga"		N°	14,00		
CPP: -1.20	Imprevisto ± 0%	N°	0,00		
Incluye materiales y transporte.-		N°		14,00	
SUBITEM N° 14					
CELDAS DE PRECARGA Ø 1.20m					
11.3 Para Puente s/ Río Carcarañá.	según planimetría de anteproyecto adjunta				
ETP: "Celdas de Precarga"		N°	16,00		
CPP: -9.00	Imprevisto ± 0%	N°	0,00		
Incluye materiales y transporte.-		N°		16,00	

SUBITEM N° 15					
JUNTA DE DILATACION ELÁSTICA TRANSVERSAL					
Sobre Estribos y Pilas. Tipo Thormack					
a) Puente Acceso a San Lorenzo Centro.	m	45,40			
b) Puente s/ A° San Lorenzo.	m	60,80			
c) Puente s/ Río Carcarañá.	m	61,50			
Incluye materiales y transporte.-					
	Subtotal	m	167,70		
Imprevisto ± 5%	m	9,30			
		m		177,00	
SUBITEM N° 16					
JUNTA DE DILATACION ELÁSTICA LONGITUDINAL					
Sobre junta en ensanche.					
17.1 Para Puente s/ Río Carcarañá.					
Incluye materiales y transporte.-					
	según planimetría de Proyecto adjunta y ETP: "Junta Elástica Longitudinal"	m	240,00		
	Imprevisto ± 5%	m	12,00		
		m		252,00	
SUBITEM N° 17					
APOYOS DE POLICLOROPRENO EN PILAS Y ESTRIBOS					
Dureza Shore 60					
a) Puente Acceso San Lorenzo Centro.	N°	66,00			
b) Puente s/ A° San Lorenzo.	N°	42,00			
c) Puente s/ Río Carcarañá.	N°	36,00			
Incluye materiales y transporte.-					
	Subtotal	N°	144,00		
Imprevisto ± 0%	N°	0,00			
		N°		144,00	
SUBITEM N° 18					
TACHAS REFLECTIVAS DE ALTO BRILLO EN PUENTE Y LOSAS DE ACCESO					
a) Puente Acceso San Lorenzo Centro.	N°	36,00			
b) Puente s/ A° San Lorenzo.	N°	53,60			
c) Puente s/ Río Carcarañá.	N°	96,00			
Incluye materiales y transporte.-					
	Subtotal	N°	185,60		
Imprevisto ± 5%	N°	9,40			
		N°		195,00	
SUBITEM N° 19					
PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE					
Puente Acceso a San Lorenzo Centro.					
Incluye materiales y transporte.-					
	según ETP: "Pruebas de Carga en Puentes"	GI	1,00		
		GI		1,00	
SUBITEM N° 20					
PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE					
Puente s/ A° San Lorenzo.					
Incluye materiales y transporte.-					
	según ETP: "Pruebas de Carga en Puentes"	GI	1,00		
		GI		1,00	
SUBITEM N° 21					

PRUEBA DE CARGA DEL PUENTE					
Puente s/ Río Carcarañá.	según ETP: "Pruebas de Carga en Puentes"	Gl	1,00		
Incluye materiales y transporte.-		Gl		1,00	
SUBITEM N° 22					
DEMOLICION PARCIAL ESTRUCTURA EXISTENTE					
Puente Acceso a San Lorenzo Centro.	según ETP: "Demolición Parcial de Estructura Existente"	m³	21,36		
Incluye materiales y transporte.-	Imprevisto ± 5%	m³	1,64		
		m³		23,00	
SUBITEM N° 23					
DEMOLICION PARCIAL ESTRUCTURA EXISTENTE					
Puente s/ A° San Lorenzo.	según ETP: "Demolición Parcial de Estructura Existente"	m³	115,58		
Incluye materiales y transporte.-	Imprevisto ± 5%	m³	6,42		
		m³		122,00	
SUBITEM N° 24					
DEMOLICION PARCIAL ESTRUCTURA EXISTENTE					
Puente s/ Río Carcarañá.	según ETP: "Demolición Parcial de Estructura Existente"	m³	128,32		
Incluye materiales y transporte.-	Imprevisto ± 5%	m³	6,68		
		m³		135,00	
SUBITEM N° 25					
REPARACION GENERAL DE ESTRUCTURA EXISTENTE					
Puente Acceso a San Lorenzo Centro.	según ETP: "Reparación General de Estructura Existente"	m²	41,21		
Incluye materiales y transporte.-	Imprevisto ± 5%	m²	2,79		
		m²		44,00	
SUBITEM N° 26					
REPARACION GENERAL DE ESTRUCTURA EXISTENTE					
Puente s/ A° San Lorenzo.	según ETP: "Reparación General de Estructura Existente"	m²	100,55		
Incluye materiales y transporte.-	Imprevisto ± 5%	m²	5,45		
		m²		106,00	
SUBITEM N° 27					
REPARACION GENERAL DE ESTRUCTURA EXISTENTE					
Puente s/ Río Carcarañá.	según ETP: "Reparación General de Estructura Existente"	m²	134,28		
Incluye materiales y transporte.-	Imprevisto ± 5%	m²	6,72		
		m²		141,00	
SUBITEM N° 28					
RETIRO DE BARANDAS EXISTENTES EN PUENTES A ENSANCHAR					
a) Puente Acceso San Lorenzo Centro.		m	88,60		
b) Puente s/ A° San Lorenzo.	según ETP: "Retiro de barandas existentes en puentes a ensanchar"	m	266,00		
c) Puente s/ Río Carcarañá.		m	488,00		
Incluye materiales y transporte.-	Subtotal	m	842,60		
	Imprevisto ± 2%	m	17,40		

