FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL NORDESTE

ANÁLISIS HIDROVIAL DEL SEGUNDO ACCESO A COLONIA BENÍTEZ, CHACO

AUTORES
Arriola, Nahuel Nicolás
Hernández, Martín Emanuel
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

TUTOR ACADÉMICO
Ing. Mg. Ruberto, Alejandro

TUTOR DEL PROYECTO
Ing. MSc. Bosch, Dante

ASESORES
Ing. Holsbach, Iván
Ing. Svoboda, Germán

AÑO 2024

ÍNDICE

RESUMEN 3
INTRODUCCIÓN 4
CONTEXTO DEL PROBLEMA 5
I. 1. Ubicación 6
I. 2. Historia de Colonia Benítez 8
I. 3. Contexto ambiental 8
I. 4. Puente Luzuriaga 11
I. 5. Estado actual 11
ESTUDIO TOPOGRÁFICO 15
II. 1. Introducción 16
II. 2. Topografía y geografía de la región 16
II. 3. Catastro 18
II. 4. Topo-Batimetría 19
II. 5. Vuelo con dron 22
II. 6. Conclusiones del capítulo 24
ADECUACIÓN HIDRÁULICA 25
III. 1. Introducción 26
III. 2. Características hidrográficas del Chaco 26
III. 3. Delimitación de la cuenca 27
III. 4. Caracterización de la cuenca en estudio 30
III. 5. Precipitaciones 34
III. 6. Modelación hidrológica 40
III. 7. Conclusiones del capítulo 47
ESTUDIO GEOTÉCNICO 48
IV. 1. Introducción 49
IV. 2. Características geotécnicas de la región 49
IV. 3. Ensayos SPT 50
IV. 4. Obtención de parámetros resistentes 52
IV. 5. Conclusiones del capítulo 57
DISEÑO GEOMÉTRICO 58
V.1. Introducción 59
V.2. Normativa a seguir 59
V.3. Conceptos del diseño geométrico 60
V.4. Condiciones del camino enripiado 63
V.5. Programa utilizado 64
V.6. Diseño planialtimétrico 65
V.7. Movimiento de suelo 70
V.8. Conclusiones del capítulo 70

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE 71
VI.1. Introducción 72
VI.2. Normativa a seguir 72
VI.3. Condiciones iniciales 72
VI.4. Materiales 74
VI.5. Diseño preliminar 76
VI.5. Dimensionamiento del tablero 79
VI.6. Dimensionamiento de las vigas principales 87
VI.7. Dimensionamiento vigas de arriostramiento o vigas secundarias 94
VI.8. Dimensionamiento de losas de aproximación 97
VI.9. Dimensionamiento de apoyos de neopreno 100
VI.10. Dimensionamiento de estribos 103
VI. 11. Cabezal de pilas intermedias 115
VI.12. Verificación de los pilotes 117
CÓMPUTO Y PRESUPUESTO 124
VII.1. Introducción 125
VII.2. Mano de obra 125
VII. 3. Materiales y transporte 125
VII.4. Máquinas y Equipos 126
VII.5. Cómputo y presupuesto 126
VII.6. Análisis de precios 126
ASPECTOS AMBIENTALES 128
VIII.1. Introducción 129
VIII.2. Marco Legal 129
VIII.3. Medidas sobre el proyecto 130
VIII.4. Preservación del patrimonio histórico 130
VIII.5. Plantación de árboles 131
CONCLUSIONES 132
RECOMENDACIONES 133
Recomendaciones al estudio topográfico 133
Recomendaciones al estudio hidrológico 133
Recomendaciones al estudio geotécnico 133
Recomendaciones al diseño geométrico 133
Recomendaciones al diseño estructural del puente 133
Recomendaciones generales 133
BIBLIOGRAFÍA 134
ANEXO A 136
ANEXO B 161
ANEXO C 196
ANEXO D 210

RESUMEN

Este trabajo final de grado presenta el desarrollo a nivel de anteproyecto el segundo acceso a Colonia Benítez, Chaco, Argentina, integrando estudios de topografía, hidrología, geotecnia y diseño estructural.

Se utilizan datos obtenidos de reparticiones públicas y empresas privadas de la región y se extrapolan para aplicarlos en el proyecto planteado.

Se incluyen relevamientos topográficos y topobatimétricos del río Tragadero, se complementa con un vuelo de dron para reconocer el emplazamiento y generar un modelo digital de elevaciones.

Mediante programas de modelado hidrológico se analiza la cuenca de aporte al punto de estudio para determinar un caudal crítico asociado a una tormenta de diseño.

El diseño geométrico se realiza mediante un programa de diseño asistido y sigue los lineamientos de la Dirección Nacional de Vialidad. Se busca compatibilizar el trazado al entorno natural que contextualiza al proyecto.

Se proyecta un puente tipo viga de tres tramos con vigas de hormigón pretensado postesado para salvar una luz total de 45,3 metros. El cálculo estructural se basa en la norma de la Dirección Nacional de Vialidad y en el reglamento CIRSOC 201 – 2005; se desglosa el mismo en todas las partes constituyentes de la estructura y se adopta una sección armada según los requerimientos de diseño y reglamentarios.

Se realiza el cómputo de la totalidad de la obra para definir el precio de oferta de la misma, recurriendo al mercado local para adquirir los materiales y abaratar costos de transporte.

Palabras claves: Análisis hidrovial, puente de hormigón pretensado, Colonia Benítez.

INTRODUCCIÓN

La localidad de Colonia Benítez tiene dos accesos definidos; por un lado, se tiene el acceso principal que es por la RN N°11 y como alternativa existe la antigua Ruta Nacional 11 (hoy día Ruta Provincial 1), un camino de tierra que sortea al río Tragadero con un puente de madera, cuyo nombre histórico es Luzuriaga (Imagen 1).

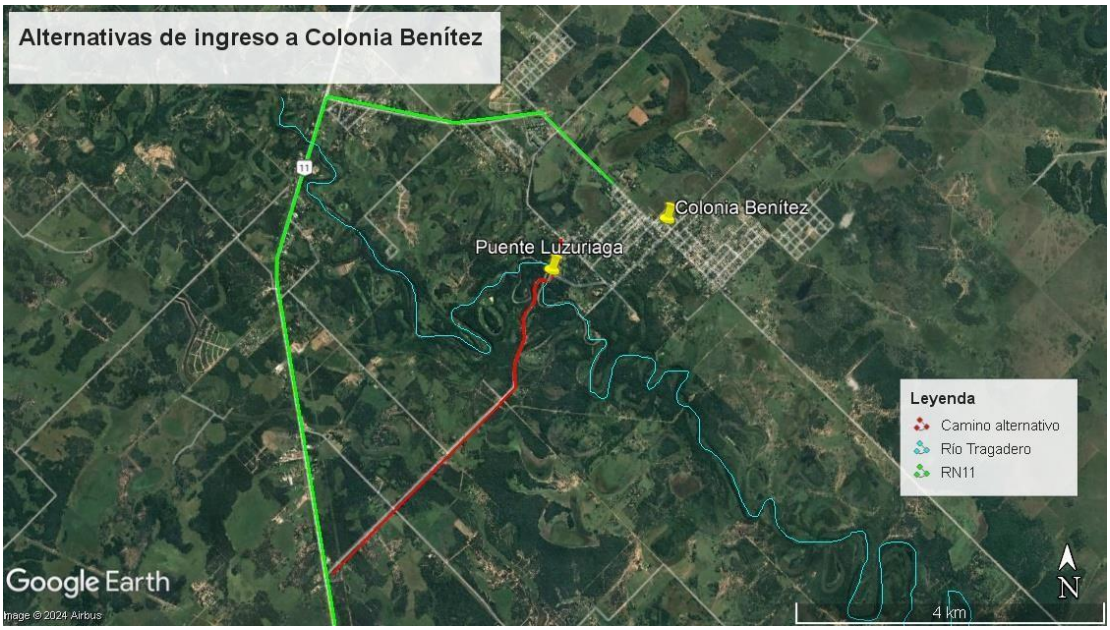


Imagen 1. *Imagen satelital de los accesos a Colonia Benítez (Fuente: Google Earth, 2024).*

Actualmente el puente se encuentra en un estado avanzado de deterioro debido a la falta de mantenimiento, la ruina del material con el que fue construido y los años en servicio que lleva la estructura. La combinación de los mencionados factores limita su estabilidad y podría precipitar su colapso dejando a vecinos y usuarios del camino desvinculados de la localidad.

En el presente trabajo se planteará, a nivel de anteproyecto, un nuevo puente conectado con la traza que se determine más conveniente; se estudiarán los datos topográficos, geotécnicos e hidrológicos que permitirán adoptar, diseñar y calcular el puente.

Reacondicionar el acceso logrará mejorar las condiciones de circulación de esta, permitiendo que más usuarios ocupen dicha alternativa y descongestionar la RN N°11.

Objetivo general

- Estudio hidrovial del acceso sur a Colonia Benítez, Chaco

Objetivos particulares

- Analizar la factibilidad técnica del proyecto
- Estudio vial de los accesos a Colonia Benítez y su vinculación con el puente
- Estudiar e interpretar el comportamiento hidrológico del emplazamiento
- Optimizar el acceso a la localidad

I

CONTEXTO DEL PROBLEMA

I. 1. Ubicación

Colonia Benítez es una localidad que se encuentra en la región sureste de la provincia del Chaco dentro del departamento 1° de Mayo, a su vez, la misma dista unos 10 km de la ciudad de Resistencia, capital de la provincia, convirtiéndola en una localidad estrechamente conectada con la capital ya que la mayoría de su población se desenvuelve laboralmente en esta última (Imagen I.1).

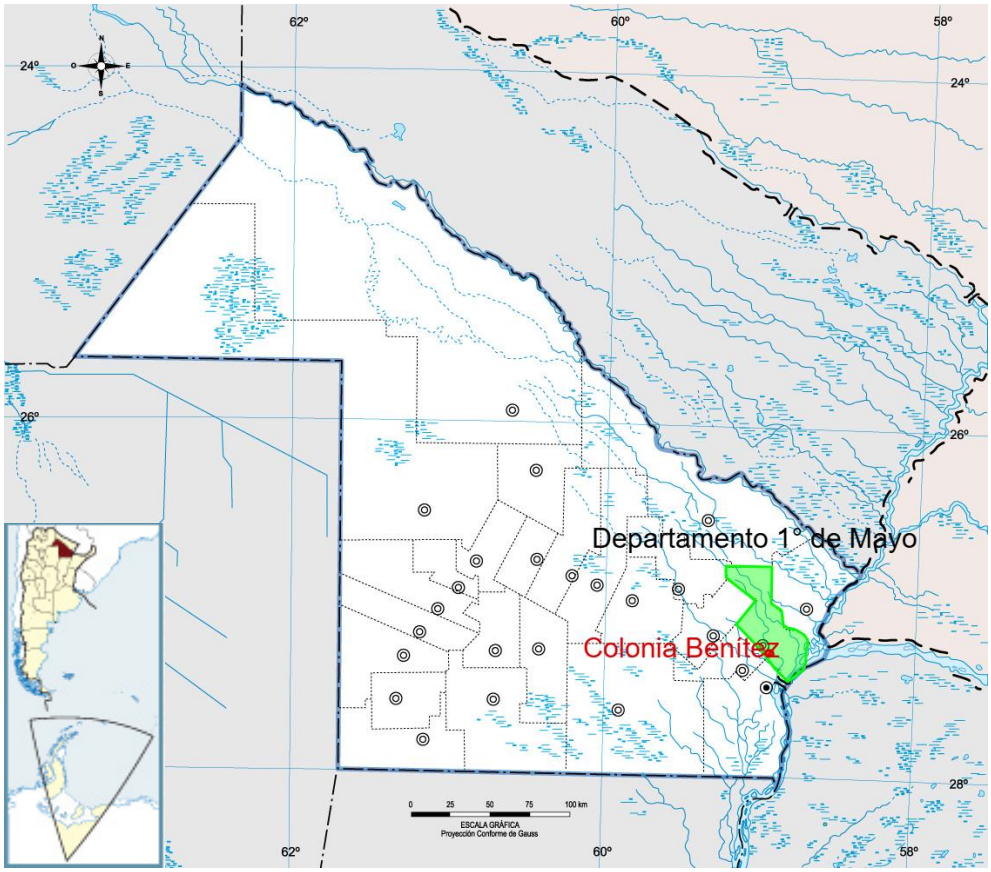


Imagen I.1. *Ubicación de Colonia Benítez. (Fuente: EDUCAR, Ministerio de Educación)*

El acceso a Colonia Benítez se da principalmente por la ruta nacional RN N°11 que, a la fecha de realizado este trabajo (12/2024), está compuesta por dos carriles a la altura de la entrada a la localidad. Sin embargo, hay un tramo de autovía de aproximadamente 3 kilómetros que parte de la rotonda en la intersección con la ruta nacional RN N°16 (Imagen I.2) que provoca ciertas congestiones al producirse una situación de “cuello de botella”. Además, la RN N°11 tiene un elevado tráfico de vehículos pesados debido a que conecta las capitales del Chaco y de Formosa, y así mismo con Paraguay, siendo una vía comercial importante que suma a la congestión vehicular previamente comentada.

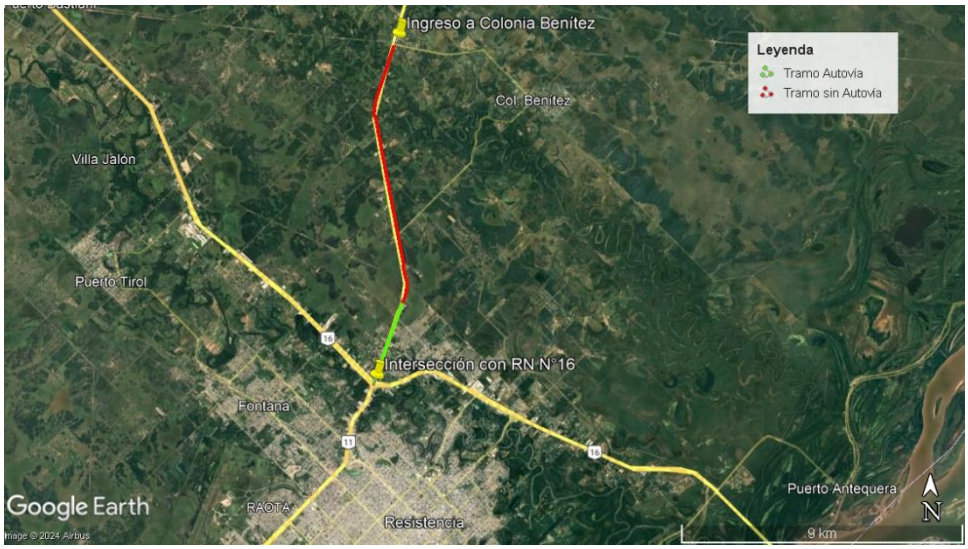


Imagen I.2. *Acceso principal a Colonia Benítez. (Fuente: Google Earth, 2024)*

Se cuenta además con un segundo acceso por la traza antigua de la RN N°11 (siendo hoy día, RP N°1), ubicado en la progresiva 1012,81 de la RN N°11. Este es un camino que provee un acceso más directo hacia el centro de Colonia Benítez (Imagen I.3), pero, al no encontrarse pavimentado, su uso no es tan difundido.

Por otra parte, este camino contiene al Puente Luzuriaga en la intersección con el río Tragadero, puente de madera histórico para la región debido a que tiene aproximadamente 100 años. Lamentablemente, es su avanzada edad y su única calzada la que dificulta el tránsito automotor por esa vía.

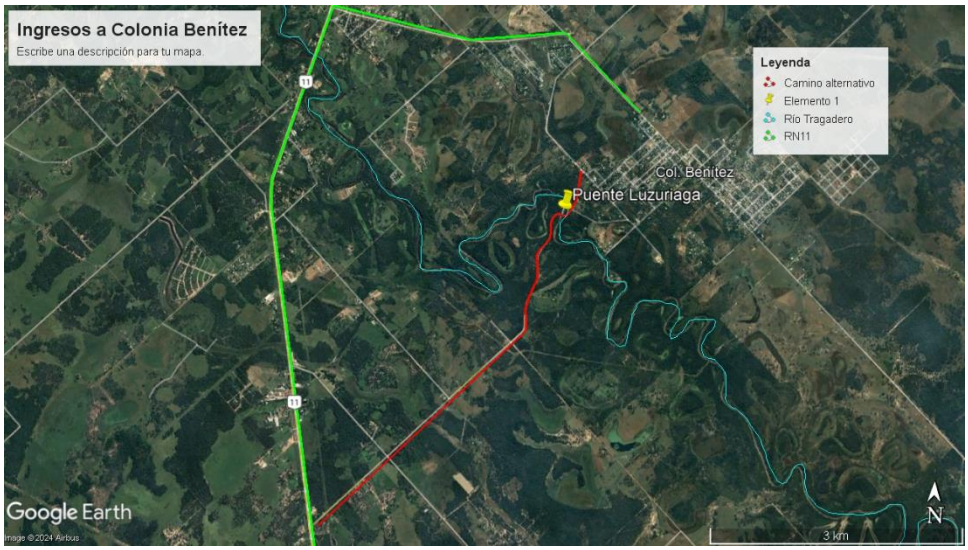


Imagen I.3. *Accesos a Colonia Benítez, (Fuente: Google Earth, 2024)*

Es en este contexto donde se sitúa el problema abordado por el trabajo, siendo el objetivo poder acondicionar esta vía para proveer a la población con un acceso más eficiente y a la vez más seguro a la localidad.

I. 2. Historia de Colonia Benítez

Colonia Benítez se estableció oficialmente en 1892 con la concesión de 30.000 hectáreas a los hermanos Félix y Manuel Benítez. A la salida de Manuel del país en el mismo año, Félix quedó con la totalidad de la concesión, mientras que el gobierno otorgó la posesión definitiva y aprobó la mensura del terreno.

El pueblo se constituyó por unas 24.000 hectáreas, con 4 manzanas para la plaza principal, 100 manzanas urbanas y 100 lotes de 100 hectáreas. En el año 1888 se constituyó la Colonizadora Popular, empresa de los hermanos Benítez que se encargaba de la ubicación de los agricultores. Esta empresa facilitó la llegada de numerosos inmigrantes de Francia, Italia, Austria y España, lo que impulsó un rápido crecimiento en la región.

Durante sus primeros años, Colonia Benítez se destacó por su explotación forestal, con dos fábricas dedicadas a la industrialización del quebracho, y por su agricultura, siendo el algodón el cultivo predominante, respaldado por una desmotadora instalada en la localidad. Además, la zona albergó un ingenio azucarero y una cría de ganado bovino. Este desarrollo permitió a la ciudad avanzar hacia la autosuficiencia, estableciendo una escuela, una comisaría y diversos comercios. En 1897, un evento notable tuvo lugar: se formó una cooperativa entre los agricultores de Colonia Benítez y Margarita Belén (localidad vecina ubicada al norte de la misma), considerada la primera cooperativa agrícola del mundo.

Sin embargo, desde la década de 1920, el pueblo experimentó un declive debido al cierre de fábricas, industrias y comercios, exacerbado por la falta de ferrocarril para el transporte de la producción local.

A partir de los 90, Colonia Benítez comenzó un nuevo ciclo de crecimiento. Su proximidad al Gran Resistencia llevó a muchos residentes a construir casas de campo en la localidad, estimulando un aumento en la población y en la actividad económica. Aunque actualmente Colonia Benítez no pertenece al Área Metropolitana de Gran Resistencia (AMGR), su dependencia funcional la convierte en un pueblo satélite que sirve como residencia para una parte de la población que trabaja en la capital.

I. 3. Contexto ambiental

La localidad de Colonia Benítez es la Capital Botánica del Chaco, título adjudicado por el extenso trabajo del Dr. Augusto Schulz, quien fue un especialista en la botánica que residió y realizó sus estudios en dicha localidad, fue él quien dio origen al único jardín botánico de la provincia y que alberga especímenes de todas partes del mundo. Todo esto sumado a que este lugar es hogar de varias reservas ecológicas (entre ellas, la Reserva Natural Educativa Colonia

Benítez), le confiere a la localidad un alto valor agregado por la biodiversidad que en ella reside.

Por otra parte, el área delimitada al norte por el cauce del río Bermejo, al este por los cauces de los ríos Paraguay y Paraná, al oeste por la traza de la Ruta Nacional N°11, y al sur por el paralelo 28°, constituye la zona denominada Humedales Chaco, la cual se incluye dentro de la red de Sitios Ramsar (Imagen I.4).

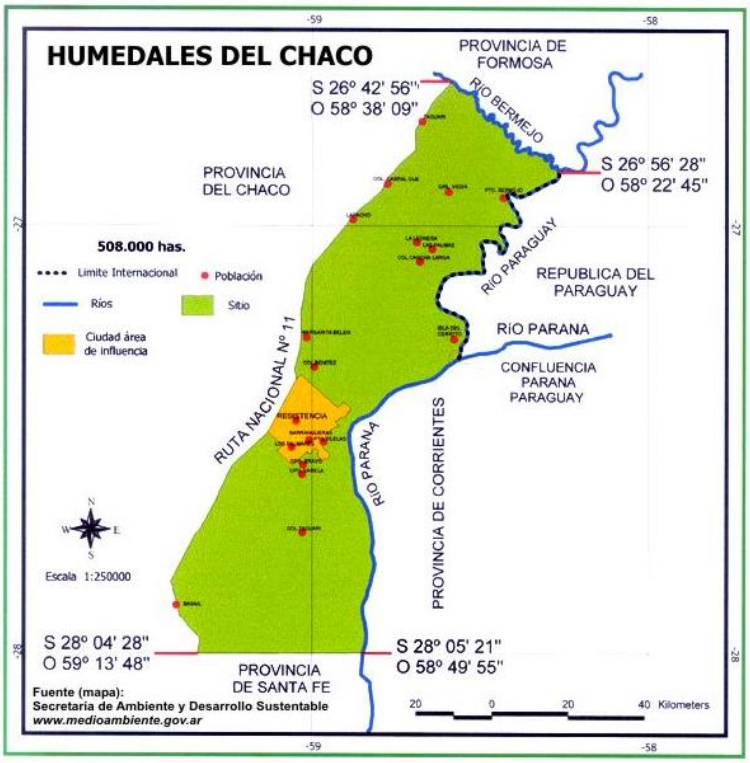


Imagen I.4. *Humedales Chaco. (Fuente: Secretaría de Ambiente y Desarrollo Sustentable)*

Esta red agrupa las áreas reconocidas por la Convención Relativa a los Humedales de Importancia Internacional, con el objetivo de conservar los humedales del mundo mediante el uso racional de sus recursos.

Particularmente, Humedales Chaco forma parte de uno de los tres biomas de más alta diversidad biológica del territorio argentino y concentra aproximadamente el 40% de la población total de la provincia (según censo de 2010), atravesando la capital y los puntos estratégicos de conexión regional e internacional. La localidad de Colonia Benítez y, por ende, el lugar de emplazamiento de la obra, están incluidos dentro del sitio mencionado.

Además, la Ley Nacional N° 26331 "Presupuestos Mínimos de Protección Ambiental de los Bosques Nativos" categoriza, según las especies de flora y fauna en conjunto con el medio que las rodea; se representa en las imágenes I.5 y I.6 como zonas I (rojo), II (amarillo) y III (verde).

La ley describe las acciones que pueden llevarse a cabo dentro de cada zona y las autorizaciones necesarias para intervenir en estos espacios, debiendo también consultar la Ley Provincial N° 4005-R "Actualización del Ordenamiento Territorial de los Bosques Nativos de la Provincia del Chaco".

Como esta última ley fue publicada en el boletín oficial el día 10 de mayo de 2024, al momento de publicación de este trabajo final, el Mapa Legal CREA no cuenta con un mapa de Ordenamiento Territorial de Bosques Nativos OTBN según ésta, sino que se rige según la Ley Provincial N° 6409 del año 2009 (Imagen I.5 y I.6).

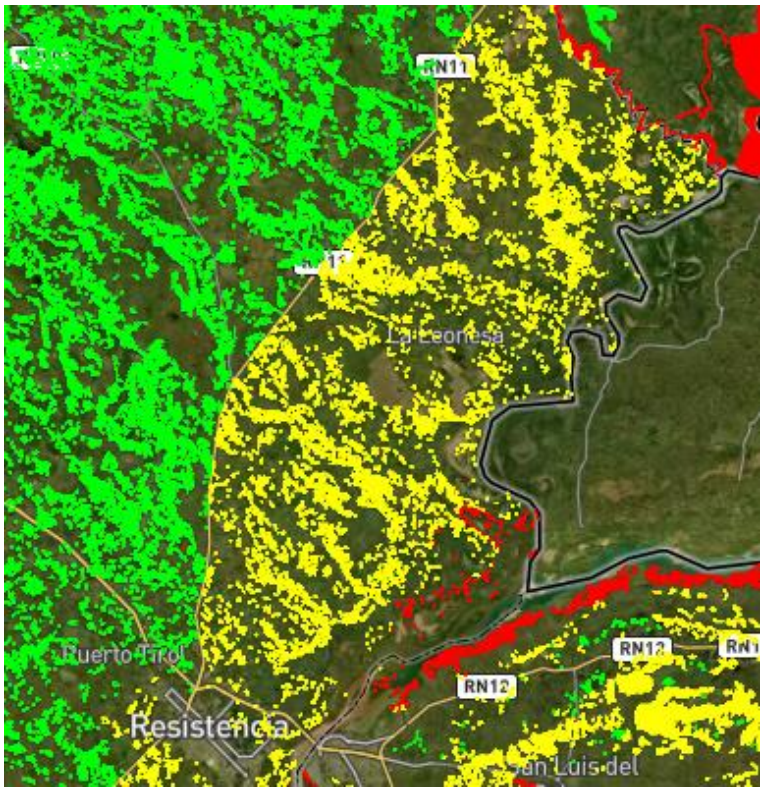


Imagen I. 5. *Categorización dentro del Sitio Ramsar, Humedal Norte y Centro. (Fuente: Mapa Legal CREA OTBN según Ley N°6409)*

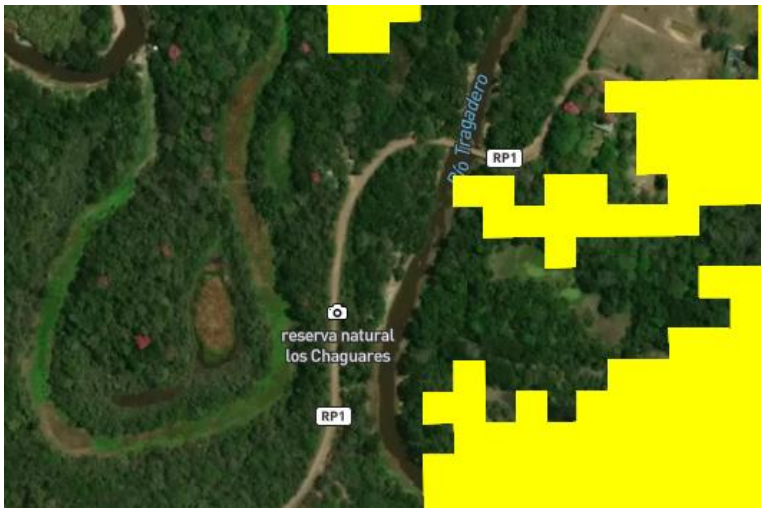


Imagen I. 6. *Categorización en el lugar de emplazamiento. (Fuente: Mapa Legal CREA OTBN según Ley N°6409)*

Resulta necesario sentar las bases para proceder con una obra civil en el área de interés, siguiendo los lineamientos descritos en las leyes mencionadas y en las normativas de la Convención Ramsar referido a la conservación y manejo de estos espacios naturales, tanto en etapa de proyecto como en etapa de construcción.

I. 4. Puente Luzuriaga

El Puente Luzuriaga se encuentra sobre el río Tragadero y forma parte de la traza de la Ruta Provincial N°1, anteriormente conocida como la Ruta Nacional N°11.

La construcción del puente fue realizada por el ingeniero francés Luis Foussal, nacido en Montagnac en 1868, el cual se estableció en Argentina en 1892 tras el colapso de la compañía para la que trabajaba. Su primer destino en el país fue la provincia de Corrientes, donde comenzó a trabajar en la sección de puentes y caminos del Ministerio de Obras Públicas de la Nación.

Un evento crucial para la ciudad de Resistencia ocurrió en 1903 con la habilitación del Puente San Fernando sobre la actual Av. Ávalos en el cruce con el río Negro, que puso fin a décadas de aislamiento. Además de este puente, Foussal construyó ocho puentes más en la región, incluyendo el Puente Luzuriaga. Estas obras facilitaron la conexión de la ciudad con otras áreas, impulsando el desarrollo regional. Es importante destacar que todas estas obras fueron construidas con madera de quebracho colorado, siendo una madera regional que promovió el desarrollo local y les dio una identidad propia a las estructuras.

El Puente Luzuriaga, construido en 1905, atraviesa el río Tragadero. Al igual que el Puente San Fernando, su diseño incluía un tramo central levadizo, una característica necesaria en aquella época debido a que ambos cauces eran rutas navegables.

Sin embargo, con el tiempo y debido a la falta de calado y al cese en la circulación de embarcaciones, se removió el mecanismo levadizo del puente. A pesar de estos cambios, la estructura original se mantuvo, permitiendo la continuidad del tráfico vehicular. A lo largo de los años, el puente ha experimentado diversas refacciones, lo que le ha conferido su forma actual.

I. 5. Estado actual

Hoy en día la integridad estructural del puente se ve comprometida principalmente por tres razones:

- Un tiempo extenso estando en servicio, mayor al normalmente recomendado para este tipo de estructuras
- El material con el cual fue construido; siendo la madera un material susceptible a los efectos climáticos y agentes nocivos
- Falta de un programa de mantenimiento apropiado para asegurar la integridad del puente

Se realizó una visita al puente para hacer un reconocimiento de este, la Imagen I.7, I.8, I.9 y I.10 son fotografías tomadas por el grupo en el mes de septiembre de 2024 para constatar su estado actual.

Se observa acumulación excesiva de ramas y vegetación, procedentes de crecidas anteriores, generando esfuerzos atípicos en la estructura, que causaron la rotura de algunos puntales que forman parte de la pila, detallado en la Imagen I.8, siendo este un proceso sinérgico; además, ocasionan un aumento de la velocidad del agua entre las pilas, favoreciendo la erosión y pérdida de suelo resistente. En la Imagen I.9 el estribo perdió su capacidad estructural de retención de suelo y tiende a un desmoronamiento inminente. En la Imagen I.10, se puede observar que las maderas, que permiten el paso de los vehículos, están desgastadas e incluso sueltas.

Imagen I.7. *Vista aguas arriba del puente.*

Imagen I.8. *Pilas y puntales*

Imagen I.9. E*stribo derecho.*

Imagen I.10. *Vista calzada del puente.*

Este estado es un problema para la sociedad, prueba de ello es lo ocurrido el 22 de noviembre de 2023, día en que sucedió una crecida en el río Tragadero que dejó totalmente inutilizable el puente por erosión que imposibilitó el tránsito por ese camino (Imagen I.11). Según los diarios locales, las personas de los barrios cercanos quedaron aislados ya que cualquier servicio como patrulleros o ambulancias tardaban mínimo una hora en llegar al lugar, contrastando con los aproximados diez minutos que tardaba ir por el puente. A esto se suma que muchas personas no pudieron concurrir a sus trabajos y muchos niños pasaron semanas sin atender a la escuela.

Imagen I.11. *desmoronamiento del puente. (Fuente: municipio de Colonia Benítez, 2023)*

En conclusión, aunque el puente Luzuriaga es un importante patrimonio histórico para la región, su estructura ya no es adecuada para el tránsito vial actual. Es crucial considerar alternativas para asegurar la conectividad de la localidad y evitar la pérdida de esta vital vía de acceso.

II

ESTUDIO TOPOGRÁFICO

II. 1. Introducción

El objetivo de este capítulo es analizar las características topográficas y geográficas de la región chaqueña, con especial énfasis en el área específica de emplazamiento del proyecto. Este estudio tiene como fin determinar si la zona se encuentra bajo catastro oficial y detallar las condiciones de su relieve y distribución geográfica. Comprender estas características es fundamental para la correcta planificación y desarrollo del proyecto.

Para obtener los datos necesarios, se realizó un vuelo con dron en colaboración con la cátedra de Fotointerpretación del Departamento de Geociencias Aplicadas de la carrera de Ingeniería Civil de la UNNE, lo que permitió capturar imágenes aéreas georreferenciadas. Además, se complementó con una batimetría utilizando un nivel óptico proporcionado por la cátedra de Topografía del Departamento de Vías de Comunicación de la misma carrera, lo que permitió determinar las características del cauce en el lugar de emplazamiento. Estas herramientas fueron fundamentales para recopilar información precisa sobre la morfología del terreno y del cauce fluvial.

También se recurrió a organismos provinciales para obtener datos catastrales y de ordenamiento territorial, así como a estudios previos que permitieron contextualizar correctamente el problema.

Finalmente, con todos los datos obtenidos se confeccionaron perfiles batimétricos y curvas de nivel que serán de gran importancia para las decisiones técnicas relacionadas con el diseño.

II. 2. Topografía y geografía de la región

La provincia chaqueña se encuentra sobre una planicie, presentando una uniformidad topográfica y escasa pendiente (se tienen valores medios de pendiente de 20 y 40 cm/km), a esta llanura se la puede considerar en su totalidad como una inmensa cuenca sedimentaria.

En la Imagen II.1 se puede ver como la provincia tiene una pendiente de NO a SE, por lo cual el escurrimiento y el drenaje tienen el mismo sentido, dicha inclinación del terreno es escasa, no sólo en la dirección general de escurrimiento de los cursos de agua -ONO-ESE-, sino también dentro de la propia cuenca del río Tragadero, es decir, existe poca diferencia de nivel entre las líneas divisorias de aguas y el colector principal.

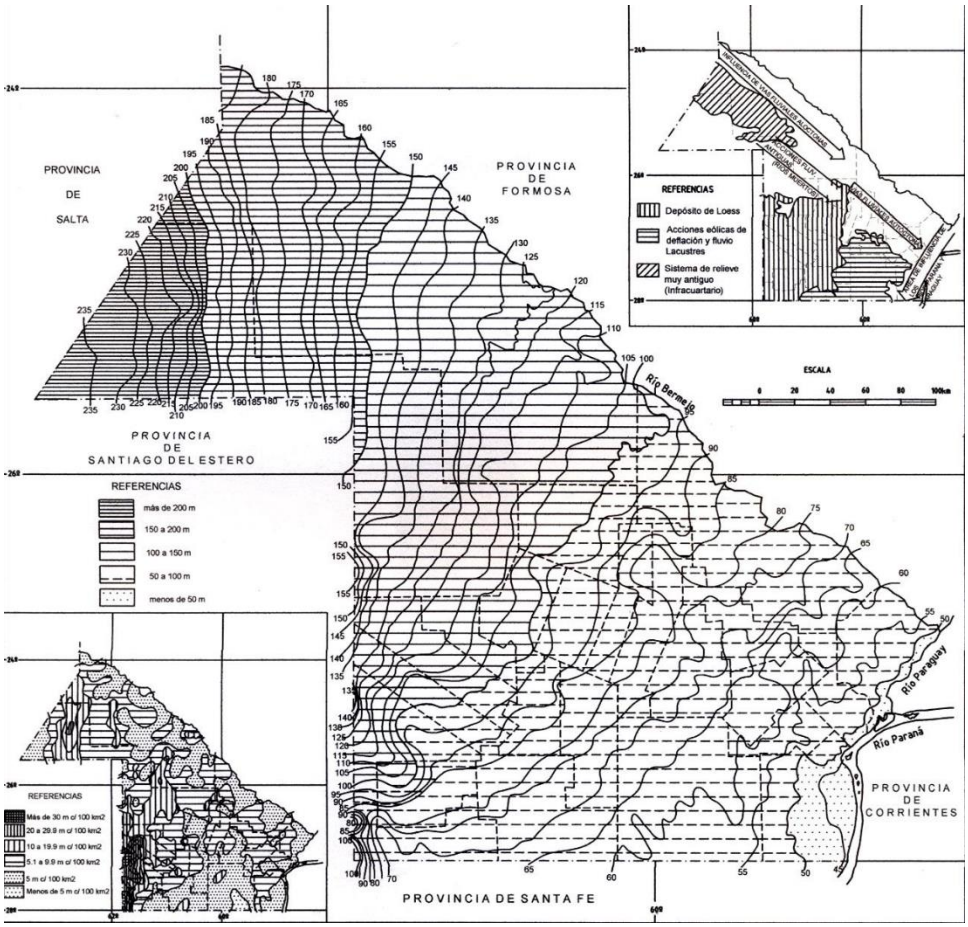


Imagen II. 1. *Curvas de nivel y pendientes del Chaco. (Fuente: Atlas Geográfico de la Provincia del Chaco. Tomo I: El medio natural. Geográfica 5. Revista del Instituto de Geografía. Resistencia, 1987, plancha 4.)*

La geomorfología de la zona de estudio presenta una complejidad interesante ya que se encuentra cercana a la confluencia entre los dos ríos más importantes de la región, el Paraguay y el Paraná, los cuales afectan directamente al río Tragadero y su valle.

"El área está comprendida en gran parte por paleoderrames retrabajados por el río Tragadero en sus divagaciones. Esta situación determina que las características de su valle sean complejas ya que al correr sobreimpuesto a otros modelos fluviales antiguos reconfigura las formas abandonadas de los mismos, adaptando su trazado a dichas formas y haciendo variar localmente las dimensiones del valle. El mismo se caracteriza por ambientes inundables y relictos de paleoderrames que se multiplican en finas ramificaciones, entre las que quedan áreas boscosas en las zonas más elevadas." (Alberto, Arce y Mignone; 2020). (Imagen II.2)

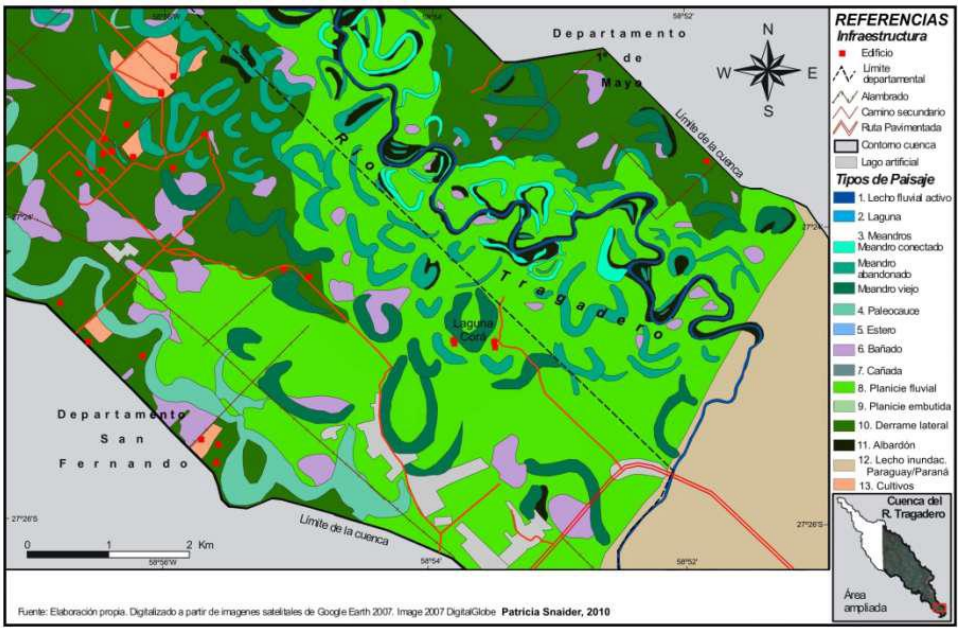


Imagen II. 2. *Cartografía del área de estudio. (Fuente: escenarios vulnerables del nordeste argenitno. Ana María H. Foschiatti. 2012)*

II. 3. Catastro

La localidad de Colonia Benítez se encuentra en el departamento 1° de Mayo. Sin embargo, el proyecto se emplaza en el límite entre el departamento previamente mencionado y el departamento San Fernando, por lo que las parcelas involucradas se corresponden a ambos departamentos.

