



UNIVERSIDAD  
NACIONAL  
DEL NORDESTE

# TRABAJO FINAL

## ESTUDIO DE LA GESTIÓN DEL TRÁFICO DE LA INTERSECCIÓN ENTRE AV. ALVEAR Y RN N° 11, RESISTENCIA, CHACO

### AUTORES

MORALES, ENZO MAXIMILIANO

RAVIOL, LAUTARO TOMÁS

WOLFF, SERGIO RENE

2025



## **TUTORES**

**ING. MG. RUBERTO,  
ALEJANDO**

**ING. TULIO  
ALTAMIRANO**



# ÍNDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>5</b>
1.1 Objeto.....	5
1.2 Problemática del lugar en cuestión.....	5
1.3 Objetivo general.....	6
1.4 Ubicación Geográfica.....	6
1.5 Entorno.....	9
1.6 Características del clima.....	12
1.6.1 Temperatura.....	12
1.6.2 Precipitaciones.....	13
1.7 Actividad sísmica.....	15
1.8 Características geomorfológicas.....	16
<b>2. ESTUDIOS GEOTECNICOS Y PLANIMETRIA</b> .....	<b>18</b>
2.1 Estudios Geotécnicos.....	18
2.1.1 Consideraciones Generales.....	18
2.1.2 Perforaciones Realizadas.....	18
2.1.3 Ensayo de campo.....	22
2.1.4 Ensayos y estudios de laboratorio.....	23
2.1.5 Resultados obtenidos.....	25
2.1.6 Determinación de las resistencias mecánicas.....	27
2.2 Estudios Topográficos.....	29
2.2.1 Introducción.....	29
2.2.2 Información Disponible.....	29
2.2.3 Relevamiento de la Avenida Alvear.....	30
2.2.4 Conclusión.....	34
<b>3. ESTUDIO DE TRÁNSITO</b> .....	<b>35</b>
3.1 Tasa de crecimiento.....	35
3.1.1 Estudio socio-económico.....	35
3.1.2 Tasa de crecimiento teniendo en cuenta solo el TMDA.....	51
3.2 Conclusiones sobre la tasa de crecimiento.....	51
3.3 Tránsito de diseño.....	51
3.4 Selección de obra adecuada.....	55
3.5 Estudio de tránsito nivel inferior.....	56



3.6 Capacidad y nivel de servicio.....	58
3.6.1 Intersección .....	59
3.6.2 Capacidad .....	61
3.6.3 Nivel de servicio .....	65
3.6.4 Resultados .....	68
3.6.5 Conclusión .....	68
<b>4. DISEÑO GEOMÉTRICO.....</b>	<b>70</b>
4.1 Elección del camino sobre elevado .....	70
4.2 Nivel inferior .....	71
4.2.1 Diseño lado Resistencia .....	74
4.2.2 Diseño lado Fontana.....	75
4.3 Nivel Superior .....	76
4.3.1 Ancho de calzada.....	76
4.3.2 Gálibo .....	77
4.3.3 Pendiente .....	78
4.3.4 Muro de sostenimiento .....	79
4.3.5 Diseño Geométrico Básico del Viaducto .....	81
4.4 Diseño de los elementos .....	83
4.4.1 Barandas.....	83
4.4.2 Carpeta de rodamiento .....	84
4.4.3 Losa de tablero .....	84
4.4.4 Vigas principales.....	85
4.4.5 Vigas secundarias .....	86
4.4.6 Losa de aproximación.....	86
4.4.7 Dispositivos de apoyo.....	87
4.4.8 Fundaciones.....	88
4.5 Comentarios .....	88
<b>5. DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>88</b>
5.1 Introducción .....	88
5.1.1 Marco Normativo .....	88
5.1.2 Materiales.....	89
5.2 Losa de Tablero.....	94
5.2.1 Datos .....	94
5.2.2 Análisis de cargas .....	96



5.2.3 Solicitaciones .....	101
5.2.4 Dimensionado .....	110
5.3 Vigas Principales.....	142
5.3.1 Datos .....	142
5.3.2 Análisis de cargas .....	143
5.3.3 Solicitaciones.....	147
5.3.4 Pre-dimensionamiento de la sección .....	153
5.3.5 Pretensado en flexión .....	160
5.3.6 Corte en elemento pretensados .....	176
5.3.7 Armadura de las caras laterales .....	180
5.3.8 Esquema final .....	181
5.4 Vigas Secundarias .....	183
5.4.1 Datos .....	183
5.4.2 Análisis de cargas .....	184
5.4.3 Solicitaciones.....	186
5.4.4 Resistencia requerida.....	189
5.4.5 Dimensionamiento de las secciones de hormigón.....	189
5.4.6 Dimensionamiento de la armadura.....	191
5.4.7 Resumen sección y armadura .....	202
5.5 Losa de Aproximación .....	202
5.5.1 Datos .....	202
5.5.2 Análisis de cargas .....	204
5.5.3 Solicitaciones.....	207
5.5.4 Sobrecargas .....	208
5.5.5 Resistencia requerida.....	210
5.5.6 Dimensionamiento de las secciones de hormigón.....	210
5.5.7 Dimensionamiento de la armadura.....	213
5.5.8 Esquema resumen.....	219
5.6 Dispositivos de Apoyo .....	219
5.6.1 Datos .....	219
5.6.2 Análisis de cargas .....	219
5.6.3 Dimensionamiento.....	221
5.6.4 Verificaciones .....	223



5.6.5 Esquema resumen .....	228
5.7 Cabezales intermedios.....	229
5.7.1 Análisis de carga .....	230
5.7.2 Solicitaciones.....	231
5.7.3 Dimensionamiento de las secciones de hormigón.....	232
5.7.4 Esquema resumen .....	242
5.8 Fundaciones .....	243
5.8.1 Pilas intermedios.....	243
<b>6. ADECUACIÓN HIDRAULICA .....</b>	<b>256</b>
6.1 Zonas del puente .....	256
6.2 Cálculo de caudales.....	261
6.3 Infraestructura pluvial .....	264
6.3.1 Zona Central .....	264
6.3.2 Zona lado Resistencia .....	267
6.3.3 Zona lado Fontana.....	270
<b>7. ANÁLISIS ECONÓMICO .....</b>	<b>274</b>
7.1 Introducción .....	274
7.2 Mano de obra .....	275
7.3 Materiales y transporte.....	275
7.4 Máquinas y equipos .....	275
7.5 Análisis de precios .....	276
7.6 Coeficiente resumen.....	276
7.7 Cómputo y presupuesto.....	277
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>280</b>
<b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	<b>283</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>285</b>
<b>ANEXO I – ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.....</b>	<b>286</b>
<b>ANEXO II – ESTUDIOS DE TRÁNSITO .....</b>	<b>288</b>
<b>ANEXO III – CÓMPUTO Y PRESUPUESTO.....</b>	<b>298</b>
<b>ANEXO IV – PLANOS .....</b>	<b>316</b>



## **1. INTRODUCCIÓN**

### **1.1 Objeto**

El siguiente trabajo desarrollado a nivel de anteproyecto de una obra de ingeniería tiene como objeto la integración de los conocimientos a lo largo de la carrera de ingeniería civil y poner en práctica el trabajo en conjunto de sus integrantes, para llegar a la solución de una problemática social, incluyendo el estudio de su viabilidad, diseño geométrico y diseño estructural.

Para la realización del mismo se pusieron en práctica conceptos sobre condiciones, metodologías y técnicas para la realización de proyectos de ingeniería adquiridos a lo largo del cursado de la cátedra trabajo final y de toda la carrera de ingeniería civil; y además se recurrió de consultas a ingenieros, técnicos y especialistas del tema en cuestión.

### **1.2 Problemática del lugar en cuestión**

La intersección en estudio presenta actualmente un elevado nivel de congestión vehicular y una deficiente organización en la circulación, la cual se ve agravada por la proyección del crecimiento urbano, tanto actual como futuro.

El tránsito en ambos ejes viales incluye vehículos de diverso porte como camiones, automóviles, camionetas, motocicletas de baja cilindrada, bicicletas e incluso carros de tracción a sangre; por otro lado, el significativo nivel de congestión vehicular mencionado anteriormente produce extensas demoras sobre la avenida y genera detenciones indeseadas en la ruta.

En relación con la Ruta Nacional n°11 (RN 11), la expansión de la urbanización en su entorno ha dado lugar a la instalación de numerosas empresas e industrias a lo largo de sus márgenes, las cuales utilizan la carretera como vía de abastecimiento de materias primas y para el transporte de productos hacia Resistencia y Fontana, además de exportaciones; en consecuencia,

se ven afectadas por un aumento en los tiempos de traslado, impactando negativamente en sus operaciones logísticas, así como puede observarse en la Figura 1.



*Figura 1. Avenida Alvear congestionada, próxima a la intersección (fuente: imagen de los autores).*

### **1.3 Objetivo general**

Considerando la problemática existente en la zona se propone realizar un estudio de tránsito en la intersección de la avenida Alvear y la Ruta Nacional n°11 en Resistencia, Chaco, con el fin de adoptar la mejor solución a dicha intersección y posteriormente realizar su diseño y dimensionamiento.

### **1.4 Ubicación Geográfica**



La intersección de estudio se encuentra ubicada en Resistencia, capital de la provincia del Chaco, de coordenadas geográficas latitud: 26°55'16.95" S y longitud: 59°26'52.59" W con elevación media aproximada de 52m sobre el nivel del mar.

El cruce está formado por la RN n°11 que vincula Santa Fe, Chaco y Formosa incluyendo sus respectivas capitales, naciendo en Rosario, una de las ciudades de mayor población en el país y terminando su trayectoria en el puente internacional de San Ignacio de Loyola en la frontera con Paraguay, alcanzando 980 km con su trazado total. Esto la convierte en una de las vías de salida a los países limítrofes integrando el corredor bioceánico norte de nuestro país, lo cual se puede observar en la figura 2:



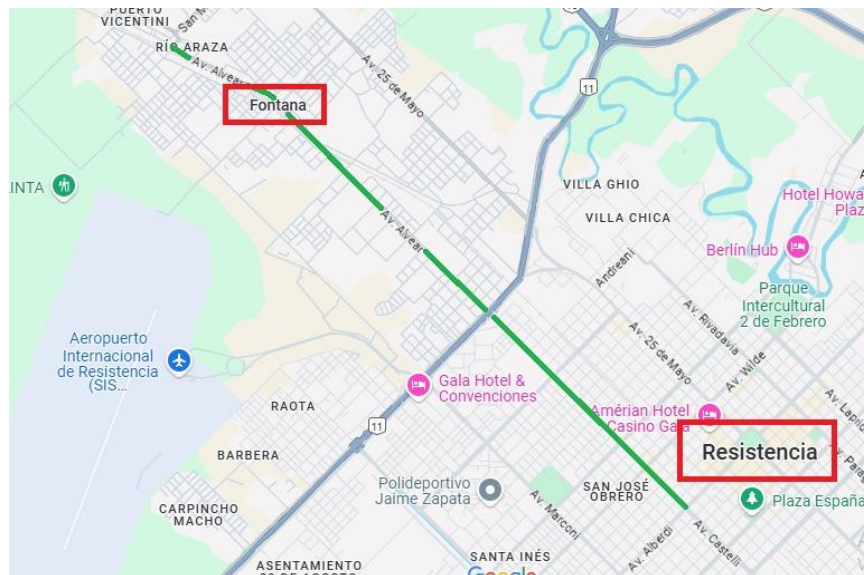
**Figura 2.** Trayectoria de la RN N°11

(fuente: Dirección Nacional de Vialidad 2016).



La Avenida Alvear es una de las principales arterias de conexión en el área metropolitana del Gran Resistencia, en el Chaco, Argentina y se extiende desde el centro de Resistencia hasta la localidad de Fontana, desempeñando un rol fundamental en el tránsito y la comunicación entre ambas zonas urbanas (ver figura n°3).

Se inicia en la zona céntrica de Resistencia y la avenida se desplaza en dirección noroeste, atravesando áreas residenciales, comerciales e industriales, facilitando el acceso a distintos barrios y puntos estratégicos de la ciudad.

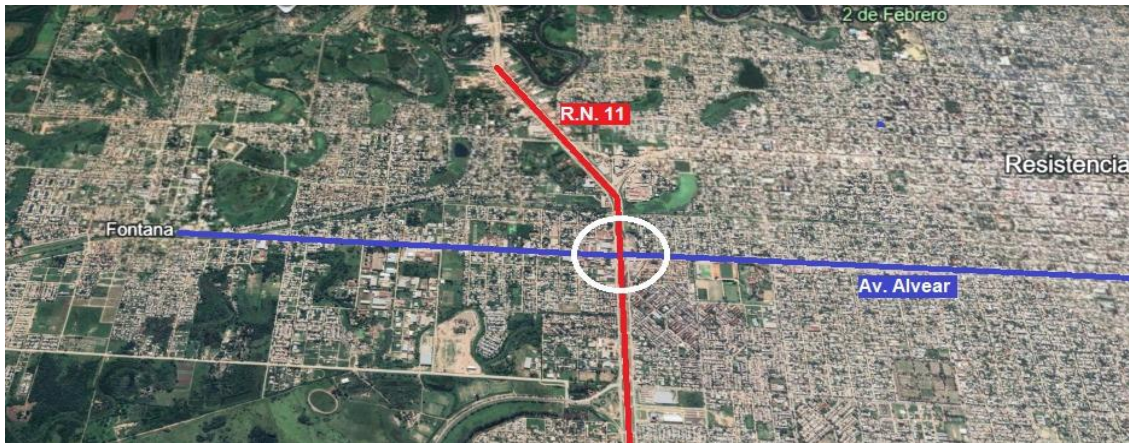


**Figura 3.** Trayectoria de la avenida Alvear (fuente: Elaboración propia)

A lo largo de su recorrido la avenida Alvear se convierte en una vía de gran actividad vehicular y cuenta con intersecciones importantes, incluida la conexión con la RN 11 (ver figura n°4). Esta intersección constituye un punto crítico en la red vial de Resistencia ya que une una arteria urbana de alta densidad con una vía de alcance regional e interprovincial.



Esta conexión soporta un elevado volumen de tráfico, incluyendo vehículos particulares, transporte de carga y transporte público, dado que la RN 11 es una vía clave que comunica la región norte del país con el resto de la Argentina.



**Figura 4.** Intersección entre avenida Alvear y ruta nacional n°11 (fuente: Elaboración propia).

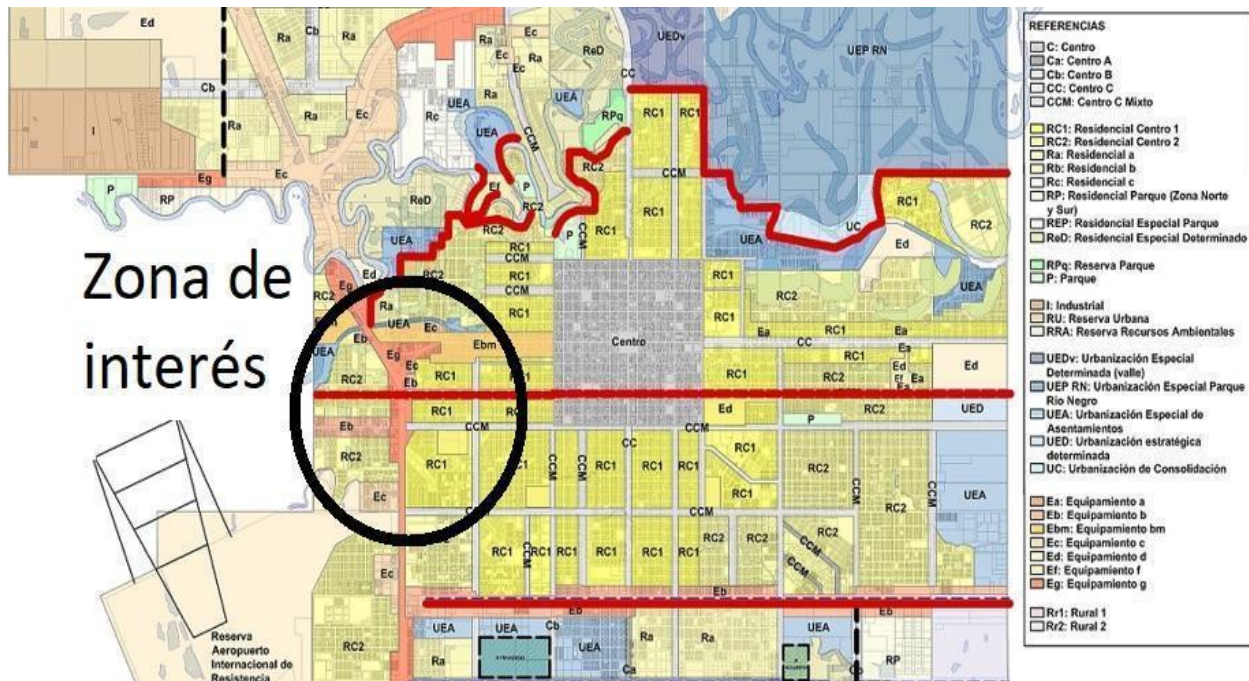
## 1.5 Entorno

Con el fin de comprender las características y limitaciones de uso de las tierras de su entorno, se hará una breve descripción de la planificación urbana de Resistencia y seguido se comentará sobre aquellas divisiones con influencia a la intersección.

Con el término distrito se alude a la distribución espacial del suelo de la ciudad dado por una particular forma de agrupamiento por zonas y en esa definición subyacen criterios de homogeneidad que contempla aspectos como la densidad habitacional y los tipos de usos del suelo. Se determina de este modo, la división territorial de la ciudad en distritos que son identificados mediante una codificación de las áreas bajo la asignación de una nomenclatura, la cual sintetiza la comprensión simbólica de la definición otorgada a cada zona.



A continuación, se adjunta la División distrital de Resistencia (Fig. 5):



**Figura 5.** Distritos - sector suroeste de Resistencia (fuente: Código de planeamiento urbano ambiental de la ciudad de Resistencia).

Los distritos que intervienen con mayor influencia en la intersección son: CCM, Eg, Eb, Ec, RC1, RC2; descripción resumida en cuanto a su carácter según el código de planeamiento citado:

**ccm: centro c mixto:** área destinada a la localización del equipo institucional, comercial, administrativo y financiero a escala local compatibles con distritos residenciales de densidad que cuentan con la infraestructura de servicios completa. En este distrito se permitirán además la localización de usos que presenten cierto grado de molestias, siempre y cuando no se interpongan a la libre realización de las actividades mencionadas anteriormente, y que sirvan a la población local en diferentes sectores urbanos.

**equipamiento g (eg):** área destinada a la localización de usos comerciales, servicios de rutas, deportivos, turísticos, recreativos, que sirven a la ciudad en su conjunto y no provocan

molestias, condicionados al informe técnico ambiental. admitiéndose como uso compatible el residencial y sujeto a la consolidación de la infraestructura necesaria.

**equipamiento b (eb):** área destinada preferentemente a la localización del equipamiento comercial mayorista que sirve a la ciudad en su conjunto.

**equipamiento c (ec):** área destinada a alojar usos del equipamiento comercial que sirven a la ciudad en general y que provocan un alto grado de molestias.

**residencial centro 1 (rc1):** áreas destinadas a alojar densidades medias de población en proximidad de áreas de densidad alta o centro locales.

**residencial centro 2 (rc2):** área destinada a alojar el uso residencial ya consolidado de baja densidad pudiendo coincidir con zonas que no cuentan con la infraestructura de servicios completa.

De esta forma se concluye que su entorno presenta una alta ocupación comercial al norte de la intersección y una alta densidad de viviendas al sur, generando una variada composición del tránsito vehicular que va desde camiones de gran porte hasta motocicletas y bicicletas en la intersección (ver figura 6).



**Figura 6.** Tránsito pasante por la intersección (fuente: elaboración propia).



## 1.6 Características del clima

### 1.6.1 Temperatura

El Chaco es una extensa llanura en la que predominan los climas subtropicales que crecen en aridez en sentido este-oeste (ver figura n°7). Los veranos se caracterizan por ser largos y calurosos mientras que los inviernos son cortos y suaves. Las temperaturas medias anuales rondan entre los 20 y 22 °C (Fuente: climate date, ver bibliografía), aunque se observan importantes variaciones estacionales.

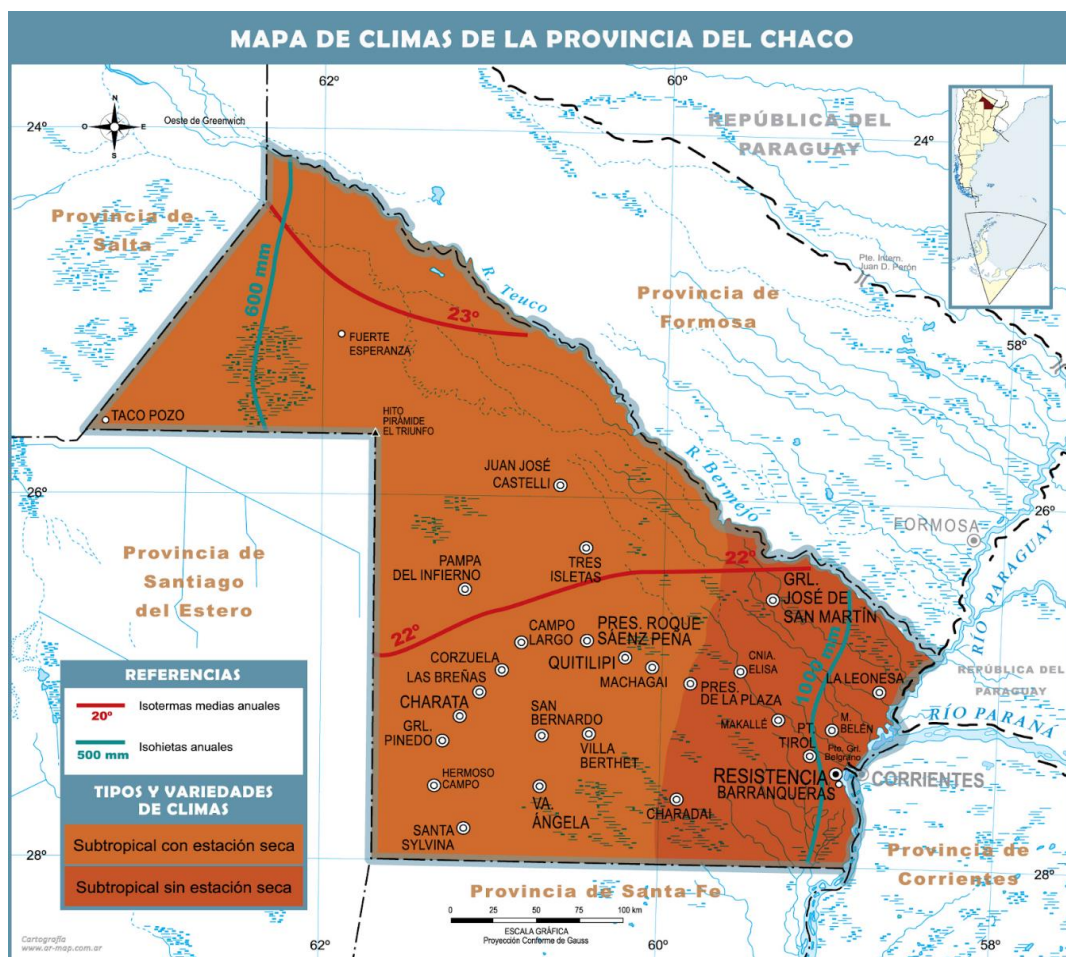


Figura 7. División de clima (fuente: mapoteca – Ministerio de educación de la Nación).



Debido a este tipo de clima, sobre Resistencia y alrededores se dan los siguientes valores estadísticos (ver tabla 1).

**Tabla 1.** División de clima 1991-2021 (fuente: Datos climáticos del Chaco)

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiem- bre	Octubre	Noviem- bre	Diciembre
Temperatura media (°C)	27.2	26.7	24.9	21.8	17.9	16.1	15.2	17.1	19.2	22.1	23.8	26.1
Temperatura min. (°C)	23.1	22.8	21.1	18.4	14.7	13	11.5	12.8	14.6	18	19.3	21.7
Temperatura máx. (°C)	31.8	31.1	29.3	26	21.8	20.2	19.9	22.6	24.7	27	28.6	30.8

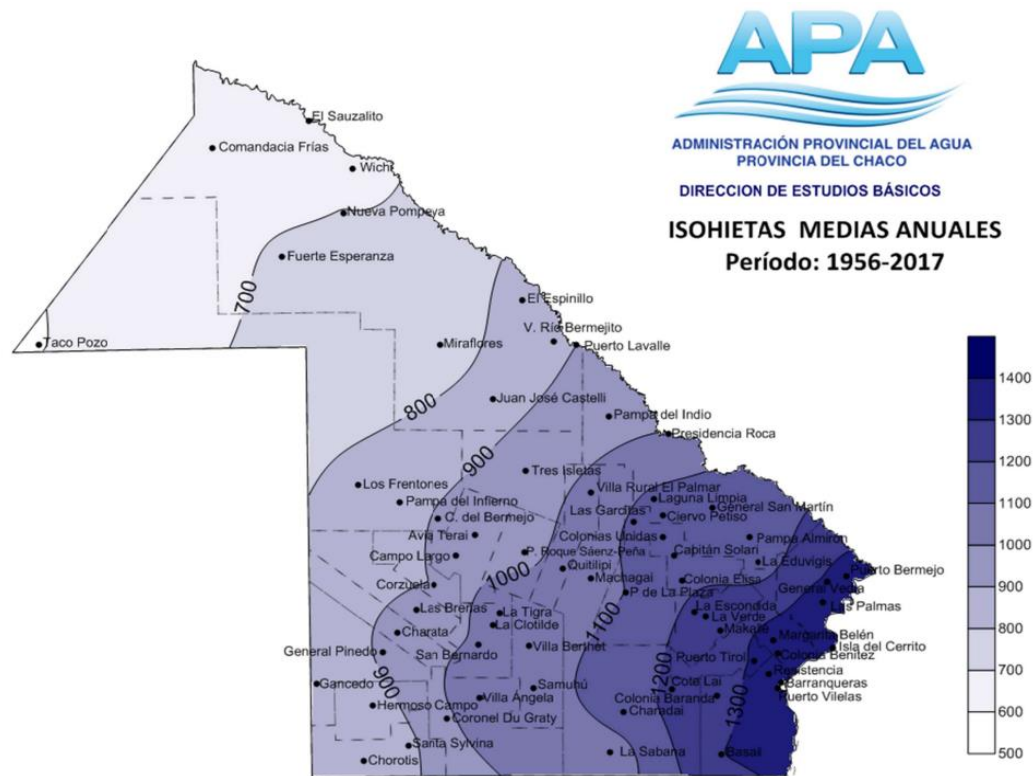
### **Media anual de 21,5°C**

Los rangos y valores son importantes conocerlos ya que la temperatura interviene en mayor o menor medida en el comportamiento de cualquier tipo de material, sin excluirlas a las estructuras de hormigón armado que influye en el proceso de colado, curado y vida útil; también es tomada en cuenta para la elección de las características de otros materiales a emplearse (ejemplo: tipo de asfalto para carpeta asfáltica, aditivos para hormigón, etcétera).

### **1.6.2 Precipitaciones**



El Chaco tiene una gran variabilidad de precipitaciones, con menor cantidad en el noroeste (áreas donde generalmente se registran sequías) con precipitaciones medias anuales de 700 mm y aumentan hacia el sureste con precipitaciones de 1.400mm en promedio anual (áreas donde se registran inundaciones frecuentes). Ver figura 8



**Figura 8.** Líneas isohietas de la provincia del Chaco (fuente: APA. Administración Provincial del Agua, 2017)

Los registros de mayores lluvias comienzan en los meses de septiembre y principio de octubre y finalizan en el mes de mayo, con reducidos registros en los meses de junio, julio y agosto.

Haciendo foco sobre Resistencia, las precipitaciones que se producen son del tipo convectivas. Depetris, C. (2022):

“Las precipitaciones efectivas son aquellas causadas por el ascenso de aire cálido más liviano que el aire frío de los alrededores. Las diferencias en temperaturas pueden ser el resultado



de calentamientos diferenciales en la superficie, de enfriamientos diferenciales en la parte superior de la capa de aire o de ascensos mecánicos cuando el aire es forzado a pasar sobre una masa de aire más frío y más denso, o sobre una barrera montañosa. La precipitación convectiva es puntual, y su intensidad puede variar entre aquella correspondiente a lloviznas ligeras y aguaceros”.

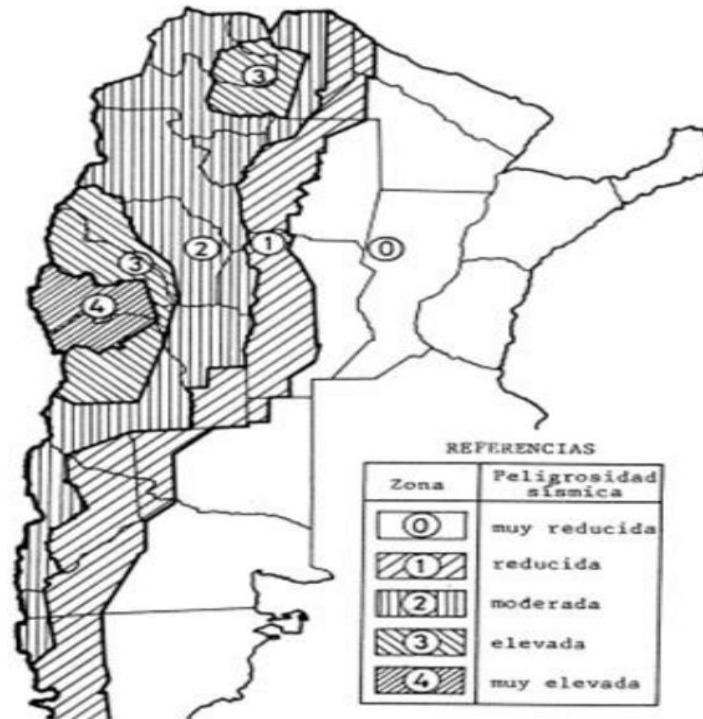
Es importante destacar la concentración de precipitaciones que se produce en un corto período durante el ciclo hidrológico. Debido a lo mencionado, en la zona de estudio se genera un gran escurrimiento de agua sobre la superficie del suelo, que al imposibilitar la capacidad de infiltración en el terreno y con la escasez de obras para solucionar dicho problema, se producen inundaciones frecuentes.

Teniendo en cuenta el nivel topográfico de la autovía en proyecto, podemos destacar que ésta funciona como un parte agua en el área donde se emplaza la misma.

Es importante conocer las características hidrológicas que rodean la obra, para poder prever las futuras dificultades con las que podemos encontrarnos.

### **1.7 Actividad sísmica**

Según el reglamento INPRES-CIRCOS 103, Normas argentinas para construcciones sismorresistentes; la provincia del Chaco está ubicada dentro de una zona de riesgo muy reducida (zona 0).



**Figura 9.** Zonificación sísmica en la República Argentina  
(fuente: INPRES-CIRCOS 103).

### 1.8 Características geomorfológicas

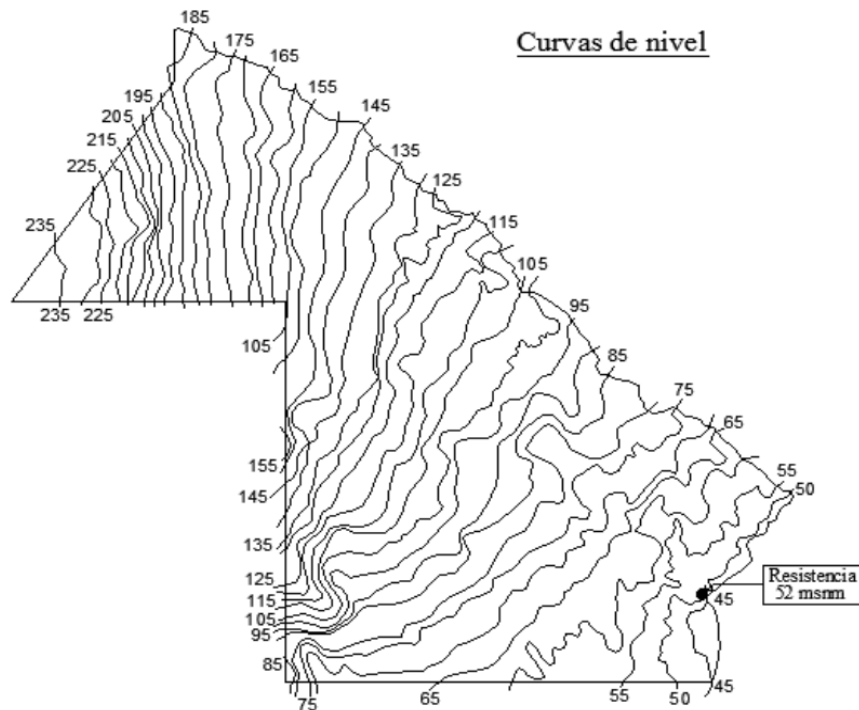
Como es representativo en toda la región de la llanura chaqueña en la República Argentina, su relieve está definido por diferentes procesos de sedimentación cuyo fondo está constituido por bloques precámbricos hundidos a diferentes profundidades.

Su pendiente terrestre sigue la dirección del escurrimiento de los diversos ríos que se encuentran dentro de todo su contexto, siendo los recorridos de los cursos sinuosos y presentan pendientes muy suaves (característico en ríos de llanuras) y debido a la gran cantidad de sedimentos que se han acumulado con el paso de los años, los cauces desviaron sus recorridos dejando lechos abandonados.



Las diferentes crecidas han afectado a las zonas cercanas a los ríos Paraná y Paraguay, provocando una gran cantidad de áreas anegadas que descargan en los esteros.

Cómo se logra ver en la figura 10, los puntos altos en el Chaco se encuentran localizados en la parte noroeste, donde los estratos superiores de suelo están formados por arenas finas y limos; y sus cotas altimétricas empiezan a tomar valores menores de manera que nos acercamos al sector sureste de la provincia donde los suelos son más arcillosos. En nuestro caso el departamento en estudio (San Fernando) se encuentra en un sector bajo de cota promedio aproximada a los 52 msnm según el IGN (Instituto Geográfico Nacional).



**Figura 10.** Curvas de nivel y pendiente del Chaco (fuente: Atlas geográfico de la provincia del Chaco, tomo 1. 2007).



## 2. ESTUDIOS GEOTECNICOS Y PLANIMETRIA

### 2.1 Estudios Geotécnicos

#### 2.1.1 Consideraciones Generales

Los estudios geotécnicos fueron realizados por la DNV y tuvieron como objetivo la determinación de las características de los suelos de la traza en estudio de RN n° 11 próxima a transformarse en autovía entre km 983 y km 1.025,5.

Para la comprensión de la ubicación de las perforaciones realizadas se describe mediante la tabla 2 y resumen la división de tramos tenida en cuenta en el proyecto:

*Tabla 2: División de tramos (fuente: DNV)*

<b>Subtramo</b>	<b>n°1</b>	<b>n°2</b>	<b>n°3</b>
<b>KM</b>	983 - 1.000	1.000 – 1.010,5	1.010,5 - 1.025,5
<b>Progresiva</b>	+0,00 - +17.000	+17.000 - +27.500	+27.500 - +42.750

La intersección de estudio se encuentra en el subtramo n°2, km 1.004,45 en progresiva +21.400.

Los estudios realizados se complementan finalmente con las proyecciones del tránsito y las características climáticas de la región para definir el diseño estructural de los pavimentos.

#### 2.1.2 Perforaciones Realizadas

A fin de conocer el perfil edafológico de la traza y las características y capacidad portante de los suelos que la conforman se realizaron tres tipos de perforaciones distintas entre ellas por la herramienta empleada y la metodología seguida para la extracción de muestras:



- Perforaciones con barreno.
- Pozos a cielo abierto (calicatas).
- Sondeos profundos.

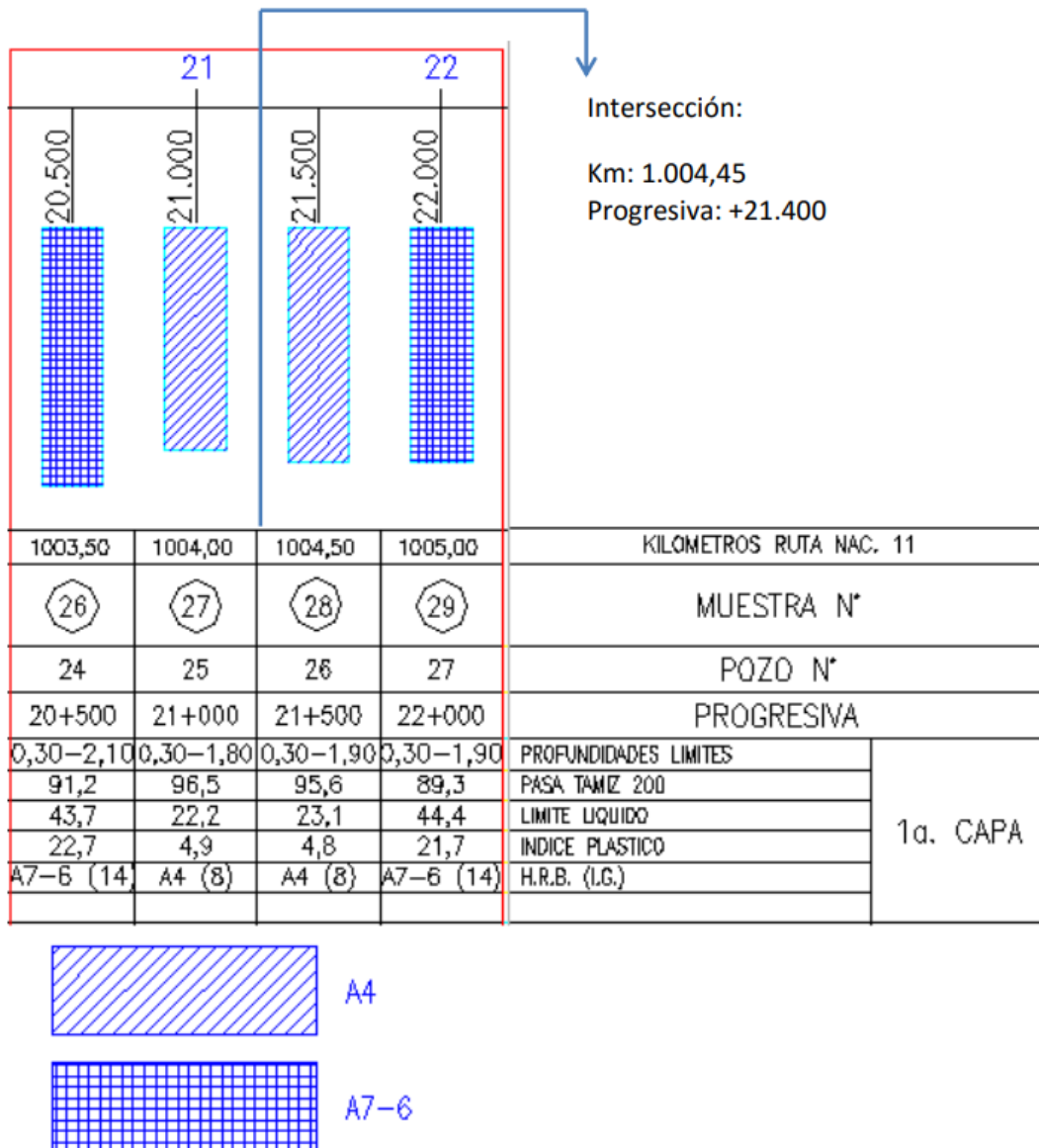
**Perforaciones con barreno.** Las mismas son un método de excavación utilizado para crear agujeros profundos y de diámetro considerable en el suelo o en superficies rocosas; se emplean barrenos o herramientas de perforación que, a través de un movimiento de rotación o de percusión, fragmentan el material para extraerlo y avanzar en profundidad. Este tipo de perforación permite explorar y evaluar el terreno de manera efectiva.

Para este caso fueron realizadas cada 500 m y hasta una profundidad de 2m aproximadamente, con el fin de obtener muestras para clasificación HRB, determinándose la humedad in-situ y sobre algunas muestras realizar ensayo de compactación (Norma de ensayo VN-E5-93) y ensayo de valor soporte e hinchamiento de suelos (Norma de ensayo VN-E6-84).

Se debe tener presente que las muestras obtenidas son del tipo totalmente alteradas.

Como el anteproyecto de la intersección es una obra puntual, solamente se muestran los resultados obtenidos de los barrenos que son útiles para nuestro estudio (ver figura n°11) (Ver relevamiento completo anexo I -tabla A.1.1).

Para llegar a los resultados se siguió en laboratorio la “Norma de Ensayo VN-E4-84”.



**Figura 11:** Perfiles geotécnicos de interés (fuente: DNV).

**Observaciones sobre el subtramo 2:** A lo largo del subtramo de interés se realizaron 22 muestreos por barreno donde cerca de 18% de las muestras tiene índice de plasticidad (IP) superior a 20% y casi 60% tiene índice de plasticidad superior a 15%.

No se ha detectado la napa freática en ninguna de las perforaciones, ni siquiera en aquellas que tenían 2,10 metros de profundidad; de todas maneras se destaca que el nivel de napa freática varía fuertemente entre períodos secos y lluviosos.

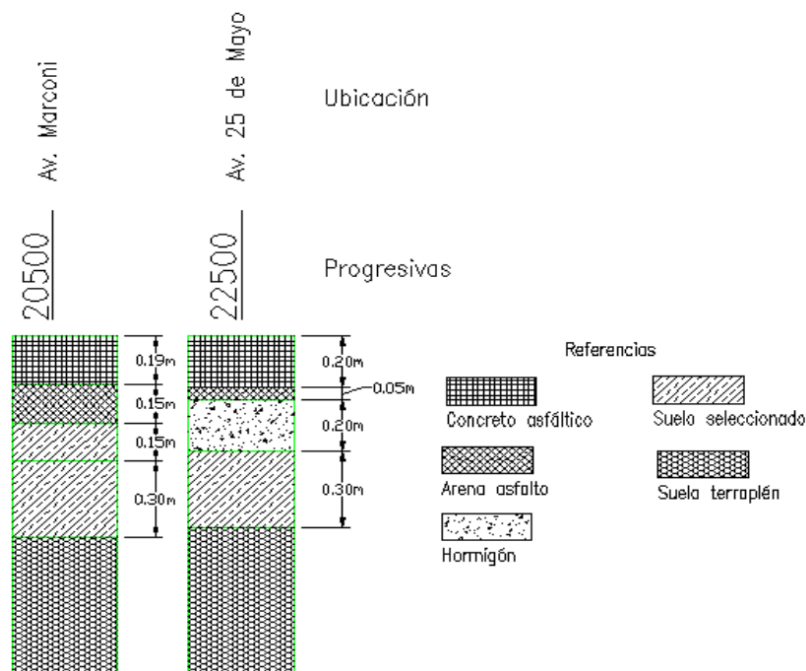


**Pozos a cielo abierto (Calicatas):** Las perforaciones a cielo abierto, también conocidas como perforaciones de superficie o calicatas, se realizan directamente desde la superficie terrestre sin necesidad de túneles o estructuras de soporte adicionales. Este método facilita el acceso y permite un proceso de excavación y extracción de muestras más económico y rápido, aunque están limitadas a cierta profundidad y se realizan generalmente en zonas de baja complejidad geológica.

Se han efectuado calicatas desde el km 984 hasta el 1.019 sobre RN n°11 con el fin de conocer la conformación y características del paquete estructural existente y subrasante; se destaca que en el lugar de la intersección no se ha efectuado ninguna y las más cercanas son a 900 m hacia el lado Santa Fe (prog. +20.500) y 1.100 m hacia el lado de Formosa (prog. +22.500).

En el subtramo de interés se presenta en el paquete estructural, entre 30 y 40 centímetros de “negro”, repartido entre concreto asfáltico y base negra.

A continuación, se muestran los resultados de las calicatas más cercanas:



**Figura 12:** Perfil estructural de calzada existente próxima a la intersección (fuente: DNV).

**Sondeos Profundos. Ensayo normal de penetración (SPT):** El ensayo SPT (Standard Penetration Test o Prueba de Penetración Estándar) es un método de sondeo profundo utilizado para estudiar la resistencia y las propiedades del suelo donde mediante una perforación se introduce un tubo hueco que se golpea repetidamente y se mide la cantidad de golpes necesarios para que avance una distancia determinada en el terreno. Los datos obtenidos se analizan para determinar la capacidad de carga del suelo y otros parámetros de interés en la construcción de cimentaciones y estructuras en profundidad.

Se realizaron ensayos SPT en todo el subtramo n°2, donde dos de ellos fueron en la intersección de estudio (Fig. 13):



**Figura 13.** Ubicación de ensayos SPT n°9 y n°10 en la intersección (fuente: Elaboración propia).

### 2.1.3 Ensayo de campo

#### Lineamientos generales



\_Utilización del sacamuestra Moretto.

\_Determinación del número de golpes (n° SPT) a cada metro de profundidad.

\_Extracción de muestras a cada metro de profundidad para ser analizadas en laboratorio.

### **Método de avance de la perforación**

\_ El avance de la perforación para cada profundidad se realizó con barreno hasta donde la estabilidad de las paredes de la perforación lo permitía y luego con inyección de lodo bentonítico.

**Determinación del número de golpes (n° SPT):** A cada metro de profundidad se determinó el número de golpes del ensayo de penetración estándar (n° SPT); el ensayo se realizó de acuerdo a la norma ASTM D-1586.

**Extracción de Muestras:** Junto con la determinación del número de SPT, de cada metro de profundidad se extrajeron muestras semi-inalteradas para ser ensayadas en laboratorio, las mismas corresponden a muestras que son recogidas del interior de tubos de PVC colocados dentro del sacamuestras Moretto y luego de su extracción las muestras fueron convenientemente identificadas y almacenadas para su transporte.

#### **2.1.4 Ensayos y estudios de laboratorio**

Sobre las muestras extraídas de campo se realizaron:

- Ensayos triaxiales.
- Humedad natural, límites de Atterberg y granulometría.
- Clasificación de las muestras según el SUCS.



**Ensayos triaxiales:** El ensayo triaxial es una prueba de laboratorio utilizada para evaluar la resistencia y las propiedades mecánicas de un suelo; durante el ensayo la muestra de suelo se somete a presión en tres direcciones dentro de una celda especial, simulando las condiciones de esfuerzo en el terreno; este ensayo permite determinar la capacidad de resistencia del suelo, su cohesión y su ángulo de fricción interna.

Las muestras de suelo que se presentaban aptas fueron sometidas al ensayo triaxial no consolidado, no drenado, con escalonamiento de tensiones de confinamiento sobre la misma probeta. A partir del ensayo se estimaron parámetros de resistencia.

**Humedad natural, límites de Atterberg y granulometría:** Mediante la ejecución de ensayos normalizados de laboratorio se determinó sobre cada muestra recolectada en campo la humedad natural, el límite líquido, el límite plástico y el tamaño de las partículas.

La humedad natural es el porcentaje de agua presente en el suelo de manera natural, es decir, en el estado en que se encuentra en el sitio de estudio sin haber sido alterado y es una medida de interés para evaluar las propiedades mecánicas y de comportamiento del suelo, ya que el contenido de humedad afecta la cohesión, la plasticidad y la resistencia del material.

Los límites de Atterberg son un conjunto de valores que describen los cambios de estado de un suelo fino (como arcillas) en función de su contenido de agua; se dividen en límite líquido, límite plástico y límite de contracción y son útiles para evaluar la plasticidad y compresibilidad del suelo. Determinar los mismos ayuda a comprender cómo se comportará el suelo bajo diferentes condiciones de humedad.

La granulometría es el análisis de la distribución del tamaño de las partículas en una muestra de suelo; a través de tamices o mediante métodos de sedimentación se determina el porcentaje de



arena, limo y arcilla presente en el suelo. El mismo permite clasificar el suelo según su textura y composición, proporcionando información sobre su permeabilidad, compacidad y capacidad de carga.

**Clasificación de las muestras según el SUCS:** Con los resultados obtenidos anteriormente se clasificaron las muestras de suelo mediante el SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos).

La clasificación de muestras según el SUCS es un método estandarizado para describir el tipo y comportamiento del suelo, basado en la granulometría y los límites de Atterberg, el SUCS categoriza los suelos en grupos (como arenas, limos, arcillas) y subgrupos, asignándoles letras y números para identificar sus características.

#### **2.1.5 Resultados obtenidos**

Se muestran los resultados de los ensayos SPT n°9 y SPT n°10, ambos realizados en la intersección (Tabla 3 y 4):



**Tabla 3. Datos del perfil SPT n° 9 (fuente: DNV).**

Datos			SPT								Triaxial				
SPT n°	M n°	Prof (m)	n° gol.	Wn %	#200 %	LL %	LP %	IP %	LP* [%]	SUCS	Descripción	φu grados	Cu kg/cm <sup>2</sup>	Υ kg/cm <sup>3</sup>	Υd kg/cm <sup>3</sup>
9	1	1,00						0	0		No se extrajo muestra	---	---	---	---
9	2	2,00	9	19	100	43	22	22	32	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	17	0,34	2,08	1,59
9	3	3,00	6	24	11	0	0	0	0	SP-SM	Arena limosa mal graduada	---	---	---	---
9	4	4,00	9	24	14	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
9	5	5,00	11	22	6	0	0	0	0	SP-SM	Arena limosa mal graduada	---	---	---	---
9	6	6,00	28	17	4	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
9	7	7,00	29	19	3	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
9	8	8,00	24	19	5	0	0	0	0	SP-SM	Arena limosa mal graduada	---	---	---	---
9	9	9,00	32	23	13	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
9	10	10,00	39	25	10	0	0	0	0	SP-SM	Arena limosa mal graduada	---	---	---	---
9	11	11,00	31	23	3	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
9	12	12,00	23	23	10	0	0	0	0	SP-SM	Arena limosa mal graduada	---	---	---	---
9	13	13,00	7	23	14	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
9	14	14,00	7	16	52	15	9	6	12	CL-ML	Arcilla limosa de baja plasticidad	17	0,34	2,08	1,59
9	15	15,00	58	18	2	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
9	16	16,00	49	20	4	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
9	17	17,00	33	19	3	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
9	18	18,00						0	0		Fin de la Perforación				
9	19	19,00						0	0						
9	20	20,00						0	0						
	NF	2,30	60												



**Tabla 4. Datos del perfil SPT n° 10 (fuente: DNV).**

Datos			SPT									Triaxial			
SPT n°	M n°	Prof (m)	N gol.	Wn %	#200 %	LL %	LP %	IP %	LP* [%]	SUCS	Descripción	φu grados	Cu kg/cm <sup>2</sup>	γ kg/cm <sup>3</sup>	γd kg/cm <sup>3</sup>
10	1	1,00						0	0			---	---	---	---
10	2	2,00						0	0			---	---	---	---
10	3	3,00	11	26	53	68	22	46	45	CH	Arcilla inorgánica de alta plasticidad	2	0,82	2,03	1,50
10	4	4,00	4	29	87	44	20	24	32	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	2	0,22	1,99	1,41
10	5	5,00	6	24	80	40	19	21	29	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	3	0,31	1,98	1,63
10	6	6,00	16	21	83	30	16	14	23	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	---	---	---	---
10	7	7,00	23	25	13	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
10	8	8,00	10	21	51	26	19	7	22	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	---	---	---	---
10	9	9,00	3	25	90	28	20	9	24	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	---	---	---	---
10	10	10,00	6	34	98	35	22	13	28	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	1	0,10	1,94	1,29
10	11	11,00	8	30	55	36	22	13	29	CL	Arcilla inorgánica de baja plasticidad	---	---	---	---
10	12	12,00	35	24	34	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
10	13	13,00	19	25	24	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
10	14	14,00	36	23	18	0	0	0	0	SM	Arena limosa	---	---	---	---
10	15	15,00	54	17	5	0	0	0	0	SP-SM	Arena limosa mal graduada	---	---	---	---
10	16	16,00	54	19	3	0	0	0	0	SP	Arena mal graduada	---	---	---	---
10	17	17,00						0	0		Fin de la Perforación				
10	18	18,00						0	0						
10	19	19,00						0	0						
10	20	20,00						0	0						
NF	2,50	60													

### 2.1.6 Determinación de las resistencias mecánicas

A continuación, se detallan los parámetros resistentes para cada profundidad siguiendo un rango de un metro y se sugiere la cota de punta que pueden alcanzar los pilotes (Tabla 5 y 6):



**Tabla 5.** Capacidad de carga del pilote SPT n°9. Av. Alvear lado este (fuente: DNV).

Prof. (m)	n° SPT Moretto	Tipo de suelo	Resistencia lateral adm. kg/cm2	Resistencia de punta adm. kg/cm2	Fricción negativa kg/cm2	Observaciones
1,0		Arcilla	0,00	0,00	0,00	
2,0	9	Arcilla	0,00	0,00	0,00	
3,0	6	Arena limosa	0,09	4,57	0,00	
4,0	9	Arena limosa	0,14	6,86	0,00	
5,0	11	Arena limosa	0,18	9,14	0,00	
6,0	28	Arena	0,40	28,57	0,00	
7,0	29	Arena	0,40	28,57	0,00	
8,0	24	Arena limosa	0,39	19,43	0,00	
9,0	32	Arena limosa	0,50	25,14	0,00	Cota de fundación sugerida
10,0	39	Arena limosa	0,62	30,86	0,00	
11,0	31	Arena	0,44	31,43	0,00	
12,0	23	Arena limosa	0,37	18,29	0,00	
13,0	7	Arena limosa	0,11	5,71	0,00	
14,0	7	Limo	0,09	2,86	0,00	
15,0	58	Arena	0,82	30,00	0,00	
16,0	49	Arena	0,68	35,00	0,00	



**Tabla 6.** Capacidad de carga del pilote SPT n°10. Av. Alvear lado sur (fuente: DNV).

Prof. (m)	n° SPT Moretto	Tipo de suelo	Resistencia lateral adm. kg/cm2	Resistencia de punta adm. kg/cm2	Fricción negativa kg/cm2	Observaciones
1,0	0	Arcilla	0,00	0,00	0,00	
2,0	0	Arcilla	0,00	0,00	0,00	
3,0	11	Arcilla	0,14	2,29	0,00	
4,0	4	Arcilla limosa	0,04	0,94	0,00	
5,0	6	Arcilla limosa	0,05	1,26	0,00	
6,0	16	Arcilla limosa	0,14	3,46	0,00	
7,0	23	Arena limosa	0,37	18,29	0,00	
8,0	10	Arcilla limosa	0,09	2,20	0,00	
9,0	3	Arcilla limosa	0,03	0,63	0,00	
10,0	6	Arcilla limosa	0,05	1,26	0,00	
11,0	8	Arcilla limosa	0,08	1,89	0,00	
12,0	35	Arena limosa	0,57	28,57	0,00	
13,0	19	Arena limosa	0,30	14,86	0,00	
14,0	36	Arena limosa	0,57	28,57	0,00	Cota de fundación sugerida
15,0	54	Arena limosa	0,87	30,00	0,00	
16,0	54	Arena	0,76	30,00	0,00	

## 2.2 Estudios Topográficos

### 2.2.1 Introducción

En este estudio se establecen las condiciones necesarias para el diseño de las obras de ingeniería conforme a las particularidades del terreno.

Este capítulo tiene como objetivo describir y analizar la información altimétrica y los perfiles transversales disponibles.

### 2.2.2 Información Disponible

La siguiente información fue proporcionada por la Dirección Nacional de Vialidad (DNV).

- **Altimetría de la Ruta Nacional n°11:**



- La información incluye el perfil longitudinal de la ruta, con cotas de elevación en puntos pertenecientes a la rasante, al terreno natural, y a los desagües ubicados a la derecha e izquierda a lo largo del eje.

Ver planos de la altimetría de la RN n°11 en Anexo.

- **Perfiles Transversales de la Avenida Alvear:**

- Se obtuvieron cortes transversales del camino en diversos intervalos, mostrando las elevaciones de puntos clave de la superficie del camino, sin detallar las capas internas del paquete estructural.

- Estos perfiles son útiles para analizar las pendientes transversales del camino e identificar posibles zonas de drenaje.

### **2.2.3 Relevamiento de la Avenida Alvear**

Se recolectaron las siguientes coordenadas y elevaciones en puntos clave de la Avenida Alvear del tramo perteneciente a Resistencia (Tabla 7):



**Tabla 7.** Puntos relevados sobre la avenida Alvear (fuente: elaboración propia).

Este	Norte	Elevacion	Código	
5597441,05	6965326,3	53,955	LM	MARCA 3
5597438,65	6965324,1	53,805	BCO	
5597438,52	6965323,9	53,636	BC	
5597431,23	6965316,8	53,764	BC	
5597430,41	6965316,13	53,767	BC	
5597422,74	6965308,88	53,549	BC	
5597420,39	6965306,53	53,887	LM	
5597474,53	6965251,58	53,954	LM	MARCA 2
5597476,73	6965253,59	53,755	BCO	
5597476,92	6965253,74	53,656	BC	
5597479,31	6965256,21	53,785	E	
5597481,85	6965258,76	53,995	BC	
5597482,12	6965259	54,053	BC	
5597484,62	6965261,58	54,162	E	
5597487,14	6965264,19	54,08	BC	
5597487,45	6965264,41	54,015	BC	
5597489,83	6965266,98	53,817	E	
5597492,26	6965269,54	53,704	BC	MARCA 1
5597492,35	6965269,65	53,848	BCO	
5597479,31	6965288,21	53,799	LM	
5597578,11	6965189,27	53,897	LM	
5597575,26	6965186,08	53,788	BCO	
5597575,2	6965185,82	53,64	BC	
5597572,79	6965183,24	53,739	E	
5597570,12	6965180,64	53,905	BC	
5597567,37	6965178,07	54,055	E	
5597564,89	6965175,41	53,975	BC	
5597562,34	6965172,56	53,635	E	MARCA 1
5597559,86	6965170,06	53,474	BC	
5597559,69	6965169,91	53,596	BCO	
5597558,6	6965166,66	53,684	LM	

Adicionalmente, se utilizaron imágenes del programa Google Earth para identificar la ubicación precisa de los puntos clave (LM, BC, BCO y E) marcados como “MARCA 1, MARCA 2 y MARCA 3” sobre la Avenida Alvear (Figura 14), estas referencias visuales complementan las coordenadas y elevaciones registradas.



Figura 14. Ubicación de puntos relevados sobre Avenida Alvear (fuente: Elaboración propia).





- 8) Cámaras de acceso de H° A°.
- 9) Colector de desagües pluviales.
- 10) Conexión de desagües pluviales domiciliarias.
- 11) Carpeta de H° S. Tipo H- 8 e= 0,10 m.
- 12) Terreno natural.
- 13) Iluminación central de calzada.

#### **2.2.4 Conclusión**

El análisis topográfico realizado en este capítulo ha permitido recopilar y procesar información para un posterior estudio de alternativas de soluciones para la intersección.

Como no se obtienen datos de la avenida Alvear en el tramo perteneciente a Fontana, se ocuparán los obtenidos para el tramo perteneciente a Resistencia, pero se recomienda realizar un relevamiento topográfico de la zona de interés para mayor precisión (ver Plano N°2 en Anexo).



### **3. ESTUDIO DE TRÁNSITO**

Para elaborar el diseño geométrico más acorde a la demanda de tránsito esperada en el futuro se determina el tránsito de diseño de los caminos intervinientes, para ello primero es necesario determinar la proyección del tránsito la cual surge de tener en cuenta la tasa de crecimiento.

#### **3.1 Tasa de crecimiento**

Para su determinación se recurre a dos metodologías de cálculo y luego es posible concluir en un valor único para la utilización en la proyección.

Las mismas consisten en:

- Tener en cuenta un estudio socio-económico.
- Tener en cuenta sólo el crecimiento del TMDA (tránsito medio diario anual) interviniente.

##### **3.1.1 Estudio socio-económico**

Sugerida por Horacio R. Vallejos en su libro “*Elaboración de un proyecto vial, tomo 1: Planeamiento, 2012*”; la misma consiste en analizar el crecimiento de los siguientes parámetros socio-económicos:



Población.

Parque automotor.

TMDA.

Consumo de combustible.

Producción.

Luego tomando las tasas ponderadas de los crecimientos individuales de cada parámetro (ver tabla 8), en función si es una obra nueva o de rehabilitación se llega a la tasa de crecimiento final, el proyecto en cuestión se considerará como obra nueva.

*Tabla 8. Porcentajes de ponderación (fuente: Vallejos, H. 2012)*

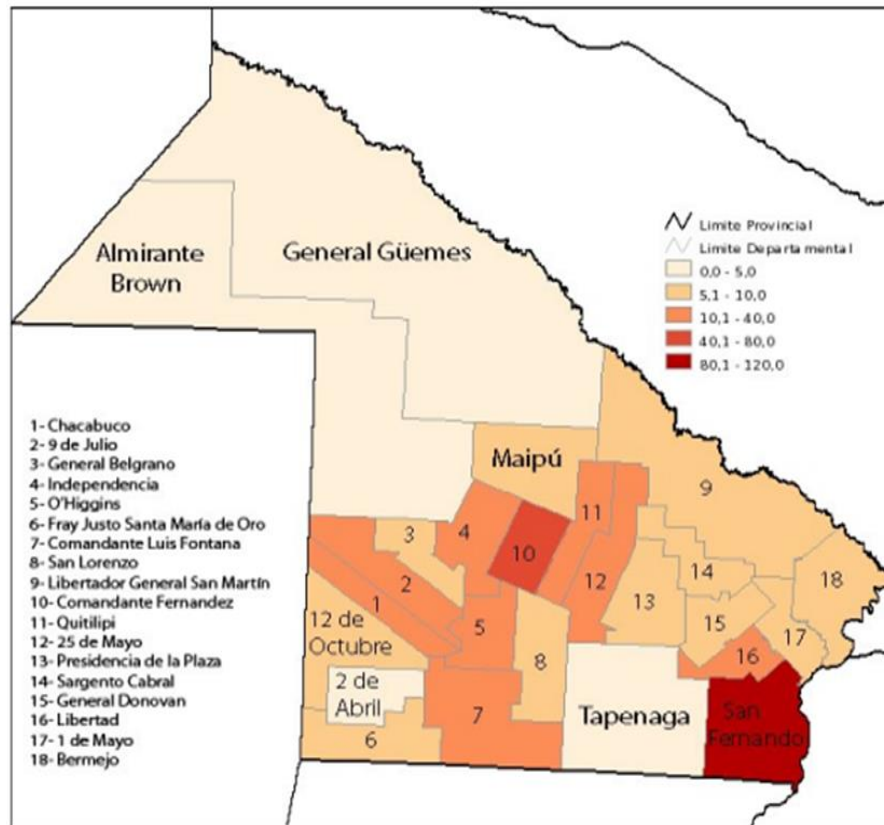
<b>PARÁMETROS</b>	<b>OBRA NUEVA</b>	<b>OBRA DE REHABILITACIÓN</b>
<b>Población</b>	15% $r_p$	10% $r_p$
<b>Parque automotor</b>	20% $r_a$	15% $r_a$
<b>TMDA</b>	35% $\Gamma_{TMDA}$	50% $\Gamma_{TMDA}$
<b>Cons. combustible</b>	15% $r_C$	15% $r_C$
<b>Producción</b>	15% $\Gamma_{PRO}$	10% $\Gamma_{PRO}$
<b>Tasa de crecimiento</b>	% $r$	% $r$

### **Población**

El Chaco ha atravesado en estos dos últimos períodos censales una aceleración en el ritmo de urbanización, donde la densidad de la población es de 11,3 habitantes por kilómetro cuadrado.



El departamento de San Fernando (ubicado al sureste de la provincia y donde se encuentra la capital) concentra alrededor de 37% de la población provincial con 117,1 habitantes por kilómetro cuadrado (ver figura n°16).



**Figura 16.** Cantidad de habitantes por kilómetro cuadrado en el Chaco (fuente: DINREP).

La zona sur-centro es la de mayor densidad poblacional, en particular los departamentos San Fernando y comandante Fernández que poseen 5% de la superficie total de la provincia, concentran más de 46% de la población total.

El departamento que contiene a la capital mantuvo su ritmo de crecimiento aproximadamente igual a la media provincial en ambos períodos censales y tiene prácticamente 100% de la población urbana.



Analizando ahora la serie histórica poblacional (ver tabla 9) correspondiente a los departamentos que se consideran con mayor influencia en el tránsito de la intersección obtenidos de tres censos nacionales oficiales realizados, se determina la tasa de crecimiento poblacional.

**Tabla 9.** Censo nacional de población, hogares y viviendas de 1991, 2001, 2010 y 2022 (fuente: INDEC)

Departamentos	Censos			
	1991	2001	2010	2022
General Donovan	11.456	13.385	13.49	15.096
Libertad	8.800	10.822	12.158	13.807
San Fernando	298.572	365.637	390.874	416.140
1° de Mayo	6.975	9.131	10.322	14.279
<b>Total</b>	<b>325.803</b>	<b>398.975</b>	<b>426.844</b>	<b>459.322</b>

$$r_{\text{pob}} = \left(\frac{P_f}{P_o}\right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Pf= último dato de la serie

Po= primer dato de la serie

n= números de años de la serie

$$r_{\text{pob}} = \left(\frac{459.322}{325.803}\right)^{\frac{1}{31}} - 1 = 0,011 = 1,1\%$$

### Parque automotor

En Argentina el parque automotor alcanzó un total de 17,3 millones de vehículos en 2022; según los resultados del último censo poblacional se estima que hay aproximadamente 2,6 habitantes por cada vehículo en el país, además el parque automotor experimentó un crecimiento continuo llegando a proyectarse en 17,7 millones de unidades para el año siguiente; sin embargo



este incremento plantea desafíos significativos, tales como el agravamiento de la congestión vehicular, problemas en el abastecimiento de combustibles y un aumento en la incidencia de siniestros viales.

El Chaco ha aumentado la cantidad de vehículos en circulación reflejados en la tabla 10, donde se puede observar el incremento considerando una serie de once años, partiendo del año 2013 hasta el 2024. Debido al crecimiento poblacional concentrado mayormente en el departamento de San Fernando se interpreta que la mayor parte de estos vehículos se encuentran en circulación por la capital de la provincia.

**Tabla 10.** Parque automotor activo en la provincia de Chaco (fuente: DNRPA)

Año	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
2013	166.425	167.417	169.317	169.91	171.515	172.758	174.317	175.623	177.092	178.412	179.308	179.971
2014	182.231	183.338	184.089	184.936	185.868	186.765	187.861	189.018	190.183	191.135	191.888	192.373
2015	193.789	194.733	195.824	196.934	197.987	199.2	200.528	201.913	203.321	204.624	205.697	206.281
2016	207.569	208.781	209.179	211.23	212.532	213.848	215.324	216.935	218.544	219.707	220.899	221.318
2017	223.74	225.382	227.289	228.668	230.405	232.122	234.13	236.039	237.112	239.79	241.41	242.234
2018	245.58	247.158	249.221	251.16	253.074	254.521	256.009	257.392	258.426	259.176	259.755	260.091
2019	261.269	261.621	262.407	263.233	263.825	264.395	265.21	265.879	266.324	266.804	267.082	267.183
2020	268.136	268.497	268.742	268.784	269.109	269.531	269.957	270.446	270.904	271.478	272.009	272.316
2021	273.286	273.812	274.396	274.83	275.233	275.927	276.477	276.841	277.351	277.838	278.156	278.255
2022	278.965	279.513	280.072	280.58	281.126	281.82	282.625	283.48	284.121	284.712	285.333	285.527
2023	286.400	286.888	287.686	288.292	288.975	289.692	290.38	290.954	291.497	292.126	292.516	292.566
2024	293.063											

Sobre la serie histórica del parque automotor de la provincia se determina “ $r_{\text{aut}}$ ”.

$$r_{\text{aut}} = \left( \frac{A_f}{A_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

$A_f$  = último dato de la serie

$A_o$  = primer dato de la serie

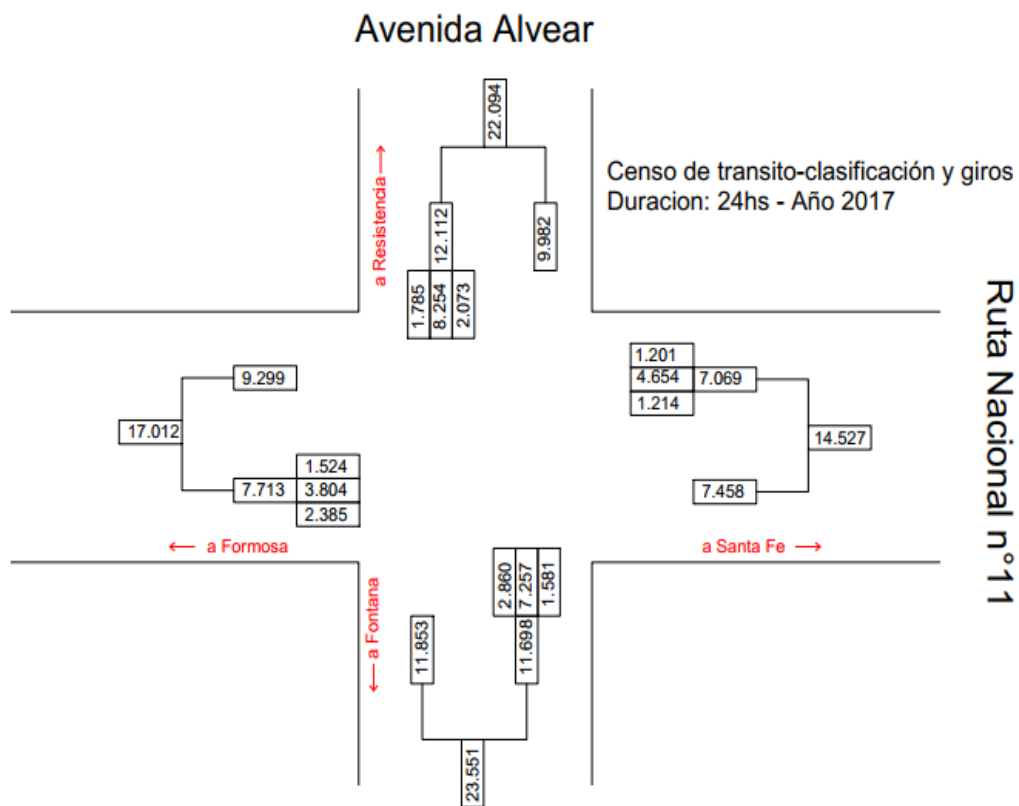
$n$  = números de años de la serie



$$r_{\text{aut}} = \left( \frac{293.063}{166.425} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,052 = 5,2\%$$

### Tránsito medio diario anual (TMDA)

Para contar con la serie histórica del TMDA se hizo uso de un censo de tránsito “Clasificación y giros” realizado en la intersección en el año 2017 (ver figura 17) y las tasas de variación de TMDA registradas en la estación permanente más cercana sobre la Ruta Nacional n° 11 (tramo km 983.45 – km 1002.01) ver tabla 11.



**Figura 17.** Censo de clasificación y giros (fuente: DNV 2017)



**Tabla 11.** Variación del TMDA en puesto permanente. Tramo km 983.45 – km 1002.01 (fuente: DNV)

Ruta	Límites del tramo	Progresiva de Inicio	Progresiva de Fin	Año de Inicio	Año de Fin	Variación
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2013	2023	6,1
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2013	2014	-5,4
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2014	2015	3,1
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2015	2016	-0,3
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2016	2017	6,4
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2017	2018	-7,9
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2018	2019	-7,9
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2019	2020	-37,2
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2020	2021	54,7
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2021	2022	21,9
0011	INT.EX R.N.89 (I) - RESIS-TENCIA (ENT.)	983,45	1002,01	2022	2023	2,2

A continuación se presentan las series elaboradas en la tabla 12:

**Tabla 12.** Series de TMDA de los caminos intervinientes contemplando la totalidad de los vehículos.

Ruta Nacional n°11 - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
i (%) de variación		3,1	-0,3	6,4	-7,9	-7,9	-37,2	54,7	21,9	2,2
a Formosa	15.555	16.037	15.989	17.012	15.668	14.430	9.062	14.019	17.089	17.465
a Santa Fe	13.283	13.694	13.653	14.527	13.379	12.322	7.738	11.971	14.593	14.914

avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
i (%) de variación		3,1	-0,3	6,4	-7,9	-7,9	-37,2	54,7	21,9	2,2
a Resistencia	20.201	20.828	20.765	22.094	20.349	18.741	11.769	18.207	22.195	22.683
a Fontana	21.533	22.201	22.134	23.551	21.690	19.977	12.546	19.408	23.658	24.179

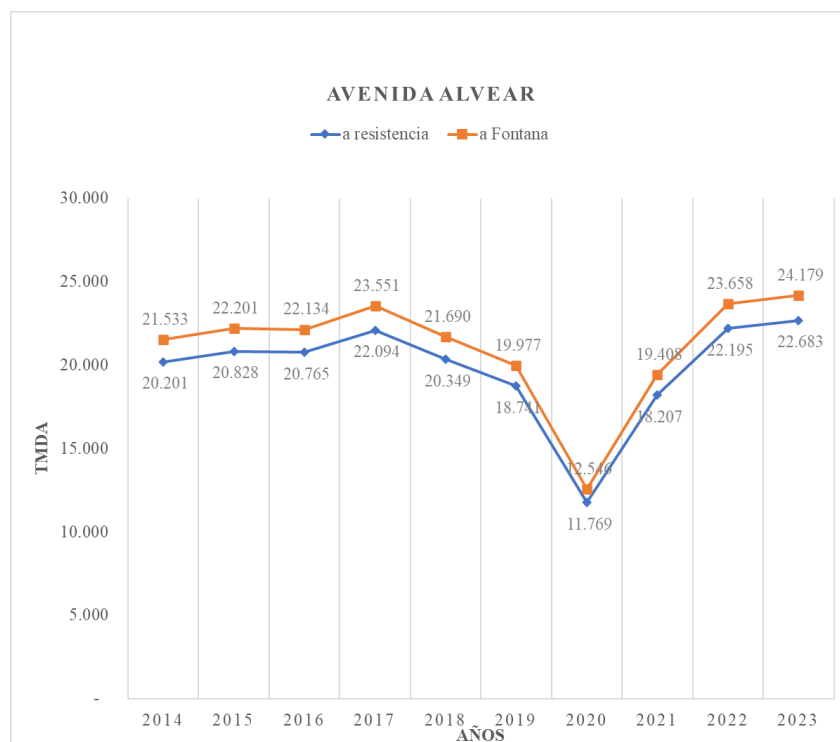


Las tasas de variación anual corresponden a la Ruta Nacional n°11 (ver figura 18). Se consideran válidas también para la avenida Alvear.

La columna que compete al año 2017 es dato del censo de tránsito clasificación y giro, punto de partida para la utilización de la siguiente fórmula de proyección:

$$TMDA_{final} = TMDA_{inicial} * (i + 1)^n$$

$$n = \text{Años} = 1$$



**Figura 18.** Variación anual del TMDA avenida Alvear (fuente: DNV)

Considerando que el Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) obtenido para la Avenida Alvear presenta la condición más desfavorable, debido a la mayor cantidad de vehículos en circulación, para el cálculo de la tasa de crecimiento representativa del TMDA se selecciona la serie con los valores más altos (ver tabla 13).



**Tabla 13.** Serie de TMDA correspondiente a la avenida Alvear

avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
a Fontana	21.533	22.201	22.134	23.551	21.690	19.977	12.546	19.408	23.658	24.179

Sobre la serie histórica TMDA de la avenida Alvear se determina “ $r_{TMDA}$ ”.

$$r_{TMDA} = \left( \frac{TMDA_f}{TMDA_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

TMDAf = último dato de la serie

TMDAo = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{TMDA} = \left( \frac{24.179}{21.533} \right)^{\frac{1}{10}} - 1 = 0,0117 = 1,17\%$$

### Consumo de combustible

Las siguientes tablas exponen las series de consumos de combustibles (en m<sup>3</sup>), tanto de nafta como gasoil en Chaco, obtenidos de un estudio realizado por la dirección de estadísticas y censos de la provincia de San Luis, que se basaron en datos de la Secretaría de Energía de la Nación (ver tabla 14 y 15).