SUBITEM N° 29 BARANDA METÁLICA CINCADA PARA DEFENSA VEHICULAR a) Puente s/ A° San Lorenzo. b) Puente s/ Río Carcarañá. Incluye materiales y transporte.-		m		860,00
		m	133,00	
	según planimetría	m	264,00	
	Subtotal	m	397,00	
	Imprevisto ± 5%	m	20,00	
		m		417,00

14 PLAN DE CONTROL Y MANTENIMIENTO DE PAVIMENTO DE AUTOPISTA

14.1 Introducción

El presente documento define el plan de control y mantenimiento para el pavimento y sistemas asociados de la autopista. Su finalidad es preservar la seguridad vial, prolongar la vida útil de la infraestructura y optimizar la asignación de recursos mediante un esquema de conservación preventiva y correctiva.

14.2 Alcance

El plan abarca los pavimentos de calzada principal y banquetas, las obras de arte menores, la infraestructura de iluminación, las defensas metálicas, la señalización y todo elemento que conforme el inventario vial.

14.3 Estrategia General

La estrategia se basa en tres pilares:

- Control periódico mediante inspecciones visuales y mediciones instrumentales.
- Mantenimiento preventivo para minimizar la evolución de deterioros.
- Mantenimiento correctivo en sectores que presenten fallas significativas.

14.4 Actividades de Control

14.4.1 Inspecciones visuales

Se realizarán en forma trimestral a lo largo de toda la traza. El relevamiento incluye estado superficial del pavimento (fisuras, baches, desprendimientos), deformaciones visibles (ahuellamientos), limpieza de calzada y banquetas, y estado de señalización y defensas.

14.4.2 Medición de ahuellamiento

El ahuellamiento será evaluado anualmente mediante perfilómetro láser o métodos de referencia manual. Se consideran críticos valores superiores a 12 mm, que requieren fresado y repavimentación localizada.

14.4.3 Evaluación de fisuras

El relevamiento de fisuras se realizará en forma semestral, registrando su tipo (longitudinales, transversales, en bloque, de borde, reflejas) y su evolución. Se clasificarán de acuerdo a la metodología desarrollada por la Dirección Nacional de Vialidad. Las fisuras menores a 5 mm se sellarán preventivamente; en casos mayores, se prevé reparación mediante fresado y repavimentación. No se permitirá la existencia de fisuras tipo 4 o superiores.

14.4.4 Medición de deflexiones

Cada 3 a 5 años se ejecutará una campaña con deflectómetro de impacto (FWD), destinada a evaluar la capacidad estructural del paquete de pavimento y definir la necesidad de refuerzos o rehabilitaciones mayores en función de la determinación de la Vida Remanente.

14.4.5 Control de iluminación

La infraestructura de iluminación será verificada trimestralmente en su estado físico y funcionamiento. Anualmente se realizarán mediciones de nivel lumínico en calzada para verificar su adecuación a normativa. Se prevé recambio de lámparas, limpieza de difusores y reparación de cableado.

14.4.6 Inventario vial

Se mantendrá actualizado un inventario digital georreferenciado que incluya la tipología de pavimento, longitud de tramos, obras de arte, sistemas de iluminación, señalización y defensas. Su actualización será anual, incorporando todas las intervenciones realizadas.

14.5 Programa de Mantenimiento

- Preventivo: sellado de fisuras menores, limpieza de drenajes y banquetas, conservación de señalización y control rutinario de iluminación.
- Correctivo: reparación de baches y fisuras mayores, rehabilitación en sectores con ahuellamiento crítico, refuerzo estructural en tramos con deflexiones excesivas y recambio de equipos de iluminación dañados.

14.6 Registro y Reportes

Todas las actividades se documentarán en fichas normalizadas y en un sistema digital de gestión. Se elaborarán reportes trimestrales de inspección y un informe anual consolidado con resultados y propuestas de intervención.

14.7 Indicadores de gestión

- Índice de Condición del Pavimento (PCI)
- Promedio de ahuellamiento (mm).
- Tasa de fisuración (% de superficie afectada).
- Porcentaje de luminarias operativas.
- Nivel de actualización del inventario (%).

14.8 Cuadro resumen

Actividad	Método / Aspecto Controlado	Frecuencia recomendada	Criterio de intervención
Inspecciones visuales	Relevamiento de superficie, baches, defensas, señalización	Trimestral	Registro de fallas visibles
Medición de ahuellamiento	Perfilómetro láser o regla de 2 m	Anual	Ahuellamiento > 12 mm
Control de fisuras	Relevamiento visual y mapeo digital	Semestral	Sellado > 5 mm, repavimentación si progresa, no sellar fisuras superiores a tipo 4 según DNV
Deflexiones estructurales	Deflectómetro de impacto (FWD)	Cada 3–5 años	En función de cálculo de Vida Remanente
Control de iluminación	Inspección física y medición de lux	Trimestral (funcionamiento) / Anual (mediciones nocturnas)	Recambio o reparación si niveles < norma
Inventario vial	Actualización de base digital georreferenciada	Anual	Incorporar todas las intervenciones

14.9 Conclusiones

La aplicación sistemática de este plan permitirá asegurar la transitabilidad y seguridad de la Autopista, evitando fallas prematuras del pavimento y optimizando la inversión en mantenimiento.