Utilizando la información disponible del registro parcelario brindado por la Dirección Provincial de Catastro y Cartografía del Chaco se pueden conocer las parcelas que se verían involucradas al realizarse las obras, en la Imagen II. 3. se pueden ver las parcelas acompañadas del área de influencia estimada del proyecto.

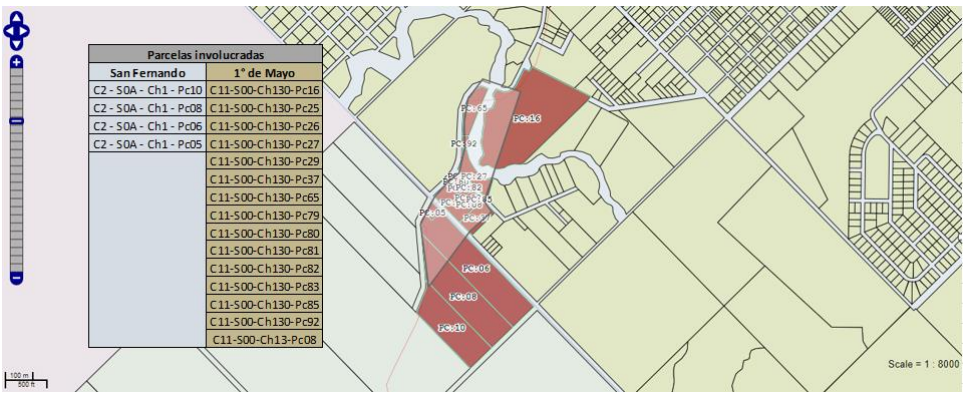


Imagen II. 3. *Parcela dentro del emplazamiento tentativo del proyecto (Fuente: Dirección Provincial de Catastro y Cartografía del Chaco)*

II. 4. Topo-Batimetría

Fecha de realización: 07/09/2024 (8:30 h – 12:00 h)

Estado del río Tragadero

El momento en que se realizó esta actividad se corresponde con el comienzo del año hidrológico para la región de estudio. El año hidrológico inicia el 1 de septiembre debido a que de esta manera los balances realizados y las distintas estaciones secas y húmedas se pueden medir con mayor facilidad. Estar al comienzo de este ciclo significa que se viene de un período predominantemente seco y se avanza hacia un período de lluvias más abundantes.

Estas condiciones desencadenaron en que el río no se encuentre con un caudal grande, sin embargo, tampoco se encontraba en estiaje ya que se podía observar claramente un flujo de agua mayor al de una situación de sequía.

Ubicación

El estudio topo-batimétrico se realizó aguas arriba del puente Luzuriaga debido al difícil acceso a la zona donde se pretende que se encuentre el puente tentativamente, como la densa vegetación y la imposibilidad de llegar con vehículos. La proximidad entre ambas ubicaciones y la baja probabilidad de variaciones significativas en el perfil del cauce justificaron esta elección, optimizando el tiempo y la seguridad sin comprometer la precisión del estudio. (Imagen II.4).

Imagen II. 4. *Ubicación del ensayo con respecto a donde se pretende emplazar el puente. (Fuente: Google Earth, 2024)*

Las decisiones adoptadas en el trabajo se basaron en el nivel de desarrollo del anteproyecto y en la disponibilidad de equipo. Aunque el uso de una estación total habría ofrecido mayor precisión y la posibilidad de georreferenciar los datos, la falta de este equipo llevó a emplear

un sistema de coordenadas local y un nivel óptico con regla. Este enfoque, aunque menos preciso, fue adecuado para los objetivos del estudio y se adaptó a los recursos disponibles, manteniendo la viabilidad y la precisión suficiente para el anteproyecto.

Equipo utilizado

1. Kayak y remo: necesario para el acceso y desplazamiento a lo largo del río
2. Nivel de precisión: Instrumento para la medición de desniveles y nivelación del terreno
3. Trípode para nivelación: soporte para el nivel de precisión
4. Regla graduada: herramienta de medición para la toma de cotas en puntos específicos
5. Planilla para anotaciones: documento para registrar las cotas y observaciones durante el proceso
6. Cuerda: utilizada para establecer puntos de referencia y servir como guía para el perfil transversal
7. Salvavidas

La instalación del equipo y el proceso para la toma de cotas se ve en la Imagen II.5 y en la Imagen II.6.

Imagen II. 5. *Instalación del equipo para la toma de cotas.*

Procedimiento

1. **Establecimiento del punto de referencia:** se marcó un punto fijo en el terreno, que sirvió como referencia para todas las lecturas subsecuentes

2. **Instalación y lectura con el nivel:** se colocó el nivel en un punto conveniente para la toma del perfil transversal, luego se toma la lectura correspondiente del punto fijo
3. **Medición del perfil transversal:** se procedió a la toma de lecturas del perfil transversal del terreno. Para ello, se estableció una cuerda tensada entre dos puntos fijos ubicados a ambos lados del río. Se marcaron en la cuerda los puntos específicos donde se debían registrar las cotas, espaciados cada 2 metros
4. **Registro de cotas:** en cada una de las marcas de la cuerda se colocó la regla y se registró la cota correspondiente. Para los puntos sobre el cauce se utilizó el kayak
5. **Repetición del procedimiento:** el proceso se repitió en una ubicación distinta, situada a una distancia de 13,75 metros de separación con el primer estacionado del nivel, se siguió el mismo procedimiento descrito anteriormente

Imagen II. 6. *Proceso de toma de lecturas con nivel óptico.*

Resultados

Los datos se analizaron en gabinete y se realizó un esquema del perfil transversal del cauce, trazando el pelo de agua, obteniendo dos perfiles ubicados según la Imagen II.7, la forma de los perfiles es visible en la Imagen II.8 y II.9.

Imagen II. 7. *Ubicación de los perfiles (Fuente: Google Earth, 2024)*

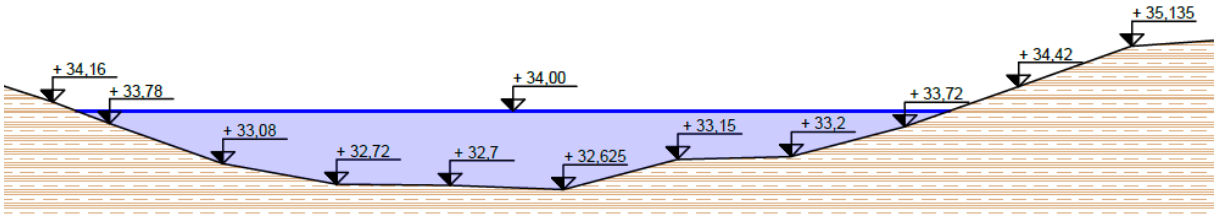


Imagen II. 8. *Perfil N°1.*

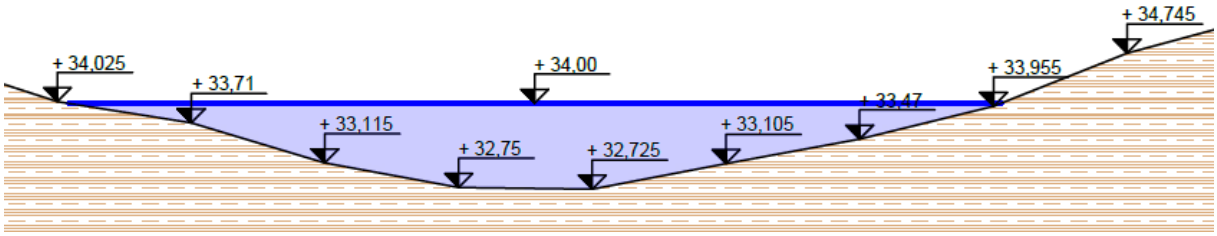


Imagen II. 9. *Perfil N°2).*

II. 5. Vuelo con dron

El vuelo se realizó el mismo día que la batimetría. Se utilizó el dron modelo PHANTOM 4 PRO perteneciente al Centro de Geociencias Aplicada, UNNE.

Características:

- Altura de vuelo: 150 m sobre el nivel de terreno
- Resolución espacial (tamaño de píxel): 4 centímetros
- Inclinación de las fotos respecto al terreno: 90°
- Velocidad de vuelo: 13 m/s
- Solape longitudinal: 80%
- Solape transversal: 80%
- Duración: 18 minutos

A nivel de anteproyecto, estas características son suficientes. En caso de realizar un trabajo a nivel de proyecto, es recomendable que la altura de vuelo sea menor, aproximadamente de 100 metros sobre el nivel del terreno, lo que permitirá tener menor cantidad de centímetros por píxel. Además, cuanto menor sea la velocidad, mejor será la calidad de las fotografías.

En principio, se define el plan de vuelo del dron, eligiendo el área a sobrevolar según la información que se busca obtener y la capacidad del equipo (Imagen II.10).

Imagen II. 10. *Plan de vuelo.*

Tras procesar los datos adquiridos, se genera un modelo digital de elevaciones *DEM* (Imagen II.11) y una ortoimagen (Imagen II.12) del área sobrevolada, archivos preparados para usarlo en cualquier programa de Sistema de Información Geográfica *SIG*. Se utiliza en este trabajo el programa QGIS.

Imagen II. 11. *Modelo Digital de Elevaciones (MDE) de la zona de estudio.*

Imagen II. 12. *Ortoimagen. Detalle del puente Luzuriaga.*

II. 6. Conclusiones del capítulo

Los perfiles transversales trazados servirán para el estudio hidrológico, ya que permitirán conocer la altura del pelo de agua. Por otra parte, conocer la forma del cauce permitirá determinar ciertos parámetros en el diseño del puente, siendo la altura de este y el espaciamiento entre las pilas algunos ejemplos.

Finalmente, con el modelo digital de elevaciones y las curvas de nivel es posible conocer por donde conviene pasar la traza del camino y cuánto será el movimiento de suelos necesario. Se concluye que la zona predilecta para pasar el camino es la que se muestra en la Imagen II. 14.

Imagen II. 14. *Trazado tentativo del camino. (Fuente: elaboración propia utilizando el programa QGIS)*

III

ADECUACIÓN HIDRÁULICA

III. 1. Introducción

El objetivo de este capítulo es adecuar hidráulicamente la sección de paso del puente en estudio sobre el río Tragadero, determinando variables como la altura del mismo, que servirá para poder plantear la cota definitiva del puente, influenciando así también a la altura del camino que conecte la traza existente con el mismo.

Para ello se debe realizar un estudio completo del comportamiento hidrológico de la cuenca de aporte, lo que conlleva conocer sus características físicas y sus parámetros representativos.

En primer lugar, se debe hacer el análisis de las precipitaciones de las distintas estaciones que aledañas a la cuenca y determinar cuál será la tormenta de diseño a adoptar, que se ajuste al tiempo de recurrencia con el que se dimensione. Finalmente, esta tormenta de diseño se la utilizará en un modelo lluvia-escorrentía con el cual se podrá obtener finalmente la altura del pelo de agua que se corresponda con la misma.

III. 2. Características hidrográficas del Chaco

"Debido a las características geológico-geomorfológicas, edáficas, pero más que nada pluviométricas, en la región chaqueña se advierten áreas contrastadas: una occidental, con escasas precipitaciones (inferior a los 700 mm al año) y atravesada solamente por ríos alóctonos –Pilcomayo, Teuco-Bermejo- que nacen en la cordillera andina y se alimentan de las lluvias orográficas; y una oriental, más lluviosa (superiores a 1300 mm) y surcada por numerosos ríos, riachos y arroyos, sistemas autóctonos y de curso meandroso, que desbordan sus aguas formando esteros, bañados y cañadas y que terminan escurriendo en el gran colector Paraná-Paraguay. Los ríos alóctonos atraviesan la planicie chaqueña donde experimentan una marcada inestabilidad, no sólo del caudal sino también de sus cauces. Los sucesivos cambios de curso, resultado de procesos de colmatación o de taponamiento, dan lugar a la formación de amplios abanicos aluviales [...]

El río Tragadero forma parte de la red fluvial autóctona de la provincia chaqueña y, a su vez, es tributario de uno de los grandes colectores del oriente provincial, en este caso, el río Paraná. Sus aguas llegan a este último a través del riacho Barranqueras, brazo del Paraná que se forma al oeste de la Isla Santa Rosa. En este sentido, y siguiendo a Neiff (1986b, p. 1), la dinámica del escurrimiento en el Oriente Chaqueño es clave para comprender el funcionamiento del paisaje de llanura." (SNAIDER FORLIN, 2021) (Imagen III.1).

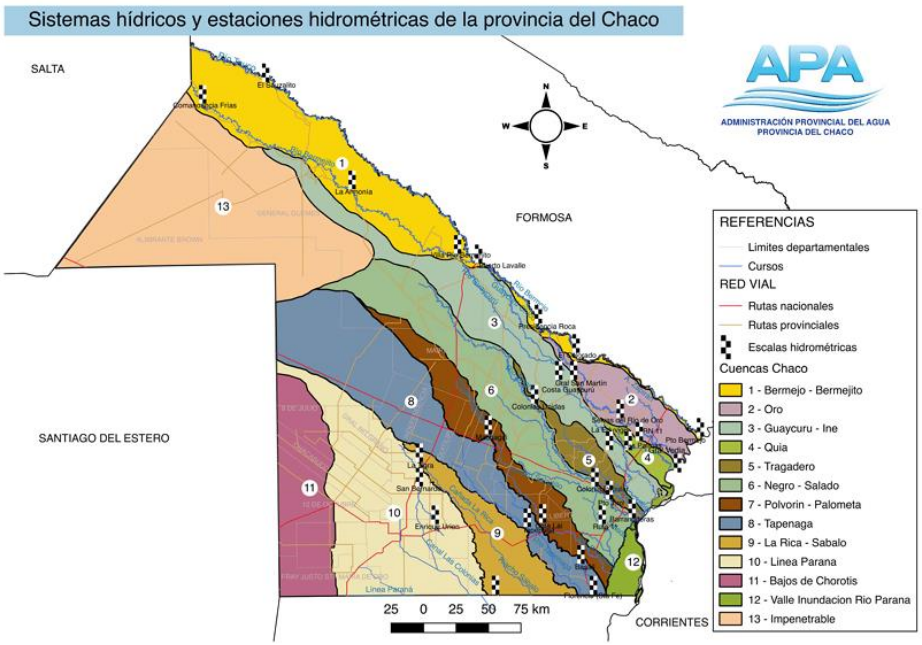


Imagen III.1. *Cuencas de la provincia del Chaco (Fuente: Administración Provincial del Agua)*

III. 3. Delimitación de la cuenca

Cuenca del río Tragadero

"La cuenca del río Tragadero se ubica en el oriente de la provincia del Chaco y se desarrolla entre los 26º 30'S y los 27º 30'S y entre los 59º y 60º de longitud oeste, alcanzando un perímetro de 350 km. Con una extensión de casi 2.000 km2 (más precisamente 196.827 ha) la cuenca hidrográfica ocupa sólo el 2% de la superficie provincial que es de 99.633 km2. El río atraviesa en su recorrido una longitud aproximada de 122 km y el área que vierte a él tiene una anchura variable, que alcanza, como máximo, a los 31 km. El sistema fluvial discurre atravesando varios departamentos de la provincia chaqueña, tales como Sargento Cabral, General Donovan, Libertad, 1º de Mayo y una pequeña parte de San Fernando y Libertador General San Martín." (SNAIDER FORLÍN, 2021).

En la Imagen III. 2 se puede ver la cuenca digitalizada y georreferenciada, la misma fue obtenida del trabajo final "*DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN PRETENSADO EN RUTA NACIONAL N11 SOBRE RIO TRAGADERO" (Benítez - Chain, 2022).*

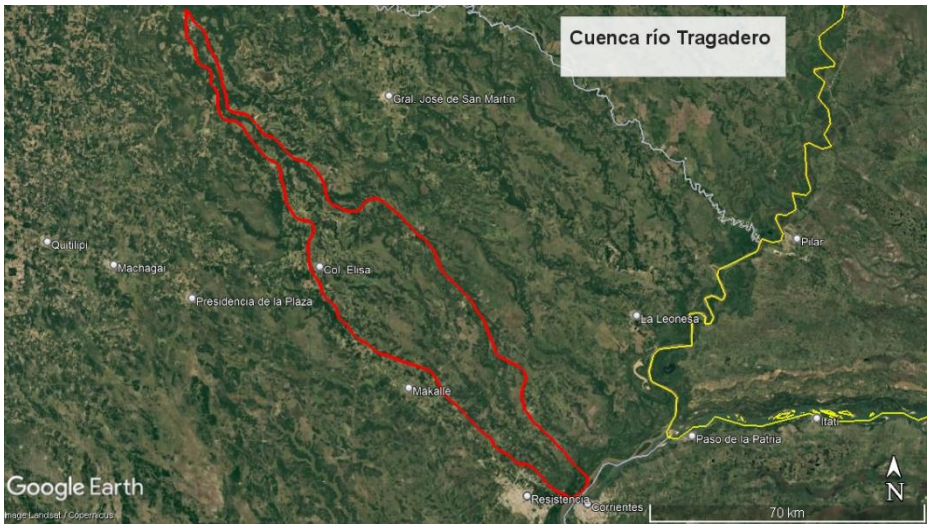


Imagen III. 2. *Cuenca digitalizada del río Negro (Fuente: Benítez - Chain, 2022)*

Determinación de la cuenca de aporte

Se utilizaron imágenes satelitales, la ubicación de alcantarillas sobre la RN N°11 y un modelo digital de elevaciones provisto por el IGN (Instituto Geográfico Nacional), para definir el área de aporte en la sección en estudio.

El modelo digital de elevaciones (MDE) de la Argentina, confeccionado por el IGN, es de libre acceso al público y fue desarrollado a partir de vuelos aerofotogramétricos llevados a cabo entre los años 2011 y 2016. Presentan una resolución espacial de 5 x 5 metros, por lo que su uso no es concluyente para definir la cuenca de aporte en sí, dado la poca pendiente que existe en el terreno de llanura, aunque resulta ser un complemento útil para el análisis ya que permite observar el comportamiento hidrológico de la cuenca en diferentes estados de humedad, el trabajo realizado sobre el modelo se ve en la Imagen III.3 y la Imagen III.4.

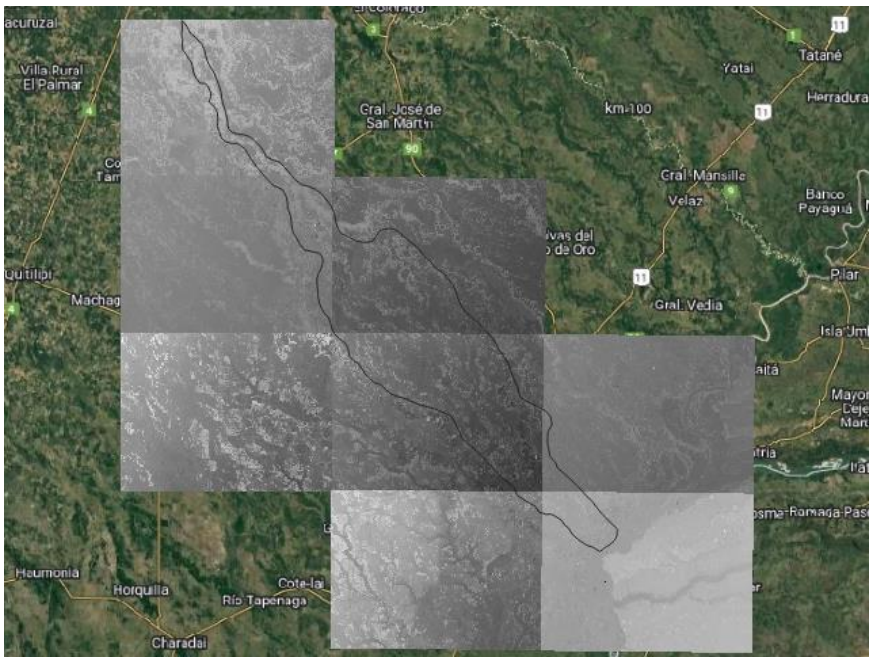


Imagen III. 3.*. MDE en correspondencia con la cuenca del Tragadero.*

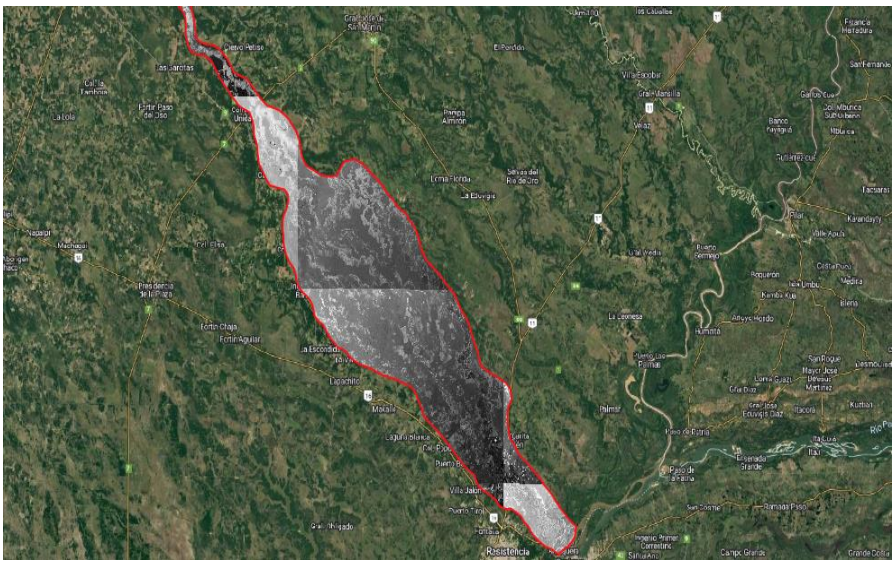


Imagen III. 4. *Delimitación del MDE para la cuenca del Tragadero.*

Se analizaron las imágenes satelitales correspondientes a un día posterior a una lluvia de gran intensidad (17/04/2024) y otro anterior a una lluvia (19/05/2024), siendo ambas de carácter reciente y permiten apreciar, utilizando la composición de bandas satelitales adecuadas, las zonas anegadas y húmedas, tal y como se puede ver en la Imagen III.5 y la Imagen III.6.

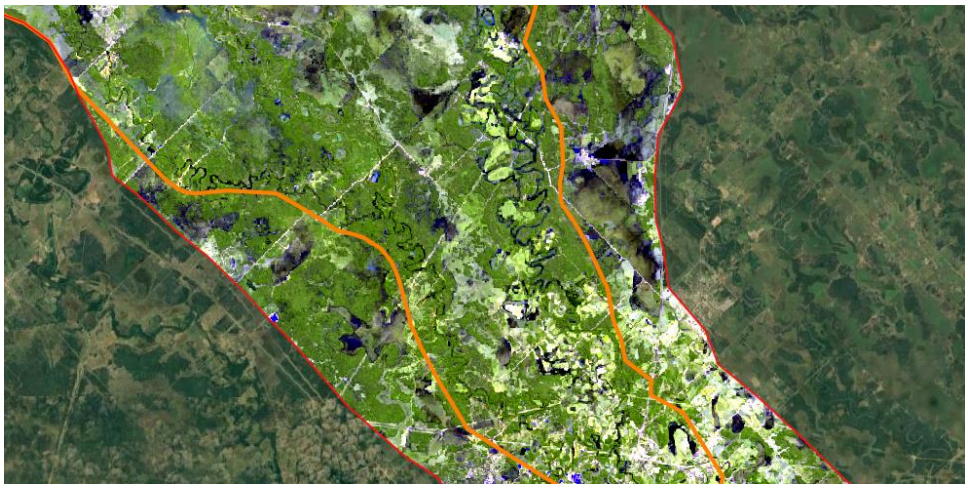


Imagen III. 5. *Composición RGB para la imagen satelital del día 17/04/2024. En naranja: parteaguas trazado*

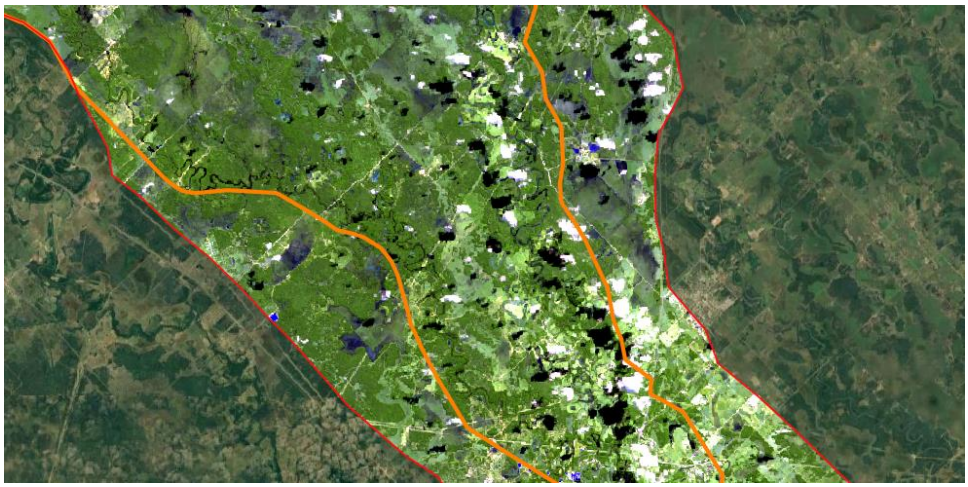


Imagen III. 6. *Composición RGB para la imagen satelital del día 19/05/2024. En naranja: parteaguas trazado*

Por otro lado, también se analizó el comportamiento hidrológico inducido por las obras de arte ubicadas sobre la RN N°11 para el trazado del parteaguas (Imagen III.7).

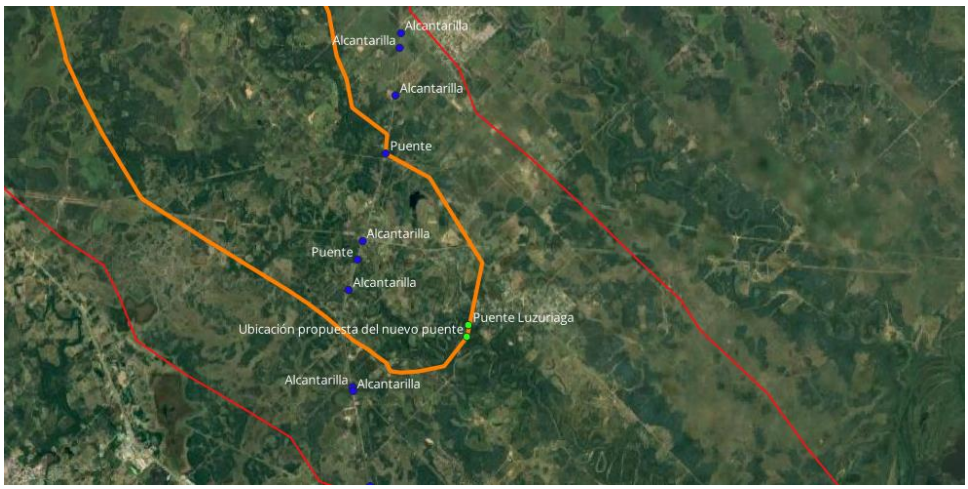


Imagen III. 7. *Obras de arte sobre la RN N° 11.*

Finalmente queda delimitada la cuenca de aporte, en la Imagen III.8 se puede apreciar, con sombreado amarillo la cuenca de aporte, la misma es menor que la cuenca total ya que no todos sus sectores aportan al punto de estudio.

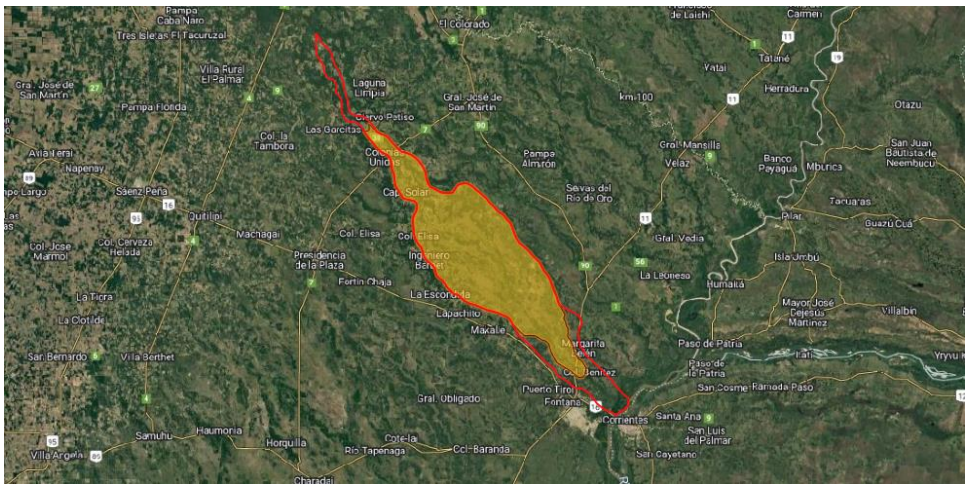


Imagen III. 8. *Cuenca de aporte en sombreado amarillo.*

La cuenca de aporte tiene una extensión total de **1673 km^2.**

III. 4. Caracterización de la cuenca en estudio

Pendiente de la cuenca y longitud del cauce

Para determinar la pendiente de la cuenca se utilizaron dos puntos fijos provistos por el IGN que se encuentren lo más separados entre sí de manera de poder conseguir un dato lo más representativo posible. Los puntos utilizados fueron los siguientes:

PF5N (264)

- Red de alta precisión
- Latitud: -27° 19´ 29,4”
- Longitud: -58° 59´ 58,1”
- **COTA: 50,89 m**

PF20N (263)

- Red de alta precisión
- Latitud: -27° 08´ 26,8”
- Longitud: -59° 27´ 10,7”
- **COTA: 64,07 m**

Distancia entre puntos: 57,78 km

Desnivel entre puntos: 13,18 m

Pendiente de la cuenca: 0,022 cm/m

La longitud del cauce fue determinada a partir de mediciones utilizando el programa QGIS trabajando con imágenes satelitales.

Longitud del cauce: 182 km

Tiempo de concentración

Se denomina tiempo de concentración de una cuenca al tiempo que le toma al punto hidrológicamente más lejano en llegar a la desembocadura de la misma. Determinar este tiempo es de vital importancia ya que representa la duración que debería tener la tormenta de diseño para que toda la cuenca se encuentre aportando al punto de interés.

La bibliografía provee varias fórmulas que permiten determinar este valor, sin embargo, se debe tener criterio a la hora de elegir que ecuaciones usar ya que las mismas fueron determinadas en cuencas con diferente comportamiento topográfico que difiere, en muchos casos, a la llanura.

El libro *Hidrología Aplicada de Ven Te Chow (1994),* hace una recopilación de las ecuaciones más conocidas para determinar dicho tiempo, tal como se aprecia en la Imagen.III.9. En este trabajo se adoptarán las fórmulas de Kirpich y la Ecuación de Retardo del SCS, si bien las cuencas donde se determinaron no ajustan perfectamente a la que se está estudiando, la simpleza de ambas fórmulas se condice con el alcance de este trabajo a modo de anteproyecto.

Método y fecha	Fórmula para t_c (min)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.0078L^{0.77}S^{-0.385}$ L = longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida, pies S = pendiente promedio de la cuenca, pies/pie	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales en Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar t_c por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
Ecuación de retardo SCS (1973)	$t_c = \frac{100\ L^{0.8}\,[(1{,}000/CN) - 9]^{0.7}}{1{,}900\ S^{0.5}}$ L = longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), pies CN = número de curva SCS S = Pendiente promedio de la cuenca, %	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 2,000 acres; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencia a la sobreestimación; se aplican factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que t_c = 1.67 × retardo de la cuenca.

Imagen III. 9. *Fórmulas para el tiempo de concentración (Fuente: Hidrología Aplicada, Ven Te Chow,1994)*

A partir de las fórmulas se obtiene:

- Fórmula de Kirpich

$$t_c = 0{,}0078 \cdot (597113\ pies)^{0{,}77} \cdot \left(0{,}00022\ \frac{m}{m}\right)^{-0{,}385} = 5595{,}33\ min = 3{,}88\ días$$

- Ecuación de retardo SCS

$$tc = \frac{100\ \cdot\ (597113)^{0{,}8} \cdot \left(\frac{1000}{50}\ - 9\right)^{0{,}7}}{1900 \cdot (0{,}022)^{0{,}5}} = 7940{,}63\ min = 5{,}5\ días$$

Para esta ecuación se estima un valor de CN = 50, el mismo se basa en el estudio previo de Benítez y Chain (2022) que se realizó sobre la misma cuenca y que se menciona posteriormente.

Se adopta finalmente como representativo de la cuenca el siguiente tiempo de concentración:

Tc = 4 días

Tiempo de recurrencia

Se define como tiempo de recurrencia al período promedio de tiempo entre eventos hidrológicos de magnitud igual o mayor que un determinado valor, el mismo se expresa como TR=1/P (siendo P la probabilidad de que ocurra un evento igual o mayor al esperado), es decir, es un tiempo promedio en el que se espera que suceda un evento que supere un cierto valor.

El valor del tiempo de recurrencia para el diseño se adopta a partir de la importancia y tipo de la obra, ya que a mayor importancia del proyecto el mismo deberá ser dimensionado para un evento de mayor magnitud y, por ende, con un mayor tiempo de recurrencia.

Para el diseño de obras viales se tienen muchas teorías sobre como adoptar este valor. En este trabajo se optó por seguir dos lineamientos:

- El investigador polaco Ing. W. Jarocki presenta la Tabla III. 1, donde consigna tiempos de recurrencia para diseño en función de la categoría de la vía y el tipo de estructura

Tabla III. 1. *Tiempo de recurrencia para diseño de obras viales. (Fuente:* Ing. W. Jarocki*)*

CATEGORÍA DE LA VÍA	TIEMPO DE RECURRENCIA (años)		
	TERRAPLENES	PUENTES	ALCANTARILLAS
Autopistas urbanas y rurales	100	100	50
Rutas principales	50	50	25
Caminos vecinales	25	25	10
Caminos provisorios	10	10	5

- La norma AASHTO (1979) provee una carta para la selección del tiempo de recurrencia en el cual se pondera según ciertos criterios para determinar la importancia de la obra mostrada en la Tabla III.2.

Tabla III. 2. *Carta para selección del tiempo de recurrencia (Fuente: AASHTO, 1979)*

PARAMETRO	CALIFICACION		
	1	2	3
Daño a las propiedades	bajo	medio	alto
Daño al camino	bajo	medio	alto
Pérdidas potenciales de vida	bajo	medio	alto
Altura de terraplén	< 6 m	6 m a 15 m	> 15 m
Costo de reconstrucción	bajo	medio	alto
TP.D.A.	< 100	100 a 750	> 750
Rutas alternativas	si	mala calidad	no
Sección de camino inundado	si	eventual	no
Caudales registrados mayores que el caudal para recurrencia de 50 años	ninguno	uno	varios
Valor estratégico	No	no	Si
Efecto sobre la economía local	bajo	medio	alto

PROMEDIO PONDERADO DE LA CALIFICACIÓN (I)	RANGO DEL TIEMPO DE RECURRENCIA PARA DISEÑO (años)
1	10-25
2	25-50
3	Más de 50

Siguiendo ambas recomendaciones se termina adoptando el siguiente tiempo de recurrencia para el diseño:

TR = 25 años

III. 5. Precipitaciones

En las proximidades de la cuenca trazada se encuentran las siguientes estaciones pluviométricas: Capitán Solari, Colonia Elisa, La Verde, Margarita Belén y Colonia Benítez, las mismas registran precipitaciones diarias.

La cuenca tiene una gran extensión y el comportamiento de las precipitaciones no es puntual ni uniforme, por lo que se requiere disponer de información en la mayor cantidad de puntos posibles para analizar las tormentas.

Las estaciones tienen una distribución que corresponde a las localidades aledañas y no se encuentran en las ubicaciones más convenientes para el análisis hídrico de la cuenca, es por ello que se escogen las que mayor influencia puedan tener y luego se determina cuanta incidencia tiene cada una sobre la cuenca.

Para ello se siguió el procedimiento propuesto por Thiessen, donde se utiliza un factor de ponderación en la distribución para cada uno. Para ello se las ubica en un mapa y se las conecta utilizando líneas, así se forman polígonos alrededor de cada estación (Imagen III. 10). Los lados de cada polígono determinan el área efectiva que se considera para cada estación y la misma se expresa como porcentaje del área total. El promedio ponderado permite asignarle una influencia a cada estación (Tabla III. 3).

Se utilizó dicho método a sabiendas que una de sus limitaciones es que no considera las influencias orográficas; pero se desprecia dicha falencia, debido a la poca influencia que se presenta en la cuenca en estudio, por tratarse de una zona de llanura, en la cual no se han detectado grandes desniveles ni fenómenos orográficos.