**Tabla 14.** Consumo de nafta en la provincia del Chaco (en m3).

Años	Consumo en la provincia de Chaco (m3)		Total
	Nafta		
	Grado 2	Grado 3	
2013	122.804	35.458	158.262
2014	123.244	36.541	159.785
2015	123.468	45.798	169.266
2016	127.345	46.680	174.025
2017	140.121	54.573	194.694
2018	141.197	48.861	190.058
2019	143.364	39.712	183.076
2020	109.537	25.468	135.005
2021	140.453	35.704	176.157
2022	166.823	44.099	210.922
2023	176.089	41.652	217.741

**Tabla 15.** Consumo de gasoil en la provincia del Chaco en m3 (fuente: Secretaría de energía de la Nación)

Años	Consumo en la provincia de Chaco (m3)		Total
	Gas-oil		
	Grado 2	Grado 3	
2013	233.572	33.520	267.092
2014	223.713	36.332	260.045
2015	225.461	46.206	271.667
2016	210.468	52.142	262.61
2017	228.976	67.944	296.92
2018	187.820	69.697	257.517
2019	172.277	63.977	236.254
2020	170.420	49.341	219.761
2021	188.527	65.824	254.351
2022	191.354	82.223	273.577
2023	198.304	72.508	270.812



Sobre la serie histórica del consumo de combustible de la provincia se determina “ $r_{com}$ ”.

$$r_{com} = \left( \frac{Cf}{Co} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

Cf = último dato de la serie

Co = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

Co = 158.262 m<sup>3</sup> (Nafta) + 267.092 m<sup>3</sup> (Gasoil) = 425.354 m<sup>3</sup>

Cf = 217.741 m<sup>3</sup> (Nafta) + 270.812 m<sup>3</sup> (Gasoil) = 488.553 m<sup>3</sup>

$$r_{com} = \left( \frac{488.553}{425.354} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,0126 = 1,3\%$$

## **Producción**

**Agrícola:** Históricamente en el Chaco se destacó por su producción aldonera, posicionándose como líder en este sector a nivel nacional; sin embargo, con el paso del tiempo, la estructura productiva ha cambiado considerablemente, dando lugar a un notable crecimiento en la producción de cereales; esta transformación se debió en gran parte a la mejora en los precios internacionales de estos productos y a la menor exigencia en términos de recursos y manejo que requieren los cultivos de cereales en comparación con el algodón.

Actualmente Chaco sigue manteniendo su posición destacada como principal productor de algodón en el país, pero su economía agrícola ha diversificado su base; los cereales como soja, sorgo, maíz y girasol se han consolidado como los cultivos predominantes, fortaleciendo la economía provincial, cambios que han incrementado significativamente el transporte de carga, ya que la mayor producción de granos ha generado una mayor demanda logística para su distribución y exportación.



La tabla 16 ilustra la evolución de la producción agrícola en toneladas de las principales cosechas en la provincia del Chaco:

**Tabla 16.** Agricultura, producción (toneladas en bruto) (fuente: Ministerio de Producción del Chaco)

Año	algodón	soja	trigo	maíz	sorgo	girasol	arroz	total
2011-2012	270.756	292.035	233.860	165.160	139.370	414.450	48.840	1.564.471
2012-2013	191.980	553.794	33.340	218.650	250.070	549.360	49.000	1.846.194
2013-2014	485.454	1.384.537	21.090	1.079.910	473.310	157.910	41.600	3.643.811
2014-2015	296.475	1.191.340	70.650	577.060	221.950	272.545	37.200	2.667.220
2015-2016	265.534	1.020.146	150.010	1.186.959	227.734	504.086	34.800	3.389.269
2016-2017	136.245	1.414.659	109.282	1.999.884	164.087	711.027	24.800	4.559.984
2017-2018	260.666	1.064.920	192.866	1.604.355	134.079	688.609	30.500	3.975.995
2018-2019	226.911	1.038.828	281.989	1.188.223	117.664	706.258	25.200	3.585.073
2019-2020	337.583	1.404.299	337.271	1.306.732	118.465	452.410	24.800	3.981.560
2020-2021	349.742	1.088.975	62.633	892.515	221.374	120.774	30.780	2.766.793
2021-2022	339.663	1.649.432	153.147	1.200.739	161.192	311.393	35.880	3.851.446
2022-2023	229.230	1.057.294	101.047	794.349	92.629	306.690	24.750	2.605.989

Sobre la serie histórica de la producción de la provincia se determina “ $r_{agr}$ ”.

$$r_{agr} = \left( \frac{AGR_f}{AGR_o} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

AGR<sub>f</sub>= último dato de la serie

AGR<sub>o</sub>= primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{agr} = \left( \frac{2.605.989}{1.564.471} \right)^{\frac{1}{12}} - 1 = 0,043 = 4,3\%$$

**Explotación forestal:** La explotación forestal en el Chaco está profundamente influenciada por las condiciones climáticas, en particular la temperatura y las precipitaciones, que determinan la vegetación a lo largo del territorio; a medida que se avanza desde el este hacia el oeste, se observa un empobrecimiento progresivo de la vegetación, lo que hace del Chaco una región con una gran diversidad de ecosistemas.



En la parte occidental del Chaco, predominan los bosques nativos, principalmente compuestos por especies como el quebracho colorado y blanco, algarrobo, chañar, lapacho, y guayacán o palo santo. Estas especies forestales han sido tradicionalmente aprovechadas para la producción de madera y otros derivados, lo que ha promovido una intensa actividad forestal en la región; esta zona es rica en recursos maderables de alta demanda debido a su durabilidad y uso en la industria maderera nacional e internacional.

El Chaco deprimido, situado en la zona central de la provincia, está compuesto por suelos arcillosos con una alta propensión a la inundación, debido a la acumulación de sedimentación de los ríos, aquí predominan los quebrachos y diversas especies de palmeras, como el yatay y el caranday junto a una densa cobertura de pastizales que también contribuyen a la actividad económica a través de la ganadería extensiva.

En las zonas cercanas al río Paraná, los suelos son más fértiles y húmedos, favoreciendo la presencia de esteros y bañados, donde las especies forestales se distribuyen más densamente. Estas áreas, aunque no son tradicionalmente explotadas por su madera, contribuyen significativamente a la biodiversidad de la provincia.

La explotación forestal en el Chaco ha tenido un papel clave en la economía provincial, sin embargo y debido a la sobreexplotación y las políticas forestales deficientes en décadas pasadas, muchos de estos bosques están bajo presión, lo que ha obligado a implementar políticas de manejo forestal sostenible.

En los últimos años los programas de reforestación y conservación han tomado relevancia, con la intención de garantizar la sostenibilidad de los recursos forestales a largo plazo.



La tabla 17 ilustra la evolución de la producción forestal del Chaco durante los últimos siete años, evidenciando variaciones significativas en la producción de materia prima forestal, estos cambios responden a las fluctuaciones en la demanda del mercado, las condiciones climáticas y las políticas de manejo de recursos:

**Tabla 17.** Variación de la producción forestal en la provincia del Chaco (fuente: Dirección de bosques de la provincia del Chaco)

año	rollo	rollizo	leña	poste	total
2011	184.887	120.064	812.758	13.490	1.131.199
2012	266.845	169.250	703.139	13.309	1.152.183
2013	198.581	178.181	689.839	11.634	1.078.235
2014	198.996	131.319	669.797	9.401	1.009.513
2015	244.434	152.208	714.278	10.264	1.121.184
2016	233.026	195.092	702.960	11.272	1.142.350
2017	238.191	186.003	674.401	10.176	1.108.771
2018	230.681	195.757	697.833	13.037	1.137.308
2019	213.951	157.196	635.619	12.633	1.019.399
2020	221.262	143.031	675.952	14.176	1.054.421
2021	325.936	98.929	790.568	14.043	1.229.476

Sobre la serie histórica de la producción de la provincia se determina “ $r_{for}$ ”.

$$r_{for} = \left( \frac{FORf}{FORo} \right)^{\frac{1}{n}} - 1$$

FORf = último dato de la serie

FORo = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{for} = \left( \frac{1.229.476}{1.131.199} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,0076 = 0,76\%$$



**Ganadería:** El sector ganadero del Chaco, ha desempeñado un papel fundamental en la economía regional, contribuyendo tanto a la producción de alimentos como al desarrollo socioeconómico de las áreas rurales, sector el cual abarca la producción de bovinos, ovinos, porcinos y caprinos, cuya evolución refleja no solo el dinamismo económico regional, sino también la demanda de transporte para el traslado de productos y bienes asociados.

El análisis de la tasa de crecimiento del sector ganadero resulta necesario para proyectar las necesidades futuras de tránsito en la región (ver tabla 18). Este estudio permitirá vincular el desarrollo de la producción ganadera con el impacto en el flujo vehicular, proporcionando así una base sólida para la planificación y diseño del cruce a distinto nivel propuesto.

**Tabla 18.** Ganadería. Existencias de cabezas (fuente: Ministerio de agricultura, ganadería y pesca de la nación).

Año	Bovinos	Ovinos	Porcinos	Caprinos	Total
2012	2.635.232	156.724	122.769	380.226	3.294.951
2013	2.560.872	199.883	213.126	479.753	3.453.634
2014	2.496.565	219.866	257.849	530.833	3.505.113
2015	2.559.786	231.361	261.607	542.128	3.594.882
2016	2.598.970	244.208	259.920	611.176	3.714.274
2017	2.587.466	254.579	259.920	586.262	3.688.227
2018	2.576.376	258.767	274.764	169.814	3.279.721
2019	2.465.506	266.622	276.211	606.389	3.614.728
2020	2.287.212	255.654	284.752	586.565	3.414.183
2021	2.287.661	242.586	283.003	*	-
2022	2.414.005	228.820	263.473	527.153	3.433.451

No está el año 2011; sin embargo y como en los cálculos solo nos interesa el dato inicial y final de la serie la ausencia de este valor no afectará el resultado final.

Sobre la serie histórica de la producción de la provincia se determina “ $r_{gan}$ ”.

$$r_{gan} = \left( \frac{GAN_f}{GAN_o} \right)^{\frac{1}{n-1}}$$



GANf = último dato de la serie.

GANo = primer dato de la serie

n = números de años de la serie

$$r_{\text{gan}} = \left( \frac{3.433.451}{3.294.951} \right)^{\frac{1}{11}} - 1 = 0,0038 = 0,38\%$$

Tasa de crecimiento promedio de producción en el Chaco

4,3% = actividad agrícola

0,76% = actividad de explotación forestal

0,38% = actividad ganadera

$$r_{\text{PRO}} = (4,3\% + 0,7\% + 0,38\%)/3 = 1,8\%$$

### Recopilación de resultados

Recordando que la tasa de crecimiento total se obtiene de una ponderación de las tasas individuales, se llega a la tabla 19, resumen:

*Tabla 19. Tasas de crecimiento*

Parámetros	Obra nueva	Tasa individual	Tasa ponderada
Población	15%	1,10%	0,2%
Parque automotor	20%	5,20%	1,0%
TMDA	35%	1,17%	0,4%
Combustible	15%	1,30%	0,2%
Producción	15%	1,80%	0,3%
Tasa de crecimiento			2,1%



### 3.1.2 Tasa de crecimiento teniendo en cuenta solo el TMDA

Propuesta por Vialidad Nacional a modo de comparar con el método anterior, la cual únicamente tiene en cuenta el TMDA para la determinación de la tasa de crecimiento, parámetro de mayor influencia en el tránsito (ver tabla 20).

*Tabla 20. TMDA de avenida Alvear*

avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
a Fontana	21.533	22.201	22.134	23.551	21.690	19.977	12.546	19.408	23.658	24.179

Tasa de crecimiento	r= 1,17%
---------------------	----------

### 3.2 Conclusiones sobre la tasa de crecimiento

Como ambas metodologías sirven como guía para poder determinar la tasa final de crecimiento “r”, queda a criterio del proyectista decidir qué valor podría tener mejor ajuste.

En la primer metodología no se conoce con certeza el grado de influencia de los diferentes parámetros analizados, y aunque los porcentajes son valores orientativos y no de uso inamovible, se adopta el valor de la tasa sugerida por Vallejos, ya que se considera que en el segundo método, se estarían obviando algunos parámetros intervinientes que podrían llegar a influir y alterar la tasa de crecimiento.

Tasa de crecimiento	r= 2,1%
---------------------	---------

### 3.3 Tránsito de diseño



Teniendo en cuenta el elevado volumen de motocicletas y bicicletas (38% del tránsito total), las mismas no serán tenidas en cuenta en el cálculo del tránsito futuro; esto es así ya que afecta de manera directa en la elección de la obra, pudiendo resultar no viable en lo técnico-económico (ver tabla 21).

**Tabla 21:** Series de TMDA de los caminos intervinientes sin contemplar motocicletas y bicicletas.

avenida Alvear - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
i (%) de variacion		3,1	-0,3	6,4	-7,9	-7,9	-37,2	54,7	21,9	2,2
a Resistencia	11.823	12.190	12.153	12.931	11.909	10.969	6.888	10.656	12.990	13.276
a Fontana	10.163	10.478	10.446	11.115	10.237	9.428	5.921	9.160	11.166	11.411

Ruta Nacional n°11 - TMDA										
Año	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022	2023
i (%) de variacion		3,1	-0,3	6,4	-7,9	-7,9	-37,2	54,7	21,9	2,2
a Formosa	10.549	10.876	10.843	11.537	10.626	9.786	6.146	9.507	11.590	11.844
a Santa Fé	10.944	11.283	11.249	11.969	11.023	10.153	6.376	9.863	12.023	12.288

A continuación, se presenta una tabla resumen (ver tabla n°22 y 23) con los TMDA datos de los años 2017 y 2023 obtenidos con las tasas de variación registradas en la estación permanente más cercana.

**Tabla 22.** TMDA de avenida Alvear

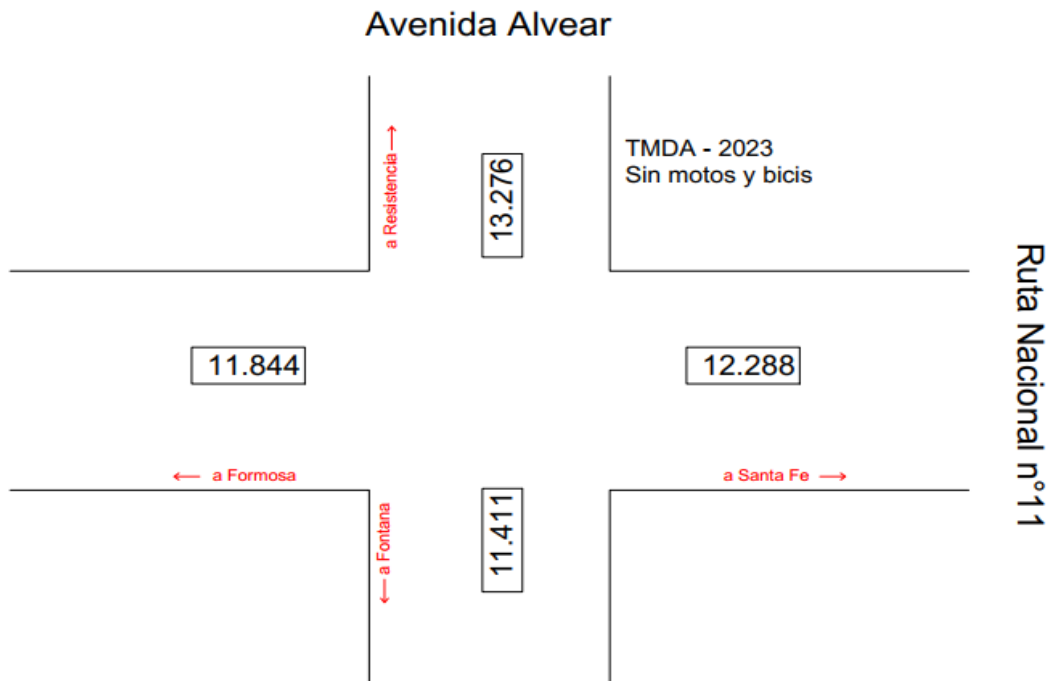
avenida Alvear-TMDA		
Año	2017	2023
a Resistencia	12.931	13.276
a Fontana	11.115	11.411

**Tabla 23.** TMDA de Ruta nacional n°11

ruta nacional n°11-TMDA		
Año	2017	2023
a Formosa	11.537	11.844
a Santa Fé	11.969	12.288



Con los valores mayores del TMDA sin tener en cuenta las motocicletas y bicicletas de ambos caminos se realiza la proyección del tránsito, tomando los mayores valores por ser la condición más desfavorable (ver figura 19).



**Figura 19.** TMDA año 2023 sin motocicletas y bicicletas. Croquis ilustrativo (fuente: Elaboración propia)

Primero es necesario comprender las siguientes definiciones:

**TMDA derivado:** es aquel que deja de utilizar otras alternativas de rutas para utilizar la ruta de proyecto y se considera igual a cero para nuestra obra.

**TMDA inducido:** es aquel que se produce por viajes motivados por la mejora y que si no hubiera la mejora esos viajes no se realizan y se considera igual a cero para nuestra obra.

**TMDA generado:** es aquel que se produce como efecto de la mejora, al producir asentamientos industriales, agroindustriales, agropecuarios, subdivisión de la tierra, etc. y se considera 10% del tránsito existente.



**Vida útil:** tiempo que transcurre entre la puesta en servicio de la obra y el momento que alcanza el mínimo de serviciabilidad. Se consideran 20 años ya que debe amortizarse el valor de su inversión, garantizarse un determinado nivel de servicio para una proyección futura del tránsito y al ser construido por un pavimento rígido se tiene mayor seguridad por resistencia mecánica que ofrece el material.

Fórmula de proyección de tránsito empleada:

$$TMDA_{final} = TMDA_{inicial} * (r + 1)^n$$

$$n = \text{Años}$$

En la tabla 24 y 25 se observa la proyección del tránsito en la avenida Alvear y en la RN

11.

**Tabla 24.** Proyección de tránsito avenida Alvear.

Avenida Alvear ( a Resistencia)	Vpd
Tasa de crecimiento ( r )	2,10%
TMDA 2023	13.276
TMDA 2024 (actual)	13.554
TMDA 2027 (inauguracion de obra)	14.426
TMDA derivado (0%)	0
TMDA inducido (0%)	0
TMDA generado (10%)	1.355
TMDA INICIAL 2027 (inauguracion de obra)	15.781
TMDA FINAL 2047 ( fin de vida util)	23.914
TMDA DISEÑO	19.847

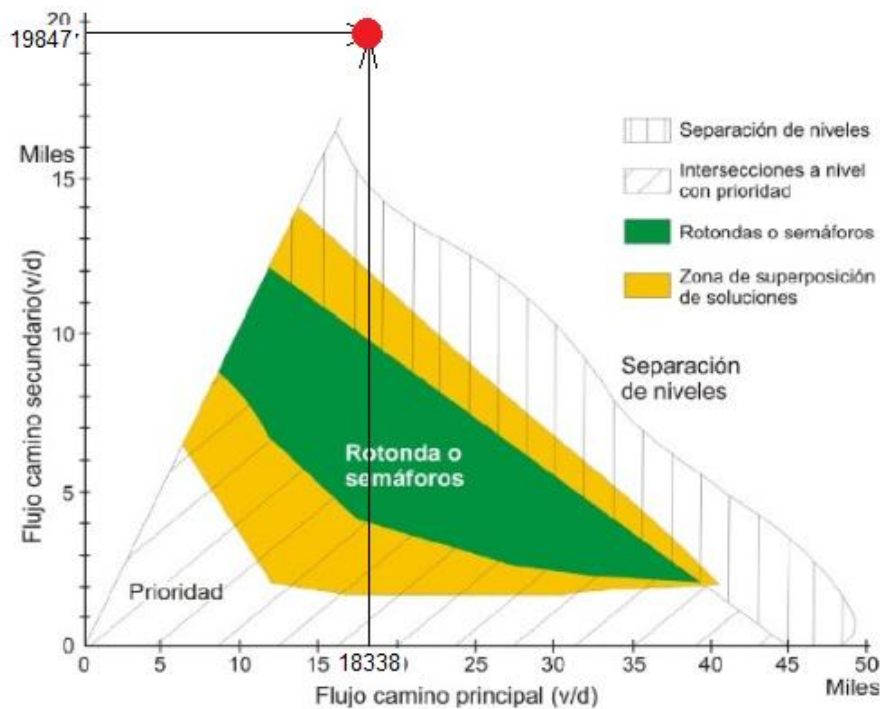


**Tabla 25.** Proyección de tránsito ruta nacional n°11

Ruta Nacional n°11 (a Santa Fé)	Vpd
Tasa de crecimiento ( r )	2,10%
TMDA 2023	12.288
TMDA 2024 (actual)	12.546
TMDA 2027 (inauguración de obra)	13.353
TMDA derivado (0%)	0
TMDA inducido (0%)	0
TMDA generado (10%)	1.228
TMDA INICIAL 2027 (inauguración de obra)	14.581
TMDA FINAL 2047 ( fin de vida útil)	22.096
TMDA DISEÑO	18.338

### 3.4 Selección de obra adecuada

Con los TMDA de diseño y utilizando una gráfica extraída de la norma utilizada por DNV “Normas de diseño geométrico de carreteras. 2010” se define el tipo de intersección más conveniente (ver figura n°20):



**Figura 20.** Tipo de intersección basado en flujos de tránsito (fuente: Escuela de ingeniería de caminos de montaña, 2010).

Se puede observar que ambos volúmenes de tránsito son muy similares y se busca que en la intersección no se produzcan tiempos de demoras considerables ni congestiones, generando un nivel de servicio óptimo. Siguiendo los criterios de diseño referidos a intersecciones establecidos por Vialidad Nacional y según los datos obtenidos de análisis anteriores, se puede justificar la ejecución de un cruce a distintos niveles.

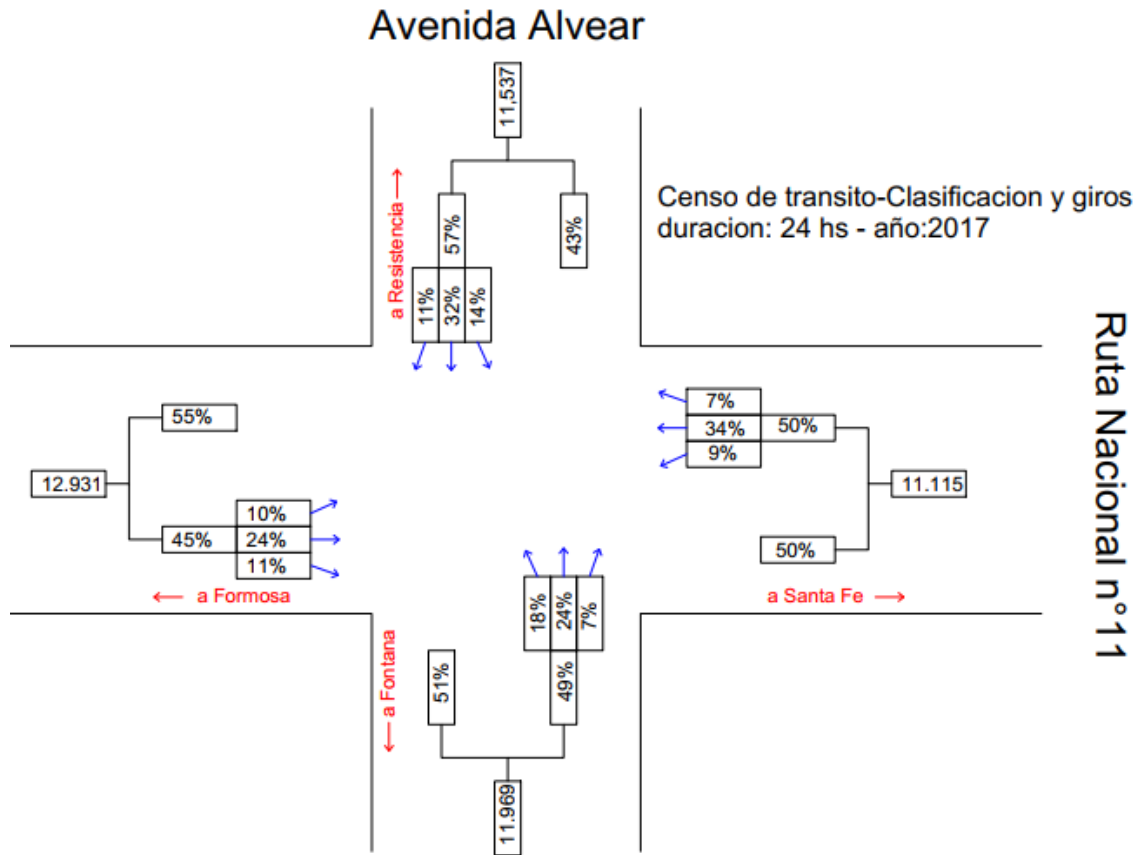
### 3.5 Estudio de tránsito nivel inferior

Aceptada la ejecución de un cruce a distinto nivel, se realiza la proyección de los volúmenes de vehículos que llegan a la intersección con su distribución de maniobra.

Para ello nos basamos en el censo de tránsito realizado en dicha intersección de clasificación y giros del 2017, calculando los porcentajes de las distribuciones de maniobra (ver

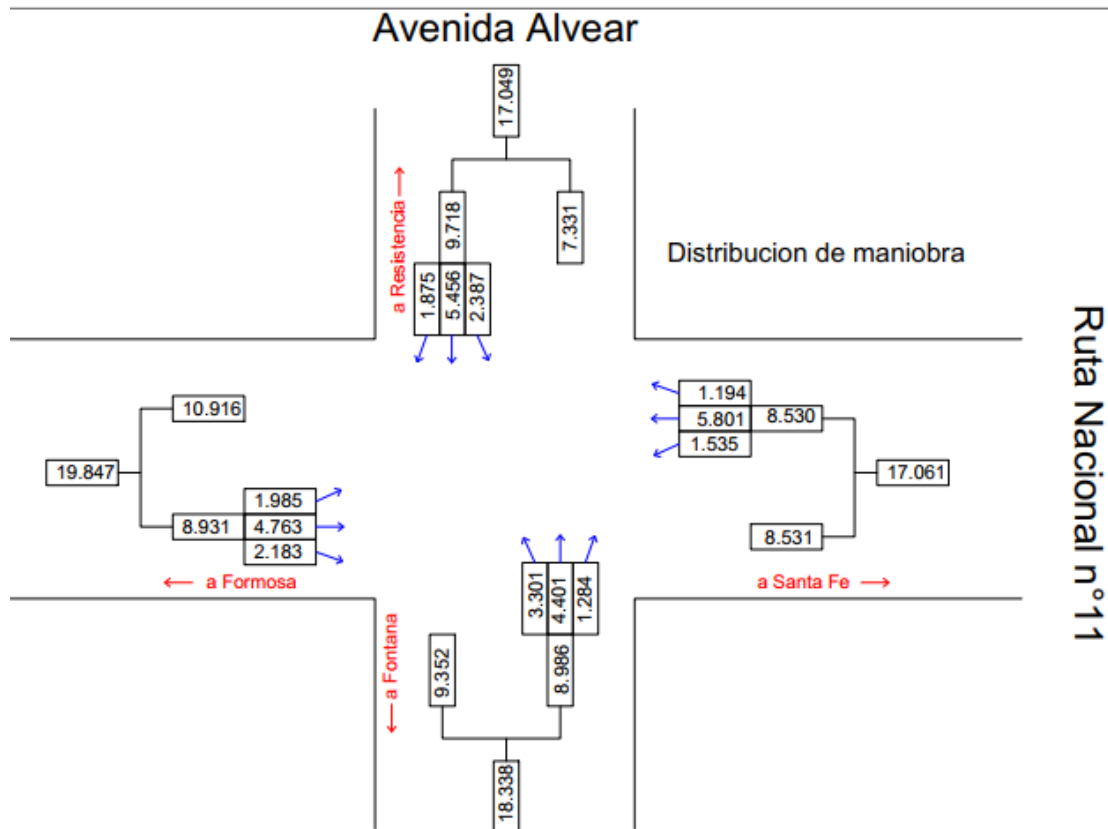


figura n°21), donde dichos porcentajes se aplicarán al tránsito de diseño calculado de la misma manera que las Tablas 24 y 25 (ver cálculos restantes en Anexo II).



**Figura 21.** Porcentaje de distribución de tránsito (fuente: Dirección Nacional de Vialidad, 2017).

En la Fig. 22 se presenta el tránsito futuro y su distribución.



**Figura 22.** Distribución futura de tránsito de vehículos por día (fuente: Elaboración propia)

### 3.6 Capacidad y nivel de servicio

En el caso de la intersección entre la avenida Alvear y la RN 11, es necesario un cruce a distinto nivel para mejorar las condiciones de tránsito (ver figura 20).

Para fortalecer aún más la justificación técnica de esta intervención es necesario complementar dicho análisis con un estudio de la capacidad y el nivel de servicio de la intersección actual. El estudio de la capacidad y el nivel de servicio estará basado en los lineamientos del *Highway Capacity Manual (HCM)*, en su versión de 1995; permitirá evaluar las condiciones operativas proyectadas, determinando si la infraestructura existente es capaz de soportar la demanda de tráfico futuro en horario pico.



El análisis de capacidad y nivel de servicio proporcionará una visión objetiva de los problemas asociados al flujo vehicular en la intersección, midiendo aspectos clave como los tiempos de demora y el grado de saturación de las vías involucradas; y los resultados obtenidos contribuirán a reforzar la decisión técnica de ejecutar el cruce a distinto nivel como una solución viable y necesaria para mejorar la movilidad urbana.

### 3.6.1 Intersección

La intersección en estudio presenta actualmente una configuración compleja, lo que ha generado una serie de problemas operativos relacionados con la gestión del flujo vehicular, la cual se debe a la convergencia de múltiples movimientos simultáneos en todas las direcciones, incluyendo giros a la izquierda, a la derecha, cruces peatonales y movimientos rectos en ambas vías principales (avenida y ruta).

Además la rotonda existente añade una capa adicional de dificultad, ya que los vehículos que ingresan y salen de ella deben interactuar con los flujos de tráfico de todos los accesos, generando puntos de conflicto que afectan la eficiencia y seguridad de la intersección.

Se presentan las imágenes que ilustran los diferentes movimientos vehiculares bajo su configuración actual (Fig. 23 y 24) donde se pueden observar los giros a la izquierda, derecha y los movimientos en cada uno de los accesos.



**Figura 23.** Giros no permitidos (fuente: DNV. Dirección de Vialidad Nacional).



Figura 24. Sentidos de circulación (fuente: DECAVIAL).

Con el fin de realizar un análisis más claro y conciso se ha optado por simplificar la configuración de la intersección como se observa en la figura n°25, donde se muestra el tránsito futuro y su distribución de maniobra calculadas anteriormente (figura n°22):

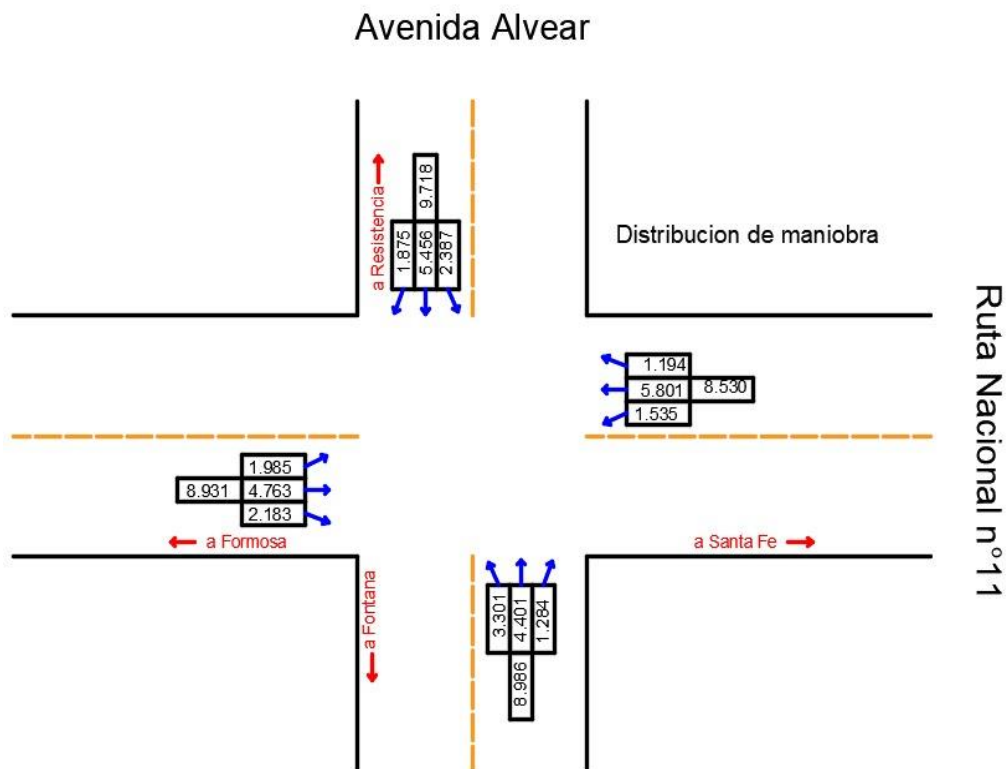


Figura 25. Intersección simplificada con el tránsito y su distribución de maniobra (fuentes: elaboración propia).



### 3.6.2 Capacidad

La capacidad de una infraestructura vial es el máximo número de vehículos que pueden pasar por un punto o un carril durante un intervalo de tiempo dado, generalmente medida o proyectada para periodos de 15 minutos, bajo las condiciones prevalecientes de la infraestructura vial, del tránsito y de los dispositivos de control, se establece en vehículos por hora (veh/h).

Para nuestro caso de estudio se calculó considerando su condición como una intersección semaforizada a pesar de que además se presenta la configuración de una rotonda; por lo tanto se realizaron estimaciones para cada acceso, teniendo en cuenta factores como el número de carriles, el tiempo de ciclo semafórico, y la distribución de los flujos de tráfico.

#### Metodología de cálculo

Haciendo uso del flujo vehicular futuro determinado anteriormente, como se observa en la figura n°22, se procede a calcular la capacidad de cada uno de los accesos.

$$ci = si * N * \left( \frac{gi}{c} \right)$$

- ci: Capacidad del grupo de carriles i (v/h)
- si: Intensidad de saturación para el grupo de carriles i (v/h)
- N: número de carriles
- (gi/C): relación verde efectivo para el grupo de carriles i.

Siendo entonces la relación para cada grupo de carriles:

$$Xi = \frac{I}{ci}$$

- I: intensidad de demanda del grupo de carriles i (v/h)



Esta indica la proporción de capacidad disponible que está siendo utilizada por los vehículos del grupo de carriles. Si excede de 1, uno o más de los carriles de los grupos estará sobresaturado. Una relación inferior a 1, indica que el proyecto, la duración de ciclo y el plan de fases son adecuados para dar servicio a todos los flujos críticos sin que la demanda exceda la capacidad, suponiendo que los tiempos de verde se asignan proporcionalmente.

Luego de calculadas las relaciones  $X_i$  para cada grupo de carriles, se determina la relación crítica  $X_c$  de la intersección completa, la cual se calcula en función del grupo de carriles con mayor demanda, denominados grupo de carriles críticos.

$$X_c = \sum X_i * \frac{C}{C - L}$$

- C: duración del ciclo en segundos.
- L: tiempo perdido total en un movimiento, equivale a la suma del tiempo perdido en el arranque y el tiempo perdido en el despeje
- L= 3 s

### **Intensidad de demanda “I”**

En primera instancia, se realiza la conversión de las demandas, dadas en volúmenes diarios a horarios y luego, con uso del factor de hora de punta, como volúmenes horarios en intensidades del periodo de 15 minutos **punta** dentro de la hora.

$$V_{hpi} = \frac{TMDA}{FHA}$$

- $V_{hpi}$ : volumen horario del grupo de carriles i (v/h)
- TMDA: transito medio diario anual (v/d)
- FHA = Factor horario anual.
- FHA=16,8 (ver tabla A.II.3)



$$I_p = \frac{Vhpi}{PHP}$$

- $I_p$ : intensidad durante el periodo de punta de 15 minutos (v/h)
- PHP: factor de hora punta
- $PHP=0,9$  por ser área urbana

Hasta este punto se han ajustado los volúmenes de los movimientos transformándolos en intensidades de los 15 minutos pico, luego se ajustan las intensidades de cada grupo de carriles.

Cuando existe más de un carril el flujo no se dividirá por igual y el ajuste por la utilización de carriles tiene en cuenta esta situación, incrementando la intensidad de análisis para reflejar el flujo del carril que tiene mayor utilización.

Por tanto:

$$I = I_p \times U$$

- $U$ : Factor de utilización de carril (Tabla A.II.4)

### **Intensidad de saturación “s”**

La intensidad de saturación es el flujo, en vehículos a la hora, al que puede dar servicio el grupo de carriles, suponiendo que la fase verde esté siempre disponible para ese acceso, es decir que la relación de verde sea 1.

$$S = S_o * f_a * f_{vp} * f_i * f_e * f_{bb} * f_a * f_{md} * f_{mi}$$

- $S$ : flujo de saturación ajustado (v/h)
- $S_o$ : flujo de saturación básico =1800 (v/h)
- $F_a$ : factor de ajuste por anchura del carril. (Tabla A.II.5)



- Fvp: factor de corrección por la proporción de vehículos pesados en la circulación corriente. (Tabla A.II.6)
- Fi: factor de inclinación. (Tabla A.II.7)
- Fe: factor por existencia de carril de estacionamiento adyacente. (Tabla A.II.8)
- Fbb: factor por efecto de autobuses locales que paran en la zona de influencia. (Tabla A.II.9)
- Fa: factor por tipo de área. (Tabla A.II.10)
- Fmd: factor de ajuste por giros hacia la derecha. (Tabla A.II.11-A)
- Fmi: factor de ajuste por giros hacia la izquierda. (Tabla A.II.11-B)

### **Proporción de llegada de vehículos**

Como el análisis se basa en el estudio del flujo vehicular en el horario de máxima demanda o pico, se optó por el tipo de llegada 1 que representa la condición más desfavorable.

Proporción de llegada tipo 1: “Columnas densas, que representan más del 80 por ciento del volumen del grupo de carriles, llegando al principio de la fase roja. Este tipo de llegada es indicativo de enlaces de la red viaria que experimentan una calidad de progresión muy mala debido, entre otras razones, a la optimización de los semáforos de la red viaria general”.

### **Duración de ciclo (C)**

- Ciclo: cualquier secuencia completa de mensajes de un semáforo.
- Duración de ciclo: se define como el tiempo total que necesita el semáforo para completar un ciclo, expresado en segundos. Fue determinado en campo y es igual a 1 minuto con 40 segundos.



- $C=100s$

### **Tiempo de verde ( $G_i$ )**

El tiempo, dentro de una fase dada durante la cual la indicación “verde” está a la vista.

### **Tiempo de verde efectivo ( $g_i$ )**

El tiempo durante una fase dada que está efectivamente disponible para los movimientos permitidos, generalmente se considera como el tiempo de verde más el intervalo de cambio menos el tiempo perdido para la fase en cuestión.

$$g_i = G_i + Y_i - t_p$$

- $Y_i$ : tiempo realmente en amarillo
- $t_p$ : tiempo perdido total en un movimiento, equivale a la suma del tiempo perdido en el arranque y el tiempo perdido en el despeje.

$$g_i = 18 s + 1,5seg - 3 segundos = 16,5 s$$

Los cálculos se dejaron plasmados en el anexo junto con las tablas utilizadas.

### **3.6.3 Nivel de servicio**

El nivel de servicio de una intersección semaforizada se define a través de la demora, la cual es una medida de la disconformidad del conductor, frustración, consumo de combustible y el tiempo perdido de viaje.

La demora experimentada por el conductor está hecha sobre un número de factores que relacionan el control, la geometría, el tráfico y los incidentes; y la demora total es la diferencia entre el tiempo actual experimentado y el tiempo de viaje de referencia que resultaría de condiciones ideales, es decir, en ausencia de control de tráfico.



Específicamente el criterio de nivel de servicio para semaforización de tráfico está establecido en términos de la demora media de parada por vehículo, así como la media para cada acceso y para la intersección completa, típicamente para un periodo de análisis de 15 minutos, considerado como periodo de máxima demanda vehicular.

El criterio está dado aplicando la metodología del Manual de Capacidad de Carreteras que clasifica el desempeño de la intersección en seis niveles, desde el nivel A (fluidez óptima) hasta el nivel F (congestionamiento crítico) (tabla 26).

TABLA 9-1. CRITERIOS DE NIVEL DE SERVICIO PARA INTERSECCIONES REGULADAS POR SEMÁFOROS.

NIVEL DE SERVICIO	DEMORA POR PARADA POR VEHÍCULO (SG)
A	≤ 5,0
B	> 5,0 y ≤ 15,0
C	> 15,0 y ≤ 25,0
D	> 25,0 y ≤ 40,0
E	> 40,0 y ≤ 60,0
F	> 60,0

**Tabla 26.** Niveles de servicio según los tiempos de demora (fuente: Manual de capacidad de carreteras, 1985).

### Demora

Se estima la demora media de parada por vehículo para cada grupo de carriles de un acceso y luego la demora media para la intersección en su totalidad.

$$d = d1 * FP + d2 \quad (1)$$

- d1: demora uniforme en s/veh
- d2: demora incremental en s/v
- FP: factor de ajuste por la calidad de progresión (ver Tabla A.II.12)



Factor de ajuste por progresión “FP”: Este factor se obtiene de tabla (ver tabla A.II.12) en función de la calidad de la progresión de los vehículos, en nuestro caso elegimos una progresión pobre del tipo 1 debido al análisis en horario pico.

**Demora uniforme “d1”**: La ecuación (2) proporciona una estimación de la demora suponiendo llegadas perfectamente uniformes y un flujo estable.

**Demora uniforme “d2”**: La ecuación (3) estima la demora incremental debida a llegadas no uniformes y a fallos de ciclos individuales.

$$d1 = \frac{0,38 * C * [1 - (\frac{g}{C})]^2}{[1 - (\frac{g}{C}) * (MIN 1, X)]} \quad (2)$$

$$d2 = 173 * X^2 * [(X - 1)^2 + \sqrt{(X - 1)^2 + m * \frac{X}{c}}] \quad (3)$$

- C: duración del ciclo en segundos.
- X: relación I/c para el grupo de carriles.
- g: tiempo de verde efectivo para el grupo de carriles en segundos.
- c: capacidad del grupo de carriles en veh/h.
- m: término de calibración de la demora incremental que representa el efecto del tipo de llegadas y el grado de circulación en columnas. (tabla A.II.12)

La demora media de la intersección viene dada por la siguiente ecuación:

$$dm = \frac{\sum di * li}{\sum li}$$

- dm: demora media por vehículo de la intersección en s/veh
- di: demora del acceso i
- li: intensidad de demanda del acceso i.



### 3.6.4 Resultados

Los cálculos se dejaron plasmados en el anexo con las distintas tablas utilizadas para los mismos.

Se puede observar (tabla 27) que la relación crítica  $X_c$  viene dada por el acceso a resistencia el cual el grupo de carriles de dicho acceso tiene mayor demanda.

**Tabla 27. Resultados finales para todos los accesos (fuentes: Elaboración propia)**

Accesos	Unidades	avenida Alvear		ruta nacional n°11	
		Resistencia	Fontana	Santa Fe	Formosa
Intensidad de demanda ( I )	veh/hora	707	653	620	650
Intensidad de saturacion (S)	veh/hora	1276	1243	1267	1267
Capacidad ( c )	veh/hora	612	615	608	628
$X = I/S$	-	1,1	1,06	1,02	1,03
m	-	8	8	8	8
FP	-	1,167	1,167	1,167	1,167
demora uniforme ( d1 )	seg	32,1	32,1	32,1	32,1
demora incremental ( d2)	seg	54	37	25	27
d total	seg	91	74	62	64

$$X_c = 1,1 * \frac{100 s}{100 s - 3 s} = 1,13 > 1$$

La demora media por vehículo en la intersección será:

$$dm = \frac{(91*707+74*653+62*620+64*650)}{(707+653+620+650)} = 73,3 s > 60 s$$

Dicha demora da una clasificación del nivel de servicio “F”.

### 3.6.5 Conclusión

Actualmente se observan congestiones en la intersección durante los horarios pico, lo que indica que la demanda vehicular está comenzando a superar la capacidad de la infraestructura.

El análisis de capacidad y nivel de servicio muestra una relación entre la intensidad de tráfico y la capacidad superior a 1, proyectando un incremento que excederá aún más los límites actuales en los próximos años; este desajuste llevará a un nivel de servicio clasificado como "F",



con condiciones operativas deficientes caracterizadas por demoras prolongadas, congestión extrema y un impacto negativo en la experiencia de los usuarios.

Las proyecciones indican que en un horizonte de 10 años tanto la capacidad como el nivel de servicio de la intersección quedarán superados, resaltando la necesidad de una intervención que responda al crecimiento de la demanda vehicular.

La ejecución de un cruce a distinto nivel en esta intersección solucionaría estas problemáticas, al separar los flujos se reducirán los conflictos de tráfico, mejorando notablemente la capacidad y el nivel de servicio de la intersección; esto se traducirá en tiempos de viaje más cortos, menor riesgo de accidentes y una disminución en los costos asociados a la congestión, como el consumo excesivo de combustible y el impacto ambiental.

La implementación del cruce a distinto nivel favorecerá la fluidez y seguridad vial, optimizando la eficiencia de la red de transporte en esta zona clave de Resistencia.



## 4. DISEÑO GEOMÉTRICO

Aceptando la necesidad de materializar la separación de niveles de los caminos intervinientes debido al volumen vehicular ya estudiado en el capítulo 3, se prosigue a determinar que camino debe pasar sobre el otro y realizar el diseño tanto del nivel inferior como el superior.

### 4.1 Elección del camino sobre elevado

Se estudian las condiciones que determinan que camino debe pasar sobre el otro:

- **Influencia de la topografía:** Como el terreno es llano este factor no es de importancia.
- **Tránsito:** El flujo de tráfico es un factor clave sobre todo de la avenida Alvear que al ser una arteria urbana principal que conecta zonas residenciales y comerciales de Resistencia maneja un tráfico constante y de alta demanda, especialmente en horas pico. Al elevar la avenida se garantiza un flujo continuo y sin interrupciones, reduciendo el riesgo de congestión y tiempos de espera en la intersección, solución que también mejora la seguridad vial al eliminar puntos de conflicto en el cruce y favorece la eficiencia en el desplazamiento urbano, beneficiando a los usuarios de la vía.
- **Disponibilidad de espacio:** La zona de camino de la Ruta Nacional n° 11 es de 100m a diferencia de la avenida Alvear que es de 30m, por lo tanto la ruta presenta mayor espacio para materializar los muros, terraplenes y obra en general del camino sobreelevado.
- **Economía y costos:** Si se decide elevar la avenida por encima de la ruta podría mantenerse la configuración actual del nivel inferior en la ruta nacional, evitando la necesidad de rediseñar la base de la infraestructura existente, lo cual implicaría no solo



mayores costos en excavación y construcción, sino también una reestructuración completa del flujo vehicular en el nivel inferior.

Otro factor que resulta de gran importancia en lo económico, optando por la alternativa del viaducto sobre la ruta, es la existencia de un puente a 375 metros de la intersección que salva el paso de vías férreas. En consecuencia, surge la necesidad de finalizar el viaducto luego de las vías, resultando antieconómico debido a la longitud total que tendría el viaducto. Además, a lo antes mencionado, la ruta cuenta con 4 carriles por lo que sería necesario que la sección transversal sea del doble de la considerada por la Avenida (2 carriles) aumentando de manera significativa los costos.

En conclusión, considerando el factor económico como el aspecto más determinante, la opción de elevar la avenida Alvear sobre la ruta nacional resulta la alternativa más adecuada para el cruce a distinto nivel, solución que permite concentrar la inversión en la construcción del puente y sus accesos, optimizando recursos y reduciendo tiempos de ejecución, al mismo tiempo que minimiza la intervención en la infraestructura existente de la ruta nacional.

Al mantener el diseño actual en el nivel inferior se evita la necesidad de reestructuraciones complejas y costosas, garantizando una continuidad en el tránsito y limitando el impacto sobre la operatividad de la vía; por estas razones optar por la elevación de la avenida asegura una solución económica, funcional y de menor impacto, alineada con los objetivos del proyecto.

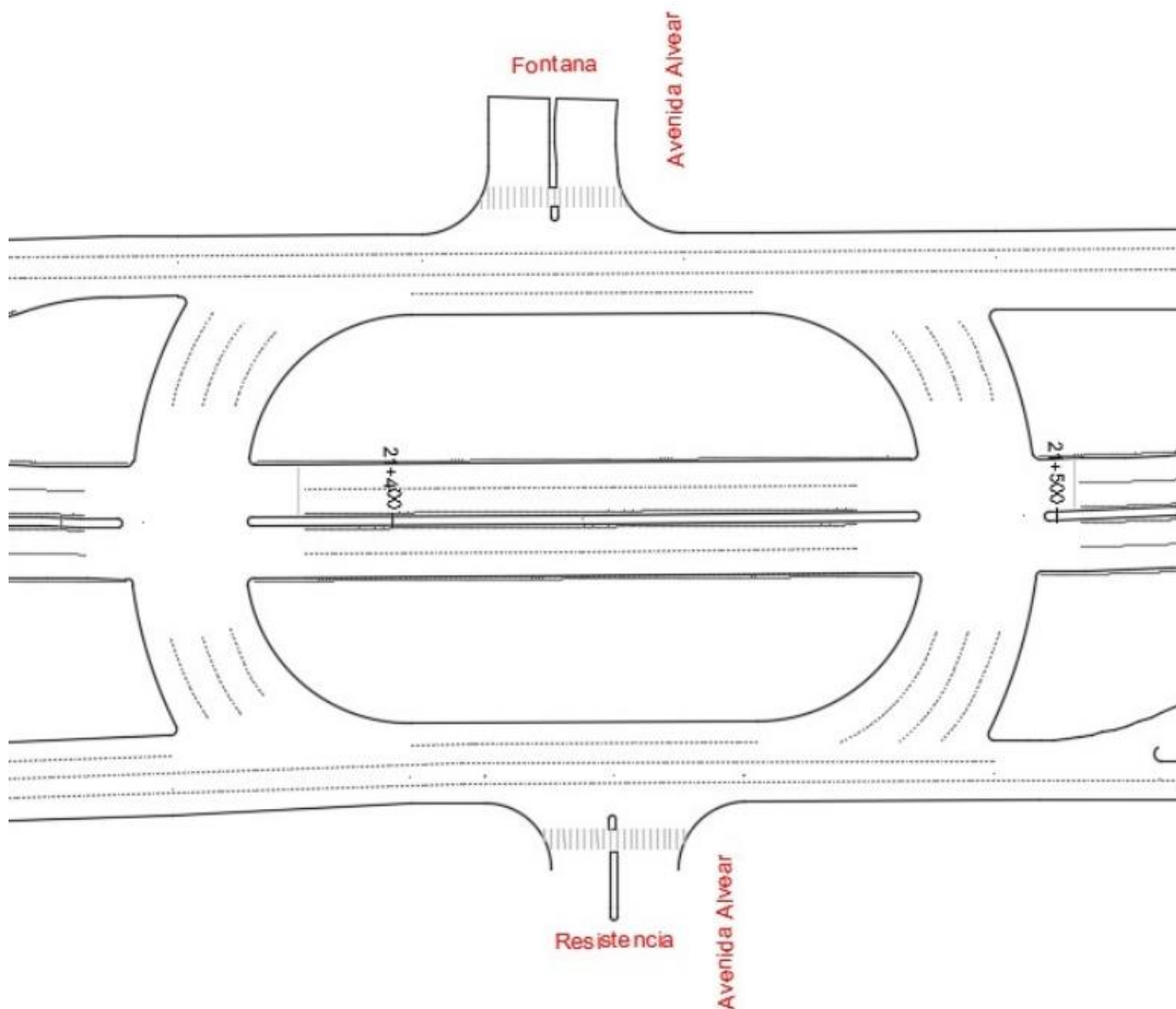
#### **4.2 Nivel inferior**

Como se ha mencionado anteriormente, para optimizar los recursos y reducir los costos de construcción se ha decidido mantener el diseño existente en el nivel inferior. La conservación del diseño actual en el nivel inferior también minimiza el impacto en el flujo vehicular durante la

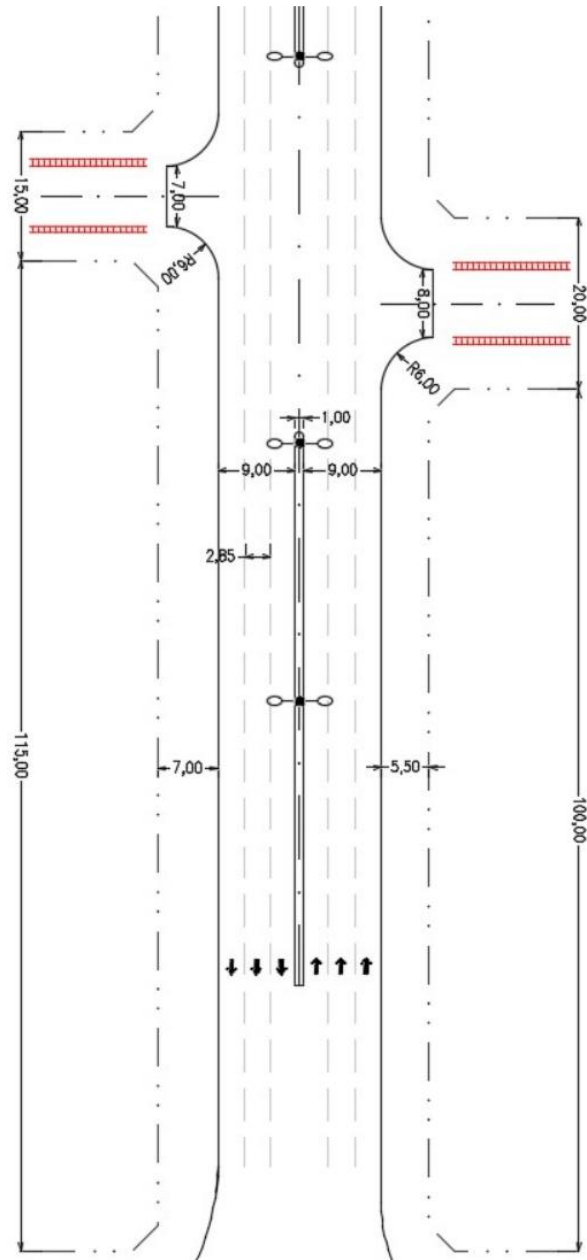
ejecución de la obra, ya que no será necesario realizar modificaciones en el pavimento, ni en la disposición de los carriles de la ruta nacional.

Esto se traduce en un tránsito más fluido y seguro en la ruta durante el desarrollo del proyecto, ya que se reducen los desvíos y las interrupciones prolongadas.

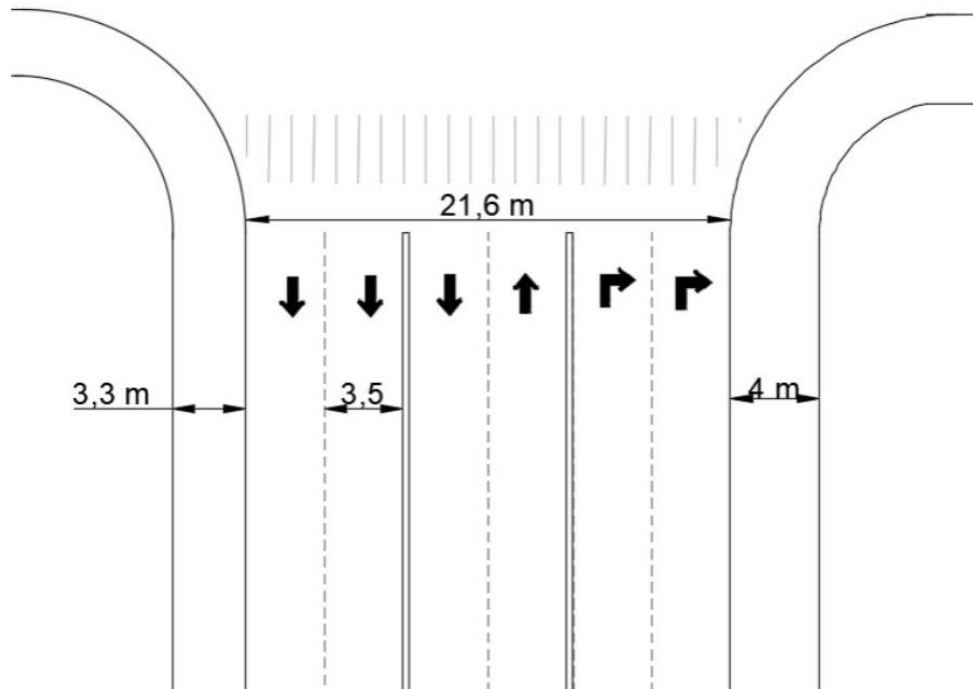
A continuación, se presentan imágenes del diseño actual del nivel inferior:



**Figura 26.** Diseño nivel inferior (fuente: Dirección de vialidad Nacional, DNV).



**Figura 27.** Diseño actual Avenida Alvear hacia Fontana (fuente: Dirección de vialidad Nacional, DNV).



**Figura 28.** Diseño actual Avenida Alvear hacia Resistencia (fuente: Elaboración propia).

#### 4.2.1 Diseño lado Resistencia

En el lado correspondiente a Resistencia, la Avenida Alvear presenta un ancho de calzada de 21,6 metros.

Para el diseño del cruce a distinto nivel se establecieron dos carriles en el puente, uno para cada sentido de circulación y con ancho de 3,5 metros cada uno. En el nivel inferior, los carriles, originalmente de 3,5 metros de ancho se redujeron a 3,15 metros, optimizando el espacio disponible sin comprometer la funcionalidad vial.

Para implementar esta reducción de ancho, se diseñó una zona de transición que inicia en la intersección con la calle Campias, donde se encuentran semáforos que regulan el flujo vehicular.

La longitud de esta zona de transición es de 100 metros, lo que permite que el cambio en la geometría vial se realice de manera progresiva y segura.



#### 4.2.2 Diseño lado Fontana

En el lado correspondiente a Fontana la Avenida Alvear cuenta con un ancho total de 19 metros, que se distribuyen en seis carriles de 3 metros de ancho cada uno (tres de ida y tres de vuelta), separados por un cantero central de 1 metro.

Para adaptar esta sección a las necesidades del diseño, se decidió eliminar 1 metro de vereda de ambos lados desde la calle Isla del Cerrito hasta la intersección (un tramo de dos cuadras) modificación la cual permitió disponer de dos carriles en el puente de 3,5 metros de ancho cada uno y dos carriles en el nivel inferior de 3 metros de ancho cada uno.

La transición geométrica necesaria para esta configuración se inicia en la intersección con la calle Isla del Cerrito, con una longitud de 90 metros; diseño que asegura una canalización gradual y que facilita el cambio en las dimensiones de los carriles, promoviendo una circulación segura y eficiente.

Las transiciones se lograron mediante el uso de marcas de canalización (ver planos en Anexo IV), diseñadas conforme a las recomendaciones del Manual de Señalamiento Horizontal de Vialidad Nacional (Vialidad Nacional, 2012).

La longitud de la zona de transición fue calculada utilizando las siguientes fórmulas para garantizar una reducción adecuada de los carriles y una transición fluida y segura:

$$L = \frac{A \times V^2}{150} = \frac{1 \text{ m} \times (60 \text{ km/h})^2}{150} = 24 \text{ m}$$

Donde:

L= longitud de transición en metros

A= Diferencia de ancho de la calzada, entre los extremos de la zona de transición, en m.



V= Velocidad máxima permitida en km/h.

Los cálculos realizados para determinar la longitud de la zona de transición dieron como resultado una longitud de 24 metros, al ser nuestras transiciones de 100 y 90 metros respectivamente, nos encontramos del lado se la seguridad.

Para reforzar la seguridad y la claridad del diseño, se combinó el uso de las marcas de canalización junto con marcadores reflectivos (Figura 29), que mejoran la visibilidad nocturna y ayudan a los conductores a identificar la nueva geometría vial. Asimismo, se incorporó flechas pintadas en pavimento, la cual refuerza la guía visual y complementa la canalización en el proceso de transición.



*Figura 29. Marcadores reflectivos elevado sobre pavimento (fuente: Vialidad Nacional).*

## **4.3 Nivel Superior**

### **4.3.1 Ancho de calzada**

La determinación del ancho de calzada para el puente se realizó en base a los criterios establecidos en el Capítulo 3 del Reglamento de Diseño Geométrico de Vialidad Nacional, el cual



define las dimensiones mínimas para vías según su jerarquía y función (ver Tabla 28). Dado que la avenida Alvear es una vía de carácter urbano con un flujo vehicular significativo, se adoptaron las dimensiones de calzada recomendadas para garantizar un adecuado nivel de servicio y seguridad vial, en nuestro caso se optó un ancho de calzada para el puente de 7 metros.

Si bien el reglamento establece la necesidad de incluir banquetas, esta exigencia está principalmente orientada a carreteras rurales. En el contexto de un entorno urbano consolidado y considerando las restricciones espaciales existentes, se optó por priorizar el espacio destinado a los carriles de circulación.

**Tabla 28.** Características de diseños geométricos (fuente: Vialidad Nacional).

TIPOS	CATEGORÍA	CONTROL DE ACCESO	NÚMERO DE CARRILES	VELOCIDAD DIRECTRIZ	CALZADA
				km/h	m
AUTOPISTA	ESPECIAL	TOTAL	> (2+2)	130	7,3
				120	7,3
				110	7,3
AUTOVÍA	I	TOTAL O PARCIAL	2+2	120	7,3
				110	7,3
				80	7,3
CARRETERA	II	PARCIAL	2	120	7,3
				100	7,3
				70	6,7
				50	6,7
COMÚN	III	PARCIAL O SIN CONTROL	2	110	7,3
				90	7,3
				60	6,7
				40	6,7
BAJO VOLUMEN	IV	SIN CONTROL	2	100	7,3
				70	6,7
				50	6,7
				30	6,7
	V	SIN CONTROL	2	90	7,3
				50	6,7
				30	6,7
				25	6,7

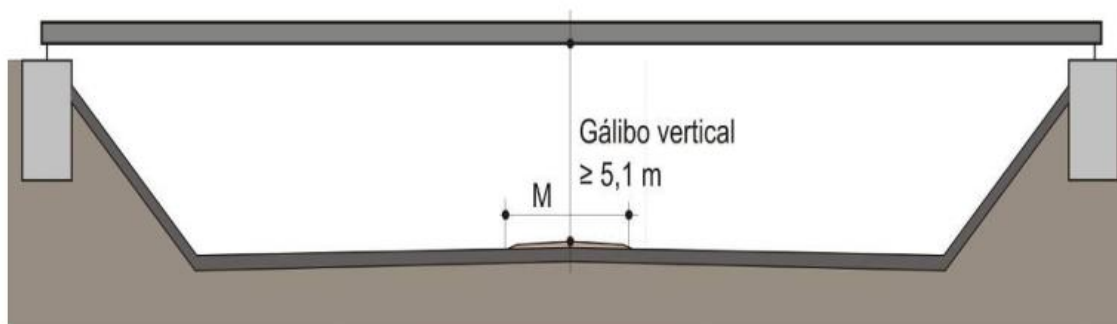
#### 4.3.2 Gálibo

Para iniciar el diseño del cruce a distinto nivel, es fundamental establecer el gálibo mínimo requerido (ver figura 30). Este gálibo, que representa la altura libre entre el nivel inferior y el puente

elevado, es crucial para asegurar que el paso bajo el puente sea seguro para todo tipo de vehículos, incluidos los de gran altura.

La determinación de este valor inicial permite definir la elevación mínima necesaria en el diseño del nivel superior y sirve como base para calcular otros parámetros, como las pendientes y distancias requeridas, que garantizarán una transición suave y segura.

En este caso se ha adoptado por un gálibo de 6 metros.

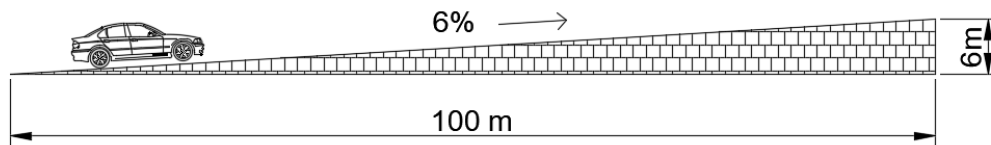


**Figura 30.** Gálibo mínimo (fuente: Vialidad Nacional).

### 4.3.3 Pendiente

Para poder pasar por el viaducto la autovía debe elevarse mediante la conformación de una pendiente longitudinal en su trayectoria, para una velocidad directriz de 50 km/h, las pendientes máximas generalmente están en el rango de 7 a 12 por ciento, dependiendo de la topografía, con una media alrededor del 8 por ciento, en este caso, para el proyecto se adoptó una pendiente del 6 por ciento.

Partiendo del gálibo adoptado y la pendiente longitudinal establecida se determinó la distancia “D” la cual será de 100 m.



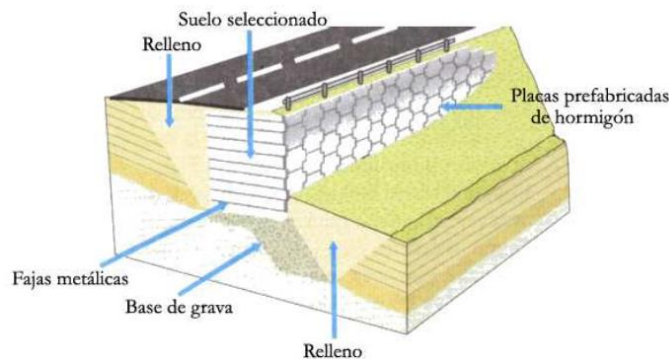
**Figura 31.** Distancia horizontal “D” (fuente: Elaboración propia).

### 5.3.3 Muro de sostenimiento

Para ejecutar las pendientes de 6% de acceso y salida del viaducto se recurre al empleo de muros de sostenimientos del tipo “Sistemas de contención de suelos mecánicamente reforzados-Tierra armada”.

El muro de tierra armada es una técnica de construcción ampliamente utilizada en infraestructura vial, especialmente para resolver problemas relacionados con el soporte de terraplenes o pendientes en áreas restringidas.

Este tipo de muro combina el uso de suelo compactado y elementos de refuerzo, generalmente flejes de acero galvanizado o geosintéticos, que trabajan en conjunto para proporcionar estabilidad y resistencia; estos se encuentran revestidos con escamas prefabricadas de hormigón armado, que no solo mejoran su estética, sino que también los protegen de la erosión y los agentes externos, como se observa en la figura 32.



**Figura 32.** Esquema ilustrativo de un muro de tierra armada (fuente: Apunte de estructuras de contención, Universidad Nacional de la Plata).

En el contexto del diseño del viaducto, los muros de tierra armada son ideales para las rampas de acceso ya que permiten pendientes más pronunciadas que los taludes tradicionales, optimizando el uso del espacio, además ofrecen ventajas como rapidez en la construcción, costos competitivos y alta durabilidad.

Se adjuntan imágenes que muestran algunos detalles del proceso constructivo de los mismos (Fig. 33 y 34).



**Figura 33.** Detalle de conexión entre escamas de hormigón y flejes de acero (fuente: Apunte de estructuras de contención, Universidad Nacional de la Plata).



**Figura 34.** Detalle del material del relleno utilizado (fuente: Apunte de estructuras de contención, Universidad Nacional de la Plata).



Se debe tener presente que viaductos construidos en la zona se realizaron con este tipo de sistema, por lo que se cuenta con mano de obra especializada para tal tarea y proveedores de los elementos necesarios (ejemplo: Freyssinet – Tierra Armada S.A.).

#### **4.3.5 Diseño Geométrico Básico del Viaducto**

Para esta longitud de vano el sistema más económico y el que convencionalmente se utiliza es el de puente viga, que está constituido por elementos que trabajan exclusivamente a flexión; este tipo de estructura está formada por una losa de hormigón armado apoyada en una serie de vigas principales longitudinales (Fig. 35).

Con luces de hasta 15m, las vigas pueden ser de hormigón armado convencional y con luces iguales o mayores ya debe pensarse en hormigón pretensado; las mismas descansan en pilas y son arriostradas mediante vigas secundarias transversales, cuyo fin es que las vigas principales trabajen en forma conjunta y en caso de trabajar con vigas prefabricadas de hasta 40m es posible montarlas con grúas comunes, pero para mayores longitudes se necesitan equipos especiales.

Buscando implementar alternativas con mayores beneficios y que resulten más innovadoras, se optó por utilizar métodos de construcción como Prelosa y Pretensado postesado.

El pretensado es un método constructivo que introduce, antes de la puesta en servicio de la estructura, esfuerzos de compresión de manera que en este último estado de cargas no aparezcan tensiones de tracción, o bien en caso de no poder anularlas, que las mismas queden reducidas a valores mínimos y bajo control; el mismo tiene como objetivo evitar la formación de fisuras y por lo tanto optimizar el uso de materiales; en este caso se considera un pretensado Clase T (transición) en el que se limitan las tensiones de tracción a valores admisibles.



Para el postesado primero se hormigona la pieza, dejando canales de deslizamiento o de tesado (denominados vainas) para la colocación posterior de los tensores.

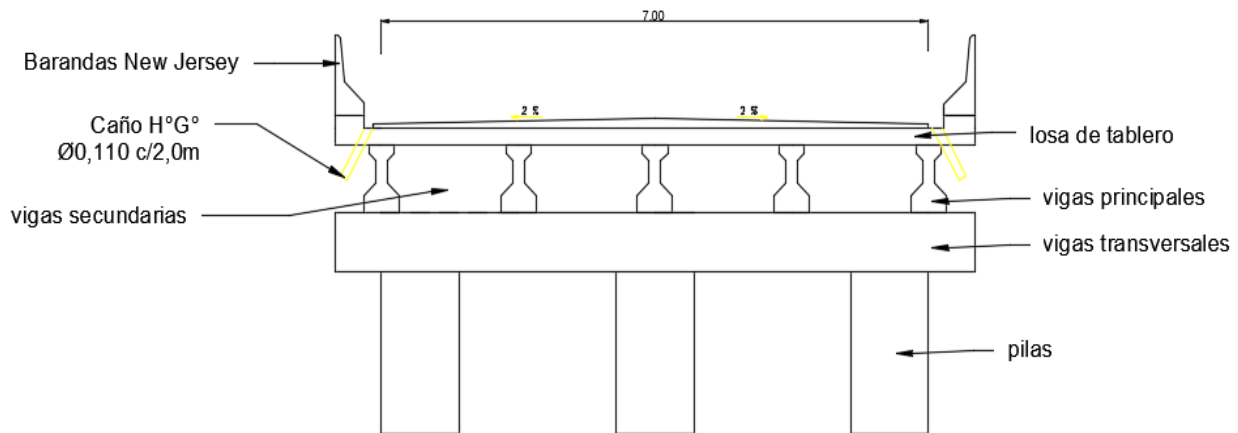
La adherencia se produce posterior al pretensado inyectando en las vainas el mortero de cemento; una vez endurecido el hormigón, se ubican los cables y se los tensa.

La transferencia del esfuerzo de tesado al hormigón se logra por acuñaamiento de los anclajes luego de realizado el tesado; se decide trabajar con postesado debido a su gran adaptación a los diagramas de momentos flectores.

El sistema constructivo con prelosa consiste en un elemento prefabricado horizontal compuesto por hormigón armado de un espesor relativamente pequeño y que dispone de unas armaduras reticuladas de sección triangular que tiene por función principal resistir las solicitaciones generadas durante el montaje. Este elemento se utiliza como encofrado perdido de la losa que formará parte una vez completada in situ su armado y hormigonado.

La ventaja de trabajar con este tipo de elementos consiste en la practicidad y rapidez del montaje, evitando encofrados, sobre todo en lugares de difícil accesibilidad; se fabrica en moldes metálicos que le dan precisión en sus dimensiones, buena terminación de la superficie exterior, y por ser de pequeño espesor (bajo peso) se pueden montar con hidrogrúas comunes.

Los elementos estructurales serán dimensionados en el capítulo siguiente.



**Figura 35.** Elementos estructurales del puente (fuente: elaboración propia).

## 4.4 Diseño de los elementos

### 4.4.1 Barandas

En el diseño del puente se propone la instalación de barreras tipo New Jersey (Fig. 36) a lo largo de los bordes del tablero, garantizando la seguridad de los vehículos que transitan por la avenida Alvear.

Las mismas, fabricadas en hormigón, se caracterizan por su capacidad de redirigir los vehículos en caso de impacto, reduciendo el riesgo de accidentes graves y ofreciendo una solución duradera y de bajo mantenimiento.

Dado que el puente no contará con veredas peatonales, las barreras New Jersey cumplen adecuadamente con la función de contención vehicular, alineándose con los estándares de seguridad vial necesarios para esta infraestructura.

Estas barreras también serán utilizadas para la protección de las pilas del puente, tanto de las que se encuentran cercanas a la ruta nacional como las ubicadas en la avenida Alvear.

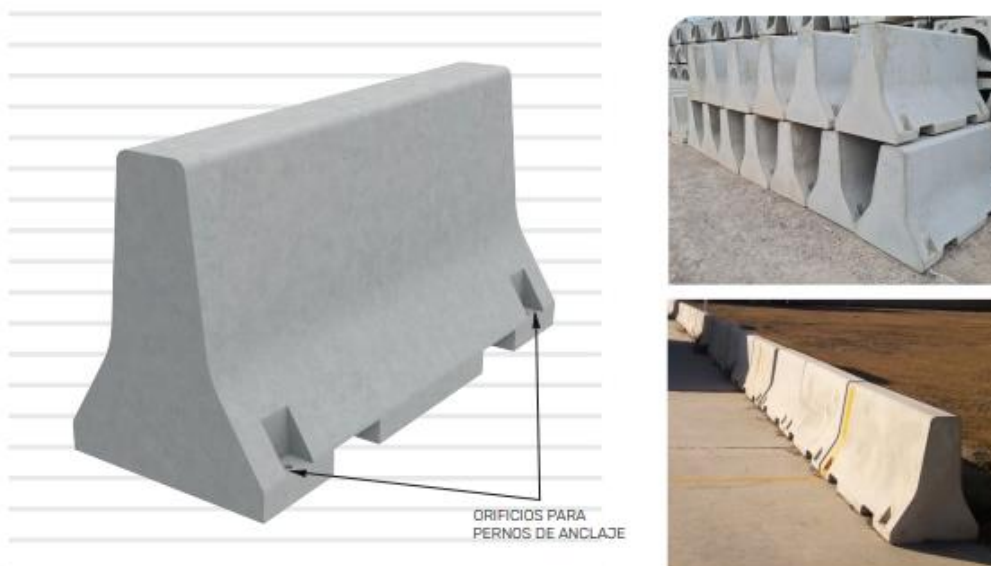
#### New Jersey Standard de Hormigón Vial

NJHV-080

80 x 60cm x 150cm

PESO: 900kg

Barrera tipo New Jersey para división de carril. Está fabricada en hormigón armado. Diseñada según requerimientos Dirección Nacional de Vialidad. Apto para manipular con autoelevador de 2500 kg, o gruas.



**Figura 36.** Barrera New Jersey standard (fuente: Gallará premoldeados).

#### 4.4.2 Carpeta de rodamiento

Se diseña una carpeta de material asfáltico para la terminación de la superficie de rodamiento.

Para determinar su espesor se parte de un mínimo igual a 5 cm, ya que no cumple una función estructural y la pendiente de un 2% de la calzada, necesaria para el desagüe del puente se realizará con esta carpeta de rodamiento

#### 4.4.3 Losa de tablero

Se diseña la losa de tablero con el método de prelosa, por lo que representa un elemento construido en etapas, siendo en primer momento un elemento prefabricado de hormigón armado al que luego se le agrega la capa de hormigón colada in situ para lograr el espesor deseado,



convirtiéndose en una sola unidad. El mismo aporta numerosas ventajas como ser que no se utilizan encofrados in situ y las superficies de las losas quedan perfectamente lisas.

#### **4.4.4 Vigas principales**

Las vigas principales serán prefabricadas pretensadas con sección I, método que cuenta con múltiples ventajas:

- Se puede emplear la sección completa de hormigón, lo que significa una reducción de la sección típica de la pieza, se reduce el peso de la estructura y permiten adoptar mayores luces y estructuras más esbeltas de peso propio menor.

- El pretensado mejora la capacidad de servicio, al reducirse considerablemente la fisuración del hormigón, aumentando la durabilidad.

- Las deformaciones se mantienen muy reducidas, ya que las estructuras prácticamente permanecen en Estado I, aún para un pretensado parcial.

- Tienen una elevada resistencia a la fatiga, porque las amplitudes de oscilación de las tensiones en el acero se mantienen reducidas.

- Las estructuras de hormigón pretensado pueden soportar excesos de cargas considerables sin sufrir daños permanentes; las fisuras que se producen por exceso de carga vuelven a cerrarse completamente siempre que las deformaciones en el acero se mantengan por debajo del límite de 0,01%.