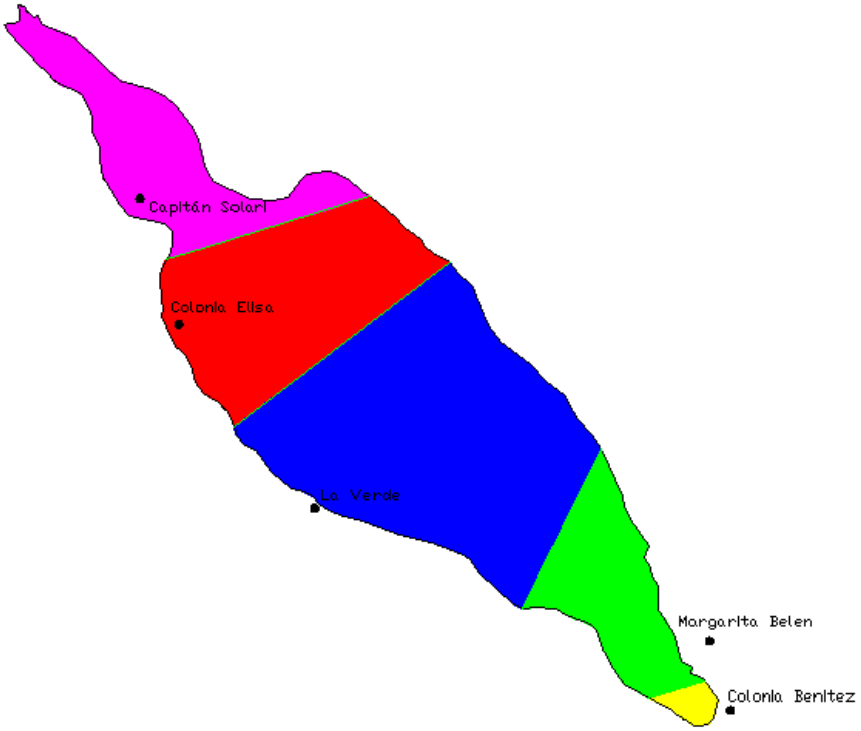


Imagen III. 10. *Áreas de aporte según Thiessen, primer trazado.*

Tabla III. 3*. Adjudicación de áreas de aporte por estación, preliminar.*

Nombre	Estación	Color	Área (km²)	Área (%)
Capitán Solari	1	Morado	274,36	16%
Colonia Elisa	2	Rojo	416,91	25%
La Verde	3	Azul	750,24	45%
Margarita Belén	4	Verde	210,66	13%
Colonia Benítez	5	Amarillo	20,87	1%
	Total		1673,04	100%

De la determinación de la influencia de cada estación se obtuvo que la estación de Colonia Benítez afectaba 1% del total, por lo que se descartó dicha estación y se realizó un nuevo trazado de los polígonos de Thiessen (Imagen III. 11) y se determinó nuevamente la influencia de cada estación (Tabla III. 4).

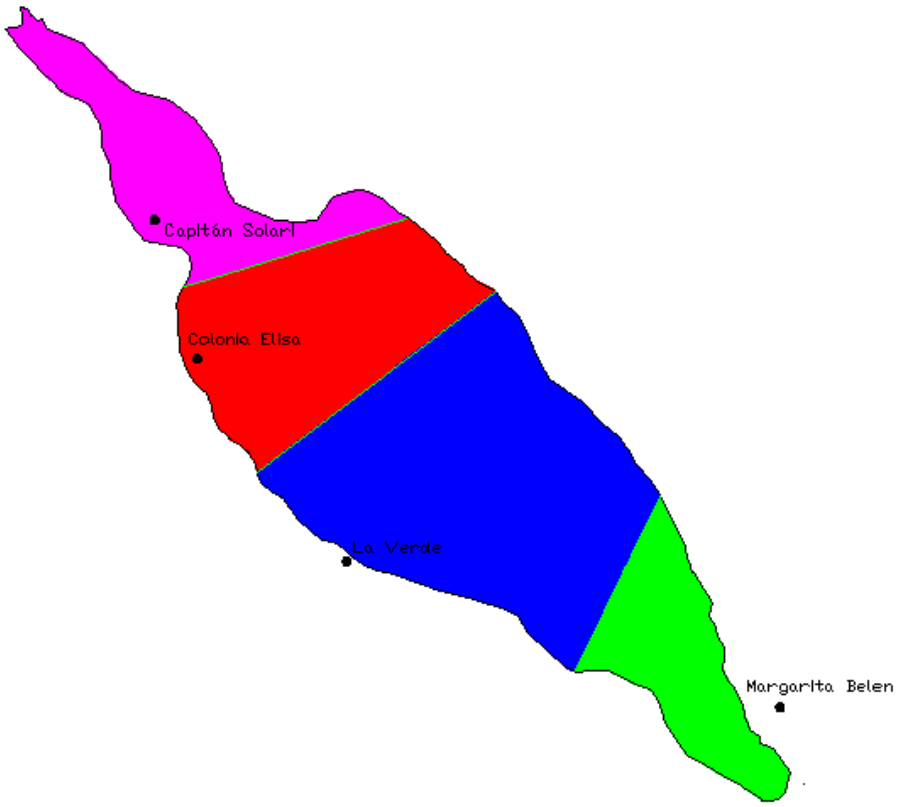


Imagen III. 11. *Trazado definitivo de los polígonos de Thiessen.*

Tabla III. 4. *Área de influencia definitiva por estación.*

Nombre	Estación	Color	Área (km²)	Área (%)
Capitán Solari	1	Morado	274,36	16%
Colonia Elisa	2	Rojo	416,91	25%
La Verde	3	Azul	750,24	45%
Margarita Belén	4	Verde	231,53	14%
	Total		1673,04	100%

Análisis estadístico en las estaciones

Se parte de conocer las áreas de influencia de cada estación pluviométrica y con la estación pluviométrica de mayor importancia, que es La Verde con una influencia o afectación sobre el 45% de la cuenca según los polígonos de Thiessen trazados, se realizará el siguiente análisis para obtener la serie de máximas precipitaciones acumuladas, en sus respectivas fechas y luego se utilizarán los datos registrados de las otras estaciones, en correspondencia con las fechas.

De esta forma se obtendrá una tormenta de diseño real y no una ficticia que utilice los máximos registrados en cada estación para diferentes fechas, ya que se estaría teniendo una tormenta ficticia sobredimensionada que no se registró, ni ocurrió.

- Se trabajarán con los datos pluviométricos de los últimos 30 años otorgados por la Administración Provincial del Agua

- Con las series pluviométricas se calcularán los valores de precipitación acumulados en 4 días, debido a que se estimó que el tiempo de concentración tiene dicha duración
- Se obtiene un valor máximo acumulado de 4 días para cada año hidrológico. Se tienen así 30 máximos acumulados de 4 días
- Luego para trabajar con las series de las otras estaciones se obtiene el acumulado en 4 días para las mismas fechas en que se registraron en "La Verde"
- Se tienen para las cuatro estaciones pluviométricas 30 valores de precipitación acumulada para una fecha, que es función de las máximas precipitaciones registradas en el pluviómetro de mayor influencia
- Con dichos valores se hace un promedio en función del método de distribución de áreas de influencia según Thiessen (ver Tabla III. 4). Y se obtiene una serie de datos promedios (Tabla III.5)
- Con esos valores se arman las series probabilísticas y se obtiene un valor de precipitación con un tiempo de recurrencia de 25 años según el método probabilístico con mejor ajuste

El análisis explicado se encuentra desarrollado en la Tabla III.5 y en la Imagen III.12.

Tabla III. 5. *Precipitación acumulada en 4 días para las fechas en que se obtuvieron los valores máximos para el pluviómetro ubicado en La Verde.*

FECHA			Precipitación acumulada en 4 días [mm]				
Año hidrológico	Fecha de inicio	Fecha de terminación	La Verde	Margarita Belen	Colonia Elisa	Capitan solari	Promedio
1994-1995	1/3/1995	5/3/1995	177	105	129	130	148.7
1995-1996	25/1/1996	29/1/1996	142	145	135	75	130.7
1996-1997	3/2/1997	7/2/1997	146	190	225	186	180.2
1997-1998	19/4/1998	23/4/1998	217	283	205	101	205.7
1998-1999	12/2/1999	16/2/1999	145	90	110	106	123.4
1999-2000	23/2/2000	27/2/2000	156	80	135	156	141.7
2000-2001	16/3/2001	20/3/2001	124	55	102	64	99.9
2001-2002	22/1/2002	26/1/2002	237	290	272	178	245.5
2002-2003	9/4/2029	13/4/2029	98	0	0	0	44.1
2003-2004	10/12/2003	14/12/2003	165	135	150	32	136.1
2004-2005	21/11/2004	25/11/2004	260	135	230	171	222.5
2005-2006	27/2/2006	3/3/2006	150	62	60	170	120.1
2006-2007	4/7/2007	8/7/2007	248	0	0	0	111.6
2007-2008	7/10/2007	11/10/2007	105	82	75	82	91.4
2008-2009	14/3/2009	18/3/2009	96	6	5	0	45.1
2009-2010	1/5/2010	5/5/2010	206	115	130	70	153.2
2010-2011	30/11/2010	4/12/2010	268	256	245	100	234.7
2011-2012	16/8/2012	20/8/2012	95	112	103	65	95.2
2012-2013	4/1/2013	8/1/2013	114	93	81	78	97.8
2013-2014	1/5/2014	5/5/2014	193	60	25	10	103.2
2014-2015	26/6/2015	30/6/2015	115	128	41	21	83.5
2015-2016	23/6/2016	27/6/2016	139	237	162	149	161.6
2016-2017	5/4/2017	9/4/2017	235	163	166	235	210.0
2017-2018	16/3/2018	20/3/2018	226	30	14	23	113.3
2018-2019	5/1/2019	9/1/2019	156	126	241	111	167.0
2019-2020	27/11/2019	1/12/2019	116	90	66	28	86.1
2020-2021	24/3/2021	28/3/2021	93	49	74	56	76.7
2021-2022	6/4/2022	10/4/2022	165	101	63	158	131.0
2022-2023	27/2/2023	3/3/2023	79	60	77	80	76.8
2023-2024	21/4/2024	25/4/2024	195	15	66	0	106.4

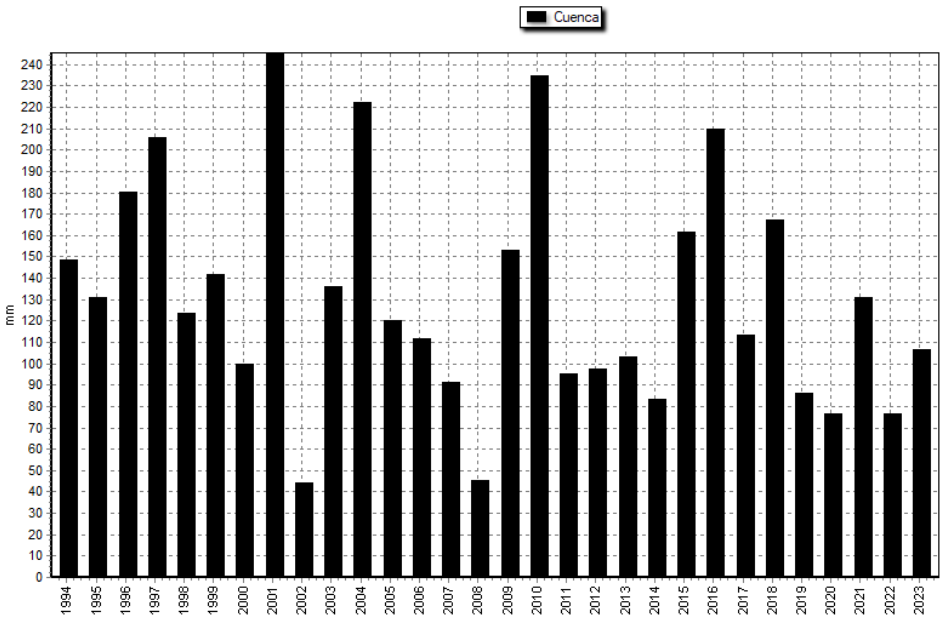


***Imagen III. 12**. Diagrama de precipitación máxima acumulada en 4 días anual.*

Tormenta de diseño

Para realizar el análisis estadístico de precipitaciones máximas, se utiliza el programa libre de gestión y análisis de datos hidrológicos HYDROGNOMON 4. Se carga en el mismo la serie de datos anuales de precipitación máxima acumulada en cuatro días, se elige la opción "análisis estadístico" y se incorpora el tiempo de recurrencia. Se obtienen los valores de la Tabla III.6.

***Tabla III.6.** Valores de precipitación para un tiempo de recurrencia de 25 años, según diferentes métodos.*

All data - T(Max)= 25,0000 y	Value
Log Pearson III	272,752
Pearson III	234,210
Galton	233,905
EV1-Max (Gumbel)	240,100
LogNormal	240,823
Normal	224,478

Viendo en la Imagen III.13, en el eje "x" se observan los valores de excedencia y en el eje "y" la precipitación en milímetros.

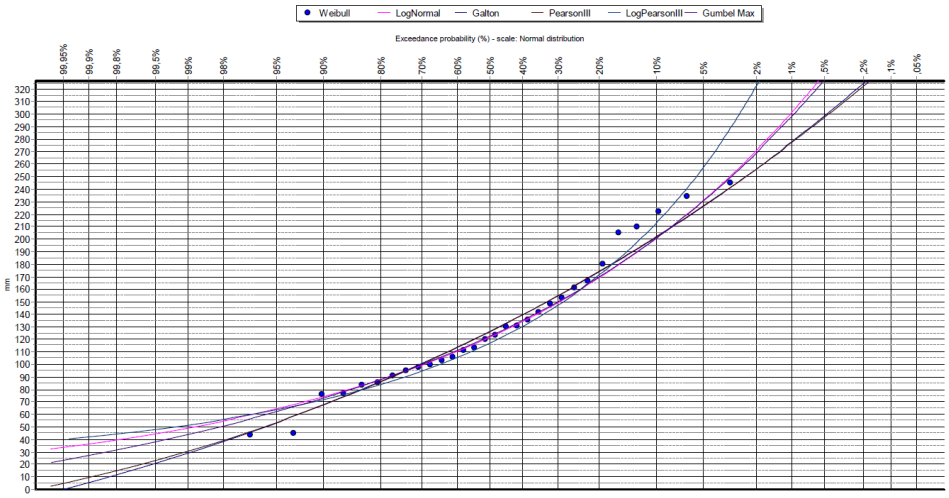


Imagen III.13. *Diferentes ajustes de probabilidad.*

Se evalúa la bondad de ajuste de las distribuciones para definir qué valor es el adecuado para determinar la tormenta de diseño (Tabla III.7). El programa utiliza el método Kolmogorov Smirnov, que es un método no paramétrico que tiene la ventaja de no necesitar intervalos de clase, es decir, funciona con datos no agrupados, cuestión necesaria para realizar la prueba de "X-cuadrado". Utiliza las frecuencias acumuladas, tanto observadas como teóricas, obteniendo un parámetro estadístico "*Dmáx"*, que es la diferencia máxima existente entre la frecuencia acumulada observada y teórica (de Weibull) en valor absoluto que se compara con un valor crítico correspondiente al método que depende del nivel de significancia y el tamaño de la muestra.

Un nivel de significancia del uno por ciento (1%) indica que el ajuste debe verificarse con un noventa y nueve por ciento (99%) de nivel de confianza. El programa utiliza este porcentaje como el más exigente y el valor crítico correspondiente *0,21756.*

Tabla III.7. *Prueba de bondad del ajuste según Kolmogorov Smirnov.*

Kolmogorov-Smirnov test for:All data	a=1%	a=5%	a=10%	Attained a	DMax
Log Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,8675%	0,06221
Pearson III	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,3137%	0,07075
Galton	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,1821%	0,07187
EV1-Max (Gumbel)	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,1741%	0,07193
LogNormal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	99,1571%	0,07207
Normal	ACCEPT	ACCEPT	ACCEPT	95,9569%	0,08519

Aunque la distribución Log-Pearson III fue la que mejor se ajustó según el método utilizado, se descartó su valor debido a que estima una precipitación de casi 273 milímetros para un tiempo de recurrencia de 25 años, lo que supera el máximo registrado en una serie de 30 años, que es de 245,5 milímetros. Este criterio se aplica para evitar sobreestimar la precipitación de diseño.

Se considera el valor con segundo mejor ajuste (Imagen III.14 y III.15), correspondiente a la distribución de Pearson 3, con una precipitación de 234,21 milímetros.

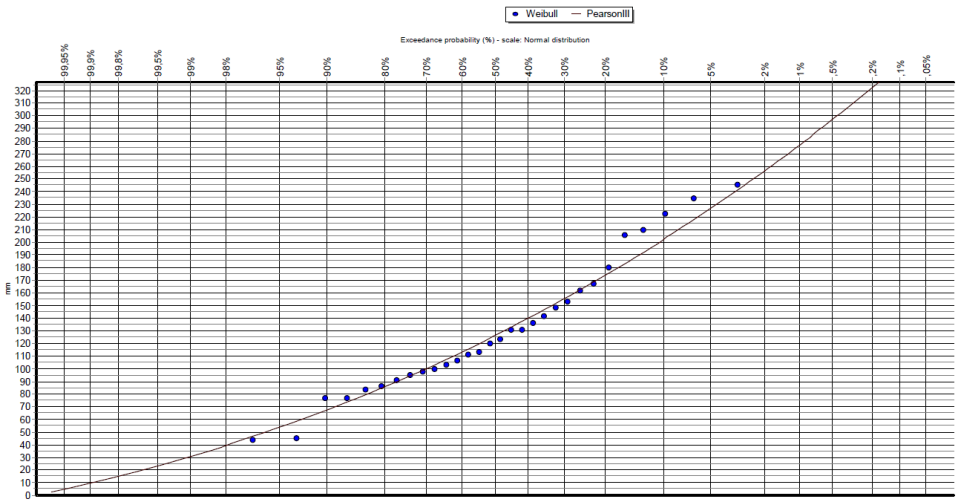


Imagen III. 14. *Curva de Ajuste Pearson III.*

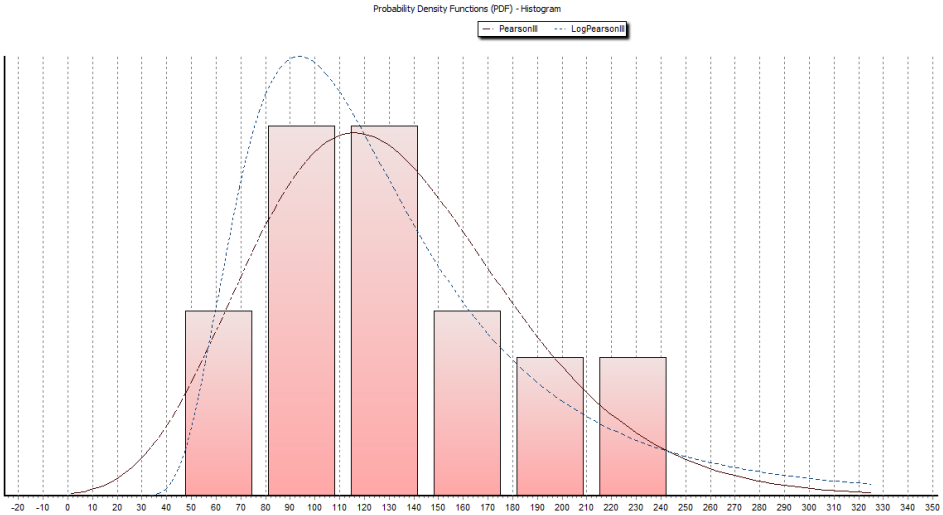


Imagen III. 15. *Funciones de densidad y probabilidad e Histogramas comparados con las funciones de distribución.*

La lluvia más cercana al valor obtenido ocurrió entre el 1 de diciembre y el 4 de diciembre de 2010, cuyo valor acumulado fue de 234,7 milímetros.

III. 6. Modelación hidrológica

Se realizará una modelación hidrológica con el fin de determinar el caudal de diseño a partir de la tormenta definida previamente. Para ello, se empleará el software HEC-HMS (Hydrologic Engineering Center - Hydrologic Modeling System), el cual permite modelar transformaciones lluvia caudal. En esta modelación se aplicará el modelo desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros de Estados Unidos denominado SCS, también conocido como el método de la curva número.

El método del SCS se define como hidrograma unitario sintético porque se busca obtener la respuesta de la cuenca ante una tormenta mediante la utilización de las características físicas de la misma ya son estas propiedades la que definen su comportamiento y son invariables temporalmente.

El método del SCS, también conocido como método de la curva número, se utiliza para estimar el volumen de escorrentía directa generado por una tormenta, considerando las características físicas de la cuenca que definen su comportamiento.

Uno de los parámetros más importantes de este modelo es el valor CN, que separa del caudal total la escorrentía libre de la que se infiltra, cuyo valor depende del tipo y estado del suelo, así como los usos del misma y la condición de humedad antecedente al momento en el que se produce la precipitación. A medida que aumenta el valor de CN, la cuenca tiene menor capacidad absorbente, resultando que frente a una precipitación específica el volumen de escurrimiento directo será mayor.

La determinación de este parámetro surge de un relevamiento de la cuenca con una calibración posterior a partir de aforos. Como este trabajo tiene el alcance de un anteproyecto, se toma como referencias estudios previos, se basará en el trabajo “DIMENSIONAMIENTO DE PUENTE DE HORMIGÓN PRETENSADO EN RUTA NACIONAL N11 SOBRE RÍO TRAGADERO” (Benítez y Chain, 2022).

Dicho trabajo referencia a su vez un estudio hidrológico realizado por el Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de la UNNE sobre la cuenca del río Negro, vecina que posee propiedades semejantes tanto en cobertura como en geomorfología. El estudio observó valores determinados para subcuencas en las cuales se divide la cuenca del río Negro (Imagen III.16) y luego se determinó el valor de CN ponderando en función del área de cada subcuenca.

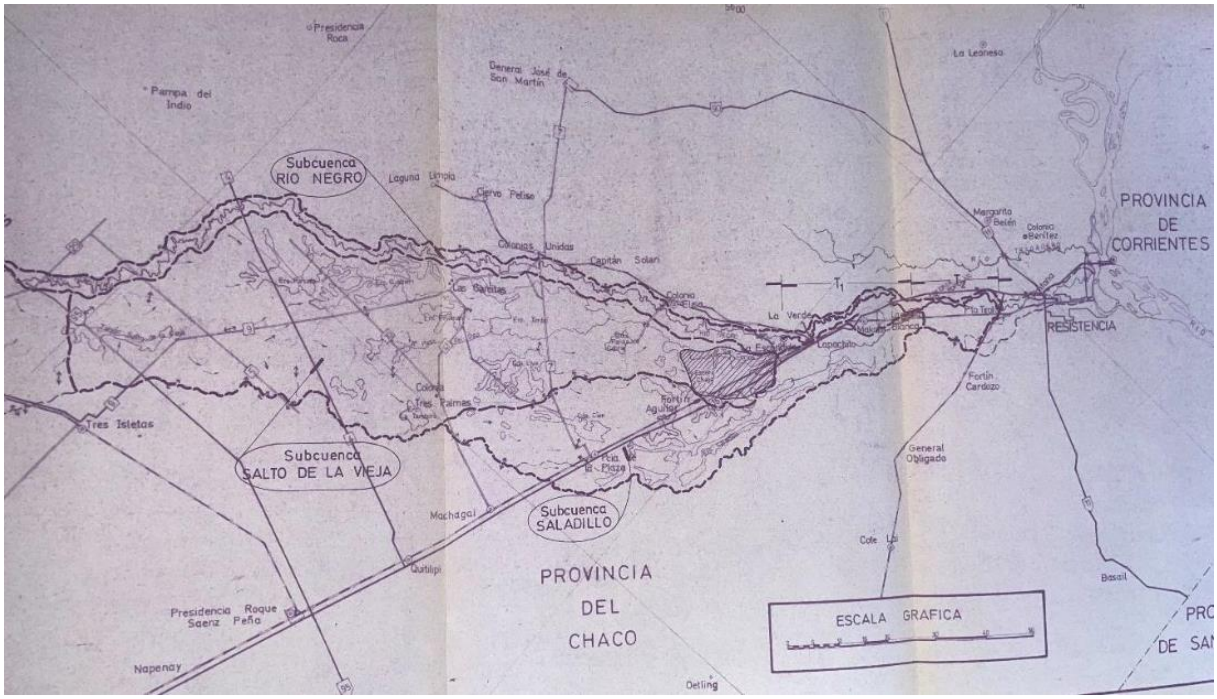


***Imagen III. 16**. Subcuencas del Río Negro. (Fuente: Estudio hidrológico del río Negro – Dpto. De Hidráulica- FI, UNNE)*

En el estudio se especifican que se estudiaron 4 crecidas en distintas fechas, los valores se pueden ver en la Tabla III.8.

***Tabla III. 8**. Planillas resumen de la modelación y calibración. (Fuente: Estudio hidrológico del río Negro Dpto. De Hidráulica-FI, UNNE)*

RESUMEN DE LAS CORRIDAS DE VALIDACIÓN

Cuenca del Río Negro

Comparacion de Resultados para corridas del Modelo AR-HYMO

Subcuenca	Fecha	CN	Tp [horas]	K [hs]	Vol [Hm^3]	E Qp [%]	E Vol [%]	Dif Tp [hs]	P. Total [mm]	P. Ant [mm]
Saladillo [301]	23/4/1990	54	72	108	40,1				104	222
Sto. La Vieja [302]	23/4/1990	41	96	144	77,9				138	236
Río Negro [303]	23/4/1990	64	84	120	38,9				138	248
Cuenca total	23/4/1990		138		157	2,08	10,9	-6	130	234
Saladillo [301]	25/4/1986	55	72	120	44,831				129	324
Sto. La Vieja [302]	25/4/1986	41	96	168	74,248				135	279
Río Negro [303]	25/4/1986	65	84	144	43,016				144	380
Cuenca total	25/4/1986		120		162,021	0,04	3,97	-36	135	304
Saladillo [301]	10/4/1989	53	60	96	13,642				77	159
Sto. La Vieja [302]	10/4/1989	40	96	144	8,548				61	223
Río Negro [303]	10/4/1989	64	72	108	15,7				85	172
Cuenca total	10/4/1989		180		37,815	4,59	19,49	84	68	200
Saladillo [301]	16/2/1981	52	48	96	51				145	160
Sto. La Vieja [302]	16/2/1981	41	96	144	70,7				132	282
Río Negro [303]	16/2/1981	62	60	120	273				117	129
Cuenca total	16/2/1981		204		314,6				133	230

Finalmente se realiza el promedio ponderado de las distintas subcuencas, el resultado se dispone en la Tabla III.9.

***Tabla III. 9**. Cálculo de CN a partir del promedio ponderado de las subcuencas.*

Subcuenca	Area [km²]	1981	1986	1989	1990	CN ponderado por cuenca
Saladillo	1174	52	55	53	54	53,5
La Vieja	2951	41	41	40	41	40,8
Rio Negro	687	62	65	64	64	63,8
Total	4812					47,1

Obtención de caudal

La precipitación es la variable de entrada y se ingresa como un hietograma de diseño obtenido según el análisis estadístico precedente, cuya distribución y milimetraje se destacan en la Tabla III. 10.

***Tabla III. 10.** Distribución de la lluvia adoptada.*

Fecha	Precipitación diaria (mm)				
	La Verde	Margarita Belén	Colonia Elisa	Capitán Solari	Promedio
1/12/2010	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2/12/2010	25,00	48,00	25,00	5,00	25,10
3/12/2010	188,00	178,00	100,00	50,00	143,00
4/12/2010	55,00	30,00	120,00	45,00	66,60
Total	268,00	256,00	245,00	100,00	234,70

Interesa el esquema de pérdidas producidas durante la precipitación, para lo cual se considera el método de SCS de la Curva Número. Éste supone una pérdida inicial de la precipitación, también denominado abstracción inicial Ia, del 20% de la capacidad máxima de retención de la cuenca S, relacionada con la curva número con la siguiente fórmula:

$$S = \frac{25400}{CN} - 254$$

Se desprecia la impermeabilidad de la cuenca para el análisis a realizar.

La transformación lluvia-caudal se realiza mediante el método Delmarva, donde el PRF (Factor de Tasa Pico) es un parámetro que varía en función de la topografía del terreno. En áreas de llanura, el PRF ronda los 300, influyendo directamente en el caudal pico del hidrograma sintético unitario.

El método original emplea un PRF estándar de 484, derivado del análisis de cuencas de la península de Delmarva. No obstante, para cuencas de llanura se recomienda un valor menor, cercano a 284, ya que el estándar de 484 es más adecuado para cuencas con mayores pendientes. Ajustar el PRF según las características del terreno permite estimar con mayor precisión el caudal de diseño.

El “lagtime” o tiempo de retardo es el intervalo que transcurre desde el centro de gravedad de la precipitación hasta el tiempo del pico del caudal, es decir, el centro de gravedad del hidrograma, para este análisis, se adopta un valor igual al 70% del tiempo de concentración, ya que este valor más amplio proporciona una mejor representatividad en la modelización hidrológica.

En la Tabla III.11 se analiza el comportamiento de la lluvia para distintos valores de CN y se realizó un análisis de sensibilidad manteniendo constantes los parámetros restantes:

Tabla III. 11. *Variación del caudal pico con CN.*

Análisis de sensibilidad				
S[mm]	Ia [mm]	CN	Qp [mm]	ΔQp [%]
254.0	50.8	40	169	23%
254.0	50.8	50	219	0
254.0	50.8	60	271	-24%
254.0	50.8	47.1	204.4	7%

En la Tabla III.12. Se analiza la sensibilidad del caudal variando el almacenamiento y la abstracción inicial

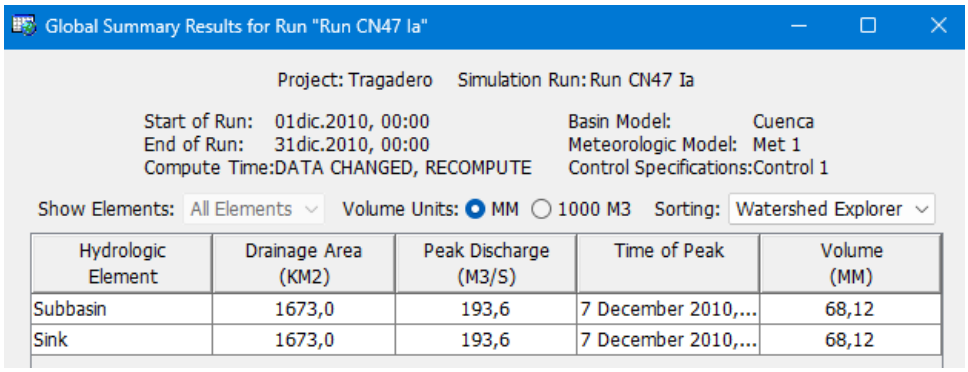
Tabla III. 12. *Variación del caudal pico con la abstracción inicial.*

Análisis de sensibilidad				
S[mm]	Ia [mm]	CN	Qp [mm]	ΔQp [%]
254.0	50.8	47.1	204.4	0%
285.3	57.1	47.1	193.6	-5%

De este análisis, se adopta como valor de caudal pico:

Qp = 193,6 milímetros

En las imágenes III.17 y III.18 se observan los resultados.



Hydrologic Element	Drainage Area (KM2)	Peak Discharge (M3/S)	Time of Peak	Volume (MM)
Subbasin	1673,0	193,6	7 December 2010,...	68,12
Sink	1673,0	193,6	7 December 2010,...	68,12

Imagen III. 17. *Caudal pico.*

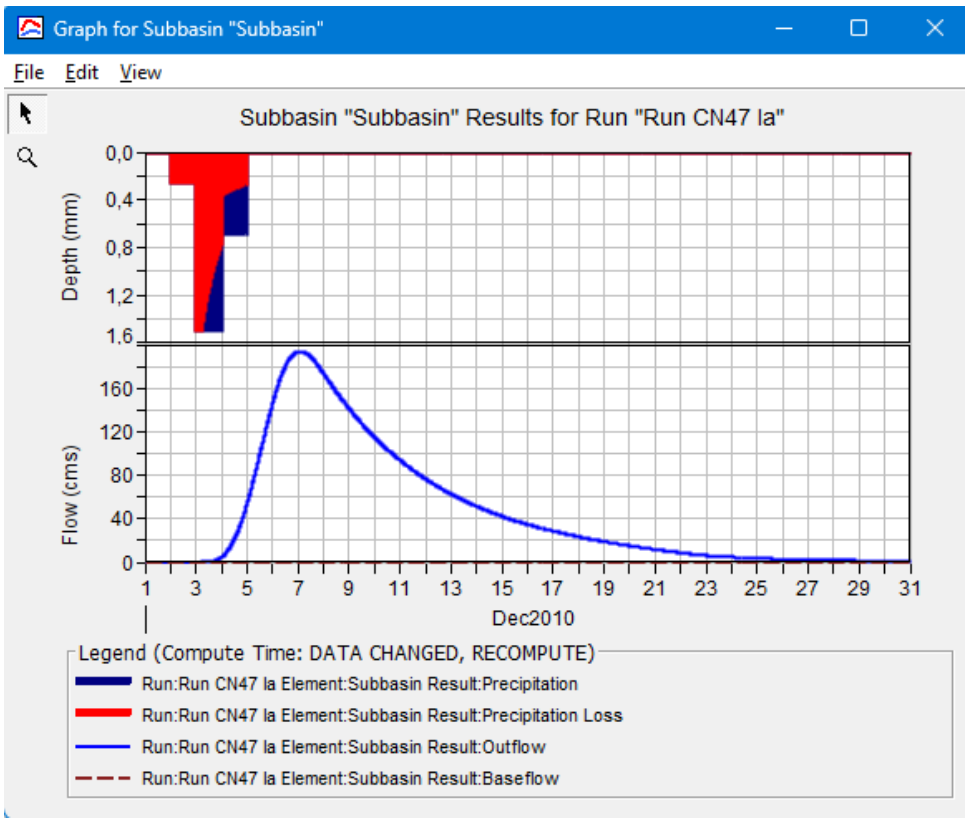


Imagen III. 18. *Hidrograma.*

Obtención de altura de pelo de agua

Para definir los distintos parámetros de entrada del programa, se utilizó como referencia la descripción del proyecto de ingeniería "*Conexión física entre las ciudades de Resistencia (Chaco) y Corrientes (Corrientes)*", particularmente el análisis hidrológico sobre el río Negro. Esta consideración resulta adecuada dada la similitud en la geomorfología del cauce del río Negro con el río Tragadero y el nivel de anteproyecto:

- El análisis fue llevado a cabo en un tramo de 320 metros, utilizando siete secciones transversales. Se decide, para el nuevo puente, establecer tres secciones distantes entre sí 160 metros, definiéndose las secciones *Aguas Arriba 3*, *Puente Luzuriaga 2* y *Aguas Abajo 1* (ver Imagen III.19). La segunda sección presenta los valores originales obtenidos de la topobatimetría explicada en "Estudio Topográfico", mientras que las otras se obtuvieron de sumar y restar el desnivel existente según la pendiente y la distancia
- El coeficiente de Manning se diferencia en el cauce y en los márgenes derecho e izquierdo para reflejar el cambio de rugosidad durante el escurrimiento. Se adoptan valores según la tabla 5-6 de "Hidráulica de Canales Abiertos" de Ven Te Chow (1994):
    - 0,027 para el cauce principal, definiéndose el mismo como la sección de escurrimiento para el momento en que se realizó la topobatimetría. Obtenida para corrientes naturales, corrientes mayores, sección regular. El valor de 0,027 fue el utilizado para el diseño del puente la RN N°11 sobre el rio Negro. Adicionalmente al no adoptar un coeficiente menor se está en una condición más conservadora, que produce una mayor elevación de pelo de agua
    - 0,060 para los márgenes. Obtenido para corrientes naturales, planicies de inundación, matorrales, pocos matorrales y árboles
- La pendiente media del tramo analizado en el estudio hidrológico consultado es del 0,15% por lo que se adopta este valor para el río Tragadero

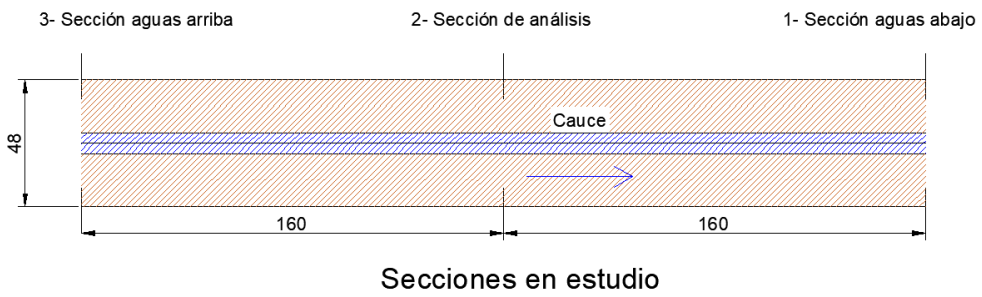


Imagen III. 19. *Geometría utilizada para modelar.*

Se lleva a cabo en el programa un análisis de flujo estacionario subcrítico por la naturaleza y comportamiento del sistema fluvial, caracterizado principalmente por la pendiente suave del cauce.

El caudal de diseño, para una recurrencia de 25 años es de $193{,}6\ \frac{m^3}{s}$.

En la Imagen III.20 se observa el perfil del cauce y en la Tabla III.13 los resultados de la corrida.

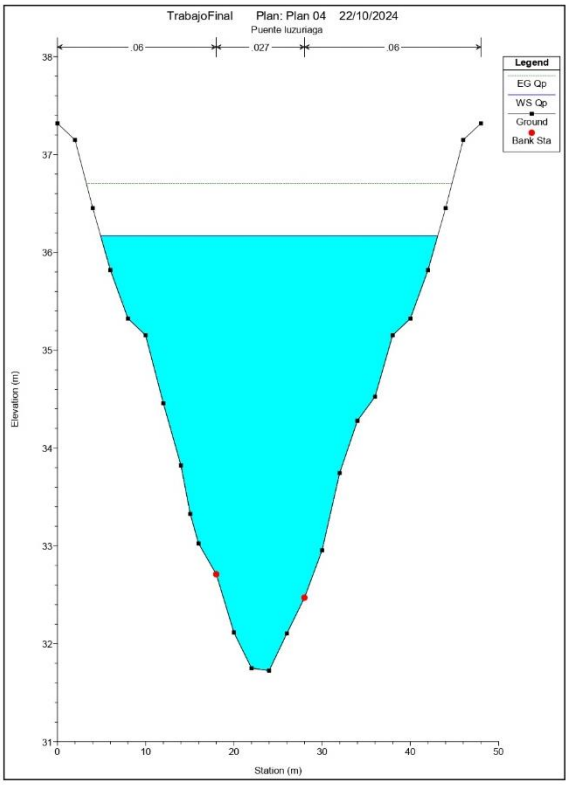


Imagen III. 20. *Sección transversal del perfil en estudio.*

Tabla III. 13. *Resultados de la modelación en la sección en estudio.*

Plan: 12 Tragadelo Rio RS: 2 Profile: Qp

E.G. Elev (m)	36.70	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.53	Wt. n-Val.	0.060	0.027	0.060
W.S. Elev (m)	36.17	Reach Len. (m)	160.00	160.00	160.00
Crit W.S. (m)		Flow Area (m2)	22.23	41.13	26.33
E.G. Slope (m/m)	0.001501	Area (m2)	22.23	41.13	26.33
Q Total (m3/s)	193.60	Flow (m3/s)	19.88	149.64	24.08
Top Width (m)	38.22	Top Width (m)	13.11	10.00	15.11
Vel Total (m/s)	2.16	Avg. Vel. (m/s)	0.89	3.64	0.91
Max Chl Dpth (m)	4.45	Hydr. Depth (m)	1.70	4.11	1.74
Conv. Total (m3/s)	4997.4	Conv. (m3/s)	513.2	3862.7	621.5
Length Wtd. (m)	160.00	Wetted Per. (m)	13.63	10.19	15.62
Min Ch El (m)	31.73	Shear (N/m2)	24.00	59.42	24.80
Alpha	2.24	Stream Power (N/m s)	21.46	216.16	22.68
Frctn Loss (m)	0.24	Cum Volume (1000 m3)	3.56	6.58	4.21
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m2)	2.10	1.60	2.42

Para el caudal de diseño, se obtiene de altura de lámina de agua de 36,17 metros. Resulta:

- 3,17 metros por encima de la lámina de agua correspondiente al momento de realizar la topobatimetría
- 4,42 metros medidos desde el punto más profundo del cauce

La modelación fue realizada sin tener en consideración el efecto del puente existente. El puente Luzuriaga cuenta con tres pilas que interfieren con el flujo del agua, lo que disminuye la velocidad de circulación del agua y trae como consecuencia la acumulación de sedimentos, materia vegetal y demás elementos transportados por el río. Esta acumulación de material no deseado ocasiona que el área de circulación del cauce sufra una disminución, por lo que la velocidad del agua aumenta y puede originar erosión entre las pilas. Independientemente del fenómeno erosivo que puede ser perjudicial para el actual puente, la disminución del área entre pilas provoca una acumulación del agua aguas arriba, que a una distancia determinada aguas abajo vuelve a ser el mismo que sin la presencia del puente.