- Es necesaria la utilización de aceros para tesado de calidad superior (Prestressing Steel) a los convencionales para Hormigón Armado (Reinforcing Steel); esto se debe a que los acortamientos del Hormigón por Retracción y Fluencia Lenta implican para los tensores pérdidas



de tesado importantes, que son inaceptables para armaduras ordinarias (Según Leonhardt entre 80 MN/m<sup>2</sup> y 200MN/m<sup>2</sup>, ya que los acortamientos por estos motivos son comúnmente del orden del 0,4 al 1‰)

Luego de la construcción de la losa de tablero, se convertirá en una sección compuesta y trabajarán conjuntamente, donde la losa colaborará con la resistencia requerida para soportar las cargas.

El puente tiene una longitud total de 104 metros, dividida en cinco tramos: 2 tramos de 23 metros, 2 tramos de 19 metros y un tramo central de 20 metros y para su diseño se han considerado 25 vigas distribuidas uniformemente en los cinco tramos, con 5 vigas por tramo.

#### **4.4.5 Vigas secundarias**

Las vigas secundarias se encargan de arriostrar transversalmente a las vigas principales para que trabajen en conjunto resistiendo las cargas, por lo que tendrán una longitud tal que abarquen a todas ellas y para las mismas se adopta sección rectangular de hormigón armado, construidas in situ.

Las recomendaciones prácticas indican que deben disponerse en los apoyos y para vigas principales de longitud mayor a 20m, se deben agregar en los medios o tercios del tramo. Por lo tanto, se tendrán 4 vigas secundarias a una distancia de 7,67 m para la viga de 23 metros, 4 vigas secundarias a una distancia de 6,33 m para la viga de 19 metros y 4 vigas secundarias a una distancia de 6,67 m para la viga de 20metros.

#### **4.4.6 Losa de aproximación**



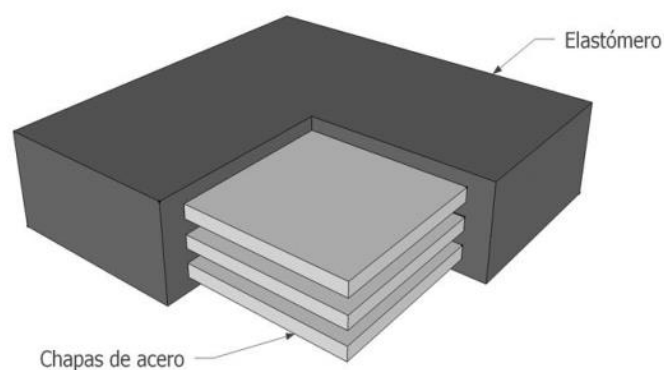
La losa de aproximación se encarga de unir y darle continuación a la calzada de la autovía con la calzada del puente, generalmente no son muy largas ya que su función es solo la de transición entre las estructuras de la carretera; es una losa de hormigón armado que se construirá in situ.

#### 4.4.7 Dispositivos de apoyo

Las vigas principales se apoyan sobre los dispositivos de apoyo que se encuentran en los cabezales de pilas y en las bancadas de vigas principales en los estribos.

En cada estribo se contará con un apoyo por viga y en el caso de los cabezales de pilas, que son intermedios, se tendrán dos apoyos por viga ya que en estos cabezales se encuentra la división de la viga y se coloca un apoyo para cada parte.

Los apoyos son de neopreno armado (Fig. 37), es decir, está compuesto por capas de neopreno intercaladas con placas de acero para aportar rigidez al dispositivo y los mismos se colocan sobre dados de hormigón simple o armado que funcionarán como base para el conjunto neopreno-acero.



**Figura 37.** Apoyos de neopreno (fuente: Catedra de hormigón armado II).



#### **4.4.8 Fundaciones**

El diseño cuenta con pilotes-pilas extremos e intermedios, que para su posterior calculo se tendrán en cuenta la cota de fundación y los datos geotécnicos obtenidos en la unidad 2.

#### **4.5 Comentarios**

Todos los planos correspondientes al diseño del cruce a distinto nivel, que permiten una mejor comprensión visual de los elementos mencionados a lo largo del informe, serán incluidos en anexos (Ver Anexo IV).

### **5. DISEÑO Y DIMENSIONAMIENTO ESTRUCTURAL**

#### **5.1 Introducción**

De acuerdo al diseño estructural adoptado en el capítulo anterior, y los métodos constructivos elegidos, se procede al dimensionamiento del puente, mediante el cálculo de cada uno de sus componentes.

##### **5.1.1 Marco Normativo**

El cálculo de la estructura del puente se realizó teniendo como referencia y siguiendo las pautas establecidas en las siguientes normativas:

**BASES PARA EL CÁLCULO DE PUENTES DE H°A° DE VIALIDAD NACIONAL.**

**CIRSOC 201 – 2005: REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN.**

**CIRSOC 308 – 2007: REGLAMENTO ARGENTINO DE ESTRUCTURAS LIVIANAS PARA EDIFICIOS CON BARRAS DE ACERO DE SECCIÓN CIRCULAR.**



## 5.1.2 Materiales

### Hormigón

CLASE DE EXPOSICIÓN: En CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.1: Clases de exposición generales que producen corrosión de armaduras, se reconocen distintos tipos de exposición a los que se podrían someter los elementos de hormigón armado durante vida útil. Según esta discriminación, en la figura 38 se pueden observar los siguientes tipos:

Losas, vigas, estribos y pilotes: A3

A 1	No agresiva	Ninguno	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones</li> <li>• Elementos exteriores de edificios, revestidos</li> <li>• Hormigón masivo Interior</li> <li>• Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual &lt; 250 mm.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios protegidos de la Intemperie</li> <li>• Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO<sub>2</sub>.</li> <li>• Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte Interior de los mismos.</li> </ul>	
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones</li> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual &lt; 1.000 mm.</li> <li>• Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Sótanos no ventilados</li> <li>• Fundaciones</li> <li>• Tableros y pilas de puentes</li> <li>• Elementos de hormigón en cubiertas de edificios</li> <li>• Exteriores de edificios.</li> <li>• Interiores de edificios con humedad del aire alta o media</li> </ul>
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm</li> <li>• Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25° C.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Pavimentos</li> <li>• Losas para estacionamientos</li> </ul>

**Figura 38.** Tipos de exposición (fuente: CIRSOC 201. 2005)

REQUISITOS DE DURABILIDAD: En CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.5: Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones, en función del tipo de exposición de la estructura, se establece la relación agua/cemento máximo y la resistencia especificada a la compresión mínima requerida para los elementos en función del tipo de exposición al que se someterán (Ver figura 39).



	A 1	A 2	A 3 y M 1	C L y M 2	M 3	C 1 <sup>(2)</sup>	C 2 <sup>(2)</sup>	Q 1	Q 2	Q 3 <sup>(3)</sup>
<b>a) Razón a/c máxima <sup>(1)</sup></b>										
Hormigón simple	---	---	---	0,45	0,45	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón armado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
Hormigón pretensado	0,60	0,50	0,50	0,45	0,40	0,45	0,40	0,50	0,45	0,40
<b>b) <math>f'_{c\ min}</math> (MPa)</b>										
Hormigón simple	---	---	---	30	35	30	35	30	35	40
Hormigón armado	20	25	30	35	40	30	35	30	35	40
Hormigón pretensado	25	30	35	40	45	30	35	35	40	45
Penetración de agua o succión capilar según 2.2.11.	no	si	si	si	si	si	si	si	si	si

**Figura 39.** Relación a/c máxima y  $f'_{c\ min}$  según exposición (fuente: CIRSOC 201. 2005)

Al ser exposición A3 se requiere una resistencia especificada a la compresión mínima de 30MPa para elementos de hormigón armado y 35MPa para elementos de hormigón pretensado.

RESISTENCIA DE LOS HORMIGONES: Según CIRSOC 201 – 2005. TABLA 2.7: Resistencias de los hormigones, se establecen las clases de hormigones a utilizar en base a las resistencias especificadas a la compresión  $f'_{c}$  requeridas para los tipos de exposición (Ver figura 40).



Clase de hormigón	Resistencia especificada a compresión $f'_c$ (MPa)	A utilizar en hormigones
H – 15	15	simples (sin armar)
H – 20	20	simples y armados
H – 25	25	Simples, armados y pretensados
H – 30	30	
H – 35	35	
H – 40	40	
H – 45	45	
H – 50	50	
H – 60	60	

**Figura 40.** Clases de hormigón según  $f'_c$  (fuente: CIRSOC 201. 2005)

En este caso, al necesitarse  $f'_c$  de 30MPa y 35MPa, se deberán utilizar hormigones H-30 Y H-35 respectivamente.

Acero

BARRAS DE ACERO PARA HORMIGÓN ARMADO: Para la armadura de las estructuras de hormigón armado y para la armadura pasiva de las estructuras de hormigón pretensado se utiliza acero tipo ADN 420 con las siguientes características (Ver figura 41):

$f_y = 420$  MPa

ES= 200.000 MPa



	Barras de acero			
Designación de las barras de acero		AL 220 AL 220 S	ADN 420	ADN 420 S
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-502	IRAM-IAS U 500-528	IRAM-IAS U 500-207
Conformación superficial		Lisa ( L )	Nervurada ( N )	Nervurada ( N )
Diámetro nominal ( d ) (*)	mm	6 - 8 - 10 - 12 16 - 20 - 25	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40	6 - 8 - 10 - 12 - 16 20 - 25 - 32 - 40
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	220	420	420
Resistencia a la tracción, característica (**)	MPa	340	500	500
Alargamiento porcentual de rotura característico ( A <sub>g</sub> )	%	18	12	12
Diámetro del mandril de doblado. Angulo de doblado 180°	mm	2 d	d ≤ 25    3,5 d d = 32    5,0 d d = 40    7,0 d	d ≤ 25    3,5 d d = 32    5,0 d d = 40    7,0 d
(*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como da				
(**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología				

**Figura 41.** Características barras de acero (fuente: CIRSOC 201. 2005)

El módulo de elasticidad  $E_a$  de la armadura no tesa, se puede considerar igual a:

$$E_a = 200.000 \text{ MPa}$$

CORDONES DE ACERO PARA HORMIGÓN PRETENSADO: Para las armaduras activas de las estructuras de hormigón pretensado se utilizan cordones de acero de 7 alambres del tipo C-1990 con las siguientes características (Ver figura 42):



Designación de los cordones IRAM – IAS U 560 – 03  (*)	Diámetro nominal de los cordones	Carga al 1 % de Alargamiento total mínima  $Q_1$	Carga de rotura mínima  $Q_t$	Limite de fluencia mínimo  $R_e$	Resistencia a la tracción mínima  R	Alargamiento porcentual de rotura bajo carga sobre 600 mm mínimo  $A_t$	Relajación máxima a 1000 h y 20 °C, para una carga inicial expresada en % de la carga de rotura $Q_t$		
							Baja Relajación BR		
	mm	kN	kN	MPa	MPa	%	60 % $Q_t$ %	70 % $Q_t$ %	80 % $Q_t$ %
C – 1750	9,5	80,1	89,0	1546	1718	3,5	1	2,5	3,5
	12,7	144,0	160,0	1550	1722				
	15,2	216,0	240,0	1554	1727				
C – 1900	9,5	92,0	102,0	1678	1860	3,5	1	2,5	3,5
	12,7	166,0	184,0	1682	1864				
	15,2	235,0	261,0	1679	1864				

(\*) Designación de los cordones: Los valores corresponden, aproximadamente, a la resistencia a la tracción nominal del acero, expresada en MPa.

**Figura 42.** Características cordones de acero de siete alambres (fuente: CIRSOC 201. 2005)

El módulo de elasticidad  $E_p$  para el acero de pretensado elegido se debe determinar mediante ensayos o ser suministrado por el fabricante.

ALAMBRES DE ACERO PARA ARMADURA TIPO TRILOGIC: Para las armaduras tipo trilogic utilizadas en las prelosa se utilizan alambres del tipo ATR 500 N con las siguientes características (Ver figura 43):

$$f_y = 500 \text{ MPa}$$

$$E_s = 200.000 \text{ MPa}$$



		Alambres de acero	Mallas Soldadas, de acero
Designación de los alambres y las mallas soldadas de acero		ATR 500 N	AM 500 N
Normas a las que responde		IRAM-IAS U 500-26	IRAM-IAS U 500-06
Conformación superficial		Nervurados (N)	Alambres Nervurados (N)
Diámetro nominal (d) (*)	mm	4 a 4,5 para armadura de distribución 5 a 12 para armadura resistente	4 a 4,5 para armadura de distribución 5 a 12 para armadura resistente
Tensión de fluencia característica (**)	MPa	500	500
Resistencia a la tracción, característica	MPa	550	550
Alargamiento porcentual de rotura característico (A <sub>g</sub> )	%	6	6
Diámetro del mandril de doblado. Ángulo de doblado 180°	mm	4 d	4 d
La resistencia al corte de las uniones soldadas en las mallas, expresada en kN, debe ser igual o mayor de 0,16 S <sub>mas</sub> (S <sub>mas</sub> = Área de la sección nominal transversal del alambre de mayor diámetro de la unión soldada, expresada en mm <sup>2</sup> ). (*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como d mientras que en este Reglamento se designan como d <sub>s</sub> . (**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología.			

**Figura 43.** Características alambres de acero (fuente: CIRSOC 201. 2005)

El módulo de elasticidad  $E_a$  de la armadura no tesa, se puede considerar igual a:

$$E_a = 200.000 \text{ MPa}$$

## 5.2 Losa de Tablero

### 5.2.1 Datos

#### Diseño

Losa de hormigón armado H-30 y acero ADN 420. Estructura con prelosa construida en etapas con armadura tipo Trilogic. Se la considera simplemente apoyada en las vigas principales (Ver figura 44).

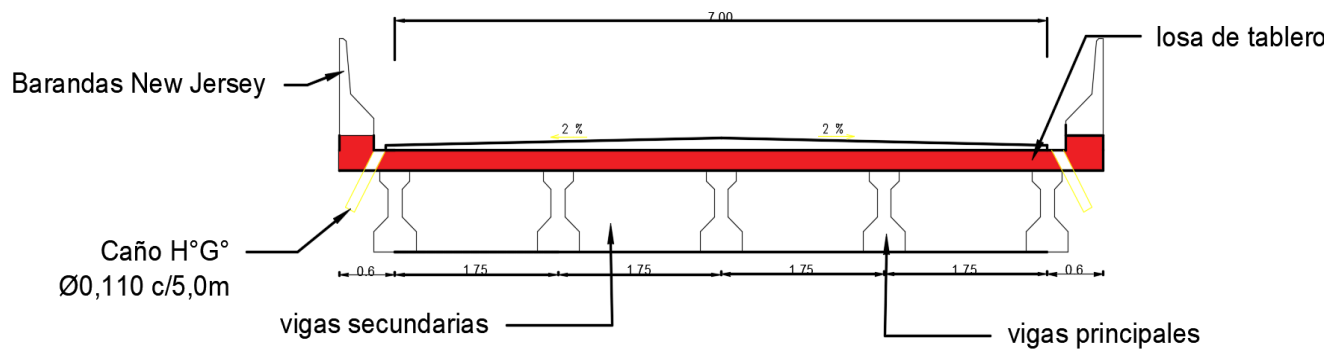


Figura 44. Diseño de losa de tablero (fuente: Elaboración propia)

## Luces

Según BCPHA (DNV) – B.5.B.I, la luz de cálculo es:

$$l_{cal} = s_{vigasp} = 1,75m$$

$$l_{vol} = 0,60m$$

## Altura

Altura mínima

Según BCPHA (DNV) – B.5.B.V, el espesor mínimo para losas es de 12cm.

Altura por deformación

Según CIRSOC 201 – Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”:

- Para elemento losa maciza armada en una dirección:

$$\text{Ambos extremos continuos: } h_{min} = \frac{l}{28} = \frac{1750mm}{28} = 62,5 \text{ mm} = 6,25mm$$

$$\text{En voladizo: } \frac{l}{10} = \frac{1750mm}{10} = 175mm = 17,5cm$$



l: Luz del elemento (mm).

h: Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (mm).

Se adopta  $h = 20\text{cm}$ , para realizar el análisis de carga y luego se verificará.

### 5.2.2 Análisis de cargas

#### Fuerzas principales

##### Peso propio losa de tablero

Material: Hormigón Armado H-O

Espesor: 20cm.

Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para hormigón armado  $\gamma_{H^{\circ}A^{\circ}} = 25 \text{ kN/m}^3$

Peso propio:  $pp_t = h * \gamma = 0,2\text{m} \times 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

##### Peso propio carpeta de rodamiento

Material: Concreto asfáltico

Espesor: Se utiliza un promedio de espesor ya que el mismo es variable para darle a la calzada la pendiente necesaria para su desagüe.

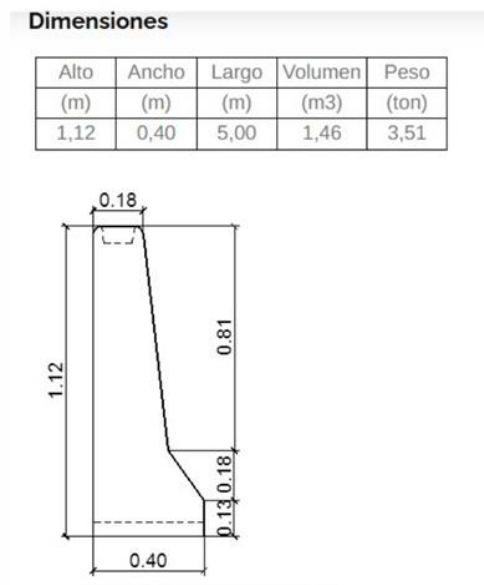
$e = 0,085\text{m}$

Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para mortero de bitumen y arena  $\gamma = \frac{22\text{kN}}{\text{m}^3}$

Peso propio:  $pp_{cr} = h * \gamma = 0,085\text{m} \times 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

##### Barandas New Jersey en vereda

$$\text{Peso propio: } ppb = \frac{P}{1m \times l} = \frac{3,51 \text{ tn}}{1m \times 5m} \times 10 \frac{kN}{1 \text{ tn}} = 7 \text{ kN/m}^2$$



**Figura 45.** Catálogo baranda New Jersey (fuente: vibrocom.ar)

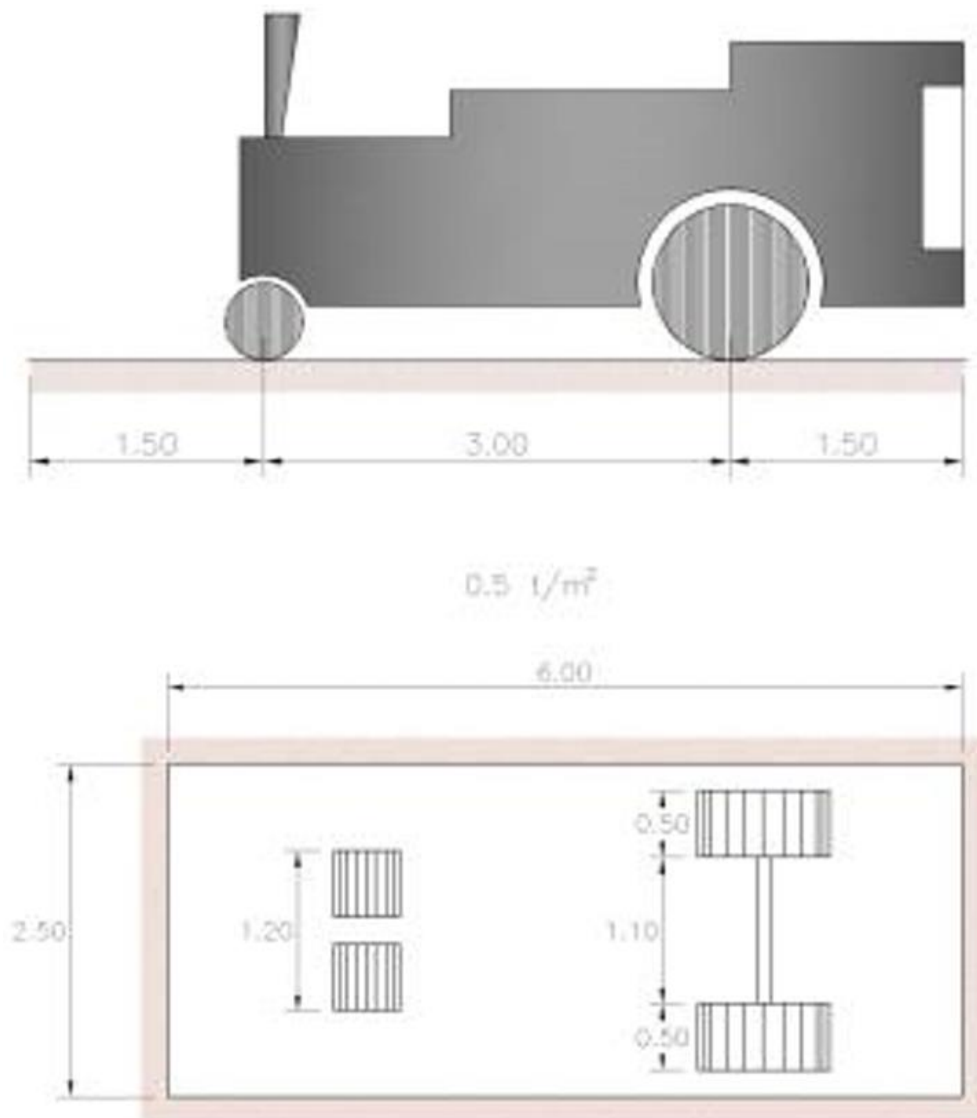
### Sobrecarga Accidental

Según BCPHA A.2.B, se tiene un puente del tipo A-25, por lo tanto, basándose en la Tabla N°1 del mismo capítulo, se deberán considerar las siguientes sobrecargas:

- Multitud compacta en calzada =  $6 \frac{kN}{m^2}$
- Multitud compacta en vereda =  $0 \frac{kN}{m^2}$
- Aplanadora: 100 kN en rodillo delantero y 75 kN en cada rodillo trasero. Habiendo 2 de ellos.

	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 <sup>2</sup>	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en las veredas Tn./m <sup>2</sup>	0,4	0,4	0,4	

**Figura 46.** Tabla N°1. Sobrecarga Reglamentaria. (fuente: BCPHA)



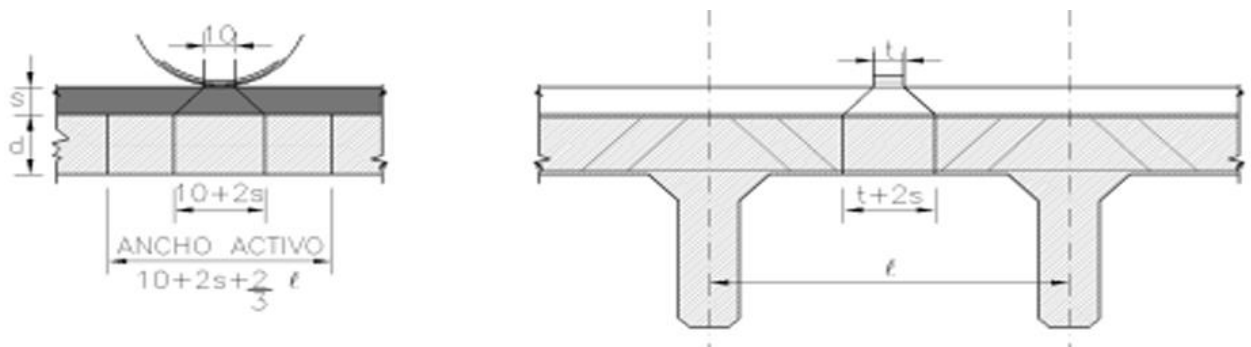
**Figura 47.** Aplanadora tipo. (fuente: BCPHA)

Para el cálculo de las losas a flexión, según BCPHA – B.4.A, se calcularán a flexión para cargas concentradas (presión de una rueda), considerando un ancho activo:

$$b = 10 + 2s + \frac{2}{3}l$$

siendo  $\frac{2}{3}l < 2m$ .

Para el caso de la losa de tablero, se considera el vehículo moviéndose perpendicularmente a la luz de la losa, por lo que:



**Figura 48.** Anchos activos aplanadora. (fuente: BCPHA)

Para rodillo delantero:

$$B1 = 10 + 2s + \frac{2}{3}l = 0,1 + 2*0,085 \text{ m} + \frac{2}{3} * 1,75 \text{ m} = 1,44 \text{ m}$$

$$B2 = t + 2s = 1,20 \text{ m} + 2* 0,085 \text{ m} = 1,4 \text{ m}$$

Para rodillo trasero:

$$B1 = 10 + 2s + \frac{2}{3}l = 0,1 + 2*0,085 \text{ m} + \frac{2}{3} * 1,75 \text{ m} = 1,44 \text{ m}$$

$$B2 = t + 2s = 0,5 \text{ m} + 2* 0,085 \text{ m} = 0,7 \text{ m}$$

**Impacto**



Según BCPHA A.2.C, para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga, la misma debe ser afectada por un coeficiente de impacto según la Tabla N°2 del mismo capítulo. A la multitud compacta sobre veredas no se le debe aplicar este factor. También se deben calcular sin impacto las tensiones en la infraestructura y la fundación (Ver figura 49).

Para losas  $\Phi = 1,4$

Tipo de Estructura	Coefficiente de Impacto
1. Tablero de la calzada: incluyendo viguetas transversales y longitudinales, nervios, columnas y péndolas	1,4
2. Vigas principales o pórticos nervados; que parcial o íntegramente 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
4. Estructuras en arco	
A. Puentes en arcos de sección discontinua (vigas aisladas, vigas huecas, sección nervada, etc.)	
1 < 50 M	1,2
1 = 50 M	1,1
1 ≥ 70 M	1,0
B. Bóvedas de sección plana	
1 < 50 M	1,1
1 ≥ 50 M	1,0
5. Alcantarillas, cualquier luz	
Tapada menor de 0,20 M	1,4
Tapada entre 0,20 y 0,40 M	1,3
Tapada entre 0,40 y 0,60 M	1,2
Tapada entre 0,60 y 0,80 M	1,1
Tapada mayor de 1,00 M	1,0



**Figura 49:** Coeficientes de impacto. (fuente: BCPHA)

### **Influencia de la temperatura, contracción y fluencia del hormigón**

Según BCPHA A.2.D, estas acciones solo se tienen en cuenta para el cálculo de arcos o estructuras hiperestáticas.

### **Sobrecarga constructiva de colocación de piezas prefabricadas**

En la colocación de la prelosa existen cargas que deben tenerse en cuenta, como ser la circulación de obreros sobre las piezas prefabricadas colocadas.

- Dimensiones aproximadas de prelosa:  $A_p = 1m * 1,75 m = 1,75 m^2$
- Carga aproximada en prelosa: 3 operarios de 100 kg cada uno.

$$P_p = 3 * 100 kg = 300 kg = 0,3 tn$$

- Sobrecarga constructiva:  $p_c = \frac{P_p}{A_p} = \frac{0,3tn}{1,75 m^2} = 0,17 \frac{tn}{m^2}$

### **5.2.3 Solicitaciones**

Las solicitaciones se calcularán por etapas, considerando la forma en que el puente se construirá en la realidad.

ETAPA 1: Construcción y hormigonado de losa de tablero. Carga de peso propio y sobrecarga constructiva. Condiciones de vínculo prelosa simplemente apoyada en vigas principales.

ETAPA 2: Puente en servicio. Cargas permanentes y sobrecarga accidental. Condiciones de vínculo losa continúa apoyada en vigas principales.



## **Disposiciones reglamentarias**

Según BCPHA – B.5.A, se deben considerar por separado los esfuerzos debidos a cargas permanentes, sobrecargas accidentales e influencia de temperatura y contracción. Se determinará la suma más desfavorable de los esfuerzos simultáneos.

Según BCPHA – B.5.B.III, se puede simplificar el cálculo de las losas continuas si es que las mismas se encuentran sobre nervios arriostrados entre sí y a una distancia menor a 2,5m, considerándolas como un tramo de viga simple de luz igual a la distancia entre los ejes de nervios, con las siguientes condiciones de apoyo. Para determinar los momentos sobre apoyos y en el tramo debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga, se supondrá empotramiento total en los apoyos. Los momentos en el tramo debido a la sobrecarga se obtendrán tomando la media aritmética de los momentos en el tramo suponiendo empotramiento total y apoyos libres respectivamente, en los extremos del tramo

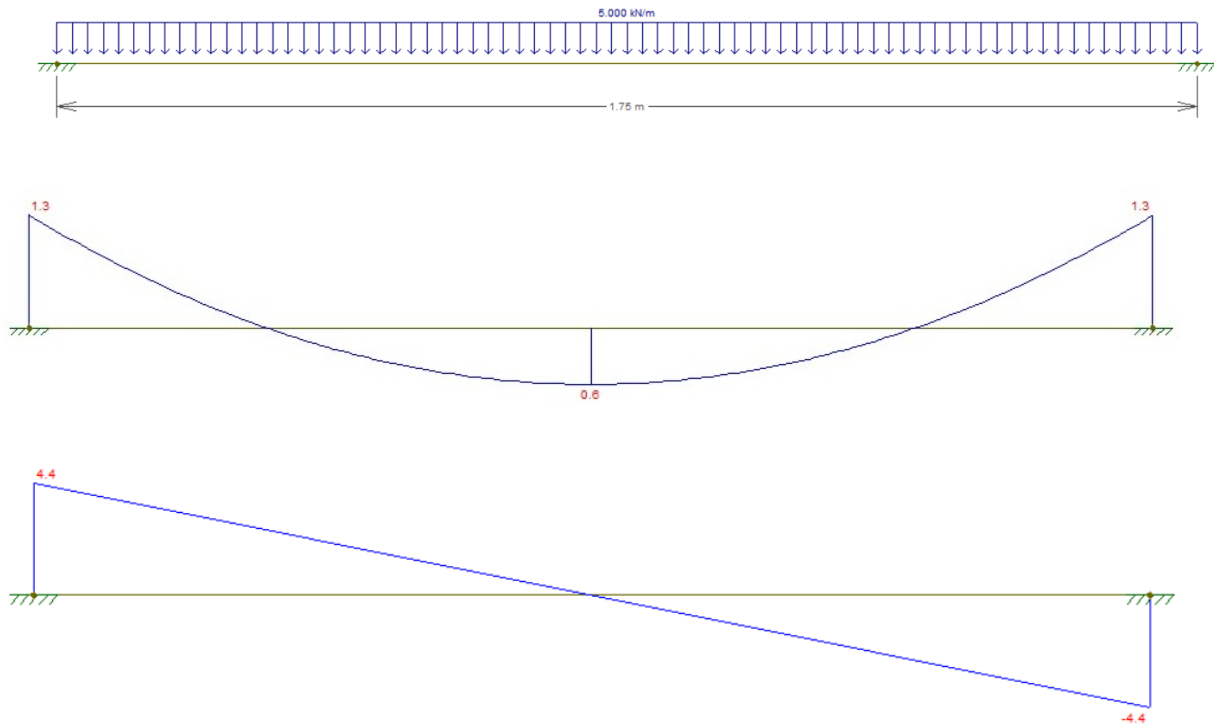
Según BCPHA – A.2.B, las cargas se situarán en la posición más desfavorable y no deberán tenerse en cuenta las cargas que debido a su ubicación reduzcan los momentos, siempre que no estén directamente vinculadas a otras cargas que actúan desfavorablemente.

Según BCPHA – B.5.B.II, para el cálculo de las reacciones de las losas y vigas secundarias continuas, se puede prescindir de la continuidad, salvo en los apoyos extremos con voladizos en el que deberá considerarse la continuidad con el tramo adyacente.

## **ETAPA 1**

### **Cargas permanentes**

Carga permanente: Luz = 1,75 m y  $p_{pt} = 5 \frac{kN}{m^2}$



**Figura 50.** Cargas permanentes. Etapa 1 (fuente: Elaboración propia)

$$M_a = 1,3 \text{ kNm/m}$$

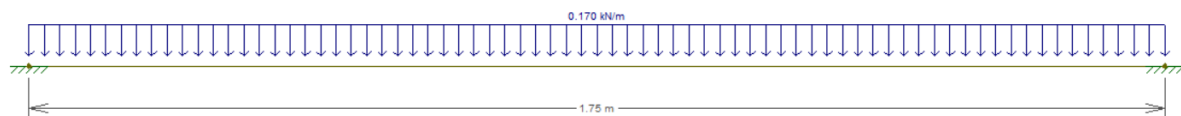
$$M_{tr} = 0,6 \text{ kNm/m}$$

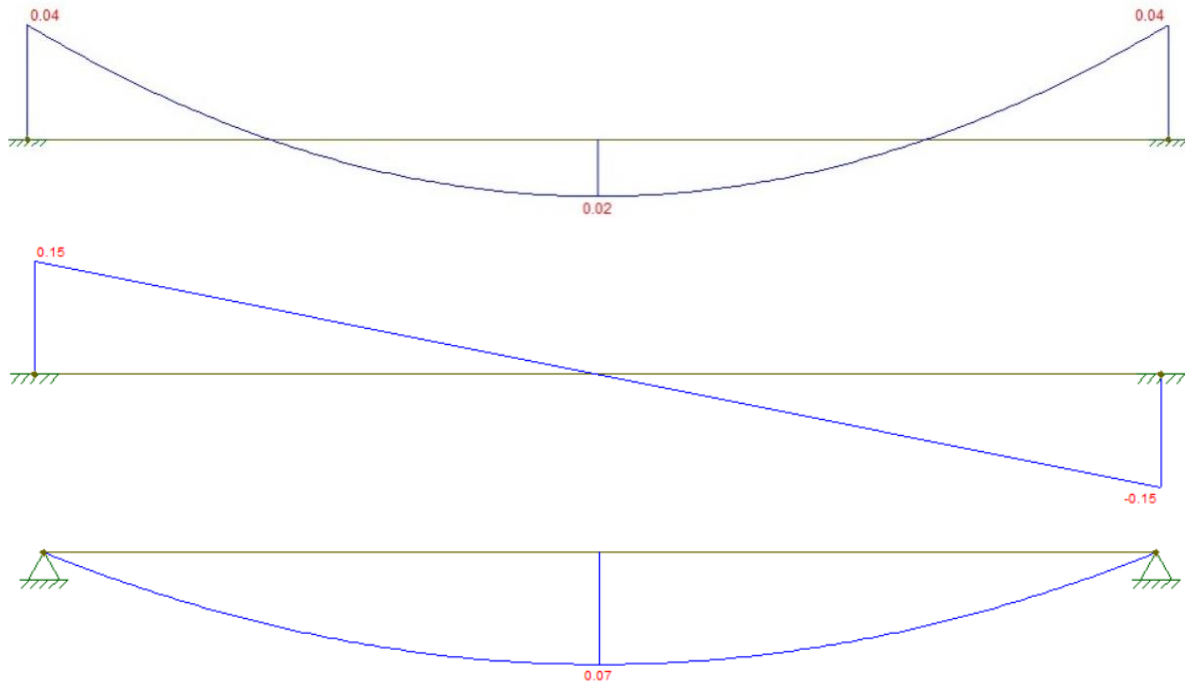
$$V_{max} = 4,4 \text{ kN/m}$$

### Sobrecarga Accidental

Se considera la sobrecarga constructiva.

$$Luz = 1,75 \text{ m y } p_c = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$





**Figura 51.** Sobrecarga accidental. Etapa 1 (fuente: Elaboración propia)

$$M_a = 0,04 \text{ kNm/m}$$

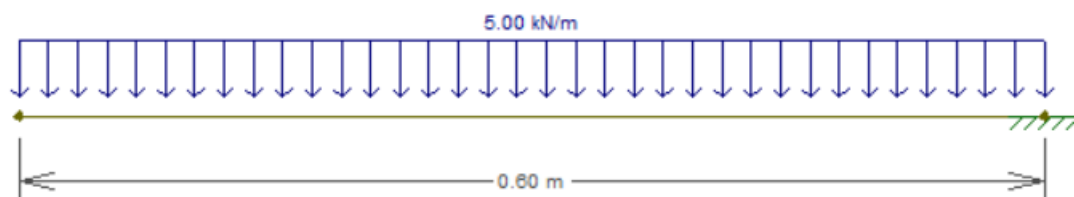
$$M_{tr} = \frac{0,02 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 0,07 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{2} = 0,045 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

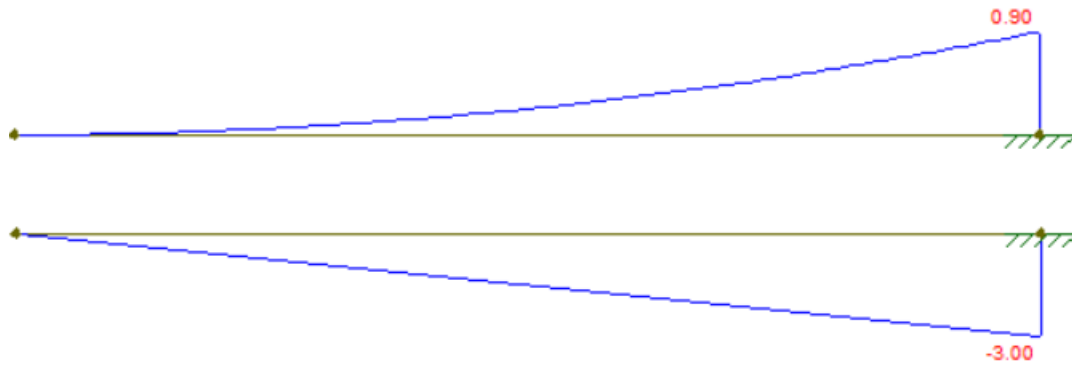
$$V_{\max} = 0,15 \text{ kN/m}$$

### Voladizos

### Carga permanente

$$\text{Luz} = 0,6 \text{ m y } p_{pt} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$





**Figura 52.** Cargas permanentes voladizos. Etapa 1 (fuente: Elaboración propia)

$$M_a = 0,90 \text{ kNm/m}$$

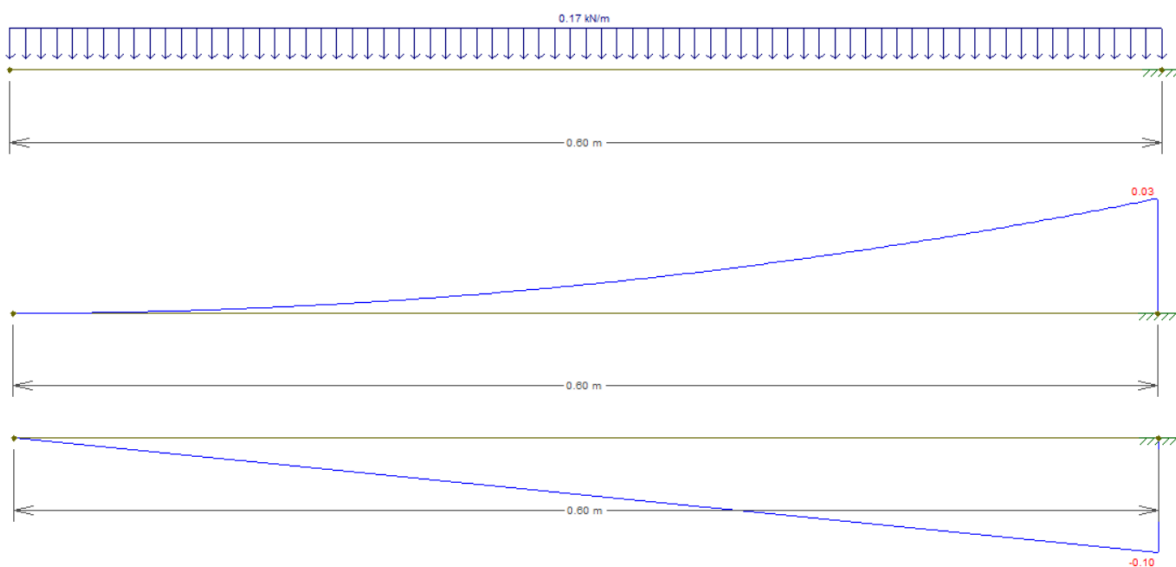
$$V_{\text{max}} = 3 \text{ kN/m}$$

### Sobrecarga Accidental

En este caso se considera la sobrecarga constructiva.

$$\text{Luz} = 0,6 \text{ m}$$

$$P_c = 0,17 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



**Figura 53.** Sobrecargas accidentales voladizos. Etapa 1 (fuente: Elaboración propia)



$$M_a = 0,03 \text{ kNm/m}$$

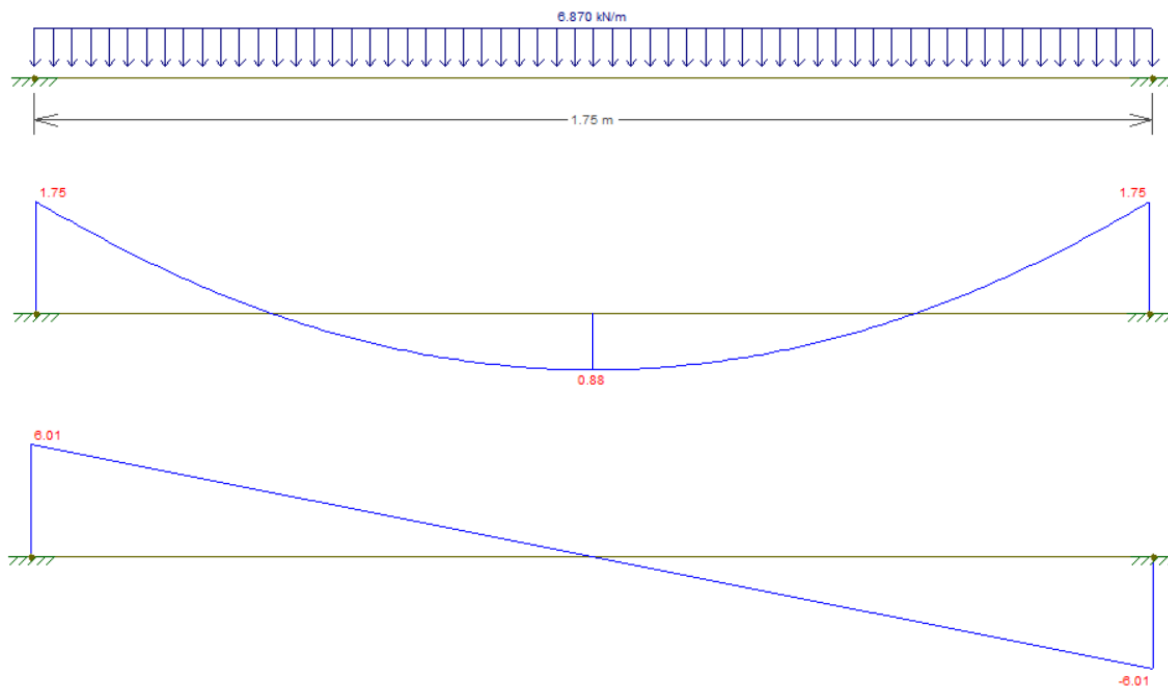
$$V_{\max} = 0,10 \text{ kN/m}$$

## ETAPA 2

### Carga permanente

$$\text{Luz} = 1,75 \text{ m}$$

$$p_{pt} + p_{pcr} = 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 1,87 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 6,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



**Figura 54.** Cargas permanentes. Etapa 2 (fuente: Elaboración propia)

$$M_a = 1,75 \text{ kNm/m}$$

$$M_{tr} = 0,9 \text{ kNm/m}$$

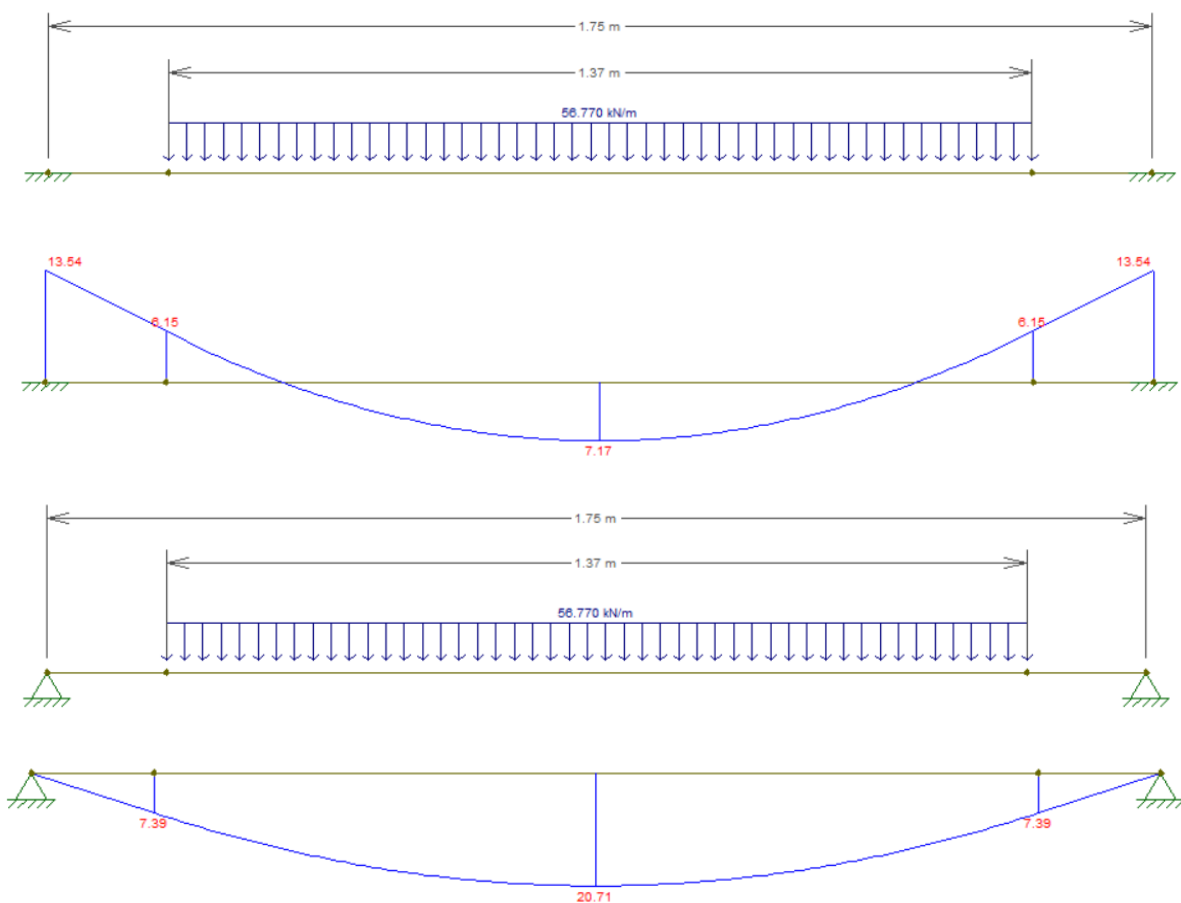
$$V_{\max} = 6 \text{ kN/m}$$

## Sobrecarga Accidental

Según BCPHA - A.2.B, para el cálculo de las losas de tablero, se debe reducir en un 20% el peso de las aplanadoras.

Para rodillo delantero la carga repartida de la aplanadora será:

$$prd = 0,8 \frac{Prd}{b1 * b2} \Phi = 0,8 \frac{100 \text{ kN}}{1,44 \text{ m} * 1,37 \text{ m}} 1,4 = 56,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



**Figura 55:** Sobrecarga accidental. Rodillo delantero. Etapa 2 (fuente: Elaboración propia)

$$Mut = \frac{[Mut(emp) + Mut(S/a)]}{2} = 14 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$



$$M_{ua} = -13,5 \frac{kNm}{m}$$

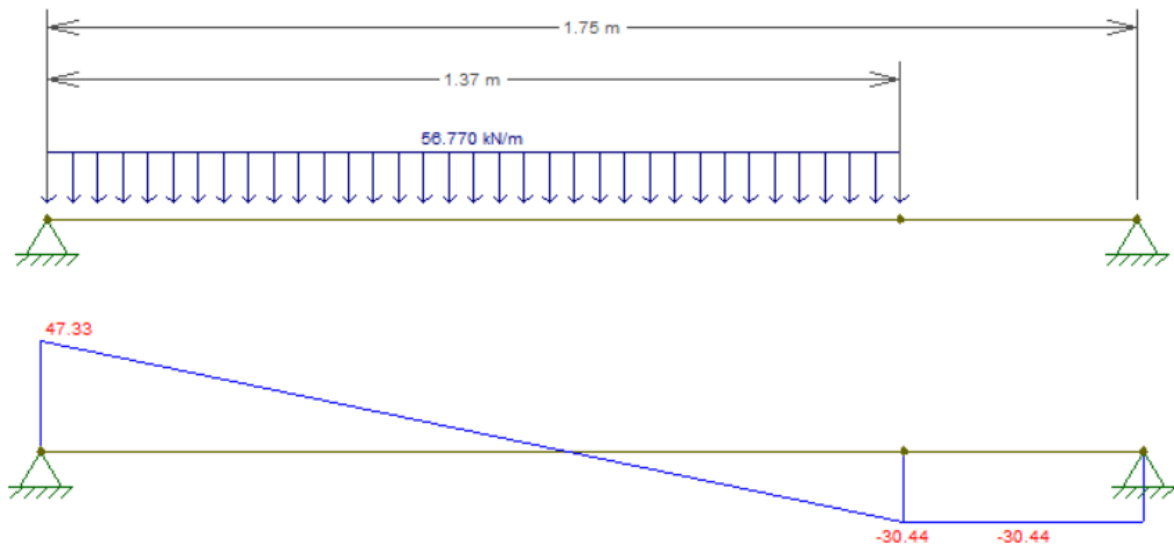
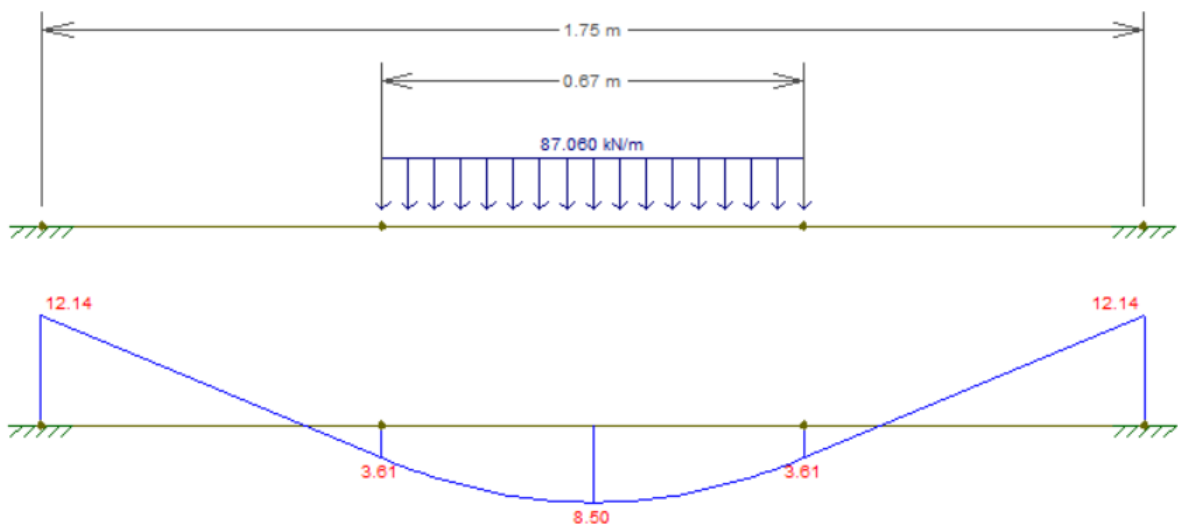


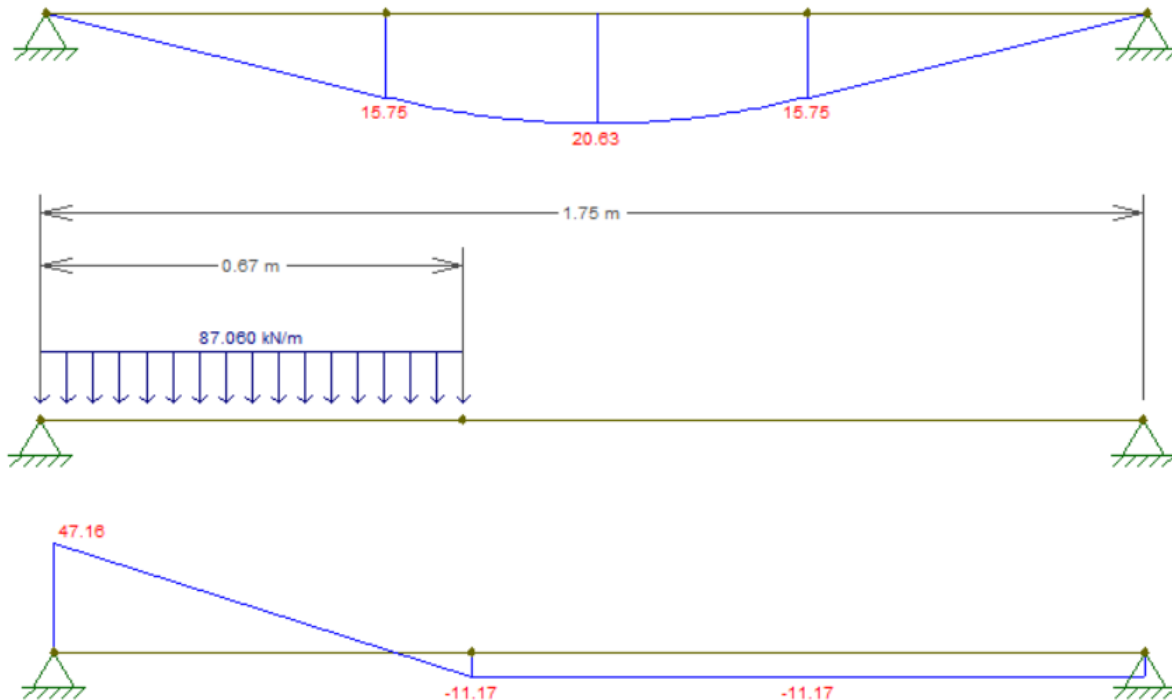
Figura 56. Sobrecarga accidental. Rodillo delantero. Etapa 2 (fuente: Elaboración propia)

$$V_{umax} = 47,3 \text{ kN/m}$$

Para rodillo trasero la carga repartida de la aplanadora será:

$$pr_d = 0,8 \frac{Pr_d}{b_1 * b_2} \phi = 0,8 \frac{75 \text{ kN}}{1,44 \text{ m} * 0,67 \text{ m}} 1,4 = 87 \frac{kN}{m^2}$$





**Figura 57.** Sobrecarga accidental. Rodillo trasero. Etapa 2 (fuente: Elaboración propia)

$$M_a = 12,1 \text{ kNm/m}$$

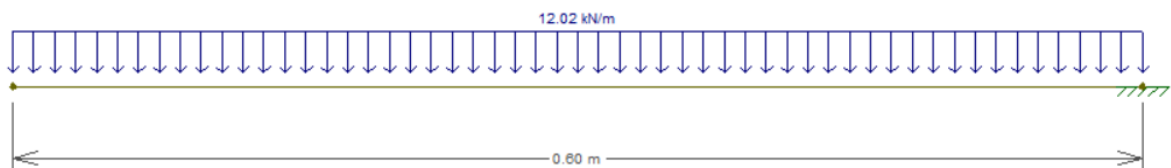
$$M_{tr} = \frac{8,50 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 20,53 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{2} = 14,57 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

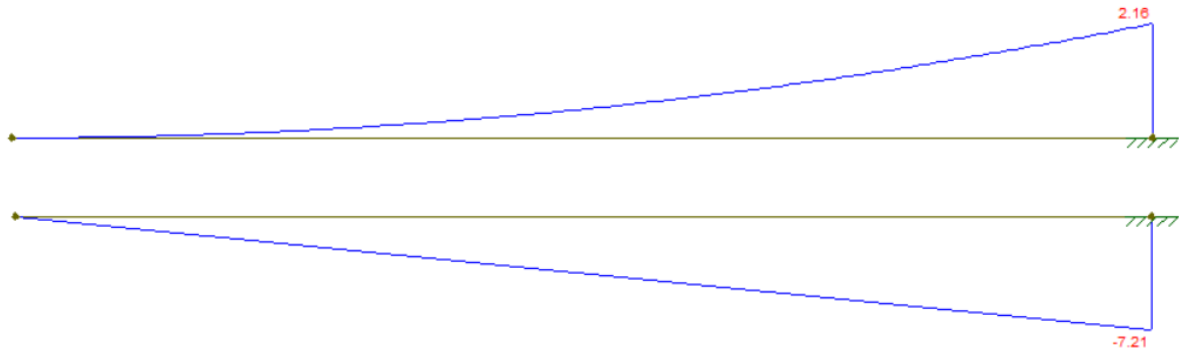
$$V_{\max} = 47,2 \text{ kN/m}$$

### Voladizo

### Carga permanente

$$p_{pt} + p_{pb} = \left( 5 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} + 7,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right) = 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$





**Figura 58:** Carga permanente voladizos. Etapa 2 (fuente: Elaboración propia)

$$M_a = 2,2 \text{ kNm/m}$$

$$V_{\max} = 7,2 \text{ KN/m}$$

### Resumen de Solicitaciones

**Tabla 29.** Resumen de solicitaciones. Losa de tablero. (fuente: Elaboración propia)

SOLICITACIONES-LOSA DE TABLERO						
SOLICITACIONES	ETAPA 1					
	cargas permanentes			sobrecarga accidental		
	tramo	apoyo	voladizo	tramo	apoyo	voladizo
momento flector	0,6	1,3	0,9	0,045	0,04	0,03
corte		4,4	3		0,15	0,1

SOLICITACIONES-LOSA DE TABLERO						
SOLICITACIONES	ETAPA 2					
	cargas permanentes			sobrecarga accidental		
	tramo	apoyo	voladizo	tramo	apoyo	voladizo
momento flector	0,88	1,75	2,16	14,57	13,54	
corte		6	7,21		47,33	

### 5.2.4 Dimensionado

#### Resistencia requerida



Según CIRSOC 201 – 9.2, la resistencia requerida debe ser igual o mayor que los efectos de las cargas mayoradas dadas en las siguientes combinaciones:

- $U = 1,4 (D+F)$  (9-1)
- $U = 1,2 (D +F+T) + 1,6 (L+H) + 0,5 (L, \text{ ó } S \text{ ó } R)$  (9-2)
- $U = 1,2 D + 1,6 (L, \text{ ó } S \text{ ó } R) + (f_1 L \text{ ó } 0,8 W)$  (9-3)
- $U = 1,2 D + 1,6 W + f_1 L + 0,5 (L, \text{ ó } S \text{ ó } R)$  (9-4)
- $U = 1,2 D + 1,0 E + f_1 (L + L_1) + f_2 S$  (9-5)
- $U = 0,9 D + 1,6 W + 1,6 H$  (9-6)
- $U = 0,9 D + 1,0 E + 1,6 H$  (9-7)

En este caso, se evaluarán las combinaciones 9-1 y 9-2 (Ver tabla 30).

**Tabla 30.** Solicitaciones mayoradas. Losa de tablero. (fuente: Elaboración propia)

RESISTENCIA REQUERIDA- U = 1,4D						
SOLICITACIONES	ETAPA 1			ETAPA 2		
	tramo	apoyo	voladizo	tramo	apoyo	voladizo
momento flector	0,84	1,82	1,26	1,23	2,45	3,02
corte		6,16	1,4		8,4	10,09

RESISTENCIA REQUERIDA- U = 1,2D + 1,6L						
SOLICITACIONES	ETAPA 1			ETAPA 2		
	tramo	apoyo	voladizo	tramo	apoyo	voladizo
momento flector	0,79	1,62	1,13	24,37	23,76	2,59
corte		5,52	3,76		82,93	8,65

### Secciones de hormigón

La losa de tablero es un elemento de hormigón construido en etapas, ya que primero se coloca la pieza prefabricada de hormigón, la prelosa, que es utilizada como encofrado perdido y



luego se cola in-situ una capa de hormigón; de todas formas, las piezas funcionan como un solo elemento.

### **Recubrimiento mínimo**

#### **Inferior**

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.3: “Recubrimientos mínimos para el hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en planta) para las clases de exposición A1 y A2”:

- Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre
- Otros elementos (no tabique)
- Para barras y alambres  $db \leq 16\text{mm}$

$$r_{\min} = 20 \text{ mm}$$

$r_{\min}$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{\min} = 1,3 * r_{\min} = 1,3 * 20 \text{ mm} = 26 \text{ mm} = 2,6 \text{ cm}$$

$$\text{Adoptamos } r = 2,5 \text{ cm} \approx 2,6 \text{ cm}$$

#### **Superior**

Según CIRSOC– Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”:



- Hormigón no expuesto al aire libre ni en contacto con el suelo
- Losas, tabiques, nervaduras
- Para barras y alambres  $db \leq 32mm$

$$r_{min} = 20mm \text{ y } r_{min} \geq db$$

$r_{min}$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{minA3} = 1,3 * r_{min} = 1,3 * 20mm = 26mm = 2,6cm$$

$$\text{Adoptamos } r = 2,5 \text{ cm} \simeq 2,6 \text{ cm}$$

### **Altura de la prelosa “hp”**

En la prelosa no se necesita satisfacer ninguna altura mínima de hormigón, ya que la misma en la etapa 1 (sin la colaboración del hormigón colado in situ que todavía está fresco) solo actúa como carga, no posee función estructural más que contener a la armadura tipo trilogic, la cual sí debe cumplir funciones estructurales, debiendo calcularse las secciones de acero para que resistan todas las cargas de la etapa 1 hasta que el hormigón de la capa superior de compresión haya endurecido y la sección trabaje como compuesta. Por lo tanto, como altura de prelosa (hp) adoptamos un espesor convencional disponible en el mercado de estos elementos prefabricados, que cumpla con el recubrimiento mínimo de la armadura principal.

$$\text{Adoptamos } hp = 5cm$$



### **Altura total de la losa**

En un principio, se ha pre dimensionado la altura total de la losa, ya que era necesaria para el cálculo de las solicitaciones por peso propio de la losa de tablero. En este punto se verificará la misma comparándola con la altura necesaria para evitar el uso de armadura de corte en losas. Para este análisis se trabaja con las solicitaciones de la etapa 2, donde trabaja la sección compuesta, es decir la altura total de la losa.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas, y según CIRSOC 201 – 11.12.1.1 para losas armadas en una dirección se debe dimensionar al corte según 11.1 a 11.5 de dicho reglamento.

Se debe cumplir:  $\emptyset Vn \geq Vu$  Según CIRSOC 201– 11.1.1

$\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\emptyset = 0,75$$

$Vu$ : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$Vu = 82,93 \text{ kN} * 1000 \text{ N/kN} = 82.930 \text{ N}$$

$Vn$ : Resistencia nominal al corte determinado con la siguiente expresión

$$Vn = Vc + Vs$$

$Vc$ : Resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:



$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

$b_w$ : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$b_w = 1m$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'_c}$ : Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en Mpa.

Debe ser  $\leq 8,3$  Mpa. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30 \text{ MPa}} = 5,48 \text{ MPa} < 8,3 \text{ Mpa}$$

$V_s$ : Resistencia nominal al corte proporcionado por la armadura de corte, N.

Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d$$

Cómo debe cumplirse que:

$$\phi V_n \geq V_u \rightarrow \phi \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} b_w d \geq V_u$$

$$d \geq \frac{6 \cdot V_u}{\phi \sqrt{f'_c} b_w} = \frac{6 \cdot 82.930 \text{ N}}{0,75 \cdot 5,48 \text{ Mpa} \cdot 1000 \text{ mm}} = 121 \text{ mm} = 12 \text{ cm}$$

### Resumen sección de hormigón

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil)



$$d = 17\text{cm}$$

r: Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento

$$r = 2,5\text{cm}$$

hp: Espesor o altura de la prelosa

$$hp = 5\text{cm}$$

hc: Espesor o altura de la capa de compresión, hormigón colado in-situ

$$hc = 15\text{cm}$$

h: Espesor o altura total de la losa

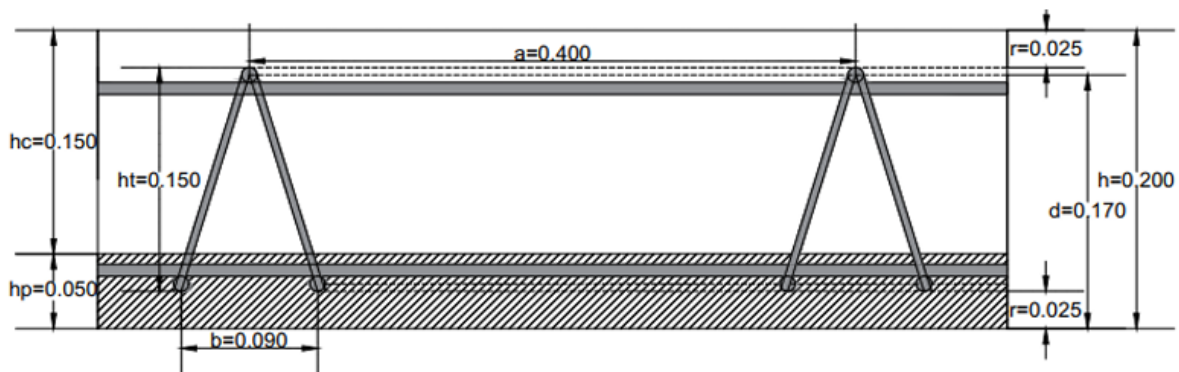
$$h = 20\text{cm}$$

ht: Altura disponible para la armadura Trilogic:

$$ht = h - 2r = 20\text{cm} - 2 * 2,5\text{cm} = 15\text{cm}$$

dbadm: Diámetro de la barra admisible según espacio disponible:

$$dbadm = 2 * (h - r - d) = 2 * (20\text{cm} - 2,5\text{cm} - 17\text{cm}) = 1\text{cm}$$





**Figura 59.** Sección de la losa. (fuente: Elaboración propia)

## **Dimensionamiento de la armadura**

### **Etapas constructivas: Armadura trilógic**

#### **Esquema prelosa**

La armadura Trilogic es un elemento estructural formado por barras de acero de sección circular maciza de conformación nervurada (cordones), separadas entre sí a una distancia por dos estribos continuos de alambre liso en forma de zigzag (diagonales), ubicados a ambos lados de la estructura y soldados en todos los encuentros.

La separación entre Trilogic depende íntegramente del calculista de la estructura prefabricada, por lo general se encuentran entre 0,30m a 0,50m. En este trabajo se adopta  $a = 0,4m$  de separación (a) entre Trilogic, que es el ancho de influencia de cada una.

#### **Sección de barras**

Se adoptan las siguientes secciones de barras para los cordones y diagonales, disponibles según el fabricante.

Cordón superior: Diámetro de la barra del cordón superior = 12mm = 1,20cm.

$$Ag1t = \frac{\pi(\emptyset cs)^2}{4} = \frac{\pi(1,2cm)^2}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

Cordón inferior: Diámetro de las barras del cordón inferior = 10mm = 1cm

$$Ag1c = \frac{\pi(\emptyset ci)^2}{4} = \frac{\pi(1cm)^2}{4} = 0,8 \text{ cm}^2$$

Diagonales: Diámetro de la barra de la diagonal = 6mm = 0,6cm



$$AD = \frac{\pi(\varnothing d)^2}{4} = \frac{\pi(0,6cm)^2}{4} = 0,3 cm^2$$

### Relaciones geométricas de barras armadas

Se verificará la sección del Trilogic como si fuera una viga reticulada de barras de hierro redondo según CIRSOC 308, aunque esta es en realidad parte de una losa de hormigón armado. Por lo cual, existen limitaciones del CIRSOC 308 que no tendremos en cuenta, como ser  $F_y \leq 400MPa$ , ya que como se adoptó y como lo indica el fabricante del Trilogic, para este elemento  $F_y=500MPa$ .

- Altura: Según CIRSOC 308 – 2.3.a) para elementos rectos solicitados a flexión simplemente apoyados, se debe cumplir:

$$l/h \leq 35 \rightarrow h = l/35 = 175/35 = 5 \text{ cm}$$

l: Distancia entre ejes de apoyo, en cm.

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

Se determinó la altura disponible para la armadura Trilogic  $h_t = 15cm$ , la cual corresponde a una línea estándar de este producto como se puede observar en la tabla 45.

La altura  $h$  entre ejes de barras, descontando la mitad de los diámetros de las barras del cordón superior e inferior, es:

$$h = h_t - \frac{\varnothing_{cs}}{2} - \frac{\varnothing_{ci}}{2} = 15cm - \frac{1,2cm}{2} - \frac{1cm}{2} = 13,9cm > 5cm \rightarrow BC$$

**Tabla 31:** Línea estándar de la armadura Trilogic. (fuente: Acindar)



Modelo	Alturas	Ancho base	Largo de corte	Paso de diagonal	Armadura			Peso	Peso por elemento
					Inferior	Diagonal	Superior		
	$h$ cm	$b$ cm	$m$	$a$ cm	$d_i$ mm	$d_d$ mm	$d_s$ mm	kg/m	kg
T 8	8	9	6	20	5	3,4	6	0,72	4,31
T 10	10	9	6	20	5	4,5	7	0,97	5,80
<b>T 15</b>	<b>15</b>	<b>10</b>	6	<b>20</b>	6	5	8	1,40	8,43
T 20	20	10	6	20	8	6	10	2,41	14,48
T 25	25	10	6	20	10	7	12	3,77	22,65

**Tabla 32.** Línea según especificaciones de la armadura Trilogic. (fuente: Acindar)

Modelo	Alturas	Ancho base	Largo de corte	Paso de diagonal	Armadura			Peso	Peso por elemento
					Inferior	Diagonal	Superior		
	$h$ cm	$b$ cm	$m$	$a$ cm	$d_i$ mm	$d_d$ mm	$d_s$ mm	kg/m	kg
Variable	7,5 a 25	<b>10</b>	múltiplos de 0,10	20	<b>4 a 10</b>	<b>4 a 7</b>	<b>5 a 12</b>	Variable	Variable

El largo mínimo es de 3 m y el máximo de 12 m. Para otros largos, consulte con la Gerencia de Asesoramiento Técnico.

- Base: Según CIRSOC 308 – 2.3.a) para elementos rectos de sección triangular solicitados a flexión se recomienda cumplir:

$$b \geq \frac{h}{2} = \frac{13,9cm}{2} = 6,95cm$$

b: Ancho de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón en cm.

Según la Tabla 32 el único ancho disponible de la armadura Trilogic para la línea según especificaciones es  $b_t = 10cm$ , que es total entre caras extremas. El ancho  $b$  entre ejes de barras, descontando la mitad de los diámetros del cordón inferior, es:

$$b = b_t - \frac{\varnothing_{ci}}{2} - \frac{\varnothing_{ci}}{2} = 10cm - 1cm = 9cm > 6,95cm \rightarrow BC$$

- Paso de la diagonal: Según la Tabla 32 el único paso de la diagonal disponible de la armadura Trilogic para la línea según especificaciones es

$$s = 20cm.$$

### Resistencia requerida



La resistencia requerida por cada Trilogic será la calculada con las solicitaciones mayoradas en la etapa 1 para un ancho de influencia de  $a = 0,40\text{m}$ .

$$\text{Momento flector - tramo: } M_{ut} = 0,84 \text{ kNm/m} * 0,4\text{m} = 0,34 \text{ kNm}$$

$$\text{Momento flector - voladizo: } M_{uv} = 1,82 \text{ kNm/m} * 0,4\text{m} = 0,7 \text{ kNm}$$

$$\text{Esfuerzo de corte: } V_u = 6,16 \text{ kNm/m} * 0,4\text{m} = 2,5 \text{ kNm}$$

### **Verificación de estados límites para solicitaciones de flexión y corte**

La forma de la sección según CIRSOC 308 – 2.1 es triangular y la flexión se produce alrededor del eje x-x. Según CIRSOC 308 – 6.1 se deben verificar los estados límites frente a las solicitaciones requeridas de flexión simple ( $M_u$ ) y corte ( $V_u$ ) de la barra armada:

$$M_d \geq M_u \text{ y } V_d \geq V_u$$

### **Estado límite de pandeo local de las barras**

#### **Pandeo local de las barras de cordón comprimido**

- Resistencia de diseño a flexión – Tramo

$$M_{dcx} = \phi_c h n_1 A_{gc1} F_{cr} (10)^{-3}$$

$\phi_c$ : Para barras de sección circular maciza de acuerdo con CIRSOC 308- 5.2. Para este caso  $F_y = 500 \text{ MPa}$ , y para la misma se corresponde  $= 0,80$ .

$h$ : Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

$n_1$ : Número de barras del cordón comprimido.

$A_{gc1}$ : Área bruta de una barra comprimida, en  $\text{cm}^2$ .



Fcr: Para barras de sección circular maciza, según el artículo CIRSOC 308 - 5.2,  
con la expresión (5.2-3), para este caso de debe considerar  $kL=s$ .

$$F_{cr} = \chi F_y ; \chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} ; \delta = 0,451 + 0,245\lambda_c + 0,5\lambda_c^2$$

$\lambda_c$ : Factor de esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{1 k L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$kL=s$ : Longitud efectiva = Distancia entre nudos, en cm.

r: Radio de giro de la sección transversal de la circular respecto a su eje baricéntrico  
=  $d/4$ , en cm.

$F_y$ : Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

E: Módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MP.

$$\lambda_c = \frac{1 k L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 20 \text{ cm}}{\pi \cdot 0,3 \text{ cm}} \sqrt{\frac{500 \text{ Mpa}}{200.000 \text{ Mpa}}} = 1$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 * 1,06 + 0,5 * 1,06^2 = 1,3$$

$$\chi = \frac{1}{1,27 + \sqrt{1,27^2 - 1,27^2}} = 0,50$$

$$F_{cr} = 0,506 * 500 \text{ Mpa} = 253 \text{ Mpa}$$

$$M_{dcx} = 0,8 * 13,9 \text{ cm} * 1 * 1,13 \text{ cm}^2 * 253 \text{ MPa} (10)^{-3} = 3,2 \text{ kNm}$$

$$M_{dcx} = 3,18 \text{ kNm} > M_{ut} = 0,336 \text{ kNm} \rightarrow BC$$



- Resistencia de diseño a flexión – Voladizo

$$M_{dcx} = \phi_c h n_1 A_{gc1} F_{cr} (10)^{-3}$$

$\phi_c$ : Para barras de sección circular maciza de acuerdo con CIRSOC 308- 5.2. Para este caso  $F_y=500$  MPa, y para la misma se corresponde = 0,80

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

$n_1$ : Número de barras del cordón comprimido.

$A_{gc1} = A_{gt1}$ : Área bruta de una barra comprimida, en cm<sup>2</sup>.

$F_{cr}$ : Para barras de sección circular maciza, según el artículo CIRSOC 308 - 5.2, con la expresión (5.2-3), para este caso de debe considerar  $kL=s$ .

$$F_{cr} = \chi F_y ; \chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda_c^2}} ; \delta = 0,451 + 0,245\lambda_c + 0,5\lambda_c^2$$

$\lambda_c$ : Factor de esbeltez adimensional

$$\lambda_c = \frac{1 k L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$$

$kL= s$ : Longitud efectiva = Distancia entre nudos, en cm.

r: Radio de giro de la sección transversal de la circular respecto a su eje baricéntrico =  $d/4$ , en cm.

$F_y$ : Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

E: Módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MP.



$$\lambda_c = \frac{1 k L}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = \frac{1 \cdot 20 \text{ cm}}{\pi \cdot 0,25 \text{ cm}} \sqrt{\frac{500 \text{ Mpa}}{200.000 \text{ Mpa}}} = 1,3$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 * 1,27 + 0,5 * 1,27^2 = 1,6$$

$$\chi = \frac{1}{1,57 + \sqrt{1,57^2 - 1,57^2}} = 0,4$$

$$F_{cr} = 0,402 * 500 \text{ Mpa} = 201 \text{ Mpa}$$

$$M_{dcx} = 0,8 * 13,9 \text{ cm} * 2 * 0,79 \text{ cm}^2 * 201 \text{ MPa} (10)^{-3} = 3,5 \text{ kNm}$$

$$M_{dcx} = 3,53 \text{ kNm} > M_{uv} = 0,73 \text{ kNm} \rightarrow BC$$

### **Pandeo local de las barras diagonales**

#### **Para sección triangular y flexión alrededor del eje x-x**

$$V_{dD} = \phi_c AD F_{cr} 2 \sin \alpha * \cos \beta (10)^{-1}$$

$\phi_c$ : Para barras de sección circular maciza de acuerdo con CIRSOC 308- 5.2. Para este caso

$F_y = 500 \text{ MPa}$ , y para la misma se corresponde = 0,80

AD: Área bruta de una barra diagonal comprimida, en  $\text{cm}^2$ .