Es por ello que es importante al momento de estudiar el proyecto realizar la correcta modelación del puente para estudiar su afectación al cauce, en este caso, aguas abajo. Sin embargo, los valores obtenidos del análisis actual se consideran satisfactorios para las siguientes etapas del anteproyecto.

III. 7. Conclusiones del capítulo

El puente Luzuriaga, considerando la lámina de agua obtenida para un tiempo de recurrencia de 25 años, presenta una altura de fondo de viga superior a dicha lámina, manteniendo un margen adecuado para el escurrimiento del agua sin que este alcance la rasante. Para el nuevo puente, se puede plantear una cota de rasante similar a la existente, asegurando un comportamiento hidráulico aceptable.

Del análisis realizado en este capítulo, se concluye que el diseño estará condicionado primeramente por la cota de altura de la traza del camino, ya que se estima que la cota de pelo de agua no será el factor más crítico. Este enfoque permitirá adoptar un diseño seguro y funcional en relación con la rasante y el comportamiento hidráulico.

IV

ESTUDIO GEOTÉCNICO

IV. 1. Introducción

El presente capítulo tiene como finalidad obtener los parámetros de resistencia del suelo necesarios para el dimensionamiento estructural de las fundaciones del puente, los cuales son esenciales para garantizar la seguridad y estabilidad de la obra, teniendo en cuenta las características geotécnicas del terreno donde se implantará la estructura.

Para este propósito, se cuenta con los valores obtenidos a partir de ensayos de penetración estándar (SPT) modificado, realizados sobre el mismo cauce del río Tragadero, en la intersección con la RN N°11. Los resultados de estos ensayos proporcionarán información preliminar sobre la resistencia del suelo en el sitio de estudio.

A partir de estos valores, se determinarán los parámetros resistentes necesarios para los cálculos y para ello se emplearán fórmulas que correlacionan los números de golpe del ensayo SPT con las características de los distintos tipos de suelo. Dichas ecuaciones se basan en estudios teóricos y experimentales sobre el comportamiento de diversas muestras a lo largo del tiempo. El objetivo es aplicar de manera criteriosa este conocimiento, con el fin de estimar correctamente las propiedades del suelo en estudio.

IV. 2. Características geotécnicas de la región

La zona se encuentra en una región denominada como llanura chaqueña, la misma se caracteriza principalmente por la ausencia casi total de variaciones altimétricas en su relieve. La geomorfología generada en esta región está constituida por la sedimentación de suelos arrastrados desde las topografías más elevadas al oeste, estos fueron y son transportados mediante los diversos ríos (agentes de transporte). Dada la poca energía potencial del relieve, los cauces presentan grandes franjas de divagación donde con el tiempo fueron quedando paleocauces y zonas deprimidas que pueden ser apreciadas claramente por imágenes aéreas (SNAIDER – 2021).

Siendo entonces la región chaqueña una gran cuenca sedimentaria, los distintos estratos en los que se fueron acumulando los suelos pueden ser delimitados por la profundidad mediante ensayos de campo, siendo el SPT el más difundido. De estudios previos se determinó que el tamaño de las partículas de los distintos suelos está relacionado con la profundidad, teniendo suelos predominantemente finos en superficie y estratos más granulares en profundidad (Bosch, Sotelo – 2015) (Imagen IV.1).

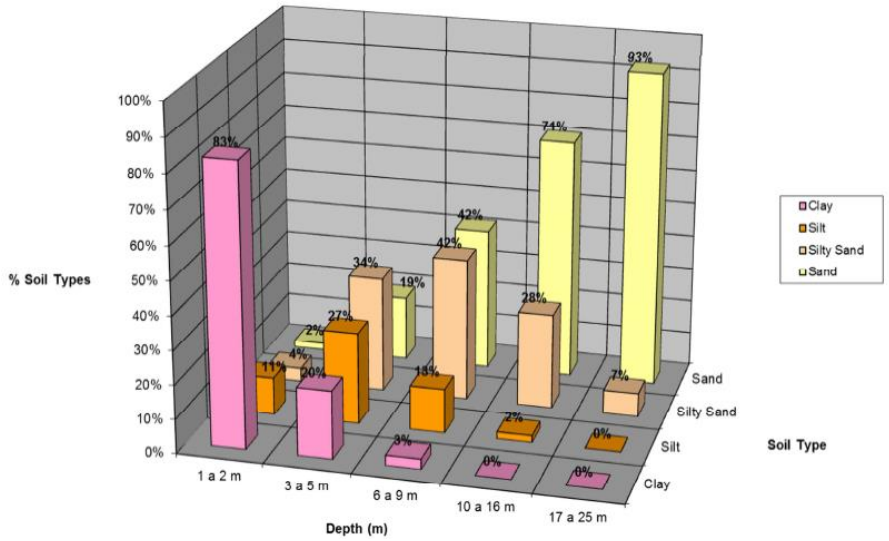


Imagen IV. 1. *Porcentaje del tipo de suelo por profundidad del estrato. (Fuente: Geotechnical Characterization in Metropolitan Area of Great Resistencia: Type of Soils. Bosch y Sotelo, 2015)*

IV. 3. Ensayos SPT

Ubicación

Los distintos ensayos fueron realizados por la empresa TEC NEA S.R.L. a modo de anteproyecto para la obra del puente que sortea al río Tragadero sobre la Ruta Nacional N°11; los puntos de sondeo se localizaron sobre el mismo cauce a una distancia de 3,75 kilómetros medidos en línea recta, distinguiendo al perfil en tres puntos característicos: margen izquierda, centro y margen derecha (Imagen IV.2).

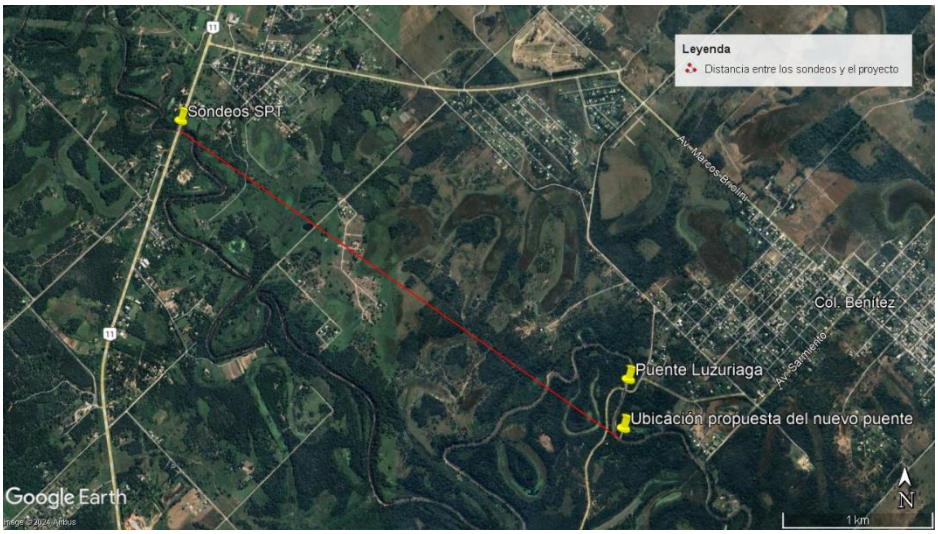


Imagen IV. 2. *Localización de los sondeos.*

Si bien la ubicación de estos ensayos no es la exacta del emplazamiento de la obra de este trabajo, se adoptan sus valores como satisfactorios para esta etapa que tiene alcance de anteproyecto. La razón principal para que se acepten estos resultados como representativos y extrapolables al caso de estudio es que fueron tomados sobre el mismo cauce unos kilómetros

aguas arriba y por ende se puede aceptar una homogeneidad en la formación y deposición de los distintos estratos.

Detalles del ensayo

El ensayo de penetración estándar (SPT) es un método dinámico (Terzaghi, 1973) en el cual se determina la resistencia de un suelo a ser penetrado 30 centímetros por un tubo que permite la extracción de muestras, la penetración se realiza mediante golpes de una masa con un peso específico (65 kilogramos) que se deja caer de una cierta altura (75 centímetros), la energía se transmite mediante barras hasta la punta del tubo que es la encargada de penetrar el estrato de suelo.

Este ensayo de campo es el más difundido mundialmente por su simplicidad, practicidad y extensa base de datos precedentes que permitieron realizar múltiples correlaciones con estudios de laboratorios; entre sus desventajas se puede comentar que el ensayo puede presentar variaciones, ya que no se encuentra correctamente normalizado y depende mucho del equipamiento de quien lo realiza, sin embargo, existen fórmulas que intentan corregir estas incongruencias y su inherente variabilidad.

En el presente estudio se utilizó un tubo saca muestras alternativo al tubo partido de Terzaghi inventado por Moretto y que recibe su nombre. El sacamuestras Moretto añade un par de modificaciones en el tamaño y permite la extracción de muestras en tubos para facilitar los estudios posteriores.

La profundidad a la que se llegó en los distintos sondeos de este trabajo fue de 15m, en cada metro se determinó cual era el tipo de suelo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). En la Imagen IV. 3 se puede ver una de las planillas resultantes del sondeo, en este caso la correspondiente al sector central del cauce y todas las planillas se encuentran anexadas al final de este capítulo.

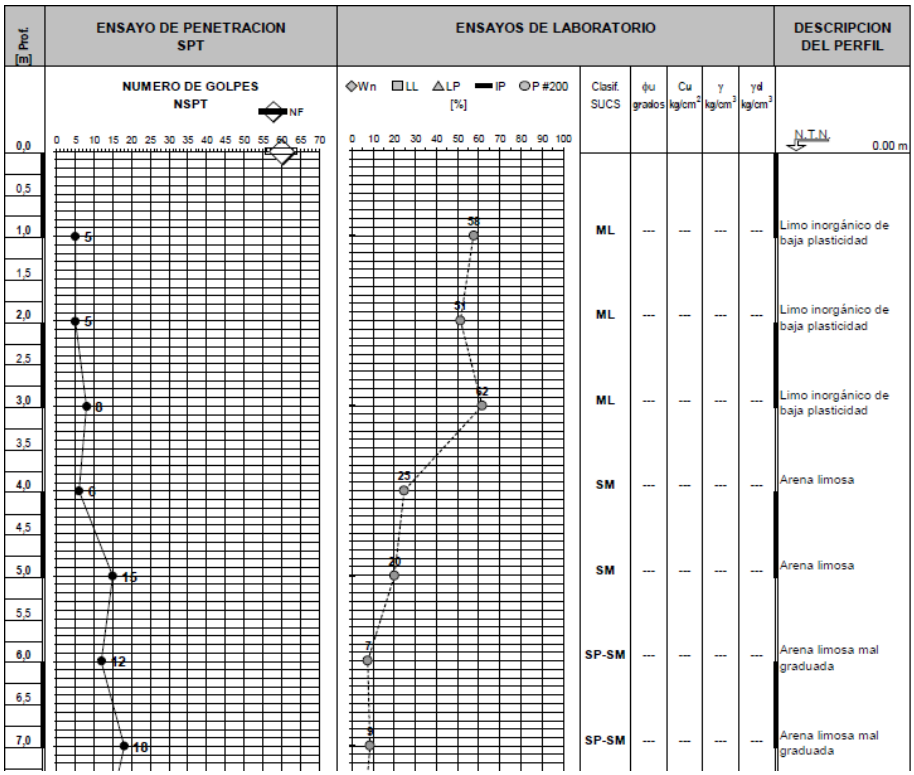


Imagen IV. 3. *Planilla resumen ensayo SPT centro. (Fuente: trabajo particular - TEC NEA S.R.L, 2004)*

Perfil estratigráfico

Como resultado de los distintos sondeos es que se tiene la composición de los distintos estratos y cuan profundos es cada uno. Se dispone en la Imagen IV.4 un gráfico que resume el perfil estratigráfico del área en estudio de manera que sea más sencillo de interpretar.

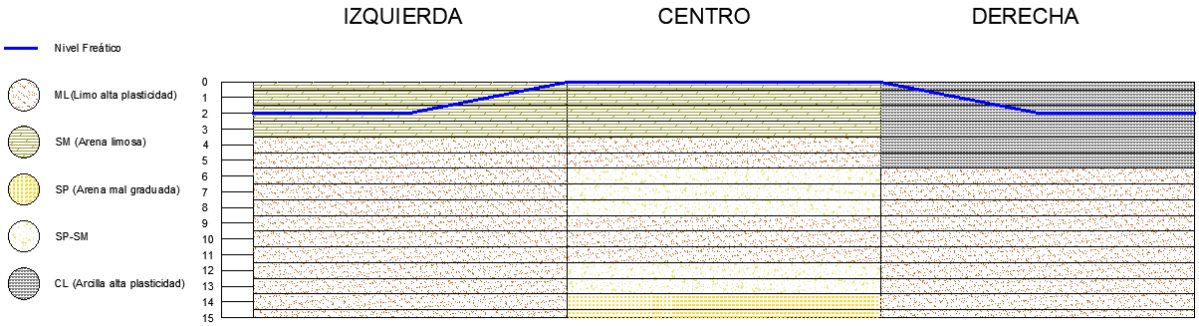


Imagen IV. 4. *Perfil estratigráfico.*

IV. 4. Obtención de parámetros resistentes

Una vez que se tiene el perfil de suelo y los números de golpes por estrato del ensayo SPT, se procede por correlacionar estos datos para obtener los parámetros resistentes necesarios para el diseño estructural de la obra.

Métodos indirectos para la determinación de parámetros geotécnicos

Como primera medida, previo a obtener parámetros efectivos, se debe realizar una corrección en el número de golpes del ensayo (N_{SPT}) al valor estandarizado por la práctica americana llamado N_{60}. En este caso se realiza una corrección por la variación en el sacamuestras utilizado, la ecuación que normaliza el número de golpes es la siguiente:

$$N_{60} = 0{,}8 \cdot N_{SPT}$$

En las arenas se debe realizar una corrección adicional en los golpes debido al confinamiento que tiene el suelo por el peso de los estratos superiores, a medida que tiene mayor tensión de confinamiento tendrá una mayor resistencia, por eso es necesario realizar la corrección para no sobrestimar la capacidad portante del suelo. El factor de corrección se corresponde con la siguiente fórmula dada por Skempton:

$$fc = \frac{2}{1 + \sigma'v \left[\frac{ton}{pie^2}\right]}$$

Luego de estas correcciones, se proceden a aplicar las relaciones entre ese valor y las propiedades del suelo, para ello se realiza una distinción entre suelos granulares y cohesivos.

- Suelos granulares

En este tipo de suelos interesa conocer el valor del ángulo de fricción interna efectivo (ø´) y el módulo de elasticidad efectivo (E´). A continuación, se adjuntan una serie de correlaciones extraídas del "ENSAIOS DE CAMPO" (Schnaid, Fernando, 2000), en el cual se resumen varías fórmulas y gráficas estudiadas a lo largo del tiempo.

Para el ángulo de fricción interna efectivo:

$$\text{Mello (1971): } tan\phi' = \frac{(0{,}712)}{(1{,}49 - Dr)}$$

$$\text{donde } Dr = \left(\frac{N}{0{,}28 \cdot \sigma'_{v0} + 27}\right)^{\frac{1}{2}} \text{ Skempton (1986)}$$

En la Imagen IV.5 se plasma la correlación de Mitchell (1978) para obtener el ángulo de fricción interna del suelo.

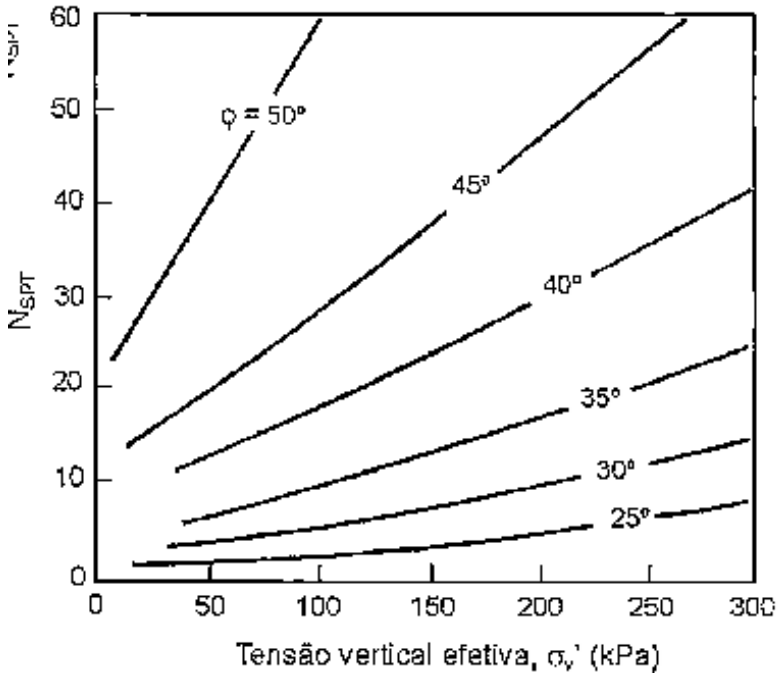


Imagen IV.5. *Relación dada por Mitchell (1978). (Fuente: Ensaios de campo. Schnaid. 2000)*

El módulo de elasticidad efectivo se puede estimar a partir de la fórmula y la tabla vista en la Imagen IV.6.

$$\text{Stroud (1989):} \quad \frac{E'}{N_{60}} = 1\ (MPa)$$

Tabela 2.7 **Valores de E/N_{60} para solos granulares (Clayton, 1986)**

N	E/N_{60} (MPa)		
	Média	Limite inferior	Limite superior
4	1,6 - 2,4	0,4 - 0,6	3,5 - 5,3
10	2,2 - 3,4	0,7 - 1,1	4,6 - 7,0
30	3,7 - 5,6	1,5 - 2,2	6,6 - 10,0
60	4,6 - 7,0	2,3 - 3,5	8,9 - 13,5

Imagen IV.6. *Valores E/N_{60} en suelos granulares, Clayton (1986) (Fuente: Ensaios de campo. Schnaid. 2000)*

- Suelos cohesivos

En el caso de este tipo de suelos, dada la velocidad del ensayo frente a la baja permeabilidad del suelo, los parámetros obtenidos tienen la condición de no drenados, siendo en este caso necesario conocer la resistencia no drenada (Su) y el módulo elástico no drenado (Eu). Las relaciones para este tipo de suelo son las siguientes:

$$\text{Stroud (1989):} \qquad Su = 6 \cdot N_{60}\left(\frac{kN}{m^2}\right)$$

$$\text{Stroud y Butler (1975):} \qquad \frac{Eu}{N_{60}} = 1\ (MPa)$$

Resultados

Lo anterior descripto se puede resumir a continuación en las tablas IV.1, IV.2 y IV.3, se hizo la diferenciación entre los distintos puntos de sondeo a lo largo del cauce, es decir, se tendrá una tabla para la parte central, una para la margen derecha y otra para la izquierda. En las tres tablas se puede apreciar los distintos parámetros adoptados dependiendo del tipo de suelo que se tenía en cada estrato.

Tabla IV.1. *Determinación de parámetros resistentes a partir de ensayo SPT, sondeo central.*

PERFIL CENTRO

DATOS DEL ENSAYO				SUELOS GRANULARES				SUELO COHESIVOS	
				Fricción ϕ´			Módulo E´	Resistencia Su	Módulo Eu
Estrato (m)	Tipo de suelo	NSPT (N°)	Ncorr (N°)	(Mello) (°)	(Mitchell) (°)	Adoptado (°)	(Stroud) (MPa)	(Stroud) (kN/m²)	(Stroud y Butler) (MPa)
1	ML	5	4	-	-	-	-	24	4
2	ML	5	4	-	-	-	-	24	4
3	ML	8	6	-	-	-	-	38	6
4	SM	6	7	34	34	34	7	-	-
5	SM	15	17	41	40	40	17	-	-
6	SP-SM	12	13	38	38	38	13	-	-
7	SP-SM	10	11	36	36	36	11	-	-
8	SP-SM	13	13	37	37	37	13	-	-
9	SM	9	9	34	35	34	9	-	-
10	SM	15	14	37	37	37	14	-	-
11	SM	25	22	40	41	40	22	-	-
12	SP-SM	40	34	46	46	46	34	-	-
13	SP-SM	29	24	40	42	40	24	-	-
14	SP	28	22	39	42	39	22	-	-
15	SP	45	34	44	46	44	34	-	-

Tabla IV.2. *Determinación de parámetros resistentes a partir de ensayo SPT, sondeo margen derecha.*

PERFIL MARGEN DERECHA

DATOS DEL ENSAYO				SUELOS GRANULARES				SUELO COHESIVOS	
				Fricción ϕ´			Módulo E´	Resistencia Su	Módulo Eu
Estrato (m)	Tipo de suelo	NSPT (N°)	Ncorr (N°)	(Mello) (°)	(Mitchell) (°)	Adoptado (°)	(Stroud) (MPa)	(Stroud) (kN/m²)	(Stroud y Butler) (MPa)
1	CL	3	2	-	-	-	-	14	2
2	CL	7	6	-	-	-	-	34	6
3	CL	7	6	-	-	-	-	34	6
4	CL	2	2	-	-	-	-	9,6	1,6
5	CL	4	3	-	-	-	-	19,2	3,2
6	SM	12	12	36	37	36	12	-	-
7	SM	10	9	34	36	34	9	-	-
8	SM	20	18	39	40	39	18	-	-
9	SM	18	16	37	38	37	16	-	-
10	SM	11	9	33	34	33	9	-	-
11	SM	13	10	34	35	34	10	-	-
12	SM	19	15	36	38	36	15	-	-
13	SM	29	22	38	42	42	22	-	-
14	SM	15	11	33	35	33	11	-	-
15	SM	35	24	39	42	39	24	-	-

Tabla IV.3. *Determinación de parámetros resistentes a partir de ensayo SPT, sondeo margen izquierda.*

PERFIL MARGEN IZQUIERDA

DATOS DEL ENSAYO				SUELOS GRANULARES				SUELO COHESIVOS	
				Fricción ϕ´			Módulo E´	Resistencia Su	Módulo Eu
Estrato (m)	Tipo de suelo	NSPT (N°)	Ncorr (N°)	(Mello) (°)	(Mitchell) (°)	Adoptado (°)	(Stroud) (MPa)	(Stroud) (kN/m²)	(Stroud y Butler) (MPa)
1	ML	5	4	-	-	-	-	24	4
2	ML	2	2	-	-	-	-	10	2
3	ML	4	3	-	-	-	-	19	3
4	SM	5	6	33	31	31	6	-	-
5	SM	8	9	35	34	34	9	-	-
6	SM	12	12	37	36	36	12	-	-
7	SM	10	10	35	35	35	10	-	-
8	SM	24	23	42	41	41	23	-	-
9	SM	15	14	36	37	36	14	-	-
10	SM	51	44	51	48	48	44	-	-
11	SM	25	21	39	41	39	21	-	-
12	SM	29	23	40	42	40	23	-	-
13	SM	23	18	37	39	37	18	-	-
14	SM	25	19	37	40	37	19	-	-
15	SM	37	27	40	44	40	27	-	-

Para profundidades mayores se adoptarán los parámetros del último estrato de cada sondeo, se justifica esta elección debido a la uniformidad en los estratos a grandes profundidades. Por otra parte, al no tener datos de mayores profundidades se interpreta como una decisión criteriosa apoyada en los múltiples estudios realizados en esta región (Imagen IV.1), además de que la adopción es compatible con el nivel de anteproyecto de este trabajo.

En base al estudio realizado por la empresa "Estudios SIGMA" en la sección del puente para el río Negro y para profundidades mayores a los 10 metros el suelo es prácticamente uniforme hasta 26 metros, profundidad hasta la cual realizaron sus ensayos (Imagen IV.7). Al ser un estudio de la región se considera aceptable a nivel de anteproyecto, de todos modos para el nivel de proyecto se aconsejan realizar los ensayos en la ubicación de las pilas y a la profundidad que se determine conveniente.

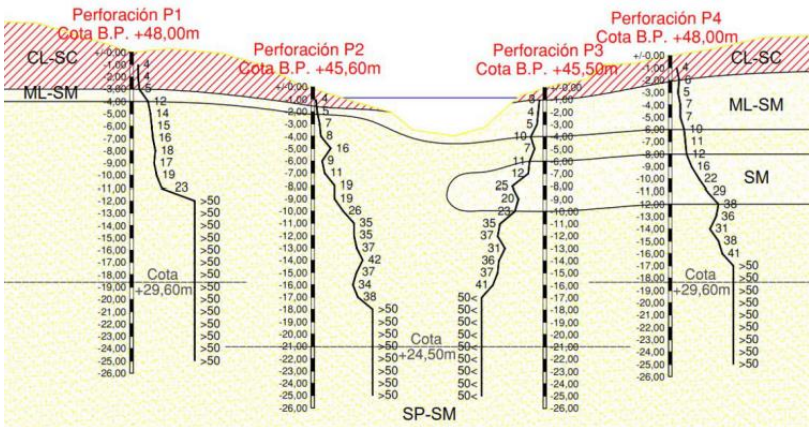


Imagen IV.7*. Croquis de perfil estratigráfico correspondiente al proyecto de ingeniería "Conexión física entre las ciudades de Resistencia (Chaco) y Corrientes (Corrientes) - Puente sobre río Negro".*
(Fuente: Estudio SIGMA S.R.L)

IV. 5. Conclusiones del capítulo

Como conclusión es posible extraer valores de resistencia a partir de un ensayo de penetración estándar modificado utilizando correlaciones estudiadas y avaladas por diversos autores previamente.

De los tres perfiles obtenidos se armará un perfil resultante con los valores mínimos de cada sondeo para poder estar del lado de la seguridad, para ello se presenta en la Imagen IV.8 el perfil resultante al adoptar el NSPT corregido mínimo en cada estrato.

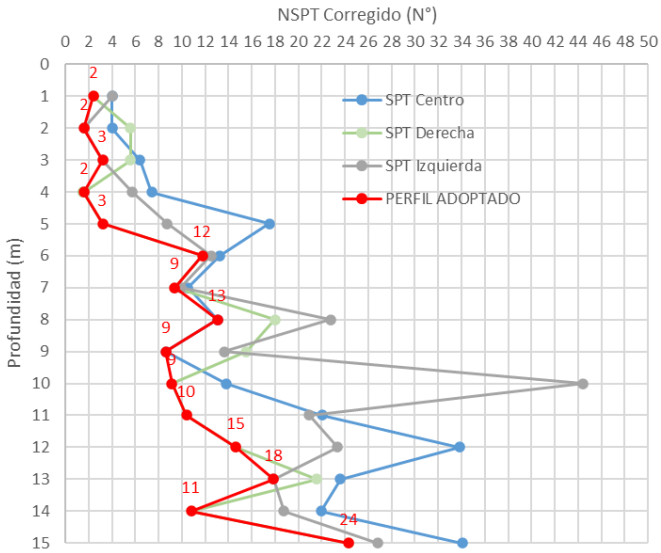


***Imagen IV.8**. Perfil resultante de los tres sondeos.*

Los parámetros que se usarán para los futuros cálculos de este trabajo se ven reflejados finalmente en la Tabla IV.4.

***Tabla IV.4.** Perfil resultante de los ensayos SPT.*

PERFIL RESULTANTE						
Profundidad (m)	Tipo de suelo	Ncorr (N°)	ϕ′ (°)	E′ (MPa)	Su (kN/m²)	Eu (MPa)
1	CL	2	-	-	14	2
2	ML	2	-	-	10	2
3	ML	3	-	-	19	3
4	CL	2	-	-	10	2
5	CL	3	-	-	19	3
6	SM	12	36	12	-	-
7	SM	9	34	9	-	-
8	SP-SM	13	37	13	-	-
9	SM	9	34	9	-	-
10	SM	9	33	9	-	-
11	SM	10	34	10	-	-
12	SM	15	36	15	-	-
13	SM	18	37	18	-	-
14	SM	11	33	11	-	-
15	SM	24	39	24	-	-

V

DISEÑO GEOMÉTRICO

V.1. Introducción

El presente capítulo aborda el diseño geométrico de un tramo de camino destinado a conectar el nuevo puente a proyectar con la traza existente de la vía, el mismo se fundamenta en las normativas vigentes establecidas por la Dirección Nacional de Vialidad aplicando criterios técnicos que garanticen una solución óptima, tanto desde el punto de vista funcional, como constructivo.

A lo largo del desarrollo del diseño se definirán las progresivas correspondientes a los distintos perfiles del tramo incluyendo la determinación de curvas horizontales y verticales, siguiendo los estándares de seguridad y confort vehicular. Además, se evaluará el movimiento de suelos necesario, tanto para la construcción de terraplenes como para trabajos de desmonte con el objetivo de adaptar el terreno a las especificaciones requeridas.

El proyecto contempla la construcción de un camino de ripio con la calidad requerida para que en el futuro pueda ser pavimentado; de esta manera se busca optimizar el diseño para asegurar una infraestructura duradera y adaptable, adecuada a las condiciones del tráfico y del entorno geográfico y con consideración sobre las situaciones legales.

V.2. Normativa a seguir

Para el trazado de la vía, este trabajo se basará en los lineamientos dados por la Dirección Nacional de Vialidad, organismo estatal que cuenta con una normativa para el diseño llamada “Normas para el diseño geométrico de caminos rurales”; la misma contiene diversos capítulos donde se revisan todos los aspectos relevantes para un diseño seguro y funcional de este tipo de caminos y entre los capítulos destacados consultados en este trabajo se encuentran los siguientes:

- Capítulo 2: Controles de Diseño
- Capítulo 3: Diseño geométrico
- Capítulo 7: Seguridad en la calzada y sus costados
- Capítulo 10: Instrucciones generales

Por otra parte, se tomó como referencia la normativa estadounidense del departamento de transporte “Federal Highway Administration”, donde se expresan los parámetros condicionantes para el diseño y además cuenta con un capítulo dedicado a caminos que cruzan sectores naturales con importancia en ser preservados.

V.3. Conceptos del diseño geométrico

Previo a realizar el trazado de la vía planteada en el proyecto, es importante introducir los conceptos principales que hacen a un buen diseño geométrico y que se encuentran en la mayoría de los manuales de diseño vial a nivel internacional.

El Manual de Diseño de la FHWA (Administración Federal de Vialidad de Estados Unidos) proporciona en el capítulo 9 (Diseño Vial) los factores dominantes a la hora de un buen trazado geométrico, por su parte, el organismo argentino de la Dirección Nacional de Vialidad proporciona en su manual varios apartados dedicados al correcto diseño.

Es importante aclarar que la mayoría de las normas contemplan mayormente a caminos pavimentados y, si bien el presente trabajo plantea una vía enripiada, se pretende que el diseño siga las pautas de estas normas para que en un futuro se pueda pavimentar sin recurrir a cambios mayores en su trazado, pero sin generar grandes costos adicionales.

A continuación, se hace una breve descripción de los conceptos más importantes para un correcto diseño geométrico según los manuales citados anteriormente:

Conceptos base

- Velocidad directriz: es la velocidad seleccionada como base para establecer adecuados elementos geométricos para una sección de camino (DNV). La velocidad directriz puede variar en diferentes tramos, como en el caso de un puente (FHWA)
- Categoría del camino: DNV asigna en el capítulo 3 (Diseño Geométrico) una categoría en función del tipo de camino, la velocidad y el TMDA (Imagen V.1). En el caso de estudio corresponde a una categoría III a IV.

Tipo	Categoría	V km/h	TMDA	Talud	ZD m
Autopista	Especial	120	>5000	Plano - 1:4	10 - 10
		110	>5000	Plano - 1:4	10 - 10
Autovía	I	120	15000	Plano - 1:4	10 - 10
			5000	Plano - 1:4	10 - 10
		110	15000	Plano - 1:4	10 - 10
			5000	Plano - 1:4	10 - 10
		80	15000	Plano - 1:4	6 - 10
			5000	Plano - 1:4	6 - 10
Carretera	II	120	5000	Plano - 1:4	10 - 10
			1500	Plano - 1:4	10 - 10
		100	5000	Plano - 1:4	9 - 10
			1500	Plano - 1:4	6 - 10
		70	5000	Plano - 1:4	5 - 7
			1500	Plano - 1:4	4 - 5
Común	III	110	1500	Plano - 1:4	7 - 8
			500	Plano - 1:4	5 - 6
		90	1500	Plano - 1:4	5 - 8
			500	Plano - 1:4	2 - 6
		60	1500	Plano - 1:4	3 - 4
			500	Plano - 1:4	2 - 3
Bajo volumen	IV	100	500	Plano - 1:4	5 - 8
			150	Plano - 1:4	2 - 2
		70	500	Plano - 1:4	3 - 4
			150	Plano - 1:4	1 - 1
	V	90	<150	Plano - 1:4	2 - 2

Imagen V.1. *Categorías según tipo de camino.*
(Fuente: Capítulo 3, Manual de Diseño, Dirección Nacional de Vialidad)

Sección transversal

Un perfil transversal de un camino de dos carriles indivisos contiene, en la mayoría de los casos, los elementos expuestos en la Imagen V.2. Se destacan:

- Calzada: zona de la vía destinada sólo a la circulación de vehículos
- Carril: franja de la calzada destinada al movimiento de una fila simple de vehículos, motorizados o no. Para velocidades mayores a 80 km/h se adopta un ancho de 3,65 metros y para velocidades menores es satisfactorio un ancho de 3,35 metros
- Zona de camino: espacio afectado a la vía de circulación y sus instalaciones anexas

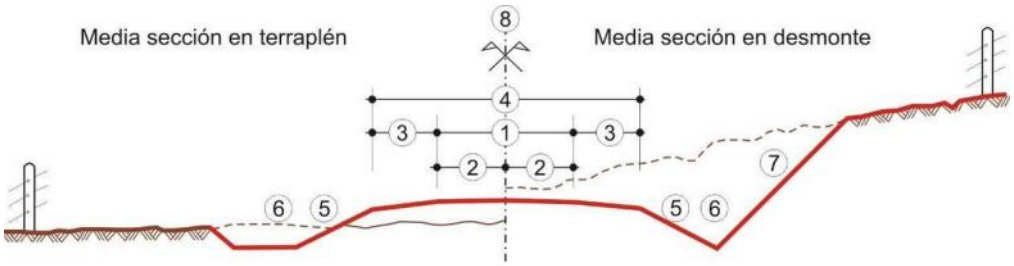


Figura 3.35 Sección transversal de un camino de dos carriles indivisos

- (1) Calzada
- (2) Carril
- (3) Banquina
- (4) Coronamiento
- (5) Talud
- (6) Cuneta
- (7) Contratalud
- (8) Zona de Camino

Imagen V.2. *Elementos de una sección transversal de un camino de dos carriles indivisos (Fuente: Capítulo 3, Manual de Diseño, Dirección Nacional de Vialidad)*

Para el diseño geométrico

- Alineamientos horizontales: Configuración de la línea central (eje) de un camino sobre un plano horizontal, compuesta de rectas, curvas circulares, y curvas espirales o de transición
- Elementos de transición: utilizados para compensar el efecto de la velocidad centrífuga que surge entre rectas (radio infinito) y curvas (radio constante) para generar una sensación agradable en el usuario. Se presenta en la Imagen V.3 un gráfico donde se observan elementos que componen la unión entre dos rectas mediante una curva simple con transiciones

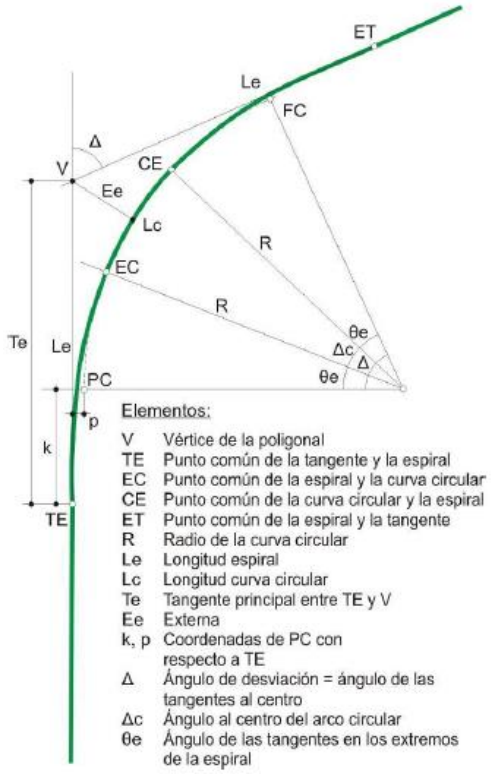


Imagen V.3. *Elementos de la curva simple con transiciones*
(Fuente: Capítulo 3, Manual de Diseño, Dirección Nacional de Vialidad)

- Alineamiento altimétrico: El perfil altimétrico se define a partir de la rasante, la cual es una línea que representa un plano las cotas, elevaciones o niveles de los puntos de la línea de referencia de la calzada. Generalmente esta línea de referencia es el eje de la calzada o eje geométrico

  Por cuestiones de simplificar el proyecto y construcción la rasante está conformada normalmente por una serie de líneas rectas conectadas por curvas verticales de simple expresión analítica. Se destaca en el proyecto dos características principales, la forma que comprende la combinación de pendientes y curvaturas, y la posición que refiere a la altura respecto al perfil del terreno natural
- Pendiente longitudinal: en caminos rurales sin cordones se considera aceptable poseer una pendiente nula si el bombeo es adecuado para drenar lateralmente la superficie. Para caminos de grava un bombeo del 3% es lo estándar. Para puentes se requiere una pendiente longitudinal de como mínimo 0,5% para asegurar un buen drenaje
- Pendiente transversal: su función es facilitar el drenaje. En zonas rurales suele adoptarse un perfil a dos aguas con pendiente transversal uniforme. En la Imagen V.4 se muestran los diferentes perfiles transversales

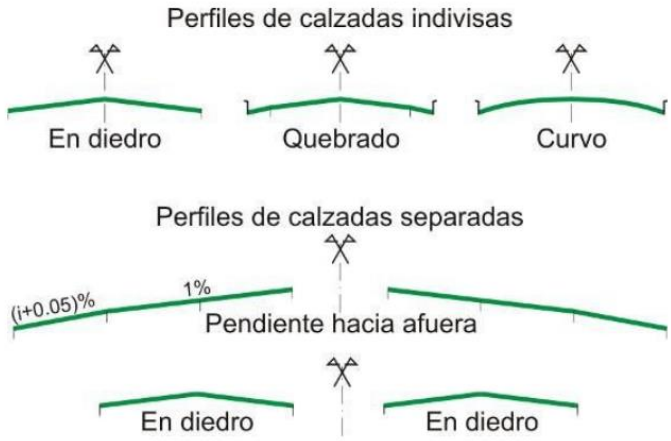


Imagen V.4. *Tipos de perfiles transversales en función de la pendiente transversal.*
(Fuente: Capítulo 3, Manual de Diseño, Dirección Nacional de Vialidad)

- Peralte: es la inclinación lateral que se le da a la calzada en curvas horizontales para contrarrestar la fuerza centrífuga desarrollada en el plano de la calzada

V.4. Condiciones del camino enripiado

Para proyectar un camino con ripio se siguieron las especificaciones del pliego general de la Dirección Nacional de Vialidad del año 1998, en la Sección C.III se enumeran los criterios que se deben cumplir.

Materiales a emplear

El ripio es un material pétreo compuesto por pedregullo utilizado en calzadas enripiadas; este debe estar formado por partículas duras, estables y libres de materiales perjudiciales. Para verificar la resistencia al desgaste de los agregados gruesos, se empleará el ensayo de desgaste "Los Ángeles".

La mezcla de ripio y suelo destinado a la formación del enripiado deberá responder a las exigencias de granulometría y plasticidad de la Imagen V.5.

Pasa tamiz	%
1" (25mm)	100
Nº 4 (4,m)	50-90
Nº 40 (420µ)	20-50
Nº 200 (74µ)	10-25

Indice de plasticidad %..... de 5 a 10

Límite líquido %..... menor de 35

Imagen V.5. *Especificaciones de la mezcla de ripio*
(Fuente: Pliego general, Dirección Nacional de Vialidad, 1998)

Construcción y conservación

El trabajo consistirá en la compactación y perfilado de la subrasante de un camino, para la construcción inmediata de un recubrimiento con enripiado. Dicha subrasante será conformada y perfilada de acuerdo con los planos.

V.5. Programa utilizado

En este trabajo se utilizó el programa AutoCAD Civil 3D de Autodesk, una herramienta de diseño asistido por computadora que opera en un entorno BIM (modelado de información de construcción) permitiendo optimizar el flujo de trabajo en proyectos de infraestructura. Este programa es ampliamente utilizado en diseño vial y ofrece la gran ventaja de generar superficies de terreno a partir de datos georreferenciados, lo que permite realizar el trazado del camino en 3D. Esto contrasta con métodos tradicionales, donde la planimetría y la altimetría se diseñaban por separado.

Además, AutoCAD Civil 3D permite calcular el volumen de movimiento de suelos necesario para el proyecto. Por último, incorpora normas de diseño de diversos países (por ejemplo, AASHTO 2011) lo que facilita que el trazado generado cumpla con las normativas seleccionadas por el usuario.

Consideraciones previas

Para llevar a cabo un proyecto en el programa mencionado, es necesario contar con una superficie del terreno sobre la cual se vincula dinámicamente el trazado planialtimétrico y los perfiles transversales del camino.

Generalmente, esta superficie se confecciona a partir de una nube de puntos obtenida mediante un relevamiento topográfico con estación total, definiendo coordenadas de puntos estratégicos para lograr la superficie del terreno en el emplazamiento.

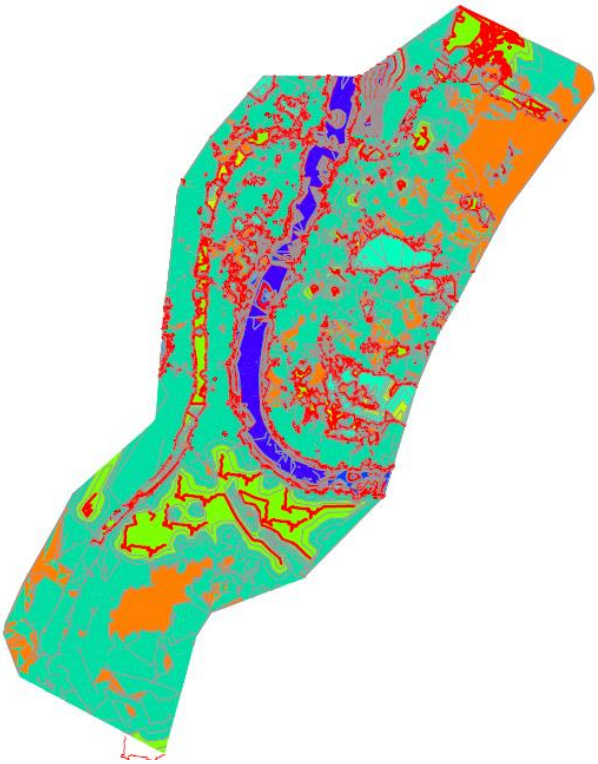
Las curvas de nivel generadas a partir del modelo digital de elevaciones obtenido con el vuelo del dron, tal como fue explicado en el “Estudio Topográfico”, cuentan con la influencia de los árboles de la zona.

No se generó una nube de puntos debido a dos limitaciones principales:

- “Ruido”: la presencia de la vegetación densa, sombras y superficies reflectantes dificultaron la correcta identificación de los puntos del terreno, introduciendo imprecisiones
- Carencia de puntos fijos: al no disponer de estos puntos no se pudo georreferenciar y escalar el modelo correctamente

Por ello, es imposible controlar la manera en la que el programa genera esta superficie, interpolando y generando triangulaciones que resultan en una superficie considerablemente irregular y fundamentalmente irreal.

Por eso se decidió filtrar las curvas de nivel hasta la altura 42 metros para así obtener una superficie más regular y sin la influencia de los árboles, como se observa en la Imagen V.6.



CUADRO DE ELEVACIONES

NÚMERO	ELEV. MÍN.	ELEV. MÁX.	COLOR
1	33.000	34.000	
2	34.000	35.000	
3	35.000	36.000	
4	36.000	37.000	
5	37.000	38.000	
6	38.000	39.000	
7	39.000	40.000	
8	40.000	41.000	
9	41.000	42.000	
10	42.000	43.000	

Imagen V.6. *Superficie rectificada del terreno en el lugar de emplazamiento.*

V.6. Diseño planialtimétrico

El diseño de un camino concentra distintas condiciones que el proyectista debe contemplar:

- Obtener un trazado lo más directo posible entre los puntos de paso obligados
- Asegurar buenas condiciones de drenaje
- Minimizar costo de las expropiaciones
- Destacar y realzar las bellezas naturales
- Pensar desde el trazado las obras de arte mayor

La selección de la disposición de la traza de este proyecto se fundamenta en la identificación de puntos elevados naturales, como por ejemplo albardones, que optimizan el diseño respecto al movimiento de suelos. Esta elección permite minimizar la excavación y el relleno necesario, aprovechando las características topográficas para una ejecución más eficiente y estable del terraplén.

La rectificación de la traza proyectada consta de un camino enripiado de dos carriles de 3,35 metros de ancho y los parámetros de diseño utilizados se sustentan en las Normas de Diseño Geométrico de la Dirección Nacional de Vialidad mencionadas en ítems anteriores y, en un trabajo a nivel de proyecto, se agregan las especificaciones descritas en el Pliego de Condiciones correspondiente.

Definición de progresivas

Se vinculan las progresivas del proyecto a la RN N°11, tal como se observa en la Imagen V.7.

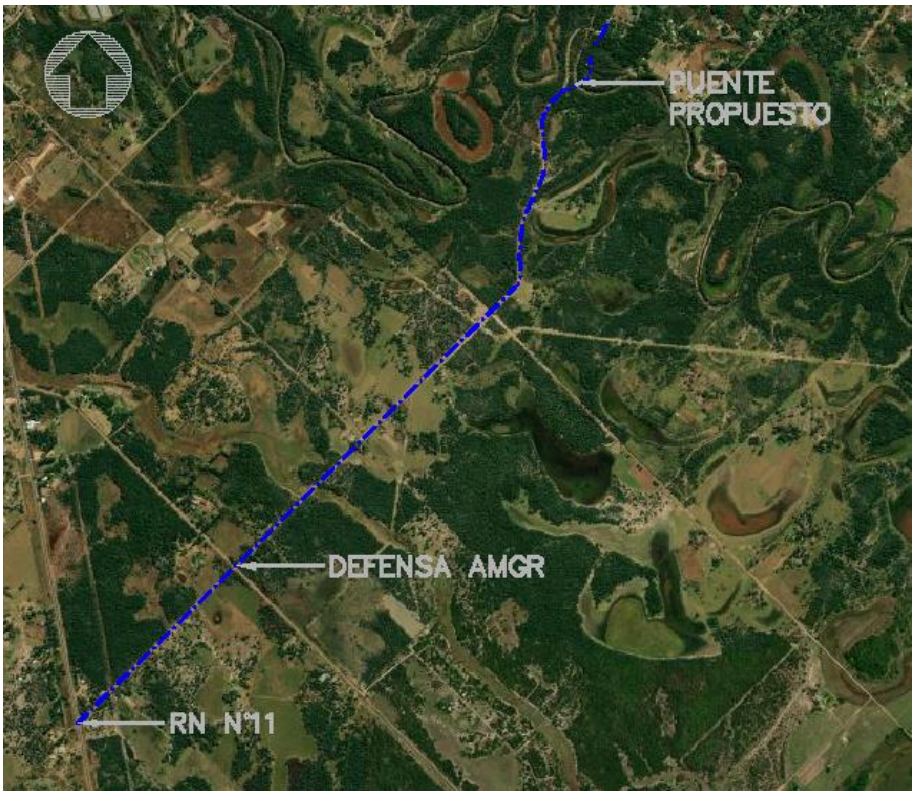


Imagen V.7*. Vínculo del proyecto con la RN N°11.*

- Progresiva 0+000: intersección con RN N°11, progresiva 1+012,81
- Progresiva 1+225,72: intersección con defensa norte del AMGR
- Progresiva 4+550: comienzo de rectificación de traza
- Progresiva 4+647,5 a 4+692,5: intersección con río Tragadero, donde se prevé un puente de 3 tramos de 15 metros cada uno
- Progresiva 4+692,5: continuación de rectificación de traza
- Progresiva 5+034,88: intersección con camino existente. Fin de rectificación de traza

Puntos de paso obligados

Se definen dos puntos, los cuales constituyen el principio y fin del camino a proyectar ubicados sobre el eje del proyecto:

- Progresiva 4+550 (S27,33808°, O58,96812°). Elevación 40,68 metros
- Progresiva 5+034,88 (S27,33470°; O58,96556°). Elevación 41,19 metros

Cabe recordar que la rasante del puente existente presenta una elevación de 40 metros.

Trazado en planimetría

El camino se bifurca en la progresiva 4+550 para que el puente cruce perpendicularmente el río Tragadero, ya que esta disposición es preferible a una orientación oblicua.

En el sentido de avance de las progresivas, el trazado continúa con una curva cerrada de 40,55 metros de radio, comprendida entre las progresivas 4+703,46 y 4+742,11. Esta curva es necesaria para evitar la disposición del camino sobre zonas bajas y lagunas que requerirían relleno, lo cual implicaría un mayor movimiento de suelo.

Luego de la curva descrita se desarrolla una contracurva de 200 metros de radio que permite que el camino siga aproximadamente paralelo al río, aprovechando la presencia de albardones que ofrecen una cota más elevada. Finalmente, el camino termina en la intersección con la vía existente en la progresiva 5-034,88.

Lo descrito se representa en la Imagen V.8.

Imagen V.8. *Trazado planimétrico de la traza propuesta con progresivas.*

En la progresiva 4+780 se plantea la colocación de una alcantarilla niveladora tipo para no afectar el comportamiento de la zona de bajos que funciona como reservorio. Constituye un tipo de alcantarilla estándar utilizada por la Dirección Nacional de Vialidad, cuyas especificaciones se observan en el plano N°14.

Trazado en altimetría

El diseño altimétrico del camino mantiene las elevaciones actuales en los puntos de inicio y final, 40,68 metros y 41,19 metros respectivamente. Se incorporan curvas parabólicas como transición entre las distintas pendientes.

- Desde la progresiva 4+550 hasta 4+614,10 presenta pendiente en subida de 1,92%, pasando de una elevación de 40,68 metros a 41,96 metros
- Desde la progresiva 4+614,10 hasta 4+640 presenta pendiente en subida de 0,76%, pasando de una elevación de 41,96 metros a 42,19 metros
- Desde la progresiva 4+640 hasta 4+700 presenta pendiente en subida de 0,5%, valor mínimo de pendiente longitudinal para el adecuado drenaje en el puente, pasando de una elevación de 42,19 metros a 42,50 metros
- Desde la progresiva 4+700 hasta 4+860 presenta pendiente en bajada de 0,16%, pasando de una elevación de 42,50 metros a 42,25 metros
- Desde la progresiva 4+860 hasta 5+034,83 presenta pendiente en bajada de 0,60%, pasando de una elevación de 42,25 metros a 41,19 metros

En la Imagen V.9 se observa la línea en color magenta que representa el perfil del terreno natural y la línea en color azul que representa la rasante de la traza propuesta.

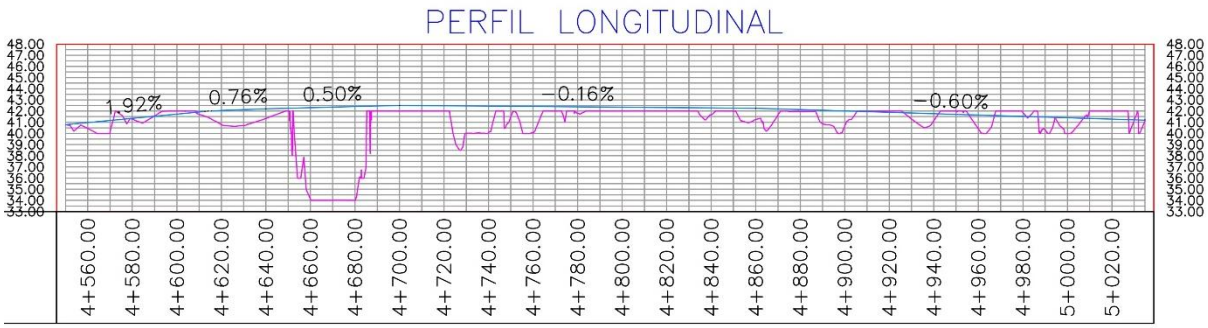


Imagen V.9. *Trazado altimétrico de la traza propuesta.*

Perfil transversal

Se propone un perfil transversal que consiste en una capa de ripio de 15 centímetros de espesor sobre la superficie del terraplén, con un bombeo del 3% hacia ambos lados para facilitar el

drenaje. La calzada tiene un ancho de 3,35 metros a cada lado del eje del camino, totalizando 6,7 metros de ancho.

A ambos lados de la calzada, se disponen banquinas sin ripio de 2,5 metros de ancho, que mantienen la misma pendiente transversal de 3%.

A continuación, se incorpora un talud con pendiente 1:4, que conduce hacia una cuneta trapezoidal de 1,2 metros de ancho, diseñada para captar y canalizar el agua de escorrentía.

Finalmente, dependiendo de las condiciones topográficas del terreno, se ejecutará un terraplén o un desmonte con una pendiente también de 1:4 (Imagen V.10).

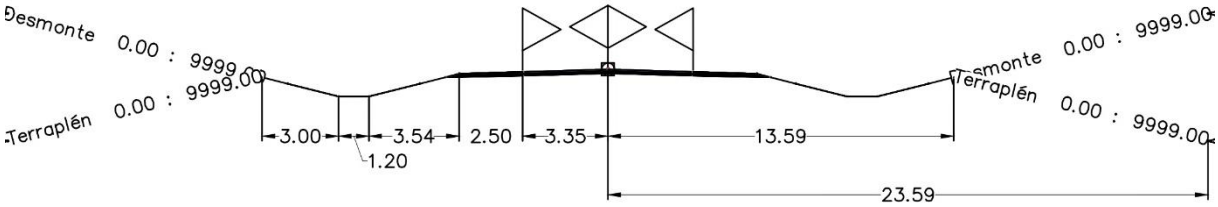


Imagen V.10. *Perfil transversal del camino.*

Conexión con el puente

La vinculación del camino con el puente se realiza con losas de aproximación de hormigón armado de 6 metros de largo.

La pendiente longitudinal de las losas está en concordancia con el trazado altimétrico descrito precedentemente.

Se definen:

- Progresiva 4+641,5: inicio de losa de aproximación (S27,33769°; O58,96730°). Elevación 42,20 metros
- Progresiva 4+647,5: vinculación losa de aproximación y tablero de puente (S27,33767°; O58,96725°). Elevación 42,23 metros
- Progresiva 4+692,5: vinculación tablero de puente y losa de aproximación (S27,33748°; O58,96684°). Elevación 42,46 metros
- Progresiva 4+698,5: final de losa de aproximación (S27,33746°, O58,96679°). Elevación 42,49 metros

Es importante mencionar que los valores de elevación corresponden al eje del camino terminado.

V.7. Movimiento de suelo

El programa calcula el movimiento de suelo comparando dos superficies: el modelo digital del terreno generado y una superficie “datum” de referencia que, en este caso, corresponde a la envolvente inferior de la traza del camino. Esta última define el nivel de corte o relleno necesario para alcanzar la cota de rasante propuesta.

A partir de la diferencia entre ambas superficies, se generan los volúmenes de suelo a remover (desmonte) y a agregar (terraplén), lo cual permite estimar las necesidades de movimiento de suelo.

En este caso los resultados obtenidos son los siguientes:

- **Volumen de desmonte**: 4.507,54 metros cúbicos
- **Volumen de terraplén**: 5.137,43 metros cúbicos
- **Volumen neto**: 629,89 metros cúbicos

El volumen neto positivo indica un faltante de material, lo que implica que será necesario contar con material adicional para completar el terraplén.

V.8. Conclusiones del capítulo

- Se proyecta un camino de ripio que comienza en la progresiva 4+550 de la RP N°1 y termina en la progresiva 5+034,88 retomando el camino actual y con una longitud total de 484,88 metros
- La progresiva 0+00 del proyecto se ubica sobre la RN N°11 en la progresiva 1+012,81, aunque no es objetivo de este trabajo adecuar la traza actual desde la intersección con la ruta mencionada hasta el punto donde se propone bifurcar el camino
- El volumen de suelo a remover es de 4.507,54 metros cúbicos, a rellenar de 5.137,43 metros cúbicos, resultando un volumen neto necesario para completar el terraplén de 629,89 metros cúbicos
- La traza atraviesa un par de parcelas, definidas en el Capítulo II “Estudio Topográfico”, las cuales presentan áreas que deberían ser expropiadas
- La disposición de la traza debe contemplar el hecho que se encuentra limitada al situarse dentro de un sitio Ramsar
- Existen leyes especiales que indican cómo se deben tratar los recursos de desmonte desde la perspectiva medioambiental

VI

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL PUENTE

VI.1. Introducción

Se aborda el cálculo del puente asegurando el cumplimiento con las normativas vigentes y las recomendaciones técnicas que se aplican como marco legal; esto constituye un proceso técnico y normativo complejo destinado a garantizar la seguridad, estabilidad y durabilidad de la estructura en función de las cargas y las condiciones de borde específicas.

A partir de los estudios previos que definieron las condiciones geotécnicas, hidrológicas y topográficas, así como el trazado del camino que se vincula con el puente, se procede al dimensionamiento de cada componente del puente.

VI.2. Normativa a seguir

El marco legal sobre el cual se rige este trabajo comprende las siguientes normas:

- Bases para el cálculo de Puentes de Hormigón Armado, Dirección Nacional de Vialidad (1952)
- CIRSOC 201: Reglamento argentino de estructuras de hormigón (2005)
- Normas para el diseño geométrico de caminos rurales, Capítulo 3: diseño geométrico, Dirección Nacional de Vialidad (2010)

Es importante destacar que el dimensionamiento de cada componente del puente sigue los lineamientos indicados por el CIRSOC; dicho reglamento basa sus cálculos en el método "*mayoración de cargas y reducción de resistencias*" también conocido por sus siglas en inglés como LRFD.

Este método consiste en aplicar distintos coeficientes de mayoración sobre las cargas que actúan en la estructura y coeficientes de disminución de resistencias de diseño del elemento estructural de modo de asegurar la estabilidad ante las incertidumbres que se puedan generar.

A partir de este punto se referirá cada cálculo realizado a la norma CIRSOC correspondiente de la siguiente manera:

Art. (artículo en la norma) - C (número de reglamento)

Todos los cálculos están desarrollados en el Anexo A con su respectivo reglamento de cálculo.

VI.3. Condiciones iniciales

Como se desarrolló en el "Estudio Hidrológico", la elección de la cota de fondo de viga necesaria no está limitada por condiciones hidrológicas para el tiempo de recurrencia adoptado

de 25 años. La cota de altura del puente quedó entonces definida por el trazado del camino visto en el Capítulo V “Diseño Geométrico”.

Según el perfil topo-batimétrico del cauce determinado en el “Estudio Topográfico” y la traza adoptada en el “Diseño Geométrico”, la luz a salvar por el puente será de 45,3 metros en total que podrá ser resuelta con tres tramos de 15,1 metros con dos pilas intermedias.

En la Imagen VI.1 se aprecia la vista en planta del puente con las progresivas de interés y con el entorno natural de fondo.

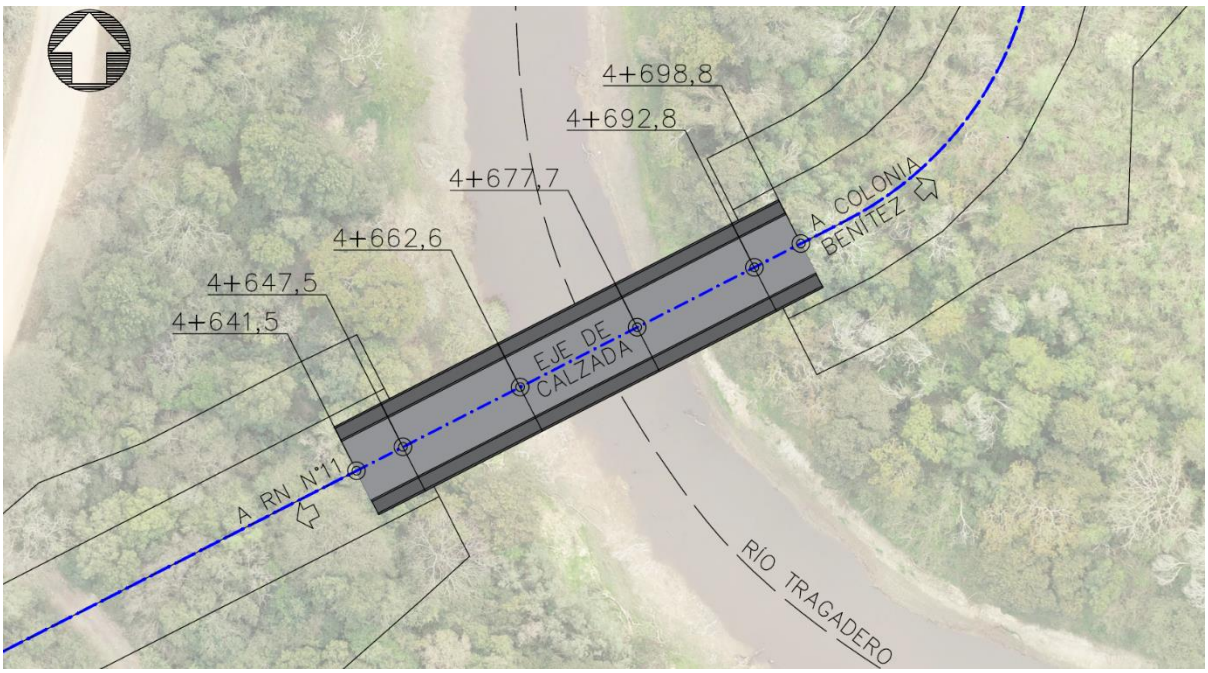


Imagen VI.1. *Vista en planta de puente propuesto.*

El puente posee un ancho suficiente para contener dos carriles y asegurar la circulación que se planteó en el trazado de la vía. Por otra parte, es necesario que se adicionen veredas con un ancho confortable en ambos costados para el tránsito peatonal y en bicicleta ya que la zona se caracteriza por tener mucha actividad recreativa.

La Dirección Nacional de Vialidad da una referencia de cómo debería ser el perfil de un puente para caminos de calzadas indivisas; en la Imagen VI.2 se puede apreciar el perfil tipo propuesto.

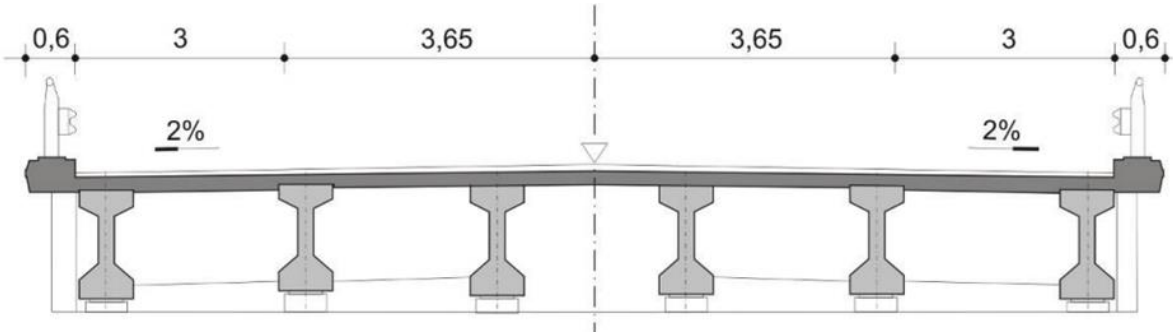


Imagen VI.2. *Perfil tipo de puentes para caminos rurales, categoría II, III, IV y V.*
(Fuente: Capítulo 3, Manual de Diseño, Dirección Nacional de Vialidad)

VI.4. Materiales

Hormigón

Para determinar el tipo de hormigón se debe conocer primeramente a qué tipo de exposición está sometida el material dependiendo del ambiente como se pueden ver en la Tabla VI.1.

Tabla VI.1. *Clases de exposición. (Fuente: CIRSOC 201. 2005)*

1	2	3	4	5	6
				EXPOSICIÓN	
Desig.	**Clase**	**Subclase**	**Tipo de proceso**	**Descripción del medio ambiente**	**Ejemplos ilustrativos de estructuras donde se pueden dar las clases de exposición**
A 1	No agresiva		Ninguno	• Interiores de edificios no sometidos a condensaciones • Elementos exteriores de edificios, revestidos • Hormigón masivo interior • Estructuras en ambientes rurales y climas desérticos, con precipitación media anual < 250 mm.	• Interiores de edificios protegidos de la intemperie • Columnas y vigas exteriores revestidas con materiales cerámicos o materiales que demoran la difusión del CO_2. • Elementos estructurales de hormigón masivo que no están en contacto con el medio ambiente. Parte interior de los mismos.
A 2	Ambiente Normal	Temperatura moderada y fría, sin congelación. Humedad alta y media o con ciclos de mojado y secado	Corrosión por carbonatación	• Interiores de edificios expuestos al aire con HR ≥ 65 % o a condensaciones • Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual < 1.000 mm. • Elementos enterrados en suelos húmedos o sumergidos	• Sótanos no ventilados • Fundaciones • Tableros y pilas de puentes • Elementos de hormigón en cubiertas de edificios • Exteriores de edificios. • Interiores de edificios con humedad del aire alta o media • Pavimentos • Losas para estacionamientos
A 3	Clima cálido y húmedo		Corrosión por carbonatación	• Exteriores expuestos a lluvias con precipitación media anual ≥ 1.000 mm • Temperatura media mensual durante más de 3 meses al año ≥ 25º C.	

Se diferencia el tipo de hormigón del tablero y vigas y el que corresponde a la fundación ya que se consideran que las exposiciones serán diferentes.

- Para tablero y vigas: exposición A3
- Para fundaciones: exposición Q1

Con ello se definen los requisitos a cumplir el hormigón plasmados en la Tabla VI.2.

Tabla VI.2. *Requisitos de durabilidad a cumplir por los hormigones. (Fuente: CIRSOC 201. 2005)*

Requisitos	**Tipos de exposición de las estructuras, de acuerdo con la clasificación de las Tablas 2.1. y 2.2. y sus complementarias 2.3. y 2.4.**									
	A 1	**A 2**	**A 3 y M 1**	**C L y M 2**	**M 3**	**C 1**(2)	**C 2**(2)	**Q 1**	**Q 2**	**Q 3**(3)
a) Razón **a/c** máxima (1)										
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) $f'_{c\,min}$ (MPa)										
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

Por último, se debe considerar el recubrimiento mínimo exigidos a las estructuras; los mismos se encuentran el Art. 7.7-C201. Se resumen las adopciones en la Tabla VI.3.

Tabla VI.3. *Resumen de la adopción de hormigones.*

Uso		Designación	Tensión f'c (MPa)	Recubrimiento (cm)
Losa	Parte superior	H-30	30	3,50
	Prelosa	H-30	30	2,50
Viga	Principal	H-35	35	4,00
	Secundaria	H-30	30	4,50
Fundaciones		H-30	30	6,50

Acero

El reglamento contempla los siguientes tipos de acero y proporciona sus características. En la Tabla VI.4 se observan las características de las barras de acero y en la Tabla VI.5 las características de los cordones de acero de pretensado; en la Tabla VI.6 se presentan los tipos de acero utilizados en el presente trabajo.

En la Tabla VI.7 los diámetros de vaina para el cable de pretensado en función del número de cordones.

Tabla VI. 4. *Barras de acero. (Fuente: CIRSOC 201. 2005)*

		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_{10})	**%**	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 $\mathbf{d_b}$
(**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología

Tabla VI.5. *Características de los cordones para pretensado. (Fuente: CIRSOC 201. 2005)*

		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_{10})	**%**	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 **0,15** $\mathbf{S_{max}}$ ($\mathbf{S_{max}}$ = Área de la sección nominal transversal del alambre de mayor diámetro de la unión soldada, expresada en $\mathbf{mm^2}$).
(*) Las normas IRAM-IAS designan al diámetro nominal de la barra o alambre como **d** mientras que en este Reglamento se designan como $\mathbf{d_b}$
(**) Según se define en el artículo 3.0. Simbología.

Tabla VI. 6. *Tipos de acero según su uso.*

Uso	Designación	Tensión de fluencia Fy (Mpa)	Módulo de elasticidad E (Mpa)
Hormigón armado Armadura pasiva	ADN 420	420	200.000
Alambres para prelosa	ATR 500	500	200.000
Acero de pretensado	C - 1900	1678	según fabricante

Tabla VI.7. *Diámetro de vainas para pretensado. (Fuente: CIRSOC 201,2005)*

DIÁMETRO DE LAS VAINAS			
Sistema	**Cantidad de Cordones**	**Vaina Normal**	**Vaina para Enhebrado Posterior**
7φ1/2"	5	40/45	45/50
	6-7	45/50	50/55
12φ1/2"	8	50/55	55/60
	9-10	55/60	60/65
	11-12	60/67	65/72

VI.5. Diseño preliminar

Se describen brevemente los componentes del puente, sus funciones y dimensiones tentativas. En la Imagen VI.3 se observa un esquema del sistema propuesto.

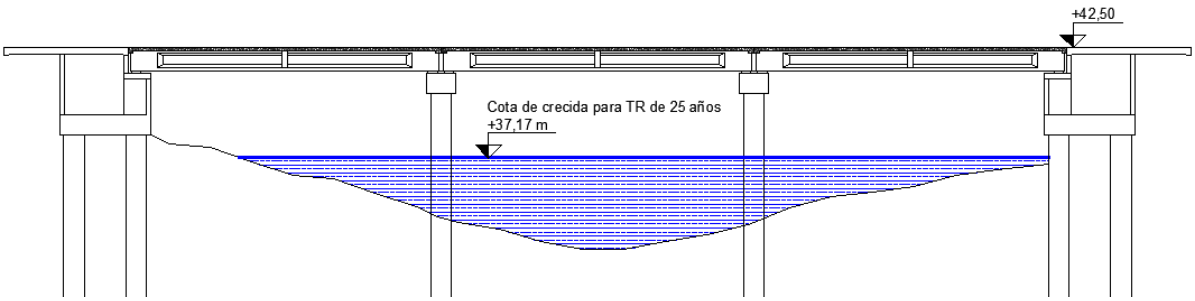


Imagen VI.3. *Esquema preliminar.*

Tablero

El tablero está compuesto por los siguientes elementos:

- Losa de tablero: tiene un espesor de 20 centímetros y está compuesta por un encofrado perdido no estructural de tipo prelosa de 5 centímetros de espesor, completando los 15 centímetros restantes con hormigón colado in situ. Su ancho total es de 11,3 metros
- Calzada: cuenta con un ancho total de 7,30 metros, compuesta por dos carriles de 3,65 metros cada uno. La capa de rodamiento parte con un espesor de 14 centímetros en el centro y desciende a 5 centímetros en el extremo de la calzada para conformar una pendiente transversal del 2% que permite el escurrimiento del agua
- Defensa vehicular: se colocan defensas tipo Jersey

- Vereda: se colocan a ambos lados de 1,50 metros de ancho lo que permite el paso de peatones y ciclistas
- Barandas: tienen una altura de 1,50 metros por seguridad para el tránsito ciclista

Todo el tablero está apoyado sobre 5 vigas principales que están separadas entre sí 2,30 metros resultando en voladizos de 1,05 metros a ambos lados. El diseño explicado precedentemente se observa en la Imagen VI.4.

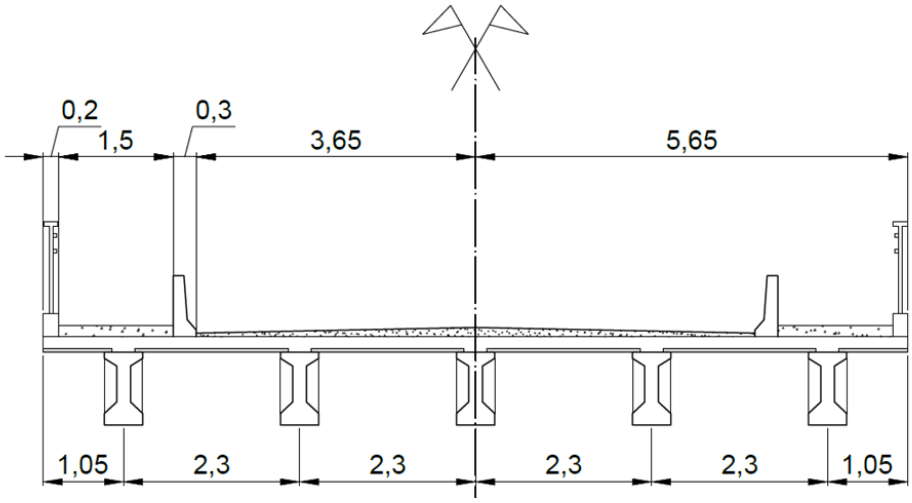


Imagen VI.4. *Diseño del tablero adoptado.*

Vigas principales

Las vigas principales son paralelas a la dirección del tránsito; soportan directamente el tablero y las vigas secundarias y transfiere a los apoyos las cargas actuantes.

La geometría de las mismas se define siguiendo el Plano Z – 6272 de viga pretensada de Dirección Nacional de Vialidad para una longitud de 15 metros. La sección adoptada se observa en la Imagen VI.5.

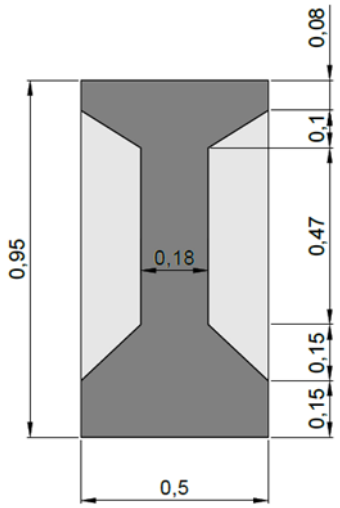


Imagen VI.5. *Sección de la viga principal.*

Vigas de arriostramiento o viga secundaria

Son perpendiculares a las vigas principales y su principal función es asegurar que estas últimas trabajen en conjunto bajo la carga móvil de la aplanadora, distribuyendo las cargas de forma tal que permitan materializar las hipótesis de cálculo.

Las vigas de arriostramiento son de sección rectangular de hormigón armado. Tienen una altura de 0,9 metros, espesor de 0,25 metros y una longitud de 9,2 metros, como se observa en la Imagen VI.6. Se apoyan sobre las vigas principales y se hormigonan in situ junto con la losa del tablero, lo que permite aumentar su altura de cálculo hasta 1,10 metros.

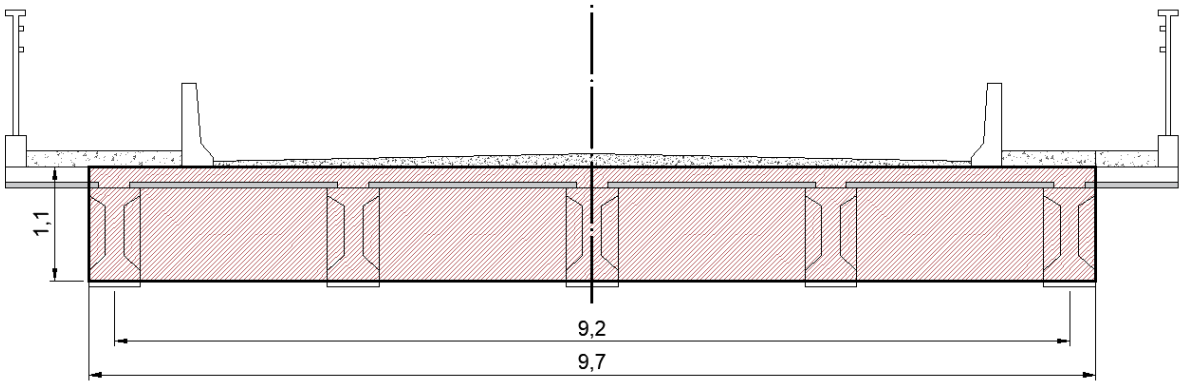


Imagen VI.6. *Vista transversal de viga de arriostramiento respecto de las vigas principales.*

Losa de aproximación

Es una losa que materializa el encuentro entre el camino existente y el tablero del puente, su función es lograr una transición suave entre el puente y el camino. La misma se calcula como simplemente apoyada y en este proyecto se adopta un espesor de 35 centímetros y un largo de 6 metros que se puede apreciar en la Imagen VI.7.

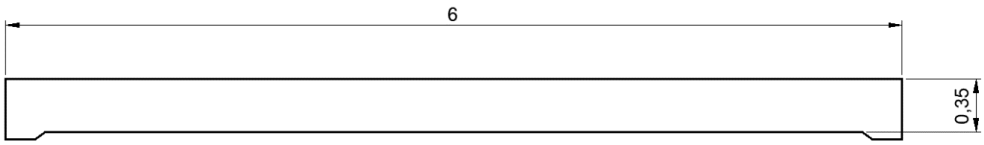


Imagen VI.7. *Vista transversal de viga de arriostramiento respecto de las vigas principales.*

Apoyos

Reciben las cargas de las vigas principales y cumplen la función de absorber los esfuerzos horizontales transmitidos desde las vigas principales y llevar las cargas verticales a los estribos y pilas intermedias. El material elastomérico a utilizar es neopreno que busca materializar efectivamente la vinculación propuesta.