$\alpha$ : Ángulo entre diagonal y cordón inferior, en grados sexagesimales.

$$\tan \alpha = \frac{h}{\frac{s}{2}} \rightarrow \alpha = \tan^{-1} \frac{h}{\frac{s}{2}} = \tan^{-1} \frac{13,9 \text{ cm}}{\frac{20 \text{ cm}}{2}} = 54,27^\circ$$

$\beta$ : Ángulo entre plano de celosía y eje y-y, en grados sexagesimales.

$$\tan \beta = \frac{\frac{b}{2}}{h} \rightarrow \beta = \frac{\tan^{-1} \left( \frac{b}{2} \right)}{h} = \frac{\tan^{-1} \left( \frac{9 \text{ cm}}{2} \right)}{13,9 \text{ cm}} = 18^\circ$$



Ld: Longitud real de la diagonal, en cm.

$$Ld = \left( \frac{s^2}{4} + \frac{b^2}{4} + h^2 \right)^{1/2} = \left( \frac{(20cm)^2}{4} + \frac{(9cm)^2}{4} + (13,9cm)^2 \right)^{1/2} = 18cm$$

Fcr: Para barras de sección circular maciza, según el artículo CIRSOC 308 - 5.2, con la expresión (5.2-3), para este caso de debe considerar kL=s.

$$Fcr = \chi Fy ; \chi = \frac{1}{\delta + \sqrt{\delta^2 - \lambda c^2}} ; \delta = 0,451 + 0,245\lambda c + 0,5\lambda c^2$$

$\lambda c$ : Factor de esbeltez adimensional

$$\lambda c = \frac{1 k L}{\pi r} \sqrt{\frac{Fy}{E}}$$

kL=0,85Ld (Longitud efectiva) = 0,85\*17,7 cm = 15 cm.

r: Radio de giro de la sección transversal de la circular respecto a su eje baricéntrico = d/4,  
en cm.

Fy: Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

E: Módulo de elasticidad longitudinal del acero, en MP.

$$\lambda c = \frac{1 k L}{\pi r} \sqrt{\frac{Fy}{E}} = \frac{1 \cdot 15,1 \text{ cm}}{\pi \cdot 0,15 \text{ cm}} \sqrt{\frac{500 \text{ Mpa}}{200.000 \text{ Mpa}}} = 1,6$$

$$\delta = 0,451 + 0,245 * 1,6 + 0,5 * 1,6^2 = 2,1$$

$$\chi = \frac{1}{2,12 + \sqrt{2,12^2 - 2,12^2}} = 0,285$$

$$Fcr = 0,285 * 500 \text{ Mpa} = 142,5 \text{ Mpa}$$



$$VdD = 0,8 * 142,5 \text{ Mpa} * 0,28 \text{ cm}^2 * 2 \sin 54,27^\circ * \cos 17,94^\circ (10)^{-1} = 5 \text{ KN}$$

$$VdD = 5 \text{ KN} > Vu = 2,5 \text{ KN} \rightarrow BC$$

### Estado límite de fluencia de barras del cordón traccionado

- Resistencia de diseño a flexión – Tramo

Para flexión alrededor del eje x-x:

$$Mdtx = \phi_t h n^2 A_{gt1} F_y (10)^{-3}$$

$$\phi_t = 0,9$$

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.

n<sup>2</sup>: Número de barras del cordón traccionado.

A<sub>gt1</sub>: Área bruta de una barra traccionada, en cm<sup>2</sup>.

F<sub>y</sub>: Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

$$Mdtx = 0,9 * 13,9 \text{ cm} * 2 * 0,79 \text{ cm}^2 * 500 \text{ Mpa} * (10)^{-3} = 10 \text{ KNm}$$

$$Mdtx = 9,88 \text{ KNm} > Mut = 0,336 \text{ KNm} \rightarrow BC$$

- Resistencia de diseño a flexión – Voladizo

Para flexión alrededor del eje x-x:

$$Mdvx = \phi_t h n^2 A_{gt1} F_y (10)^{-3}$$

$$\phi_t = 0,9$$

h: Altura de la sección armada, medida entre ejes de barras del cordón, en cm.



$n_2$ : Número de barras del cordón traccionado.

$A_{gt1}=A_{gc1}$ : Área bruta de una barra traccionada, en  $cm^2$ .

$F_y$ : Tensión de fluencia especificada del acero, en MPa.

$$M_{dtx} = 0,9 * 13,9cm * 1 * 1,13cm^2 * 500 MPa * (10) - 3 = 7,1 KNm$$

$$M_{dtx} = 7,1KNm > M_{uv} = 0,73 KNm \rightarrow BC$$

### **Estado límite de pandeo lateral torsional**

Este estado no necesita ser verificado ya que los cordones estarán arriostrados lateralmente por el hormigón de la prelosa según el eje de menor inercia en toda su longitud.

### **Etapas en servicio: Armadura principal**

#### **Factor de reducción de resistencia**

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\epsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \epsilon_s = 5\text{‰} \text{ Sección controlada por tracción } \rightarrow \phi = 0,9$$

#### **Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio**

Para  $f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa

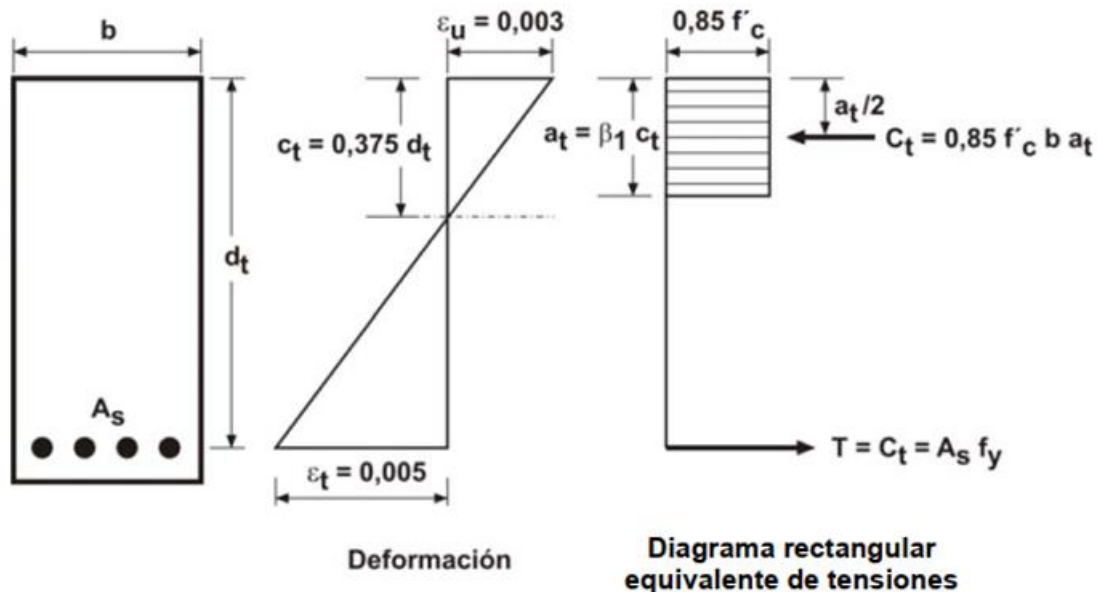
Según CIRSOC 201 – 10.2.7.3  $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según CIRSOC 201 – 10.2.2.1  $\rightarrow$

$$f^*c = 0,85 f'c = 0,85 * 30MPa = 25,5MPa = 25.500 \text{ kN/m}^2$$

Según CIRSOC 201 – EJEMPLOS DE APLICACIÓN

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f^*c} = \frac{1,4}{25,5MPa} = 0,055$$



**Figura 60.** Deformaciones límites en secciones controladas por tracción. (fuente:

CIRSOC 201).

### Separación máxima de la armadura principal

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para losas, la separación de la armadura principal por flexión

(slmax) debe ser:

$$Sl \leq 2,5 \text{ veces el espesor de la losa (h)} = 2,5 * 20\text{cm} = 50\text{cm}$$

$$Sl \leq 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diámetro} = 25 * 1\text{cm} = 25\text{cm}$$

$$Sl \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$sl_{max} = 25\text{cm}$$



## Armadura principal inferior – Tramo

### Momento nominal

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

$M_d$ : Resistencia o momento de diseño de la sección.

$M_n$ : Resistencia o momento nominal de la sección.

$M_u$ : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo en etapa 2.

$$M_u = 24,37 \text{ kNm/m}$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$

$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{24,37 \text{ kNm}}{0,9} = 27,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### Armadura necesaria

$$mn = \frac{M_n}{f * c * b * w * d^2} = \frac{27,078 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,17\text{m})^2} = 0,04$$

$M_n$ : Resistencia o momento nominal de la sección.

$f^*c$ : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.



bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,037} = 0,0377 < kamin = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kcmax = 0,375$$

→No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1000mm * 170mm}{420 MPa} = 567,7 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 5,7 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm<sup>2</sup>

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

### Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon}{d - c} = \frac{\epsilon c + \epsilon t}{d} \rightarrow \epsilon t = \epsilon c \frac{d - c}{c} = \epsilon c \frac{1 - kc}{kc} = 3\text{‰} \frac{1 - 0,065}{0,065} = 43,15\text{‰} > \epsilon tu = 5\text{‰}$$

**Se verifica.**



$\epsilon_t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \epsilon_{tu} = 5\%$ .

$\epsilon_c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \epsilon_{cu} = 3\%$ .

### Armadura principal inferior adoptada

- Armadura disponible

Se dispone del Trilogic calculado anteriormente para la etapa 1.  $2\text{Ø}10\text{mm}$  cada  $0,4\text{m}$ .

$$A_{sdisp} = \frac{2 Ag1c}{a} = \frac{2 * 0,79\text{cm}^2}{0,4\text{m}} = \frac{3,95\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Armadura adicional

$$A_{sadic} = A_{snec} - A_{sdisp} = 5,68 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} - 3,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 1,7 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

- Armadura adoptada

Considerando la armadura adicional y la separación máxima  $s_{max}$ , se adopta entre los trilogic  $1\text{Ø}10\text{mm}$  ( $0,79\text{cm}^2$ ), separado uniformemente.

$$A_{sadop} = \frac{0,79\text{cm}^2}{0,4\text{m}} = 2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{sadic} = 1,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = \frac{a - b}{n + 1} = \frac{40\text{cm} - 9\text{cm}}{1 + 1} = 15,1\text{cm} < s_{max} = 25\text{cm}$$



b: Ancho del Trilogic, medida entre ejes de barras del cordón.

a: Separación entre Trilogic.

n: Número de barras entre Trilogic adoptadas.

### **Armadura principal superior-apoyo**

Momento nominal según CIRSOC 201-9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el apoyo en etapa 2.

$$Mu = 23,8 \text{ KNm/m}$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{23,76 \text{ kNm}}{0,9} = 26,4 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### **Armadura necesaria**

$$mn = \frac{Mn}{f * c * bw * d^2} = \frac{26,4 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,17\text{m})^2} = 0,035$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.



$f^*c$ : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

$bw$ : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.  
Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m.

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,035} = 0,036 < kamin = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kcmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión  $A's=0$

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1000mm * 170mm}{420 MPa} = 567,7 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 5,7 \frac{cm^2}{m}$$

$Asnec$ : Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en  $mm^2$

$fy$ : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

### Verificación de la sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\epsilon}{d - c} = \frac{\epsilon c + \epsilon t}{d} \rightarrow \epsilon t = \epsilon c \frac{d - c}{c} = \epsilon c \frac{1 - kc}{kc} = 3\% \frac{1 - 0,065}{0,065} = 43,15\% > \epsilon tu = 5\%$$



### Se verifica.

$\epsilon_t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \epsilon_{tu} = 5\%$ .

$\epsilon_c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \epsilon_{cu} = 3\%$ .

### Armadura principal superior adoptada

### Armadura disponible

Se dispone del Trilogic calculado anteriormente para la etapa 1. 1Ø12mm cada 0,4m.

$$As_{disp} = \frac{1 Ag_{1t}}{a} = \frac{1,13 cm^2}{0,4m} = 2,83 \frac{cm^2}{m}$$

### Armadura adicional

$$As_{adic} = As_{nec} - As_{disp} = 5,68 \frac{cm^2}{m} - 2,83 \frac{cm^2}{m} = 2,85 \frac{cm^2}{m}$$

### Armadura adoptada

Considerando la armadura adicional y la separación máxima  $sl_{max}$ , se adopta entre los trilogic 2Ø10mm (0,79cm<sup>2</sup>), separado uniformemente.

$$As_{adop} = \frac{2 * 0,79 cm^2}{0,4m} = 3,95 \frac{cm^2}{m} > As_{adic} = 2,85 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$s = \frac{a}{n + 1} = \frac{40cm}{1 + 1} = 13,3cm < sl_{max} = 25 cm$$



a: Separación entre Trilogic.

n: Número de barras entre Trilogic adoptadas.

### **Armadura principal superior – Voladizo**

Momento nominal Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el apoyo en etapa 2.

$$Mu = 3,02 \text{ KNm/m}$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{3,02 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{0,9} = 3,4 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}$$

### **Armadura necesaria**

$$mn = \frac{Mn}{f * c * bw * d^2} = \frac{3,36 \frac{\text{KNm}}{\text{m}}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1\text{m} * (0,17\text{m})^2} = 0,0045$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.



$f^*c$ : Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

$bw$ : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.  
Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m.

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0045} = 0,0046 < kamin = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kcmax = 0,375$$

→ No se requiere armadura de compresión  $A's=0$

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1000mm * 170mm}{420 MPa} = 567,7 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 5,7 \frac{cm^2}{m}$$

$Asnec$ : Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en  $mm^2$

$fy$ : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

### Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d - c} = \frac{\varepsilon c + \varepsilon t}{d} \rightarrow \varepsilon t = \varepsilon c \frac{d - c}{c} = \varepsilon c \frac{1 - kc}{kc} = 3\% \frac{1 - 0,065}{0,065} = 43,15\% > \varepsilon tu = 5\%$$



Se verifica.

$\epsilon_t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \epsilon_{tu} = 5\%$ .

$\epsilon_c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \epsilon_{cu} = 3\%$ .

### **Armadura principal superior adoptada**

### **Armadura disponible**

Se dispone del Trilogic calculado anteriormente para la etapa 1. 1Ø12mm cada 0,4m.

$$As_{disp} = \frac{1 Ag_{1t}}{a} = \frac{1,13 cm^2}{0,4m} = 2,83 \frac{cm^2}{m}$$

### **Armadura adicional**

$$As_{adic} = As_{nec} - As_{disp} = 5,68 \frac{cm^2}{m} - 2,83 \frac{cm^2}{m} = 2,85 \frac{cm^2}{m}$$

### **Armadura adoptada**

Considerando la armadura adicional y la separación máxima  $s_{max}$ , se adopta entre los trilogic 2Ø10mm (0,79cm<sup>2</sup>), separado uniformemente.

$$As_{adop} = \frac{2 * 0,79 cm^2}{0,4m} = 3,95 \frac{cm^2}{m} > As_{adic} = 2,85 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

$$s = \frac{a}{n + 1} = \frac{40cm}{1 + 1} = 13,3cm < s_{max} = 25 cm$$



a: Separación entre Trilogic.

n: Número de barras entre Trilogic adoptadas.

### **Etapa en servicio: Armadura secundaria**

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

### **Armadura secundaria necesaria**

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ( $\rho = A_s / bh$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S ó mallas soldadas de alambre liso → *Cuantía mínima*:  $\rho = 0,0018$

Observaciones: Para la determinación de la cuantía mínima de la armadura secundaria, si bien se tienen distintos tipos de acero (ADN 420 y ATR 500N) y distintas tensiones de fluencia, se trabaja con la menor estando del lado de la seguridad.

$$A_s \text{ sec nec} = \rho (h b) = 0,0018 * (20\text{cm} * 100\text{cm}) = 3,6\text{cm}^2/\text{m}$$

### **Separación máxima de la armadura secundaria**

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$s_{sec \text{ max}} \leq 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 20\text{cm} = 60\text{cm}$$

$$s_{sec \text{ max}} \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$



$$ssec\ max = 30cm$$

### **Armadura secundaria adoptada**

Se adopta 1Ø8mm cada 10cm como armadura secundaria verificando:

$$As\ sec\ adop = 5cm^2\ m > As\ sec\ nec = 3,6cm^2/m$$

### **Verificación como elemento de hormigón constituido en etapas**

#### **Estribos para corte horizontal**

#### **Estribos necesarios**

Según CIRSOC 201 – 17.6, cuando se opte por colocar estribos para transmitir el corte horizontal se deben verificar las siguientes condiciones:

- Separación máxima de estribos

$$svmax \leq 4\ veces\ la\ menor\ dimensión\ del\ elemento\ soportado\ (hc) = 4 * 15cm =$$

$$60cm$$

$$svmax \leq 400mm = 40cm$$

$$svmax = 40cm$$

hc: Espesor o altura de la capa de compresión, hormigón colado in-situ.

- Área de estribos mínima

Según CIRSOC 201 - 11.5.6.3:

$$\frac{Avmin}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} \frac{bw}{fyt} \geq 0,33 \frac{bw}{fyt}$$



bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para este análisis se considera el ancho de las piezas prefabricadas (a) → bw= 0,4m = 400mm

$\sqrt{f'c}$ : Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.

Debe ser  $\leq 8,3$ MPa. Para hormigón armado (H-30):  $\sqrt{f'c} = \sqrt{30MPa} = 5,48$  MPa

fy: Tensión de fluencia especificada da la armadura transversal no tesa, en MPa. Se consideran las diagonales de los Trilogic, fy= 500MPa

$$\frac{Av_{min}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{30MPa} \frac{400mm}{500MPa} = 0,27 \frac{mm^2}{mm} \geq 0,33 \frac{400mm}{500MPa} = 0,26 \frac{mm^2}{mm}$$

$$\frac{Av_{min}}{s} = 0,27 \frac{mm^2}{mm} = 2,7 \frac{cm^2}{m}$$

### **Estribos disponibles**

Se dispone como estribos para transmitir el corte horizontal a las diagonales del Trilogic, las cuales poseen las siguientes características

$$\frac{Av}{s} = \frac{4Ad}{s} = \frac{1,12cm^2}{0,2m} = 5,6 \frac{cm^2}{m} > \frac{Av_{min}}{s} = 2,7 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

Av: Área de la armadura de corte en una separación s disponible. Se dispone de las diagonales del Trilogic:

$$Av = 4Ad = 4(0,28cm^2) = 1,12cm^2$$

s: Separación entre los centros de los elementos que constituyen la armadura transversal.

Se puede considerar como separación media el paso entre las diagonales, entonces:

$$s=0,2m=20cm < sv_{max} = 40 \text{ cm} \rightarrow BC$$



## Verificación resistencia al corte horizontal

- Según CIRSOC 201 – 17.5.2 se debe verificar que:

$$d \geq 0,8 h \rightarrow 17\text{cm} > 0,8*(20\text{cm}) = 16\text{cm} \rightarrow BC$$

- Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada tesa o no tesa.

h: Espesor o altura total de la sección transversal.

Según CIRSOC 201– 17.5.3 se debe verificar que

$$Vdh = \emptyset Vnh \geq Vu$$

$\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3 =0,75

$Vu$ : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. Se toma el valor más desfavorable. Se considerará en un ancho  $b_v=0,4\text{m}$ . El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$Vu = 82,93 \text{ kN m} * 0,4\text{m} = 33,17 \text{ kN} = 33.170 \text{ N}$$

$V_n$ : Resistencia nominal al corte horizontal. Según CIRSOC 201 – 17.5.3.3, cuando se coloquen estribos mínimos de acuerdo con lo indicado con el artículo 17.6 y las superficies de contacto estén limpias, libres de lechada y se haya hecho intencionalmente rugosas con una profundidad aproximada de 5mm, la resistencia al corte  $V_{nh}$  es:

$$Vnh = (1,8 + 0,6 \rho_v f_{yt}) \lambda b_v d \leq 3,5 b_v d$$

$\rho_v$ : Relación entre el área de estribos y el área de la superficie de contacto:



$$\rho_v = \frac{A_v}{b_v s} = 5,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \frac{1}{0,4\text{m}} = 14 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}^2} \frac{1\text{m}^2}{100\text{cm}^2} = 0,0014$$

$f_{yt}$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal no tesa, en MPa. Se consideran las diagonales de los Trilogic = 500MPa

$b_v$ : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm. Para este análisis se considera el ancho de las piezas prefabricadas (a).

$\lambda$ : Factor de modificación relacionado con la densidad del hormigón. Según CIRSOC 201– 11.7.4.3 para hormigón de densidad normal =1

$$V_{nh} = (1,8+0,6 (0,0014) (500)) (1) (400\text{mm}) (170\text{mm}) \leq 3,5*400\text{mm}*170\text{mm}$$

$$\rightarrow 150.960 \text{ N} \leq 238.000 \text{ N}$$

$$V_{dh} = 0,75*150.960 \text{ N} = 113.220 \text{ N} > V_u = 33.170 \text{ N}$$

### Esquema Resumen

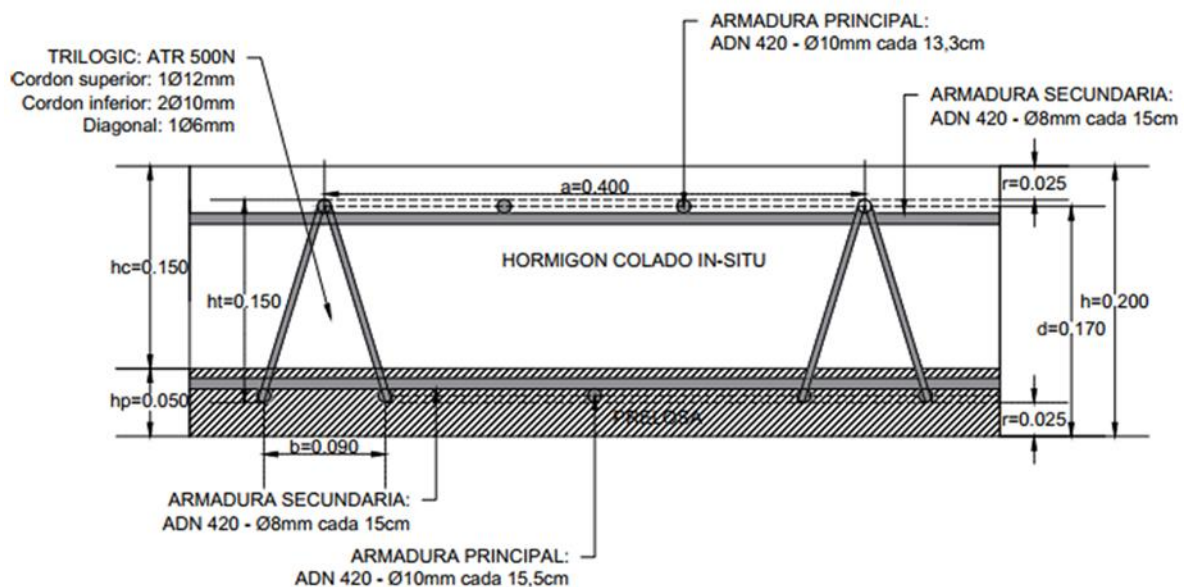


Figura 61. Esquema losa de tablero. (fuente: Elaboración propia.)



## 5.3 Vigas Principales

### 5.3.1 Datos

#### Diseño

Viga de hormigón pretensado postesado con adherencia.

Clase de exposición A3.

Simplemente apoyadas en estribos y pilas.

#### Hormigón

- H-35:

Clase de elemento pretensado  $T$  (*transición*)

Resistencia a la compresión (28 días)  $f'c = 35 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad (28 días)  $E_c = 4700 \sqrt{f'c} = 27.806 \text{ MPa}$

Resistencia a la compresión (momento de tesado)  $f'ci = 0,7 (35 \text{ MPa})$

Módulo de elasticidad (momento de tesado)  $E_{ci} = 4700 \sqrt{f'ci}$

- **Acero**

Armadura activa C-1900:

Cordón de 7 alambres

Diámetro de cordón  $dn = 12,7 \text{ mm}$

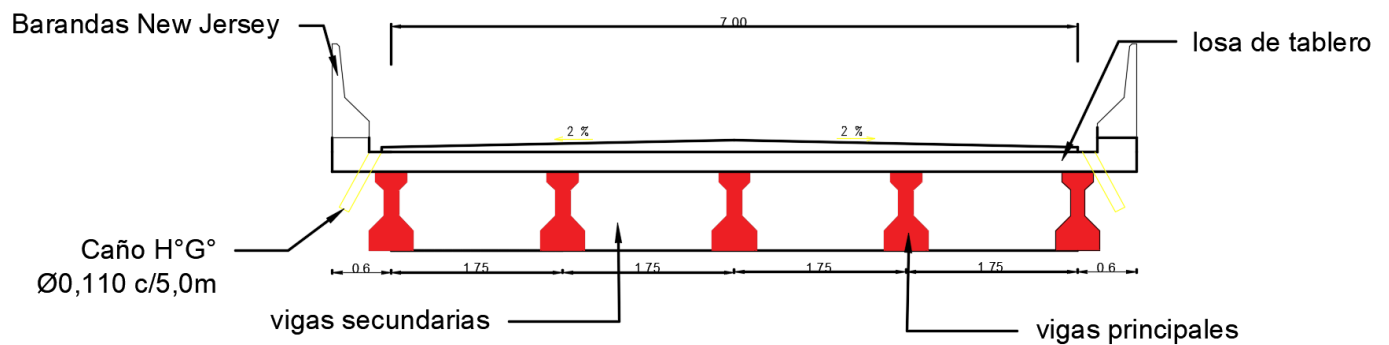
Sección de cordón  $A_{ps1} = 98,7 \text{ mm}^2 = 9,87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$

Resistencia a la tracción  $f_{pu} = 1864 \text{ MPa}$

Límite de fluencia  $f_y = 1682 \text{ MPa}$

Módulo de elasticidad  $E_{ps} = 195000 \text{ MPa}$

- Armadura pasiva ADN 420



**Figura 62.** Diseño de vigas principales (fuente: Elaboración propia)

### Luces de calculo

La luz de la viga es de 23 m, sin embargo, como lo indica BCPHA (DNV) – B.5.B.I, la luz de cálculo es:

$$l_{cal} = l_c = 22,5m$$

$l_{cal}$ : Luz de cálculo.

$l_c$ : Luz entre centro de apoyo.

### 5.3.2 Análisis de cargas

#### Cargas permanentes

#### Peso propio viga principal



$$ppvp = 0,5040 \text{ m}^2 * 25,00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 12,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Peso propio losa de tablero**

$$pplt = \frac{bt \ ht \ \gamma^{H^{\circ}A^{\circ}}}{n^{\circ}vp} = \frac{1}{5} * 8,2 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 8,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Siendo bt = ancho de la losa de tablero

ht = espesor de la losa de tablero

n°vp = cantidad de vigas principales

$$\gamma^{H^{\circ}A^{\circ}} = \text{Peso específico del hormigon armado}$$

### **Peso carpeta de rodamiento**

$$ppcr = \frac{bcr \ hcr \ \gamma_{cr}}{n^{\circ}vp} = \frac{1}{5} * 7 \text{ m} * 0,085 \text{ m} * 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 2,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Peso de las vigas de arriostramiento (Sección transversal 0,25 m \* 1,05 m)**

$$\frac{1}{5} * 4 * (4 * 1,75\text{m} - 0,18\text{m}) * (0,25 \text{ m} * 1,05 \text{ m}) * 25,00 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} * \frac{1}{22,5\text{m}} = 1,6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Peso propio vereda**

$$ppver = \frac{1}{5} * 2 * ppb = \frac{1}{5} * 2 * 7,02 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 2,8 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### **Peso propio TOTAL**

$$Pp = ppvp + ppt + ppvs + ppcr + ppver = 27,8 \text{ kN/m}$$

### **Impacto**



Según BCPHA A.2.C, para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga, la misma debe ser afectada por un coeficiente de impacto según la Tabla N°2 (FIGURA VI.1.16) del mismo capítulo. A la multitud compacta sobre veredas no se le debe aplicar este factor. También se deben calcular sin impacto las tensiones en la infraestructura y la fundación. Para viga principal que íntegramente forma parte del tablero:

$$\phi = 1,23$$

### **Sobrecarga Accidental**

Según BCPHA (DNV) A.2.B, el puente es de categoría A-30 (aplanadora 30Tn.), ya que pertenece a la red nacional y está sometido a tránsito de vehículos pesados. Correspondiendo las siguientes sobrecargas.

### **Sobrecarga en veredas**

No se considera.

### **Multitud compacta en calzada**

Para A-25 →  $MC=6 \text{ kN/m}^2$

$$\frac{1}{5} * 7 \text{ m} * 1,23 * 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 10,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\phi = 1,23)$$

$$\frac{1}{5} * 7 \text{ m} * 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} = 8,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}} (\phi = 1,00)$$

### **Aplanadora**



Se considera la carga del rodillo trasero y delantero de la aplanadora por separado, según las aéreas de influencia de cada uno, suponiendo la situación más crítica de 4 aplanadoras (dos en cada sentido de circulación).

a. Rodillo delantero

Para A-25 → Carga en el rodillo delantero = 100 kN

$$Pd = \frac{1}{5} * 2 * 1,23 * (100kN - 2,50m * 3,00m * 6,00 \frac{kN}{m^2}) = 27 \text{ kN } (\varphi = 1,23)$$

$$Pd = \frac{1}{5} * 2 * (100kN - 2,50m * 3,00m * 6,00 \frac{kN}{m^2}) = 22 \text{ kN } (\varphi = 1,00)$$

b. Rodillo trasero

Para A-25 → Carga en el rodillo trasero = 2\*(75kN) = 150 kN

$$Pt = \frac{1}{5} * 2 * 1,23 * (150kN - 2,50m * 3,00m * 6,00 \frac{kN}{m^2}) = 51,7 \text{ kN } (\varphi = 1,23)$$

$$Pt = \frac{1}{5} * 2 * (150kN - 2,50m * 3,00m * 6,00 \frac{kN}{m^2}) = 42 \text{ kN } (\varphi = 1,00)$$

## Resumen

**Tabla 33.** Resumen de cargas en vigas principales. (fuente: Elaboración propia.)



Análisis de cargas en vigas principales			
Carga	Elemento	q (KN/m)	P (KN)
Permanente	viga	12,6	
	losa de tablero	8,2	
	carpeta rodamiento	2,62	
	vigas de arriostramiento	1,59	
	vereda	2,8	
Sobrecarga	M.C calzada ( $\varphi=1,23$ )	10,3	
	M.C calzada ( $\varphi=1$ )	8,4	
	Aplanadora RD ( $\varphi=1,23$ )		27
	Aplanadora RD ( $\varphi=1$ )		22
	Aplanadora RT ( $\varphi=1,23$ )		51,7
	Aplanadora RT ( $\varphi=1$ )		42

### 5.3.3 Solicitaciones

#### Cargas permanentes

Se determinarán las solicitaciones para cada estado con las distintas cargas distribuidas para diferentes secciones que serán de interés en las siguientes verificaciones. Se tendrán distintos estados por carga permanentes que tendrán que ver con las distintas etapas que pasará la viga principal hasta llegar a su condición de servicio:

Estado 1: Transporte y colocación in situ

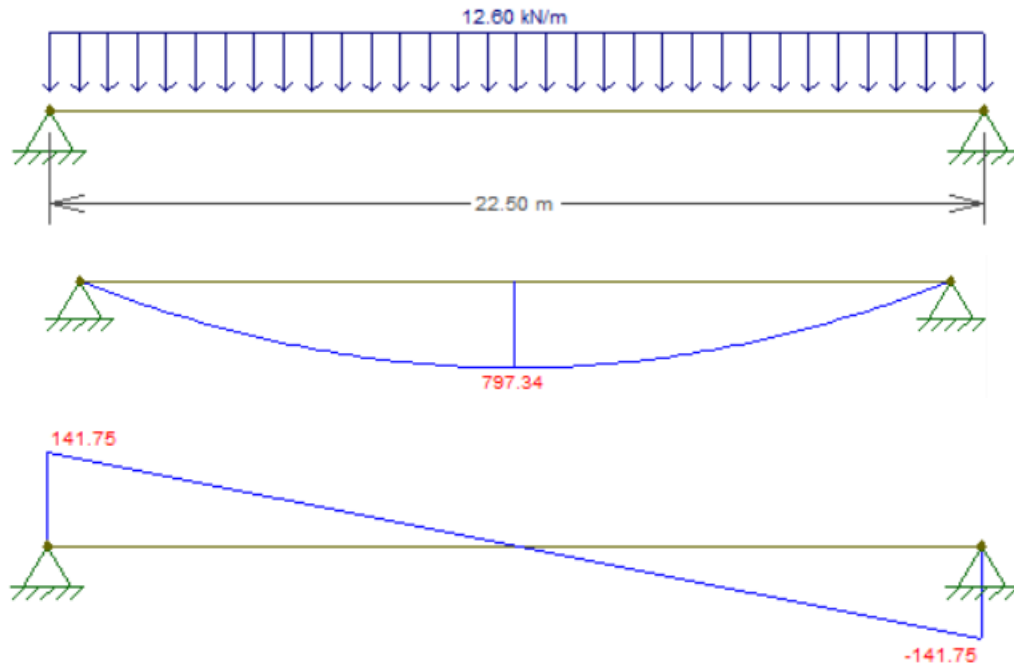
Estado 2: Colado del hormigón de la losa de tablero y las vigas secundarias in situ

Estado 3: Cargas permanentes luego del colado del tablero

Total: Puente en servicio

#### Estado 1: Prefabricación

$$q = ppvp = 12,6 \text{ kN/m}; l = 22,5 \text{ m}$$



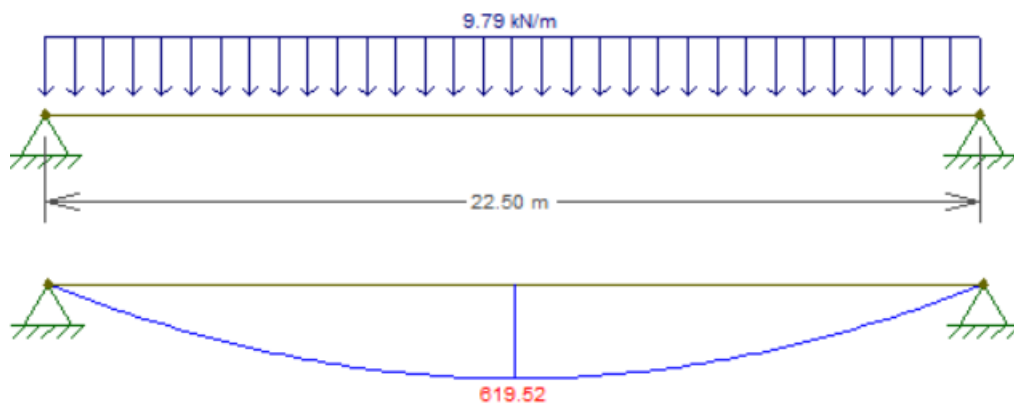
**Figura 63.** Cargas permanentes. Estado 1 (fuente: Elaboración propia.)

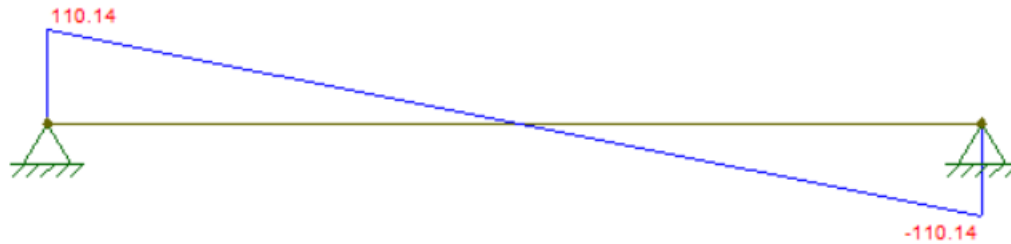
$$M_{d1} = 797,3 \text{ kNm/m}$$

$$V_{d1} = 141,75 \text{ kN/m}$$

**Estado 2: Construcción**

$$q = pp_{lt} + pp_{vs} = 8,2 \text{ kN/m} + 1,59 \text{ kN/m} = 9,8 \text{ kN/m}$$





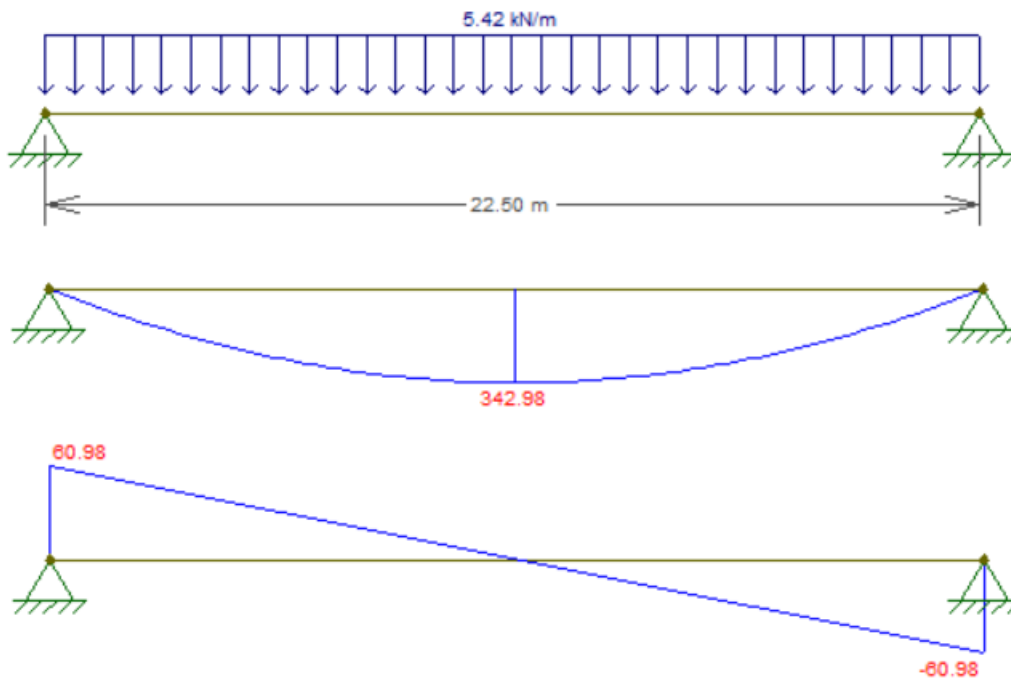
**Figura 64.** Cargas permanentes. Estado 2 (fuente: Elaboración propia.)

$$M_{d2} = 619,5 \text{ kNm/m}$$

$$V_{d2} = 110,14 \text{ kN/m}$$

### Estado 3: Cargas permanentes luego del colado del tablero

$$q = pp_{cr} + pp_{ver} = 2,62 \text{ kN/m} + 2,8 \text{ kN/m} = 5,4 \text{ kN/m}$$



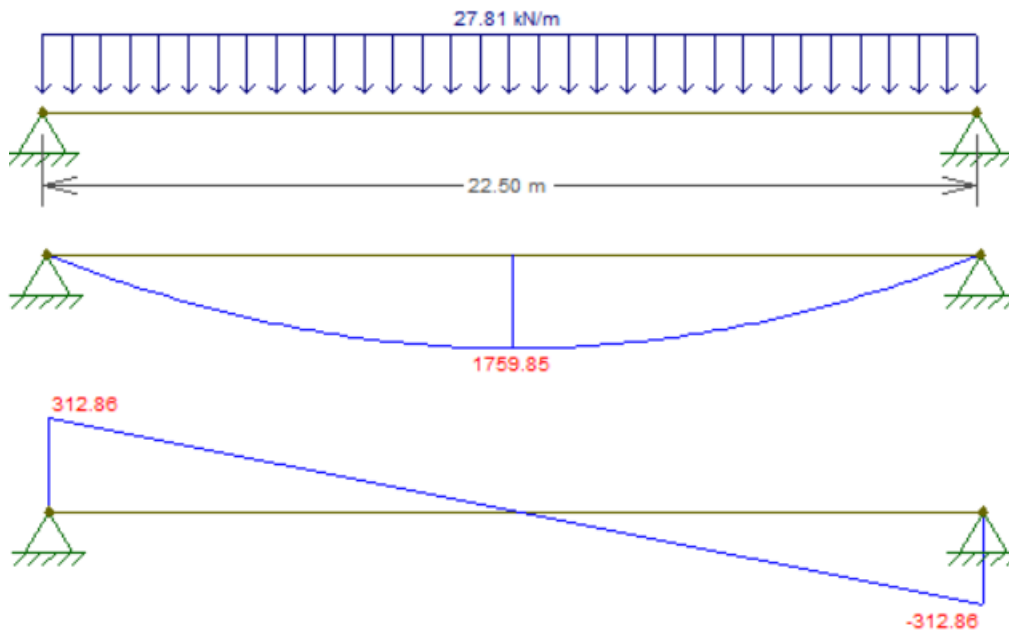
**Figura 65.** Cargas permanentes. Estado 3 (fuente: Elaboración propia.)

$$M_{d3} = 343 \text{ kNm/m}$$

$$V_{d3} = 61 \text{ kN/m}$$

### Solicitaciones totales: Puente en servicio

$$q = p_{ptot} = 27,8 \text{ kN/m}$$



**Figura 66.** Cargas permanentes. Solicitaciones totales (fuente: Elaboración propia.)

$$M_d = 1759,85 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 312,9 \text{ kN/m}$$

### Sobrecargas Accidentales

Para la determinación de las máximas solicitaciones, se debe considerar distintas posiciones de la aplanadora, por ello se consideran los siguientes estados:

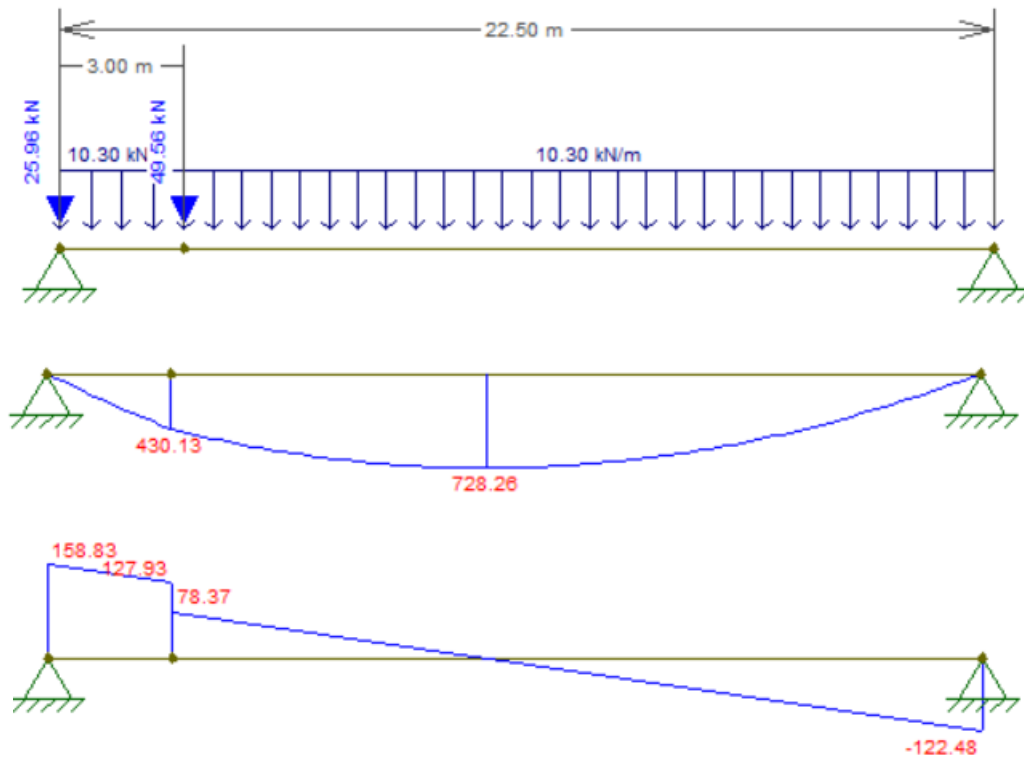
Estado 1: Aplanadora en el extremo izquierdo

Estado 2: Aplanadora en el centro de la viga (máximo momento flector)

Estado 3: Aplanadora en el extremo derecho

Todos los estados tienen en cuenta la multitud compacta en calzada.

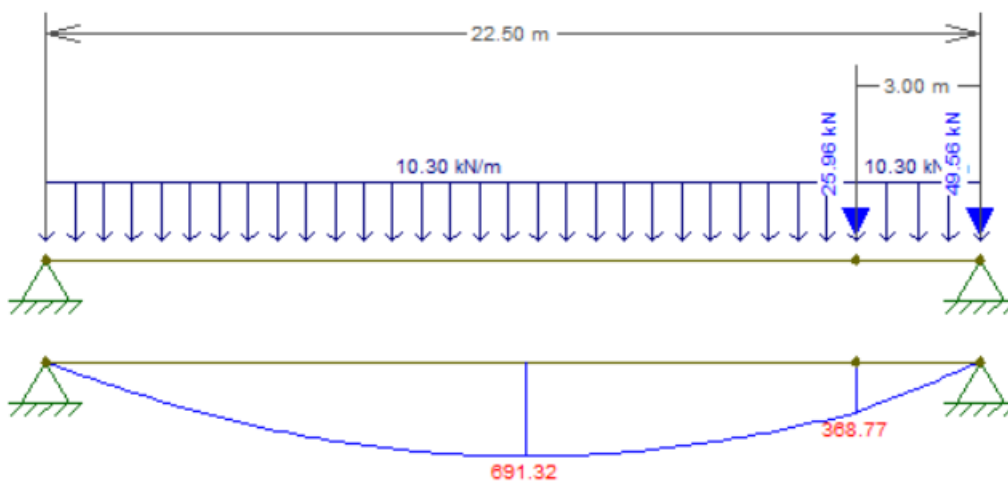
Los rodillos están separados a 3m.

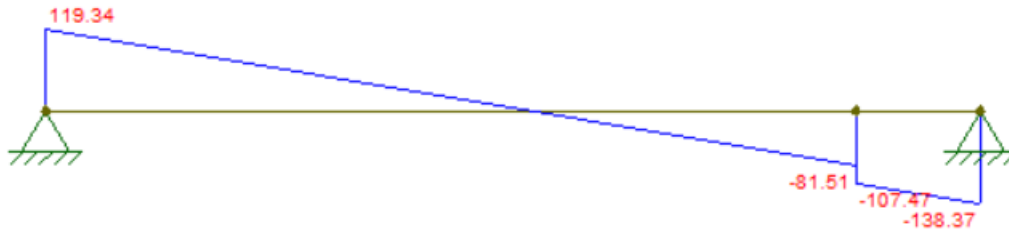


**Figura 67:** Sobrecarga accidental. Estado 1 (fuente: Elaboración propia.)

$$M_{I1} = 728,3 \text{ kNm/m}$$

$$V_{I1} = 158,8 \text{ kN/m}$$

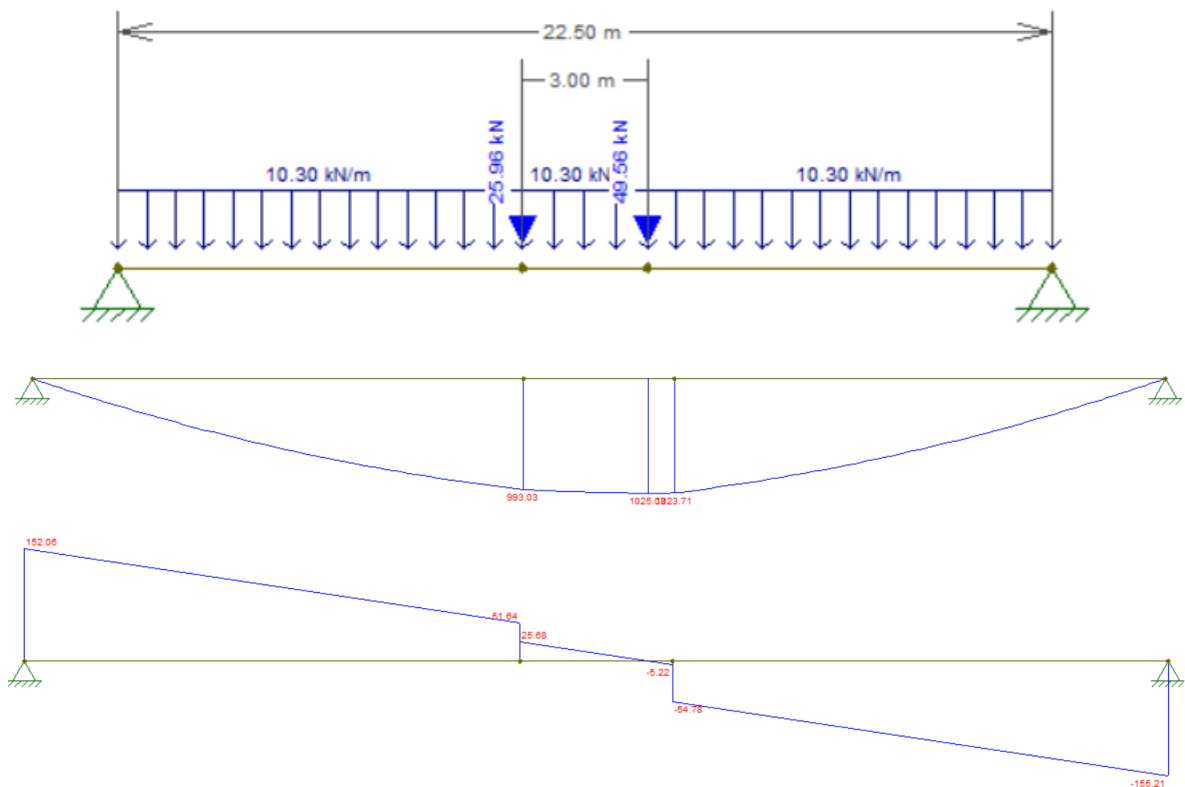




**Figura 68.** Sobrecarga accidental. Estado 2 (fuente: Elaboración propia.)

$M_{I2} = 691,3 \text{ kNm/m}$

$V_{I2} = 138,4 \text{ kN/m}$



**Figura 69.** Sobrecarga accidental. Estado 3 (fuente: Elaboración propia.)

$M_{I3} = 1025 \text{ kNm/m}$

$V_{I3} = 155,2 \text{ kN/m}$

### Resumen de solicitaciones



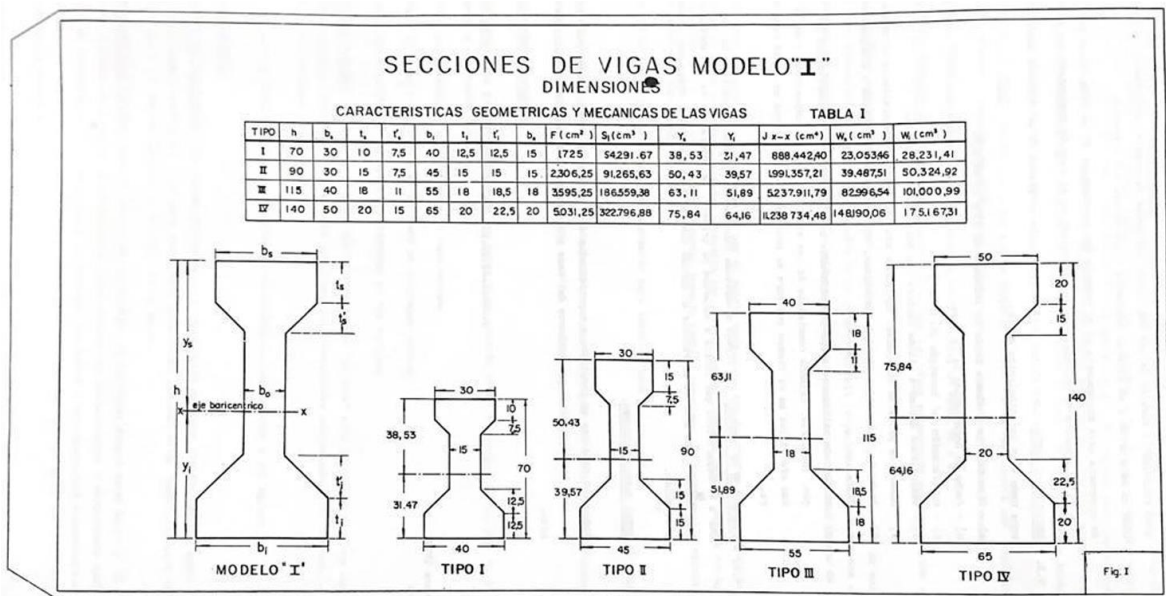
**Tabla 34.** Resumen de solicitaciones. (fuente: Elaboración propia.)

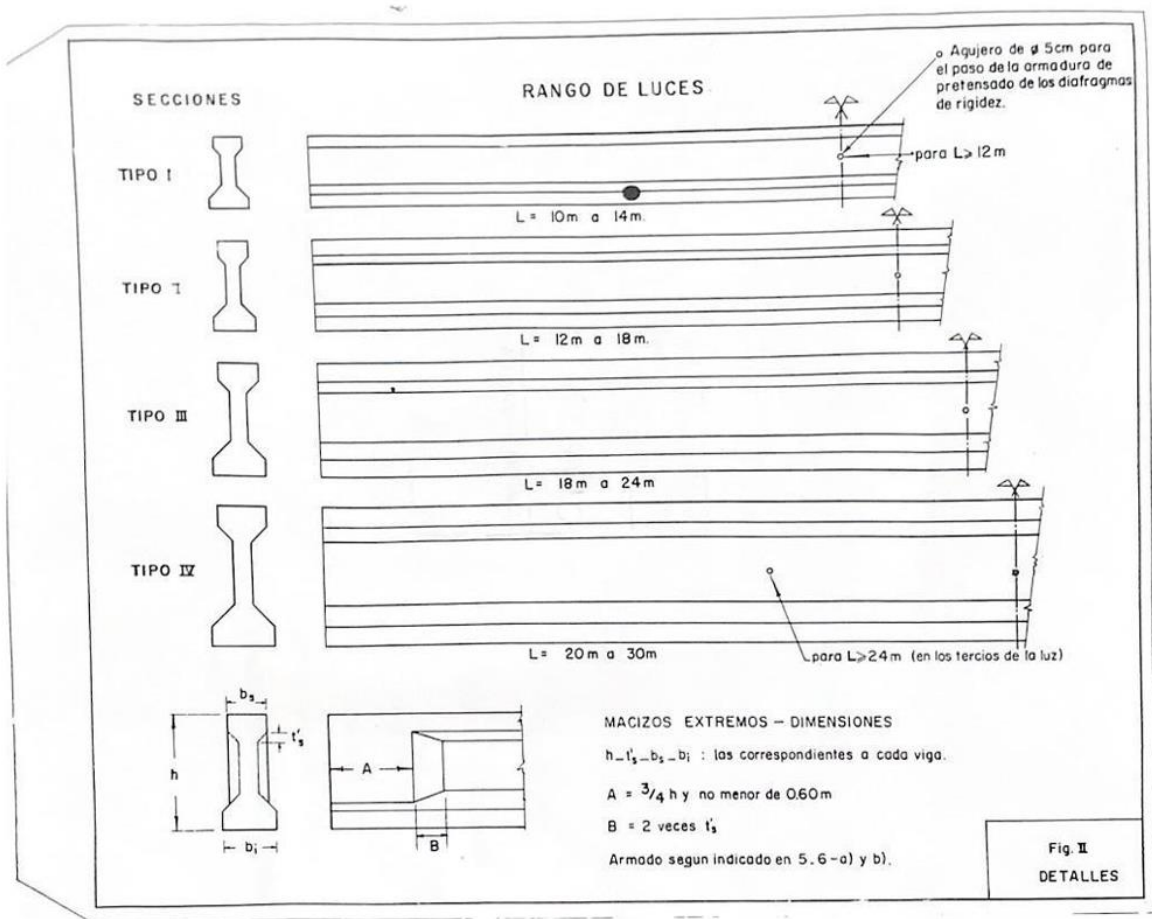
MD1	VD1	MD2	VD2	MD3	VD3	MLmax	VLmax
797,3 KNm	141,7 KN	619,5 KNm	110 KN	343 KNm	61 KN	1025 KNm	159 KN

### 5.3.4 Pre-dimensionamiento de la sección

#### Por recomendaciones de la AAHP

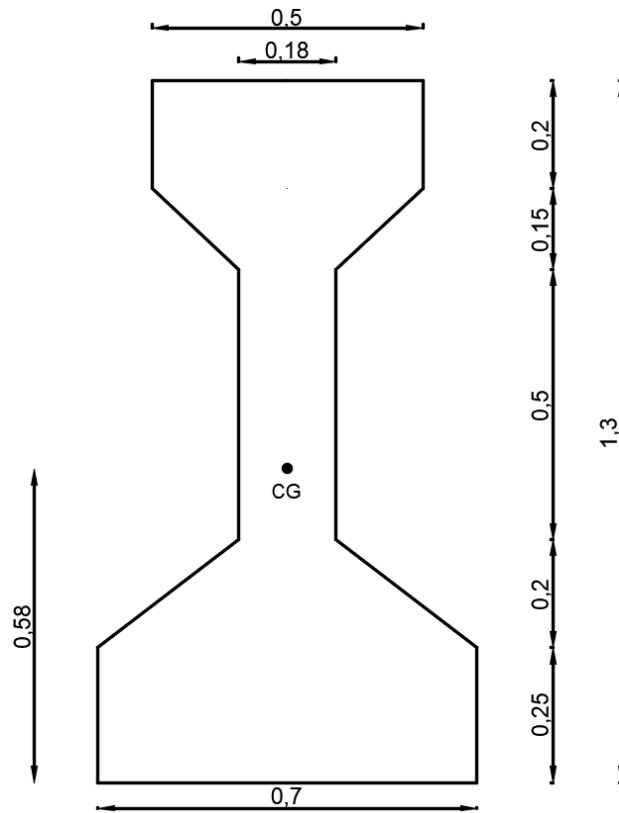
Según AAHP (Asociación Argentina de hormigón pretensado) – “Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros (diciembre, 1973)”, para L=15m recomienda (Ver figura 70):





**Figura 70.** Secciones modelo viga I (fuente: Norma para la tipificación de vigas de hormigón pretensado pre moldeadas para puentes carreteros [FOLL] – Asociación Argentina del Hormigón Pretensado (AAHP))

### Sección de la viga principal adoptada



**Figura 71.** Sección tramo de la viga principal. (fuente: Elaboración propia.)

$$A1 = 0,5 \text{ m}^2$$

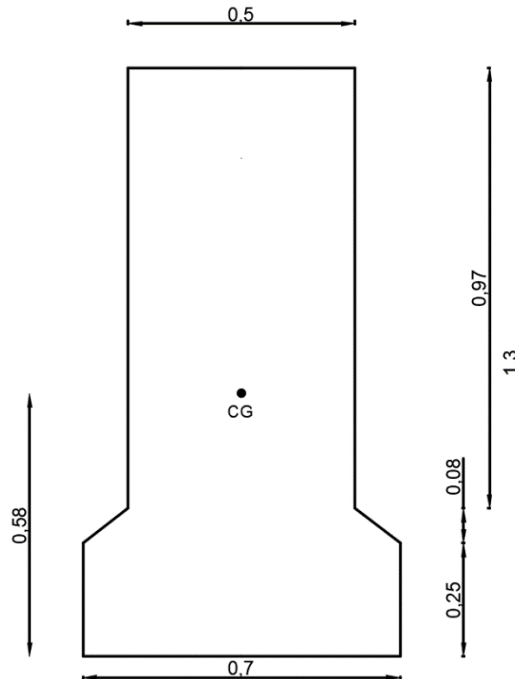
$$I1 = 0,1 \text{ m}^4$$

$$y1i = 0,6 \text{ m}$$

$$y1s = 0,7 \text{ m}$$

$$W1i = 0,17 \text{ m}^3$$

$$W1s = 0,13 \text{ m}^3$$



**Figura 72.** Sección apoyo de la viga principal. (fuente: Elaboración propia.)

$$A_{1a} = 0,8 \text{ m}^2$$

$$I_{1a} = 0,1 \text{ m}^4$$

$$y_{1ai} = 0,6 \text{ m}$$

$$y_{1as} = 0,7 \text{ m}$$

$$W_{1ai} = 0,2 \text{ m}^3$$

$$W_{1as} = 0,16 \text{ m}^3$$

#### **Ancho colaborante de la losa de tablero**

Según CIRSOC 201 (versión 2005) – 8.10.2, para viga T bajo losa:

$$b_{izq} \leq 8hf = 8 * 0,2 \text{ m} = 1,6 \text{ m}$$



$$b_{izq\ der} \leq \frac{\text{Distancia libre entre vigas}}{2} = \frac{l_{losa} - b_s}{2} = \frac{1,75m}{2} - \frac{0,5m}{2} = 0,625m$$

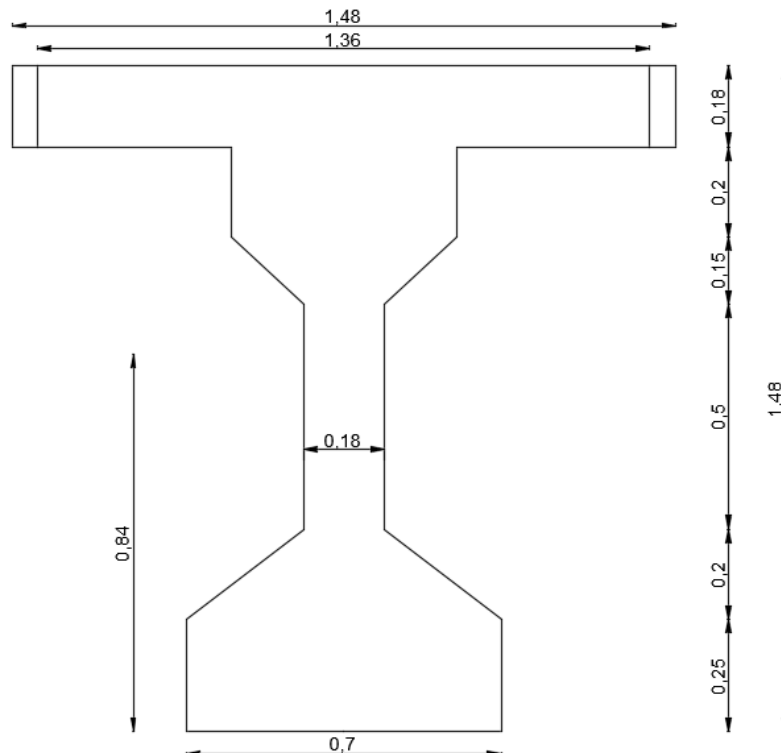
En el extremo del voladizo solo disponemos de

$$l_{vol} - \frac{b_s}{2} = 0,6m - \frac{0,5m}{2} = 0,35m$$

Las calidades de hormigón de losa (H-30:  $E_l = 25.743\text{MPa}$ ) y de viga principal (H-35:  $E_v = 27.806\text{MPa}$ ) son distintas, por lo que se debe homogeneizar la sección compuesta. Finalmente, el ancho colaborante homogeneizado es:

$$b_l = \frac{E_{H30}}{E_{H35}} (b_{izq} + b_s + l_{vol}) = \frac{25.743\text{ MPa}}{27.806\text{ MPa}} (0,625m + 0,5m + 0,35m) = 1,4m$$

### Características geométricas de la sección compuesta adoptada



**Figura 73.** Sección tramo de la viga principal compuesta. (fuente: Elaboración propia.)

$$A_2 = 0,75 \text{ m}^2$$

$$I_2 = 0,190 \text{ m}^4$$

$$y_{2i} = 0,8 \text{ m}$$

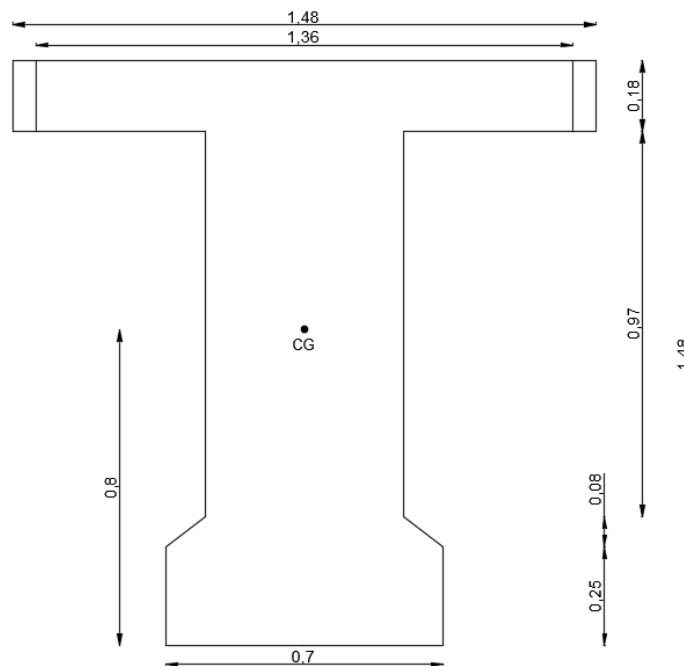
$$y_{2s} = 0,64 \text{ m}$$

$$y_{2sv} = 0,5 \text{ m}$$

$$W_{2i} = 0,23 \text{ m}^3$$

$$W_{2s} = 0,3 \text{ m}^3$$

$$W_{2sv} = 0,4 \text{ m}^3$$



**Figura 74.** Sección apoyo de la viga principal compuesta. (fuente: Elaboración propia.)

$$A_{2a} = 1 \text{ m}^2$$

$$I_{2a} = 0,22 \text{ m}^4$$



$$y_{2ai} = 0,8 \text{ m}$$

$$y_{2as} = 0,7 \text{ m}$$

$$y_{2asv} = 0,5 \text{ m}$$

$$W_{2ai} = 0,3 \text{ m}^3$$

$$W_{2as} = 0,32 \text{ m}^3$$

$$W_{2asv} = 0,43 \text{ m}^3$$

### **Recubrimiento mínimo**

Según CIRSOC 201– Tabla 7.7.3: “Recubrimientos mínimos para hormigón prefabricado (elaborado en condiciones de control en plana) para las clases de exposición A1 y A2”:

- Hormigón que una vez desencofrado está en contacto con el suelo o expuesto al aire libre
- Otros elementos (no tabique)
- Para cables de pretensado con  $db \leq 15\text{mm}$

$$r_{min} = 20\text{mm} = 2\text{cm}$$

$r_{min}$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{A3min} = 1,3r_{min} = 1,3*20\text{mm} = 26\text{mm} = 2,6\text{cm}$$



$$r_{lat} = r_{inf} = 2,6 \text{ cm}$$

### Vaina

Según PRECON S.R.L. – “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON” se supone un diámetro de vaina  $d_{vaina} = 60\text{mm}$ , el cual es capaz de alojar como máximo 10 cordones. Se pretenderá no superar este valor de número de cordones por cable, para mantener este diámetro de vaina.

### Excentricidad

Suponiendo un diámetro de estribos  $d_{estribo} = 8\text{mm}$ , entonces la distancia  $d$  desde el borde inferior de la viga pretensada hasta el baricentro de la armadura activa es:

$$d = r_{inf} + d_{estribo} + d_{vaina}/2 = 26\text{mm} + 8\text{mm} + 60\text{mm}/2 = 64\text{mm} = 6,4\text{cm}$$

La excentricidad de la armadura activa, en el centro del tramo de la viga principal es:

$$e_1 = y_{1i} - d = 0,58\text{m} - 0,064\text{m} = 0,52\text{m}$$

La excentricidad de la armadura activa, en el centro del tramo de la sección compuesta es:

$$e_2 = y_{2i} - d = 0,84\text{m} - 0,064\text{m} = 0,8\text{m}$$

### 5.3.5 Pretensado en flexión

#### Resumen de solicitaciones – Flexión en L/2

**Tabla 35.** Resumen de solicitaciones viga principal. (fuente: Elaboración propia.)

MOMENTOS FLECTORES-VIGAS PRINCIPALES			
en el momento de tesado		Luego de las perdidas	
prefabricacion	construccion	C. permanentes	Sobrecargas
797,3 KNm/m	619,5 KNm/m	343 KNm/m	1025 KNm/m
0,797 MNm/m	0,619 MNm/m	0,343 MNm/m	1,025 MNm/m



## Tensiones de trabajo fbi en L/2

**Tabla 36.** Resumen de tensiones de trabajo viga principal. (fuente: Elaboración propia.)

Verificación a Flexión - Tensiones de Trabajo (Mpa)					
Fibra	En mto de tesado		Puente en servicio		Total
	Prefabricación	Construcción	Permanentes	Sobrecargas	
Superior S.C.			-1,15	-3,45	-4,61
Superior VIGA	-5,99	-4,66	-0,83	-2,48	-13,96
Inferior	4,80	3,73	1,52	4,54	14,59

## Tensiones Admisibles

### En el hormigón fbadm

Según CIRSOC 201 – 18.4.1 y 18.4.2:

**Tabla 37.** Tensiones admisibles en el hormigón. (fuente: CIRSOC 201.)

TENSIONES ADMISIBLES EN EL HORMIGON		Expresion reglamentaria	Valor en Mpa
En el momento de tesado	Compresion	$0,6 f'ci$	14,7
	Traccion en apoyos simples	$0,5 \sqrt{f'ci}$	2,47
	Traccion	$0,25 \sqrt{f'ci}$	1,24
Luego de las perdidas	Compresion cargas permantes	$0,45 f'c$	15,75
	Compresion cargas permantes	$0,6 f'c$	21
	Traccion (CLASE T)	$\sqrt{f'c}$	5,92

### En el acero de pretensado fps

Según CIRSOC 201 – 18.5.1:

- Por acción directa del gato: Mínimo ( $0,80 fpu$ ;  $0,94 fpy$ ) = 1491MPa
- Instante de transferencia: Mínimo ( $0,74 fpu$ ;  $0,82 fpy$ ) = 1379MPa
- Instante de transferencia, en anclajes (postesado) para  $t=0$ :  $0,70 fpu$  = 1305MPa



## Fuerza de pretensado

Se analizan las tensiones del hormigón en la fibra inferior de la sección en el centro del tramo (para la totalidad de las cargas en el tiempo  $t=\infty$ ), para que no se supere la tensión de tracción admisible se debe cumplir:

$$-\frac{Pe}{A1} - \frac{Pe e1}{W1i} + f_{bi} l/2 \leq f_{badm} \text{ tra } t = \infty$$

$$-Pe\left(\frac{1}{A1} - \frac{e1}{W1i}\right) \leq f_{badm} \text{ tra } t = \infty + f_{bi} l/2$$

$$Pe \geq \frac{f_{bi} \frac{l}{2} - f_{badm} \text{ tra } t = \infty}{1 A1 + e1 W1i}$$

$$Pe = \frac{14,59 \text{ MPa} - 5,92 \text{ MPa}}{\frac{1}{0,504} \text{ m}^2 + \frac{0,516 \text{ m}}{0,166 \text{ m}^3}} = 1,7 \text{ MN}$$

Se adopta como fuerza de tesado efectiva (luego de las pérdidas)  $Pe$ :

$$Pe = 1,8 \text{ MN} = 1.800 \text{ kN}$$

Si se considera un porcentaje de pérdidas totales del  $\Delta P = 10\%$ , la fuerza de tesado total (antes de las pérdidas)  $P$  es:

$$P = 1,1 Pe = 1,1 * 1,8 \text{ MN} = 1,98 \text{ MN} = 2 \text{ MN} = 2.000 \text{ kN}$$

## Sección del tensor

Se adoptan cordones de Siete (7) alambres  $\emptyset 1/2$  " sección  $98,70 \text{ mm}^2$  ( $9,87 \times 10^{-5} \text{ m}^2$ ).  
Por lo tanto, se analizan las tensiones del acero de pretensado en el instante de transferencia, para que no se supere la tensión admisible se debe cumplir:



$$\frac{P}{Aps} = \frac{P}{N^{\circ}cordones Aps1} \leq fps adm$$

$$N^{\circ}cordones \geq \frac{P}{fps adm Aps1} = \frac{2 MN}{1305 MPa (9,87 \times 10^{-5} m^2)} = 15,5 = 16$$

Se adoptan 2 cables de 8 cordones cada uno, en total:

$$N^{\circ}cables = 2 \Rightarrow N^{\circ}cordones = 16$$

$$Aps = N^{\circ}cordones * Aps1 = 16 * (9,87 \times 10^{-5} m^2) = 1,58 \times 10^{-3} m^2$$

Número de cordones por cable = 8 < 10 → Diámetro de vaina  $dvaina = 60mm$ .

$$Aps = N^{\circ}cordones Aps1 = 16(9,87 \times 10^{-5} m^2) = 1,57 \times 10^{-3} m^2$$

### Trazado del cable

### Comprobación de la excentricidad adoptada

$$Ks = \frac{W1i}{A1} = \frac{0,166 m^3}{0,504 m^2} = 0,33 m ; Ki = \frac{W1s}{A1} = \frac{0,133 m^3}{0,504 m^2} = 0,3 m$$

Según la tabla, las tensiones de trabajo máximas y mínimas son:

$$fbi max = fbi per + fbi sob = 14,6 MPa$$

$$fbsvmin = fbsvper = 11,48 MPa$$

$$emin = -Ks + \frac{W1i}{Pe} * fbadm tra - \frac{W1i}{Pe} * fbi max$$

$$emin = -0,33m - \frac{0,166 m^3}{1,8 MN} * 5,92 MPa + \frac{0,166 MPa}{1,8 MN} * 14,59 MPa = 0,5 m$$

$$emax = Ki + \frac{W1s}{Pe} fbsvmin = 0,26m + \frac{0,133}{1,8 MN} * 11,48 MPa = 1,10 m$$



$$e_{\min} = 0,47m < e_1 = 0,516 < e_{\max} = 1,10m \rightarrow BC$$

### Ecuación del trazado del cable

$$A = -\frac{4(y_1 - d)}{l^2} = -4 \frac{(0,58m - 0,064m)}{(22,8m)^2} = -0,004 \frac{1}{m}$$

$$B = \frac{4(y_1 - d)}{l} = \frac{4 * (0,58m - 0,064m)}{22,8m} = 0,1$$

$$y = \left(-0,0039 \frac{1}{m}\right) x^2 + (0,09)x$$

**Tabla 37.** Trazado del cable medio. (fuente: Elaboración propia.)

Trazado de cable medio	
x (m)	y (m)
0	0
0,65	0,057
3	0,235
6	0,400
9	0,494
12	0,518
15	0,473
18	0,356
21	0,170
23	0,000

### Separación entre cables

Según CIRSOC 201 – 7.6.7.1, la separación mínima entre los centros de cables de pretensado en el apoyo, para cordones es

$$f'_{ic} = 24,5MPa < 28MPa \rightarrow s_{\min} = 4 db = 4(1,27cm) = 5 cm.$$

- Separación horizontal en el tramo



$$shor = \frac{bi - 2rlat - dvaina}{n^{\circ}cables - 1} = \frac{70cm - 2 * 2,6cm - 6cm}{2 - 1} = 59cm$$

$$shoradop = 55 cm > smin = 5 cm$$

- Separación vertical en el apoyo

Según PRECON S.R.L. – “Manual técnico de sistema de pretensado PRECON” es recomendable en el apoyo una separación mínima igual al ancho de la placa de anclaje mas 2cm, por lo que se ha adoptado una separación adecuada para cumplir con esta recomendación, considerando un ancho de placa de anclaje igual a 25cm.

$$sver = hanc + 2cm = 25cm + 2cm = 27cm > smin = 5 cm$$

### **Pérdidas de tesado**

### **Pérdidas instantáneas**

### **Pérdidas por fricción: FR (Friction in tendons)**

$$\Delta PFR = Ppj [1 - e^{-(k lpx + \mu p \alpha px)}]$$

Ppj: Fuerza de tesado en el extremo del cable desde donde se efectúa el tesado.

k: Coeficiente de desviación accidental (rozamiento parásito o rozamiento en recta) por metro lineal de cable.

lpx: Longitud del cable medido desde el extremo desde donde se efectúa el pretensado.

$\mu p$ : Coeficiente de fricción por curvatura.

$\alpha px$ : Desviación angular, en valores absolutos medidas en radianes, que se produce en el cable a lo largo de lpx.



- Según tabla C.18.6.2 CIRSOC 201 (versión 2005), para cables inyectados en vainas metálicas y cordón de 7 alambres:

$$0,0016 \leq k \leq 0,0066 \rightarrow \text{Adoptamos } k = 0,002 \frac{1}{m}$$

$$0,15 \leq \mu_{px} \leq 0,25 \rightarrow \text{Adoptamos } \mu_{px} = 0,2 \frac{1}{rad}$$

- La fuerza de tesado (incluyendo las pérdidas) en cada cable es:

$$P_{pj} = \frac{P}{n^{\circ} cables} = \frac{2 MN}{2} = 1 MN$$

- Se trabaja en  $l_{px} = L/2 = 22,8m/2 = 11,4m$  donde mayores serán las pérdidas.
- Las desviaciones angulares se determinan según la siguiente fórmula:

$$a_{px} = \frac{4fi}{L}$$

- Según se observa:

**Tabla 38:** Resumen perdidas por fricción. (fuente: Elaboración propia.)

Perdidas de tensado por fricción				
Tensor	$x=L/2$ (m)	$f_i$ (m)	$\alpha_i=4*f_i/L$ (rad)	$\Delta P_{fri}$ (MN)
1	11,4	$0,58-0,064-0,27/2 = 0,381$	0,067	0,0355
2	11,4	$0,381+0,27 = 0,651$	0,114	0,0445
<b><math>\Delta PFR</math></b>				<b>0,08</b>

### Pérdidas por acortamiento elástico: ES (Elastic shortening of concrete)

$$ES = K_{es} E_{ps} \frac{f_{cir}}{E_{ci}}$$



Kes: Para elementos postesados, factor que tiene en cuenta el tesado de los cables según un orden en forma consecutiva.

fcir: Tensión de compresión neta en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores inmediatamente después de haberse aplicado la totalidad del pretensado.

$$fcir = Kcir fcp_i - fg = 1 * 9,11 MPa - 4,27 MPa = 4,8 MPa$$

Kcir=1 Para elementos postesados.

fcpi: Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores producida por la fuerza de tesado considerando solamente las pérdidas por fricción y acuñaamiento de anclajes.

$$fcpi = \frac{Ppi}{Ag1} + \frac{Ppi e1^2}{I1} = \frac{1,92MN}{0,504m^2} + \frac{1,92MN (0,516m)^2}{0,0963m^4} = 9,1 MPa$$

Ppi: Fuerza de tesado descontada las pérdidas de fricción y acuñaamiento de anclaje  
 $2MN - 0,08MN = 1,92MN$

fg: Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debido al peso propio y a otras cargas permanentes en el momento de tesado.

$$fg = \frac{Md1 x = \frac{l}{2} * e1}{I1} = \frac{0,797 MNm * 0,516m}{0,0963m^4} = 4,3 MPa$$

- Cable 1:

$$ES1 = \frac{1}{2} * 195.000MPa \frac{4,84MPa}{23.264MPa} = 20,3MPa$$

$$ES = \sum ESi = ES1 = 20,3 MPa$$



$$\Delta PES = ES \frac{AP}{2} = 20,28MPa * \frac{1,57x10^{-3}m^2}{2} = 0,02 MN$$

### **Pérdidas diferidas**

#### **Pérdidas por contracción del hormigón: SH (Shrinkage of concrete)**

$$SH = 8,2x10^{-6} Ksh Eps (1 - 0,024 \frac{V}{S})(100 - RH)$$

Ksh: Para elementos postesados, se extrae de la tabla 10.3.2.2.1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”. Para un tiempo desde la finalización del curado húmedo hasta la puesta en tensión = 1 día, entonces  $Ksh=0,92$ .

V/S: Espesor ficticio o relación entre la sección transversal de la pieza y su perímetro (en rigor se trata de volumen/superficie), en cm.

$$\frac{V}{S} = \frac{A2}{Perimetro2} = \frac{0,749 m^2}{6,27 m} = 0,119 m = 12 cm$$

RH: Humedad relativa media del ambiente que rodea al elemento. Puede estimarse según tabla 10.3.2.2.2 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”. En general al aire libre, entonces  $RH=70\%$ .

$$SH = 8,2x10^{-6} * 0,92 * 195.000MPa (1 - 0,024 * 11,9cm)(100 - 70) = 31,5MPa$$

$$\Delta PSH = SH Ap = 31,5MPa * 1,57x10^{-3}m^2 = 0,05MN$$

#### **Perdidas por fluencia del hormigón: CR (Creep of concrete)**

$$CR = Kcr(fcir - fcds) \frac{Eps}{Ec}$$



$K_{cr} = 1,6$  Para elementos postesado.

$f_{c ds}$ : Tensión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de los elementos tensores debido a todas las cargas permanentes que se agregan luego del tesado.

$$f_{c ds} = \frac{M d_2 x = I_2 * e_1}{I_1} + \frac{M d_3 x = I_2 * e_2}{I_2}$$

$$f_{c ds} = \frac{0,619 \text{ MNm} * 0,516 \text{ m}}{0,0963 \text{ m}^4} + \frac{0343 \text{ MNm} * 0,776 \text{ m}}{0,190 \text{ m}^4} = 3,11 \text{ MPa}$$

$$CR = 1,6 (4,84 \text{ MPa} - 3,11 \text{ MPa}) * \frac{195.000 \text{ MPa}}{27806 \text{ MPa}} = 19,4 \text{ MPa}$$

$$\Delta PCR = CR A_p = 19,4 \text{ MPa} * 1,57 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 0,03 \text{ MN}$$

#### **Perdidas por relajación de los cables: RE (Relaxation of tendons)**

$$RE = [K_{re} - J(SH + CR + ES)]C$$

$K_{re}$ : Valores básicos de relajación.

J: Factor de interacción para la reducción de tensión debida a otras pérdidas. Según tabla 10.3.2.4.1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”, para cordones de 7 alambres C-1900, entonces:  $K_{re} = 35 \text{ MPa}$  y  $J = 0,04$ .

C: Factor por nivel de tensión ( $f_{pi}/f_{pu}$ ). Según tabla 10.3.2.4.2 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201”:

$$f_{pi} = \frac{P_{pi}}{A_p} = \frac{1,92 \text{ MN}}{1,57 \times 10^{-3} \text{ m}^2} = 1223 \text{ MPa} \rightarrow \frac{f_{pi}}{f_{pu}} = \frac{0,656 \text{ MPa}}{1864 \text{ MPa}} = 0,66$$



Para aceros de baja relajación

$$0,6 < \frac{f_{pi}}{f_{pu}} < 0,7$$

$$C = 0,33 + 4\left(\frac{f_{pi}}{f_{pu}} - 0,6\right) = 0,33 + 4(0,656 - 0,6) = 0,55$$

$$RE = [35MPa - 0,04(31,5 MPa + 19,4 MPa + 20,28 MPa)]0,554 = 17,8 MPa$$

$$\Delta PRE = RE A_p = 17,8MPa * 1,57 \times 10^{-3} m^2 = 0,03 MN$$

### Resumen perdidas de tesado y fuerza de tesado

$$\Delta P_{instantaneas} = 0,08MN + 0,016MN = 0,1MN$$

$$\Delta P_{instantaneas}\% = \frac{0,096MN}{2 MN} = 4,8\%$$

$$\Delta P_{diferidas} = 0,049MN + 0,03MN + 0,028MN = 0,11MN$$

$$\Delta P_{diferidas}\% = \frac{0,107MN}{2 MN} = 5,35\%$$

$$\Delta P\% = 10,1\% = \text{Adoptado} = 10\% \rightarrow BC$$

$$P_0 = P - \Delta P_{instantaneas} = 2MN - 0,096MN = 1,904MN$$

$$P_e = P_0 - \Delta P_{diferidas} = 1,904MN - 0,107MN = 1,893MN$$

### Verificación de las tensiones en el hormigón

#### Estados intermedios

#### Estado I – Prefabricación

**Tabla 39.** Tensiones en hormigón. Estado 1 (fuente: Elaboración propia.)



VERIFICACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON (Mpa)				
Tiempo t=0; Prefabricacion				
Seccion	Apoyo		Centro tramo	
fibra	superior	inferior	superior	inferior
P0/A1	-2,45		-3,77	
P0*e1/W1	0	0	7,38	-5,91
Md1/W1	0	0	-6	4,8
Total	-2,45	-2,45	-2,39	-4,88
Traccion admisible	2,47		1,24	
Compresion admisible	-14,7			

## Estado II – Construcción

**Tabla 40.** Tensiones en hormigón. Estado 1 (fuente: Elaboración propia.)

VERIFICACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON (Mpa)		
Tiempo t=0 ; Construccion		
seccion	Centro tramo	
fibra	Superior	Inferior
Prefabricacion	-2,39	-4,88
Md2/W2	-4,65	3,73
Total	-7,04	-1,15
Traccion admisible	1,24	
Compresion admisible	-14,7	

## Estado definitivo

**Tabla 41.** Tensiones en hormigón. Estado definitivo (fuente: Elaboración propia.)

VERIFICACION DE TENSIONES EN EL HORMIGON (Mpa)						
Tiempo t=∞; Luego de las perdidas						
Seccion	Centro tramo					
	Permanentes			Totales		
cargas						
fibras	Superior S.C	Superior V.P	Inferior	Superior S.C	Superior V.P	Inferior
Construccion/permanentes		-7,04	-1,15	-1,24	-7,92	0,60
$\Delta pdif/A2$	0,05	0,05	0,05			
$\Delta pdif*e2/W2$	-0,13	-0,1	0,18			
M/W2	-1,06	-0,83	1,52	-3,19	-2,48	4,53
TOTAL	-1,14	-7,92	0,60	-4,43	-10,40	5,13
Traccion admisible	5,92					
Compresion admisible	-13,5	-15,75		-18	-21	



## Verificación de la resistencia a flexión

### Factor de resistencia

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon_s = 5\%$$

Sección controlada por tracción  $\rightarrow \phi = 0,9$

### Momento requerido para resistir las cargas mayoradas

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2 MD + 1,6 ML = 1,2 * 1759,85 \text{ KNm} + 1,6 * 1025 \text{ KNm} = 3752 \text{ kNm} \\ &= 3,75 \text{ MNm} \end{aligned}$$

### Tensión de la armadura tesa para el cálculo del momento nominal

Se utiliza la expresión propuesta por CIRSOC 201 -18.7. 2.a):

$$f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left( \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (w - w') \right) \right]$$

$f_{ps}$ : Tensión de la armadura tesa para el cálculo de la resistencia nominal.

$f_{pu}$ : Tensión de tracción especificada para el acero de pretensado.

$$f_{pu} = 1.864 \text{ MPa}$$

$\gamma_p$ : Factor que tiene en cuenta la forma del diagrama de tensión – deformación de los aceros.

$$f_{ps}/f_{pu} = 1.682 \text{ MPa}/1.864 \text{ MPa} = 0,9 \geq 0,9 \Rightarrow \gamma_p = 0,28$$



$f'c$ : Resistencia especificada de compresión en el hormigón.

$\beta_1$ : Factor que relaciona la profundidad del eje neutro con la profundidad del bloque rectangular de tensiones utilizado para el cálculo de resistencia a flexión.

$$\text{Para } f'c = 35MPa > 30MPa \rightarrow \beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{f'c - 30MPa}{7} = 0,85 - 0,05 \frac{35MPa - 30MPa}{7} = 0,814 > 0,65$$

$pp$ : Cuantía de la armadura tesa.

$$pp = \frac{A_{ps}}{b dp} = \frac{1,57 \times 10^{-3} m^2}{1,36m * 1,416m} = 8,15 \times 10^{-4}$$

$b$ : Ancho del borde comprimido de la sección.

$dp$ : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa en el centro del tramo =  $e_2 + y_2s = 0,776m + 0,64m = 1,416m$

$w$ : Cuantía mecánica de la armadura traccionada no tesa = 0

$w'$ : Cuantía mecánica de la armadura comprimida no tesa = 0

$d$ : Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura no tesa = 0

$$fps = 1864 MPa * \left[ 1 - \frac{0,28}{0,814} \left( 8,15 \times 10^{-4} \frac{1864 MPa}{35 MPa} \right) \right] = 1836,1 MPa$$

### **Fuerza provista por la armadura T**

$$T = fps A_{ps} = 1836,1 MPa * 1,57 \times 10^{-3} m^2 = 2,9 MN$$

### **Profundidad del eje neutro de tensiones (a) y de deformaciones (c)**



$$a = \frac{T}{b f} = \frac{T}{b 0,85 f'c} = \frac{2,88MN}{1,36m * 0,85 * 30MPa} = 0,083m$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,083m}{0,814} = 0,101m < hl = 0,2m$$

→ fue adecuada la suposición  $b=bl$

$$c < c_{max} = 0,375 * dp = 0,375 * 1,416m = 0,531m$$

### Momento nominal

$$M_n = T(dp - \frac{a}{2}) = 2,88MN (1,416m - \frac{0,083m}{2}) = 3,95 MNm$$

$$M_u = 3,75MNm > 0,9M_n = 0,9 * 3,95MN = 3,55MNm \rightarrow MC$$

No verificándose en consecuencia la condición resistente.

Se agregan 4  $\phi 12$  en el nervio, ubicados de modo que su centro de gravedad se encuentre a 0,040 m del borde inferior de la sección (Teniendo en cuenta recubrimiento inferior, diámetro de estribo y diámetro de armadura no tesa).

Suponiendo que las armaduras no tesas se encuentran en fluencia se tendrá:

$$T = 2,88 MN + [4 \cdot 113 mm^2 \cdot 420 MPa] = 2,88 kN + 0,19 MN = 3 MN$$

operando igual que antes:

$$a = T / (0,85 \cdot f'c \cdot b) = 0,09 m$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{0,089m}{0,814} = 0,109m < hl = 0,2m$$

$$c < c_{max} = 0,375 * dp = 0,375 * 1,416m = 0,531m$$



$$Mn = Tarmadura\ tesa \cdot \left(dp - \frac{a}{2}\right) + Tarmadura\ no\ tesa \cdot \left(h - 0,04\ m - \frac{a}{2}\right)$$

$$\begin{aligned} Mn &= 2,88\ MN \cdot \left(1,416m - \frac{0,089m}{2}\right) + 0,19\ MN \cdot \left(1,48m - 0,04\ m - \frac{0,089m}{2}\right) \\ &= 4,215\ MNm \end{aligned}$$

$$Mu = 3,75MNm < 0,9Mn = 0,9 * 4,215MN = 3,8MNm \rightarrow BC$$

### Verificación de suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\epsilon_{ps} = \epsilon_c \frac{dp - c}{c} = 3\%_0 * \frac{1,416m - 0,109m}{0,109m} = 35,97\%_0 > \epsilon_{pu} = 5\%_0$$

#### Se verifica.

$\epsilon_{ps}$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \epsilon_{pu} = 5\%_0$ .

$\epsilon_c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \epsilon_{cu} = 3\%_0$ .

### Verificación de la cuantía mínima

Según CIRSOC 201 – 18.8.2, el límite para la armadura de los elementos solicitados a flexión debe cumplir la siguiente relación:

$$\Phi Mn \geq 1,2\ Mcr$$



$M_{cr}$ : Momento de fisuración calculado para las cargas que producen una tensión máxima de tracción igual a  $f_t$ .  $f_t$ : Módulo de rotura del hormigón o resistencia a la tracción por flexión, para clase T. Según CIRSOC 201 – 9.5.2.3:

$$f_t = 0,625\sqrt{f'c} = 0,625\sqrt{35MPa} = 3,7MPa$$

El momento de fisuración es aquel que luego de descomprimida la fibra inferior produce en ella una tracción igual a  $f_{cr}$ , entonces en  $L/2$  tendremos:

$$f_{cri} = \left( \frac{P_0}{A_{g1}} + \frac{P_0 e_1}{W_{1i}} \right) - \left( \frac{\Delta P_{dif}}{A_{g2}} + \frac{\Delta P_{dif} e_2}{W_{2i}} \right) + f_t = 13 \text{ MNa}$$

$$M_{cr} = f_{cri} W_{2i} = 13 \text{ MPa} * 0,226m^3 = 2,94MNm$$

$$\Phi M_n = 0,9 * 4,215MNm = 3,79MNm > 1,2 M_{cr} = 1,2 * 2,94MNm = 3,53 \text{ MNm} \rightarrow BC$$

### 5.3.6 Corte en elemento pretensados

#### Esfuerzos de corte y momentos mayorados

**Tabla 42.** Solicitaciones de corte. (fuente: Elaboración propia.)

Seccion	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	0 m	h/2=0,74 m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m	11, 25 m
VL (KN)	158,8	151,2	138,2	78,4	68,0	57,7	47,5	37,2	26,9	16,6	6,3	6,6
ML (KNm)	0,0	109,7	283,5	409,8	525,8	631,0	727,0	812,0	887,0	951,4	999,1	1020,0
VD (KN)	312,9	292,3	257,2	229,4	202,0	174,0	146,0	118,2	90,4	62,6	35,0	0,0
MD (KNm)	0,0	223,9	570,1	813,4	1029,0	1217,0	1376,6	1509,0	1613,0	1689,5	1738,0	1760,0
Vu (KN)	629,6	592,7	529,8	400,7	351,2	301,1	251,2	201,4	151,5	101,7	52,1	10,6
Mu (KNm)	0,0	444,2	1137,7	1631,8	2076,1	2470,0	2815,1	3110,0	3354,8	3549,6	3684,2	3744,0
M1+2	0	180,3	459	655	828,4	980	1108,3	1215	1299	1360,2	1399,4	1417

$$V_u = 1,2V_d + 1,6V_l$$

$$M_u = 1,2M_d + 1,6M_l$$

#### Resistencia aportada por el hormigón ( $V_c$ )



$$V_c = \left( \frac{\sqrt{f_c}}{20} + \frac{5(V_u dp)}{M_u} \right)$$

$$V_c \geq V_{cmin} = \frac{\sqrt{f_c} * bw * d}{6}$$

$$V_c \leq V_{cmax} = 0,4 \sqrt{f_c} * bw * d$$

$$V_c \leq V_{cw} = 0,3 (\sqrt{f_c} + f_{pc}) bw d + V_p$$

$$\frac{V_u dp}{M_u} \leq 1$$

$$\sqrt{f_c} = \sqrt{35MPa} = 5,92MPa < 8,3MPa$$

dp: Distancia desde la fibra más comprimida hasta el baricentro de la armadura tesa, variable en las distintas secciones (al ser curvo los tensores).

d: Distancia desde la fibra extrema comprimida hasta el baricentro de la armadura traccionada tesa y no tesa, siempre mayor o igual a  $0,8 H = 0,8 (1,48m) = 1,184m$ .

bw: Ancho del alma. En los extremos (hasta  $3/4h = 1,11m$ )  $bw=0,50$ ; y en el tramo  $bw=0,18m$ .

fcp: Tensión de compresión en el hormigón a nivel del centro de gravedad de la sección que resiste las cargas exteriores luego de ocurridas las pérdidas o bien a nivel de la unión entre el alma y el ala en aquellas secciones en que el centro de gravedad cae dentro de las alas.

**Tabla 43.** Trazado del cable medio. Esfuerzo de corte. (fuente: Elaboración propia.)



Trazado de cable medio			
x	y	$\alpha = \text{tg}\alpha = dy/dx$	
(m)	(m)	(rad)	(°)
0	0	0,09	5,16
$h/2=0,74$	0,064	0,084	4,83
1	0,086	0,082	4,71
2	0,164	0,074	4,26
3	0,235	0,067	3,82
4	0,298	0,059	3,37
5	0,353	0,051	2,92
6	0,400	0,043	2,48
7	0,439	0,035	2,03
8	0,470	0,028	1,58
9	0,494	0,020	1,13
10	0,510	0,012	0,69
11	0,518	0,004	0,24
11,25	0,519	0,002	0,13

**Tabla 44.** Resistencia del hormigón al corte. (fuente: Elaboración propia.)

Seccion	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
	0 m	$h/2=0,74$ m	2 m	3 m	4 m	5 m	6 m	7 m	8 m	9 m	10 m	11,25 m
VL (KN)	158,8	151,2	138,2	78,4	68,0	57,7	47,5	37,2	26,9	16,6	6,3	6,6
ML (KNm)	0,0	109,7	283,5	409,8	525,8	631,0	727,0	812,0	887,0	951,4	999,1	1020,0
VD (KN)	312,9	292,3	257,2	229,4	202,0	174,0	146,0	118,2	90,4	62,6	35,0	0,0
MD (KNm)	0,0	223,9	570,1	813,4	1029,0	1217,0	1376,6	1509,0	1613,0	1689,5	1738,0	1760,0
Vu (KN)	629,6	592,7	529,8	400,7	351,2	301,1	251,2	201,4	151,5	101,7	52,1	10,6
Mu (KNm)	0,0	444,2	1137,7	1631,8	2076,1	2470,0	2815,1	3110,0	3354,8	3549,6	3684,2	3744,0
M (1+2)	0	180,3	459	655	828,4	980	1108,3	1215	1299	1360,2	1399,4	1417
$d > 0,8h = 0,8 * 1,48 = 1,18$	1,18	1,18	1,18	1,18	1,198	1,253	1,300	1,339	1,370	1,394	1,410	1,419
dp	0,9	0,964	1,064	1,135	1,198	1,253	1,300	1,339	1,370	1,394	1,410	1,419
$Vu * dp / Mu$	1	1	0,55	0,29	0,2	0,15	0,12	0,09	0,06	0,04	0,02	0
bw	0,5	0,5	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Vc	3,12	3,12	0,65	0,37	0,28	0,24	0,2	0,18	0,18	0,18	0,12	0,1
Vcmin	0,58	0,58	0,21	0,21	0,21	0,22	0,23	0,24	0,24	0,25	0,25	0,25
Vcmax	1,4	1,4	0,5	0,5	0,51	0,53	0,55	0,57	0,58	0,59	0,6	0,6
Vcw	1,63	1,64	0,77	0,77	0,77	0,8	0,82	0,83	0,84	0,84	0,84	0,83
Vc	1,4	1,4	0,5	0,37	0,28	0,24	0,23	0,24	0,24	0,25	0,25	0,25
$\Phi Vc$	1,05	1,05	0,38	0,28	0,21	0,18	0,17	0,18	0,18	0,19	0,19	0,19
$Vu / \Phi$	0,84	0,79	0,71	0,53	0,47	0,40	0,33	0,27	0,20	0,14	0,07	0,01
Vs	-0,420	-0,457	0,155	0,123	0,141	0,121	0,079	0,021	-0,028	-0,086	-0,135	-0,177

## Determinación del estribado

### Estribado mínimo



$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min1} = \frac{1}{16} \sqrt{f'c} * \frac{bw_{max}}{fy} = \frac{1}{16} \sqrt{35MPa} * \frac{0,5m}{420MPa} = 4,4 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 4,4 \frac{cm^2}{m}$$

$$4,4 \frac{cm^2}{m} > 0,33 \frac{bw_{max}}{fy} = 0,33 * \frac{0,5m}{420MPa} = 3,93 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 3,9 \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{min2} = \frac{Aps fpu}{80 d_{min} fy} = \frac{1,57 \times 10^{-3} m^2 * 1864 MPa}{80 * 1,184m * 420 MPa} = 7,36 \times 10^{-5} \frac{m^2}{m} = 0,74 \frac{cm^2}{m}$$

### Separación máxima

$$Vs_{nec} = Vs_{max} (x = 2m) = 155MN < \frac{1}{3} \sqrt{f'c} * bw(x = 2m) * d(x = 2m)$$

$$0,155 MN < \frac{1}{3} \sqrt{35MPa} * 0,18m * 1,18m = 0,419MN$$

$$s = \frac{3}{4} H = \frac{3}{4} 1,48m = 111cm$$

$$s = 400mm = 40cm$$

### Estribado necesario

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{nec} = \frac{Vs_{nec}}{d * fy} = \frac{0,155 MN}{1,18m * 420 MPa} = 3,12 \times 10^{-4} \frac{m^2}{m} = 3,1 \frac{cm^2}{m}$$

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{nec} < \left(\frac{Av}{s}\right)_{min1} = 4,4 \frac{cm^2}{m}$$

### Estribado adoptado

Se adopta estribos de n=2 (ramas) de  $\phi 8mm$  cada 20cm, entonces

$$\left(\frac{Av}{s}\right)_{adoptado} = \frac{2 * 0,5cm^2}{0,2m} = 5 \frac{cm^2}{m} > \left(\frac{Av}{s}\right)_{min1}$$

$$S = 20 cm < 40 cm$$



## Verificación de las bielas comprimidas

### Limitación de $V_s$ adoptado

Tal como en elementos no pretensados el CIRSOC 201 (versión 2005), no especifica una verificación directa a la fisuración del alma por efecto del corte ni de la resistencia de las bielas comprimidas, pero si existe una verificación indirecta a través de la limitación al aporte de la armadura total  $V_s$  de la fisura. Debe cumplirse:

$$V_{sadop} = d f_y \left( \frac{A1v}{s} \right) adop < \frac{2}{3} \sqrt{f'c} bw$$

$$V_{sadop} = 1,18m * 420 MPa * \frac{5 \times 10^{-4} m^2}{m} = 0,248 MN < \frac{2}{3} \sqrt{35 MPa} * 0,18m * 1,18m$$

$$0,25 MN < 0,84 MN \rightarrow BC$$

### 5.3.7 Armadura de las caras laterales

Según CIRSOC 201 – Tabla 18.3.3: “Requisitos para el diseño en condiciones de servicio”, para elementos pretensados de clase T no se requiere ningún requisito de armadura de las caras laterales. De todos modos, es inaceptable la aparición de fisuras de contracción en el alma de las vigas principales, por lo tanto, se dimensiona la armadura de las caras laterales como si se tratara de una viga de hormigón armado según el punto CIRSOC 201 – 10.6.7, colocándose a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme a una separación  $s$

$$s \leq 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5Cc = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2,5 Cc = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420 MPa} \right) - 2,5 * 34mm$$

$$= 295 mm$$



$$s \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420 \text{ MPa}} \right) = 300 \text{ mm}$$

$$\rightarrow s_{max} = 295 \text{ mm} = 29,5 \text{ cm}$$

fs: Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio.

Se permite tomar igual a 2/3 fy.

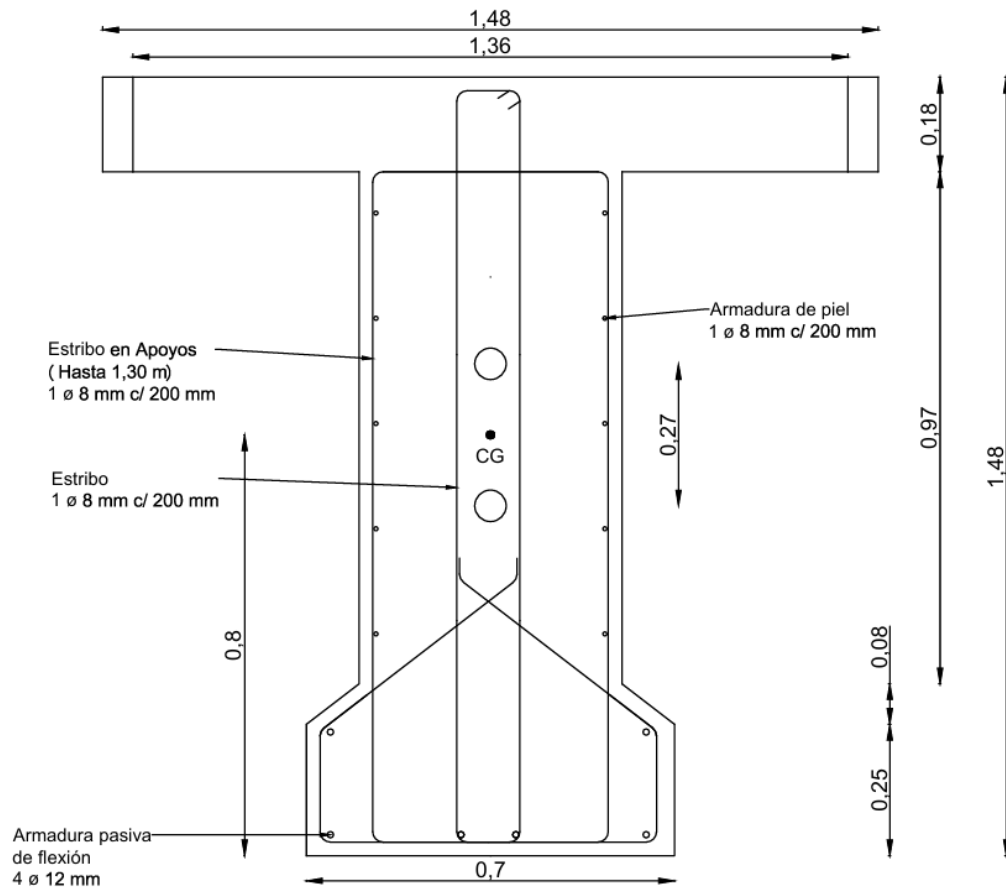
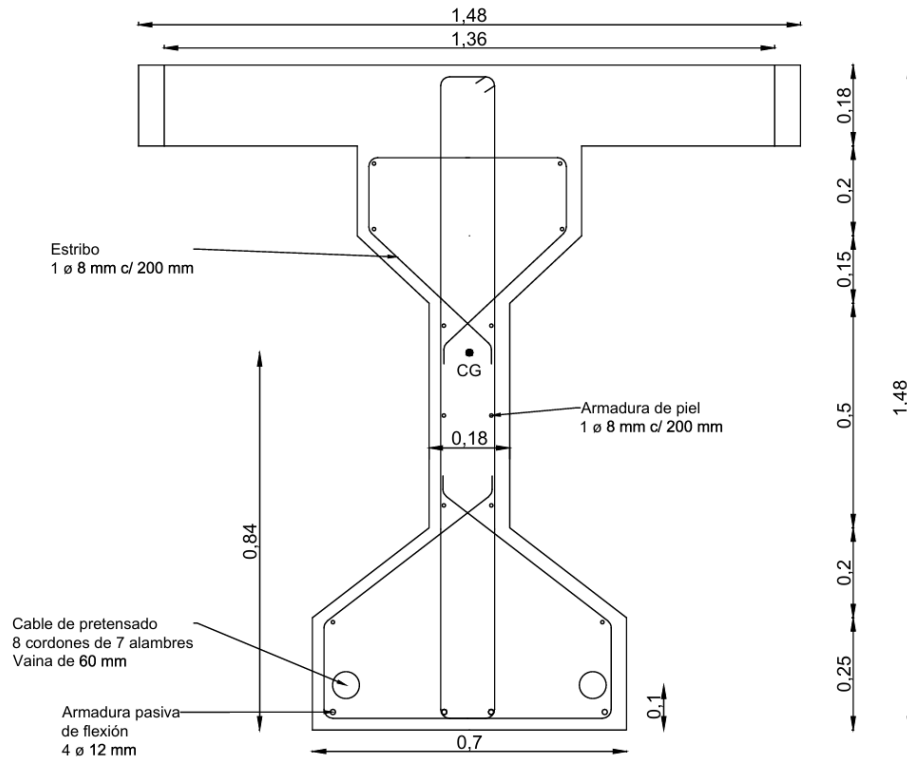
Cc: Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

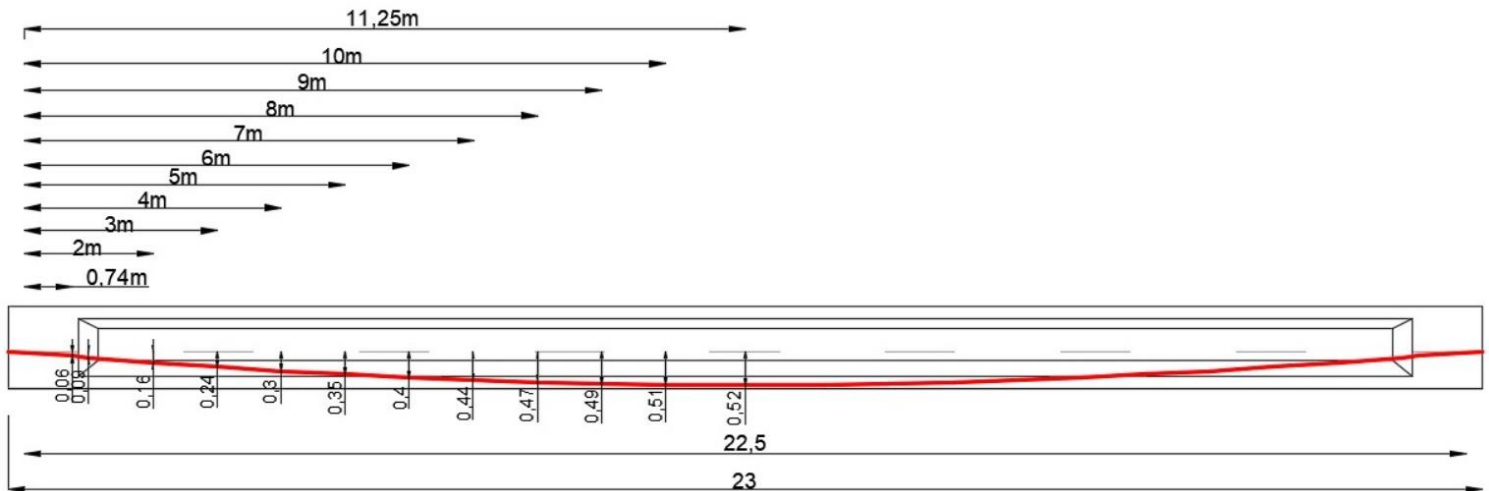
$$C_c = r_{lat} + \phi_{est} = 2,6 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} = 3,4 \text{ cm} = 34 \text{ mm}$$

Se adoptan como armadura de piel  $\phi 8 \text{ mm}$  cada 20cm en las caras laterales.

### 5.3.8 Esquema final

**Figura 75:** Esquema viga principal. (fuente: Elaboración propia.)





## 5.4 Vigas Secundarias

### 5.4.1 Datos

#### Diseño

Viga de hormigón armado, H-30 y acero ADN 420. Simplemente apoyada en las vigas principales. Sección rectangular cuyas dimensiones se observan en la siguiente imagen:

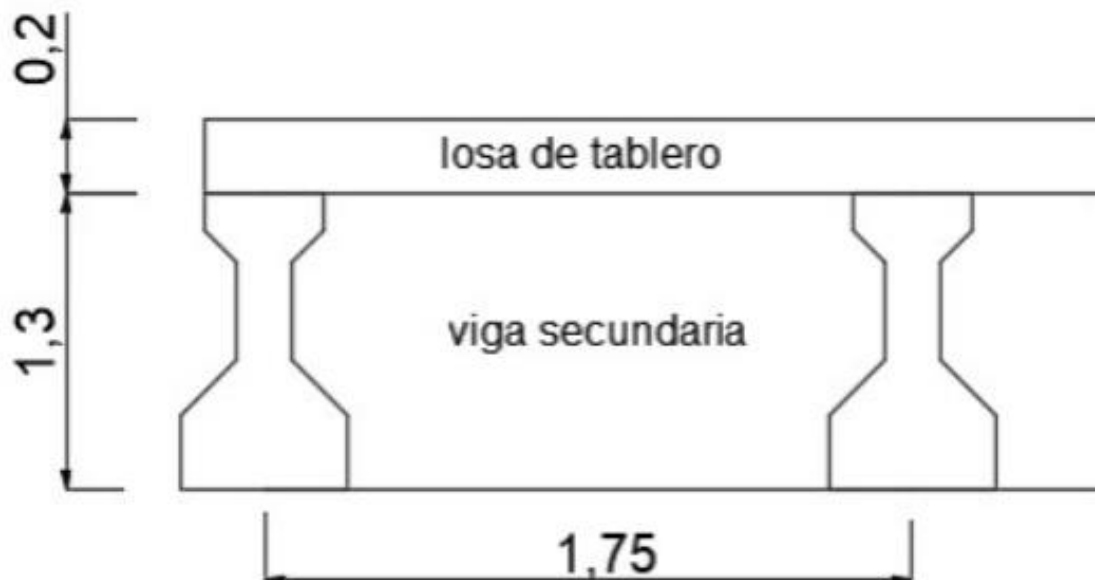
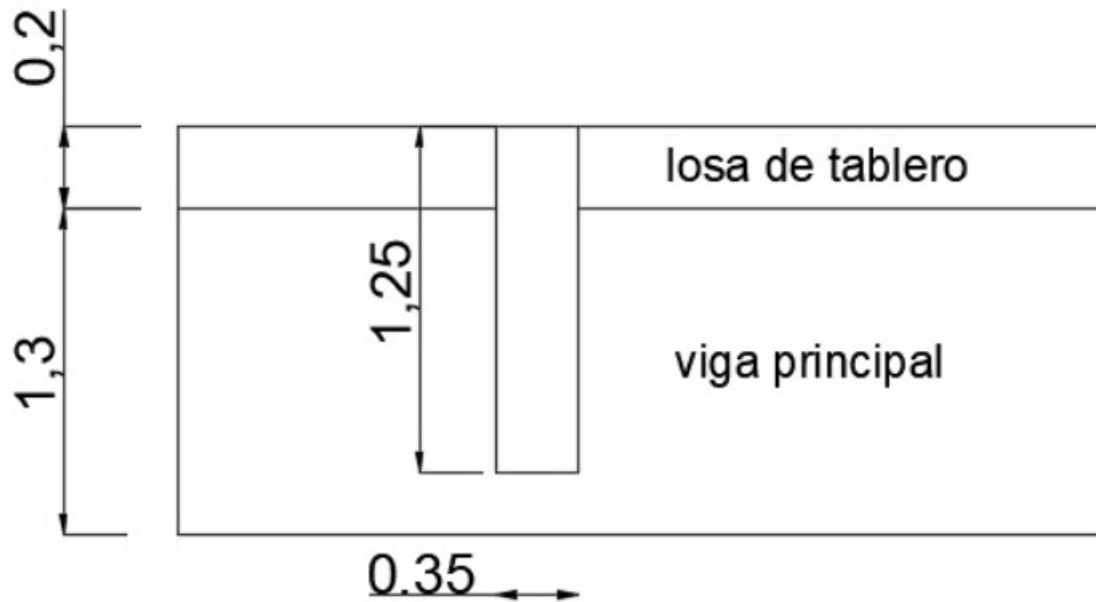


Figura 76. Viga secundaria en sección longitudinal (fuente: Elaboración propia)



**Figura 77.** Secciones viga secundaria (fuente: Elaboración propia)

### Luces de cálculo

Según BCPHA (DNV) – B.5.B.I, la luz de cálculo es:

$$l_{cal} = s_{vigasp} = 1,75m$$

### 5.4.2 Análisis de cargas

La función de este elemento estructural es que actúen en conjunto las vigas longitudinales ante la carga móvil de la aplanadora, por ende, la única carga será esta.

### Impacto

Para este tipo de estructuras, según BCPHA A.2.C (FIGURA VI.1.16)

$$\Phi = 1,4$$

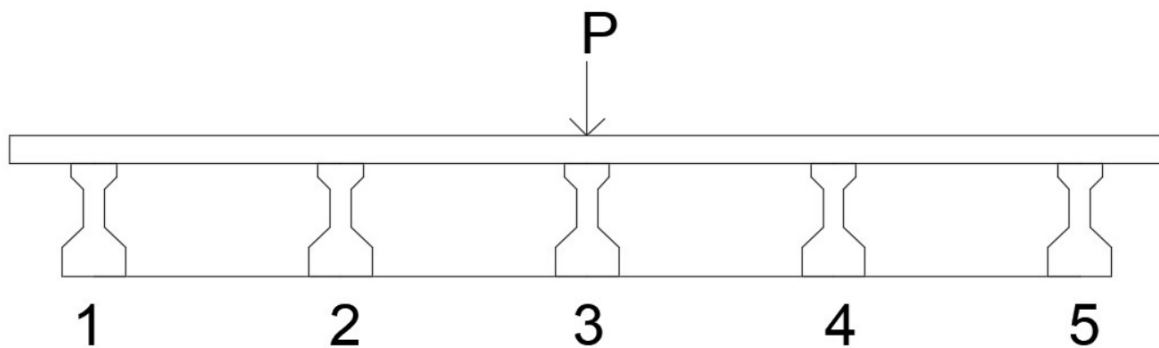
### Sobrecarga accidental

Según BCPHA A.2.B, se tiene un puente del tipo A-25, ya que pertenece a un camino secundario y que no siempre se verán sometidos a soportar tránsito de vehículos pesados. Por lo tanto, se debe considerar como sobrecarga accidental a una aplanadora de 250KN. La carga producida por la aplanadora tipo de 250KN se considera puntual por su gran magnitud en tan pequeña superficie. Si se afecta la carga por el coeficiente de impacto mencionado en el punto anterior:

$$P = A \phi = 250KN * 1,4 = 350KN$$

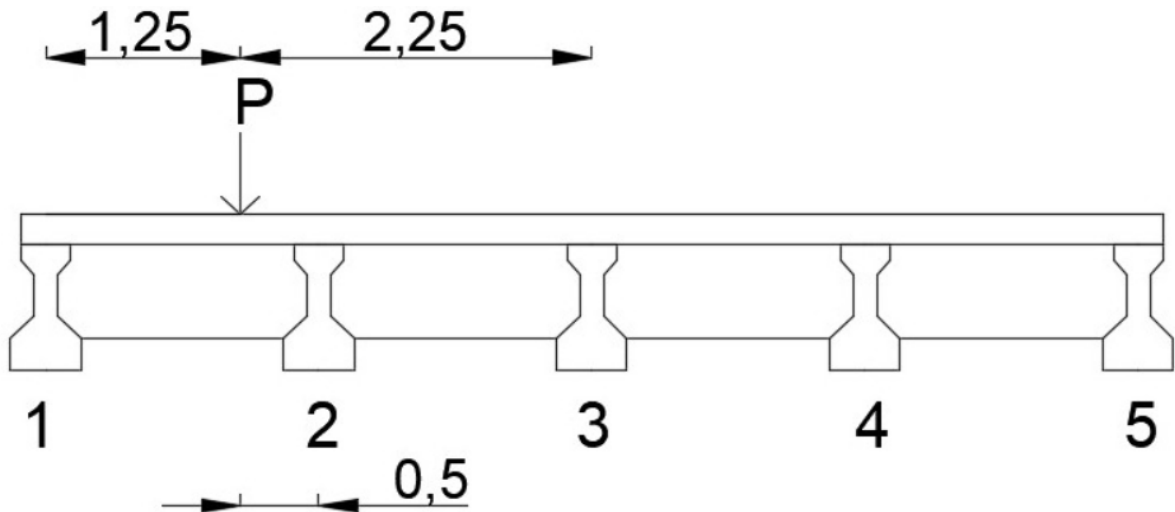
Para determinar las máximas sollicitaciones, se debe considerar a la aplanadora en distintas posiciones, generando los siguientes estados:

#### **ESTADO 1: Carga centrada**



**Figura 78.** Aplanadora centrada en viga secundaria (fuente: Elaboración propia)

#### **ESTADO 2: Carga excéntrica**



**Figura 79.** Aplanadora excéntrica en viga secundaria (fuente: Elaboración propia)

### 5.4.3 Solicitaciones

#### Solicitaciones por sobrecarga accidental “L”

Este elemento no debe transmitir las reacciones rígidamente, sino que lo debe hacer de manera flexible es por ello que el cálculo de las reacciones y sus correspondientes solicitaciones se realiza de la siguiente manera:

$$N_i = \frac{P}{N^\circ \text{vigas}} \pm \frac{x_i P e}{\sum x_i^2} = \frac{P}{N^\circ \text{vigas}} + \frac{x_i M}{\sum x_i^2}$$

$N_i$ : Reacción en el apoyo  $i$ .

$N^\circ$  vigas: Número de vigas principales= 5.

$P$ : Sobrecarga accidental de aplanadora afectada por el coeficiente de impacto= 350 kN.

$e$ : Excentricidad de  $P$  respecto al eje baricéntrico de la viga secundaria.

$M$ : Momento por excentricidad de carga  $P$ .

$x_i$ : Distancia desde cada viga principal hasta el eje baricéntrico central de la viga secundaria.



$$x1 = 3,5m$$

$$x2 = 1,75m$$

$$x3 = 0m$$

$$x4 = 1,75m$$

$$x5 = 3,5m$$

$$\sum xi^2 = 2 * [(3,5m)^2 + (1,75)^2] = 30,63 m^2$$

### ESTADO 1: Aplanadora centrada

- Reacciones (convención de signos ↑+)

$$e = 0m \quad M = 0KNm$$

$$N1 = N2 = N3 = N4 = N5 = \frac{250 kN}{5} = 50 kN$$

- Esfuerzos de corte (convención de signos ↑+)

$$V1 = N1 = 50 kN = V5$$

$$V2 = N1 + N2 = 100 kN$$

$$V3 = N1 + N2 + N3 - P = -100 kN$$

$$V4 = N1 + N2 + N3 - P + N4 = -50 kN$$

$$V5 = 50 kN$$

- Momentos flectores (convención de signos ∩+)

$$\text{Bajo V1: } 0,00 \text{ KNm (ídem V5)}$$



$$\text{Bajo V2: } N1 * 1,75m = 87,5 \text{ kNm (ídem V4)}$$

$$\text{Bajo V3: } N1 * 3,5m + N2 * 1,75m = 262,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo V4: } N1 * 5,25m + N2 * 3,5m + N3 * 1,75m - P * 1,75m = 87,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo V5: } 0,00 \text{ KNm}$$

## ESTADO 2: Aplanadora excéntrica

- Reacciones (convención de signos ↑+)

$$e = 2,25m$$

$$M = P * e = 250KN * 2,25m = 562,5 \text{ kNm}$$

$$N1 = \frac{250KN}{5} + \frac{250kN * 2,25m}{30,625 \text{ m}^2} * 3,5m = 114,3 \text{ kN}$$

$$N2 = \frac{250KN}{5} + \frac{250kN * 2,25m}{30,625 \text{ m}^2} * 1,75m = 82,1 \text{ kN}$$

$$N3 = \frac{250KN}{5} + \frac{250kN * 2,25m}{30,625 \text{ m}^2} * 0m = 50 \text{ kN}$$

$$N4 = \frac{250KN}{5} + \frac{250kN * 2,25m}{30,625 \text{ m}^2} * (-1,75m) = 17,9 \text{ kN}$$

$$N5 = \frac{250KN}{5} + \frac{250kN * 2,25m}{30,625 \text{ m}^2} * (-3,5m) = -14,3 \text{ kN}$$

- Esfuerzos de corte (convención de signos ↑+)

$$V1 = N1 = 114,3 \text{ kN}$$

$$\text{Bajo Aplanadora: } 114,28 \text{ kN // } N1 - P = -135,7 \text{ kN}$$

$$V2 = -135,72 \text{ kN // } N1 - P + N2 = -53,6 \text{ kN}$$



$$V3 = -53,58 \text{ kN} // N1 - P + N2 + N3 = -3,6 \text{ kN}$$

$$V4 = -3,58 \text{ kN} // N1 - P + N2 + N3 + N4 = 14,3 \text{ kN}$$

$$V5 = -14,28 \text{ kN}$$

- Momentos flectores (convención de signos  $\cup$  +)

$$\text{Bajo V1: } 0,00 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo Aplanadora: } N1 * 1,25\text{m} = 142,85 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo V2: } N1 * 1,75\text{m} - P * 0,5\text{m} = 75 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo V3: } N1 * 3,5\text{m} - P * 2,25\text{m} + N2 * 1,75\text{m} = -18,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo V4: } N1 * 5,25\text{m} - P * 4\text{m} + N2 * 3,5\text{m} + N3 * 1,75\text{m} = -25 \text{ kNm}$$

$$\text{Bajo V5: } 0,00 \text{ kNm}$$

#### 5.4.4 Resistencia requerida

Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se consideró como cargas la sobrecarga de aplanadora (L) en la viga secundaria, la resistencia requerida es igual a:

$$M_{uinf} = \varphi * 1,6 M_{maxinf} = 1,3 * 1,6 * 262,5 \text{ kNm} = 546 \text{ kNm}$$

$$M_{usup} = \varphi * 1,6 M_{maxsup} = 1,6 * -25 \text{ kNm} = -52 \text{ kNm}$$

$$V_u = \varphi * 1,6 V_{max} = 1,6 * 135,72 \text{ kN} = 282,3 \text{ kN}$$

Siendo  $\varphi$  = coeficiente de impacto = 1,3

#### 5.4.5 Dimensionamiento de las secciones de hormigón

##### Ancho de la viga



Se adopta un ancho de viga secundaria igual a

$$bw = 0,35m$$

### **Altura total de la viga**

#### **Por deformación**

Según CIRSOC 201 – Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”, para vigas o losas nervuradas en una dirección:

$$\rightarrow \text{Ambos extremos continuos: } h_{min} = \frac{l}{21} = \frac{1.750mm}{21} = 83,33 \text{ mm} = 8,33cm$$

l: Luz del elemento (mm).

H: Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (mm).

### **Altura adoptada**

Las recomendaciones prácticas indican que lo más adecuado es adoptar la altura de la viga secundaria teniendo en cuenta las dimensiones de la viga principal, así la altura total resulta ser la de la viga principal menos la altura del ala inferior de la sección T. También es válido considerar que la viga secundaria abarcar la altura de la losa de tablero, por lo tanto:

$$h = h_{vp} - h_{vp \text{ ala inf}} + h_{lt} = 1,3m - 0,25m + 0,2m = 1,25 \text{ m} > h_{min} = 0,083m$$

### **Recubrimiento mínimo**

Según CIRSOC 201– Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:



- Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre
- Para barras y alambres  $db \leq 16mm$

$$r_{min} = 30mm = 3cm$$

$r_{min}$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento.

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{A3min} = 1,3 * r_{min} = 1,3 * 30mm = 39mm = 3,9cm$$

$$r = 400mm = 4cm > r_{A3min} = 3,9cm$$

### Altura útil de la viga

$$h = 1,25m \text{ y } r = 4cm = 0,04m$$

$$d = h - r - destr - db = 1,25m - 0,04m - 0,01m - 0,025m = 1,175m$$

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado  $db=25mm$ , colocado en 2 capas y diámetro de estribos  $dest=10mm$ .

### 5.4.6 Dimensionamiento de la armadura

#### Armadura longitudinal – Flexión

Adoptaremos armaduras longitudinales inferior y superior uniforme en toda la viga secundaria, por lo cual trabajaremos con los momentos máximos inferior y superior mayorados.

#### Factor de reducción de resistencia



Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5\%$$

Sección controlada por tracción  $\rightarrow \phi = 0,9$

### **Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio**

Para  $f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30MPa.

Según CIRSOC 201 – 10.2.7.3  $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Según CIRSOC 201 – 10.2.2.1  $\rightarrow$

$$f * c = 0,85 f'_c = 0,85 * 30MPa = 25,5MPa = 25500 \frac{kN}{m^2}$$

Según CIRSOC 201 – EJEMPLOS DE APLICACIÓN

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f * c} = \frac{1,4}{25,5MPa} = 0,055$$

### **Separación libre mínima**

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, la separación libre mínima en elementos sometidos a flexión ( $s_{min}$ ) debe ser:

$$S \geq db = 3,2cm$$

$$S \geq 25mm = 2,5cm$$



$$S \geq 1,33 * TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,5cm$$

db: Mayor diámetro de la barra o alambre.

TMN: Tamaño máximo nominal de agregados.

$$S_{min} = 3,2cm$$

## **Dimensionamiento armadura longitudinal inferior**

### **Momento nominal**

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$Md = \phi Mn \geq Mu$$

Md: Resistencia o momento de diseño de la sección.

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 546 \text{ kNm}$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$

$$Mu \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{546 \text{ kNm}}{0,9} = 606,7 \text{ kNm}$$

Armadura necesaria

$$mn = \frac{Mn}{f * c * bw * d^2} = \frac{606,7 \text{ kNm}}{25500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,35 \text{ m} * (1,175\text{m})^2} = 0,05$$



Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

f\*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,049} = 0,05 < kamin = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kcmax = 0,375$$

→No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 350mm * 1175mm}{420 MPa} = 1373,3 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 13,7 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm<sup>2</sup>.

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

### **Verificación de la suposición de sección controlada por tracción**

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:



$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon c + \varepsilon t}{d} \rightarrow \varepsilon t = \varepsilon c \frac{d-c}{c} = \varepsilon c \frac{1-kc}{kc} = 3\text{‰} \frac{1-0,065}{0,065} = 43,15\text{‰}$$
$$> \varepsilon t_u = 5\text{‰}$$

### Se verifica.

$\varepsilon t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \varepsilon t_u = 5\text{‰}$ .

$\varepsilon c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \varepsilon c_u = 3\text{‰}$ .

### Armadura principal inferior adoptada

Se adoptan 4 Ø 16mm + 2 Ø 20mm, en dos capas

$$A_{s\text{adop}} = 14,32\text{cm}^2 > A_{s\text{nec}} = 13,73\text{cm}^2 \rightarrow BC$$

Como se mencionó anteriormente en la altura útil, se dispondrán en 2 capas:

$$s = \frac{bw - (2r + 2\phi_{estr} + \phi_{adop})}{3} = \frac{35\text{cm} - (2 * 4\text{cm} + 2 * 1\text{cm} + 1,6\text{cm})}{3} = 7,8\text{ cm}$$

### Dimensionamiento armadura longitudinal superior

#### Momento nominal

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

$M_d$ : Resistencia o momento de diseño de la sección.



Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo.

$$Mu = 52 \text{ kNm}$$

Ø: Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\text{Ø} = 0,9$$

$$Mu \geq \frac{Mu}{\text{Ø}} = \frac{52 \text{ kNm}}{0,9} = 58 \text{ kNm}$$

### Armadura necesaria

$$mn = \frac{Mn}{f * c * bw * d^2} = \frac{57,8 \text{ kNm}}{25500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 0,35 \text{ m} * (1,175 \text{ m})^2} = 0,005$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

f\*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0047} = 0,0047 < kamin = 0,055$$

$$ka = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kcmax = 0,375$$



→ No se requiere armadura de compresión  $A's=0$

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 350mm * 1175mm}{420 MPa} = 1373,3 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 13,73 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en  $mm^2$ .

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon c + \varepsilon t}{d} \rightarrow \varepsilon t = \varepsilon c \frac{d-c}{c} = \varepsilon c \frac{1-kc}{kc} = 3\% \frac{1-0,065}{0,065} = 43,15\%$$
$$> \varepsilon t_u = 5\%$$

**Se verifica.**

$\varepsilon t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \varepsilon t_u = 5\%$ .

$\varepsilon c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \varepsilon c_u = 3\%$ .

**Armadura principal inferior adoptada**



Se adoptan  $4 \text{ } \varnothing 16\text{mm} + 2 \text{ } \varnothing 20\text{mm}$ , en dos capas

$$Asadop = 14,32\text{cm}^2 > Asnec = 13,73\text{cm}^2 \rightarrow BC$$

Como se mencionó anteriormente en la altura útil, se dispondrán en 2 capas:

$$s = \frac{bw - (2r + 2\varnothing_{estr} + \varnothing_{adop})}{3} = \frac{35\text{cm} - (2 * 4\text{cm} + 2 * 1\text{cm} + 1,6\text{cm})}{3} = 7,8 \text{ cm}$$

### **Estribos verticales – Corte**

Adoptaremos estribado uniforme en toda la viga secundaria, por lo cual trabajaremos con el esfuerzo de corte mayorado máximo.

Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\varnothing = 0,75$$

Resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón.

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * bw * d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ Mpa}} * 350\text{mm} * 1175\text{mm} = 375.418,2 \text{ N}$$

$$V_c = 375,4 \text{ kN}$$

$\sqrt{f'_c}$ : Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.

Debe ser  $\leq 8,3\text{MPa}$ . Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30 \text{ Mpa}} = 5,48\text{MPa} < 8,3\text{MPa}$$



### Separación límite de estribos

Según CIRSOC 201 – 11.5.5.1, la separación límite ( $s_{max}$ ) de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{117,5cm}{2} = 58,75cm$$

$$s \leq 400mm = 40cm$$

$$s_{max} = 40cm$$

### Armadura mínima de corte

Según CIRSOC 201 – 11.5.5

Para  $V_u = 282,3 kN > 0,5 \emptyset V_c = 0,5 * 0,75 * 375,41 kN = 140,7 kN$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{bw}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{bw}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{30 MPa} \frac{350mm}{420 MPa} = 0,29 \frac{mm^2}{mm} = 2,9 \frac{cm^2}{m}$$

$$\geq 0,33 \frac{350mm}{420 MPa} = 0,275 \frac{mm^2}{mm} = 2,75 \frac{cm^2}{m}$$

### Resistencia nominal al corte

$$V_n \geq \frac{V_u}{\emptyset} = \frac{282,3 kN}{0,75} = 376,4 kN$$

$V_u$ : Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo  
 $\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura. Según CIRSOC 201 – 9.3.2.3, para corte y torsión = 0,75



### Estribado necesario

$$Vs_{nec} = V_n - V_c = 376,4 \text{ kN} - 375,41 \text{ kN} = 0,99 \text{ kN}$$

$$\frac{Av_{nec}}{s} = \frac{Vs_{nec}}{d * f_{yt}} = \frac{0,99 \text{ kN}}{1,175 \text{ m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 0,020 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \frac{Av_{min}}{s} = 2,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

fyt: Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, no tesa= 420MPa= 42 KN/cm<sup>2</sup>

### Estribado adoptado

Se adoptan estribos verticales de 2 ramas, φ8mm cada 30cm:

$$\frac{Av_{adop}}{s} = 2 * \left( \frac{0,503 \text{ cm}^2}{0,3 \text{ m}} \right) = 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{Av_{nec}}{s} = 2,9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$Vs_{adop} = d f_{yt} \left( \frac{Av_{adop}}{s} \right) = 1,175 \text{ m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 3,35 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 165,32 \text{ kN}$$

- Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.7.9:

$$Vs_{adop} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$165,32 \text{ kN} \leq \frac{2}{3} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 350 \text{ mm} * 1175 \text{ mm} = 1.501.672 \text{ N} = 1501,7 \text{ kN} \rightarrow \text{BC}$$

- Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.5.3:

$$Vs_{adop} > \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} * bw * d$$

$$165,32 \text{ kN} < \frac{1}{3} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 350 \text{ mm} * 1175 \text{ mm} = 750.836 \text{ N} = 750,8 \text{ kN}$$



Por lo tanto, no se deben reducir las separaciones máximas.

$$s = 30\text{cm} < s_{\text{max}} = 40\text{cm} \rightarrow \text{BC}$$

### Armadura de fisuración

Según CIRSOC 201 – 10.6.7, cuando una viga tenga un H mayor a 0,90m se debe colocar a lo largo de ambas caras laterales del elemento una armadura longitudinal uniforme para controlar las fisuraciones a una separación s:

$$\begin{aligned} s &\leq 380 \left( \frac{280}{f_s} \right) - 2,5 C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} f_y} \right) - 2,5 C_c = 380 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420 \text{ MPa}} \right) - 2,5 * 48\text{mm} \\ &= 260 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$s \leq 300 \left( \frac{280}{f_s} \right) = 300 \left( \frac{280}{\frac{2}{3} 420 \text{ MPa}} \right) = 300\text{mm}$$

$$\rightarrow s_{\text{max}} = 260\text{mm} = 26\text{cm}$$

$f_s$ : Tensión en la armadura más cercana a la cara traccionada bajo las cargas de servicio.

Se permite tomar igual a  $2/3 f_y$ .

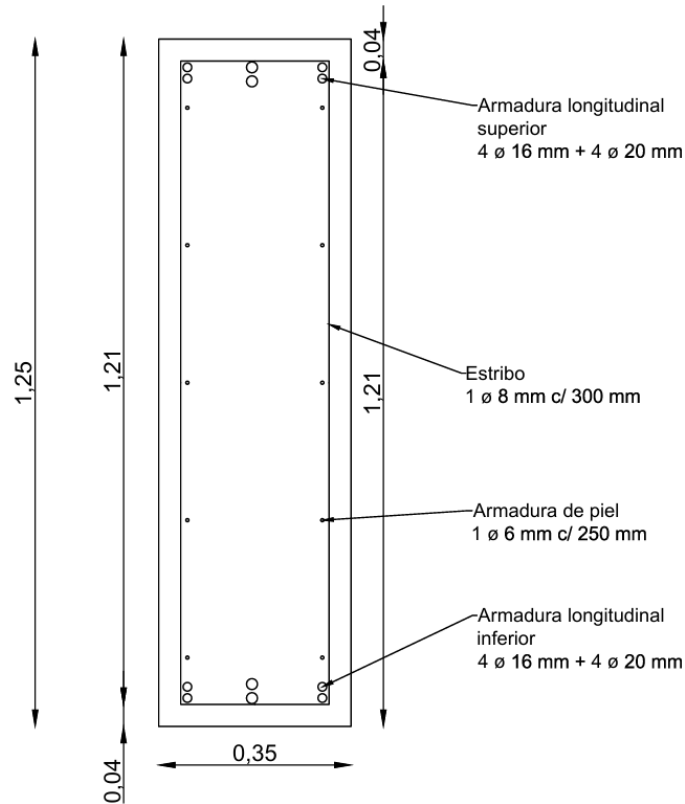
$C_c$ : Menor distancia entre la superficie de la armadura o del acero de pretensado y la cara traccionada.

$$C_c = r_{\text{lat}} + \phi_{\text{est}} = 4\text{cm} + 0,8\text{cm} = 4,8\text{cm} = 48\text{mm}$$

Se adoptan como armadura de piel  $\phi 6\text{mm}$  cada 25cm en las caras laterales.

### 5.4.7 Resumen sección y armadura

**Figura 80.** Esquema viga secundaria. (fuente: Elaboración propia.)



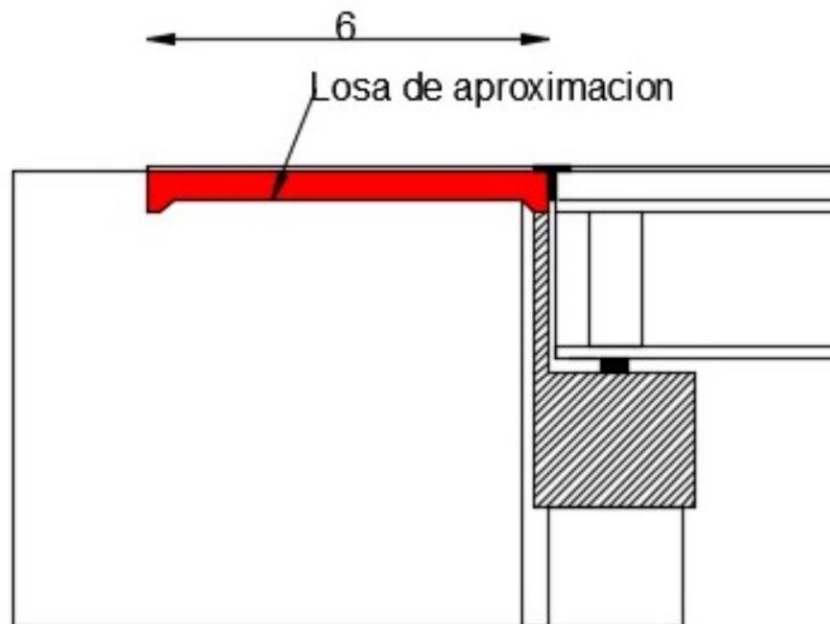
## 5.5 Losa de Aproximación

### 5.5.1 Datos

#### Diseño

Losa de hormigón armado H-30 y acero ADN 420.

Se la considera simplemente apoyada en el terraplén de acceso al puente.



**Figura 81.** Diseño losa de aproximación (fuente: Elaboración propia)

### Luces de cálculo

Según Dirección General de Carreteras – “Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (Madrid, 2000)” y recomendaciones prácticas de profesionales, la luz de esta losa se establece empíricamente y suele estar entre 3m y 6m, normalmente se adopta 6m.

$$l_{cal} = 6m$$

### Altura

- a. Altura mínima Según AASHTO LRFD 2012 – “Bridge Design Specification” el espesor mínimo para losas de transición es de 20cm.
- b. Alturas recomendadas Según la Dirección General de Carreteras – “Guía para la concepción de puentes integrales de carreteras (Madrid, 2000)”, el espesor de la losa de transición suele estar entre 20cm a 30cm.



- c. Altura por deformación Según CIRSOC 201 – Tabla 9.5.a): “Altura o espesor mínimo de vigas no pretensadas o losas armadas en una dirección, para el caso en que no se realice un cálculo de flechas”, para una losa maciza armada en una dirección simplemente apoyadas:

$$h_{min} = \frac{l}{20} = \frac{6000mm}{20} = 300mm = 30 \text{ cm}$$

l: Luz del elemento (mm).

h: Espesor o altura total de la sección transversal de un elemento (mm).

Se adopta  $h = 30\text{cm}$ , para realizar el análisis de carga y luego se verificará.

### 5.5.2 Análisis de cargas

#### Cargas permanentes

- a. Peso propio losa

- Características: Material: Hormigón Armado H-30 Espesor: 30cm.
- Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para hormigón armado  $\gamma H^{\circ}A^{\circ} =$

$$25 \frac{kN}{m^3}$$

- Peso propio:  $ppt = h * \gamma H^{\circ}A^{\circ} = 0,3m * 25 \frac{kN}{m^3} = 7,5 \frac{kN}{m^2}$

- b. Peso propio carpeta de rodamiento

- Características: Material: Concreto asfáltico Espesor: Se utiliza un promedio de espesor ya que el mismo es variable para darle a la calzada la pendiente necesaria

para su desagüe.  $\frac{0,05m + (0,05m + 0,02m * 3,5m)}{2} = 0,085m.$



- Peso unitario: Según BCPHA DNV – A.2.A, para mortero de bitumen y arena  $\gamma =$

$$22 \frac{kN}{m^3}$$

- Peso propio:  $ppcr = h \gamma CA = 0,085m * 22 \frac{kN}{m^3} = 1,9 \frac{kN}{m^2}$

c. Total peso propio

$$pp = ppt + ppcr = 7,5 \frac{kN}{m^2} + 1,87 \frac{kN}{m^2} = 9,4 \frac{kN}{m^2}$$

### **Impacto**

Según BCPHA A.2.C, para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga, la misma debe ser afectada por un coeficiente de impacto según la Tabla N°2 del mismo capítulo. A la multitud compacta sobre veredas no se le debe aplicar este factor. También se deben calcular sin impacto las tensiones en la infraestructura y la fundación. Según FIGURA VI.1.16, para losas

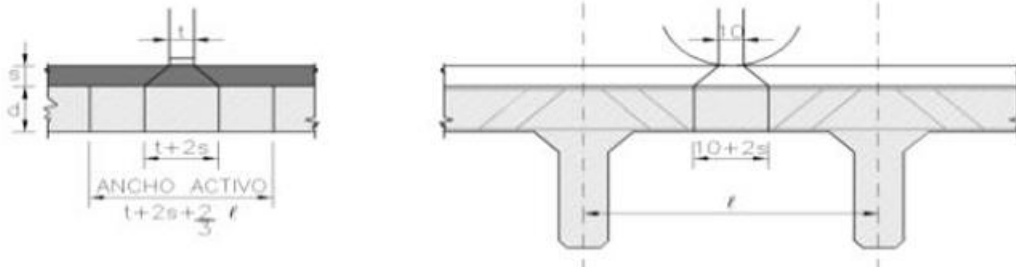
$$\Phi = 1,4$$

### **Sobrecarga Accidental**

#### **Aplanadora**

Se realiza el análisis considerando el movimiento del vehículo en dirección paralela a la luz de la losa.

**Figura 81.** Anchos activos aplanadora (fuente: BCPHA)



$l$ : Luz de la losa =  $6m \rightarrow \frac{2}{3} l = \frac{2}{3} * 6m = 4m > 2m \rightarrow$  Se utiliza  $2m$ .

$s$ : Espesor carpeta superior de repartición =  $0,085m$

$d$ : Espesor losa =  $0,3m$

### Rodillo delantero

Para A-25  $\rightarrow$   $P_d$ : Carga en el rodillo delantero =  $100kN$

$t_d$ : Ancho de apoyo rolo delantero aplanadora =  $1,20m$

a. Ancho activo longitudinal

$$b_1 d = t_d + 2s + \frac{2}{3} * l = 1,2m + 2 * 0,085m + 2m = 3,4m$$

b. Carga repartida aplanadora

$$P_d = \varphi \left[ \frac{P_d}{b_1 d} \right] = 1,4 \left( \frac{100kN}{3,37m} \right) = 41,5 \frac{kN}{m}$$

c. Ancho activo longitudinal para carga aplicada en apoyo (esfuerzos de corte)

$$b_1 t = t_d + 5d = 1,2m + 5 * 0,3m = 2,7m$$

d. Carga repartida aplanadora linealmente para carga en apoyo (esfuerzos de corte)

$$P_d = \varphi \left[ \frac{P_d}{b_1 t} \right] = 1,4 \left( \frac{100kN}{2,7m} \right) = 51,85 \frac{kN}{m}$$



### Rodillo trasero

Para A-25  $\rightarrow$  Pt: Carga en el rodillo trasero =  $2 \cdot (75\text{KN}) = 150\text{KN}$

tt: Ancho de apoyo trasero total aplanadora =  $1,1\text{m} + 2(0,50\text{m}) = 2,60\text{m}$

1. Ancho activo longitudinal

$$b_{1t} = tt + 2s + 2 \cdot 3l = 2,6\text{m} + 2 \cdot 0,085\text{m} + 2\text{m} = 4,8\text{m}$$

2. Carga repartida aplanadora linealmente

$$Pt = \varphi \left[ \frac{Pt}{b_{1t}} \right] = 1,4 \cdot \left[ \frac{150\text{kN}}{4,77\text{m}} \right] = 44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

3. Ancho activo longitudinal para carga aplicada en apoyo (esfuerzos de corte)

$$b_{1t} = tt + 5d = 2,6\text{m} + 5 \cdot 0,3\text{m} = 4,1\text{m}$$

4. Carga repartida aplanadora linealmente para carga en apoyo (esfuerzos de corte)

$$P_{ta} = \varphi \left[ \frac{Pt}{b_{1t}} \right] = 1,4 \left[ \frac{150 \text{ kN}}{4,1\text{m}} \right] = 51,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### Multitud compacta

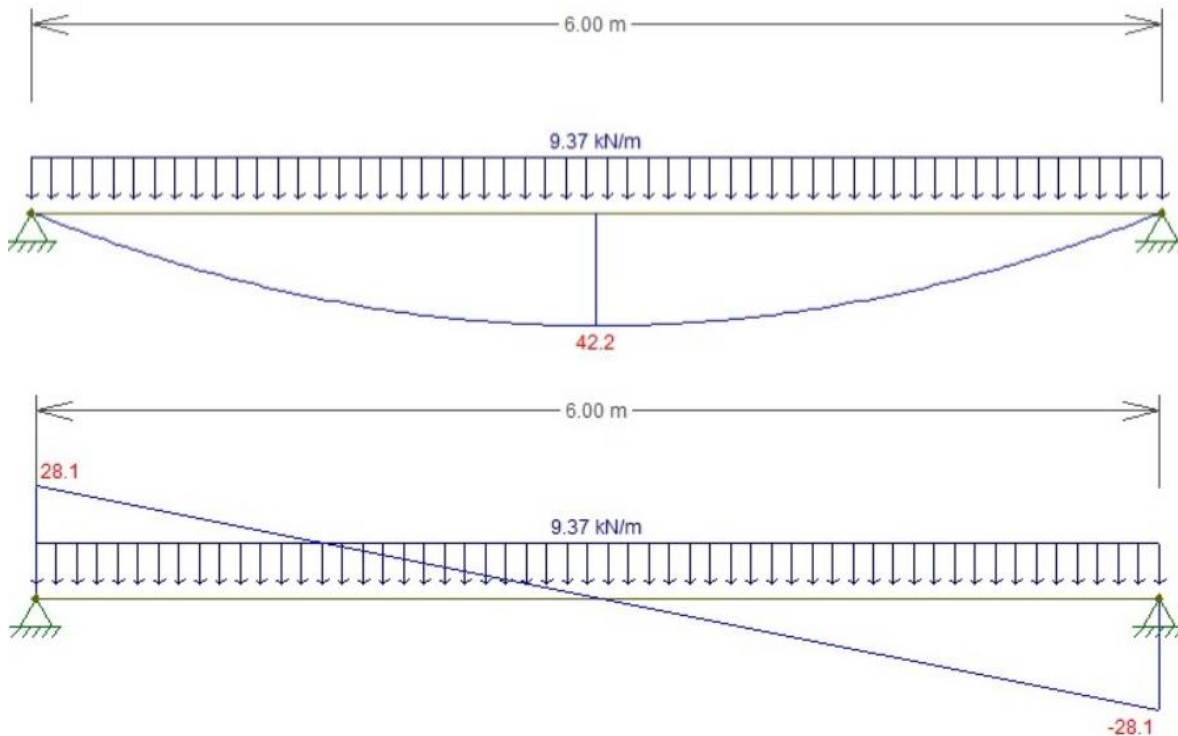
Para A-25  $\rightarrow mc = 6 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot 1,4 = 8,4 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

### 5.5.3 Solicitaciones

#### Cargas permanentes

$$l = 6\text{m}$$

$$q = 9,37 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$



**Figura 83.** Solicitaciones cargas permanentes. (fuente: Elaboración propia.)

$$M_d = 42,2 \text{ kNm/m}$$

$$V_d = 28,1 \text{ kN/m}$$

#### 5.5.4 Sobrecargas

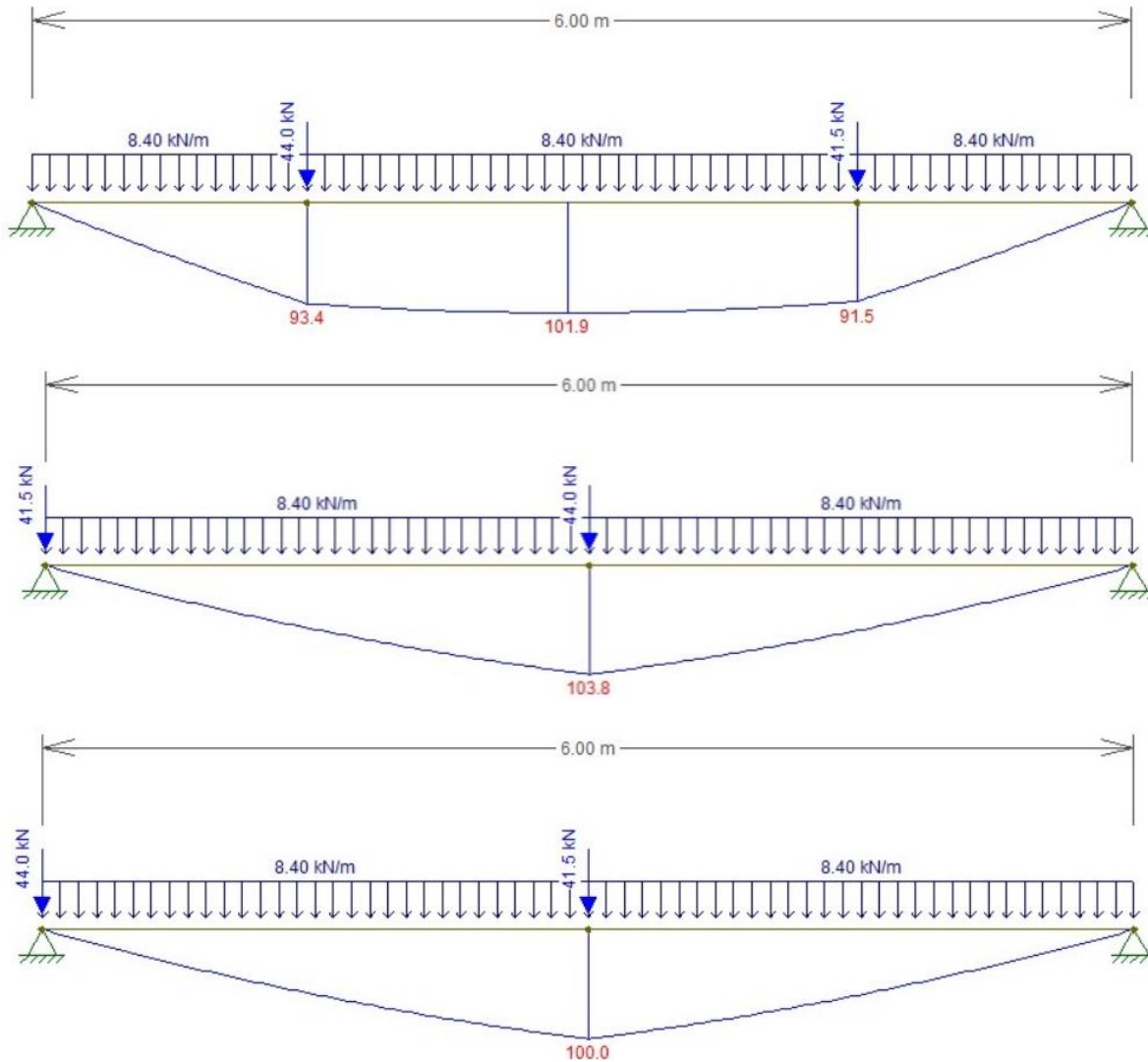
Para la determinación de las máximas solicitaciones, se debe considerar distintas posiciones de la aplanadora, teniendo en cuenta una separación de 3m. entre los ejes de la aplanadora, por ello se consideran los siguientes estados:

- Estado 1: Aplanadora en el centro de la viga (máximo momento flector)

$$q = mc = 8,4 \text{ kN m}^2$$

$$P_{df} = 41,54 \text{ kN/m}$$

$$P_{tf} = 44 \text{ kN/m}$$



**Figura 84.** Sobrecargas. Estado 1 (fuente: Elaboración propia.)

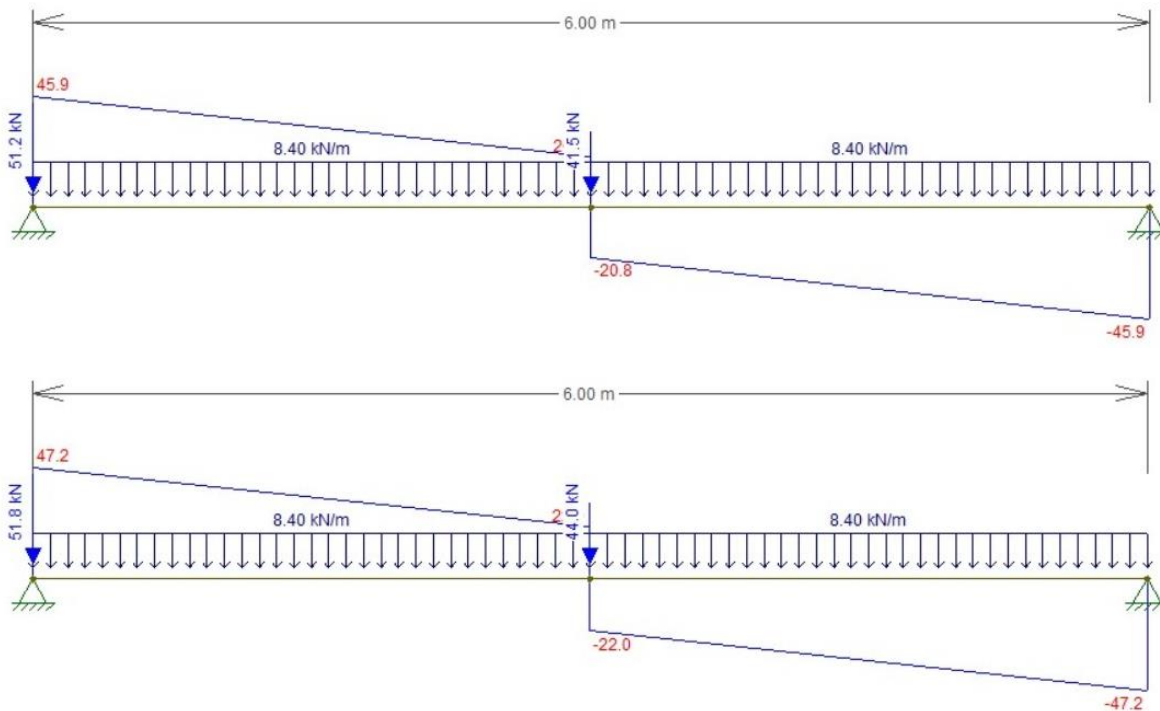
- Estado 2: Aplanadora en un extremo (máximo corte)

$$q = mc = 8,4 \text{ kN/m}^2$$

$$Pdc = 51,85 \text{ kN/m}$$

$$Pdf = 41,5 \text{ kN/m}$$

$$Ptc = 51,2 \text{ kN}$$



**Figura 85.** Sobrecargas. Estado 2 (fuente: Elaboración propia.)

$$Ml = 103,8 \text{ kNm/m}$$

$$Vl = 47,2 \text{ kN/m}$$

### 5.5.5 Resistencia requerida

Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes

(D) y sobrecargas (L), la resistencia requerida es igual a:

$$M_u = 1,2M_d + 1,6M_l = 1,2 * 42,2 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} + 1,6 * 103,8 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} = 218 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

$$V_u = 1,2V_d + 1,6V_l = 1,2 * 28,1 \frac{\text{kN}}{\text{m}} + 1,6 * 47,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} = 109 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

### 5.5.6 Dimensionamiento de las secciones de hormigón

#### Recubrimiento mínimo



Como esta losa estará en contacto directo con el suelo se efectuará una capa de hormigón de limpieza de 5cm, tal como lo indica CIRSOC 201– 5.6.2.1. Según CIRSOC 201 – Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colado en obra (no pretensado), para clases de exposición A1 y A2”, para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre (la losa de aproximación no es ni trabaja como una fundación), para diámetro de barra esperado mayor a 16mm:

$$r_{min} = 35mm = 3,5cm$$

La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{A3min} = 1,3 * r_{min} = 1,3 * 35mm = 45,5mm = 4,5cm$$

$$r = 4,5cm \simeq r_{A3min} = 4,5cm$$

### **Altura útil para evitar armadura de corte**

En un principio, se ha pre dimensionado la altura total de la losa, ya que era necesaria para el cálculo de las solicitaciones por peso propio de la losa de tablero. En este punto se verificará la misma comparándola con la altura necesaria para evitar el uso de armadura de corte en losas. Para este análisis se trabaja con las solicitaciones de la etapa 2, donde trabaja la sección compuesta, es decir la altura total de la losa.