Estribos

Se ubican en los extremos del puente; se encargan de transmitir a los pilotes los empujes horizontales del suelo y las cargas recibidas desde las vigas principales y la losa de aproximación. En la Imagen VI.8 se detallan los componentes de este elemento.

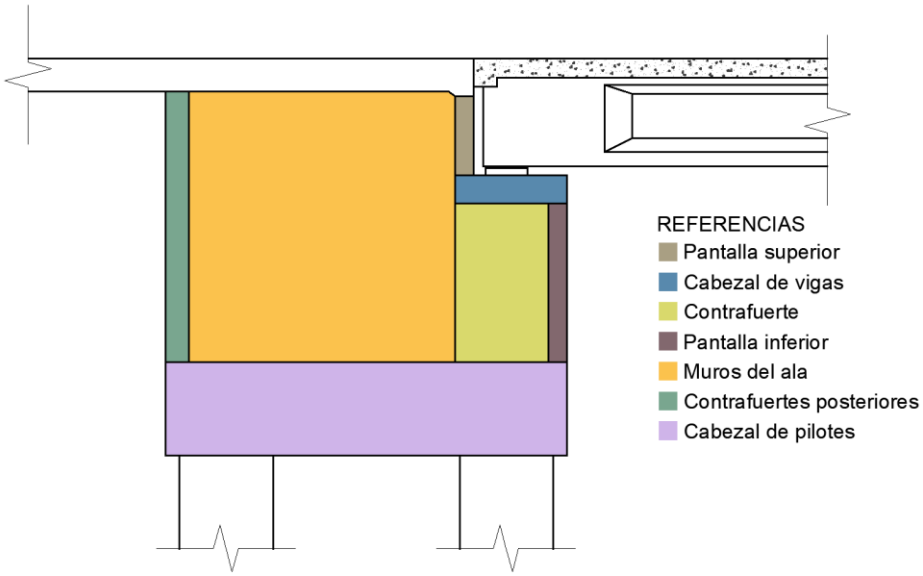


Imagen VI.8. *Elementos del estribo.*

Pilas intermedias

Se cuenta con 2 sistemas de pilas intermedias y están compuestas por un cabezal donde descansan las vigas principales apoyadas en los neoprenos. Desde el cabezal parten los pilotes que descargan en el suelo. En la Imagen VI.9 se observa el encuentro entre las vigas principales y el cabezal de pilas.

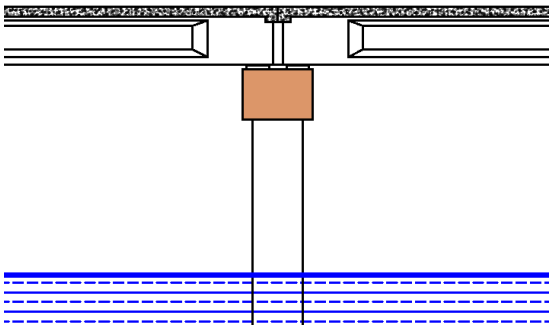


Imagen VI.9. *Pila intermedia.*

VI.5. Dimensionamiento del tablero

Análisis de cargas

Para determinar las cargas, se adopta una categoría de puente A-25 asignada por la norma de la Dirección Nacional de Vialidad en Cap.A.B; dicha categoría expresa los siguiente: *"Los de*

categoría A25 se emplearán en los caminos secundarios que por su característica o ubicación solo por excepción tengan que soportar el tránsito de vehículos pesados."

Esta categoría plantea una aplanadora de diseño con las cargas detalladas en la Tabla VI.8.

Tabla VI.8. *Cargas para categoría A.25 (Fuente: Bases para el cálculo, DNV. 1952)*

Carga	Categoría A-25
Peso aplanadora (kN)	250
Aplanadora rodillo delantero (kN)	100
Cada rodillo trasero (kN)	75
Multitud compacta (kN/m²)	6
Sobrecarga en las veredas (kN/m²)	4

En la Tabla VI.9 se resumen las cargas actuantes.

Tabla VI.9. *Cálculo de cargas.*

Cargas		Elemento	Espesor [m]	Peso específico [kN/m³]	Cargas distribuidas [kN/m²]	Carga puntual [kN/m]
Fuerzas principales	Permanentes	H° en el lugar	0,2	25	5	-
		Carpeta de rodamiento	0,1	22	2,2	-
		H° en el lugar	0,2	25	5	-
		Carpeta	0,2	22	4,4	-
	Sobrecarga	Multitud compacta en calzada	-	-	6	-
		Multitud compacta en veredas	-	-	4	-
		Aplanadora rodillo delantero	-	-	-	100
		Aplanadora rodillo trasero	-	-	-	75
	Sobrecarga de montaje	3 operarios trabajando	-	-	0,13	-

Para determinar las solicitaciones, se afectan las distintas cargas por diferentes coeficientes de impacto según indica el reglamento en Cap.A.C; dichos coeficientes se plasman en la Tabla VI.10.

Tabla VI.10. *Coeficientes de impacto. (Fuente: Bases para el cálculo, DNV. 1952)*

Coeficientes de impacto	
Viga principal	1,23
Viga secundaria	1,3
Losas (no veredas)	1,4

Solicitaciones

- Debida a carga permanente

La losa se considera como apoyada de forma continua en las vigas principales como se muestra en la Imagen VI.10. En la Tabla VI.11 se resumen las solicitaciones para el cálculo.

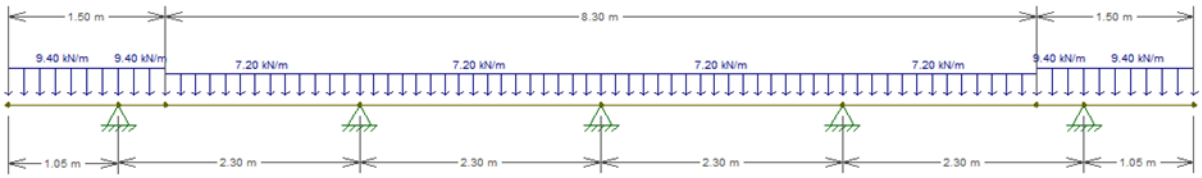


Imagen VI.10. *Diagrama de **c**argas permanentes.*

Tabla VI.11. *Resumen de solicitaciones por carga permanente.*

Solicitación		Sin mayorar	Mayorada (*1,2)
Momento (kNm)	Tramo	1,7	2,04
	Apoyo	-5,2	-6,24
Corte (kN)		10,3	12,36

- Debida a sobrecargas por aplanadora

Se calculan los anchos activos donde actúan las cargas de los rodillos de la aplanadora, es decir, definir la porción de losa es afectada por la carga para determinar una fuerza por unidad de superficie.

Los anchos efectivos que dispone el reglamento de la DNV se encuentran en Cap. B.4.A y a partir de estos anchos se determinan las cargas proyectadas en la Tabla VI.12.

Tabla VI.12. *Sobrecarga debida a los rodillos de la aplanadora.*

Sobrecargas	qu [kN/m²]
Aplanadora RD	79,53
Aplanadora RT	70,49

Luego se determinan las solicitaciones considerando las situaciones más desfavorables:

- Máximo momento de tramo: se utiliza una condición de vínculo simplemente apoyado en ambos extremos con la carga centrada
- Máximo momento de apoyo: se considera el tramo empotrado, también con la carga centrada
- Máximo esfuerzo de corte: carga aplicada sobre un apoyo

Los diagramas de carga de las situaciones mencionadas se proyectan en la Imagen VI.11

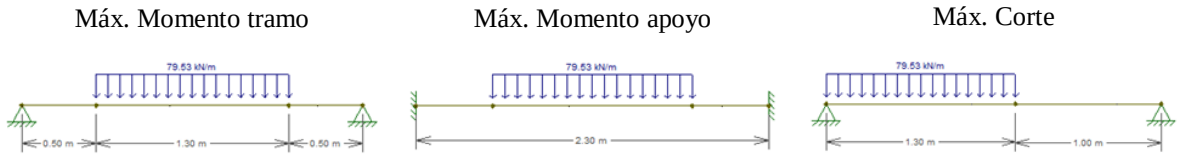


Imagen VI.11. *Diagramas de distintos casos para el rodillo delantero.*

Las solicitaciones obtenidas se resumen en la Tabla VI.13.

Tabla VI.13. *Resumen de solicitaciones para sobrecarga por rodillo.*

Elemento	Momento (kNm)		Corte (kN)
	Tramo	Apoyo	
Rodillo delantero	42,6	-26,6	74,2
Rodillo trasero	46,5	-31	80,9

- Debida a sobrecarga en voladizos

Se considera la sobrecarga por multitud compacta sin ser afectada por ningún coeficiente de impacto y multiplicada por el coeficiente de mayoración para sobrecargas de 1,6. El esquema de carga para este caso se observa en la Imagen VI.12.

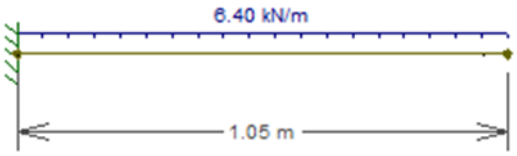


Imagen VI.12. *Diagrama de cargas en voladizo.*

Se obtienen las siguientes solicitaciones plasmadas en la Tabla VI.14.

Tabla VI.14. *Resumen de solicitaciones para voladizo.*

Elemento	Momento (kNm)	Corte (kN)
Vereda (voladizo)	-3,5	6,7

- Consideraciones de carga en montaje para cálculo de prelosa

Se debe considerar la etapa en la que se carga el hormigón sobre el encofrado perdido ya que es una etapa donde se debe verificar la estabilidad de la losa. Para ello se asume una sobrecarga correspondiente al trabajo en simultáneo de tres operarios sobre la estructura.

Se considera un tramo incluyendo el voladizo, como se observa en la Imagen VI.13, para evaluar las tensiones que se generan a partir de la carga de montaje afectada por el coeficiente de mayoración 1,6.

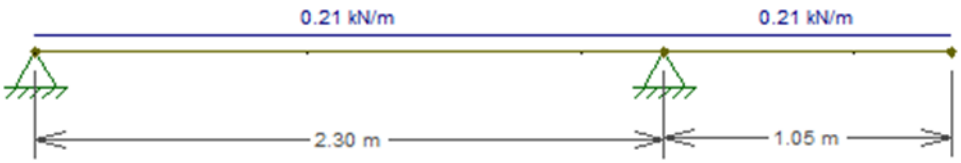


Imagen VI.13. *Diagrama de cargas para la etapa de montaje.*

Los valores obtenidos a partir de este diagrama se reflejan en la Tabla VI.15.

Tabla VI.15. *Resumen de solicitaciones para montaje.*

Momento (kNm)		Corte (kN)
Tramo	Apoyo	
-0,1	-0,1	0,2

Finalmente, en la Tabla VI.16 se resumen las solicitaciones que son necesarias para el dimensionado de la losa.

Tabla VI.16. *Resumen de solicitaciones.*

	Carga permanente		Sobrecarga							
Solicitación	Tramo	Apoyo	Rodillo Delantero		Rodillo Trasero		Multitud Compacta	Montaje	
			Tramo	Apoyo	Tramo	Apoyo	Voladizo	Tramo	Apoyo
Mu (kNm/m)	**2,04**	**-6,24**	**42,6**	**-26,6**	**46,5**	**-31**	**-3,5**	**0,1**	**-0,1**
Vu (kN/m)	**12,36**		**74,2**		**80,9**		**6,7**	**0,2**	

Dimensionamiento al corte

Se toma como esfuerzo de corte último considerando la peor combinación de cargas; se lo lleva a un valor nominal afectándolo por el coeficiente de aminoración de resistencias según el Art. 9.3.2-C201.

Se calcula la resistencia que proporciona el hormigón según la fórmula del Art. 11.3-C201 y como la contribución del hormigón es mayor que el corte nominal no será necesario armadura resistente al corte, ver Tabla VI.17.

Tabla VI.17. *Resumen cálculo de armadura al corte.*

Esfuerzo de corte		
Corte último	Vu (kN)	93,26
Corte nominal	Vn (kN)	124,35
Contribución del hormigón	Vc (kN)	143,32
No se necesita armadura por corte		**Vc > Vn**

Dimensionamiento de la armadura en etapa constructiva

Se realiza esta etapa intermedia de dimensionamiento debido a que se utiliza un encofrado perdido con el sistema TRILOGIC.

Este sistema consiste en armaduras reticuladas triangulares soldadas en fábrica y que son el soporte para la prelosa. A su vez, la armadura de este sistema contribuye a la resistencia a flexión en servicio y sus diagonales aportan resistencia al corte; en la Imagen VI.14 se aprecia el sistema que ofrece la empresa Acindar.

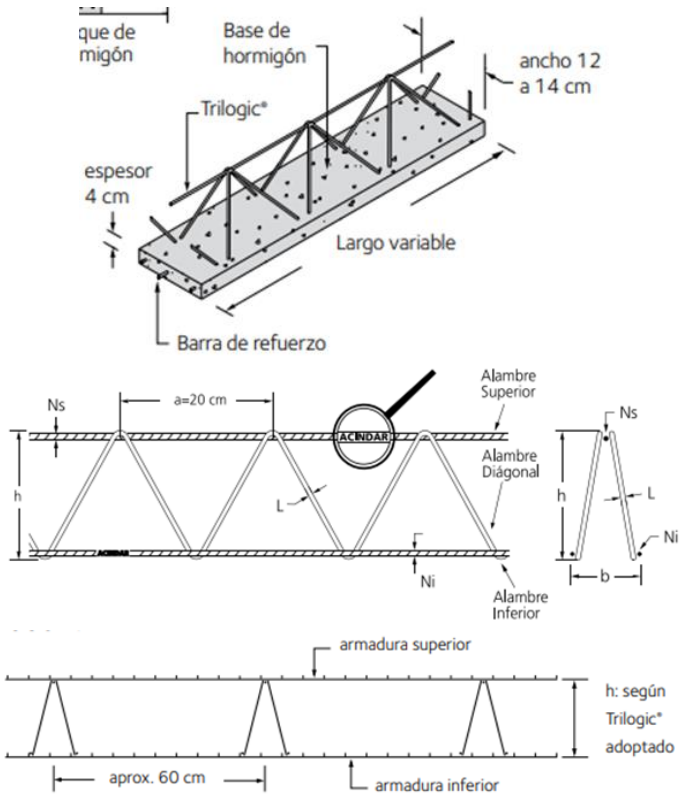


Imagen VI.14. *Prelosa con sistema Trilogic. (Fuente: Acindar)*

La armadura que conforma el reticulado se limita al espacio disponible dentro de la losa considerando los recubrimientos. En este caso la altura máxima que puede adoptar la armadura Trilogic es de 14 centímetros; se adopta una sección disponible en el catálogo de la empresa Acindar, visible en la Imagen VI.15, y en la Tabla VI.18 se resume la armadura adoptada.

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	10	múltiplos de 0,10	20	4 a 10	4 a 7	5 a 12	Variable	Variable

Imagen VI.15. *Línea según especificación. (Fuente: Acindar)*

Tabla VI.18. *Armadura adoptada.*

Armadura Trilogic adoptada			
Medidas			
Altura h (cm)	Ancho base b (cm)	Largo de corte (m)	Paso diagonal a (cm)
14	10	2,3	20
Armadura			Peso (kN/m)
Inferior	Diagonal	Superior	140
di (mm)	dd (mm)	ds (mm)	Peso elemento (kN)
10	8	10	322

La separación entre armaduras se recomienda que sea entre 30 y 60 centímetros, se adopta en este caso una separación de 50 centímetros. El ancho total de la prelosa se toma igual a 4 veces la separación entre armaduras, es decir, 2 metros.

Para la verificación del reticulado se siguen las especificaciones del CIRSOC 308, el cual norma los reticulados con barras de acero de sección circular.

- Dimensiones

$$Alto\ total:\ ht = 140\ mm$$
$$Ancho\ de\ base\ total:\ bt = 100\ mm$$

- Resistencias requeridas

A partir de las cargas obtenidas previamente, como las mismas eran tomadas en una franja de 1 metro, ahora se multiplican por el ancho efectivo en el cual actúa la armadura y es igual a la separación entre reticulados. Las solicitaciones obtenidas se encuentran en la Tabla VI.19.

Tabla VI.19. *Solicitaciones actuantes para la etapa de montaje.*

Momento (kNm/m)		Ancho efectivo (m)	Mu (kNm)	
Tramo	Apoyo		Tramo	Apoyo
2,14	-6,34	0,50	1,07	-3,17
Corte (kN/m)		Ancho efectivo (m)	Vu (kN)	
12,56		0,50	6,28	

- Verificación del pandeo local de las barras comprimidas

El reglamento plantea una resistencia a flexión a partir de una tensión crítica *Fcr* que contempla el pandeo de la barra a partir de su esbeltez. El análisis que se realiza es conforme al Art. 6.2.1- C308.

Lo que busca comparar el reglamento es que el momento de diseño calculado a partir de las propiedades de la sección sea mayor que el momento último obtenido a partir de las cargas que solicitan a la estructura.

En este caso se verifican ambos cordones, ya que el cordón superior está comprimido en el tramo mientras que el cordón inferior lo está en la zona de apoyos. Los valores obtenidos se resumen en la Tabla VI.20.

Tabla VI.20. *Verificación al pandeo local de la barra comprimida.*

Cordón	Momento (kNm)	
	Momento último Mu	Momento de diseño Md
Inferior	1,07	1,64
Superior	3,17	3,28

Md > Mu ∴ Verifica en buenas condiciones

- Verificación del pandeo local de las diagonales

Se recurre al Art.6.2.2-C308; el procedimiento de cálculo es similar al anterior solo que en este caso se verifica un valor de corte de diseño y se lo compara con el corte último. Se considera la inclinación de las diagonales. La adopción de la armadura se ve en la Tabla VI.21.

Tabla VI.21. *Verificación al pandeo local de la diagonal.*

Corte último Vu (kN)	Corte de diseño Vd (kN)
6,28	13,49
Vd>Vu ∴ Verifica	

- Verificación a tracción de la barra superior

Se sigue el Art. 6.3-C308, y la verificación se puede observar en la Tabla VI.22.

Tabla VI.22. *Verificación a tracción de los cordones.*

Tracción barra superior			
Mu (kNm)	**3,17**	**Verificación**	**B.C.**
Md (kNm)	**4,59**		
Tracción barras inferiores			
Mu (kNm)	**1,07**	**Verificación**	**B.C.**
Md (kNm)	**9,19**		

- Verificación al pandeo lateral torsional

En este caso no verifica este estado ya que el cordón inferior se encuentra completamente arriostrado por el hormigón.

Dimensionamiento de la armadura en etapa final

Se dimensiona la losa con todas las cargas actuantes y se determina la armadura necesaria, considerando que el sistema TRILOGIC ya aporta con la armadura definida precedentemente.

Se compara la armadura requerida con las mínimas impuestas por el reglamento en el Art. 10.5.1-C201 y Art. 7.2-C201.

Se descuenta lo que aporta la armadura del Trilogic, la cual presenta una tensión de fluencia Fy distinta a las barras ADN 420. Una vez restado el aporte de la armadura Trilogic se procede a adoptar la armadura faltante, resumida en la Tabla VI.23.

Tabla VI.23. *Dimensionamiento armadura.*

Adopción de armadura						
Armadura		Asnec (cm²/m)	Astri (cm²/m)	Asfalt (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Inferior	Principal	8,98	3,74	5,24	**2ϕ10+1ϕ12 c/50cm**	**5,40**
	Secundaria	3,60	-	3,60	**1ϕ10 c/20cm**	**3,90**
Superior	Principal	7,32	1,87	5,45	**2ϕ10+1ϕ12 c/50cm**	**5,40**
	Secundaria	3,60	-	3,60	**1ϕ10 c/20cm**	**3,90**

Luego se verifican las separaciones límites entre barras definidas en el Art.7.6.1-C201 y el Art.7.6.5-C201.

En la Imagen VI.16 se observa el detalle resultante del cálculo donde se especifican las separaciones entre barras, las cuales cumplen satisfactoriamente con los requerimientos de la norma.

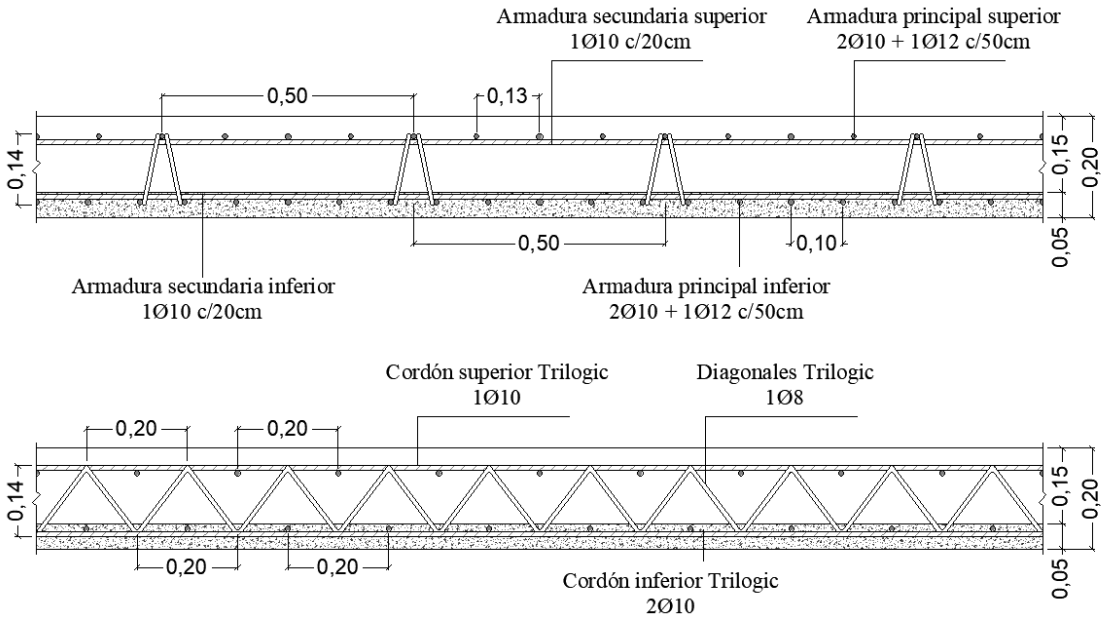


Imagen VI.16. *Detalle de la losa de tablero*

VI.6. Dimensionamiento de las vigas principales

Análisis de cargas

Se consideran las cargas permanentes, que involucran a todos los elementos estructurales que deben soportar las mismas, y las sobrecargas que el reglamento de la Dirección Nacional de Vialidad:

- Multitud compacta, que considera el caso de un grupo de personas por metro cuadrado
- Paso de una aplanadora por cada carril

Es importante mencionar que en el espacio ocupado por la aplanadora (2,5 metros por 6 metros) no se sobrepone la carga de multitud compacta.

A su vez se llevan dos análisis en paralelo, considerando cargas afectadas por el coeficiente de impacto para obtener las solicitaciones que se utilizan en el dimensionamiento de las vigas y las cargas sin afectar para la calcular la carga que es transmitida por los apoyos a la infraestructura.

En la Tabla VI.24 se muestran los tipos de cargas y sus valores.

Tabla VI. 24. *Cargas actuantes en vigas principales.*

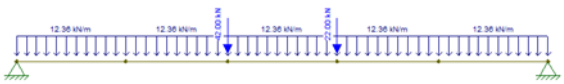
Análisis de Cargas en vigas principales					
Carga	Elemento	Sección [m²]	Peso específico [kN/m³]	q [kN/m]	P [kN]
Permanente	Viga	0,2846	25	7,12	
	Losa tablero	2,26	25	11,30	
	Carpeta rodamiento	0,83	22	3,65	
	Viga arriostrmiento	0,376	25	1,88	
	Veredas	0,6	22	2,64	
	Baranda y defensa	0,44	22	1,94	
Sobrecarga	M.C vereda			2,4	
	M.C Calzada (φ = 1,23)			12,25	
	M.C Calzada (φ = 1)			9,96	
	Aplanadora RD (φ = 1,23)				27,06
	Aplanadora RD (φ = 1)				22
	Aplanadora RT (φ = 1,23)				51,66
	Aplanadora RT (φ = 1)				42

Solicitaciones

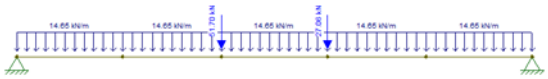
Con los valores precedentes se consideran los distintos estados de carga para la determinación de solicitaciones apreciados en la Imagen VI.17.

Peso propio

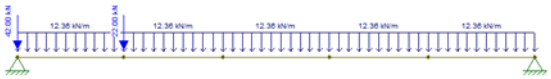
Aplanadora en la mitad de la luz sin impacto



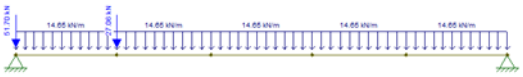
Aplanadora en la mitad de la luz con impacto



Aplanadora con rodillo trasero en apoyo sin impacto



Aplanadora con rodillo trasero en apoyo con impacto



Aplanadora con rodillo delantero en apoyo sin impacto

Aplanadora con rodillo delantero en apoyo con impacto

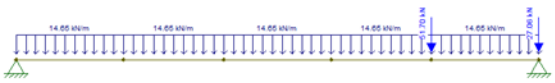


Imagen VI.17. *Estados de carga adoptados para la viga principal*

En la Tabla VI.25 se resumen las máximas solicitaciones para el estado límite último y de servicio.

Tabla VI. 25. *Estados límites en viga principal.*

ELU				
Condición	Mu [kNm]	Vu [kN]	Rizq u [kN]	Rder u [kN]
Con impacto	1907	488	538	430
Sin impacto	1740	450	489	401
ELS				
Condición	Ms [kNm]	Vs [kN]	Rizq s [kN]	Rder s [kN]
Con impacto	1382	357	388	321
Sin impacto	1277	333	358	303

Diseño a flexión por resistencia (Estado Límite Último)

Se realiza en la sección ubicada en la mitad de la luz donde el momento debido a la carga permanente alcanza su valor máximo y para la sobrecarga el momento máximo se produce aproximadamente a 66 centímetros de dicha sección.

Siguiendo un criterio conservador, ambos momentos se consideran desarrollados en la mitad de la luz donde el cable de pretensado presenta su máxima excentricidad.

Con 14 cordones de acero de pretensado queda cubierto el momento flector último debido a cargas permanentes y sobrecargas con impacto. Sin embargo, se adoptan 11 cordones dispuestos en una vaina de 6 centímetros de diámetro, necesitándose armadura pasiva para cubrir el esfuerzo requerido, resultando 6 barras de acero ADN 420 de 16 milímetros de diámetro, tal como se detalla en la Tabla VI.26. En la Imagen VI.18 se esquematiza la disposición de las armaduras adoptadas.

Tabla VI.26. *Armadura por flexión en vigas principales.*

N° Cordones adoptados		11
Área de acero de pretensado	$A_{ps}\ (cm^2)$	10,857
Área de acero ADN420 necesario	$A_s\ (cm^2)$	11,69
Se adoptan 11 cordones de 7 alambres BR C-1900 (10,86 cm²)		
Se adopta 6 Ø 16 mm (12,06 cm²) de ADN420		

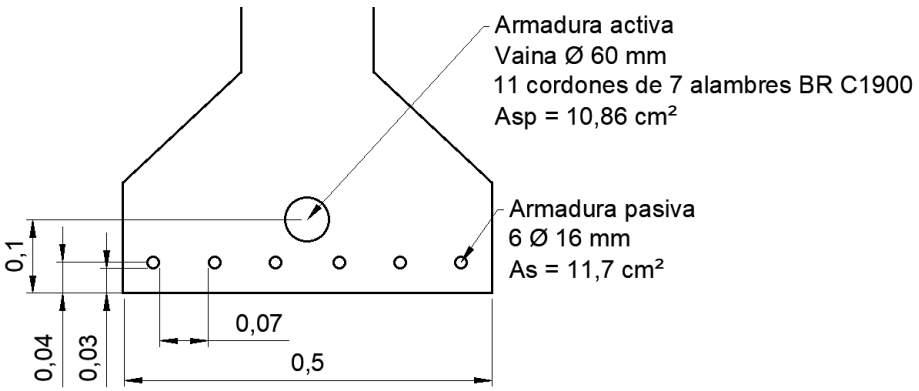


Imagen VI.18. *Disposición de armadura por flexión.*

Condiciones de pretensado

El trazado del cable está diseñado con dos tramos parabólicos y un tramo recto representado en la Imagen VI.19; esto logra una máxima excentricidad del cable para la zona de máximos momentos flectores y también contribuye favorablemente en las zonas de máximo esfuerzo de corte con una componente del esfuerzo de tesado de dirección contraria al anterior.

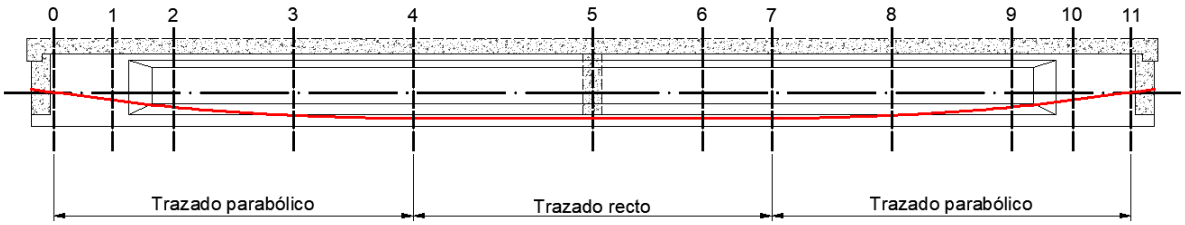


***Imagen VI.19**. Trazado del cable de pretensado.*

El cable es tesado desde un extremo de la viga denominado activo y se sujeta desde el extremo opuesto constituyendo un anclaje pasivo.

Posterior al proceso de tesado, se inyecta mortero de cemento en la vaina para:

- Asegurar la adherencia entre el acero y el hormigón
- Proteger a los cables contra la corrosión
- Impedir la vibración de los cables sometidos a solicitaciones dinámicas

Este mortero se define según el Cap. 23-C201 como *lechada de inyección* y constituye una mezcla de cemento, agua y aditivo químico.

Pérdidas de pretensado

Se estudian las pérdidas de pretensado en 11 secciones definidas según lo exigido en el Plano Z – 6272 de viga pretensada de la Dirección Nacional de Vialidad, Imagen VI.20.

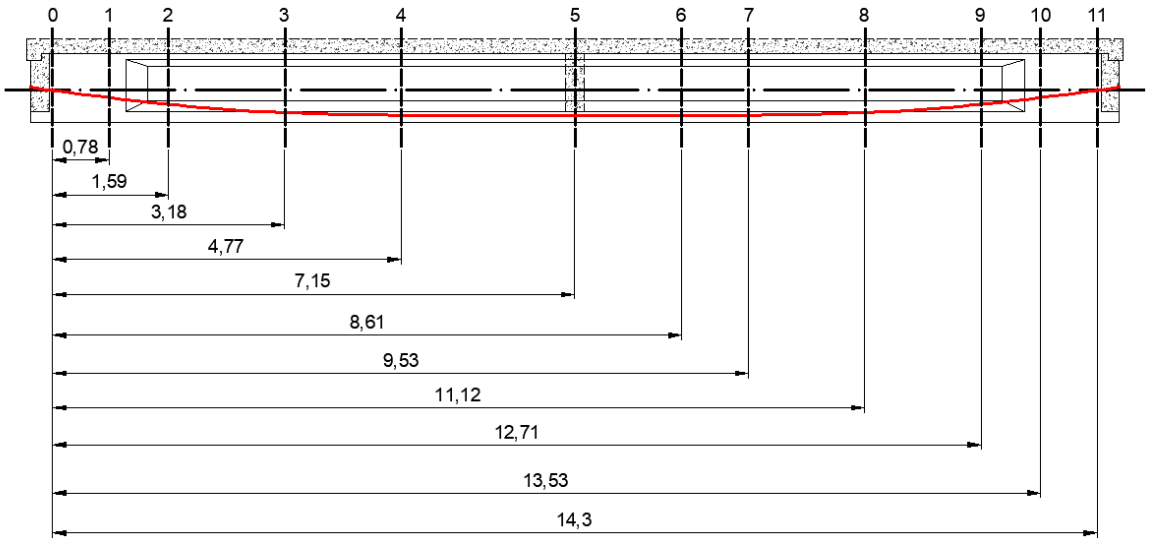


***Imagen VI.20**. Secciones de estudio en viga principal.*

La tensión a tracción del acero de pretensado debe verificar los límites impuestos en el Art. 18.5.1-C201. La tensión de tesado inicial fp_0 se considera un 75% de la tensión de rotura, de modo que inmediatamente después de la transferencia del esfuerzo verifique los límites.

Las pérdidas instantáneas son las que se manifiestan en el momento de tesado y durante la transferencia del esfuerzo del gato de tesado hacia los anclajes:

- *Pérdidas por fricción y rozamiento* fp_1: se utiliza un coeficiente de fricción unitario de 0,2 y un coeficiente de desviación parásita del cable unitario de 0,004. Los mismos dependen del tipo de acero de pretensado y la condición del cable
- *Pérdidas por entrada de conos* fp_2: se considera que el cable sufre un acortamiento de 5 milímetros, lo cual genera una pérdida de tensión que se manifiesta en una longitud de 8,61 metros en la sección 6 de la Imagen VI.20
- *Pérdida por tesado simultáneo de cables* fp_3: no se manifiesta dado que se trata de un cable de pretensado

Las pérdidas diferidas se manifiestan a través del tiempo:

- Pérdida por relajación del acero de pretensado fp_4: se utiliza el gráfico de la Imagen VI.21 para definir el relajamiento puro del acero de baja relajación

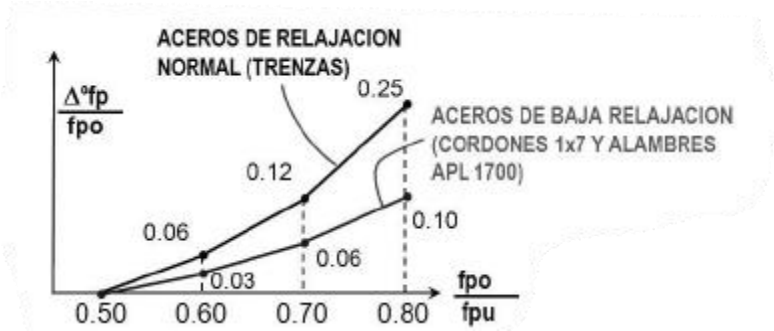


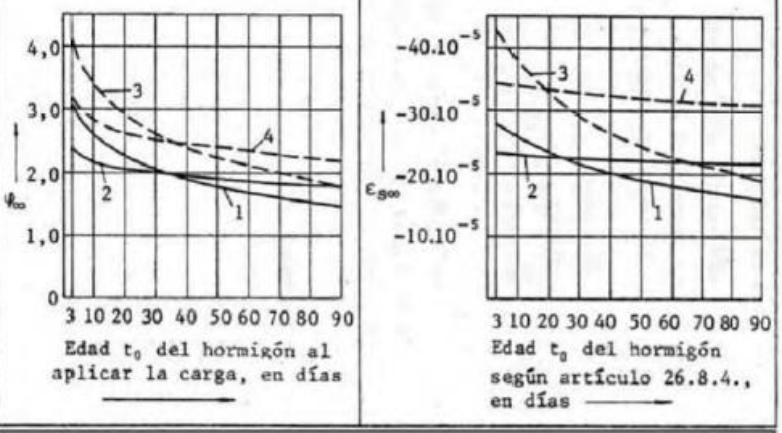
Imagen VI.21. *Relajamiento puro del acero de pretensado. (Fuente: Cátedra Hormigón Pretensado - UNNE)*

- Pérdida por retracción y fluencia del hormigón fp_5: se utiliza un coeficiente de fluencia de 2 y una retracción de 0,00024 correspondientes a un ambiente húmedo, un espesor medio de la pieza de 18 centímetros y la edad del hormigón en el momento de tesado de 28 días. Esto se obtiene de la Tabla VI.27.

***Tabla VI.27**. Coeficiente de fluencia y retracción del hormigón. (Fuente: tabla 45, CIRSOC 201, 1982)*

Tabla 5.2 (Tabla 45, CIRSOC 201 -1982)

Curva	Ambiente	Espesor medio $d_m = 2\frac{A}{u}$	Coeficiente de fluencia lenta final φ_∞	Retracción final $\varepsilon_{S\infty}$
1	húmedo, al aire libre (humedad relativa del aire ≈ 70%)	pequeño (≤ 10cm)		
2		grande (≥ 80cm)		
3	seco, en ambientes interiores (humedad relativa del aire = 50%)	pequeño (≤ 10cm)		
4		grande (≥ 80cm)		



Condiciones de utilización:
Los valores de la Tabla 48 son válidos para hormigón de consistencia A_2. Para consistencias A_1 y A_3 se deben reducir o elevar respectivamente los valores en un 25%. Si se utilizan fluidificantes puede utilizarse la consistencia inicial.
La Tabla es valida para hormigón que endurece. bajo temperatura normal, preparado con cementos de resistencia a compresión de 30 MN/m^2 (300 kgf/cm^2) y 40 MN/m^2 (400 kgf/cm^2). La influencia sobre la fluencia lenta de cementos de endurecimiento más lento o de endurecimiento más rápido puede contemplarse tomando para la edad del hormigón al aplicar la carga, los valores de esta Tabla multiplicados por 0,5 o por 1,5, respectivamente.
1)
A = área de la sección transversal de hormigón.
u = perímetro del elemento estructural expuesto a la atmósfera.

En la Imagen VI.22 se grafica la tensión en el acero de pretensado considerando las diferentes pérdidas a lo largo del trazado del cable.

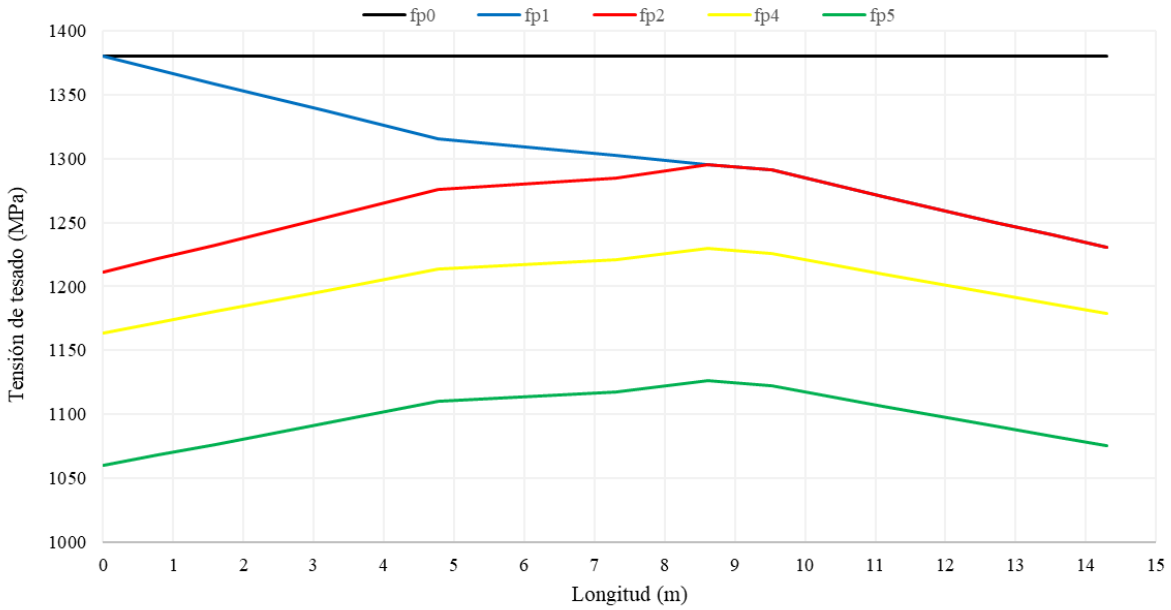


***Imagen VI.22.** Tensión en cable de tesado debido a pérdidas instantáneas y diferidas*

Control de tensiones en servicio

Se verifican las tensiones en la fibra superior e inferior de la viga principal en la mitad de la luz ante distintos estados de carga.

Se considera una clase de pretensado T, en la cual se limitan las tensiones de tracción producidas en el hormigón. La tensión de tracción bajo cargas de servicio se adopta según el Art. 18.3.3-C201.

Las tensiones límites descriptas en los Art. 18.4.1-C201 y 18.4.2-C201 corresponden a los siguientes estados de carga:

- Estado inicial (inmediatamente después de la transferencia de pretensado): carga de peso propio de viga principal y las pérdidas de pretensado instantáneas
- Estado permanente (cargas de larga duración): se adiciona el peso propio de paquete de calzada y las pérdidas diferidas en el tiempo
- Estado sobrecarga (carga total): se adiciona la sobrecarga con impacto

Las características de la sección neta y homogeneizada se observan en la Imagen VI.23.

Sección neta Sección homogeneizada

Imagen VI.23. *Secciones utilizadas en el cálculo del pretensado*

Cálculo de esfuerzo de corte

Para la determinación de la armadura de corte necesaria se sigue el procedimiento descrito a continuación.

- Cálculo del esfuerzo de corte por cargas permanentes y sobrecargas mayorado
- Determinación del esfuerzo que introduce el cable tesado
- Cálculo del esfuerzo de corte último considerando ambas acciones
- Obtención de la contribución al corte del hormigón y verificación de los límites impuestos en el Art. 11.4.2-C201
- Determinación del esfuerzo de corte nominal
- Obtención del esfuerzo de corte a absorber con armadura y verificación del valor límite dado en el Art. 11.5.7.9-C201

- Adopción de armadura, verificación de la armadura mínima según Art. 11.5.6-C201 y verificación de separaciones admisibles según Art. 11.5.5.1-C201

La armadura resultante se encuentra en la Tabla VI.28.

Tabla VI.28. *Determinación de armadura de corte en vigas principales.*

Secciones	0 - 1	2 - 9	10 - 11
Armadura	**Ø 8 c/33 cm (2 ramas)**	**Ø 8 c/18 cm (2 ramas)**	**Ø 8 c/33 cm (2 ramas)**
Av/s adop (cm²/m)	**3,05**	**5,59**	**3,05**

VI.7. Dimensionamiento vigas de arriostramiento o vigas secundarias

Este elemento tiene la función de asegurar que las vigas principales actúen en conjunto ante la carga móvil de la aplanadora, por lo que se dimensionan para dicha carga. A su vez, deben transmitir las cargas como un sistema flexible.

Las dimensiones adoptadas para la viga de arriostramiento se muestran en la Tabla VI.29. La altura depende de la viga principal ya que se busca que la viga secundaria no sobresalga y perjudique a los apoyos. Además, se adopta una sección rectangular para facilitar el hormigonado in situ.

Tabla VI. 29*. Datos de viga de arriostramiento.*

Resumen geometría viga 2°		
Separación vigas 2°	S2°(m)	7,33
Ancho de alma	bw (m)	0,25
Altura total	ht (m)	0,9
Recubrimiento adoptado	rp (m)	0,055
Longitud viga 2°	Lv2° (m)	9,2

Análisis de carga y solicitaciones

El dimensionamiento se realiza utilizando un procedimiento de cálculo que contempla dos situaciones de carga, ver Imagen VI.24:

- Con la aplanadora en un extremo de la calzada
- Con la aplanadora en el centro de la calzada

Luego con la situación más crítica de momento y corte se calculan las armaduras superiores, inferiores y los estribos de las vigas y se adiciona una armadura por fisuración en función de la separación máxima entre barras.

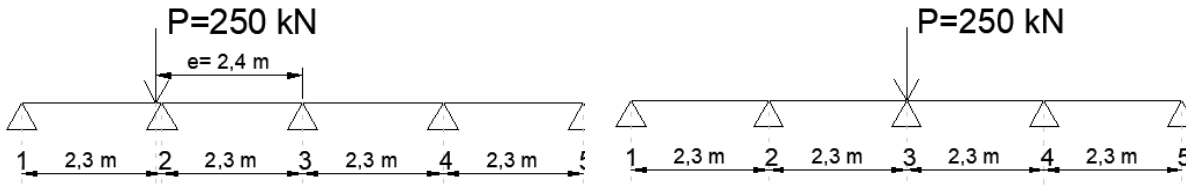


Imagen VI. 24. *Esquemas de cálculo para viga secundaria*

El método de cálculo se basa en una simplificación donde la distribución de la carga se realiza en función de la excentricidad de la aplanadora con respecto al eje central, el peso de la misma, el número de vigas y su posición. Las solicitaciones utilizadas para el dimensionado se encuentran en la Tabla VI.30.

Tabla VI. 30*. Solicitaciones para dimensionar* la viga de arriostramiento

Solicitaciones		
Vmax	147,83	kN
Mmax +	345	kNm
Mmax -	-5	knNm

Dimensionamiento a flexión por momento en el tramo

La armadura se ubica en la zona inferior y debe absorber el máximo momento producido. Primeramente, se mayora la carga para llevarla a estado límite último y se afecta por el coeficiente de impacto. Luego se calcula siguiendo los artículos Art.10.2-C201, Art.10.5.1- C201, Art.7.6-C201 y el cálculo según el diseño por resistencia para elementos solicitados a flexión. El resumen se encuentra en la Tabla VI.31.

Tabla VI. 31. *Resumen del cálculo de la armadura inferior por flexión en viga de arriostramiento.*

Resumen armadura inferior por flexión		
Momento inferior máximo	Minf (kNm)	345
Momento último	Mu (kNm)	718
Armadura mínima por flexión	Asmin	6,89
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	**24,88**
Diámetro de armadura 1	Ø1 (mm)	25
Cantidad de armadura 1	Cant1	5
Diámetro de armadura 2	Ø2 (mm)	20
Cantidad de armadura 2	Cant2	1
Separación mínima entre barras	smin (cm)	2,5
Armadura adoptada	Aadopt (cm²)	**27,69**
Se adoptan 5 barras Ø25mm + 1 barra Ø20mm		

Dimensionamiento a flexión por momento en el apoyo

La armadura se ubica en la zona superior y se siguen los mismos lineamientos que para la armadura inferior, excepto que en este caso la armadura requerida es inferior a la armadura

mínima establecida en el Art.10.5.1-C201, por lo que se busca cubrir la misma. El resumen del cálculo se encuentra en la Tabla VI.32.

***Tabla VI. 32**. Resumen del cálculo de la armadura superior por flexión en vigas de arriostramiento.*

Resumen armadura superior por flexión		
Momento superior máximo	Msup (kNm)	5
Momento último	Mu (kNm)	10,4
Armadura mínima por flexión	Asmin	**6,89**
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	0,33
Diámetro de armadura	Ø (mm)	20
Cantidad de armadura	Cant	3
Separación mínima entre barras	smin (cm)	2,5
Armadura adoptada	Aadopt (cm²)	**9,42**
Se adoptan 3 barras Ø20mm		

Dimensionamiento a corte

Se aplica el coeficiente de mayoración de cargas al esfuerzo máximo obtenido y se aplica el coeficiente de impacto. Se calcula la contribución del hormigón y por diferencia se obtiene el necesario a absorber por armadura. Finalmente se adopta una armadura que cumpla con los requisitos de solicitación, armadura mínima y separación máxima.

El dimensionamiento se realizó en función del Art.11.1-C201, ver en Tabla VI.33.

Tabla VI. 33. Cálculo de armadura por corte en vigas de arriostramiento.

Resumen armadura por corte		
Corte máximo	Vmax (kN)	147,83
Corte último	Vu (kN)	307,48
Armadura necesaria por corte	Avnec (cm²/m)	**6,12**
Diámetro de estribo	Ø (mm)	8
Separación adoptada	Sep (cm)	15
Armadura adoptada por corte	Avadopt (cm²/m)	**6,70**
Se adoptan estribos de dos ramas Ø 8mm cada 15 cm		

Adopción de armadura por fisuración

Depende del recubrimiento adoptado y del diámetro de estribos utilizado y se dimensiona en función de las separaciones máximas establecidas por el Art. 10.6.4-C201.

La Tabla VI.34 resume el dimensionado de la armadura para cubrir las separaciones máximas.

Tabla VI. 34. Armadura por fisuración en vigas de arriostramiento.

Resumen armadura por fisuración		
Separación maxima	Smax (mm)	242,39
Diámetro adoptado	Øadopt (mm)	8
Separación adoptada	S adopt (mm)	240
Se adoptan barras Ø 8mm cada 24cm		

El esquema de la armadura se observa en la Imagen VI.25.

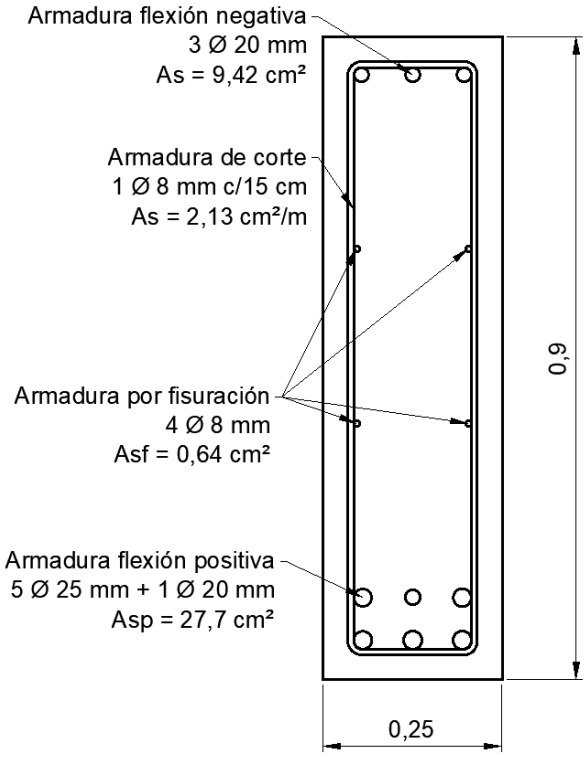


Imagen VI. 25. *Detalle de armadura para viga de arriostramiento*

VI.8. Dimensionamiento de losas de aproximación

Análisis de carga

Se adopta un espesor de 35 centímetros con una capa de rodamiento de 10 centímetros.

Para la sobrecarga se considera la aplanadora de diseño y la multitud compacta afectadas por el coeficiente de impacto. Las cargas actuantes se pueden ver en la Tabla VI.35.

Tabla VI.35. *Cargas actuantes sobre losa de aproximación.*

Cargas		Elemento	Carga última [kN/m²]	Carga última [kN/m]
Fuerzas principales	Permanentes	H° en el lugar	10,50	-
		Carpeta de rodamiento	2,64	-
	Sobrecarga	Multitud compacta	13,44	-
		Aplanadora RD	-	224,00
		Aplanadora RT	-	168,00

En el caso de la sobrecarga por acción de la aplanadora, la misma debe ajustarse al ancho activo correspondiente a las dimensiones de los rodillos; se considera el sentido de circulación de la aplanadora paralelo a la luz de la losa. En la Tabla VI.36 queda reflejado este cálculo.

Tabla VI.36. *Cargas sobre anchos activos de los rodillos.*

Sobrecargas		L [m]	s [m]	t [m]	b1 [m]	P [kN]	qu [kN/m]
Flexión	RD	6,00	0,10	1,20	3,40	224,00	52,71
	RT	6,00	0,10	2,10	4,30	168,00	62,51
Corte	RD	6,00	0,10	1,20	2,95	224,00	60,75
	RT	6,00	0,10	2,10	3,85	168,00	69,82

Solicitaciones

- Por cargas permanentes

El esquema para las solicitaciones a partir de las cargas permanentes se puede ver en la Imagen VI.26 y las solicitaciones resultantes en la Tabla VI.37.

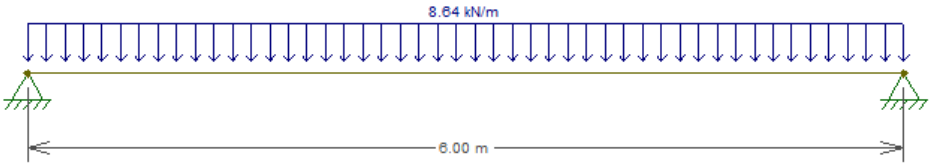


Imagen VI.26. *Diagrama de cargas permanentes.*

Tabla VI.37. *Solicitaciones para carga permanente.*

Carga Permanente	
Mu (kNm/m)	38,9
Vu (kN/m)	25,9

- Por multitud compacta

El esquema de cargas para esta situación es igual al anterior; las solicitaciones resultantes se ven en la Tabla VI.38.

Tabla VI.38. *Solicitaciones por multitud compacta.*

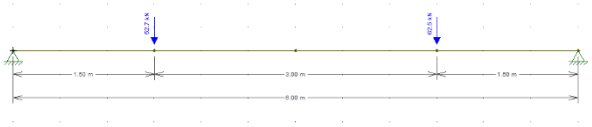
Multitud compacta	
Mu (kNm/m)	60,5
Vu (kN/m)	40,3

- Por aplanadora

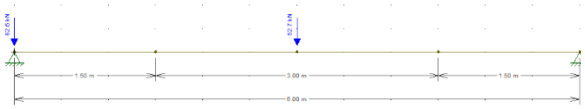
Para plantear el efecto de la aplanadora se deben contemplar tres escenarios distintos, en los cuales se hacen variar la posición de la aplanadora a medida que transita sobre la losa.

Dichos escenarios se pueden ver en la Imagen VI.27.

Escenario 1: Aplanadora en el centro



Escenario 2: RT sobre el apoyo



Escenario 3: RD sobre el apoyo

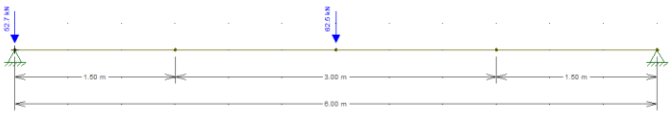


Imagen VI.27. *Escenarios de paso de la aplanadora.*

Los mismos son utilizados para la determinación del momento máximo. Sin embargo, solo los escenarios 2 y 3 son utilizados para conocer el corte último ya que la situación más desfavorable para esta solicitación es con la carga sobre el apoyo. Se resumen las solicitaciones obtenidas en la Tabla VI.39.

Tabla VI.39. *Solicitaciones por aplanadora.*

Aplanadora		
Escenario	Mu (kNm/m)	Vu (kN/m)
1	90,1	-
2	79,1	30,4
3	93,8	34,9

Finalmente, en la Tabla VI.40 se resumen las solicitaciones a utilizar en el dimensionamiento.

Tabla VI.40. *Resumen de solicitaciones.*

Solicitación	Carga permanente	Sobrecarga	
		Multitud comp.	Aplanadora
Mu (kNm/m)	38,90	60,50	93,80
Vu (kN/m)	25,90	40,30	34,90

Dimensionamiento al corte

Se toma como esfuerzo de corte último considerando la peor combinación de cargas; se lo lleva a un valor nominal afectándolo por el coeficiente de aminoración de resistencias según el Art. 9.3.2-C201.

Se calcula la resistencia que proporciona el hormigón según la fórmula del Art. 11.3-C201 y como la contribución del hormigón es mayor que el corte nominal no será necesario armadura resistente al corte, ver Tabla VI.41.

Tabla VI.41. *Resumen cálculo de armadura al corte.*

Esfuerzo de corte		
Corte último	Vu (kN)	66,2
Corte nominal	Vn (kN)	88,27
Contribución del hormigón	Vc (kN)	269,3
No se necesita armadura por corte		**Vc > Vn**

Dimensionamiento de la armadura inferior

Se determina la armadura del mismo modo que lo calculado en la losa del tablero, la adopción de la misma se ve en la Tabla VI.42.

Tabla VI.42. *Dimensionamiento de la armadura inferior.*

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Principal	14,15	**1ϕ16 c/14cm**	15,47
Secundaria	6,30	**1ϕ12 c/18cm**	6,28

Se dispone finalmente de un detalle de la armadura calculada en la Imagen VI.28.

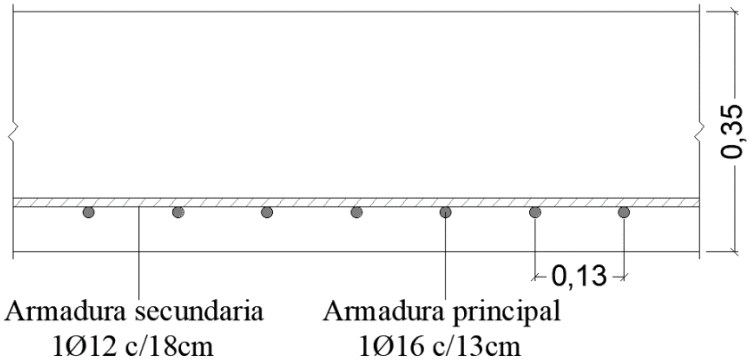


Imagen VI.28. *Detalle de la losa de aproximación.*

VI.9. Dimensionamiento de apoyos de neopreno

Análisis de carga

Los apoyos de neopreno reciben las cargas desde las vigas principales, que involucran cargas permanentes y sobrecargas con y sin impacto. El resumen de las mismas se encuentra en la Tabla VI.43.

Tabla VI.43. *Cargas actuantes sobre los apoyos de neopreno.*

Cargas actuantes en cada viga principal		
Cargas permanentes	qd (kNm)	28,52
Multitud compacta con impacto	MCcon (kN/m)	12,25
Multitud compacta sin impacto	MCsin (kN/m)	9,96
Rodillo delantero con impacto	RDcon (kN/m)	27,06
Rodillo delantero sin impacto	RDsin (kN/m)	22
Rodillo trasero con impacto	RTcon (kN/m)	51,66
Rodillo trasero sin impacto	RTsin (kN/m)	42

Se determinan las reacciones con el esquema de la Imagen VI.29 y los valores se especifican en la Tabla VI.44.

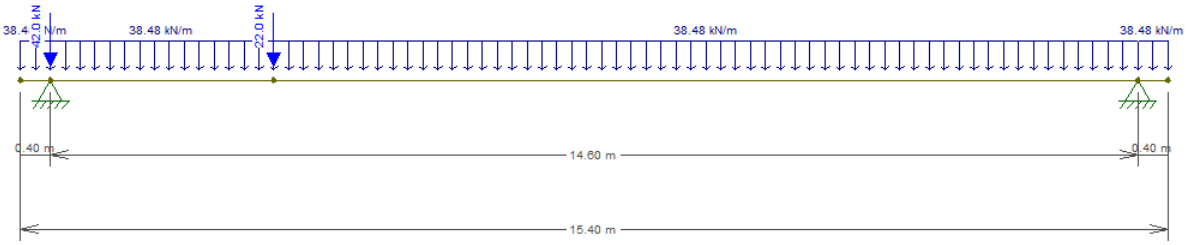


Imagen VI.29 *Esquema de cargas utilizado para obtener las reacciones sobre los apoyos de neopreno*

Tabla VI.44. *Reacciones sobre los apoyos de neopreno.*

Reacciones sobre los apoyo	
Reacción máxima con impacto	**387 kN**
Reacción máxima sin impacto	**356 kN**
Reacción mínima sin impacto	**220 kN**

Otras fuerzas que se utilizan para la verificación son las de frenado, de viento y aquella originada por temperatura, retracción y fluencia, que se encuentran detalladas en la Tabla VI.45. Las mismas se obtuvieron según el Art.B.3.A-DNV y Art.B.3.B-DNV.

Tabla VI.45 *Fuerzas horizontales actuantes sobre los apoyos.*

Fuerzas horizontales actuantes		
Fuerza de frenado por MC	Ff1 (kN)	4,18
Fuerza de frenado por aplanadora	Ff2 (kN)	7,5
Fuerza de Frenado	**FF (kN)**	**7,5**
Fuerza del viento en puente vacío	FVv (kN)	5,58
Fuerza del viento en puente cargado	FVc (kN)	7,97
Fuerza del viento	**FV (kN)**	**7,97**
Fuerza por temperatura, contracción y fluencia	**FT (kN)**	**12,99**

Dimensionamiento

Se adoptan las dimensiones de la placa de neopreno debido al efecto de temperatura, retracción y fluencia, ver Tabla VI.46.

Tabla VI.46. *Dimensionamiento de las placas de neopreno.*

Cálculo del número de placas por apoyo		
Espesor de una placa de neopreno	enp (mm)	8
Lado del apoyo paralelo al eje del puente	L// (mm)	250
Lado del apoyo perpendicular al eje del puente	L⊥ (mm)	300
Deformación específica por temperatura, contracción y fluencia	εt	0,00045
Longitud total de la viga	Lt (m)	15,4
Desplazamiento por temperatura, contracción y fluencia	D (mm)	6,93
Número de placas necesarias	N°Pnec	1,7
Número de placas adoptadas	N°Padop	4
Número de placas por apoyo	**N°Pap**	**2**
Espesor total del apoyo	**enp tot(mm)**	**1,6**

Verificación a la distorsión

Se verifica que la distorsión producida por carga lenta y por la carga rápida sea menor que la distorsión admisible según fabricante, ver Tabla VI.47.

Tabla VI.47. *Verificación a la distorsión.*

Verificación a la distorsión		
Distorsión por cargas lentas	dl (cm)	0,35
Distorsión por frenado	dr1 (cm)	0,10
Distorsión por viento	dr2 (cm)	0,11
Distorsión longitudinal	dlong (cm)	0,45
Distorsión transversal	dtrans (cm)	0,11
Distorsión total	dtotal (cm)	0,46
Ángulo de distorsión	**γ**	**0,3**
Ángulo de distorsión admisible	**γadm**	**0,7**
Verificación	**γ<γadm**	

Verificación al deslizamiento

Se verifica que las exigencias generadas por la distorsión, el viento y el frenado no superen el coeficiente de rozamiento entre el apoyo y la viga otorgado por fabricante, ver Tabla VI.48.

Tabla VI.48. *Verificación al deslizamiento.*

Verificación al deslizamiento		
Fuerza horizontal total máxima	HTot max (kN)	21,99
Fuerza horizontal total mínima	HTot min(kN)	15,24
Reacción máxima sobre apoyo	R max (kN)	387,20
Reacción mínima sobre apoyo	R min (kN)	219,64
Coeficiente de fricción por fuerza máxima	**μRmax**	**0,06**
Coeficiente de fricción por fuerza mínima	**μ Rmin**	**0,07**
Coeficiente de fricción admisible	**μ adm**	**0,40**
Verificación	**μRmax < μ adm y μRmin < μ adm**	

Verificación a la rotación admisible

Se verifica la rotación que va a experimentar la placa en función de la establecida por el fabricante sea mayor que la rotación mínima, necesaria para que la condición de vínculo sea simplemente apoyada (Ver Tabla VI.49).

Tabla VI.49. *Verificación a la rotación admisible.*

Rotación admisible		
Rotación por placa	r (‰)	4,8
Número de placas por apoyo	NPap	2
Rotación total por apoyo	rt (‰)	**9,6**
Rotación mínima para considerar simplemente apoyado	r min(‰)	**6**
Verificación	**rt (‰) > r min(‰)**	

Verificación de la tensión admisible

Se verifica que la reacción máxima que experimenta la placa sea menor que la admisible, establecida por fabricante. Ver Tabla VI.50.

Tabla VI.50. *Verificación de la tensión admisible.*

Tensión admisible		
Reacción máxima sobre apoyo	Rmax (kN)	387,2
Área de apoyo	Aap (cm²)	750
Tensión de trabajo	σtrab (kN/cm²)	**0,5**
Tensión admisible	σadm (kN/cm²)	**1,2**
Verificación	**σtrab < σadm**	

En la Imagen VI.30 se esquematiza el apoyo propuesto.

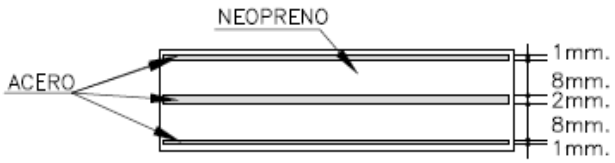


Imagen VI.30. *Esquema del apoyo de neopreno adoptado.*

VI.10. Dimensionamiento de estribos

Los diferentes componentes de los estribos se dimensionan por separado porque son solicitados de diferentes maneras y requieren un análisis detallado.

Pantalla superior

Presenta una carga distribuida correspondiente a la reacción de la losa de aproximación y el empuje del suelo que contiene la estructura. Ver Imagen VI.31.

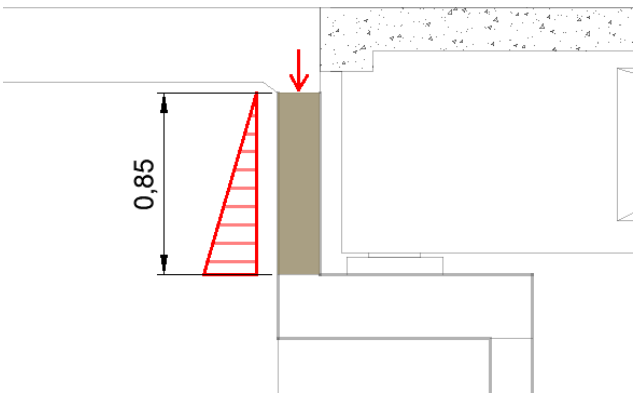


Imagen VI.31*. Cargas actuantes en pantalla superior.*

La condición de vínculo es empotrada en un extremo y libre en el otro y se dimensiona como una columna de un metro de ancho sometida a flexocompresión simple.

Se verifica si debe contemplarse el efecto de la esbeltez de la columna y, por ende, mayorar el momento flector según el Art. 10.12-C201.

Se utiliza el diagrama de interacción I.12 de los ejemplos del CIRSOC 201.

Para esta pieza, se obtiene una cuantía menor que el límite impuesto para elementos comprimidos en el Art. 10.9.1-C201, por lo que se adopta una cuantía mínima de 0,01.

Según el Art. 10.8.4-C201, como el área de la sección transversal de hormigón es mayor que la necesaria para resistir el esfuerzo de compresión, se reduce la misma a la mitad y se obtiene la armadura de acero, ver Tabla VI.51.

Tabla VI.51. *Dimensionamiento a flexocompresión simple.*

ρ	0,01	Cuantía adoptada
Ag (cm²)	1000	Área bruta de hormigón
As (cm²)	10	Área de armadura vertical
Ø 10 mm por cara cada 15 cm (10,47 cm²/m)		

Con esta adopción se verifica la armadura mínima por flexión según el Art. 10.5.1-C201. Además, no es necesario colocar armadura para absorber el esfuerzo de corte ya que el mismo es menor que lo que aporta la sección de hormigón según el Art.11.4-C201.

La armadura horizontal se determina en función de la separación máxima entre barras por fisuración del hormigón según el Art.10.6.4-C201.

En la Imagen VI.32 se observa el esquema de la armadura adoptada en la pantalla superior.

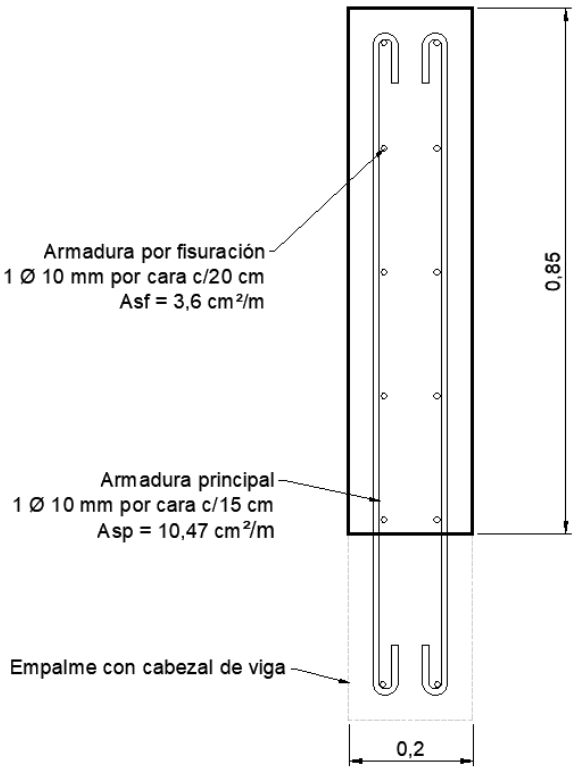


Imagen VI.32*. Detalle de armadura para pantalla superior de estribo.*

Pantalla inferior

Está sometida al empuje del suelo y se encuentra apoyada sobre los contrafuertes, que reciben la carga de las vigas y se dimensiona como una losa continua flexionada.

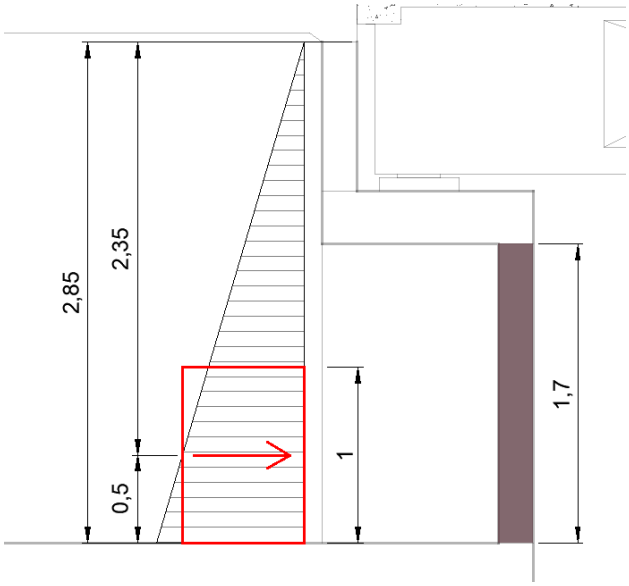


***Imagen VI.33**. Cargas actuantes en pantalla inferior.*

Para definir la carga distribuida se considera el empuje resultante en el metro inferior, ver Imagen VI.33, y se toma un valor uniforme de carga afectado por el coeficiente de empuje lateral de suelos k_0, cuyo valor es 0,7.

El peso específico saturado se obtuvo en el Capítulo IV "Estudio Geotécnico". El empuje tiene el siguiente valor:

$$qu = 1{,}6 \cdot k0 \cdot \gamma_{sat} \cdot hi = 1{,}6 \cdot 0{,}7 \cdot 21\ \frac{kN}{m^3} \cdot 2{,}35m = 55{,}27\ \frac{kN}{m^2}$$

El esquema de cargas se puede ver en la Imagen VI.34.

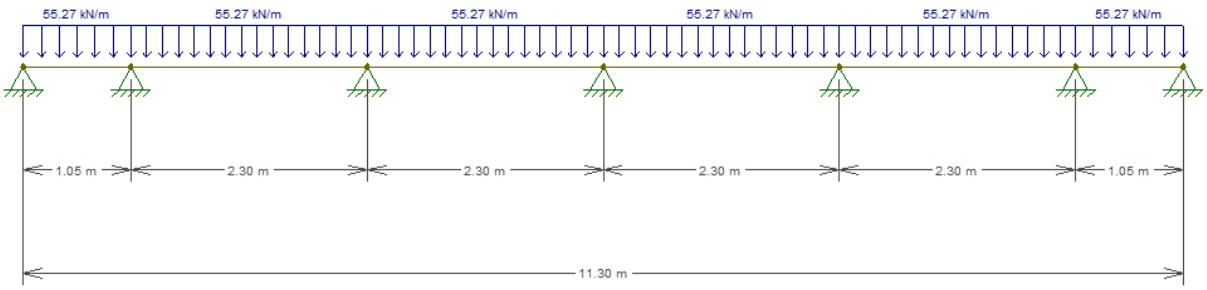


***Imagen VI.34.** Diagrama de cargas para la pantalla inferior.*

Las solicitaciones que se obtienen son mostradas en la Tabla VI.52.

***Tabla VI.52.** Solicitaciones para la pantalla inferior.*

Solicitación	Tramo	Apoyo
Mu (kNm/m)	14,40	26,00
Vu (kN/m)	66,80	

- Dimensionamiento de las armaduras por flexión

Se utilizan los mismos conceptos vistos en el cálculo de la losa de tablero y la losa de aproximación, se muestran los resultados obtenidos en la Tabla VI.53.

Tabla VI.53. *Dimensionamiento de armaduras por flexión.*

Adopción de armadura			
Armadura		Se adopta	As (cm²/m)
Interior	Principal	**1ϕ10 c/15cm**	**5,24**
	Secundaria	**1ϕ10 c/20cm**	**3,9**
Exterior	Principal	**1ϕ10 c/15cm**	**5,24**
	Secundaria	**1ϕ10 c/20cm**	**3,9**

- Verificación al corte

Se toma como esfuerzo de corte último considerando la peor combinación de cargas; se lo lleva a un valor nominal afectándolo por el coeficiente de aminoración de resistencias según el Art. 9.3.2-C201.

Se calcula la resistencia que proporciona el hormigón según la fórmula del Art. 11.3-C201 y como la contribución del hormigón es mayor que el corte nominal no será necesario armadura resistente al corte, ver Tabla VI.54.

Tabla VI.54. *Resumen esfuerzo de corte.*

Esfuerzo de corte		
Corte último	Vu (kN)	66,8
Corte nominal	Vn (kN)	89,07
Contribución del hormigón	Vc (kN)	269,3
No se necesita armadura por corte		**Vc > Vn**

En la Imagen VI.35 se detalla la armadura dispuesta en la pantalla inferior.

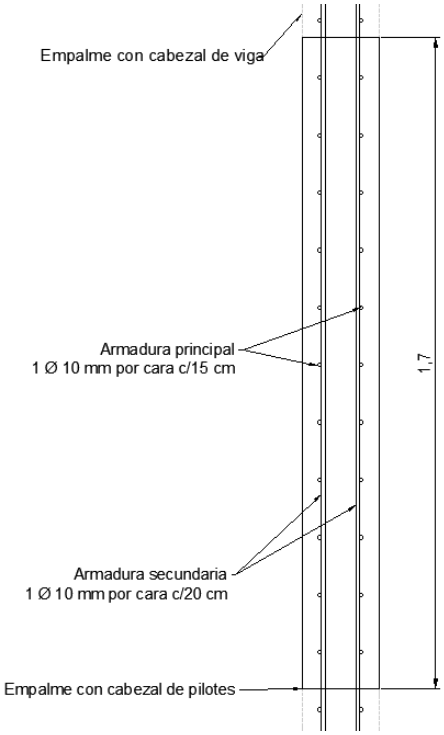


Imagen VI.35*. Detalle de armadura de pantalla inferior.*

Contrafuertes

Las dimensiones adoptadas para el diseño de los contrafuertes se muestran en la Tabla VI.55.

Tabla VI.55. *Dimensiones utilizadas para el diseño del contrafuerte.*

Dimensiones del contrafuerte			
Altura pantalla superior	hps (m)		0,85
Ancho cabezal de la viga	ec (m)		0,3
Altura pantalla inferior	hpi (m)		1,7
Altura contrafuerte	h (m)	h=ec+hpi	2
Espesor contrafuerte	ec (m)		0,25
Ancho contrafuerte	b (m)		1,3
Separación entre contrafuertes	sep (m)		2,3
Altura empuje de suelo	hq (m)	hq=hps+ec+hpi	2,85

Los contrafuertes se dimensionan como ménsulas apoyadas en el cabezal de los pilotes y su diseño considera dos direcciones principales:

- En una dirección los contrafuertes se comportan como elementos empotrados en un extremo y libres en el otro, lo que requiere un análisis a flexo-compresión
- En la otra dirección se consideran como articulados en ambos extremos y se evalúa únicamente bajo compresión axial.

En la Imagen VI.36 se esquematiza la situación.

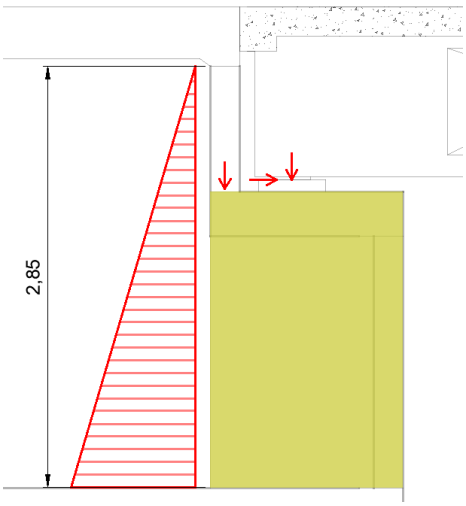


Imagen VI.36*. Cargas actuantes en contrafuertes.*

Las cargas verticales que afectan a los contrafuertes incluyen el peso propio de la superestructura y las sobrecargas generadas por la multitud compacta y la aplanadora de diseño.

Las cargas horizontales provienen del empuje del suelo y de los efectos generados por cambios de temperatura, retracción y fluencia, las cuales tienden a volcar los contrafuertes generando esfuerzos de flexión.

Adicionalmente, las pantallas inferiores afectan a los contrafuertes generando esfuerzos de tracción que se absorben mediante estribos, los cuales también resisten las solicitaciones de corte.

Las cargas descritas están expuestas de forma simplificada en la Tabla VI.56.

Tabla VI.56. *Resumen de cargas para dimensionar.*

Cargas actuantes		
Empuje de suelo	qu (kN/m)	154,17
Compresión axial	Pu (kN)	763,1
Empuje horizontal	Hu (kN)	27,59
Reacción de pantalla inferior	RPI (kN)	131,5

Con las cargas actuantes se procede a realizar el cálculo de las solicitaciones. El resultado se puede observar en la Tabla VI.57.

Tabla VI.57 *solicitaciones para dimensionar el contrafuerte.*

Solicitaciones		
Momento último horizontal	Mux (kNm)	263,9
Carga vertical última	Pu (kN)	763,1
Corte último	Vu (kN)	247,29
Tracción	Tu (kN)	131,5

El dimensionado a la flexocompresión consiste en estudiar la combinación de momento flector y compresión en un sentido y solo compresión en el otro sentido, por lo que se analizan esas dos situaciones.