Según CIRSOC 201 – 11.5.6.1, no es necesario colocar armadura de corte mínima en losas, y según CIRSOC 201 – 11.12.1.1 para losas armadas en una dirección se debe dimensionar al corte según 11.1 a 11.5 de dicho reglamento.

Se debe cumplir:  $\emptyset V_n \geq V_u$  Según CIRSOC 201– 11.1.1



$\emptyset$ : Factor de reducción de resistencia. Para corte en combinaciones que no incluyan sismo, según CIRSOC 201 – 9.3.2.3:

$$\emptyset = 0,75$$

$V_u$ : Esfuerzo de corte mayorado en la sección considerada, en N. El máximo esfuerzo de corte mayorado en la etapa 2 es:

$$V_u = 109,2 \text{ kN} * 1000 \text{ N/kN} = 109.200 \text{ N}$$

$V_n$ : Resistencia nominal al corte, determinada con la siguiente expresión

$$V_n = V_c + V_s$$

$V_c$ : Resistencia nominal al corte, proporcionada por el hormigón, N. Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_s * d$$

$b_w$ : Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario:

$$b_w = 1 \text{ m}$$

$d$ : Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa (altura útil), en mm.

$\sqrt{f'c}$ : Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.

Debe ser  $\leq 8,3 \text{ MPa}$ . Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'c} = \sqrt{30 \text{ MPa}} = 5,48 \text{ MPa} < 8,3 \text{ MPa}$$



Vs: Resistencia nominal al corte, proporcionada por la armadura de corte, N. Si no poseemos armadura de corte, entonces:

$$V_n = V_c = \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_s * d$$

Como debe cumplirse que:

$$\Phi * V_n \geq V_u \rightarrow \Phi * \frac{1}{6} * \sqrt{f'c} * b_w * d \geq V_u$$

$$d \geq \frac{6 * V_u}{\Phi * \sqrt{f'c} * b_w} = \frac{6 * 109.200N}{0,75 * 5,48 MPa * 1000mm} = 159,4 mm = 15,94 cm$$

### **Altura útil de la losa**

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado  $d_b=20mm$

$$d = h - r - d_b/2 = 30cm - 4,5cm - 2cm/2 = 24,5cm > d_{bmin} = 16 cm \rightarrow BC$$

## **5.5.7 Dimensionamiento de la armadura**

### **Armadura principal**

#### **Factor de reducción de resistencia**

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon = 5\%$$

Sección controlada por tracción  $\rightarrow \phi = 0,9$

### **Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio**

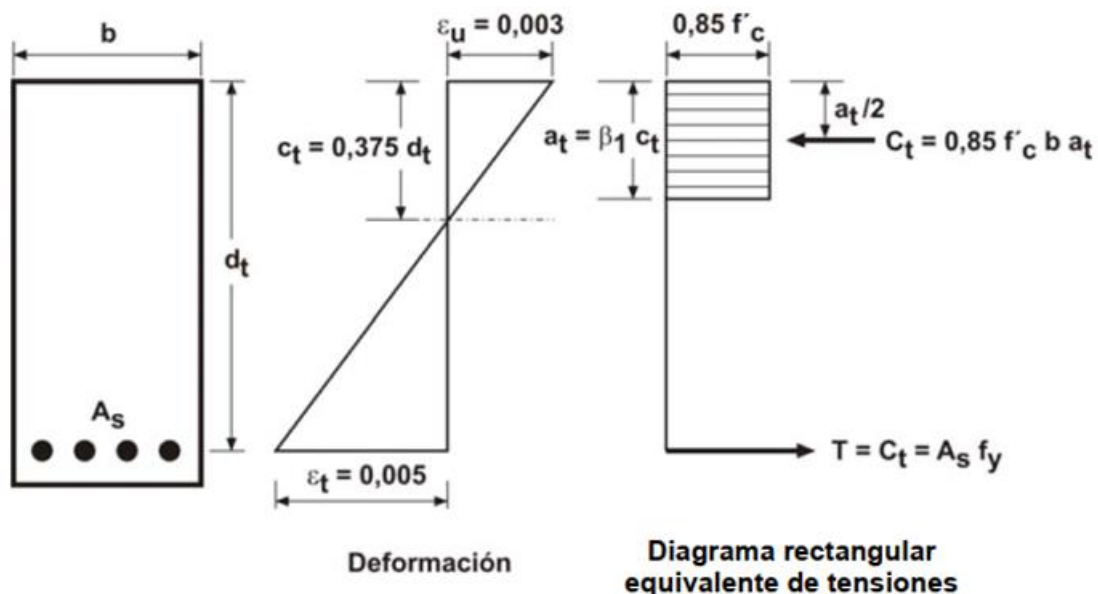
Para  $f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H30) = 30 MPa

Según CIRSOC 201 – 10.2.7.3  $\rightarrow \beta_1=0,85$

Según CIRSOC 201 – 10.2.2.1  $\rightarrow f * c = 0,85 * f'_c = 0,85 * 30 \text{ MPa} = 25,5 \text{ MPa} = 25500 \text{ kN/m}^2$

Según CIRSOC 201 – EJEMPLOS DE APLICACIÓN

$$\rightarrow k_{amin} = \frac{1,4}{f * c} = \frac{1,4}{25,5 \text{ MPa}} = 0,055$$



**Figura 86.** Deformaciones límites en secciones controladas por tracción (fuente: CIRSOC 201)

### Separación máxima de la armadura principal

Según CIRSOC 201 – 7.6.5, para losas, la separación de la armadura principal por flexión ( $s_{lmax}$ ) debe ser:



$$S_l \leq 2,5 \text{ veces el espesor de la losa (h) } = 2,5 * 30\text{cm} = 75\text{cm}$$

$$S_l \leq 25 \text{ db de la barra o alambre de menor diámetro } = 25 * 1\text{cm} = 25\text{cm}$$

$$S_l \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$s_{lmax} = 25\text{cm}$$

db: Menor diámetro de la barra o alambre, suponemos como diámetro de armadura de repartición.

h: Espesor o altura total de la losa.

### **Armadura principal inferior – Tramo**

#### **Momento nominal**

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

M<sub>d</sub>: Resistencia o momento de diseño de la sección.

M<sub>n</sub>: Resistencia o momento nominal de la sección.

M<sub>u</sub>: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo en etapa 2.

$$M_u = 24,4 \text{ KNm/m}$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi = 0,9$$



$$M_n \geq \frac{M_u}{\phi} = \frac{216,7 \frac{kNm}{m}}{0,9} = 240,7 \frac{kNm}{m}$$

### Armadura necesaria

$$mn = \frac{M_n}{f * c * bw * d^2} = \frac{240,7 \frac{kNm}{m}}{25.500 \frac{kN}{m^2} * 1m * (0,245m)^2} = 0,15$$

M<sub>n</sub>: Resistencia o momento nominal de la sección.

f\*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw: Ancho del alma de un elemento con alas, o diámetro de una sección circular, en mm.

Para una losa, considerada una viga de ancho unitario = 1m.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,15} = 0,1630 > kamin = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta_1} = \frac{0,163}{0,85} = 0,192 < kmax = 0,375$$

→No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka * f * c * bw * d}{fy} = \frac{0,163 * 25,5MPa * 1000mm * 245mm}{420 MPa} = 2.424,6 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 24,2 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm<sup>2</sup>



$f_y$ : Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

### Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{d-c}{c} = \varepsilon_c \frac{1-kc}{kc} = 3\text{‰} \frac{1-0,192}{0,192} = 12,63\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

**Se verifica.**

$\varepsilon_t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$ .

$\varepsilon_c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$ .

Armadura adoptada

Se adopta  $\varnothing 25\text{mm}$  ( $4,91\text{cm}^2$ ), separado cada 20cm.

$$A_{adop} = \frac{4,91\text{cm}^2}{0,2\text{m}} = 24,55 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{nec} = 24,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

$$s = 20\text{cm} < s_{lmax} = 25\text{cm} \rightarrow BC$$

**Armadura secundaria**



Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

### **Armadura secundaria necesaria**

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ( $\rho = A_s / bh$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

- a. En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S o mallas soldadas de alambre liso  $\rightarrow$  *Cuantía mínima*:  $\rho = 0,0018$

$$A_s \text{ sec sec nec} = \rho (h b) = 0,0018 * 30\text{cm} * 100\text{cm} = 5,4\text{cm}^2/\text{m}$$

### **Separación máxima de la armadura secundaria**

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$s_{\text{sec max}} \leq 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 30\text{cm} = 90\text{cm}$$

$$s_{\text{sec max}} \leq 300\text{mm} = 30\text{cm}$$

$$s_{\text{sec max}} = 30\text{cm}$$

### **Armadura secundaria adoptada**

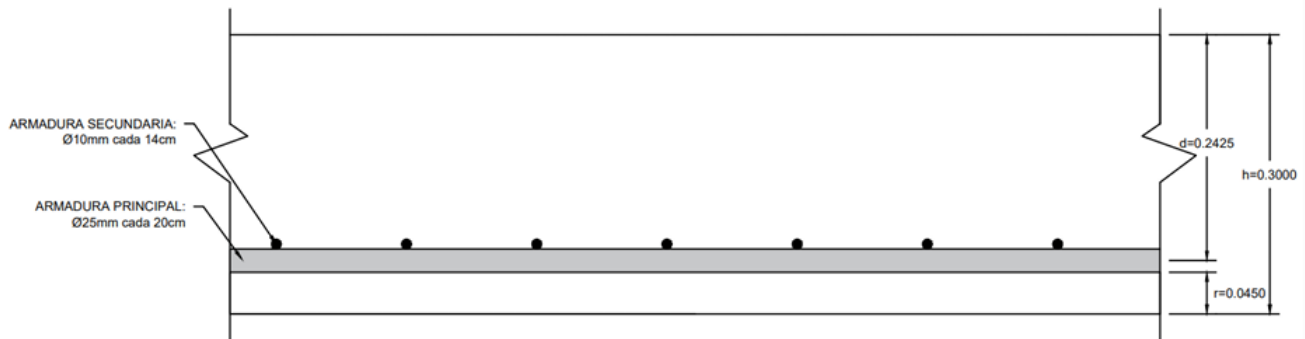
Se adopta 1Ø10mm cada 14cm como armadura secundaria verificando:

$$A_s \text{ sec sec adop} = \frac{0,785\text{cm}^2}{0,14\text{m}} = 5,6 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_s \text{ sec nec} = 5,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = 14\text{cm} < s_{\text{max}} = 30\text{cm} \rightarrow BC$$

### 5.5.8 Esquema resumen

**Figura 87.** Esquema losa de aproximación. (fuente: Elaboración propia.)



## 5.6 Dispositivos de Apoyo

### 5.6.1 Datos

#### Apoyo de Neopreno Armado

$$n^{\circ} \text{ apoyos} = n^{\circ} vp * n^{\circ} \text{ apoyos cada } vp = 5 * 2 = 10$$

$n^{\circ}$  apoyos: Número de apoyos de neopreno armado  $n^{\circ}$

$vp$ : Número de vigas principales = 10

$n^{\circ}$  apoyos cada  $vp$ : Número de apoyos en cada viga principal = 2

### 5.6.2 Análisis de cargas

#### Cargas permanentes

- Reacción por peso propio viga principal

$$P_{vp} = p_{pvp} * \left(\frac{L}{2}\right) = 12,6 \frac{kN}{m} * 22,5 m^2 = 141,8 kN$$

- Reacción por peso propio losa de tablero



$$Plt = pp_{lt} * \left(\frac{L}{2}\right) = 5 \frac{kN}{m} * \frac{22,5m}{2} = 56,3 kN$$

c. Peso propio vigas secundarias

$$Pvs = pp_{vs} * \left(\frac{L}{2}\right) = 2,65 \frac{kN}{m} * \frac{22,5m}{2} = 33,4 kN$$

d. Reacción por peso propio carpeta de rodamiento

$$Pcr = pp_{cr} * \left(\frac{L}{2}\right) = 2,62 \frac{kN}{m} * \frac{23m}{2} = 30,1 kN$$

e. Reacción por peso propio vereda

$$Pv = pp_v * \left(\frac{L}{2}\right) = 2,8 \frac{kN}{m} * \frac{23m}{2} = 32,1 kN$$

f. Reacción total cargas permanentes

$$Pd = Pvp + Plt + Pvs + Pcr + Pv = 294 kN$$

### **Sobrecarga accidental**

### **Sobrecargas con impacto**

El esfuerzo de corte máximo en apoyos es  $QLi = 0,190 MN$

### **Sobrecargas sin impacto**

El esfuerzo de corte máximo en apoyos es  $QL = 0,155 MN$

### **Reacciones totales**

a. Cargas permanentes

$$Pd = 0,293 MN = 294 kN$$

b. Cargas permanentes + sobrecargas con impacto

$$P_{con\phi} = 0,293MN + 0,190MN = 0,483MN = 483 kN$$

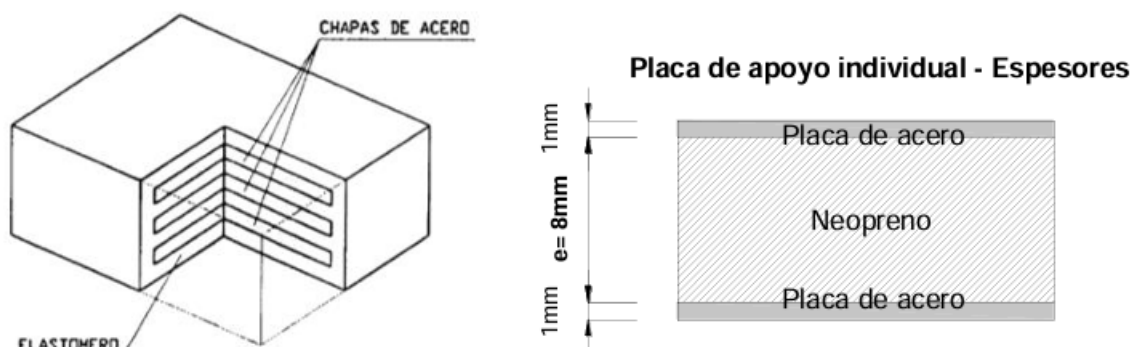
c. Cargas permanentes + sobrecargas sin impacto

$$P_{sin\phi} = 0,293MN + 0,155MN = 0,448MN = 448 kN$$

### 5.6.3 Dimensionamiento

#### Características geométricas de una placa de apoyo

Una placa de neopreno armada es un conjunto de placas o chapas de acero y neopreno, como el que se observa en la FIG.IV.1.



**Figura 88.** Placa de apoyo de neopreno armado (fuente: Dirección general de carreteras)

Se apoyan sobre dados de hormigón sin necesidad de cálculo. Se adoptan una placa de apoyo rectangular (las cuales se fabrican a medida) con las siguientes dimensiones:

a: Ancho en la dirección transversal de la viga principal= 0,20m

b: Ancho en la dirección longitudinal de la viga principal= 0,30m

e: Espesor efectivo de una placa de apoyo= 0,08m



## Número de placas de apoyo

Se debe verificar:

$$n^{\circ}placa e = 2D \rightarrow n^{\circ}placa nec = \frac{2 \cdot D}{e} = \frac{2 \cdot 10,12 \text{ mm}}{8 \text{ mm}} = 2,5$$

n° placas nec: Número de placas de apoyo necesarias

e: espesor de cada placa

d: Desplazamiento por deformación en la dirección longitudinal de la viga principal producido por temperatura, secado y retracción. Es igual a:

$$D = \epsilon t L = 4,5 \times 10^{-4} * 22,5 \text{ m} = 0,0101 \text{ m} = 10,1 \text{ mm}$$

l: Luz de la viga principal

et: Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por temperatura, secado y retracción. Según BCPHA (DNV) – A.2.D, es igual a:

$$\epsilon t = \epsilon s + Ct * \Delta T = 1,5 \times 10^{-4} \frac{\text{mm}}{\text{mm}} + 30^{\circ}\text{C} 1 \times 10^{-5} \frac{\text{mm}}{\text{mm}^{\circ}\text{C}} = 4,5 \times 10^{-4}$$

es: Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por secado y retracción =  $1,5 \times 10^{-4} \frac{\text{mm}}{\text{mm}}$

Ct: Deformación específica en la dirección longitudinal de la viga principal producida por cambio de temperatura de 1°C =  $1,5 \times 10^{-5} \frac{\text{mm}}{\text{mm}^{\circ}\text{C}}$

Δt: Salto térmico esperado = 30°C

Se adopta finalmente:



$$n^{\circ}placa = 4 > n^{\circ}placa\ nec = 2,53 \rightarrow BC$$

$$n^{\circ}placa\ por\ apoyo = 2$$

$$t = 2 * e = 16\ mm$$

#### 5.6.4 Verificaciones

A continuación, se realizarán las verificaciones necesarias para dispositivos de apoyo extraídas de la Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”, en el punto 2.1 Apoyos de neopreno zunchados.

##### Distorsión total en los apoyos

##### Cargas lentas

Desplazamiento en la dirección longitudinal de la viga principal debido a temperatura y retracción (cargas lentas):

$$d = \frac{10,1\ mm}{2} = 5,05\ mm = 0,505\ cm$$

##### Cargas rápidas

##### Frenado de vehículos

- Fuerza de frenado en cada apoyo Según BCPHA (DNV) – A.3.B, se debe adoptar el mayor de los siguientes valores como fuerza de frenado en cada apoyo:

$$Ff1 = \frac{mc}{25} * \frac{L}{n^{\circ}apoyos} = \frac{6 \frac{kN}{m^2} * 7m}{25} * \frac{22,5m}{10} = 3,8\ kN$$

$$Ff2 = 0,15 * A * Fc * \frac{1}{n^{\circ}apoyos} = 0,15 * 250\ kN * 2 * \frac{1}{10} = 7,5\ kN$$



mc: Sobrecarga accidental por multitud compacta aplicada solo en zonas de calzada y banquetas.

A: Sobrecarga accidental de una aplanadora.

Fc: Número de fajas de circulación del puente = 2.

Se adopta  $Ff = 7,5 \text{ kN}$

Desplazamiento por frenado:  $d'$

$$f = \frac{Ff}{Aapoyos} \rightarrow d' = \frac{\tau}{G} e n^{\circ}placas = \frac{Ff}{G Aapoyos} e n^{\circ}placas \text{ por apoyo}$$

G: Módulo de elasticidad transversal del neopreno. Para cargas instantáneas o rápidas =  $16 \text{ kg/cm}^2$ . Para cargas diferidas o lentos =  $8 \text{ kg/cm}^2$ .

Aapoyos: Sección transversal del apoyo. Placa rectangular de  $200 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$

$d'$ : Desplazamiento en la dirección longitudinal de la viga principal producido por frenado de vehículos.

$$d' = \frac{7,5 \text{ kN} * 1,6 \text{ cm}}{0,16 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 600 \text{ cm}^2} = 0,125 \text{ cm}$$

### Acción de viento

- Fuerza de viento en cada apoyo Según BCPHA (DNV) – A.3.A, se deben analizar las siguientes condiciones:

- PUENTE VACÍO

Presión horizontal:  $250 \text{ kg/cm}^2$ .



Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga:  $A_{ev} = 23 \text{ m} * 1,5 \text{ m} = 34,5 \text{ m}^2$

$$F_{vv} = \frac{phv * A_{ev}}{n^{\circ}apoyos} = \frac{250 \frac{kg}{m^2} * 34,5 \text{ m}^2}{10} = 862,5 \text{ kg}$$

- PUNTE CARGADO

Presión horizontal:  $150 \text{ kg/cm}^2$ .

Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga, más la figura representativa de tránsito (faja continua 2m):  
 $A_{ec} = 23 \text{ m} * 3,5 \text{ m} = 80,5 \text{ m}^2$

$$F_{vc} = \frac{phc * A_{ec}}{n^{\circ}apoyos} = \frac{150 \frac{kg}{m^2} * 80,5 \text{ m}^2}{10} = 1207,5 \text{ kg}$$

Se adopta  $F_v = 1207,5 \text{ kg} = 12,07 \text{ kN}$

b. Desplazamiento por viento:  $d''$

$$f = \frac{F_f}{A_{apoyos}} \rightarrow d' = \frac{\tau}{G} e \text{ n}^{\circ}placas = \frac{F_f}{G A_{apoyos}} e \text{ n}^{\circ}placas \text{ por apoyo}$$

$d'$ : Desplazamiento en la dirección transversal de la viga principal producido por el viento

$$d'' = \frac{12,07 \text{ kN} * 1,6 \text{ cm}}{0,16 \frac{kN}{cm^2} * 600 \text{ cm}^2} = 0,20 \text{ cm}$$

### Desplazamiento total

$$d_{long} = d + d' = 0,504 \text{ cm} + 0,125 \text{ cm} = 0,63 \text{ cm}$$



$$d_{trans} = d'' = 0,2 \text{ cm}$$

$$d_{total} = \sqrt{d_{long}^2 + d_{trans}^2} = \sqrt{(0,63\text{cm})^2 + (0,2\text{cm})^2} = 0,66 \text{ cm}$$

### Verificación distorsión total en apoyos

$$\gamma \simeq \tan \gamma = \frac{d_{total}}{t} = \frac{0,66\text{cm}}{1,6\text{cm}} = 0,41 < \delta_{adm} = 0,7 \rightarrow \text{BC}$$

$\delta$ : Distorsión total admisible. Según Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”, en el punto 2.1.2 Rango de utilización= 0,70

### Desplazabilidad

#### Fuerzas intervinientes

- a. Fuerza por retracción y temperatura

$$d = \frac{F_t}{G \text{ Apoyos}} \text{ e } n^\circ \text{placas por apoyo} \rightarrow F_t = \frac{d}{\text{e } n^\circ \text{placas por apoyo}} G \text{ Apoyos}$$

$F_t$ : Fuerza en la dirección longitudinal de la viga principal producida por temperatura, secado y retracción.

$G$ : Módulo de elasticidad transversal del neopreno. Para cargas instantáneas o rápidas es igual a  $16\text{kg}/\text{cm}^2$ . Para cargas diferidas o lentos es igual a  $8\text{kg}/\text{cm}^2$ .

$$F_t = \frac{0,505 \text{ cm} * 0,08 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 600\text{cm}^2}{1,6 \text{ cm}} = 15,15 \text{ kN}$$

- b. Fuerza por frenado de vehículos

Calculada anteriormente:  $F_f = 7,5 \text{ kN}$



c. Fuerza de viento

Calculada anteriormente:  $Fv = Fvc = 12,1 \text{ kN}$

### **Verificación con puente cargado**

#### **Fuerza horizontal total: H**

$$H_{long} = Ft + Ff = 15,15 \text{ kN} + 7,5 \text{ kN} = 22,7 \text{ kN}$$

$$H_{trans} = Fv = 12,07 \text{ kN}$$

$$H = \sqrt{H_{long}^2 + H_{trans}^2} = \sqrt{(22,65 \text{ kN})^2 + (12,07 \text{ kN})^2} = 25,7 \text{ kN}$$

Reacción máxima con impacto  $\rightarrow V = 483 \text{ kN}$

$$\frac{H}{V} = \frac{25,66 \text{ kN}}{483 \text{ kN}} = 0,053 < \mu = 0,4 \rightarrow \text{BC}$$

### **Verificación con puente vacío**

#### **Fuerza horizontal total:**

$$H_{long} = Ft = 15,15 \text{ kN}$$

$$H_{trans} = Fv = 12,07 \text{ kN}$$

$$H = \sqrt{H_{long}^2 + H_{trans}^2} = \sqrt{(15,15 \text{ kN})^2 + (12,07 \text{ kN})^2} = 19,4 \text{ kN}$$

Reacción máxima con impacto  $\rightarrow V = 297,3 \text{ kN}$

$$\frac{H}{V} = \frac{19,37 \text{ kN}}{297,3 \text{ kN}} = 0,065 < \mu = 0,4 \rightarrow \text{BC}$$

### **Tensiones máximas en el apoyo**



### **Carga vertical máxima: $V_{max}$**

Esta carga se da para la condición de puente cargado, cuando a la reacción total sin impacto se le incorpora la carga de viento

$$V_{max} = P(\sin\varphi) + N_{max} = 483 \text{ kN} = 48300 \text{ kg}$$

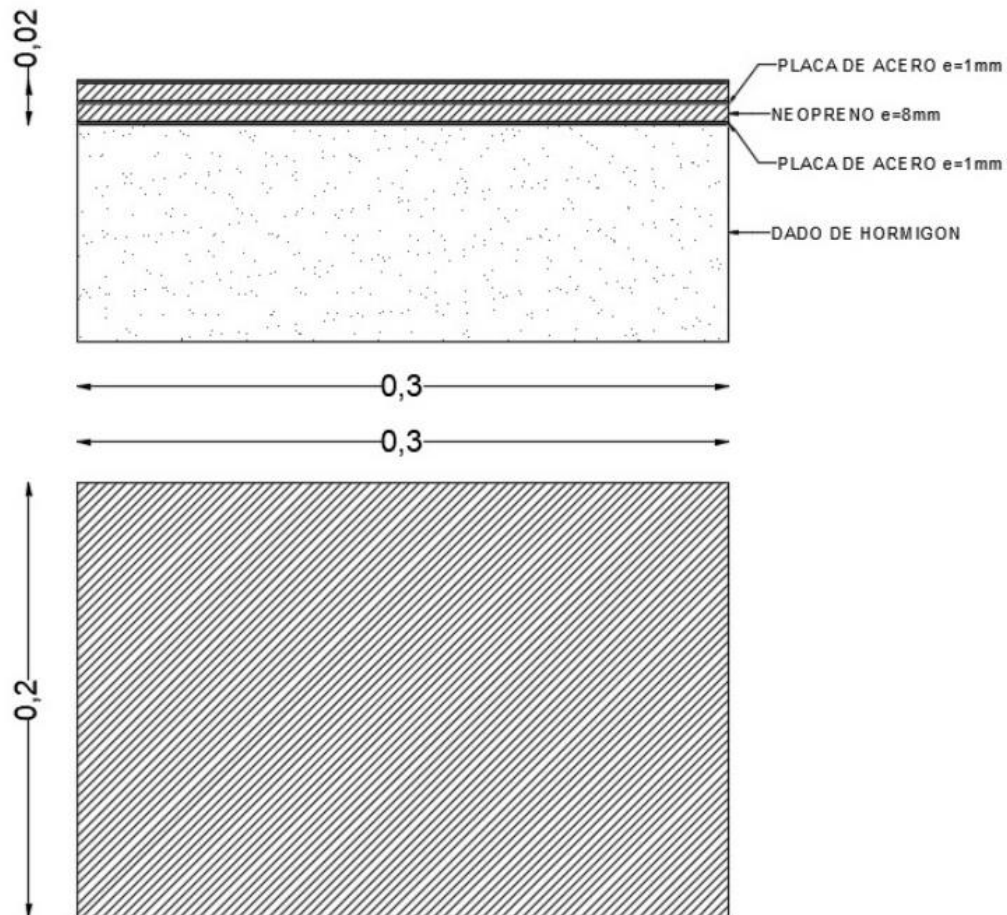
### **Tensión de trabajo máxima**

$$\sigma_{\text{trab}} = \frac{V}{A_{\text{apoyo}}} = \frac{48300 \text{ kg}}{600 \text{ cm}^2} = 80,5 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < \sigma_{\text{adm}} = 120 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \rightarrow BC$$

$\sigma_{\text{adm}}$ : Tensión admisible Coeficiente de rozamiento entre la viga principal y el apoyo de neopreno. Según Dirección general de carreteras – “Nota técnica sobre aparatos de apoyo para puentes de carreteras (Madrid, 1995)”, en el punto 2.1.2 Rango de utilización =  $120 \text{ kg/cm}^2$ .

### **5.6.5 Esquema resumen**

**Figura 89.** Esquema apoyo de neopreno (fuente: Elaboración propia.)



### 5.7 Cabezales intermedios

Las pilas intermedias reciben las cargas de la viga principal, tanto permanentes como sobrecargas y se suma el peso propio del cabezal de las pilas.

Se adoptan las configuraciones geométricas detalladas en la Tabla 45.

**Tabla 45.** Geometría de las pilas adoptada. (fuente: Elaboración propia.)



Geometría de las pilas		
Largo del cabezal	Lcab (m)	8,2
Ancho del cabezal	b (m)	1,4
Altura del cabezal	h (m)	1
Recubrimiento adoptado	r (cm)	4
N° pilotes	N°	3
Diámetro de pilotes	Φ (m)	1
Separación entre pilotes	sep (m)	3

### 5.7.1 Análisis de carga

Se considera al cabezal como una viga continua apoyada sobre las pilas, que estará sometida a una carga distribuida generada por el peso propio del mismo y las descargas de las vigas principales.

#### Descarga de vigas principales (N)

Realizaremos un análisis, considerando un esquema de cargas longitudinales de las vigas, en las cuales se supondrá un tramo del mismo con multitud compacta y apladora junto al apoyo y el otro tramo con multitud compacta y aplanadora en L/2.

- Considerando el peso propio de la viga principal

$$PD = 2 * \left( 27,81 \frac{kN}{m} \right) * \frac{22,5m}{2} = 626 kN$$

- Considerando la sobrecarga de la viga principal

$$PL = 2 * \left( 8,4 \frac{kN}{m} \right) * \frac{22,5m}{2} + 42 kN + 22 kN * \frac{22,5m - 3m}{22,5m} + \frac{42kN + 22kN}{2} = 288 kN$$

$$N = PD + PL = 914 kN$$

- Peso propio del cabezal de pilas



$$q = 1,4m * 1m * 25 \frac{kN}{m^3} = 35 \frac{kN}{m}$$

### Resistencia requerida

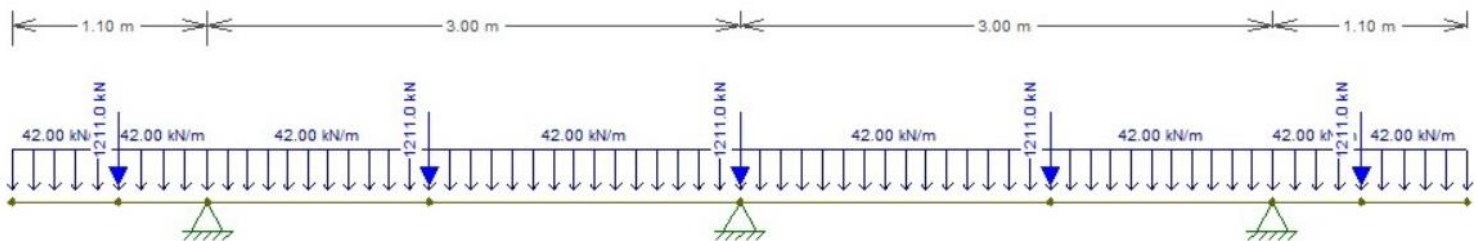
Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D), y sobrecargas (L), la resistencia requerida es igual a:

$$NU = 1,2 PD + 1,6PL = 1,2 * 625,7 kN + 1,6 * 288 kN = 1211 kN$$

$$qu = 1,2 * 1,4m * 1m * \frac{25 kN}{m^3} = 42 \frac{kN}{m}$$

### 5.7.2 Solicitaciones

**Figura 90.** Solicitaciones cabezales intermedios. (fuente: Elaboración propia.)

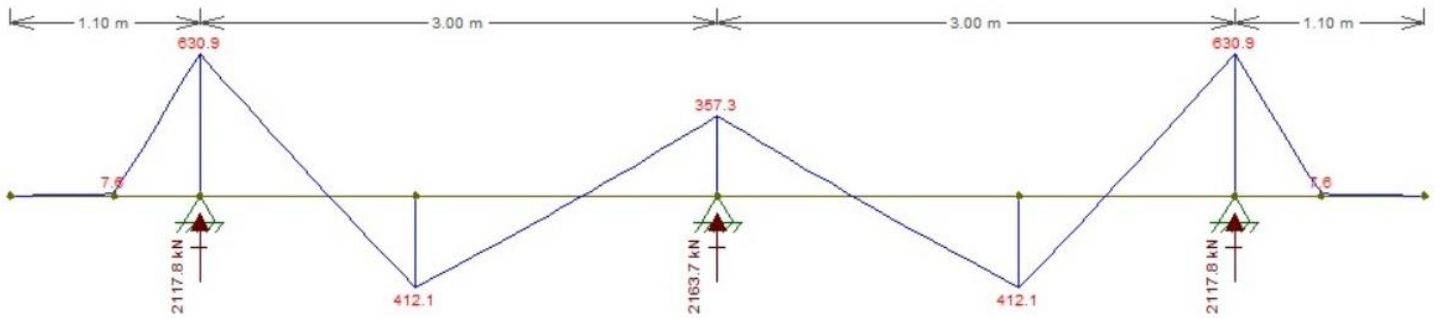


- Momentos Flectores calculadas con las cargas mayoradas:

$$Mu \text{ max tramo} = 412,1 \text{ kNm}$$

$$Mu \text{ max apoyo} = 631 \text{ KNm}$$

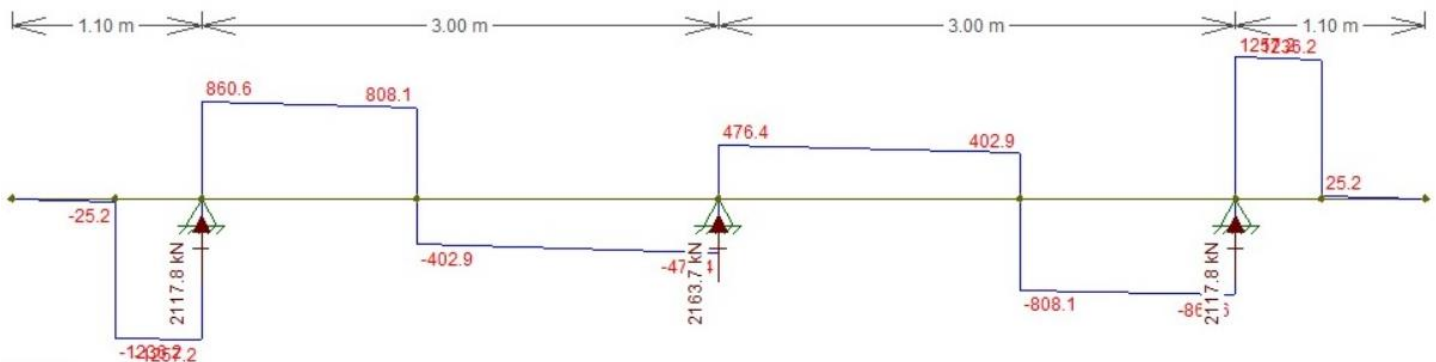
**Figura 91.** Momento flector. Cabezal intermedio. (fuente: Elaboración propia.)



- Esfuerzo de corte calculadas con las cargas mayoradas:

$$Vu \text{ max} = 1164 \text{ kN}$$

**Figura 92.** Esfuerzo de corte. Cabezal intermedio. (fuente: Elaboración propia.)



- Máxima reacción en los pilotes, con las cargas sin mayorar:

$$R = 2118 \text{ kN}$$

### 5.7.3 Dimensionamiento de las secciones de hormigón

#### Recubrimiento mínimo

Según CIRSOC 201– Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:



- Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre
- Para barras y alambres  $d_b \leq 16\text{mm}$

$r_{min}$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento. La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3 * r_{min} = 1,3 * 30\text{mm} = 39\text{mm} = 3,9 \text{ cm}$$

$$r = 400\text{mm} = 4 \text{ cm}$$

## **Dimensionamiento de las armaduras**

### **Armadura principal**

#### **Armadura principal necesaria**

- Factor de reducción de resistencia Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon_s = 5\text{‰}$$

Sección controlada por tracción  $\rightarrow \phi = 0,9$

- Diagrama tensión-deformación de la sección en estado de servicio

Para  $f'_c$ : Resistencia especificada a la compresión del hormigón, para hormigón armado (H-30) = 30 MPa.

Segun CIRSOC 201 – 10.2.7.3  $\rightarrow \beta_1 = 0,85$

Segun CIRSOC 201 – 10.2.2.1  $\rightarrow$



$$f * c = 0,85 f'c = 0,85 * 30MPa = 25,5MPa = 25500 kN/m^2$$

Segun CIRSOC 201 – EJEMPLO DE APLICACIÓN

$$\rightarrow k_{min} = \frac{1,4}{f*c} = \frac{1,4}{25,5MPa} = 0,055$$

### Altura útil

Suponemos mayor diámetro de barra adoptado  $d_b=16$  mm. Se adopta un espesor de  $h= 100$  cm.

$$d = h - r - \frac{d_b}{2} = 100cm - 4cm - \frac{1,6cm}{2} = 95 cm$$

### Dimensionamiento armadura superior

#### Momento nominal

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \phi M_n \geq M_u$$

$M_d$ : Resistencia o momento de diseño de la sección.

$M_n$ : Resistencia o momento nominal de la sección.

$M_u$ : Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo en etapa 2.

$$M_u = 631 kNm/m$$

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\phi=0,9$$



$$Mn \geq \frac{Mu}{\phi} = \frac{630,9 \frac{kNm}{m}}{0,9} = 701 \frac{kNm}{m}$$

### Armadura necesaria

$$mn = \frac{Mn}{f * c bw d^2} = \frac{701 \frac{kNm}{m}}{25.500 \frac{kN}{m^2} * 1,4m * (0,952m)^2} = 0,022$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

f\*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,0216} = 0,0219 < kamin = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kmax = 0,375$$

→No se requiere armadura de compresión A's=0

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1400mm * 952mm}{420 MPa} = 4.450 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 44,5 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en mm<sup>2</sup>.

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.



## Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d-c} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_t}{d} \rightarrow \varepsilon_t = \varepsilon_c \frac{d-c}{c} = \varepsilon_c \frac{1-kc}{kc} = 3\text{‰} \frac{1-0,065}{0,065} = 43,15\text{‰} > \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$$

### Se verifica.

$\varepsilon_t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \varepsilon_{tu} = 5\text{‰}$ .

$\varepsilon_c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \varepsilon_{cu} = 3\text{‰}$ .

### Armadura adoptada

Se adopta  $\varnothing 25\text{mm}$  ( $4,91\text{cm}^2$ ), separado cada 10cm.

$$As_{adop} = \frac{4,91\text{cm}^2}{0,10\text{m}} = 49,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > As_{nec} = 44,5 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

### Dimensionamiento armadura inferior

#### Momento nominal

Según CIRSOC 201 – 9.1.1 se debe verificar:

$$M_d = \varnothing M_n \geq M_u$$

$M_d$ : Resistencia o momento de diseño de la sección.



Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

Mu: Resistencia o momento requerido para resistir las cargas mayoradas en el tramo en etapa 2.

$$Mu = 412,1 \text{ kNm/m}$$

Ø: Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura

$$\text{Ø} = 0,9$$

$$Mn \geq \frac{Mu}{\text{Ø}} = \frac{412,1 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{0,9} = 458 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}$$

### Armadura necesaria

$$mn = \frac{Mn}{f * c * bw * d^2} = \frac{457,9 \frac{\text{kNm}}{\text{m}}}{25.500 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} * 1,4\text{m} * (0,952\text{m})^2} = 0,014$$

Mn: Resistencia o momento nominal de la sección.

f\*c: Tensión de compresión en el hormigón uniformemente distribuida en la zona de compresión equivalente.

bw: Ancho del alma.

d: Distancia desde la fibra comprimida extrema hasta el baricentro de la armadura longitudinal traccionada, no tesa.

$$ka = 1 - \sqrt{1 - 2 * mn} = 1 - \sqrt{1 - 2 * 0,014} = 0,014 < kamin = 0,055$$

$$kc = \frac{ka}{\beta 1} = \frac{0,055}{0,85} = 0,065 < kcmax = 0,375$$



→No se requiere armadura de compresión  $A's=0$

$$Asnec = \frac{ka f * c bw d}{fy} = \frac{0,055 * 25,5MPa * 1400mm * 952mm}{420 MPa} = 4.450 \frac{mm^2}{m}$$

$$Asnec = 44,5 \frac{cm^2}{m}$$

Asnec: Área de armadura longitudinal traccionada, no tesa, en  $mm^2$ .

fy: Tensión de fluencia especificada para la armadura longitudinal no tesa, en MPa.

### Verificación de la suposición de sección controlada por tracción

La deformación específica del hormigón en la fibra extrema comprimida por semejanza de triángulos:

$$\frac{\varepsilon}{d - c} = \frac{\varepsilon c + \varepsilon t}{d} \rightarrow \varepsilon t = \varepsilon c \frac{d - c}{c} = \varepsilon c \frac{1 - kc}{kc} = 3\text{‰} \frac{1 - 0,065}{0,065} = 43,15\text{‰} > \varepsilon tu = 5\text{‰}$$

**Se verifica.**

$\varepsilon t$ : Deformación específica neta de tracción en el acero más traccionado para la resistencia nominal, excluyendo las deformaciones debidas a la tensión efectiva del pretensado, la fluencia lenta, la contracción y las variaciones de temperatura. Por la suposición de sección controlada por tracción  $\geq \varepsilon tu = 5\text{‰}$ .

$\varepsilon c$ : Deformación específica del hormigón para la resistencia nominal en la fibra comprimida extrema. Por la suposición de sección controlada por tracción  $= \varepsilon cu = 3\text{‰}$ .

### Armadura adoptada

Se adopta  $\varnothing 25mm$  ( $4,91cm^2$ ), separado cada 10cm.



$$Asadop = \frac{4,91cm^2}{0,10m} = 49,1 \frac{cm^2}{m} > Asnec = 44,5 \frac{cm^2}{m} \rightarrow BC$$

### **Armadura secundaria**

Según CIRSOC 201 – 7.12.1, las losas donde la armadura de flexión está dispuesta en una sola dirección, se debe colocar armadura en dirección perpendicular a ella para resistir los esfuerzos debidos a la contracción y a la temperatura.

### **Armadura secundaria necesaria**

Según CIRSOC 201 – Tabla 7.12.2.1: “Cuantía mínima ( $\rho = A_s / bh$ ) totales para la armadura de contracción y temperatura”:

En losas donde se utilicen barras conformadas con ADN 420, ADN 420S o mallas soldadas de alambre liso  $\rightarrow$  *Cuantía mínima*:  $\rho = 0,0018$

$$As_{sec\ nec} = \rho (h b) = 0,0018 * 100cm * 140cm = 25 \frac{cm^2}{m}$$

### **Separación máxima de la armadura secundaria**

Según CIRSOC 201 – 7.12.2.2, la separación máxima de la armadura de contracción y temperatura debe ser:

$$s_{sec\ max} \leq 3 \text{ veces el espesor de la losa } (h) = 3 * 100cm = 300cm$$

$$s_{sec\ max} \leq 300mm = 30cm$$

$$s_{sec\ max} = 30cm$$

Armadura secundaria adoptada Se adopta 1Ø20mm cada 12cm como armadura secundaria verificando:



$$As \text{ sec adop} = \frac{3,14 \text{ cm}^2}{0,12 \text{ m}} = 26,1 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > As \text{ sec nec} = 25 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$s = 12 \text{ cm} < s_{\text{max}} = 30 \text{ cm} \rightarrow BC$$

### **Estribos verticales – Corte**

#### **Armadura de corte necesaria**

#### **Resistencia nominal al corte proporcionado por el hormigón.**

Para elementos sometidos únicamente a flexión y corte, según expresiones simplificadas, CIRSOC 201 – 11.3.1.1:

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} * b_w * d = \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ Mpa}} * 1400 \text{ mm} * 952 \text{ mm} = 1216,7 \text{ kN}$$

$\sqrt{f'_c}$  : Raíz cuadrada de la resistencia especificada a la compresión del hormigón, en MPa.

Debe ser  $\leq 8,3$  MPa. Para hormigón armado (H-30):

$$\sqrt{f'_c} = \sqrt{30 \text{ Mpa}} = 5,48 \text{ MPa} < 8,3 \text{ MPa}$$

#### **Separación límite de estribos**

Según CIRSOC 201 – 11.5.5.1, la separación límite ( $s_{\text{max}}$ ) de la armadura de corte ubicada en forma perpendicular al eje del elemento debe ser:

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{95,2 \text{ cm}}{2} = 47,6 \text{ cm}$$

$$s \leq 400 \text{ mm} = 40 \text{ cm}$$

$$s_{\text{max}} = 40 \text{ cm}$$

#### **Armadura mínima de corte**



Según CIRSOC 201 – 11.5.5

Para  $V_u = 1163,7 \text{ kN} > 0,5 \phi V_c = 0,5 * 0,75 * 1216,7 \text{ kN} = 456 \text{ kN}$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} \frac{bw}{f_{yt}} \geq 0,33 \frac{bw}{f_{yt}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = \frac{1}{16} \sqrt{30 \text{ MPa}} \frac{1400 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 1,14 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 11,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\geq 0,33 \frac{1400 \text{ mm}}{420 \text{ MPa}} = 1,1 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} = 11 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$\frac{A_{vmin}}{s} = 11,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

### Resistencia nominal al corte

$$V_n \geq \frac{V_u}{\phi} = \frac{1163,7 \text{ kN}}{0,75} = 1552 \text{ kN}$$

$V_u$ : Esfuerzo de corte requerido para resistir las cargas mayoradas máximo

$\phi$ : Factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura. Según CIRSOC 201 – 9.3.2.3, para corte y torsión = 0,75.

### Estribado necesario

$$V_{snec} = V_n - V_c = 1551,6 \text{ kN} - 1216,7 \text{ kN} = 335 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{vnec}}{s} = \frac{V_{snec}}{d * f_{yt}} = \frac{334,9 \text{ kN}}{0,952 \text{ m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 8,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} < \frac{A_{vmin}}{s} = 11,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$f_{yt}$ : Tensión de fluencia especificada de la armadura transversal, no tesa= 420MPa= 42

KN/cm<sup>2</sup>.



### Estribado adoptado

Se adoptan estribos verticales de 4 ramas,  $\phi 8\text{mm}$  cada 15cm:

$$\frac{A_{\text{vadop}}}{s} = 4 * \left( \frac{0,503\text{cm}^2}{0,15\text{m}} \right) = 13,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > \frac{A_{\text{vnec}}}{s} = 11,4 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$V_{\text{sadop}} = d f_{yt} \left( \frac{A_{\text{vadop}}}{s} \right) = 0,95\text{m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 13,41 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = 536,2 \text{ kN}$$

- Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.7.9:

$$V_{\text{sadop}} \leq \frac{2}{3} \sqrt{f'c} * b_w * d$$

$$536,2 \text{ kN} \leq \frac{2}{3} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 1400\text{mm} * 952\text{mm} = 4.866.697 \text{ N} = 4.867 \text{ kN} \rightarrow \text{BC}$$

- Se debe verificar, según CIRSOC 201 – 11.5.5.3:

$$V_{\text{sadop}} > \frac{1}{3} \sqrt{f'c} * b_w * d$$

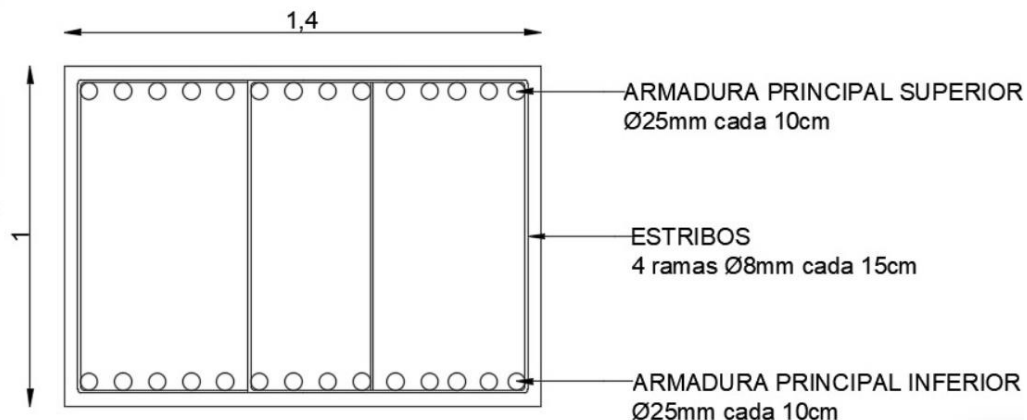
$$563,2 \text{ kN} < \frac{1}{3} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 1400\text{mm} * 952\text{mm} = 2.433.346 \text{ N} = 2.433,3 \text{ kN}$$

Por lo tanto, no se deben reducir las separaciones máximas.

$$s = 15\text{cm} < s_{\text{max}} = 40\text{cm} \rightarrow \text{BC}$$

#### 5.7.4 Esquema resumen

**Figura 93.** Esquema resumen. Cabezal intermedio. (fuente: Elaboración propia.)



## 5.8 Fundaciones

Se utilizará como estructura de fundación, fundaciones profundas tipo indirectas a través de pilotes-pila perforados in situ. Con un diámetro de 1m y siguiendo las recomendaciones de la consultora encargada del estudio de suelo.

Considerando las recomendaciones del ensayo de capacidad de carga SPT n°10 se definieron los siguientes parámetros:

- Cota de fundación sugerida:  $L= 14m$ .
- Tipo de suelo: SM (Arena limosa)
- El número de golpes en el ensayo de penetración estándar es de 36.
- Se tiene explorado 2m por debajo de este nivel, donde la resistencia del suelo aumenta considerablemente, dándonos la seguridad de que los pilotes estarán firmemente apoyados.

### 5.8.1 Pilas intermedias

#### Análisis de carga



### Acción vertical

Los esfuerzos totales para los pilotes-pilas, son las reacciones del cabezal, teniendo en cuenta las cargas sin mayorar. Para el dimensionamiento, se consideró el pilote que se encuentra sometido a la mayor reacción:

$$P_{pila} = 2117,8 \text{ kN} = 2,1 \text{ MN}$$

### Acción horizontal

Las pilas estarán sometidas a fuerzas horizontales paralelo al eje del camino por frenado, temperatura y fluencia, y a fuerzas horizontales perpendicular al eje del camino por viento con puente cargado y vacío.

$$P_{\text{puente vacío}} \rightarrow F_{vv} = \frac{p_{hv} * A_{ev}}{n^{\circ}pila} = \frac{250 \frac{kg}{m^2} * 34,5 m^2}{3} = 2875 \text{ kg} = 28,8 \text{ kN}$$

$$P_{\text{puente cargado}} \rightarrow F_{vv} = \frac{p_{hc} * A_{ec}}{n^{\circ}pila} = \frac{150 \frac{kg}{m^2} * 80,5 m^2}{3} = 4025 \text{ kg} = 40,3 \text{ kN}$$

$p_{hv}$ : Presión horizontal para puente vacío.

$p_{hc}$ : Presión horizontal para puente cargado.

$A_{ev}$ : Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga.

$A_{ec}$ : Superficie expuesta: proyección vertical de la viga principal extrema y tablero que sobresalga, más la figura representativa de tránsito (faja continua de 2m).



Dichos esfuerzos considerados son considerablemente superiores que el esfuerzo por frenado, temperatura y fluencia, por ende, se analizarán con estos valores.

### **Carga admisible por pilote**

Teniendo en cuenta los valores determinados por el estudio de suelo, se calcula la carga admisible por pilote, y para ello, se utiliza el método de Aoki-Velloso (1975), que considera la resistencia por fuste y por punta por separado; es un método directo que obtiene resistencias a partir del número de golpes del SPT, por lo que utilizando el perfil adoptado visto en el Capítulo II “Estudio Geotécnico” se determinó la resistencia admisible del suelo. A dicha carga admisible obtenida, se le descuenta el peso propio del pilote ya que perjudica a la resistencia y, por ende, no se puede obviar.

$$Q_{rup} = a_p * \frac{K * N_p}{F_1} + P * \sum \frac{\alpha * K * N_m * \Delta l}{F_2}$$

$a_p$ : área de la punta.

$K$ : coeficiente de conversión entre  $q_c$  y NSPT (func. del tipo de suelo-Tabla 2.10).

$N_p$ : NSPT en la zona de la punta del pilote.

$P$ : perímetro del pilote.

$\alpha$ : coeficiente de adherencia (función del tipo de suelo-Tabla 2.10).

$\Delta l$ : espesor de cada estrato de suelo.

$N_m$ : NSPT promedio para cada  $\Delta l$ .

$F_1$  y  $F_2$ : coeficientes que dependen del tipo de pilote (Tabla 2.11).



La división del perfil del suelo en estratos se realiza considerando los resultados del ensayo SPT, y se distinguen así 3 estratos que son atravesados por los pilotes, cuyas características y parámetros utilizados que intervienen en la fórmula se resumen en la siguiente tabla:

**Tabla 46.** Carga admisible por pilote. Método Aoki-Velloso (fuente: Elaboración propia.)

Profundidad (m)	NSPT	NSPT*0,8	K (Mpa)	α	NM	ΔL (m)	α*K*NM*ΔL	Grup (MN)			Q adm (MN)		
								Punta	Fuste	Total	Punta	Fuste	Total
1	0	0	0,2	0,06	2,93	3	0,1056	6,03	0,86	6,90	2,01	0,43	2,44
2	0	0											
3	11	8,8											
4	4	3,2	0,22	0,04	6,93	3	0,18304						
5	6	4,8											
6	16	12,8											
7	23	18,4	0,8	0,02	18,4	1	0,2944						
8	10	8	0,22	0,04	5,4	4	0,19008						
9	3	2,4											
10	6	4,8											
11	8	6,4											
12	35	28											
13	19	15,2	0,8	0,02	24	3	1,152						
14	36	28,8											

Las tensiones admisibles serán:

$$\sigma_{p adm} = \frac{Q_{admp}}{a_p} = \frac{2,01 \text{ MN}}{0,785 \text{ m}^2} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{f adm} = \frac{Q_{admf}}{\text{perim}} = \frac{0,43 \text{ MN}}{(3,14 \text{ m} * 14 \text{ m})} = 0,01 \text{ MPa}$$

### Verificación carga admisible en pilote-pila

Capacidad admisible total:

$$Q_{adm} = 2,4 \text{ MN}$$

Descuento por peso propio:

$$DPp = \frac{\pi * (d)^2}{4} * L * \gamma H^o = \frac{\pi * (1 \text{ m})^2}{4} * 14 \text{ m} * 25 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} * \frac{1 \text{ MN}}{1000 \text{ kN}} = 0,275 \text{ MN}$$



Capacidad admisible de diseño:

$$N_{pil} = Q_{adm} - DPd = 2,44 \text{ MN} - 0,275 \text{ MN} = 2,165 \text{ MN}$$

Carga de proyecto:

$$P_{pila} = 2,12 \text{ MN} < N_{pil} = 2,165 \text{ MN} \rightarrow BC$$

### **Solicitaciones**

Para el cálculo de las solicitaciones se considera a la pila como una ménsula empotrada, de 1m de diámetro, y 6m de longitud (Distancia medida desde el terreno hasta la viga transversal del puente).

Momento flector:

$$M = F_{vc} * l = 40,5 \text{ kN} * 6\text{m} = 241,5 \text{ kNm}$$

Esfuerzos de corte

$$V = F_{vc} = 40,5 \text{ kN}$$

Esfuerzos normales

$$P = P_{pila} = 2117,8 \text{ kN}$$

### **Resistencia requerida**

Según CIRSOC 201 – 9.2, teniendo en cuenta que solo se disponen de cargas permanentes (D), y las cargas debidas a la presión del viento, la resistencia requerida es igual a:

$$M_u = 1,6 M = 1,6 * 241,5 \text{ kNm} = 386,4 \text{ kNm}$$

$$V_u = 1,6 V = 1,6 * 40,5 \text{ kN} = 64,4 \text{ kN}$$



$$Pu = 1,2 P = 1,2 * 2117,8 \text{ kN} = 2541 \text{ kN}$$

### **Dimensionamiento de las secciones de hormigón**

Recubrimiento mínimo Según CIRSOC 201– Tabla 7.7.1: “Recubrimientos mínimos para hormigón colocado en obra (no pretensado), para las clases de exposición A1 y A2”:

- Hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre
- Para barras y alambres  $db \leq 16\text{mm}$

$$r_{min} = 30\text{mm} = 3\text{cm}$$

$r_{min}$ : Distancia desde la superficie del hormigón hasta la superficie exterior de la armadura a la que se le aplica el recubrimiento. La clase de exposición de la estructura es A3, según esta misma tabla para este caso se debe incrementar 30% el recubrimiento anterior:

$$r_{Q1min} = 1,3 * r_{min} = 1,3 * 30\text{mm} = 39\text{mm} = 3,9 \text{ cm}$$

$$r = 400\text{mm} = 4 \text{ cm}$$

### **Diámetro de columnas zunchadas**

Según CIRSOC 201 – 10.8, se debe verificar que el diámetro de una columna armada con zunchos en espiral debe ser mayor que 30cm:

$$Dp = 1\text{m} = 100\text{cm} > 30\text{cm} \rightarrow BC$$

Sección de hormigón adoptada

$$Ap = \frac{\pi (Dp)^2}{4} = \frac{\pi (1\text{m})^2}{4} = 0,785 \text{ m}^2 = 7854 \text{ cm}^2$$

### **Dimensionamiento de las armaduras**



## Armadura longitudinal

### Armadura necesaria

Las pilas trabajan a flexión compuesta recta, por lo que se utilizará diagramas de interacción para la determinación de las armaduras, disponibles en Diagrama de interacción - Parte 1 de Hernandez Balat, Bissio, Ortega – “Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201 (Agosto 2005)”.

- Factor de reducción de resistencia:  $\phi$

Según CIRSOC 201 – 9.3.2 el factor de reducción de resistencia en función del tipo de rotura ( $\phi$ ) es para proyectar una sección con una rotura dúctil (precedida por importantes deformaciones y fisuraciones), se parte del supuesto:

$$\varepsilon_c \leq 3\text{‰} \text{ y } \varepsilon_s = 5\%$$

Sección controlada por compresión  $\rightarrow \phi = 0,7$

- Distancia desde la fibra comprimida externa hasta el baricentro de la armadura longitudinal:  $d'$

$$d' = r + \frac{db}{2} = 4\text{cm} + \frac{2,5\text{cm}}{2} = 5,25\text{cm}$$

$$\gamma = \frac{h - 2d'}{h} = \frac{100\text{cm} - 2 * 5,25\text{cm}}{100\text{cm}} = 0,895 \cong 0,9$$

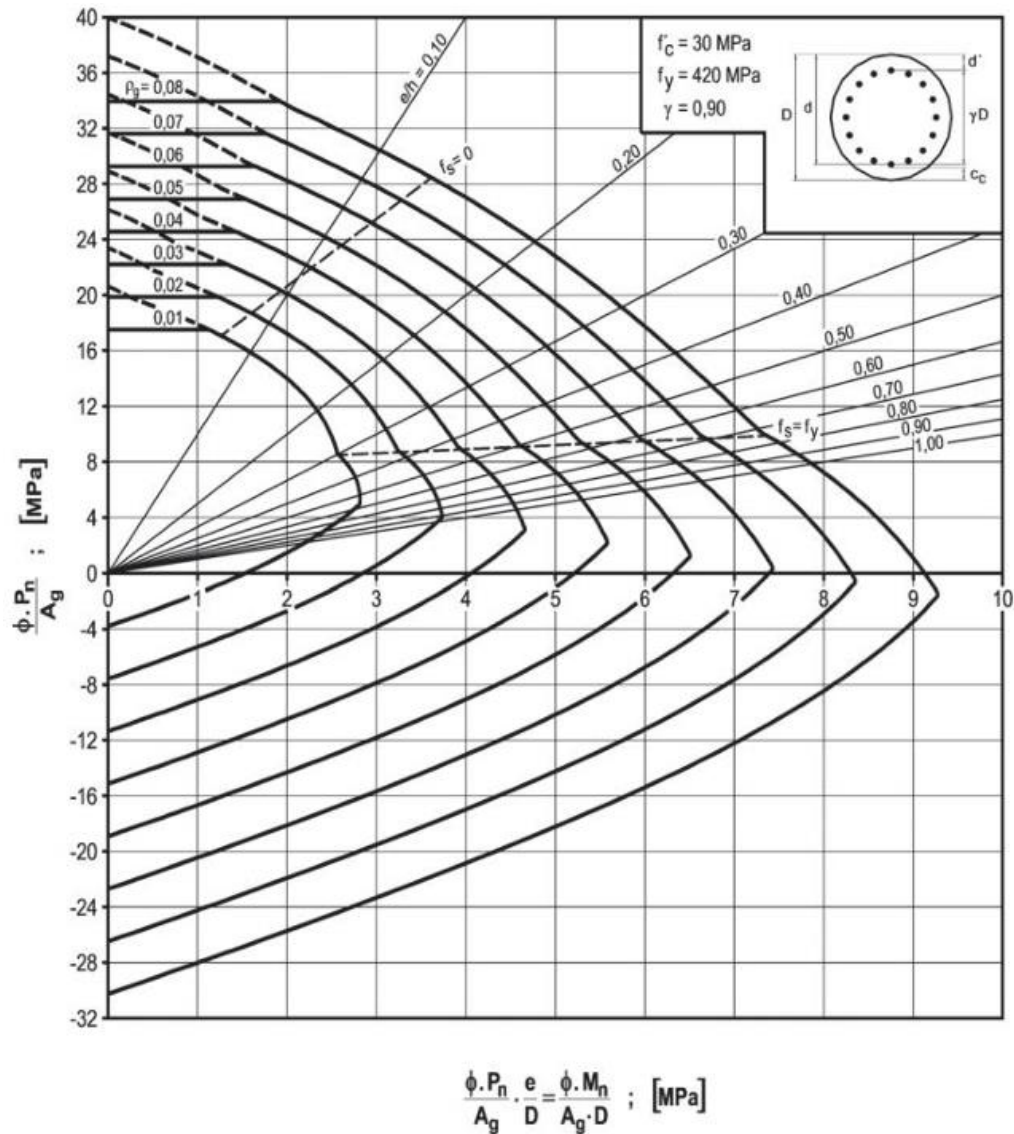
- Cuantía geométrica necesaria

$$M_u = 0,386 \text{ MNm}$$

$$P_u = 2,54 \text{ MN}$$



Con esta información, determinamos la cuantía geométrica del diagrama de interacción I.11  
con  $f'_c=30\text{MPa}$ ,  $f_y=420\text{MPa}$  y  $\gamma=0,90$ :



**Figura 94.** Diagrama de interacción. (fuente: Hernandez Balat, Bissio, Ortega –  
“Ejemplos de aplicación del reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201  
(Agosto 2005)”.)



$$\frac{\phi Mu}{Ag D} = \frac{0,7 * 0,386 \frac{MN}{m}}{0,785m^2 * 1m} = 0,344$$

$$\frac{\phi Pu}{Ag} = \frac{0,7 * (-2,54 MN)}{0,785m^2} = -2,23$$

$$\rho = 0,01$$

- Armadura necesaria

$$Asnec = \rho Ag = 0,01 * 7854cm^2 = 78,5cm^2$$

### **Armadura minima**

- Según CIRSOC 10.9.2 el número mínimo de barras longitudinales en elementos solicitados a compresión debe ser 6 barras rodeadas por zunchos en espiral.

### **Armadura principal adoptada**

Se adopta como armadura longitudinal 16  $\phi$ 25mm

$$As adop = 16 * 4,91cm^2 = 78,5 cm^2 > Asmin$$

### **Zunchos**

#### **Sección necesaria**

#### **Diámetro mínimo**

Según CIRSOC 201 – 10.8 y 7.10.4.2, el diámetro mínimo de los zunchos es 10mm.

Separación entre espiras de zunchos

Según CIRSOC 201 – 7.10.4.3, el paso libre “s” entre espiras de zuncho debe cumplir las siguientes condiciones:



$$s \leq 80mm = 8cm$$

$$s \geq 25mm = 2,5cm$$

$$s \geq 1,33TMN = 1,33 * 1,9cm = 2,5cm$$

$$s_{max} = 8cm$$

$$s_{min} = 2,5cm$$

### Sección adoptada

### Verificación

Según CIRSOC 201 – 10.9.3, el zunchado debe verificar:

$$\rho_s \geq 0,45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f_c}{f_{yt}}$$

$$\rho_s = \frac{4 A_{sp}}{s h c} = \frac{4 * 0,785cm^2}{3cm * 92cm} = 11,38x10^{-3}$$

$$11,38x10^{-3} \geq 0,45 \frac{\left( \frac{7850 cm^2}{6647 cm^2} - 1 \right) 30MPa}{420MPa} = 5,81x10^{-3} \rightarrow BC$$

$\rho_s$ : Relación entre el volumen de armadura del zunchado y el volumen total del núcleo (medido desde el diámetro exterior del zunchado).

$A_{sp}$ : Área de la espira del zunchado.

$s$ : Separación o paso del zunchado (medido al eje de las espiras) = 3cm.

$A_g$ : Área total o bruta de la sección de hormigón.

$A_{ch}$ : Área del núcleo zunchado tomando como diámetro el diámetro exterior del zunchado.



$$A_{ch} = \frac{\pi * hc^2}{4} = \frac{\pi * 0,92 \text{ cm}^2}{4} = 6647 \text{ cm}^2$$

hc: Diámetro exterior del zuncho.

$$hc = D_p - 2r = 1,00\text{m} - 2 * (0,04) = 0,9\text{m}$$

fyt: Tensión de fluencia especificada para la armadura transversal. Para valores de fyt > 420 MPa no se debe utilizar empalmes por yuxtaposición.

### Verificación al pandeo

#### Momentos amplificados

Según CIRSOC 201 – 10.12.3 Los elementos comprimidos se deben dimensionar para la carga axial mayorada Pu y para el momento mayorado y amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, Mc, de acuerdo con las siguientes expresiones.

$$M_c = \delta n_s M_2 = \delta n_s M_u = 1 * 386,4 \text{ kNm} = 386,4 \text{ kNm}$$

$$\delta n_s = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} = \frac{1}{1 - \frac{2541 \text{ KN}}{0,75 * 70.575 \text{ kN}}} = 1 \geq 1$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k l_u)^2} = \frac{\pi^2 257,4 \text{ MNm}^2}{(1 * 6\text{m})^2} = 70.575 \text{ kN}$$

$$E I = \frac{0,4 E_c I_g}{1 + \beta_d} = \frac{0,4 * 25742,96 \text{ MPa} * 0,05 \text{ m}^4}{1 + 1} = 257,4 \text{ MNm}^2$$

$$C_m = 1$$

$$k = 1$$

$$l_u = 6\text{m}$$



$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{30} \text{MPa} = 25742,96 \text{MPa}$$

$$I_g = 0,05 \text{ m}^4$$

$$\beta_d = \frac{1,2 PD}{1,2 PD + 1,6 PL} = \frac{1,2 * 2541 \text{ kN}}{1,2 * 2541 \text{ kN}} = 1$$

$M_c$ : momento mayorado, amplificado por los efectos de la curvatura del elemento, a ser utilizado en el diseño de un elemento comprimido, en N.

$M_2$ : el mayor momento (de primer orden) mayorado, en uno de los extremos de un elemento comprimido, siempre positivo, en N.

$\delta_{ns}$  : factor de amplificación de momentos para pórticos indesplazables, utilizado para reflejar los efectos de la curvatura entre los extremos del elemento comprimido.

$C_m$ : factor que relaciona el diagrama real de momentos con un diagrama equivalente de momentos uniforme.

$P_c$ : carga crítica de pandeo, en N.

$EI$ : rigidez a flexión de un elemento comprimido, en  $\text{N mm}^2$ .

$k$ : factor de longitud efectiva para elementos comprimidos.

$l_u$ : longitud sin apoyo lateral de un elemento comprimido.

$\beta_d$ : es la relación entre la máxima carga axial mayorada que actúa en forma permanente (carga de larga duración) y la máxima carga axial mayorada asociada a la misma combinación de cargas.

$$M_c = M_u \rightarrow \text{Es correcto dimensionar con } M_c.$$



## Verificación al corte

Según CIRSOC 201 – 11.3.1.2 para elementos sometidos a compresión axial,  $V_c$  debe ser:

$$V_c = \left(1 + \frac{Nu}{14 Ag}\right) \frac{1}{6} \sqrt{f_c} b w d$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2,54 \text{ MN}}{14 * 0,785 \text{ m}^2}\right) \frac{1}{6} \sqrt{30 \text{ MPa}} * 1000 \text{ mm} * 949,8 \text{ mm} = 1.067.435 \text{ N}$$

La armadura necesaria será:

$$V_{snec} = 2.541.000 \text{ N} - 1.067.435 \text{ N} = 1.473.565 \text{ N}$$

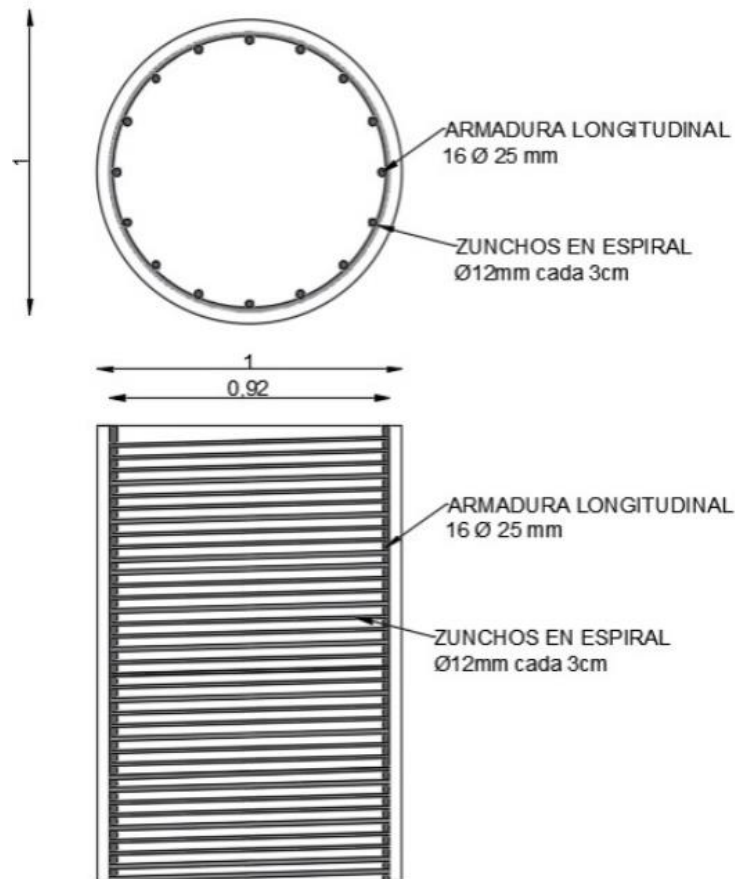
$$\frac{A_{vnec}}{s} = \frac{V_{snec}}{d f_{yt}} = \frac{1473,6 \text{ KN}}{0,95 \text{ m} * 42 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} = 36,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Como se mencionó anteriormente, se adoptan zunchos como armadura de corte

$$\frac{A_{vadop}}{s} = \frac{1,13 \text{ cm}^2}{0,03 \text{ m}} = 37,67 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} > A_{vnec} s = 36,95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \rightarrow BC$$

## Esquema resumen

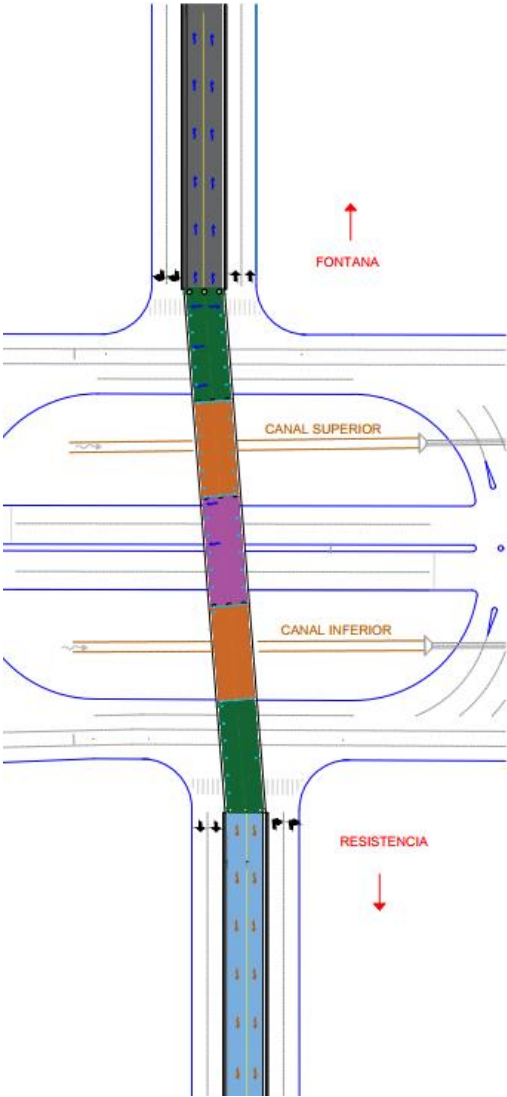
**Figura 95:** Esquema resumen. Pilas intermedias. (fuente: Elaboración propia.)



## 6 ADECUACIÓN HIDRAULICA

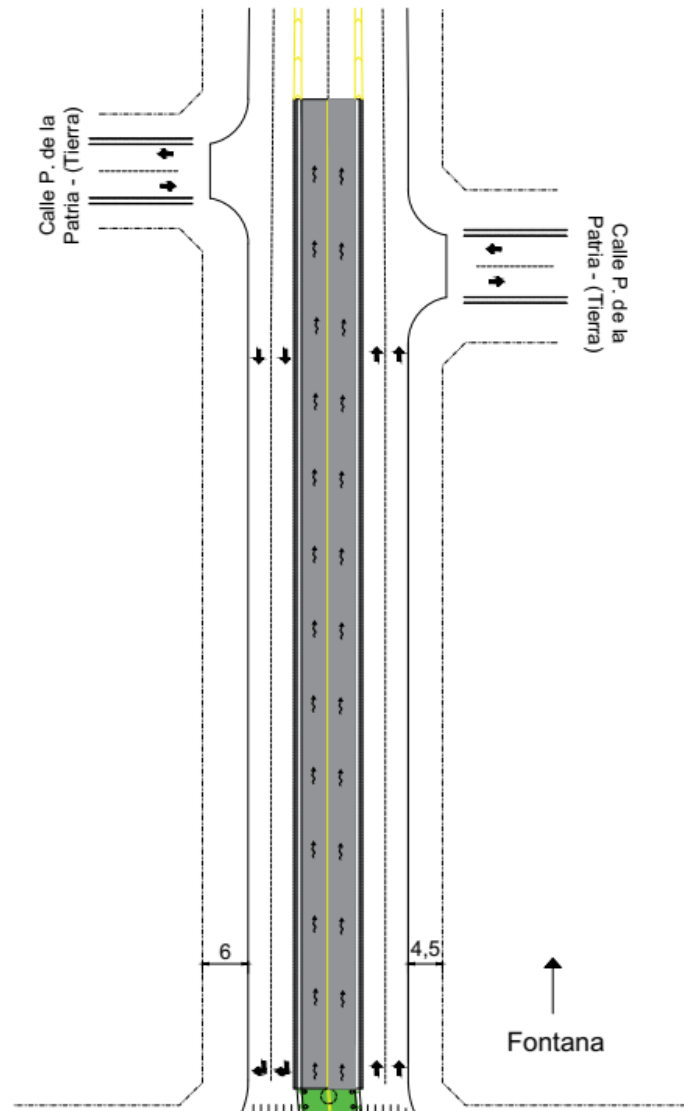
### 6.1 Zonas del puente

Para llevar a cabo el análisis hidráulico se procedió a dividir el puente en tres secciones principales, una del lado de Fontana, una central y la otra del lado de Resistencia, como puede observarse en la Figura 96. Mediante esta división se realizó un estudio más detallado de los caudales y las condiciones hidráulica de cada zona.



**Figura 96.** Zonas del puente (fuente: Elaboración propia)

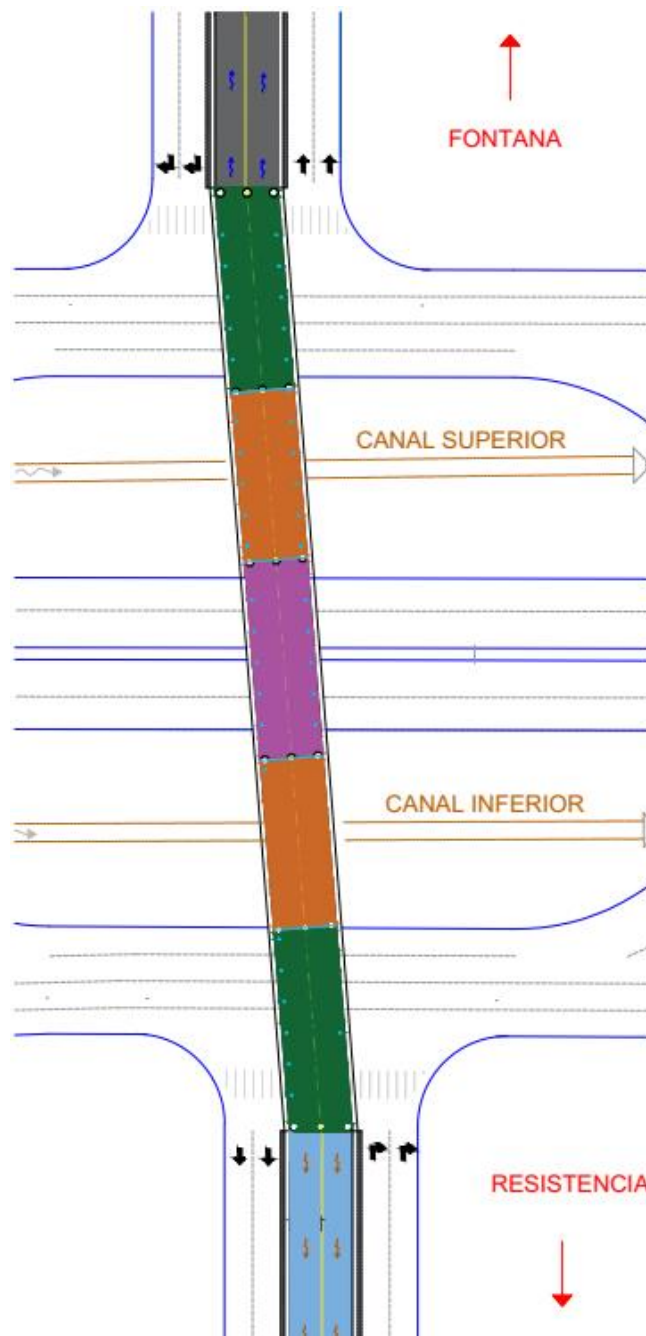
- **Zona lado Fontana**



**Figura 97.** Zona lado FONTANA (fuente: elaboración propia)

El escurrimiento superficial en esta zona tiene una dirección hacia el noroeste a lo largo del terraplén, contando con una pendiente de casi el 5% y una longitud de 130m. El área total de aporte en la zona es de 908 m<sup>2</sup>.

- **Zona central**

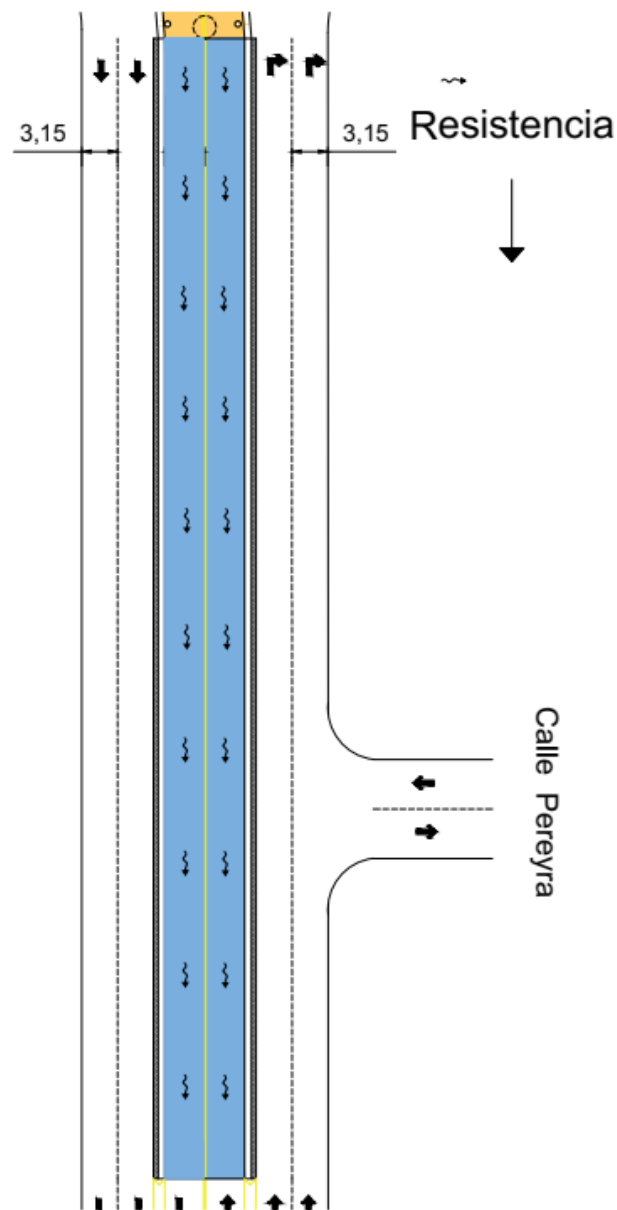


**Figura 98.** Zona CENTRAL (fuente: elaboración propia)

La zona central está dividida en 3 sub-zonas, sub-zona central 1 (verde), sub-zona central 2 (naranja) y sub-zona central 3 (rosa), escurriendo de manera transversal hacia los extremos laterales del puente, con pendientes del 2% y longitudes de 3,5m. En estos extremos existirán

receptores cada 3,5 metros que atraviesan el tablero con el fin de descargar el fluido en caños de PVC a lo largo de toda la zona y descargando finalmente en los extremos de cada tablero. El área de aporte de las sub-zona 1 es de 159 m<sup>2</sup>, de la zona central 2 es de 132,4 m<sup>2</sup> y de la zona central 3 es de 155,3 m<sup>2</sup>.

- **Zona lado Resistencia (azul)**



**Figura 99.** Zona lado RESISTENCIA (fuente: elaboración propia)



El escurrimiento superficial en esta zona tiene una dirección hacia el sureste, con una pendiente del 6% y una longitud de 100m. El área total de aporte en esta zona es de 700m<sup>2</sup>.

## 6.2 Cálculo de caudales

En primer lugar, se calculará el tiempo de concentración en las diferentes zonas, el mismo se define como el tiempo que tarda una gota de agua en desplazarse desde el punto más lejano de una cuenca o zona hasta el punto de salida o desagüe de la misma (Ver Tabla 47).

Su cálculo se realizará haciendo uso de la ecuación de Kirpich

$$Tc = 3,989 \times (L)^{0,77} \times (S)^{-0,385}$$

Cabe destacar que Kirpich define a esta fórmula para zonas rurales por lo que será multiplicada por un factor igual a 0,6 por tratarse de zonas urbanas

$$.Tc = 0,6 \times (3,989 \times (L)^{0,77} \times (S)^{-0,385})$$

(L): longitud en km

(S): pendiente en m/m

**Tabla 47.** Calculo tiempo de concentración (fuente: elaboración propia)

ZONA	AREA	LONG (m)	LONG (km)	DESNIVEL (m)	S (m/m)	TC (min)
central 1	159	3.5	0.0035	0.07	0.02	0.13869191
central 2	132.4	3.5	0.0035	0.07	0.02	0.13869191
central 3	155.3	3.5	0.0035	0.07	0.02	0.13869191
lado RESISTENCIA	700	100	0.1	6	0.06	1.20067939
lado FONTANA	908	130	0.13	6	0.046	1.62566714

Una vez calculados los tiempos de concentración y considerando tiempo de retorno de 5 años, como se adoptan en este tipo de obras, se determinan las intensidades de precipitación



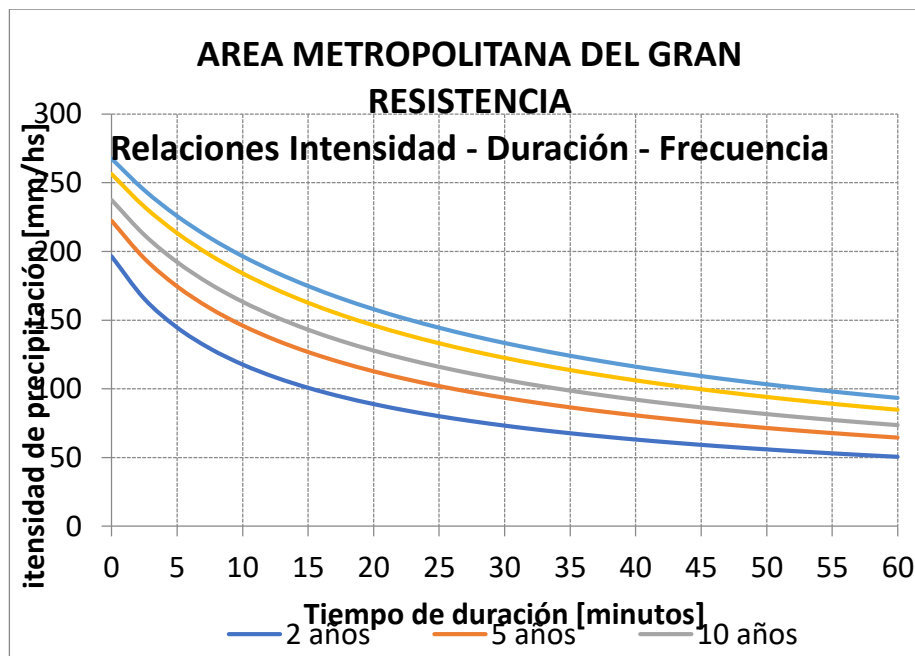
haciendo uso de la función que representa las curvas IDF para la ciudad de Resistencia (ver figura 100).

$$I_p \text{ (mm / h)} = \frac{A}{[B + d]^c}$$

Donde:

A, B y c son parámetros de ajuste de la función adoptada

d: duración del evento en minutos, es igual al tiempo de concentración de cada una de las zonas.



**Figura 100.** Curvas IDF actualizadas(fuente; Administración Provincial del Agua (A.P.A.))

**Tabla 48.** Parámetros actualizados en función de las curvas IDF (fuente: A.P.A.)

TR (años)	A	B	C
2	746.019	8.12	0.6375
5	1205.735	11.824	0.6846
10	1639.94	14.681	0.7193
25	2366.837	18.427	0.7629
50	2563.10953	19.8751155	0.75607635



Seguido se calcularán los caudales utilizando el método racional (Ver Tabla 50).

$$Q = C \times I \times A$$

Q: caudal en m<sup>3</sup>/h

C: coeficiente de escorrentía

I: intensidad de precipitación en m/h

A: área en m<sup>2</sup>

**Tabla 49.** Coeficiente de escorrentía (fuente: cátedra de hidrología 2024)

Ocupación del Suelo	C
Edificación Muy Densa: Partes Centrales, densamente pobladas de ciudades con calles pavimentadas.	0.70 a 0.95
Edificación no Muy Densa: Partes adyacentes al centro, de menor densidad de habitantes, con calles pavimentadas.	0.60 a 0.70
Edificación con Pocas Superficies Libres: Partes residenciales con construcciones cerradas, calles pavimentadas.	0.50 a 0.60
Edificación con Muchas Superficies Libres: Partes residenciales con calles pavimentadas pero con muchas áreas verdes.	0.25 a 0.50
Suburbios con Alguna Edificación: Partes semi urbanas con pequeña densidad de construcciones.	0.10 a 0.25
Parques y Campos de Deportes: Partes rurales, áreas verdes, superficies arborizadas, parques ajardinados y campos de deporte sin pavimentos.	0.05 a 0.20

Se adoptará 1 como coeficiente de escorrentía en las diferentes zonas, debido a que toda el agua de la precipitación será exceso, no habrá infiltración.

**Tabla 50.** Caudales en las diferentes zonas (fuente: elaboración propia)

ZONA	Area (m2)	I (mm/h)	I (m/h)	C	Q (m3/h)	Q (m3/s)
central 1	159	151	0.15	1	23.93	0.007
central 2	132.4	151	0.15	1	19.93	0.006
central 3	155.3	151	0.15	1	23.38	0.006

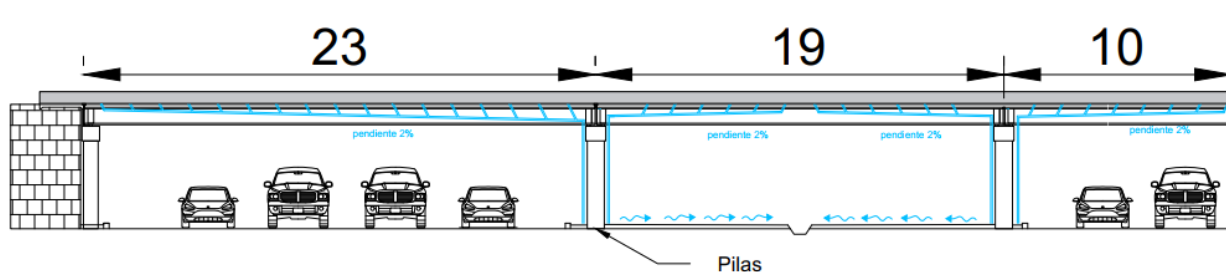
lado RESISTENCIA	700	146	0.15	1	102.19	0.028
lado FONTANA	908	144	0.14	1	130.98	0.036

## 6.3 Infraestructura pluvial

### 6.3.1 Zona Central

#### Zona central 1

Se utilizarán caños de Hierro Galvanizado de 110mm que atraviesan la losa de tablero, los cuales están ubicados a una distancia de 3,5 metros entre ellos e intercomunicados por un caño pluvial de PVC de 110mm, como se ve en la Figura 101.



**Figura 101.** Corte longitudinal de desagües en zona pluvial (fuente: elaboración propia).

Como se calculó anteriormente el caudal de demanda en la totalidad de la zona es de 0,007 m<sup>3</sup>/s donde la mitad evacúa de un lado del puente y la otra mitad del otro. Por lo tanto, el caudal de demanda para estos caños de PVC de 110mm es de 0,0035 m<sup>3</sup>/s .

La capacidad de los caños será calculada por la expresión de Manning:

$$D = \left( \frac{3,21 * n * Q}{\sqrt{S_0}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Donde:



n (es el coeficiente de rugosidad de Manning), varía entre 0,009 y 0,013 para caños de PVC adoptando un valor de 0,011

$S_o$  (Pendiente del conducto propuesto en m/m)= 0,02

D (diámetro mínimo en m)

Q (caudal de demanda) es igual a 0,0035 m<sup>3</sup>/s

El resultado según Manning es de un diámetro mínimo de 71mm por lo que queda verificado el uso de caños de PVC de 110mm de ambos lados de los cordones.

Se propone que la totalidad del caudal de esta zona será evacuado a través de un canal superior y otro inferior ubicados sobre la ruta nacional 11. Los cuales pueden notarse en la Figura 98.

### **Zona central 2**

Considerándose que tendrá un caudal aún menor y la pendiente del caño será la misma se verifican los caños de PVC de 110. La descarga de agua en esta zona se hará efectiva por caños de lluvia adosados a las pilas (ver figura 101).

### **Zona central 3**

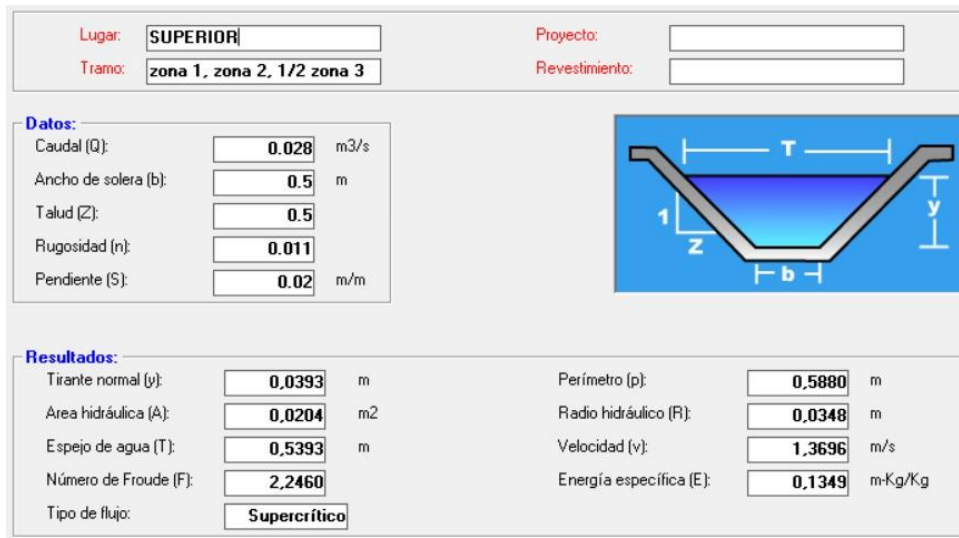
Ídem zona central 2. A diferencia de la zona anterior, la descarga del flujo será en ambos canales, el 50% en el canal superior y el otro 50% en el canal inferior.

## **Dimensionamiento de canal superior e inferior en Ruta Nacional 11**

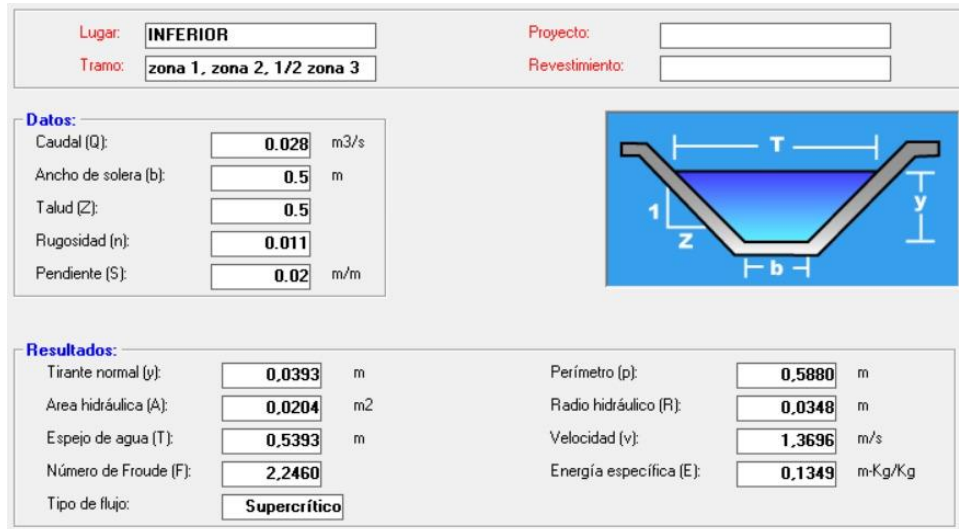


El dimensionado se realizó por el programa “H-canales”, introduciendo el valor de los caudales determinados en las zonas centrales y el área de aporte del terreno (ver Anexo IV plano N° 10).

Los resultados pueden observarse a continuación en la figura 102 y figura 103



**Figura 102.** Dimensionado canal superior (fuente: elaboración propia).



**Figura 103.** Dimensionado canal inferior (fuente: elaboración propia).



Como puede observarse en las imágenes se optó por dimensionar canales revestidos de hormigón teniendo en cuenta que contaremos con un tipo de flujo supercrítico (Numero de Froude mayor a 1) con el fin de evitar posibles erosiones del terreno. Consideramos que este tipo de canal resulta mejor técnica y financieramente, debido a su mayor vida útil y su menor mantenimiento.

### **6.3.2 Zona lado Resistencia**

Como se calculó anteriormente el caudal total de esta zona es de 0,028 m<sup>3</sup>/s , es decir que cada cordón contará con un caudal de 0,014 m<sup>3</sup>/s . En base a este valor se determinará la capacidad del cordón de transportar dicho escurrimiento como superficial.

En primer lugar, se determina la capacidad del cordón en el puente con la ecuación de Manning, teniendo en cuenta que según la DNV en este tipo de obras el tirante hidráulico máximo es del 75% de la altura del cordón.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Donde:

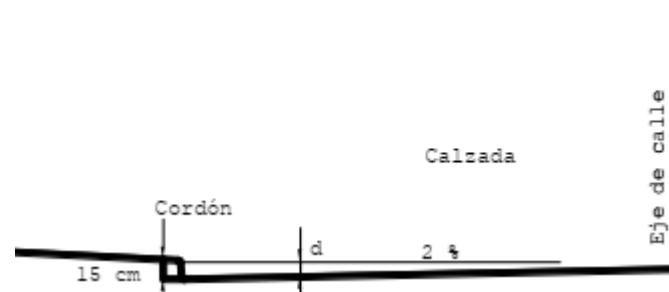
n (coeficiente de rugosidad de Manning): 0,013 (hormigón liso)

A (área hidráulica en m<sup>2</sup>):

So (pendiente longitudinal en m/m): 0,06

R (radio hidráulico en m)

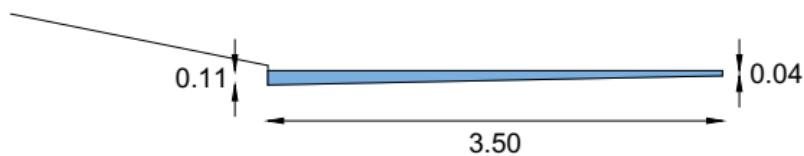
Para el área y el radio hidráulico se cuenta con una altura máxima del espejo de agua igual al 75% de la altura del cordón, el cual es de 15cm como se ve en la figura 104.



**Figura 104.** Tirante hidráulico (fuente: elaboración propia).

Entonces

Altura máxima =  $0,75 \times 15\text{cm} = 11,25\text{cm}$  (se adopta 11cm)



$$A = \frac{(0,11\text{m} + 0,04\text{m})}{2} \times 3,50\text{m} = 0,2625 \text{ m}^2$$

$$P = 0,11\text{m} + 3,5\text{m} = 3,61 \text{ m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0,2625}{3,61} = 0,07 \text{ m}$$

Por lo tanto, la capacidad para transportar el caudal por el cordón es igual a  $0,84 \text{ m}^3/\text{s}$

De esta manera puede verse que la capacidad en cada uno de los cordones es mucho mayor al caudal que se espera transportar, quedando estos en buenas condiciones.

Debido al pequeño caudal que demandará la existencia del paso a distinto nivel y además que los conductos de desagües pluviales existentes se encuentran a aproximadamente 200 metros de la zona de desagote del terraplén, se analizará la posibilidad de escurrimiento superficial del



agua sin superar los valores admisibles en los cordones existentes en la Avenida Alvear. Es decir, se verificará la situación actual más el caudal de la obra ya implementada.

A continuación, se determinaron las áreas de aporte en cada uno de los frentes que influyen en el escurrimiento (ver anexo plano N°13)

El caudal en esta zona será calculado mediante el método racional como se realizó anteriormente.

Los valores de las áreas son los siguientes:

Área 1: 5839 m<sup>2</sup>

Área 2: 2520 m<sup>2</sup>

Área 3: 1351 m<sup>2</sup>

Para el valor del coeficiente de escorrentía utilizamos la tabla 3, considerando a las zonas como “edificación con pocas superficies libres”. Por lo tanto,  $C=0,55$ .

El tiempo de concentración calculado de la misma manera que con anterioridad con la fórmula de Kirpich, considerando la longitud desde la calle Pereyra hasta la calle Campias.  $L=120$  m y con una pendiente medida de  $S=0,0015$  m/m. Resultando el tiempo de concentración para los dos lados de la calle, por su similitud en los desniveles, igual a  $T_c=5,71$  min.

A su vez, la intensidad de precipitación considerando a la duración “d” igual al tiempo de concentración da un valor de 0,169 m/h.

Teniendo en cuenta la información recopilada, el caudal de demanda sin la existencia del terraplén serán los siguientes



$$Q = C \times I \times A$$

En los frentes 2 y 3 de la Av. Alvear el caudal Q será igual a 0,1 m<sup>3</sup>/s y para el frente 1 el caudal Q será igual a 0,15 m<sup>3</sup>/s .

El caudal en el frente 1 más la mitad del calculado anteriormente debido a la implementación del paso a distinto nivel (ver Tabla 50, zona lado Resistencia) será igual

$$Q = 0,15 \frac{m^3}{seg} + (0,028 \frac{m^3}{seg})/2 = 0,164 \frac{m^3}{seg}$$

De la misma manera que se calculó la capacidad del cordón anteriormente, utilizaremos la ecuación de Manning despejando de esta la altura del cordón “h”, cuyo valor admisible es de 14cm.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Recordando que h es en función de la lámina de agua en el cordón y despejando de esta fórmula obtenemos que h=0,12cm. Quedando esto en buenas condiciones.

Por otro lado, al ser los caudales de los frentes 2 y 3 menores al del frente 1, recién calculado, quedan estos también verificados.

Podemos concluir que en la zona del lado Resistencia no es necesaria la implementación de un sistema de desagüe pluvial para transportar el caudal hacia los sistemas ya existentes.

### **6.3.3 Zona lado Fontana**

El caudal de demanda es de 0,036 m<sup>3</sup>/s por lo que para cada cordón del terraplén le pertenece 0,018 m<sup>3</sup>/s .



A continuación, se verificará la capacidad del cordón para este caudal de demanda de la misma manera que se hizo en la zona de Resistencia.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

Lo único que varía con respecto a lo calculado anteriormente es la pendiente longitudinal, la cual es igual a 0,046 m/m. De esta manera, el caudal de oferta es igual a 0,73 m<sup>3</sup>/s quedando este en buenas condiciones.

Ahora bien, con diferencia del lado de Resistencia, en esta zona contamos con suficiente información de sistemas de desagües ya existentes. Para lo cual, se propone desagotar el agua generada por el terraplén con imbornales sobre la Avenida Alvear, y que se encargaran, además, de descargar el agua que se encuentra sobre el tramo de la Avenida propiamente dicha.

### **Dimensionamiento de Imbornal de Cordón en Avenida Alvear**

A continuación, se determinará el caudal de aporte del frente para sumarle a este el caudal del terraplén. De la misma manera que en la zona del lado de Resistencia será calculado con el Método Racional.

Se cuenta con un área de aporte de 1/8 de manzana (1250 m<sup>2</sup>) (Ver Anexo PLANO N°13), el coeficiente de escurrimiento será igual al considerado en la zona de Resistencia “Edificación con pocas superficies libres” (ver tabla 49) C = 0,55.

Para el tiempo de concentración se considera una longitud de la mitad de cuadra hasta el imbornal, L=50 m y con una pendiente medida de S=0,0036 m/m. Cabe aclarar que al no contar con información de las elevaciones de esta zona en estudio, consideramos valido el uso de los



desniveles de la zona del lado de Resistencia. Resultando el tiempo de concentración igual a  $T_c = 2,08$  min.

La intensidad de precipitación considerando la duración igual al tiempo de concentración será igual a  $I = 0,2$  m/h.

De esta manera estamos en condiciones de calcular el caudal en la mitad de la cuadra, lo cual es igual a  $Q = 0,038$  m<sup>3</sup>/s .

El caudal total a utilizar para el dimensionamiento del imbornal será la suma del flujo que proviene por la mitad del terraplén mas el aportado por el frente de mitad de cuadra.

$$Q_t = 0,018 \frac{m^3}{seg} + 0,038 \frac{m^3}{seg} = 0,056 \frac{m^3}{seg}$$

La fórmula a utilizar para el cordón de cuneta es la brindada por la cátedra de Hidrología de la Facultad de Ingeniería de la UNNE.

$$Q = 1,7 \times L \times y^{\frac{3}{2}}$$

De esta manera despejando la longitud del imbornal resulta:

$$L = \frac{Q}{1,7 \times y^{\frac{3}{2}}} = \frac{0,056 \frac{m^3}{seg}}{1,7 \times (0,14m)^{\frac{3}{2}}} = 0,63m$$

Por disposiciones constructivas se adopta Imbornal de cordón de 1m de longitud.



### **Cálculo de cañerías de vinculación de Imbornal a sistema existente**

Para verificar el diámetro de los conductos existentes en ambos frentes (ver anexo plano N°14) nos apoyaremos en la ecuación de Manning:

$$D = \left( \frac{3,21 * n * Q}{\sqrt{S_0}} \right)^{\frac{3}{8}}$$

Siendo:

n: coeficiente de Manning, 0.01 para conductos circulares de polipropileno de alta densidad(PEAD)

S: pendiente (adimensional): 0,005.

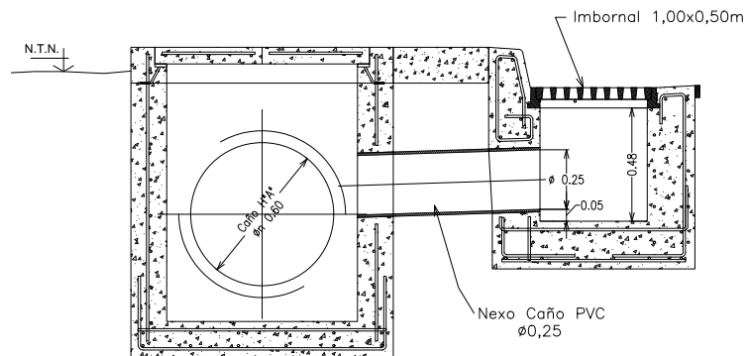
Q: 0,056 m<sup>3</sup>/s

De esta manera D=0,25m.

El conducto ubicado sobre la Avenida tiene un diámetro de 60cm por lo que queda verificado para desagotar dicho caudal.

### **Vinculación a sistema existente**

Como puede observarse en la información brindada por la Dirección Provincial de Vialidad (Ver Anexo plano N° 14) en las cercanías al imbornal calculado en este proyecto, contamos con la existencia de una cámara de descarga. Se vinculará el imbornal con la cámara (Ver Figura 105) para desagotar en el conducto existente y finalmente en la cuneta ubicada en calle “Paso de la Patria”.



**Figura 105.** Conexión imbornal a cámara de acceso (fuente: elaboración propia)

## 7 ANÁLISIS ECONÓMICO

### 7.1 Introducción

En este capítulo, se exponen los resultados obtenidos al realizar el cómputo y presupuesto del proyecto desarrollado, con el objetivo de poder establecer un valor estimativo en pesos, de lo que costaría materializar la obra; para lo cual se recurre a analizar los ítems más relevantes de la obra, por encontrarse en la etapa de anteproyecto.

Para computar y presupuestar una obra civil se realiza un desglose detallado de los recursos necesarios para la ejecución del proyecto:

- Mano de obra: incluye el análisis de los jornales necesarios por especialidad.
- Materiales y transporte: se consideran sus cantidades estimadas, precios unitarios y disponibilidad en el lugar, incluyendo costos de transporte al lugar de emplazamiento.



- Máquinas y equipos: involucra el alquiler, depreciación o adquisición además del cálculo de combustible y mantenimiento.

Dichos recursos se agrupan en ítems que representan una actividad específica, resultando en un precio por unidad de la actividad.

## **7.2 Mano de obra**

Según las planillas salariales U.O.C.R.A. 545/08 de fecha del 1 de febrero de 2025 corresponde a los trabajadores un jornal básico de la Zona I dado que la obra se sitúa en el Chaco.

A dicho jornal de adicionan cuestiones referidas a cargas sociales, incremento por asistencia, seguro de trabajo, que resultan en el jornal por hora según la especialidad del trabajador (Tabla A.4.3)

## **7.3 Materiales y transporte**

Para asignar los precios a los diferentes materiales se contactó con empresas locales, como Melmix para el hormigón, Hierros Lider para los aceros, cantera de Yofre para los agregados pétreos, entre otros.

Para los elementos prefabricados o que no se encuentran disponibles en la zona se analizaron diferentes alternativas preponderando la importancia de la distancia.

El transporte por kilómetro recorrido y tonelada de material se obtiene considerando el costo del equipo, su vida útil y mantenimiento y el operario

Se definen costos en origen y sumando el costo del transporte y el manipuleo dentro de la obra resulta en el costo final del material a pie de obra (Tabla A.4.1).

## **7.4 Máquinas y equipos**



Para elegirlos se analizó su rol dentro de cada ítem, de esta forma se buscó la capacidad necesaria y la potencia requerida para su función. El costo por hora de trabajo se obtiene considerando el valor en el mercado, vida útil, amortización e intereses (se considera un interés anual del 37%) y cuestiones referidas al uso y mantenimiento del equipo (Tabla A.4.2)

### 7.5 Análisis de precios

Los rubros intervinientes en el proyecto se dividen en ítems que reflejan tareas específicas dentro de un rubro; se analiza la cantidad de obreros, los materiales, los equipos necesarios y sus rendimientos para concretar un ítem.

El análisis por ítem se muestra desde la Tabla A.4.4 hasta la Tabla A.4.17.

### 7.6 Coeficiente resumen

Se utiliza un coeficiente que transforma el costo-costo en el precio de la obra teniendo en cuenta diversos factores y para ello se parte del costo directo de la obra, se suman los gastos generales, se agrega el beneficio de la empresa y finalmente se aplica el IVA y otros impuestos adicionales.

El coeficiente se observa en la siguiente tabla:

**Tabla 51.** Coeficiente para transformar el presupuesto total en el precio final.

Descripción	Porcentaje %		Totales
Costo- Costo		I	1,00
Gastos Generales	20%	II	0,15
Beneficio	10%	III	0,10
Subtotal		IV	1,25
Costo Financiero		V	0,00
TOTAL		VI	1,25
I.V.A	21%	VII	0,26
Otros Impuestos	2,9%	VIII	0,04
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>			<b>1,55</b>



## **7.7 Cómputo y presupuesto**

Los rubros representan actividades generales y para llevarse a cabo se divide en ítems de naturaleza similar; los mismos en el cómputo y presupuesto de este proyecto resultan en:

- Movimiento de suelos
  
- Hormigonado
  
- Elementos prefabricados
  
- Dispositivos de apoyo
  
- Carpeta de rodamiento
  
- Otros

Se analizan las cantidades, los precios unitarios y con ello se obtiene el precio parcial por ítem y con el precio total por rubro se asigna un porcentaje de incidencia (Tabla 52).



**Tabla 52.** Cómputo y presupuesto.



N°	Item/Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio Parcial	Precio Total	% Incidencia
1	<b>Movimiento de suelos</b>					\$ 137.019.817,36	3,89%
1,1	Excavación de pilotes	m^3	198	\$ 692.019,28	\$ 137.019.817,36		
2	<b>Hormigon H-30 in situ</b>					\$ 777.476.693,26	22,08%
2,1	Losa de tablero	m^3	128	\$ 1.163.583,09	\$ 148.938.635,02		
2,2	Losa de aproximación	m^3	29,5	\$ 635.540,74	\$ 18.748.451,69		
2,3	Vigas secundarias	m^3	61,25	\$ 582.605,38	\$ 35.684.579,65		
2,4	Cabezales intermedios	m^3	68,9	\$ 1.108.147,02	\$ 76.351.329,54		
2,5	Pilas	m^3	268,6	\$ 1.853.141,09	\$ 497.753.697,36		
3	<b>Elementos prefabricados</b>					\$ 929.462.673,81	26,40%
3,1	Viga principal H-35	U	25	\$ 23.507.590,72	\$ 587.689.767,99		
3,2	Prelosa H-30	m^2	852,8	\$ 146.644,81	\$ 125.058.695,23		
3,3	Defensa New Jersey	m	668	\$ 324.422,47	\$ 216.714.210,60		
4	<b>Dispositivos de apoyo</b>					\$ 16.592.701,57	0,47%
4,1	Neopreno armado	U	100	\$ 165.927,02	\$ 16.592.701,57		
5	<b>Carpeta de rodamiento</b>					\$ 4.750.805,63	0,13%
5,1	Carpeta de rodamiento	m^3	397,5	\$ 11.951,71	\$ 4.750.805,63		
6	<b>Auxiliares</b>					\$ 2.375.402,81	0,07%
6,1	Adecuación Hidraulica	Gl	1	\$ 2.375.402,81	\$ 2.375.402,81		
7	<b>Tierra armada</b>					\$ 697.501.619,47	19,81%
7,1	Muro de terraplen armado	m^2	2080	\$ 335.337,32	\$ 697.501.619,47		
8	<b>Paquete estructural pavimento</b>					\$ 955.671.465,39	27,14%
8,1	Base de concreto asphaltico	m^2	1617	\$ 295.507,57	\$ 477.835.732,70		
8,2	Carpeta de concreto asphaltico	m^2	1617	\$ 295.507,57	\$ 477.835.732,70		
<b>Presupuesto Total</b>						\$ 3.520.851.179,31	100,00%
					<b>USD</b>	\$ 3.269.128,30	



## RECOMENDACIONES

En este apartado se mencionan las recomendaciones acerca de todos los temas en los que se considera necesario un análisis y estudio más profundo de ciertos aspectos o variables que intervienen con el fin de perfeccionar el proyecto propuesto:

- Relevamiento topográfico: Para el desarrollo del presente anteproyecto se trabajó con información topográfica limitada, especialmente en el sector correspondiente a la prolongación de la avenida hacia la localidad de Fontana, donde no se dispone de datos precisos sobre pendientes y niveles. Se recomienda realizar un relevamiento topográfico completo y actualizado de toda el área de influencia del proyecto, que permita ajustar con mayor precisión el diseño geométrico y la planificación de las obras complementarias.
- Estudios geotécnicos complementarios: En lo referente al estudio de suelos, el anteproyecto se basó en la interpretación de solo dos ensayos de penetración estándar (SPT), lo cual resulta insuficiente para definir con seguridad las características del subsuelo a lo largo de todo el trazado. En consecuencia, se sugiere ejecutar una campaña de reconocimiento geotécnico más amplia, con un número adecuado de ensayos SPT distribuidos en los distintos puntos críticos (accesos, y pilas).
- Readecuación de servicios afectados por la reducción de vereda: Durante el diseño geométrico del presente anteproyecto, se consideró necesario reducir 1 metro de vereda para lograr un trazado óptimo y cumplir con los parámetros de diseño. Esta modificación podría interferir con la ubicación actual de diversos servicios públicos



existentes, tales como redes de agua potable, desagües cloacales y pluviales, líneas eléctricas, telecomunicaciones y alumbrado público. Se recomienda, por lo tanto, realizar un relevamiento detallado de los servicios comprometidos y evaluar su reubicación o readecuación según las normativas vigentes y en coordinación con las empresas prestatarias, a fin de evitar conflictos durante la ejecución y garantizar el correcto funcionamiento de las instalaciones urbanas.

- Análisis financiero: Si bien en el presente anteproyecto se elaboró un cómputo métrico y presupuesto estimativo de la obra, no se abordó un análisis financiero integral que permita determinar la conveniencia económica del proyecto. En etapas posteriores se recomienda realizar una evaluación detallada de la relación costo-beneficio, considerando aspectos como los ahorros en tiempos de viaje, reducción de la congestión vehicular, disminución de accidentes, impacto en el desarrollo urbano y mantenimiento a largo plazo. También deberían analizarse las posibles fuentes de financiamiento, modalidades de ejecución y alternativas de inversión pública o público-privada.
- Muro de tierra armada: El muro de tierra armada fue considerado como una solución constructiva adecuada, dado su buen comportamiento estructural, durabilidad, rapidez de ejecución y adecuada integración al entorno.

El dimensionamiento de un muro de tierra armada implica el análisis de múltiples factores, como las características geotécnicas del suelo, cargas actuantes, parámetros del sistema de refuerzo, diseño de la cara frontal y verificación de estabilidad interna, externa y global.



En coherencia con el carácter de anteproyecto del presente estudio, se ha optado por realizar una descripción general del muro de tierra armada y sus ventajas, dejando el diseño estructural completo para una instancia posterior del desarrollo del proyecto.



## BIBLIOGRAFIA

- Rey, C. E. y Taborda, M. B. (2023). “*Actuales configuraciones de los bordes del ejido de Resistencia. Primera aproximación*”. Párrafos Geográficos 22.
- Depettris, Carlos A. (2024). Agua atmosférica. *Apunte de la cátedra de hidrología. Facultad de Ingeniería, UNNE.*
- Información sobre las temperaturas medias de Resistencia. Recuperado de <https://es.climate-data.org/america-del-sur/argentina/chaco/resistencia-6307/#climate-graph>
- Dirección Nacional de Vialidad. *Normas de Ensayos*. 1° Distrito Buenos Aires, Argentina.
- Dr. Lorenzo Borselli (2024). *Clasificación Ingenieril de los Suelos y de los Macizos Rocosos*. Instituto de Geología Fac. De Ingeniería, UASLP.
- Norma ASTM. <https://es.scribd.com/document/702508927/NORMA-ASTM-D1586-TRADUCIDA>
- Ing. R. E. López Menardi (2003). *Determinación in situ de propiedades ingenieriles de los suelos y su relación con el ensayo normal de penetración*. <https://www.studocu.com/latam/document/universidad-de-el-salvador/mecanica-de-suelos/spt-astm-d-1586-ensayo-de-penetracion-estandar/16920069>
- National Research Council (1995). *Highway capacity manual* (3rd ed.). Transportation Research Board.
- Vialidad Nacional. (2012). *Manual de señalamiento horizontal*. Dirección Nacional de Vialidad.



- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (1994). *Capítulo 10: Diseño geométrico de carreteras y calles.*
- Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. (2010). *Capítulo 7: Seguridad en la calzada y sus costados.*
- Universidad Nacional de la Plata. (2010). *Apunte de estructuras de contención en suelo reforzado.*
- Dirección Nacional de Vialidad (DNV). (1952). *Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado (BCPHA).*
- INTI. (2005). *Reglamento argentino de estructuras de hormigón CIRSOC 201.*
- INTI. (2007). *Reglamento argentino de estructuras livianas para edificios con barras de acero de sección circular CIRSOC 308.*
- Benítez, Á. A., & Chaín, Y. A. B. (2022). *Trabajo final de carrera: Dimensionamiento de puente de hormigón pretensado en Ruta Nacional N11 sobre río Tragadero.* Universidad Nacional del Nordeste.
- Maldonado, C., Taboada, F. & Vega, M. (2016). *Trabajo final de carrera: Distribuidor de tránsito a distinto nivel en la intersección entre autovía de la Ruta Nacional n°11 y la avenida Alvear en Resistencia, Chaco.* Universidad Nacional del Nordeste.



# ANEXOS



# ANEXO I

**Estudio Geotécnico**



Perforación con Barreno: Relevamiento Completo.

**Tabla A.1.1.** Perforación con barreno. (Fuente: DNV).

Orden	Muestra	Progr (Km)	Progres (m)	LL	IP	HRB	VSR	SubTramo
41	25	1003	20,0	50	23,6	A-7-6(16)		st2
53	20b	1008,5	25,5	42,3	23,4	A-7-6(13)		st2
42	26	1003,5	20,5	43,3/43,7	22,7	A-7-6(14)		st2
45	29	1005	22,0	45,2/44,4	21,7	A-7-6(14)		st2
38	22	1001,5	18,5	45,4/44,6	19,8	A-7-6(13)		st2
57	37	1010	27,0	45,1	19,5	A-7-6(13)		st2
56	22b	1009,5	26,5	34,7	18,6	A-6(11)		st2
51	35	1008	25,0	36,7	18,5	A-6(12)		st2
54	21b	1008,5	25,5	35,3	18,2	A-6(11)		st2
52	19b	1008,5	25,5	34,6	17	A-6(10)		st2
55	36	1009	26,0	38	15,6	A-6(10)		st2
49	33	1007	24,0	36,7	15,2	A-6(10)		st2
39	23	1002	19,0	36,3	15,1	A-6(10)		st2
40	24	1002,5	19,5	30,4/30,7	14,6	A-6(10)	2	st2
50	34	1007,5	24,5	37,8	11,9	A-6(10)		st2
47	31	1006	23,0	28,1	8,1	A-4(8)		st2
36	20	1000,5	17,5	26,9	6,6	A-4(8)		st2
37	21	1001	18,0	23,5	6,6	A-4(8)		st2
46	30	1005,5	22,5	23,7	5,2	A-4(8)	4,4	st2
43	27	1004	21,0	22,9/22,2	4,9	A-4(8)		st2
44	28	1004,5	21,5	23,1	4,8	A-4(8)		st2
48	32	1006,5	23,5	22,8/22,1	2	A-4(8)		st2



# ANEXO II



- **Tabla N°1.**

Ruta Nacional n°11 (a Formosa)	Vpd
Tasa de crecimiento ( r )	2,10%
TMDA 2023	11.844
TMDA 2024 (actual)	12.093
TMDA 2027 (inauguración de obra)	12.871
TMDA derivado (0%)	0
TMDA inducido (0%)	0
TMDA generado (10%)	1.184
TMDA INICIAL 2027 (inauguración de obra)	14.055
TMDA FINAL 2047 ( fin de vida útil)	21.298
TMDA DISEÑO	17.049

- **Tabla N°2.**

Avenida Alvear (a Fontana)	Vpd
Tasa de crecimiento ( r )	2,10%
TMDA 2023	11.411
TMDA 2024 (actual)	11.651
TMDA 2027 (inauguración de obra)	12.400
TMDA derivado (0%)	0
TMDA inducido (0%)	0
TMDA generado (10%)	1.141
TMDA INICIAL 2027 (inauguración de obra)	13.541
TMDA FINAL 2047 ( fin de vida útil)	20.520
TMDA DISEÑO	17.061

**Capacidad y Nivel De Servicio**



## Cálculos

- **Acceso a Resistencia**

### **Intensidad de demanda “I”**

Para el cálculo de la intensidad, primero se parte del tránsito futuro calculado en la unidad 2, en el caso del acceso a resistencia el resultado fue de 9.718 veh/dia.

$$V_{hpi} = TMDAFHA = 9.718 / 16,8 = 579 \text{ v/h}$$

$$I_p = V_{hpi} \cdot PHP = 579 \cdot 0,9 = 521,1 \text{ v/h}$$

$$I = I_p \cdot U = 521,1 \cdot 1,1 = 573,2 \text{ v/h}$$

### **Intensidad de saturación “S”**

$$S = 1800 \cdot v_h \cdot 0,9 \cdot 0,909 \cdot 0,99 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,9 \cdot 0,98 \cdot 0,993 = 1276 \text{ v/h}$$

### **Proporción de llegada: Tipo 1**

**Duración del ciclo:** C=100seg

### **Tiempo de verde efectivo (gi)**

$$g_i = 18 \text{ s} + 1,5 \text{ s} - 3 \text{ s} = 16,5 \text{ s}$$

### **Capacidad máxima**

$$c_i = s_i \cdot N \cdot g_i / C = 1276 \cdot 3 \cdot 16,5 / 100 = 612 \text{ v/h}$$

$$X = I / c_i = 573,2 / 612 = 0,937 < 1$$

### **Nivel de servicio**

### **Demoras**



$$d1 = 0,38 * 100 * [1 - 16,5100] 2 [1 - 16,5100 * \text{MIN } 1; 1,1] = 32,1 \text{ s}$$

$$d2 = 173 * 1,12 * 1,1 - 12 + 1,1 - 12 + 8 * 1,1612 = 54 \text{ s}$$

$$D_{\text{total}} = 32,1 \text{ s} * 1,167 + 54 \text{ s} = 91 \text{ s}$$

- De manera análoga de cálculo para los accesos restantes, dichos valores se encuentran establecidos en la siguiente tabla

Accesos	Unidades	avenida Alvear		ruta nacional n°11	
		Resistencia	Fontana	Santa Fe	Formosa
Intensidad de demanda ( I )	veh/hora	707	653	620	650
Intensidad de saturacion (S)	veh/hora	1276	1243	1267	1267
Capacidad ( c )	veh/hora	612	615	608	628
X = I/S	-	1,1	1,06	1,02	1,03
m	-	8	8	8	8
FP	-	1,167	1,167	1,167	1,167
demora uniforme ( d1 )	seg	32,1	32,1	32,1	32,1
demora incremental ( d2)	seg	54	37	25	27
d total	seg	91	74	62	64

**Tabla A.2.3.** Factor horario anual “FHA”. (Fuente: DNV)



Hora	Factor Horario Anual	Peso (%)
1	41,1	2,431
2	59,0	1,696
3	89,4	1,118
4	101,1	0,989
5	84,0	1,191
6	49,3	2,029
7	26,2	3,814
8	19,0	5,257
9	18,2	5,486
10	18,1	5,511
11	17,6	5,679
12	18,1	5,529
13	18,7	5,337
14	18,7	5,356
15	17,8	5,630
16	16,9	5,923
17	16,9	5,920
18	17,1	5,862
19	16,8	5,949
20	18,3	5,465
21	22,1	4,523
22	27,8	3,603
23	33,1	3,025
24	37,1	2,699



**Tabla A.2.4.** Factor por utilización de carril “U”: (Fuente: HCM 1995)

MOVIMIENTOS DEL GRUPO DE CARRILES	NUMERO DE CARRILES EN EL GRUPO DE CARRILES	PORCENTAJE DE TRAFICO QUE SOPORTA EL CARRIL MAS TRANSITADO	FACTOR DE UTILIZACION DE CARRIL (U)
Recto o compartido	1	100,0	1,00
	2	52,5	1,05
	3 <sup>a</sup>	36,7	1,10
Giro a la izquierda exclusivo	1	100,0	1,00
	2 <sup>a</sup>	51,5	1,03
Giro a la derecha exclusivo	1	100,0	1,00
	2 <sup>a</sup>	56,5	1,13

<sup>a</sup> Si el grupo de carriles cuenta con más carriles de los que figuran en esta tabla se recomienda realizar un estudio de campo o adoptar, para el grupo de carriles en cuestión, el mayor valor del factor U dado.

Escaneado con CamScanner

**Tabla A.2.5.** Factor de ajuste por anchura de carril “fa”: (Fuente: HCM, 1995).

ANCHURA MEDIA DE CARRIL A (M)	FACTOR DE ANCHURA DE CARRIL, $f_A$
2,4	0,867
2,7	0,900
3,0	0,933
3,3	0,967
3,6	1,000
3,9	1,033
4,2	1,067
4,5	1,100
4,8	1,133

NOTA:  $f_A = 1 + \frac{A-3,6}{9}$   $A \geq 2,40$  m (si  $A > 4,80$ m puede considerarse analizarlo como dos carriles).



**Tabla A.2.6.** Factor por ajuste de vehículos pesados “fvp”. (Fuente: HCM, 1995)

PORCENTAJE DE VEHICULOS PESADOS, % VP	FACTOR DE VEHICULOS PESADOS, $f_{VP}$
0	1,000
2	0,980
4	0,962
6	0,943
8	0,926
10	0,909
15	0,870
20	0,833
25	0,800
30	0,769
35	0,741
40	0,714
45	0,690
50	0,667
75	0,571
100	0,500

NOTA:  $f_{VP} = \frac{100}{100 + \% VP (E_c - 1)}$   $0 \leq \% VP \leq E_c = 2,0$

vehículos ligeros por vehículo pesado.

**Tabla A.2.7.** Factor de ajuste por inclinación “fi”. (Fuente: HCM, 1995).

INCLINACION, % $i$		FACTOR DE INCLINACION
TIPO	PORCENTAJE	
Bajada	- 6 o inferior	1,030
	- 4	1,020
	- 2	1,010
A nivel	0	1,000
Subida	+ 2	0,990
	+ 4	0,980
	+ 6	0,970
	+ 8	0,960
	+ 10 o superior	0,950

NOTA:  $f_i = 1 - \frac{\% i}{200}$   $- 6 \leq \% i \leq + 10$ .



**Tabla A.2.8.** Factor de ajuste por estacionamiento “fe”. (Fuente: HCM, 1995).

NUMERO DE CARRILES EN EL GRUPO DE CARRILES N	SIN ESTA- CIONAMIENTO	NUMERO DE MANIOBRAS DE ESTACIONAMIENTO POR HORA, $N_m$				
		0	10	20	30	40 <sup>a</sup>
1	1.000	0.900	0.850	0.800	0.750	0.700
2	1.000	0.950	0.925	0.900	0.875	0.850
3 <sup>a</sup>	1.000	0.967	0.950	0.933	0.917	0.900

NOTA:  $f_e = \frac{N-0,1-18N_m/3.600}{N}$   $0 \leq N_m \leq 180$   $f_e \geq 0,05$ . Utilícese la fórmula cuando haya más de 3 carriles o de más de 40 maniobras por hora.

**Tabla A.2.9.** Factor de ajuste por autobuses “fbb”. (Fuente: HCM, 1995).

NUMERO DE CARRILES EN EL GRUPO DE CARRILES N	0	NUMERO DE AUTOBUSES QUE PARAN POR HORA, $N_b$			
		10	20	30	40 <sup>a</sup>
1	1.000	0.960	0.920	0.880	0.840
2	1.000	0.980	0.960	0.940	0.920
3 <sup>a</sup>	1.000	0.987	0.973	0.960	0.947

NOTA:  $f = \frac{N-14,4 N_b/3.600}{N}$   $0 \leq N_b \leq 250$   $f_{bb} \geq 0,05$ . <sup>a</sup>Utilícese la fórmula cuando haya más de 3 carriles o paren más de 40 autobuses por hora.

**Tabla A.2.10.** Factor de ajuste por tipo de área “fa”. (Fuente: HCM, 1995.)

TIPO DE AREA	FACTOR DE TIPO DE AREA
CENTRO URBANO (CBD)	0,90
OTRAS ZONAS	1,0



**Tabla A.2.11-A.** Factor de ajuste por gire a la derecha “f<sub>MD</sub>”. (Fuente: HCM, 1995.)

CASO	P <sub>MDA</sub>	PT	PROPORCIÓN DE MD EN EL GRUPO DE CARRILES, P <sub>MD</sub>					
			CASOS 4, 5, 6					CASOS 1, 2, 3
			0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
2 y 5	0	0	1,00	0,970	0,940	0,910	0,880	0,850
		50 (Bajo)	1,00	0,965	0,930	0,896	0,861	0,826
		100	1,00	0,960	0,921	0,881	0,842	0,802
		200 (Mod.)	1,00	0,951	0,902	0,853	0,804	0,755
		400 (Alto)	1,00	0,932	0,864	0,796	0,728	0,660
		800	1,00	0,894	0,788	0,681	0,575	0,469
		1200	1,00	0,856	0,711	0,567	0,423	0,279
		≥1700	1,00	0,808	0,616	0,424	0,232	0,050
	0,20	0	1,00	0,970	0,940	0,910	0,880	0,850
		50 (Bajo)	1,00	0,966	0,932	0,899	0,865	0,831
		100	1,00	0,962	0,925	0,887	0,850	0,812
		200 (Mod.)	1,00	0,955	0,910	0,864	0,819	0,774
		400 (Alto)	1,00	0,940	0,879	0,819	0,758	0,698
		800	1,00	0,909	0,818	0,727	0,636	0,545
		1200	1,00	0,879	0,757	0,636	0,514	0,393
		≥1700	1,00	0,840	0,681	0,521	0,362	0,202
	0,40	0	1,00	0,970	0,940	0,910	0,880	0,850
		50 (Bajo)	1,00	0,967	0,934	0,901	0,869	0,836
		100	1,00	0,964	0,929	0,893	0,857	0,821
		200 (Mod.)	1,00	0,959	0,917	0,876	0,834	0,793
		400 (Alto)	1,00	0,947	0,894	0,841	0,789	0,736
		800	1,00	0,924	0,849	0,773	0,697	0,621
		1200	1,00	0,901	0,803	0,704	0,606	0,507
		≥1700	1,00	0,873	0,746	0,619	0,491	0,364
	0,60	0	1,00	0,970	0,940	0,910	0,880	0,850
		50 (Bajo)	1,00	0,968	0,936	0,904	0,872	0,840
		100	1,00	0,966	0,932	0,899	0,865	0,831
		200 (Mod.)	1,00	0,962	0,925	0,887	0,850	0,812
		400 (Alto)	1,00	0,955	0,910	0,864	0,819	0,774
		800	1,00	0,940	0,879	0,819	0,758	0,698
		1200	1,00	0,924	0,849	0,773	0,697	0,621
		≥1700	1,00	0,905	0,810	0,716	0,621	0,526
	0,80	0	1,00	0,970	0,940	0,910	0,880	0,850
		50 (Bajo)	1,00	0,969	0,938	0,907	0,876	0,845
		100	1,00	0,968	0,936	0,904	0,872	0,840
		200 (Mod.)	1,00	0,966	0,932	0,899	0,865	0,831
		400 (Alto)	1,00	0,962	0,925	0,887	0,850	0,812
		800	1,00	0,955	0,910	0,864	0,819	0,774
		1200	1,00	0,947	0,894	0,841	0,789	0,736
		≥1700	1,00	0,938	0,875	0,813	0,750	0,688
1 y 4	1,00	0	1,00	0,970	0,940	0,910	0,880	0,850
7	-	0	1,00	0,873	0,846	0,819	0,792	0,765
		50 (Bajo)	1,00	0,868	0,836	0,805	0,773	0,741
		100	1,00	0,863	0,827	0,790	0,754	0,717
		200 (Mod.)	1,00	0,854	0,808	0,762	0,716	0,670
		400 (Alto)	1,00	0,835	0,770	0,705	0,640	0,575
		800	1,00	0,797	0,694	0,590	0,487	0,384
		1200	1,00	0,759	0,617	0,476	0,335	0,194
≥1700	1,00	0,711	0,522	0,333	0,144	0,050		



**Tabla A.2.11-B.** Factor de ajuste por giro a la izquierda “f<sub>Ml</sub>”. (Fuentes: HCM, 1995).

CASO	TIPO DE GRUPO DE CARRILES	FACTOR DE GIRO A LA IZQUIERDA, $f_{Ml}$																																																																			
1	CARRIL EXCLUSIVO MI; FASES PROTEGIDAS	0,95																																																																			
2	CARRIL EXCLUSIVO MI; FASES PERMITIDAS	Procedimiento especial; véase formulario de la fig. 9-17 ó 9-18																																																																			
3	CARRIL EXCLUSIVO MI; FASES PROTEGIDAS -Y- PERMITIDAS	Aplicarse el caso 1 a la fase protegida Aplicarse el caso 2 a la fase permitida																																																																			
4	CARRIL COMPARTIDO MI; FASE PROTEGIDA	$f_{Ml} = 1,0/(1,0 + 0,05 P_{Ml})$																																																																			
		<table border="1"> <thead> <tr> <th colspan="2"></th> <th colspan="6">Proporción de Giros a la Izquierda, <math>P_{Ml}</math></th> </tr> <tr> <th colspan="2"></th> <th>0,00</th> <th>0,20</th> <th>0,40</th> <th>0,60</th> <th>0,80</th> <th>1,00</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Factor</td> <td></td> <td>1,00</td> <td>0,99</td> <td>0,98</td> <td>0,97</td> <td>0,96</td> <td>0,95</td> </tr> </tbody> </table>			Proporción de Giros a la Izquierda, $P_{Ml}$								0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	Factor		1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95																																											
		Proporción de Giros a la Izquierda, $P_{Ml}$																																																																			
		0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00																																																														
Factor		1,00	0,99	0,98	0,97	0,96	0,95																																																														
5	CARRIL COMPARTIDO MI; FASE PERMITIDA	Procedimiento especial; véase formulario de la Fig. 9-17 ó 9-18																																																																			
6	CARRIL COMPARTIDO MI; FASES PROTEGIDAS -Y- PERMITIDAS	$f_{Ml} = (1.400 - Q_o) / [(1.400 - Q_o) + (235 + 0,435 Q_o) P_{Ml}]$ $Q_o \leq 1.220$ v/h																																																																			
		$f_{Ml} = 1 / [1 + 4,525 P_{Ml}]$ $Q_o \geq 1.220$ v/h																																																																			
		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">VOLUMEN EN SENTIDO OPUESTO <math>Q_o</math></th> <th colspan="6">Proporción de Giros a la Izquierda, <math>P_{Ml}</math></th> </tr> <tr> <th>0,00</th> <th>0,20</th> <th>0,40</th> <th>0,60</th> <th>0,80</th> <th>1,00</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>0</td> <td>1,00</td> <td>0,97</td> <td>0,94</td> <td>0,91</td> <td>0,88</td> <td>0,86</td> </tr> <tr> <td>200</td> <td>1,00</td> <td>0,95</td> <td>0,90</td> <td>0,86</td> <td>0,82</td> <td>0,78</td> </tr> <tr> <td>400</td> <td>1,00</td> <td>0,92</td> <td>0,85</td> <td>0,80</td> <td>0,75</td> <td>0,70</td> </tr> <tr> <td>600</td> <td>1,00</td> <td>0,88</td> <td>0,79</td> <td>0,72</td> <td>0,66</td> <td>0,61</td> </tr> <tr> <td>800</td> <td>1,00</td> <td>0,83</td> <td>0,71</td> <td>0,62</td> <td>0,55</td> <td>0,49</td> </tr> <tr> <td>1.000</td> <td>1,00</td> <td>0,74</td> <td>0,58</td> <td>0,48</td> <td>0,41</td> <td>0,36</td> </tr> <tr> <td>1.200</td> <td>1,00</td> <td>0,55</td> <td>0,38</td> <td>0,29</td> <td>0,24</td> <td>0,20</td> </tr> <tr> <td><math>\geq 1.200</math></td> <td>1,00</td> <td>0,52</td> <td>0,36</td> <td>0,27</td> <td>0,22</td> <td>0,18</td> </tr> </tbody> </table>	VOLUMEN EN SENTIDO OPUESTO $Q_o$	Proporción de Giros a la Izquierda, $P_{Ml}$						0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00	0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,86	200	1,00	0,95	0,90	0,86	0,82	0,78	400	1,00	0,92	0,85	0,80	0,75	0,70	600	1,00	0,88	0,79	0,72	0,66	0,61	800	1,00	0,83	0,71	0,62	0,55	0,49	1.000	1,00	0,74	0,58	0,48	0,41	0,36	1.200	1,00	0,55	0,38	0,29	0,24	0,20	$\geq 1.200$	1,00	0,52	0,36	0,27
VOLUMEN EN SENTIDO OPUESTO $Q_o$	Proporción de Giros a la Izquierda, $P_{Ml}$																																																																				
	0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	1,00																																																															
0	1,00	0,97	0,94	0,91	0,88	0,86																																																															
200	1,00	0,95	0,90	0,86	0,82	0,78																																																															
400	1,00	0,92	0,85	0,80	0,75	0,70																																																															
600	1,00	0,88	0,79	0,72	0,66	0,61																																																															
800	1,00	0,83	0,71	0,62	0,55	0,49																																																															
1.000	1,00	0,74	0,58	0,48	0,41	0,36																																																															
1.200	1,00	0,55	0,38	0,29	0,24	0,20																																																															
$\geq 1.200$	1,00	0,52	0,36	0,27	0,22	0,18																																																															

**Tabla A.2.12.** Factor de ajuste por progresión “FP”. (Fuente: HCM, versión 1995).

FACTOR DE AJUSTE POR PROGRESION (FP)						
$FP = (1 - P) f_c / (1 - g/G)$ (vease la Nota)						
RELACION DE VERDE (g/C)	TIPO DE LLEGADA					
	T LI - 1	T LI - 2	T LI - 3	T LI - 4	T LI - 5	T LI - 6
0,20	1,167	1,007	1,000	1,000 <sup>a</sup>	0,833	0,750
0,30	1,286	1,063	1,000	0,986	0,714	0,571
0,40	1,445	1,136	1,000	0,895	0,555	0,333
0,50	1,667	1,240	1,000	0,767	0,000	0,000
0,60	2,001	1,395	1,000	0,576	0,000	0,000
0,70	2,556	1,653	1,000	0,256	0,000	0,000
Sustitutivo por omisión, $f_c$	1,00	0,93	1,00	1,15	1,00	1,00
Sustitutivo por omisión, $R_c$	0,333	0,667	1,000	1,333	1,667	2,000
Término de calibración de la demora incremental, $m$	8	12	16	12	8	4



# **ANEXO III**



**Tabla A.4.1** Costos de materiales a pie de obra.

N° Orden	Material	FUENTE			Distancia de transp. (.2)	Costo transporte (\$/t.km) (.3)	Factor	Costo transporte (\$/U.km) (4) = (3)*U.km	Inciencia del transporte (5) = (2)*(4)	Manipuleo (.6)	Valor por hora (.7)	Inciencia por manipuleo (8) = (6)*(7)	Costo total (9) = (1)+(5)+(8)	Perdidas % (.10)	Costo final (11) = ((9)+((9)*(10)))/100
		Origen	Costo de Origen (1)	Un											
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	Hormigon H-30	Resistencia	\$ 150.000,00	m^3	0	\$ 55,05		\$ -		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 150.000,000		\$ 150.000,00	
2	Acero φ6mm	Resistencia	\$ 1.500,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.701,000	\$ 4.701,00	
3	Acero φ8mm	Resistencia	\$ 1.552,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.753,000	\$ 4.753,00	
4	Acero φ10mm	Resistencia	\$ 1.564,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.765,000	\$ 4.765,00	
5	Acero φ12mm	Resistencia	\$ 1.548,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.749,000	\$ 4.749,00	
6	Acero φ16mm	Resistencia	\$ 1.537,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.738,000	\$ 4.738,00	
7	Acero φ20mm	Resistencia	\$ 1.549,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.750,000	\$ 4.750,00	
8	Acero φ25mm	Resistencia	\$ 1.560,00	kg	0	\$ 55,05	1000 t/m	\$ 55.050,000	\$ -	1	\$ 3.201,00	\$ 3.201,00	\$ 4.761,000	\$ 4.761,00	
9	Alambre N°14	Resistencia	\$ 3.578,50	kg	0	\$ 55,05	0,001 t/kg	\$ 0,055	\$ -	0,05	\$ 3.201,00	\$ 160,05	\$ 3.738,550	\$ 3.738,55	
10	Camisa metalica	San Nicolas	\$ 850.000,00	tn	779	\$ 55,05	1t/t	\$ 55,050	\$ 42.883,950	0,2	\$ 3.201,00	\$ 640,20	\$ 893.524,150	\$ 893.524,15	
11	Caño de H°G° D= 110mm , e=4mm	Resistencia	\$ 5.537,19	m	0	\$ 55,05	0,011 t/m	\$ 0,606	\$ -	0,05	\$ 3.201,00	\$ 160,05	\$ 5.697,240	\$ 5.697,24	
12	Asfalto 50-60	Avellaneda	\$ 350.000,00	tn	938,7	\$ 55,05	1t/t	\$ 55,050	\$ 51.675,435	0,5	\$ 3.201,00	\$ 1.600,50	\$ 403.275,935	\$ 403.275,94	
13	Punta Paris 1" 30kg (363-231-025-1)	Resistencia	\$ 3.393,40	kg	0	\$ 55,05	0,001 t/kg	\$ 0,055	\$ -	0,001	\$ 3.201,00	\$ 3,20	\$ 3.396,601	2%	\$ 3.397,28
14	Madera pino 1"x5"	Resistencia	\$ 2.250,00	m^2	0	\$ 55,05	0,01 t/m^2	\$ 0,551	\$ -	0,35	\$ 3.201,00	\$ 1.120,35	\$ 3.370,350	5%	\$ 3.372,04
15	Bentonita sódica natural molida	Santos Lugares	\$ 555,34	tn	929	\$ 55,05	1t/t	\$ 55,050	\$ 51.141,450	0,003	\$ 3.201,00	\$ 9,60	\$ 51.706,393		\$ 51.706,39
16	Vigas Pretensadas	Cordoba	\$ 15.000.000,00	Un	857,7	\$ 55,05			\$ -		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 15.000.000,000		\$ 15.000.000,00
17	Neopreno Armado	Buenos Aires	\$ 100.000,00	Un	1021	\$ 55,05			\$ -		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 100.000,000		\$ 100.000,00
18	Arena	Corrientes	\$ 7.550,00	m^3	185	\$ 55,05	1,5 t/m^3	\$ 82,575	\$ 15.276,375		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 22.826,375	5%	\$ 22.837,79
19	Piedra 0-6	Yofre	\$ 4.668,92	tn	234	\$ 55,05	1t/m^3	\$ 55,050	\$ 12.881,700		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 17.550,620	1%	\$ 17.552,38
20	Piedra 6-19	Yofre	\$ 11.740,00	tn	234	\$ 55,05	1t/m^3	\$ 55,050	\$ 12.881,700		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 24.621,700	1%	\$ 24.624,16
21	Defensa New Jersey	Los Cardales	\$ 120.000,00	Un	875	\$ 55,05	0,90 t/Un	\$ 49,545	\$ 43.351,875		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 163.351,875		\$ 163.351,88
22	Prelosa	Cordoba	\$ 7.783,47	m	0	\$ 55,05	0,002 t/m	\$ 0,110	\$ -		\$ 3.201,00	\$ -	\$ 7.783,470		\$ 7.783,47
23	Suelo Seleccionado	Resistencia	\$ 6.000,00	m^3	0	\$ 55,05	2t/m^3	\$ 110,100	\$ -		\$ 3.202,00	\$ -	\$ 6.000,000	3%	\$ 6.001,80
24	Escamas para Muro Armado	Buenos Aires	\$ 68.000,00	m^2									\$ 68.000,000		\$ 68.000,00
25	Materiales Especiales Para Muro Armado	Buenos Aires	\$ 34.000,00	m^2									\$ 34.000,000		\$ 34.000,00
26	Riego de liga c/ emulsión asfáltica	Aux	\$ 930,12	m^2									\$ 930,120		\$ 930,12



**Tabla A.4.2 Costos de equipos.**

COSTOS OPERATIVOS DE EQUIPOS														
N° Orden	DESIGNACIÓN	Potencia (HP)	Costo	Valor	Vida	Uso	Amortización e Intereses			Repar. y	Combustibles			Costo
			Actual	Residual	Util	Annual	Amort.	Interes	Suma	Repuest.	Tipo	C. Unit.	Combust. Y Lubricant.	Total
			(\$)	(\$)	(Hs.)	(Hs.)	(\$/ Hs.)	(\$/ Hs.)	(\$/ Hs.)	(\$/ Hs.)	(10)	(\$/ Lts.)	(\$/ Hs.)	(\$/ Hs.)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)=	(10)=(8)+(9)	(9)	(10)	(11)	(15)	(16)
1	Aserradora de juntas	4	\$ 1.150.490	\$ 230.098,00	10000	2000	\$ 92,04	\$ 129,43	\$ 221,47	\$ 166,10	Nafta	\$ 1.127,00	\$ 865,54	1.253,11
2	Camion con batea	210	\$ 71.556.119	\$ 14.311.223,80	10000	2000	\$ 5.724,49	\$ 8.050,06	\$ 13.774,55	\$ 10.330,91	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 46.085,76	70.191,23
3	Camion con hidrogrua	150	\$ 83.301.652	\$ 16.660.330,40	10000	2000	\$ 6.664,13	\$ 9.371,44	\$ 16.035,57	\$ 12.026,68	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 32.918,40	60.980,64
4	Cargadora frontal	130	\$ 141.612.809	\$ 28.322.561,80	10000	2000	\$ 11.329,02	\$ 15.931,44	\$ 27.260,47	\$ 20.445,35	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 28.529,28	76.235,10
5	Grupo electrogeno	55	\$ 1.652.895	\$ 330.579,00	10000	2000	\$ 132,23	\$ 185,95	\$ 318,18	\$ 238,64	Nafta	\$ 1.127,00	\$ 11.901,12	12.457,94
6	Motobomba con manguera	10	\$ 495.867	\$ 99.173,40	10000	2000	\$ 39,67	\$ 55,79	\$ 95,45	\$ 71,59	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 2.194,56	2.361,61
7	Motoniveladora	200	\$ 149.942.975	\$ 29.988.595,00	10000	2000	\$ 11.995,44	\$ 16.868,58	\$ 28.864,02	\$ 21.648,02	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 43.891,20	94.403,24
8	Pilotea rotativa	400	\$ 126.446.280	\$ 25.289.256,00	10000	2000	\$ 10.115,70	\$ 14.225,21	\$ 24.340,91	\$ 18.255,68	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 87.782,40	130.378,99
9	Rastra de disco	-	\$ 34.486.884	\$ 6.897.376,80	10000	2000	\$ 2.758,95	\$ 3.879,77	\$ 6.638,73	\$ 4.979,04	-	-	-	11.617,77
10	Regla vibradora	5	\$ 4.417.347	\$ 883.469,40	10000	2000	\$ 353,39	\$ 496,95	\$ 850,34	\$ 637,75	Nafta	\$ 1.127,00	\$ 1.081,92	2.570,01
11	Retroexcavadora	120	\$ 91.131.818	\$ 18.226.363,60	10000	2000	\$ 7.290,55	\$ 10.252,33	\$ 17.542,87	\$ 13.157,16	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 26.334,72	57.034,75
12	Rodillo neumatico	100	\$ 8.330.195	\$ 1.666.039,00	10000	2000	\$ 666,42	\$ 937,15	\$ 1.603,56	\$ 1.202,67	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 21.945,60	24.751,83
13	Rodillo pata de cabra	130	\$ 90.798.801	\$ 18.159.760,20	10000	2000	\$ 7.263,90	\$ 10.214,87	\$ 17.478,77	\$ 13.109,08	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 28.529,28	59.117,13
14	Equipo de soldadora eléctrica	-	\$ 3.305.785	\$ 661.157,00	10000	2000	\$ 264,46	\$ 371,90	\$ 636,36	\$ 477,27	-	-	-	1.113,64
15	Terminadora asfaltica	150	\$ 33.320.621	\$ 6.664.124,20	10000	2000	\$ 2.665,65	\$ 3.748,57	\$ 6.414,22	\$ 4.810,66	-	-	-	11.224,88
16	Tractor neumatico	102	\$ 24.990.495	\$ 4.998.099,00	10000	2000	\$ 1.999,24	\$ 2.811,43	\$ 4.810,67	\$ 3.608,00	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 22.384,51	30.803,19
17	Vibrador por inmersión	10	\$ 413.223	\$ 82.644,60	10000	2000	\$ 33,06	\$ 46,49	\$ 79,55	\$ 59,66	Gas-Oil	\$ 1.143,00	\$ 2.194,56	2.333,76



**Tabla A.4.3 Costos mano de obra.**

Categoría	Salario Básico	Asistencia [\$/h] 20% de (2)	Jornal Directo [\$/h] (2)+(3)	Mejoras sociales [\$/h] 20,00% de (4)	Seguro obrero 2,00% de (4)	Jornal total [\$/h] (4)+(5)+(6)	Otros [\$/h] 50,433% de (7)	Costo Unidad [\$/h] (8)+(7)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Oficial Especializado	\$ 4.439,00	\$ 887,80	\$ 5.326,80	\$ 1.065,36	\$ 106,54	\$ 6.498,70	\$ 3.277,49	\$ 9.776,18
Oficial	\$ 3.782,00	\$ 756,40	\$ 4.538,40	\$ 907,68	\$ 90,77	\$ 5.536,85	\$ 2.792,40	\$ 8.329,25
Medio Oficial	\$ 3.487,00	\$ 697,40	\$ 4.184,40	\$ 836,88	\$ 83,69	\$ 5.104,97	\$ 2.574,59	\$ 7.679,56
Ayudante	\$ 3.201,00	\$ 640,20	\$ 3.841,20	\$ 768,24	\$ 76,82	\$ 4.686,26	\$ 2.363,42	\$ 7.049,69

Asistencia	20%
Mejora Social	20%
Seguro	2%
Otro	50,43%

Cont. Seg. Social	23%
Cont. Obra Social	6%
Ley Riesgo de Trabajo (% Variable)	5,43%
Fondo de Desempleo	12%
IERIC	2%
FICS	2%
OTROS	50,43%



**Tabla A.4.4 Ítem 1.1**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Movimiento de suelos	<b>ITEM</b>	1,1	<b>UNIDAD</b>	m <sup>3</sup>
<b>Descripción</b>	Excavación de pilotes				
<b>Designación</b>		<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs	1,5	\$ 9.776,18	\$ 14.664,28	
Ayudante	hs	3	\$ 7.049,69	\$ 21.149,06	
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>				\$	35.813,34
<b>Materiales</b>					
Bentonita	tn	0,054	\$ 51.706,39	\$ 2.792,15	
Camisa metalica	tn	0,246	\$ 893.524,15	\$ 219.806,94	
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>				\$	222.599,09
<b>Equipos</b>					
Pilotea rotativa	hs	0,73	\$ 130.378,99	\$ 95.176,66	
Retroexcavadora	hs	0,73	\$ 57.034,75	\$ 41.635,37	
Camion con Batea	hs	0,73	\$ 70.191,23	\$ 51.239,60	
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>				\$	188.051,63
<b>COSTO DIRECTO</b>				\$	446.464,05
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>				\$	692.019,28



**Tabla A.4.5 Ítem 2.1**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Hormigon H-30 in situ	<b>ITEM</b>	2,1	<b>UNIDAD</b>	m <sup>3</sup>
<b>Descripción</b>	Losas de tablero				
<b>Designación</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>	
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs	2	\$ 9.776,18	\$ 19.552,37	
Oficial	hs	2	\$ 8.329,25	\$ 16.658,49	
Ayudante	hs	4	\$ 7.049,69	\$ 28.198,75	
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>				<b>\$ 64.409,61</b>	
<b>Materiales</b>					
Hormigon H-30	m <sup>3</sup>	1,05	\$ 150.000,00	\$ 157.500,00	
Acero φ8	kg	35,11	\$ 4.753,00	\$ 166.877,83	
Acero φ10	kg	57,46	\$ 4.765,00	\$ 273.796,90	
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.738,55	\$ 2.243,13	
Punta París 1" 30 kg	kg	1	\$ 3.397,28	\$ 3.397,28	
Madera pino 1"x5"	m <sup>2</sup>	4,7	\$ 3.372,04	\$ 15.848,57	
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>				<b>\$ 619.663,71</b>	
<b>Equipos</b>					
Vibrador por inmersión	hs	1,2	\$ 2.333,76	\$ 2.800,52	
Regla vibradora	hs	0,6	\$ 2.570,01	\$ 1.542,01	
Aserradora de junta	hs	0,6	\$ 1.253,11	\$ 751,86	
Camion con hidrogrua	hs	0,8	\$ 60.980,64	\$ 48.784,52	
Soldadora electrica	hs	0,8	\$ 1.113,64	\$ 890,91	
Grupo Electrogeno	hs	0,8	\$ 12.457,94	\$ 9.966,35	
Motobomba con manguera	hs	0,8	\$ 2.361,61	\$ 1.889,28	
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>				<b>\$ 66.625,45</b>	
<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>\$ 750.698,77</b>	
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>				<b>1,55</b>	
<b>PRECIO UNITARIO</b>				<b>\$ 1.163.583,09</b>	



**Tabla A.4.6 Ítem 2.2**

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigon H-30 in situ	ITEM	2,2	UNIDAD	m^3
Descripción	Losa de aproximación				
Designación		Unidad	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo Unitario	Costo Parcial
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado		hs	2	\$ 9.776,18	\$ 19.552,37
Oficial		hs	2	\$ 8.329,25	\$ 16.658,49
Ayudante		hs	4	\$ 7.049,69	\$ 28.198,75
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 64.409,61
<b>Materiales</b>					
Hormigon H-30		m^3	1,05	\$ 150.000,00	\$ 157.500,00
Acero φ10		kg	14,74	\$ 4.765,00	\$ 70.236,10
Acero φ25		kg	6,41	\$ 4.761,00	\$ 30.518,01
Alambre N°14		kg	0,6	\$ 3.738,55	\$ 2.243,13
Punta París 1" 30 kg		kg	1	\$ 3.397,28	\$ 3.397,28
Madera pino 1"x5"		m^2	4,7	\$ 3.372,04	\$ 15.848,57
SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES					\$ 279.743,09
<b>Equipos</b>					
Vibrador por inmersión		hs	1,2	\$ 2.333,76	\$ 2.800,52
Regla vibradora		hs	0,6	\$ 2.570,01	\$ 1.542,01
Camion con hidrogrua		hs	0,8	\$ 60.980,64	\$ 48.784,52
Soldadora electrica		hs	0,8	\$ 1.113,64	\$ 890,91
Grupo Electrogeno		hs	0,8	\$ 12.457,94	\$ 9.966,35
Motobomba con manguera		hs	0,8	\$ 2.361,61	\$ 1.889,28
SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS					\$ 65.873,59
<b>COSTO DIRECTO</b>					\$ 410.026,28
COEFICIENTE RESUMEN					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>					\$ 635.540,74



**Tabla A.4.7 Ítem 2.3**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Hormigon H-30 in situ	<b>ITEM</b>	2,3	<b>UNIDAD</b>	m <sup>3</sup>
<b>Descripción</b>	Viga secundaria				
<b>Designación</b>		<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>
<b>Mano de obra</b>					
Oficial		hs	2	\$ 9.776,18	\$ 19.552,37
Especializado		hs	2	\$ 8.329,25	\$ 16.658,49
Oficial		hs	4	\$ 7.049,69	\$ 28.198,75
Ayudante		hs	4	\$ 7.049,69	\$ 28.198,75
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>\$ 64.409,61</b>
<b>Materiales</b>					
Hormigon H-30		m <sup>3</sup>	1,05	\$ 150.000,00	\$ 157.500,00
Acero φ6		kg	5,07	\$ 4.701,00	\$ 23.834,07
Acero φ8		kg	8,67	\$ 4.753,00	\$ 41.208,51
Acero φ16		kg	28,9	\$ 4.738,00	\$ 136.928,20
Acero φ20		kg	22,6	\$ 4.750,00	\$ 107.350,00
Alambre N°14		kg	0,84	\$ 3.738,55	\$ 3.140,38
Punta París 1" 30 kg		kg	1,5	\$ 3.397,28	\$ 5.095,92
Madera pino 1"x5"		m <sup>2</sup>	4,85	\$ 3.372,04	\$ 16.354,37
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>					<b>\$ 247.133,25</b>
<b>Equipos</b>					
Vibrador por inmersión		hs	1,2	\$ 2.333,76	\$ 2.800,52
Camion con hidrogrua		hs	0,8	\$ 60.980,64	\$ 48.784,52
Soldadora electrica		hs	0,8	\$ 1.113,64	\$ 890,91
Grupo Electrogeno		hs	0,8	\$ 12.457,94	\$ 9.966,35
Motobomba con manguera		hs	0,8	\$ 2.361,61	\$ 1.889,28
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>					<b>\$ 64.331,58</b>
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>\$ 375.874,44</b>
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					<b>1,55</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>\$ 582.605,38</b>



**Tabla A.4.8 Ítem 2.4**

ANALISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigon H-30 in situ	ITEM	2,4	UNIDAD	m^3
Descripción	Cabezal intermedio				
Designación		Unidad	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo Unitario	Costo Parcial
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado		hs	2	\$ 9.776,18	\$ 19.552,37
Oficial		hs	2	\$ 8.329,25	\$ 16.658,49
Ayudante		hs	4	\$ 7.049,69	\$ 28.198,75
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 64.409,61
<b>Materiales</b>					
Hormigon H-30		m^3	1,05	\$ 150.000,00	\$ 157.500,00
Acero φ8		kg	13,4	\$ 4.753,00	\$ 63.690,20
Acero φ25		kg	71,5	\$ 4.761,00	\$ 340.411,50
Alambre N°14		kg	0,84	\$ 3.738,55	\$ 3.140,38
Punta París 1" 30 kg		kg	1,5	\$ 3.397,28	\$ 5.095,92
Madera pino 1"x5"		m^2	4,85	\$ 3.372,04	\$ 16.354,37
SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES					\$ 586.192,37
<b>Equipos</b>					
Vibrador por inmersión		hs	1,2	\$ 2.333,76	\$ 2.800,52
Camion con hidrogrua		hs	0,8	\$ 60.980,64	\$ 48.784,52
Soldadora electrica		hs	0,8	\$ 1.113,64	\$ 890,91
Grupo Electrogeno		hs	0,8	\$ 12.457,94	\$ 9.966,35
Motobomba con manguera		hs	0,8	\$ 2.361,61	\$ 1.889,28
SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS					\$ 64.331,58
<b>COSTO DIRECTO</b>					\$ 714.933,56
COEFICIENTE RESUMEN					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>					\$ 1.108.147,02



**Tabla A.4.9 Ítem 2.5**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Hormigon H-30 in situ	<b>ITEM</b>	2,5	<b>UNIDAD</b>	m <sup>3</sup>
<b>Descripción</b>	Pilas intermedias				
<b>Designación</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>	
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs	2	\$ 9.776,18	\$	19.552,37
Oficial	hs	2	\$ 8.329,25	\$	16.658,49
Ayudante	hs	4	\$ 7.049,69	\$	28.198,75
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>				\$	64.409,61
<b>Materiales</b>					
Hormigon H-30	m <sup>3</sup>	1,05	\$ 150.000,00	\$	157.500,00
Acero φ12	kg	109,2	\$ 4.738,00	\$	517.389,60
Acero φ25	kg	78,4	\$ 4.761,00	\$	373.262,40
Alambre N°14	kg	0,6	\$ 3.738,55	\$	2.243,13
Punta París 1" 30 kg	kg	2	\$ 3.397,28	\$	6.794,56
Madera pino 1"x5"	m <sup>2</sup>	2,86	\$ 3.372,04	\$	9.644,02
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>				\$	1.066.833,71
<b>Equipos</b>					
Vibrador por inmersión	hs	1,2	\$ 2.333,76	\$	2.800,52
Camion con hidrogrua	hs	0,8	\$ 60.980,64	\$	48.784,52
Soldadora electrica	hs	0,8	\$ 1.113,64	\$	890,91
Grupo Electrogeno	hs	0,8	\$ 12.457,94	\$	9.966,35
Motobomba con manguera	hs	0,8	\$ 2.361,61	\$	1.889,28
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>				\$	64.331,58
<b>COSTO DIRECTO</b>				\$	1.195.574,90
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>				\$	1.853.141,09



**Tabla A.4.10 Ítem 3.1**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Elementos Prefabricados	<b>ITEM</b>	3,1	<b>UNIDAD</b>	U
<b>Descripción</b>	Viga principal H-35				
<b>Designación</b>		<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado		hs	2	\$ 9.776,18	\$ 19.552,37
Ayudante		hs	3,5	\$ 7.049,69	\$ 24.673,91
		SUB-TOTAL MANO DE OBRA			\$ 44.226,27
<b>Materiales</b>					
Viga prefabricada H-35		U	1	\$ 15.000.000,00	\$ 15.000.000,00
		SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES			\$ 15.000.000,00
<b>Equipos</b>					
Camion con hidrogrua		hs	2	\$ 60.980,64	\$ 121.961,29
		SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS			\$ 121.961,29
		<b>COSTO DIRECTO</b>			\$ 15.166.187,56
		COEFICIENTE RESUMEN			1,55
		<b>PRECIO UNITARIO</b>			\$ 23.507.590,72



**Tabla A.4.11 Ítem 3.2**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Elementos Prefabricados	<b>ITEM</b>	3,2	<b>UNIDAD</b>	m <sup>2</sup>
<b>Descripción</b>	Prelosa H-30				
<b>Designación</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>	
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs	2	\$ 9.776,18	\$	19.552,37
Oficial	hs	2	\$ 8.329,25	\$	16.658,49
Ayudante	hs	3	\$ 7.049,69	\$	21.149,06
SUB-TOTAL MANO DE OBRA				\$	40.701,43
<b>Materiales</b>					
Prelosa (Armadura Trilogic)	m	1,05	\$ 7.783,47	\$	8.172,64
SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES				\$	8.172,64
<b>Equipos</b>					
Camion con hidrogrua	hs	0,75	\$ 60.980,64	\$	45.735,48
SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS				\$	45.735,48
<b>COSTO DIRECTO</b>				\$	94.609,56
COEFICIENTE RESUMEN					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>				\$	146.644,81



**Tabla A.4.12 Ítem 3.3**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Elementos Prefabricados	<b>ITEM</b>	3,3	<b>UNIDAD</b>	m
<b>Descripción</b>	Defensa New Jersey				
<b>Designación</b>	<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>	
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs	0,5	\$ 9.776,18	\$	4.888,09
Oficial Ayudante	hs	0	\$ 8.329,25	\$	-
	hs	1,5	\$ 7.049,69	\$	10.574,53
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>				\$	15.462,62
<b>Materiales</b>					
Defensa New Jersey	m	1	\$ 163.351,88	\$	163.351,88
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>				\$	163.351,88
<b>Equipos</b>					
Camion con hidrogrua	hs	0,5	\$ 60.980,64	\$	30.490,32
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>				\$	30.490,32
<b>COSTO DIRECTO</b>				\$	209.304,82
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>				\$	324.422,47



**Tabla A.4.13** Ítem 4.1

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Dispositivos de Apoyo	<b>ITEM</b>	4,1	<b>UNIDAD</b>	U
<b>Descripción</b>	Neopreno Armado				
<b>Designación</b>		<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs	0		\$ 9.776,18	\$ -
Oficial	hs	0,5		\$ 8.329,25	\$ 4.164,62
Ayudante	hs	1		\$ 7.049,69	\$ 7.049,69
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>\$ 7.049,69</b>
<b>Materiales</b>					
Placa de Neopreno Armado	U	1		\$ 100.000,00	\$ 100.000,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>					<b>\$ 100.000,00</b>
<b>Equipos</b>					
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>					<b>\$ -</b>
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>\$ 107.049,69</b>
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					<b>1,55</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>\$ 165.927,02</b>



**Tabla A.4.14 Ítem 5.1**

ANALISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Carpeta de rodamiento	ITEM	5,1	UNIDAD	m^3
Descripción	Carpeta de rodamiento				
Designación		Unidad	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo Unitario	Costo Parcial
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado		hs	0,04	\$ 9.776,18	\$ 391,05
Oficial		hs	0,03	\$ 8.329,25	\$ 249,88
Ayudante		hs	0,03	\$ 7.049,69	\$ 211,49
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 852,42
<b>Materiales</b>					
Asfalto 50-60		tn	0,0051	\$ 403.275,94	\$ 2.056,71
Piedra 0-6		tn	0,0374	\$ 17.552,38	\$ 656,46
Piedra 6-19		tn	0,0435	\$ 24.624,16	\$ 1.071,15
Arena		m^3	0,024	\$ 22.837,79	\$ 548,11
SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES					\$ 4.332,42
<b>Equipos</b>					
Terminadora Asfáltica		hs	0,01	\$ 11.224,88	\$ 112,25
Rodillo neumatico		hs	0,01	\$ 24.751,83	\$ 247,52
Cargador frontal		hs	0,01	\$ 76.235,10	\$ 762,35
Camion con batea		hs	0,02	\$ 70.191,23	\$ 1.403,82
SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS					\$ 2.525,94
<b>COSTO DIRECTO</b>					\$ 7.710,78
COEFICIENTE RESUMEN					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>					\$ 11.951,71



**Tabla A.4.15 Ítem 7.1**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Muro de terraplen armado	<b>ITEM</b>	7,1	<b>UNIDAD</b>	m^2
<b>Descripción</b>					
<b>Designación</b>		<b>Unidad</b>	<b>Rendimiento (Un/Unidad)</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado		hs	2	\$ 9.776,18	\$ 19.552,37
Oficial		hs	1	\$ 8.329,25	\$ 8.329,25
Ayudante		hs	12	\$ 7.049,69	\$ 84.596,25
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>\$ 112.477,86</b>
<b>Materiales</b>					
Escamas para muro armado		m^2	1	\$ 68.000,00	\$ 68.000,00
Materiales especiales para muro armado		m^2	1	\$ 34.000,00	\$ 34.000,00
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>					<b>\$ 102.000,00</b>
<b>Equipos</b>					
Camion con hidrogrua		hs	0,015	\$ 60.980,64	\$ 914,71
Rodillo neumatico		hs	0,015	\$ 24.751,83	\$ 371,28
Retroexcavadora		hs	0,01	\$ 57.034,75	\$ 570,35
Grupo electrogeno		hs	0,001	\$ 12.457,94	\$ 12,46
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>					<b>\$ 1.868,79</b>
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>\$ 216.346,66</b>
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					<b>1,55</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>\$ 335.337,32</b>



**Tabla A.4.16 Ítem 8.1**

<b>ANALISIS DE PRECIOS</b>					
<b>RUBRO</b>	Base de concreto asfaltico: 7cm	<b>ITEM</b>	8,1	<b>UNIDAD</b>	m^2
<b>Descripción</b>					
<b>Designación</b>		<b>Unidad</b>	<b>Rendimient o (Un/Unidad )</b>	<b>Costo Unitario</b>	<b>Costo Parcial</b>
<b>Mano de obra</b>					
Oficial Especializado	hs			\$ 9.776,18	\$ -
Oficial	hs	12		\$ 8.329,25	\$ 99.950,96
Ayudante	hs	10		\$ 7.049,69	\$ 70.496,88
<b>SUB-TOTAL MANO DE OBRA</b>					<b>\$ 170.447,83</b>
<b>Materiales</b>					
Piedra 0-6	tn	0,52		\$ 17.552,38	\$ 9.127,24
Piedra 6-19	tn	0,355		\$ 24.624,16	\$ 8.741,58
Arena	m^3	0,053		\$ 22.837,79	\$ 1.210,40
Asfalto 50-60	tn	0,048		\$ 403.275,94	\$ 19.357,24
Riego de liga con emulsión asfaltica	m^2	5,21		\$ 930,12	\$ 4.845,93
<b>SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES</b>					<b>\$ 17.868,81</b>
<b>Equipos</b>					
Cargador frontal	hs	0,015		\$ 76.235,10	\$ 1.143,53
Camion con batea	hs	0,015		\$ 70.191,23	\$ 1.052,87
Terminadora asfaltica	hs	0,01		\$ 11.224,88	\$ 112,25
Rodillo neumatico	hs	0,001		\$ 24.751,83	\$ 24,75
<b>SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS</b>					<b>\$ 2.333,40</b>
<b>COSTO DIRECTO</b>					<b>\$ 190.650,04</b>
<b>COEFICIENTE RESUMEN</b>					<b>1,55</b>
<b>PRECIO UNITARIO</b>					<b>\$ 295.507,57</b>



**Tabla A.4.17 Ítem 8.2**

ANALISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Carpeta de concreto asfaltico: 5 cm	ITEM	8,2	UNIDAD	m^2
Descripción					
Designación		Unidad	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo Unitario	Costo Parcial
<b>Mano de obra</b>					
Oficial		hs		\$ 9.776,18	\$ -
Especializado		hs	12	\$ 8.329,25	\$ 99.950,96
Oficial		hs	10	\$ 7.049,69	\$ 70.496,88
Ayudante		hs			
SUB-TOTAL MANO DE OBRA					\$ 170.447,83
<b>Materiales</b>					
Piedra 0-6		tn	0,52	\$ 17.552,38	\$ 9.127,24
Piedra 6-19		tn	0,355	\$ 24.624,16	\$ 8.741,58
Arena		m^3	0,053	\$ 22.837,79	\$ 1.210,40
Asfalto 50-60		tn	0,053	\$ 403.275,94	\$ 21.373,62
Riego de liga con emulsión asfaltica		m^2	8,33	\$ 930,12	\$ 7.751,00
SUB-TOTAL MANO DE MATERIALES					\$ 17.868,81
<b>Equipos</b>					
Cargador frontal		hs	0,015	\$ 76.235,10	\$ 1.143,53
Camion con batea		hs	0,015	\$ 70.191,23	\$ 1.052,87
Terminadora asfaltica		hs	0,01	\$ 11.224,88	\$ 112,25
Rodillo neumatico		hs	0,001	\$ 24.751,83	\$ 24,75
SUB-TOTAL MANO DE EQUIPOS					\$ 2.333,40
<b>COSTO DIRECTO</b>					\$ 190.650,04
COEFICIENTE RESUMEN					1,55
<b>PRECIO UNITARIO</b>					\$ 295.507,57



# **ANEXO IV**

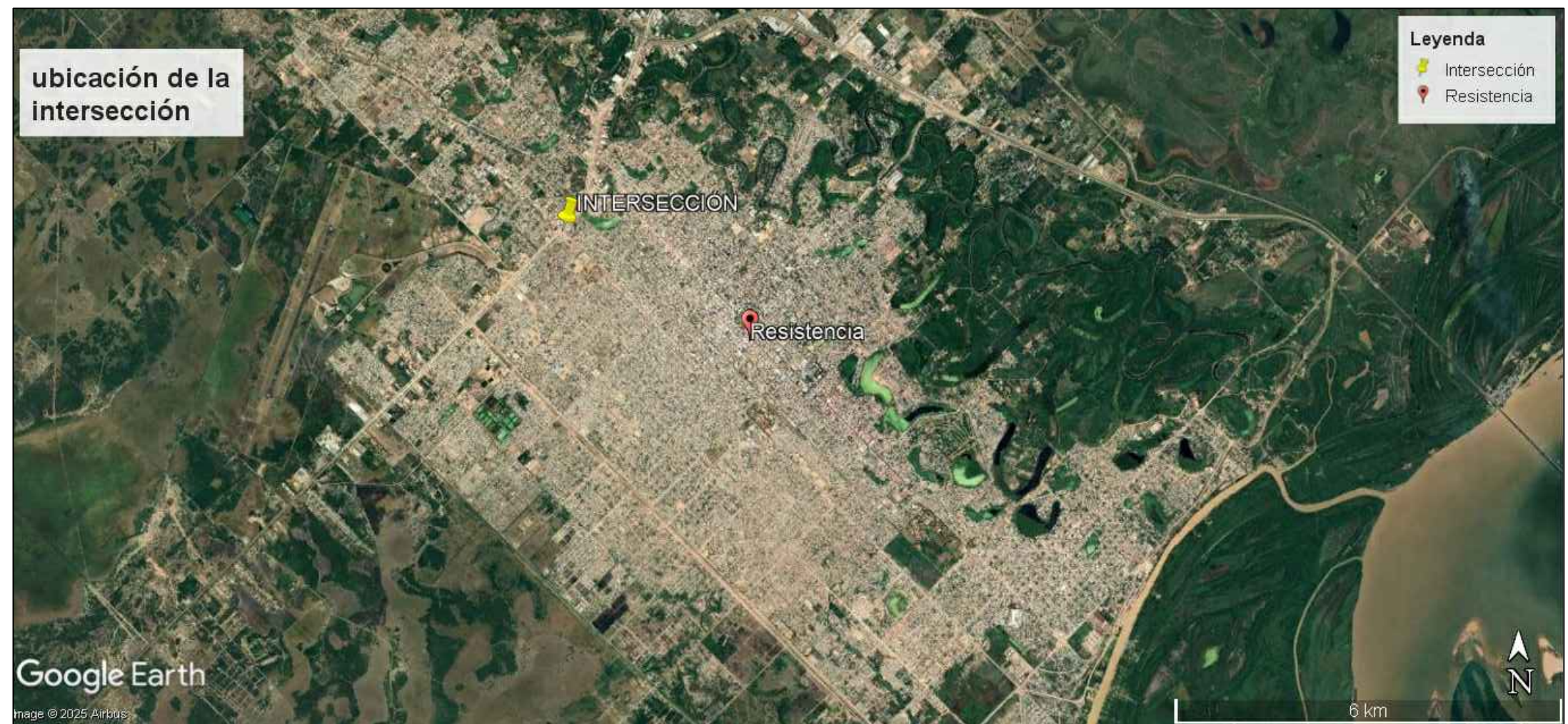


# ÍNDICE DE PLANOS

Plano.....	Nº
Plano de ubicación.....	1
Plano de cotas.....	2
Diseño geométrico general.....	3
Diseño geométrico central.....	4
Diseño geométrico lado Fontana.....	5
Diseño geométrico lado Resistencia.....	6
Corte longitudinal.....	7
Corte transversal.....	8
Plano de sistemas hidráulicos.....	9
Escurrimiento en zona central.....	10
Escurrimiento en lado Resistencia.....	11
Escurrimiento en lado Fontana.....	12
Áreas de aporte y escurrimiento superficial de agua.....	13
Sistemas de desagües existentes lado Fontana.....	14



República Argentina



Área Metropolitana del Gran Resistencia

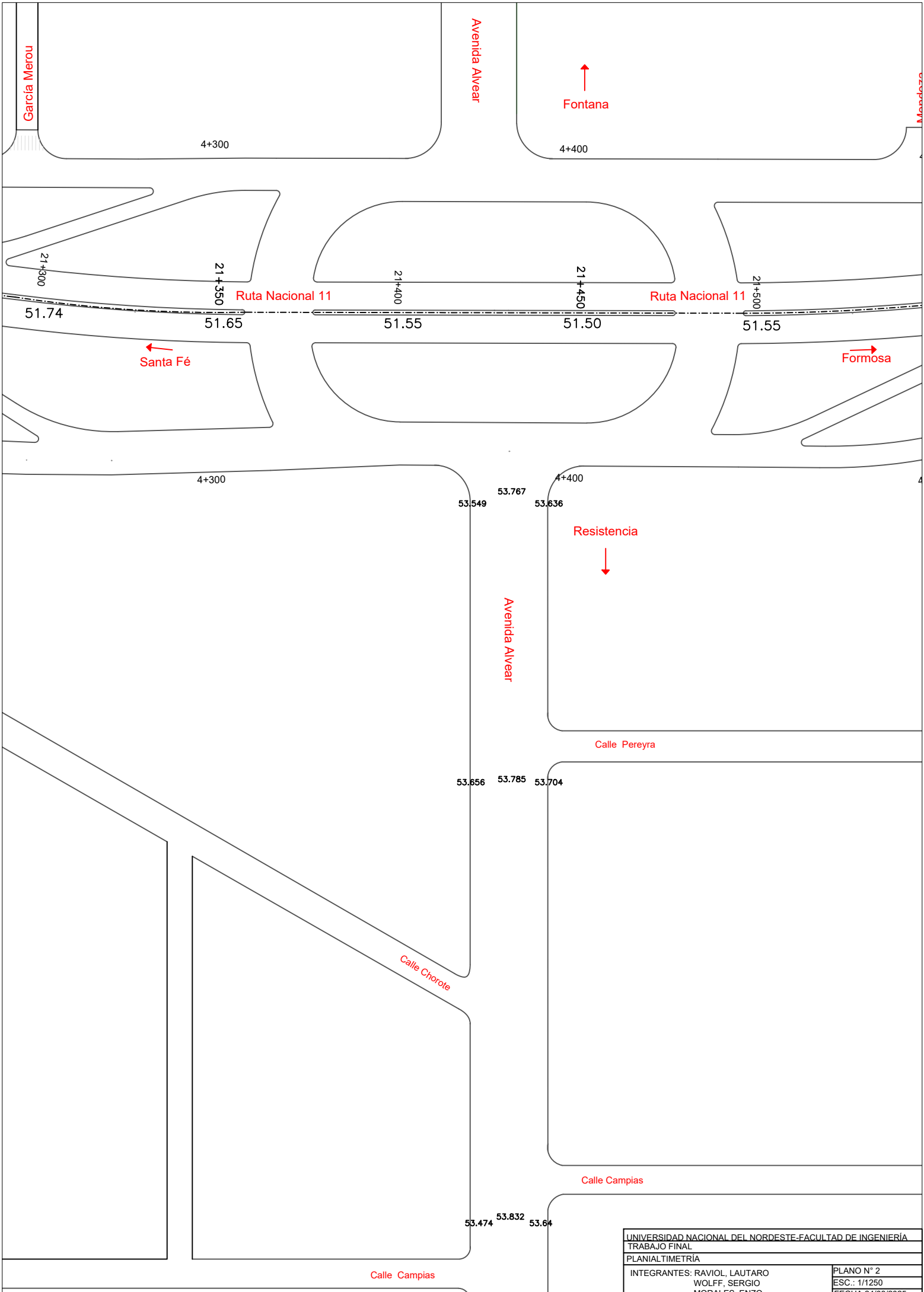


Provincia del Chaco

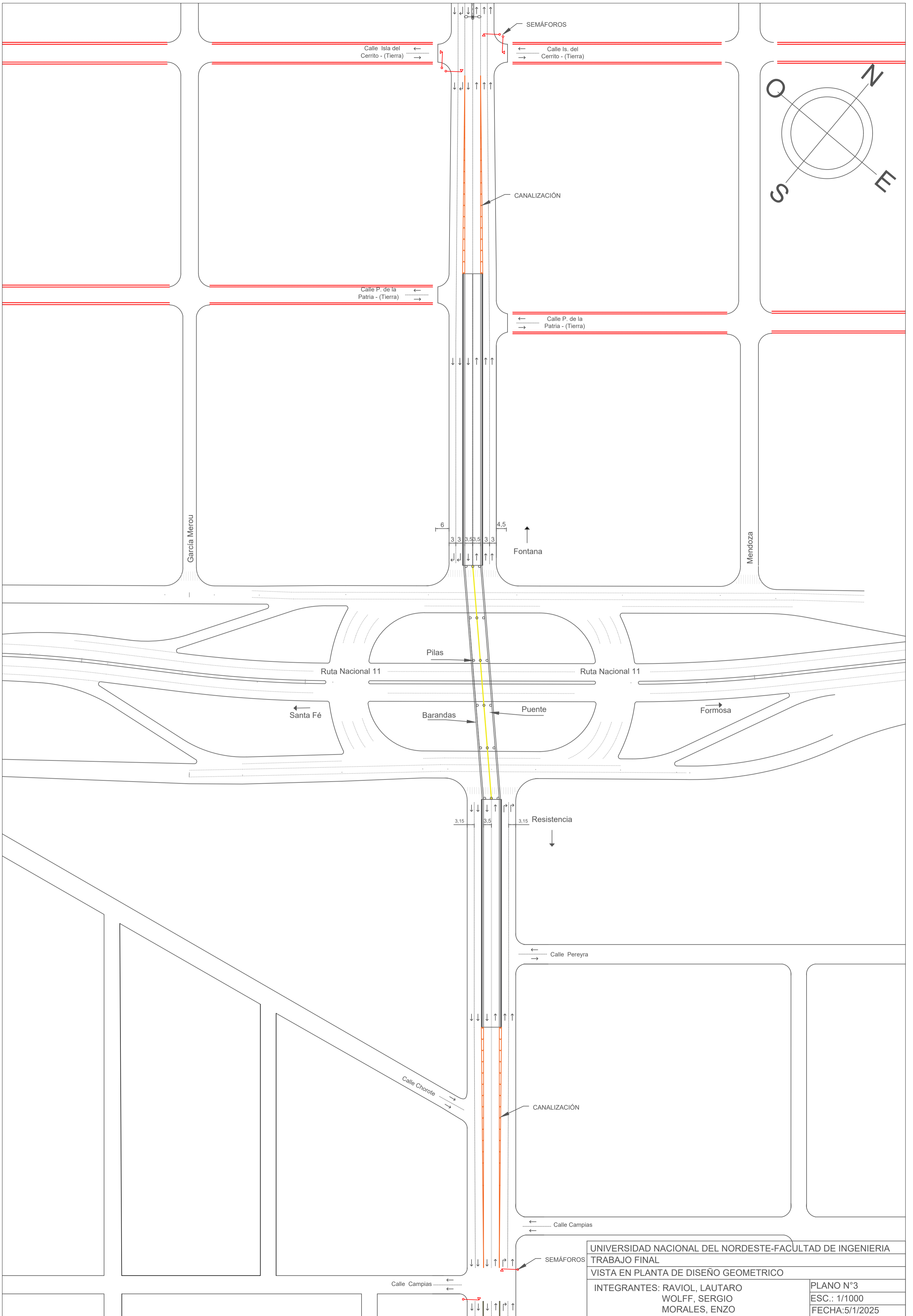


Intersección en estudio

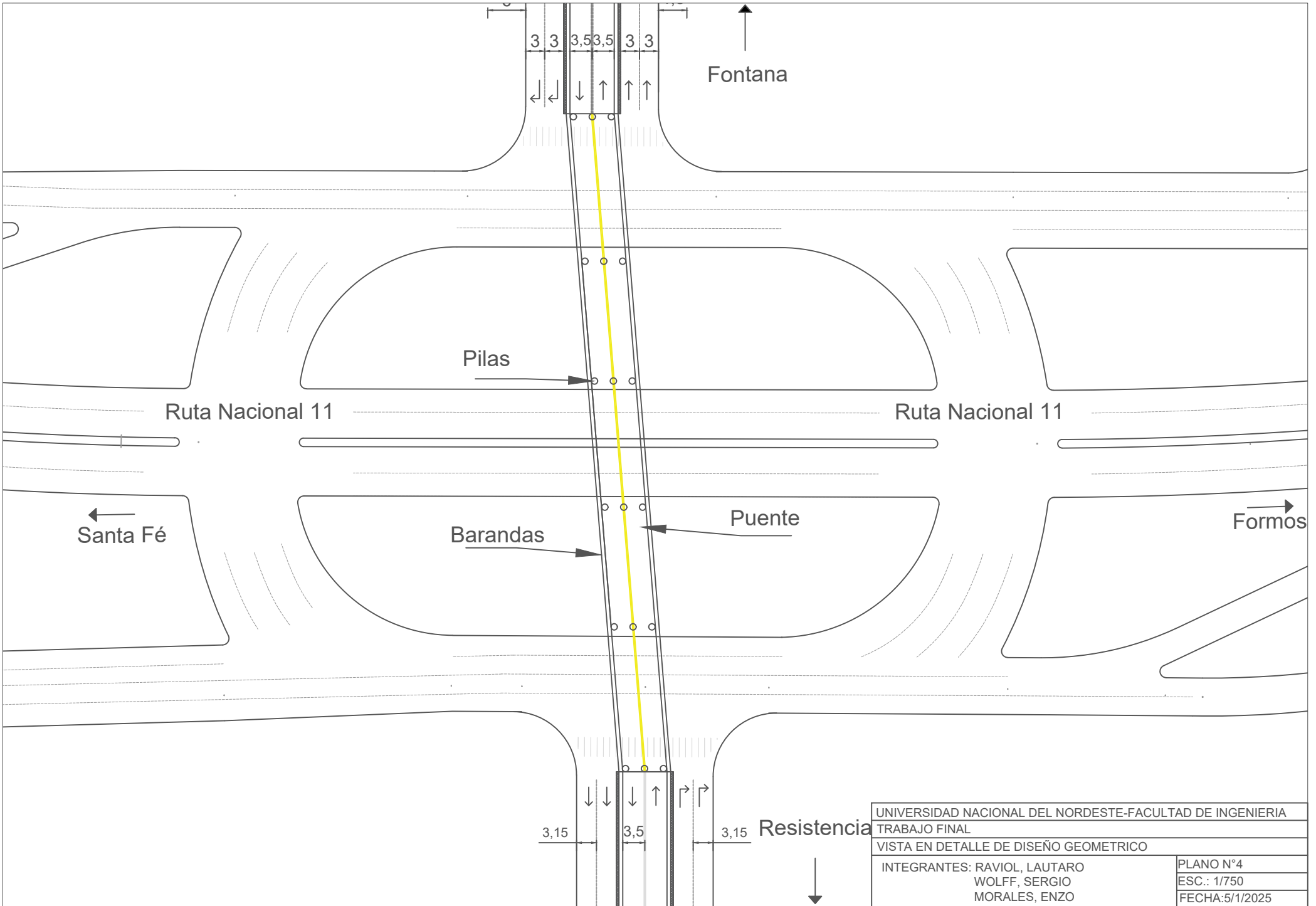
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL	
UBICACIÓN DE LA INTERSECCIÓN EN ESTUDIO	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N°1
WOLFF, SERGIO	ESC.:
MORALES, ENZO	FECHA:5/1/2025



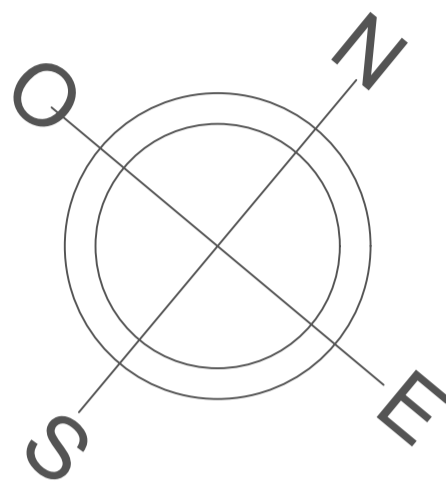
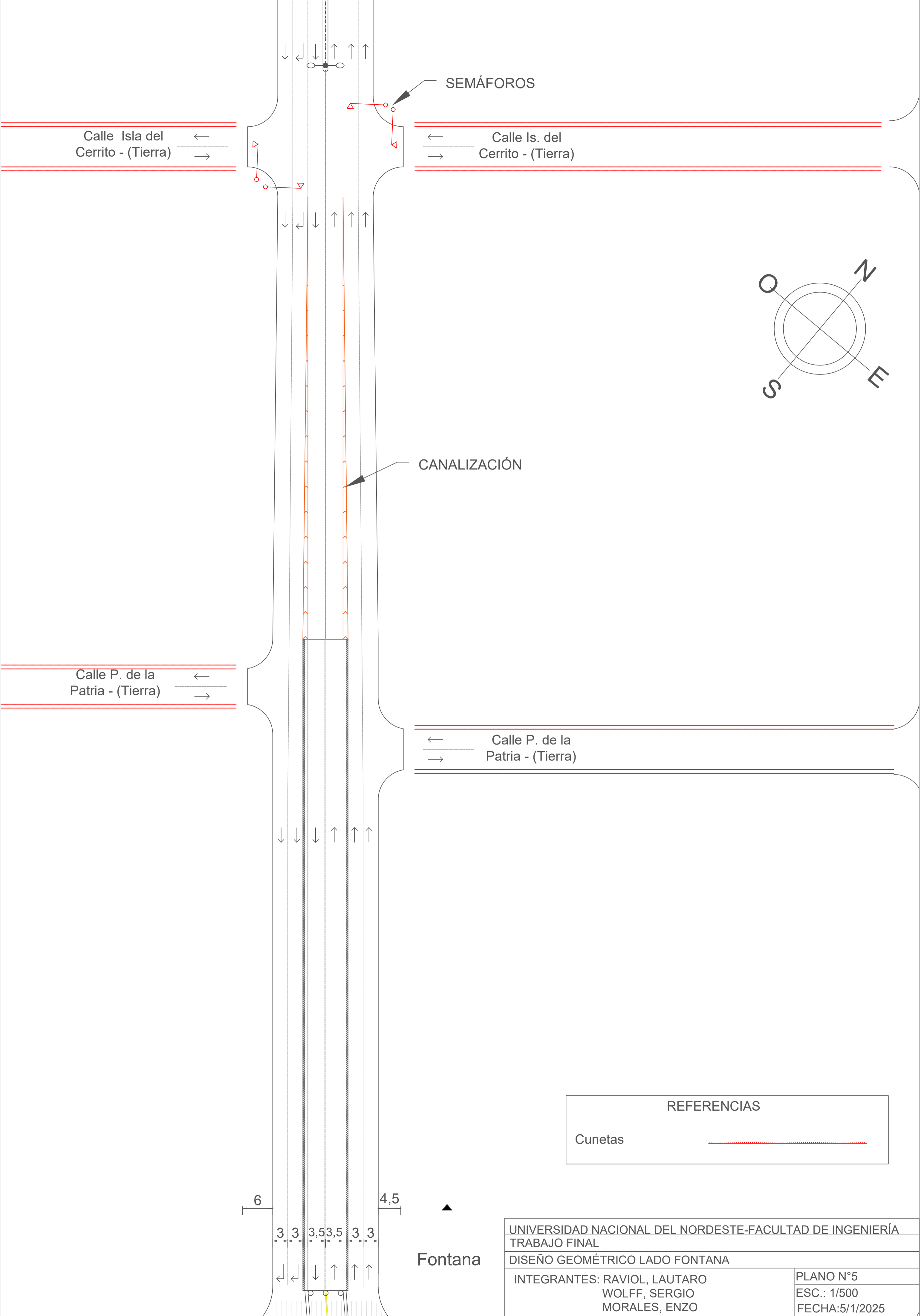
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL	
PLANIALTIMETRÍA	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N° 2
WOLFF, SERGIO	ESC.: 1/1250
MORALES, ENZO	FECHA: 24/03/2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL	
VISTA EN PLANTA DE DISEÑO GEOMETRICO	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO WOLFF, SERGIO MORALES, ENZO	PLANO N°3 ESC.: 1/1000 FECHA: 5/1/2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL	
VISTA EN DETALLE DE DISEÑO GEOMETRICO	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N°4
WOLFF, SERGIO	ESC.: 1/750
MORALES, ENZO	FECHA: 5/1/2025



SEMÁFOROS

Calle Isla del Cerrito - (Tierra)

Calle Is. del Cerrito - (Tierra)

CANALIZACIÓN

Calle P. de la Patria - (Tierra)

Calle P. de la Patria - (Tierra)

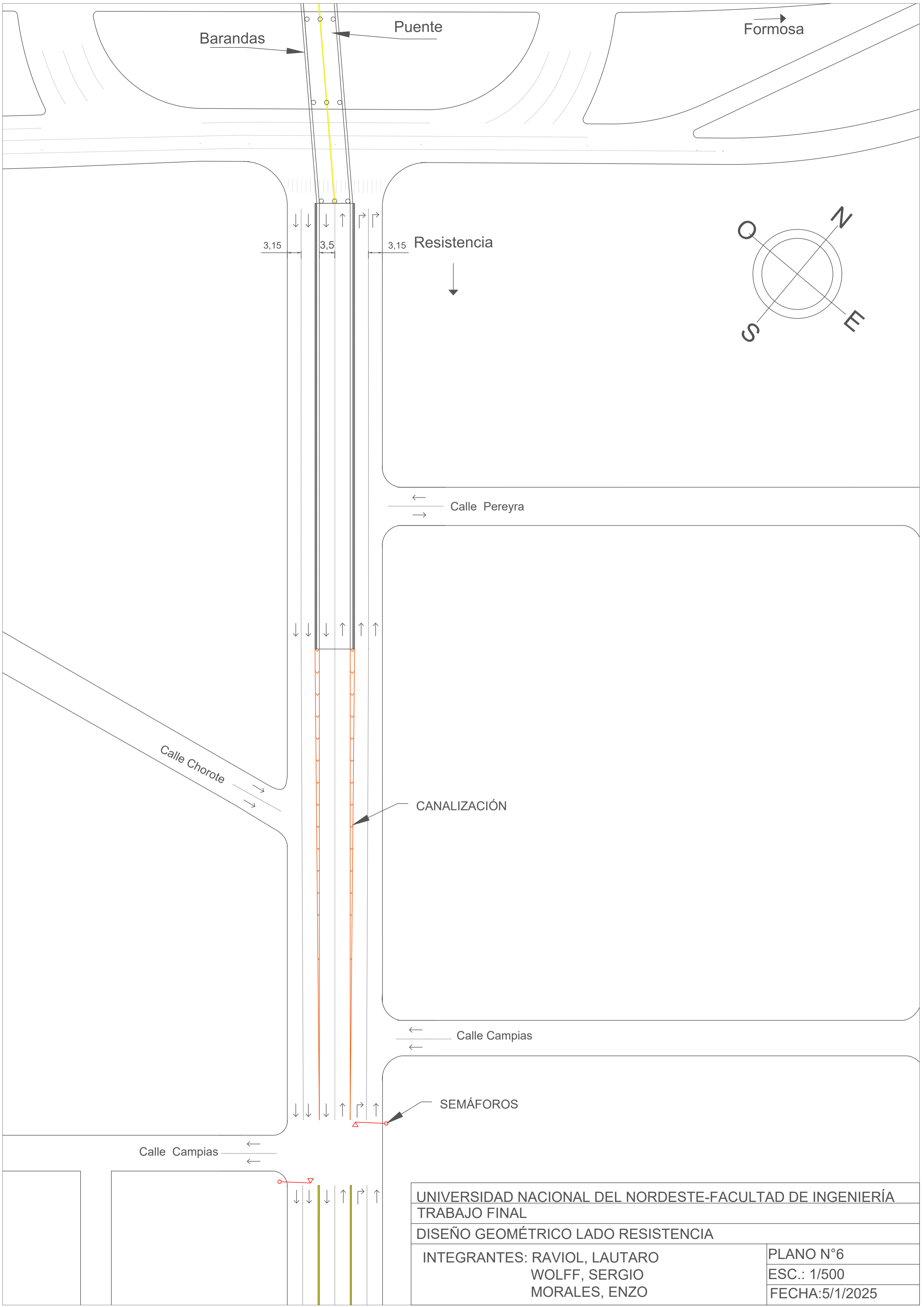
Fontana

REFERENCIAS

Cunetas



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL	
DISEÑO GEOMÉTRICO LADO FONTANA	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO WOLFF, SERGIO MORALES, ENZO	PLANO N°5 ESC.: 1/500 FECHA:5/1/2025



Barandas

Puente

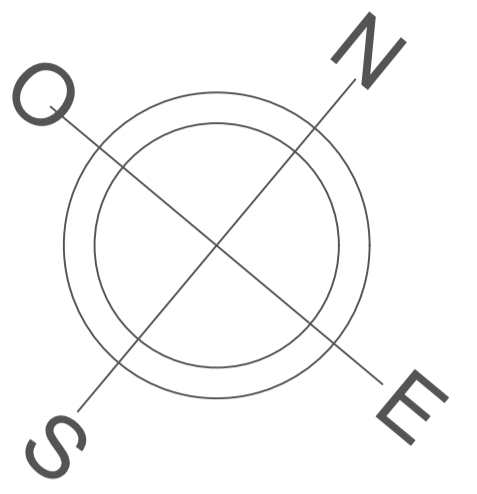
Formosa

3,15

3,5

3,15

Resistencia



Calle Pereyra

Calle Chorote

CANALIZACIÓN

Calle Campias

SEMÁFOROS

Calle Campias

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA  
TRABAJO FINAL

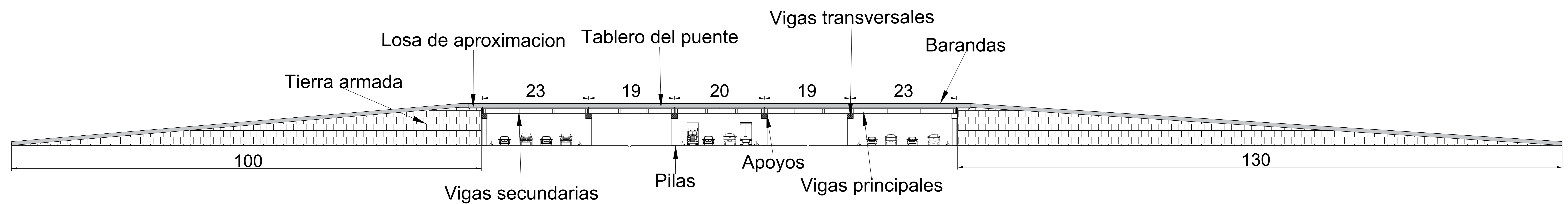
DISEÑO GEOMÉTRICO LADO RESISTENCIA

INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO  
WOLFF, SERGIO  
MORALES, ENZO

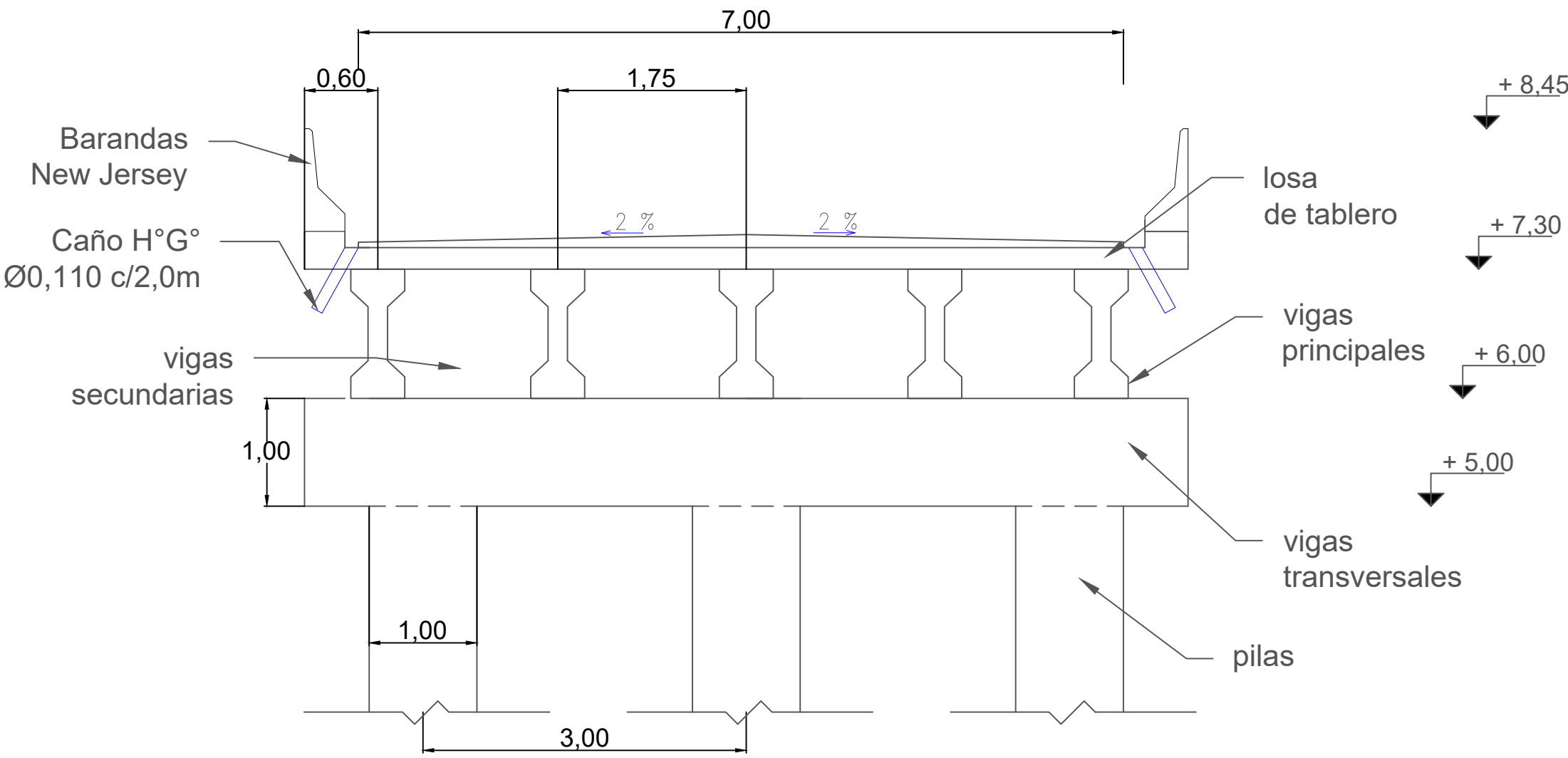
PLANO N°6

ESC.: 1/500

FECHA:5/1/2025

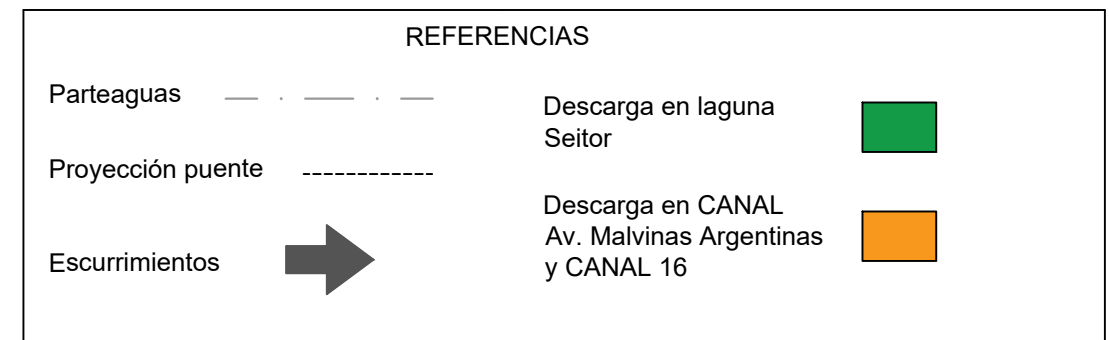
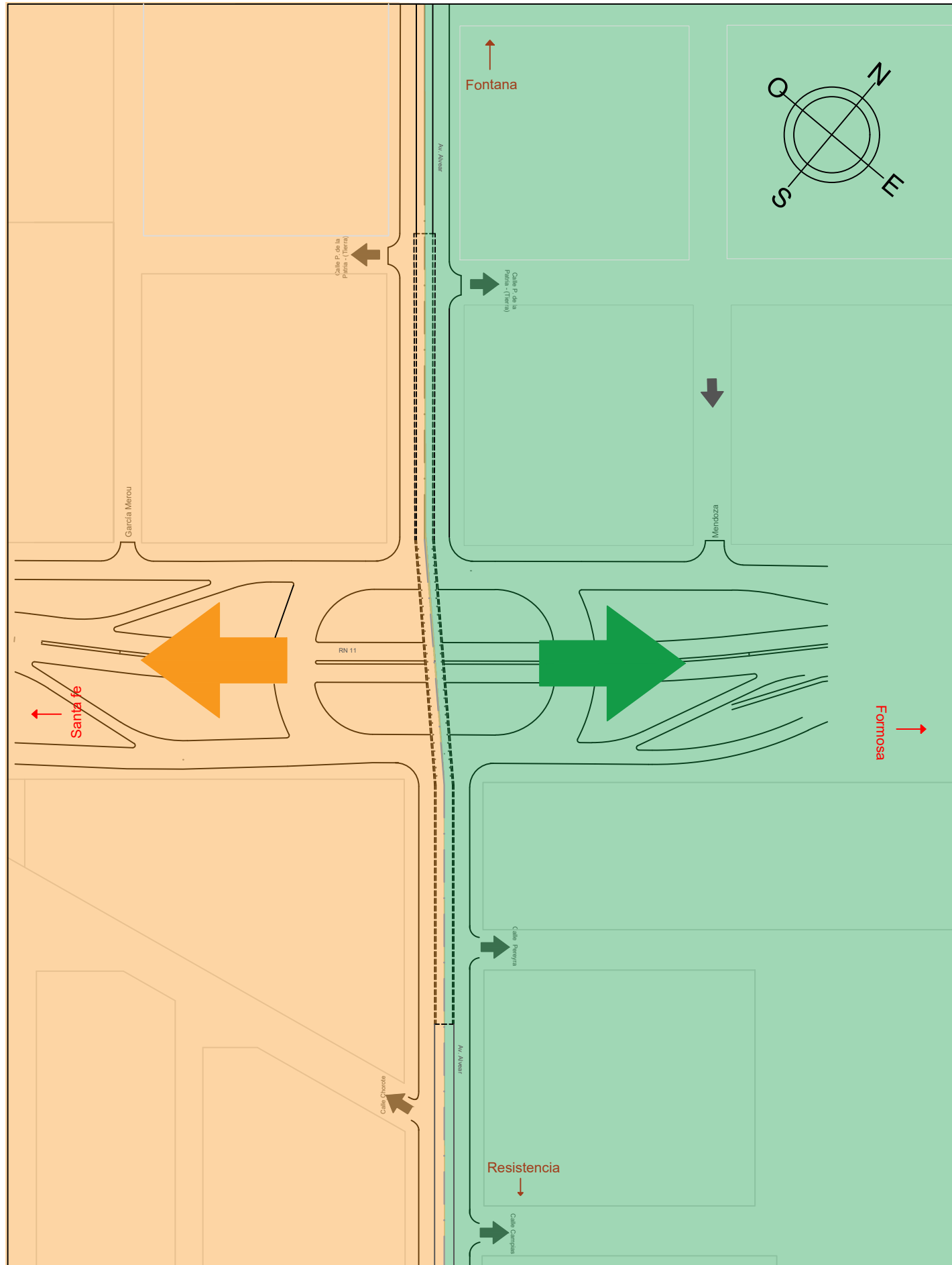


UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL	
VISTA LONGITUDINAL	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N°7
WOLFF, SERGIO	ESC.: 1/750
MORALES, ENZO	FECHA:5/1/2025



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERIA	
TRABAJO FINAL	
CORTE TRANSVERSAL	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N°7
WOLFF, SERGIO	ESC.: 1/50
MORALES, ENZO	FECHA: 5/1/2025

# ZONA DE INTERÉS



UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE—FACULTAD DE INGENIERÍA

TRABAJO FINAL

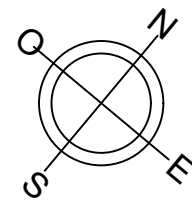
SISTEMAS HIDRÁULICOS

INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO  
WOLFF, SERGIO  
MORALES, ENZO

PLANO N°9

ESC.: 1/2250

FECHA:5/1/2025



Fontana

Canal	
TIPO: revestido de H°	
L(m): 85	H(m): 1

Canal Superior

Ruta nacional 11

Canal Inferior

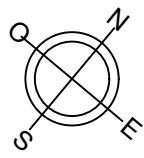
Formosa

Santa Fé

Resistencia

alcantarilla	
TIPO: 0-41211-I	
L(m): 2	H(m): 1

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL	
HIDRODINÁMICA EN ZONA CENTRAL	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N°10
WOLFF, SERGIO	ESC.: 1/750
MORALES, ENZO	FECHA: 5/1/2025



Resistencia



Calle Pereyra

CANALIZACIÓN

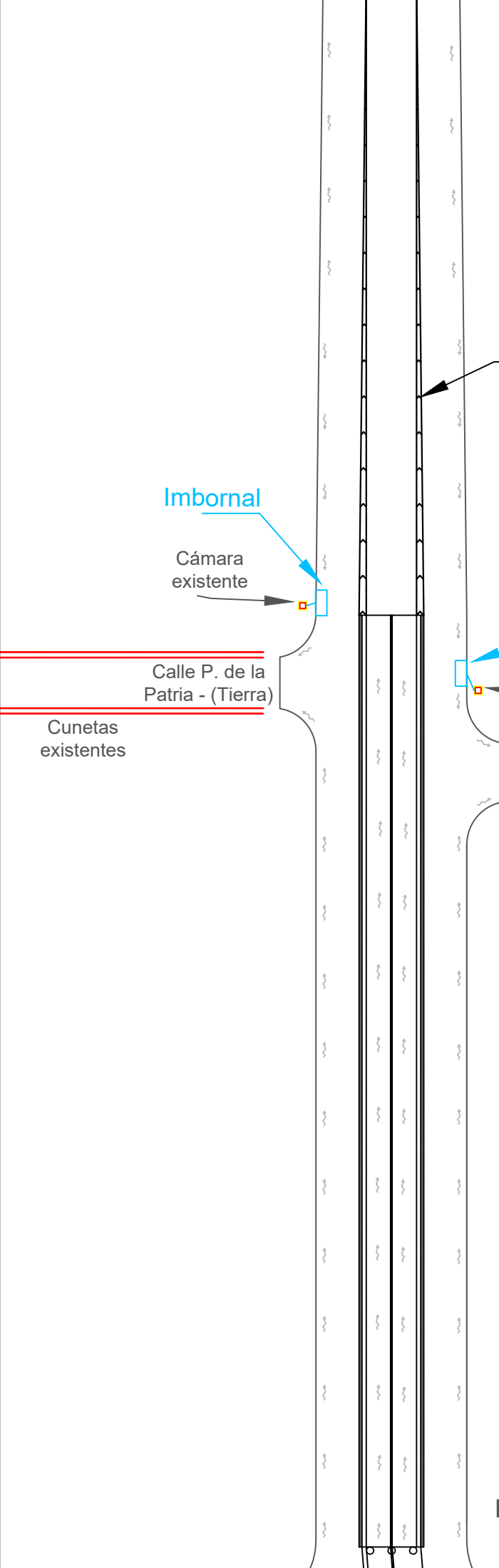
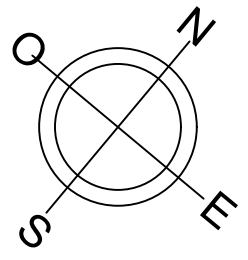


Calle Chorote

Calle Campias

Calle Campias

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL	
HIDRODINÁMICA EN LADO DE RESISTENCIA	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO WOLFF, SERGIO MORALES, ENZO	PLANO N°11 ESC.: 1/750 FECHA: 5/1/2025



CANALIZACIÓN

Imbornal

Cámara existente

Calle P. de la Patria - (Tierra)

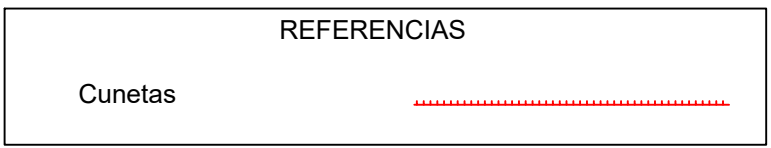
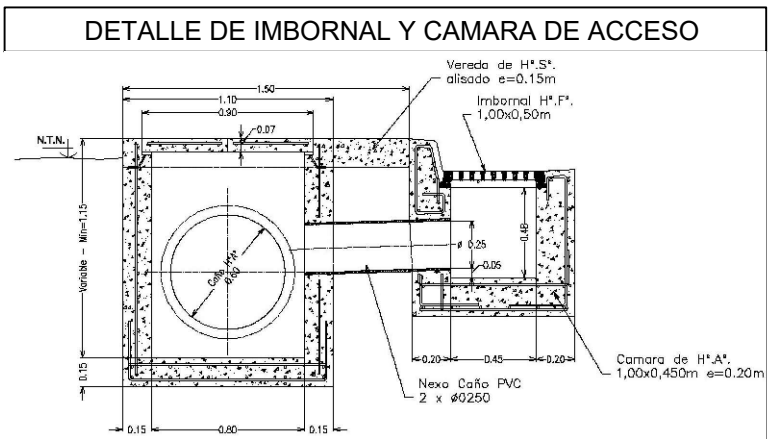
Cunetas existentes

Imbornal

Cámara existente

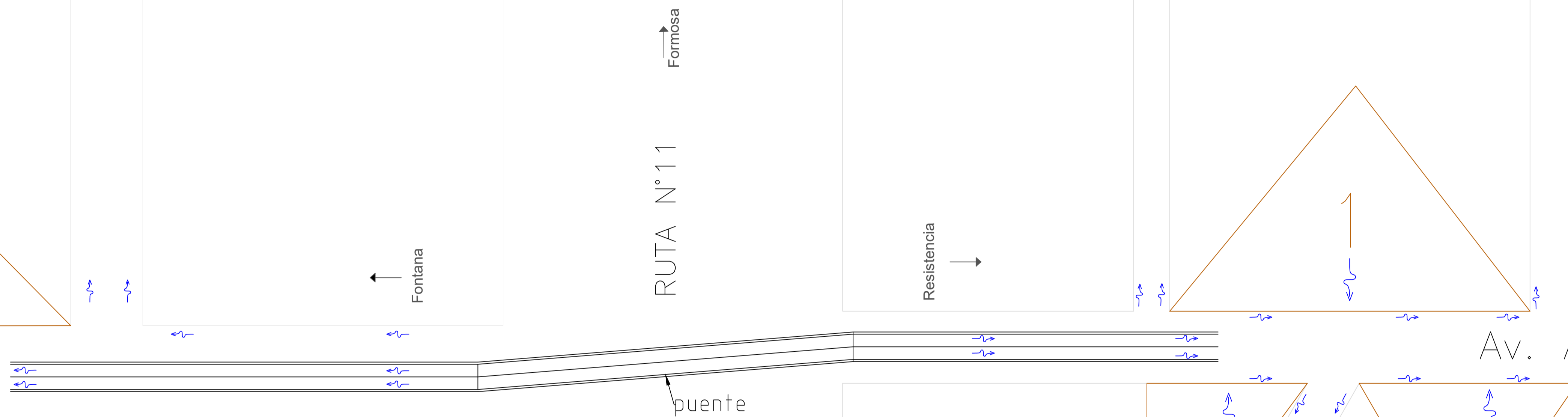
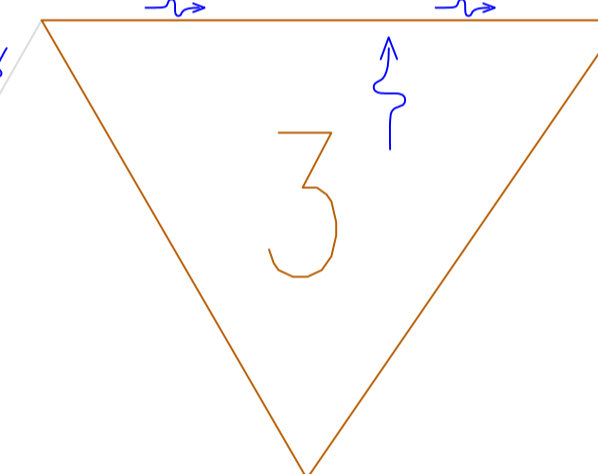
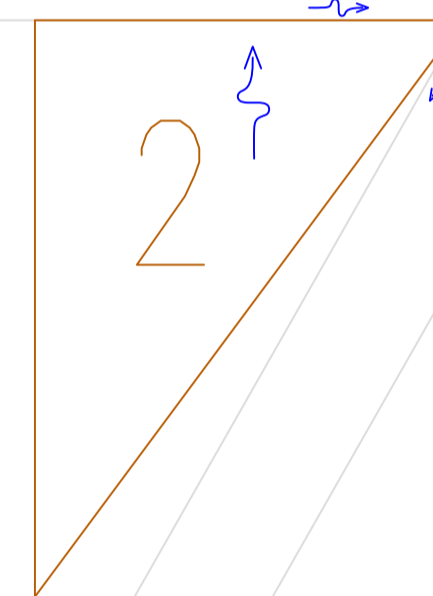
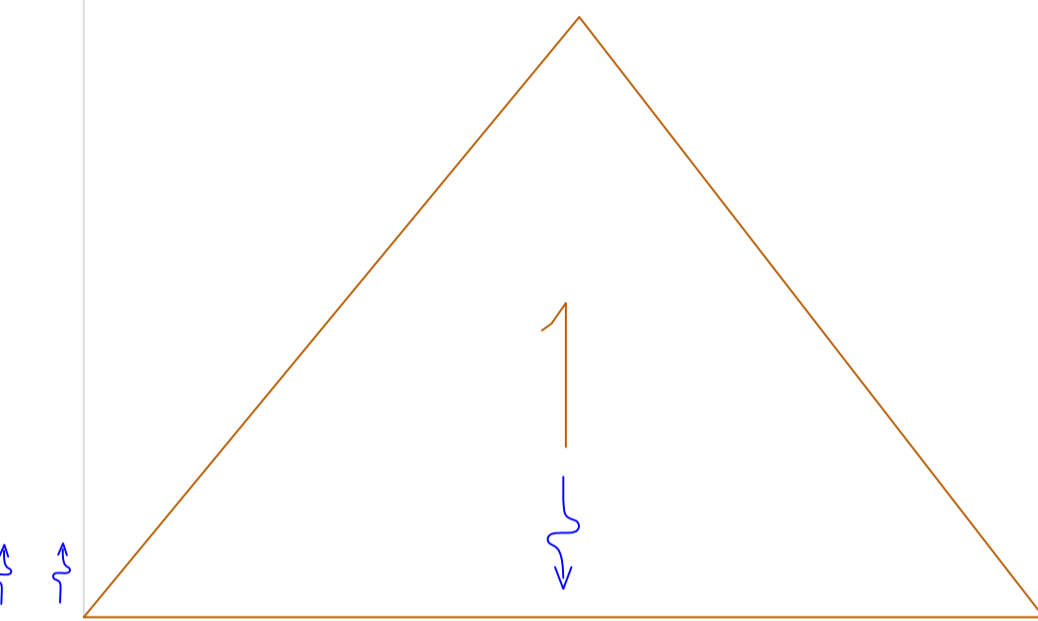
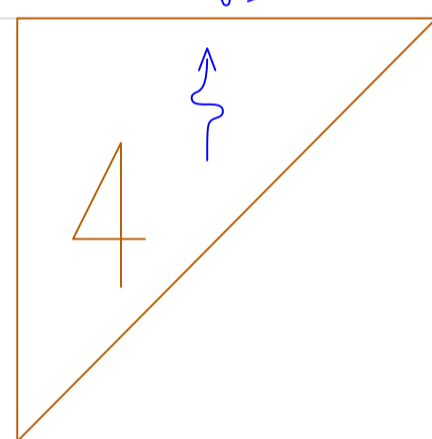
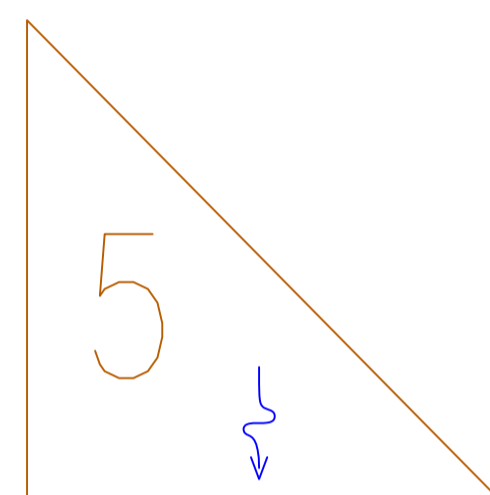
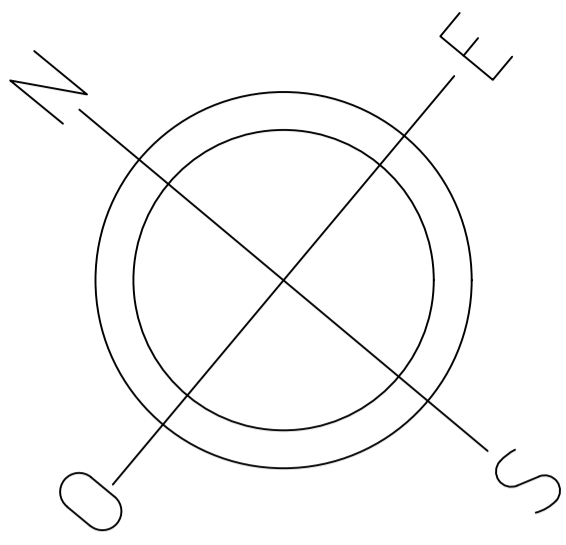
Calle P. de la Patria - (Tierra)

Cunetas existentes



↑  
Fontana

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA	
TRABAJO FINAL	
HIDRODINÁMICA EN LADO DE FONTANA	
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO	PLANO N°12
WOLFF, SERGIO	ESC.: 1/750
MORALES, ENZO	FECHA: 5/1/2025



Fontana

RUTA N°11

Formosa

Resistencia

puente

Santa Fé

Av. Alvear

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERIA

TRABAJO FINAL

ÁREAS DE APORTE Y ESCURRIAMIENTO SUPERFICIAL DE AGUA

INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO  
WOLFF, SERGIO  
MORALES, ENZO

PLANO N°13  
ESC.:1/20000  
FECHA:27/4/2025

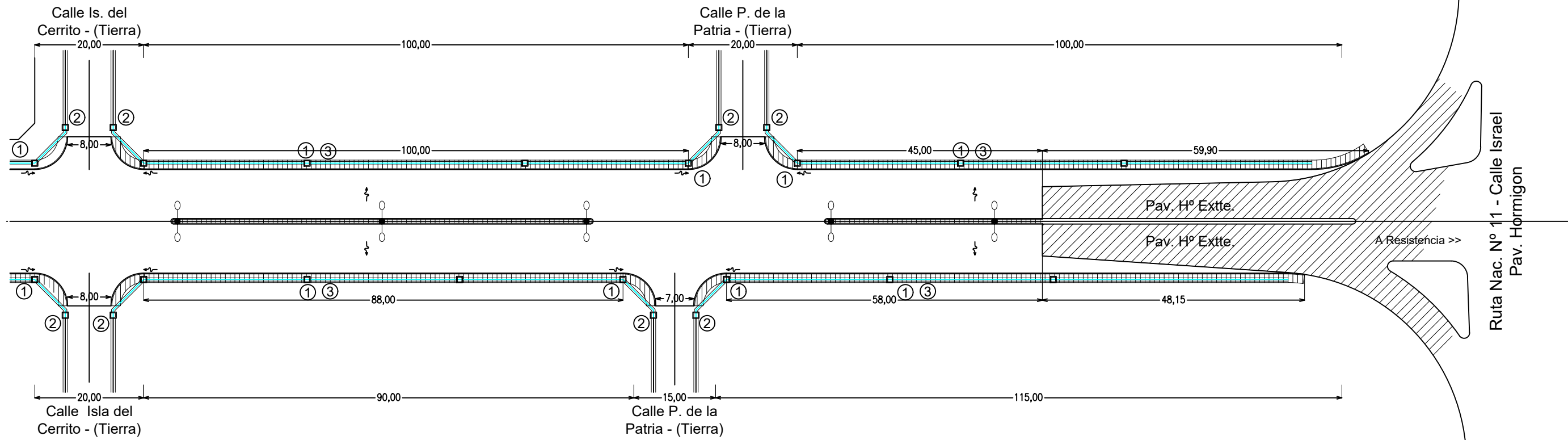
REFERENCIAS

Áreas de aporte de agua



Sentido del escurriamiento





**REFERENCIAS GRAFICAS:**

- Conducto de desagüe pluvial
- Camara de Acceso o descarga
- Columna de Iluminacion

**REFERENCIAS NUMERICAS:**

- ① Camaras de Acceso de H<sup>º</sup>.A<sup>º</sup>. de 0,80x0,80x1,11m e=0,15m
- ② Camaras de Descarga en cuneta de H<sup>º</sup>.A<sup>º</sup>. de 0,80x0,80x1,11m e=0,15m.
- ③ Desagües Pluviales de Caños de PEAD Ø0600.

UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE-FACULTAD DE INGENIERÍA				
TRABAJO FINAL				
SISTEMA DE DESAGÜES EXISTENTES				
INTEGRANTES: RAVIOL, LAUTARO WOLFF, SERGIO MORALES, ENZO	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td>PLANO Nº 14</td> </tr> <tr> <td>ESC.: 1/20000</td> </tr> <tr> <td>FECHA: 5/1/2025</td> </tr> </table>	PLANO Nº 14	ESC.: 1/20000	FECHA: 5/1/2025
PLANO Nº 14				
ESC.: 1/20000				
FECHA: 5/1/2025				