Se utilizan los Art.14.15.2-C201 para definir la longitud efectiva, Art. 10.11-C201 y Art.10.12- C201 para el cálculo a flexocompresión y el diagrama de interacción que se encuentra en los ejemplos del CIRSOC 201 como diagrama II.15, para la obtención de la cuantía necesaria de armadura. Ver Tabla VI.57.

Tabla VI.57. *Armadura por flexocompresión en dos direcciones de análisis del contrafuerte.*

Armadura longitudinal según b	
Pu (kN)	763,10
Mc (kNm)	263,90
ρ=ρmin	0,01
A (cm²)	0,33
As nec (cm²)	16,25
Aadopt (cm²)	25,13
4 Ø20 en ambas caras	

Armadura longitudinal según h	
Pu (kN)	763,10
Mc (kNm)	18,66
ρ=ρmin	0,01
A (cm²)	0,33
As nec (cm²)	16,25
Aadopt (cm²)	25,13
4 Ø20 en ambas caras	

La armadura por corte se calcula siguiendo el Art. 11.1-C201 para obtener el corte nominal, luego se calcula la contribución del hormigón según el Art.11.3.1-C201, el cual es mayor que el corte nominal, por lo que se analiza la armadura mínima requerida según el Art.11.5.6-C201.

Se define la armadura necesaria para absorber la tracción generada por la pantalla inferior. Ver Tabla VI.58.

Tabla VI.58. *Armadura por corte y tracción en contrafuertes.*

Armadura por corte		Armadura por tracción	
Vu (kN)	247,29	RPI (kN)	131,5
Avmin (cm²/m)	2,04	AVTnec (cm²/m)	3,48
Av total nec (cm²/m)	3,48	Av total adopt (cm²/m)	3,93
Ø (mm)	10	sep (cm)	40
Estribos Ø 10 de 2 ramas cada 40cm			

La armadura por fisuración se calcula según la separación máxima establecida en el Art.10.6.4- C201. Ver Tabla VI.59.

Tabla VI.59. *Resumen de la armadura por fisuración en contrafuertes.*

Armadura de fisuración		
Smin	25,5	cm
Ø	8	mm
s	25	cm
Se adopta Ø 8 cada 25cm		

En la Imagen VI. 37 se representa la armadura adoptada.

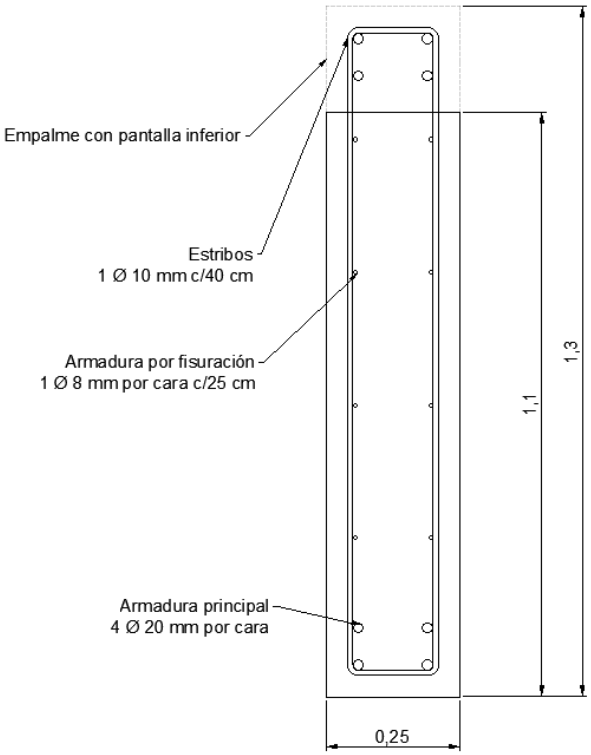


Imagen VI.37. *Esquema de colocación de armaduras en los contrafuertes.*

Muros de ala

Los muros de ala se encuentran en paralelo al eje de la calzada y sirven como soporte lateral al estribo logrando una estructura cerrada.

Estos muros se comportan como una losa apoyada en dos de sus laterales y empotrada en la parte inferior del estribo. En la Imagen VI.38 se ve un esquema del muro.

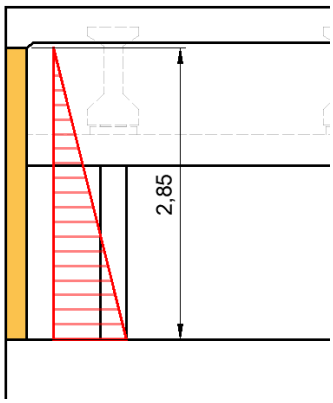


***Imagen VI.38**. Carga actuante en muro de ala.*

El empuje de suelo acciona sobre este elemento y genera momentos en dirección vertical y horizontal.

El valor del empuje es el siguiente:

$$qu = 67{,}03\ \frac{kN}{m^2}$$

Para determinar las solicitaciones se utilizan las tablas del ingeniero Bernal donde se detallan las fórmulas para obtener los momentos correspondientes a la condición de apoyo particular. Se obtienen los esfuerzos presentados en la Tabla VI.60.

***Tabla VI.60.** Solicitaciones del muro lateral.*

Solicitaciones	Dirección x	Dirección y
Mu (kNm/m)	29,81	56,42
Vu (kN/m)	46,92	56,52

- Dimensionamiento de la armadura

La armadura horizontal corresponde a los momentos en la dirección x y la armadura vertical a la dirección y. Se adopta la misma armadura en la cara opuesta por cuestiones constructivas y de fisuración.

La armadura adoptada se puede ver en la Tabla VI.61.

***Tabla VI.X.** Armadura adoptada por flexión.*

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Horizontal	6,25	**1ϕ10 c/25cm**	6,28
Vertical	11,83	**1ϕ10 c/13cm**	12,08

- Verificación al corte

Se toma como esfuerzo de corte último considerando la peor combinación de cargas; se lo lleva a un valor nominal afectándolo por el coeficiente de aminoración de resistencias según el Art. 9.3.2-C201.

Se calcula la resistencia que proporciona el hormigón según la fórmula del Art. 11.3-C201 y como la contribución del hormigón es mayor que el corte nominal no será necesario armadura resistente al corte, ver Tabla VI.41.

Tabla VI.41. *Resumen cálculo de armadura al corte.*

Esfuerzo de corte		
Corte último	Vu (kN)	56,52
Corte nominal	Vn (kN)	75,36
Contribución del hormigón	Vc (kN)	136,93
No se necesita armadura por corte		**Vc > Vn**

Finalmente, en la Imagen VI.39 se puede ver el detalle de la armadura.

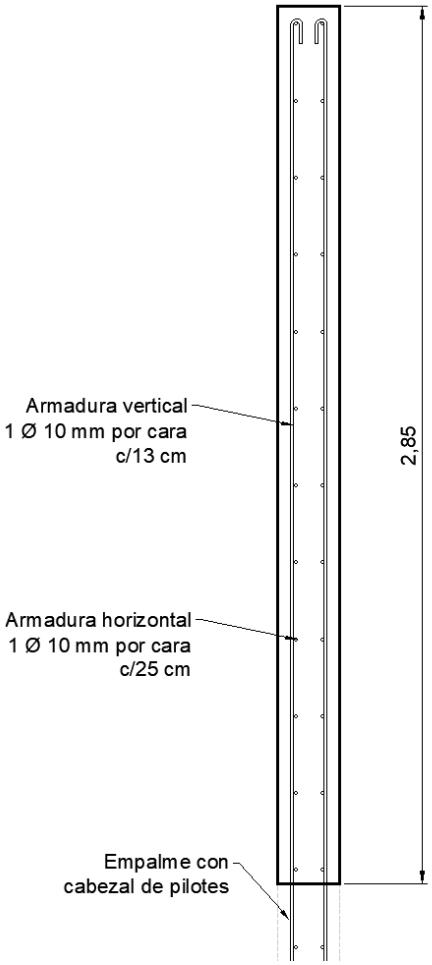


Imagen VI.39. *Detalle de armadura en muro de ala.*

Contrafuertes posteriores

Estas piezas sirven de apoyo del muro de ala, por lo que reciben su reacción como carga distribuida, tal como se observa en la Imagen VI.40.

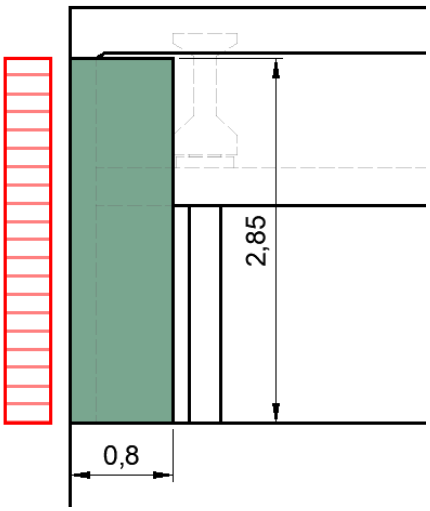


Imagen VI.40. *Carga actuante en contrafuerte posterior.*

Las solicitaciones últimas se detallan en la Tabla VI.63; las mismas se obtienen considerando una condición de vínculo empotrado en el extremo inferior y libre en el superior.

Tabla VI.63. *Solicitaciones de contrafuerte posterior.*

Solicitaciones últimas		
Momento último requerido	$M_u\ (MNm)$	0,19
Corte último requerido	$V_u\ (kN)$	133,72

Se dimensiona a flexión y corte como una viga rectangular de 0,8 metros de altura y de 0,25 metros de ancho. La armadura necesaria y adoptada se plasma en la Tabla VI.64.

Tabla VI.64. *Armadura adoptada.*

Adopción de armadura			
	As nec	Se adopta	As
Flexión (cm²)	6,98	**4 Ø 16 mm**	8,04
Fisuración (cm²)	-	**4 Ø 8 mm**	0,64
Corte (cm²/m)	2,04	**1 Ø 8 mm c/15 cm**	2,13

En la Imagen VI.41 se esquematiza la armadura del contrafuerte posterior.

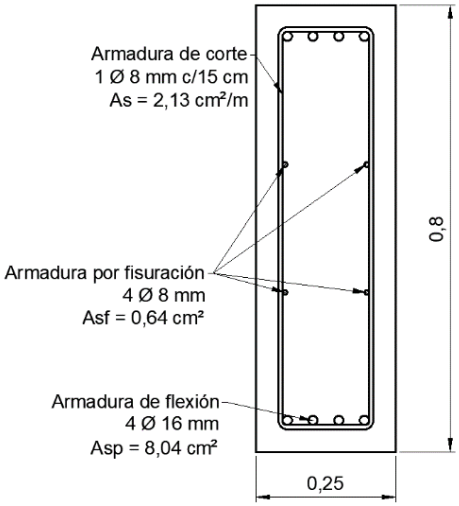


Imagen VI.41. *Detalle contrafuerte posterior.*

Cabezal de pilotes

- Análisis paralelo al eje del puente

Se verifica como una losa simplemente apoyada sobre los pilotes en dirección longitudinal; resiste la carga por peso propio y el suelo que se encuentra por encima. Las solicitaciones resultantes se muestran en la Tabla VI.65.

Tabla VI.65. *Solicitaciones.*

	Mu (kNm/m)	Vu (kN/m)
Solicitación	141,48	188,64

Se dimensiona como una losa y la adopción de la armadura se observa en la Tabla VI.66.

Tabla VI.66. *Armadura adoptada por flexión en dirección longitudinal.*

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Principal	31,33	**1ϕ20 c/20cm**	31,41

- Análisis perpendicular al eje del puente

Se analiza la dirección transversal del elemento y las solicitaciones resultantes se exponen en la Tabla VI.67.

Tabla VI.67. *Solicitaciones.*

	Mu (kNm/m)	Vu (kN/m)
Solicitación	178,53	211,91

Finalmente, la armadura que se adopta plasma en la Tabla VI.68.

Tabla VI.68. *Armadura adoptada por flexión en dirección transversal.*

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Principal	31,33	**1ϕ20 c/20cm**	31,41

- Análisis en la zona de contrafuertes

Se realiza un dimensionamiento en el sector de los contrafuertes y la pantalla inferior, para ello se supone una viga de gran altura compuesta por el espesor del cabezal más la altura de la pantalla inferior. Ver Imagen VI.42.

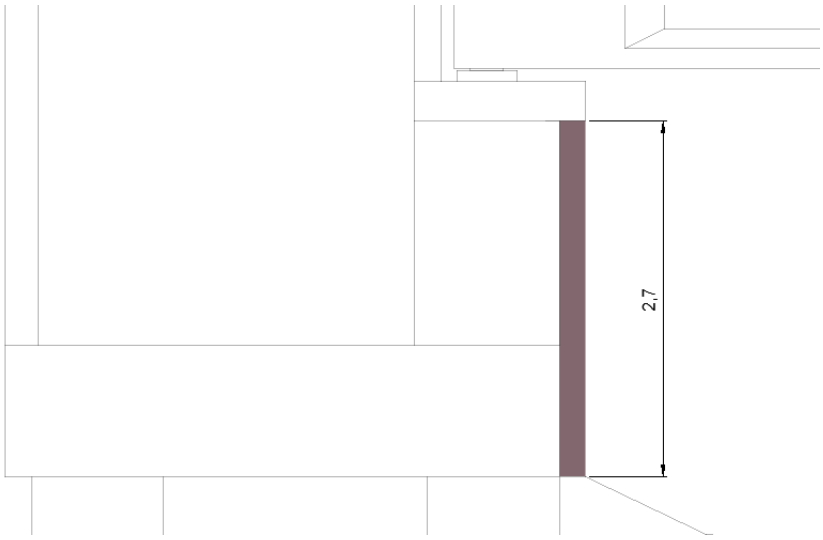


Imagen VI.42. *Pantalla inferior como viga de gran altura.*

Las cargas representadas en la Tabla VI.69 son:

- Peso propio de la pantalla inferior actuando como carga repartida en todo el largo del elemento
- Carga puntual correspondiente a los contrafuertes

Tabla VI.69. *Cargas actuantes en la pantalla inferior.*

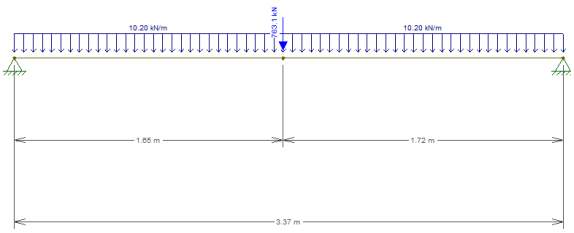
Cargas actuantes	
qu (kN/m)	10,20
Pu (kN)	763,10

El esquema de cargas se plantea en dos escenarios:

- Carga del contrafuerte centrada resultando máximo momento flector
- Carga de dos contrafuertes en la luz de apoyo resultando máximo esfuerzo de corte

Los diagramas de cargas se pueden ver en la Imagen VI.43.

Condición de momento máximo



Condición de corte máximo

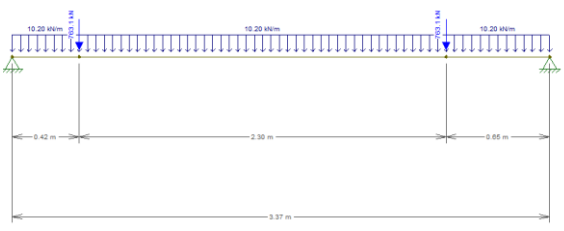


Imagen VI.43. *Distintos escenarios para determinación de solicitaciones.*

A partir de los diagramas se obtienen las solicitaciones resumidas en la Tabla VI.70.

Tabla VI.70. *Solicitaciones.*

Solicitaciones	
Mu (kNm)	657,10
Vu (kN)	832,40

Para el dimensionamiento a flexión se determina el brazo de palanca entre la armadura y el baricentro de la zona comprimida; esta distancia se extrae de un gráfico perteneciente a los ejemplos de aplicación del CIRSOC 201. La armadura adoptada se observa en Tabla VI.71.

Tabla VI.71. *Armadura adoptada por flexión y temperatura.*

	Asnec (cm²)	Adopción	As (cm²)
Armadura a flexión	9,38	**5ϕ16**	**10,05**
Armadura por temperatura	18	**1ϕ16 c/10cm**	**20,11**

Al ser una viga de gran altura se aplica el método de las bielas para verificar la biela comprimida obteniendo una fuerza nominal de diseño y se compara con el corte último, los resultados se observan en la Tabla VI.72.

Tabla VI.72. *Verificación de la biela comprimida.*

Pn (MN)	2,58
Pu (MN)	0,83
Pn > Pu ∴ Verifica	

VI. 11. Cabezal de pilas intermedias

Se adoptan las configuraciones geométricas detalladas en la Tabla VI.73.

Tabla VI.73. *Geometría de las pilas adoptada.*

Geometría de las pilas		
Largo del cabezal	Lcab (m)	10,3
Ancho del cabezal	b (m)	1,4
Altura del cabezal	h (m)	1
Recubrimiento adoptado	r (cm)	6
N° pilotes	N°	3
Diámetro pilotes	Ø (m)	1
Separación entre pilotes	sep (m)	3,8

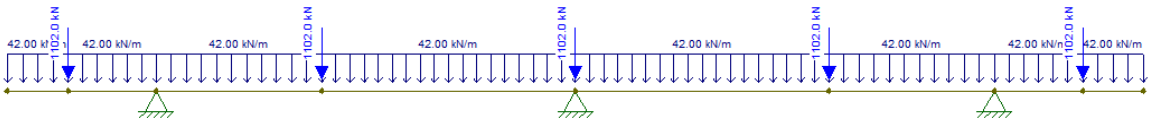
Las pilas intermedias reciben las cargas de la viga principal, tanto permanentes como sobrecargas y se suma el peso propio del cabezal de las pilas. El resumen de las cargas se encuentra en la Tabla VI.74.

Tabla VI.74*. Resumen de cargas en pilas.*

Análisis de cargas en pilas intermedias			
Descarga de las vigas principales mayoradas	Nu (kN)	Nu=1,2*PD+1,6*PL	**1102**
Descarga de las vigas principales sin mayorar	N (kN)	N=Pd+PL	815
Peso propio mayorado	qu (kN/m)	qu=1.2*γH°*b*e	**42**
Peso propio sin mayorar	q (kN/m)	q=γH°*b*e	35

Se utilizó el esquema de cargas detallado en la Imagen VI.44 para obtener las solicitaciones que se pueden observar en la Tabla VI.75.

Cargas mayoradas



Cargas sin mayorar

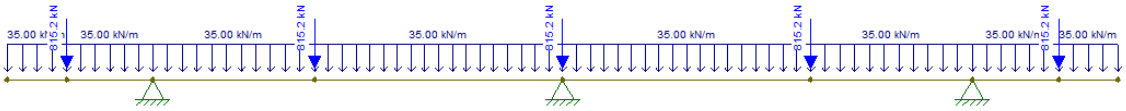


***Imagen VI.44**. Diagrama de cargas en pilas.*

***Tabla VI.75**. Solicitaciones y reacciones en la pila.*

Solicitaciones y reacciones			
Descripción	Abreviación	Mayoradas	Sin mayorar
Momento flector positivo en tramo	Mut (kNm)	392,4	292,8
Momento flector negativo en apoyo	Muap (kNm)	-920	-684,1
Tensión de corte	Vu (kN)	1058,7	862,65
Reacción sobre el 1° pilote	R1	2065	1540
Reacción sobre el 2° pilote	R2	1812,5	1356,6
Reacción sobre el 3° pilote	R3	2065	1540

La armadura superior absorbe el momento negativo que se presenta en los apoyos 1 y 3, la armadura requerida por dicho momento según el Art.10.2-C201 es menor a la armadura mínima del Art.10.5.1-C201, por lo que se cubre esta última. El resumen del cálculo se encuentra en la Tabla VI.76.

***Tabla VI.76.** Cálculo de la armadura superior en cabezal de pilas.*

Cálculo de la armadura superior por flexión		
Momento flector negativo en apoyo	Muap (kNm)	920
Armadura mínima por flexión	Asmin (cm²)	40,17
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	22,75
Diámetro de armadura	Ø (mm)	20
Cantidad de armadura	Cant	13
Separación mínima entre barras	smin (cm)	2,5
Armadura superior adoptada	Aadopt (cm²)	**40,84**
Se adoptan 13 barras Ø 20mm		

La armadura inferior absorbe el momento positivo desarrollado en el tramo y se calcula siguiendo los mismos lineamientos que la armadura superior; resulta inferior que la armadura mínima, por lo que se adopta igual a la superior. El resumen se aprecia en la Tabla VI.77.

Tabla VI.77. *Cálculo de la armadura inferior en cabezal de pilas.*

Cálculo de la armadura inferior por flexión		
Armadura mínima por flexión	Asmin (cm²)	40,17
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	9,62
Diámetro de armadura	Ø (mm)	20
Cantidad de armadura	Cant	13
Separación mínima entre barras	smin (cm)	2,5
Armadura adoptada	Aadopt (cm²)	**40,84**
Se adoptan 13 barras Ø 20mm		

La armadura de corte absorbe la solicitación de corte máxima, descontando la contribución del hormigón según el Art.11.3-C201 y se compara la armadura requerida según el Art.11.5.7- C201 con la armadura mínima especificada en el Art.11.5.6-C201. El resumen se observa en la Tabla VI.78.

Tabla VI.78. *Armadura por corte en cabezal de pilas.*

Armadura por corte		
Corte último	Vu (kN)	1058,7
Contribución del hormigón	Vc (kN)	803,33
Corte a absorber por armadura	Vs (kN)	608,27
Armadura mínima por corte 1	Avmin1 (cm²/m)	8,15
Armadura mínima por corte 2	Avmin2 (cm²/m)	7,86
Armadura necesaria por corte	Avnec (cm²/m)	16,46
Diámetro de estribo	Ø (mm)	8
Separación máxima	Sep max (cm)	40
Separación adoptada	Sep (cm)	40
Armadura adoptada por corte	Avadopt (cm²/m)	**30,16**
Se adoptan estribos Ø 8 mm de 6 ramas cada 40 cm		

En la Imagen VI.45 se representa la armadura adoptada.

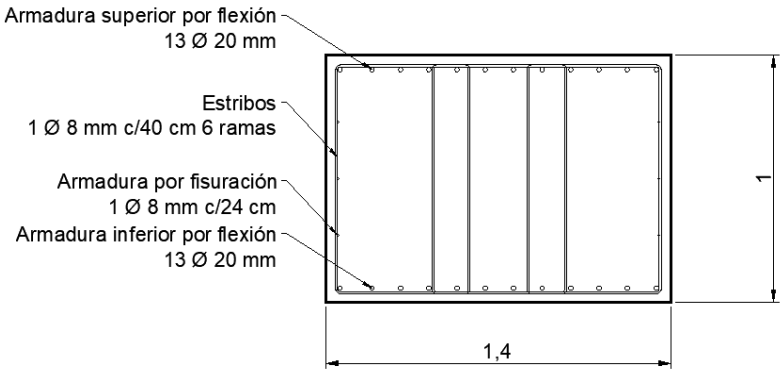


Imagen VI.45. *Detalle de armadura de cabezal de pilas.*

VI.12. Verificación de los pilotes

Cargas actuantes

Se realiza una composición de fuerzas con las cargas actuantes y en función del baricentro del cabezal de pilotes se obtiene momento resultante.

El momento y las cargas se distribuyen entre las dos filas de pilotes cargando más una que la otra, el grupo uno recibe todas las cargas y el momento genera una fuerza en el mismo sentido, el grupo dos recibe todas las cargas menos "V1" y el momento genera una fuerza en sentido opuesto (Imagen VI.46 y Tabla VI.79).

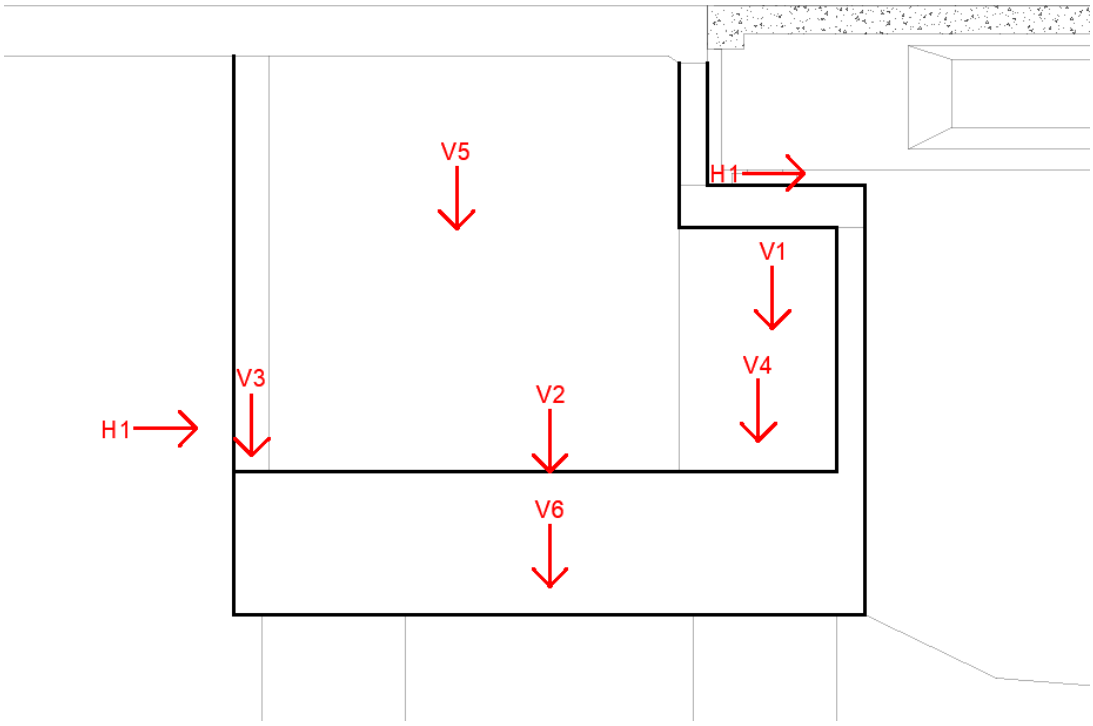


***Imagen VI.46**. Cargas actuantes sobre grupo de pilotes.*

***Tabla VI.79.** Resumen de fuerzas actuantes sobre los estribos.*

Resumen de cargas en el estribo		
Descarga de contrafuerte, pantalla inferior	V1 (kN)	3003,9
Descarga de muro de ala	V2 (kN)	112,58
Descarga de contrafuerte posterior	V3 (kN)	28,5
Descarga de suelo bajo cabezal de apoyo de viga	V4 (kN)	378,96
Descarga del suelo bajo losa de aproximación	V5 (kN)	2022,3
Descarga del cabezal	V6 (kN)	1243
Descarga de la fuerza de frenado, retracción y fluencia	H1 (kN)	102,47
Empuje de suelo	H2 (kN)	1231,1

Se verifica que las cargas transmitidas por los pilotes de la Tabla VI.80, sea menor que la carga admisible del suelo.

***Tabla VI.80.** Cargas a soportar por los pilotes.*

Carga de pilotes		
Carga por pilote de fila 1	Npi1 (kN)	**1313,41**
Carga por pilote de fila 2	Npi2 (kN)	383,90
Descarga de pilotes de la pila intermedia	Rpila (kN)	**1540,00**

Cota de fundación

Pilotes en estribos:

- El cabezal a 1 metro bajo suelo (Cota 38,25 metros en el sistema adoptado)
- La punta del pilote a 14 metros bajo suelo (Cota 25,25 metros en el sistema adoptado)

Las cotas de profundidad del cabezal y de fundación del pilote y su vínculo con el estudio de suelo se observa en la Tabla VI.81.

Tabla VI.81. *Planilla descriptiva del perfil de suelo para los pilotes en estribos.*

Pilotes en estribos					
Parte del pilote	Profuundidad Según SPT (m)	Cota (m)	Tipo de suelo (SUCS)	NSPT corregido (golpes)	Observación
Cabezal	**1**	**38,25**	**CL**	**2**	Estratos descartados para el análisis
	2	37,25	ML	2	
	3	36,25	ML	3	
	4	35,25	CL	2	
	5	34,25	CL	3	
	6	33,25	SM	12	
	7	32,25	SM	9	
	8	31,25	SM	13	
	9	30,25	SM	9	
	10	29,25	SM	9	
	11	28,25	SM	10	
	12	27,25	SM	15	
	13	26,25	SM	18	
Punta	**14**	**25,25**	**SM**	**11**	
	15	24,25	SM	24	
	16	23,25	SM	24	Datos extrapolados
	17	22,25	SM	24	
	18	21,25	SM	24	

Pilotes en pilas intermedias:

- El cabezal se encuentra a 6,20 metros sobre el suelo (Cota 40,25 metros en el sistema adoptado)
- La punta del pilote a 15 metros bajo el suelo (Cota 18,9 metros en el sistema adoptado)

Las cotas de profundidad del cabezal de pilas y de fundación de las mismas y su vínculo con el estudio de suelo se observa en la Tabla VI.82.

Tabla VI.82. *Planilla descriptiva del perfil de suelo para los pilotes en pilas intermedias.*

Pilotes en pilas intermedias					
Parte del pilote	Profiuundidad Según SPT (m)	Cota (m)	Tipo de suelo (SUCS)	NSPT corregido (golpes)	Observación
Cabezal		**40,25**			Cabezal elevado 6,35m sobre el suelo
	1	32,9	CL	2	
	2	31,9	ML	2	
	3	30,9	ML	3	Estratos descartados para el análisis
	4	29,9	CL	2	
	5	28,9	CL	3	
	6	27,9	SM	12	
	7	26,9	SM	9	
	8	25,9	SM	13	
	9	24,9	SM	9	
	10	23,9	SM	9	
	11	22,9	SM	10	
	12	21,9	SM	15	
	13	20,9	SM	18	
	14	19,9	SM	11	
Punta	**15**	**18,9**	**SM**	**24**	
	16	17,9	SM	24	
	17	16,9	SM	24	Datos extrapolados
	18	15,9	SM	24	

En el análisis de resistencia admisible del suelo se descartan los primeros 5 metros, ya que corresponden a suelos blandos y los mismos resistieron pocos golpes del ensayo SPT; al no considerarse se está del lado de la seguridad.

Carga admisible

Para obtener la resistencia admisible del pilote 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 IV "Estudio Geotécnico" se determinó la resistencia admisible del suelo.

Dicha carga admisible obtenida se compara con la mayor carga que se tiene tanto para el pilote de los estribos como para el pilote de las pilas intermedias; a la resistencia admisible se le descuenta el peso propio del pilote ya que perjudica a la resistencia y, por ende, no se puede obviar. Los resultados para ambos pilotes se pueden ver en la Tabla VI.83 y la Tabla VI.84.

Tabla VI.83. *Verificación carga admisible en pilote de pila intermedia.*

Carga admisible total para pilas intermedias		
Capacidad admisible total	Qadm (MN)	1,90
Descuento por peso propio	DPp (MN)	0,27
Capacidad admisible de diseño	**Qd (MN)**	**1,62**
Carga de proyecto	**Npil (MN)**	**1,54**
Qd > Npil ∴ Verifica		

Tabla VI.84. *Verificación carga admisible en pilote de estribo.*

Carga admisible total para pilote de estribos		
Capacidad admisible total	Qadm (MN)	1,67
Descuento por peso propio	DPp (MN)	0,27
Capacidad admisible de diseño	**Qd (MN)**	**1,39**
Carga de proyecto	**Npil (MN)**	**1,31**
Qd > Npil ∴ Verifica		

Dimensionamiento de pilotes

Las cargas que solicitan a las pilas intermedias son (Tabla VI.85):

- Reacciones verticales de vigas que apoyan sobre la pila
- Fuerzas horizontales paralelo al eje del camino por frenado, temperatura y fluencia
- Fuerzas horizontales perpendicular al eje del camino por viento con puente cargado y descargado

Tabla VI.85*. Resumen de fuerzas utilizadas para obtener las solicitaciones en los pilotes.*

Fuerzas para analizar los pilotes			
Fuerza de frenado	FF (kN)		7,5
Fuerza de retracción, temperatura y fluencia	FT (kN)		8,0
Fuerza de viento	FV (kN)		13,0
Fuerzas en sentido "x"	Fx	Fx=1,6*(FF+FT)	24,8
Fuerzas em sentido "y"	Fy	Fy=1,6*FV	20,8
Reacción sobre el pilote 1	R1		2065
Reacción sobre el pilote 2	R2		1812,5
Reacción sobre el pilote 3	R3		2065

Se representa la pila como una columna flexocomprimida de diámetro de 1 metro y 11,35 metros de longitud.

Se idealiza el sistema cabezal - pilas como un pórtico indesplazable, cuyas acciones se observan en la Imagen VI.47, VI.48 y VI.49.

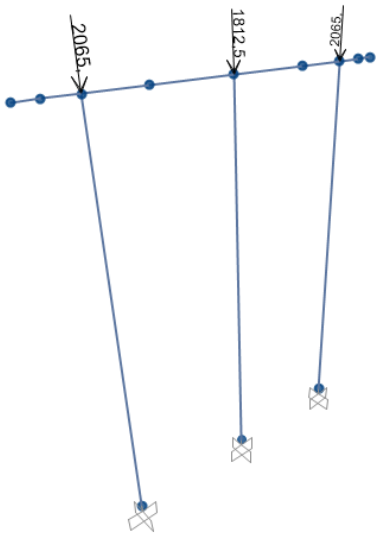


Imagen VI.47*. Fuerzas verticales sobre sistema de pilotes.*

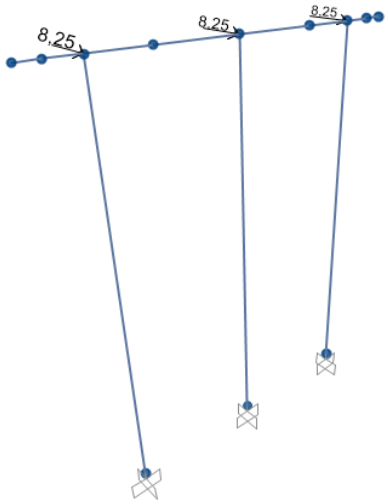


***Imagen VI.48**. Fuerza horizontal debido a frenado, temperatura y fluencia sobre sistema de pilotes.*

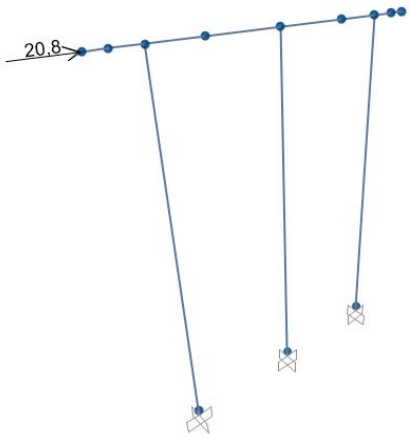


***Imagen VI.49**. Fuerza de viento sobre sistema de pilotes.*

Mediante el programa de cálculo estructural SAP2000, se obtienen las solicitaciones de las pilas del sistema. En la Tabla VI.86 se plasman los valores de la más solicitada.

***Tabla VI.86.** Solicitaciones.*

Solicitaciones del pilote más cargado			
Momento en sentido "x"	Mx (kNm)		79,2
Momento en sentido "y"	My (kNm)		93,64
Peso propio del pilote	Pp (kNm)	Pp=pi*Ø²/4*Lpil	668,15
Carga vertical total	Pu (kN)	Pu=R1+Pp	**2733,15**
Corte en sentido "x"	Vx (kN)		8,25
Corte en sentido "y"	Vy (kN)		7,05

Dimensionado de los pilotes

Se dimensionan los pilotes más cargados y de mayor longitud, que son los pertenecientes a las pilas intermedias, con el supuesto de que, si estos verifican, también lo harán el resto de pilotes. El resumen se encuentra en la Tabla VI.87.

***Tabla VI.87**. Dimensionado a flexocompresión de los pilotes.*

Dimensionado a flexocompresión de los pilotes		
Longitud útil	Lu	11,35
Diámetro del pilote	Øpil	1
Carga vertical última	Pu (kN)	2065
Momento inferior	M2 (kNm)	122,64
Momento de cálculo	Mc (kNm)	138,16
Cuantía obtenida	ρ=ρmin	0,01
Armadura mínima 1	Asmin 1 (cm²)	25,61
Armadura mínima 2	Asmin 2 (cm²)	26,18
Armadura necesaria por cuantía	Asnec ρ (cm²)	**78,54**
Diámetro de barra adoptado	Ø (mm)	25
Número de barras	N° Ø	16
Armadura adoptada	As adopt (cm²)	**78,54**
Se adoptan 16 barras Ø de 25 mm		

El dimensionado de los zunchos para absorber el esfuerzo corte se realiza fundamentalmente por cuantía requerida según el Art. 10.9.3-C201 y en base al ejemplo 5.V-C201. Los resultados se pueden observar en la Tabla VI.88.

***Tabla VI.88**. Dimensionado de los zunchos espirales.*

Cuantía necesaria de armadura por corte		
Armadura necesaria de zuncho	Aznec(cm²/m)	**22,45**
Separación mínima	Smin (cm)	2,5
Separación máxima	Smax (cm)	8
Separación adoptada	Sadopt (cm)	3
Diámetro del zuncho adoptado	Øz adopt (mm)	10
Armadura adoptada de zunchos	Az adopt (cm²/m)	**26,18**
Se adoptan zunchos de Ø 10 mm en espiral con una separación de 3 cm		

VII

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

VII.1. Introducción

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.

VII.2. Mano de obra

Según las planillas salariales U.O.C.R.A. 545/08 para la fecha del 1 de diciembre del 2024 les corresponde a los trabajadores un jornal básico de la Zona I dado que la obra se sitúa en la provincia del 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 VII.2).

VII. 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 (Tabla VII.3).

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 VII.4).

VII.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 VII.5).

VII.5. 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
- Sistema de apoyo
- Terminaciones superficiales
- 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 VII.6).

VII.6. 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 VII.7 hasta la Tabla VII.34.

Coeficiente Resumen

Se utiliza un coeficiente que transforma el costo-costo en el precio de la obra teniendo en cuenta diversos factores.

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 tabla VII.1

***Tabla VII.1**. Coeficiente para transformar el presupuesto total en el precio.*

COEFICIENTE RESUMEN		
Descripción	Porcentaje (%)	Total
Costo-Costo		1,00
Gastos generales	20,00%	0,20
Beneficio	10,00%	0,10
Total		1,30
I.V.A.	21,00%	0,27
Otros impuestos	3,00%	0,04
Coeficiente Resumen		**1,61**

***Tabla VII.6**. Cómputo y Presupuesto.*

Diciembre 2024

CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

N°	Item / Rubro	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Precio parcial	Precio total	% Incidencia
1	**Movimiento de suelo**					$ 199.204.752,56	11,11%
1.1	Excavación de pilotes	m³	246,61	$ 294.984,47	$ 72.746.120,50		
1.2	Excavación estribos	m³	350,00	$ 6.379,62	$ 2.232.865,72		
1.3	Desmonte	m³	4.507,53	$ 5.697,30	$ 25.680.771,24		
1.4	Terraplén	m³	4.507,53	$ 9.971,05	$ 44.944.814,54		
1.5	Relleno adicional	m³	629,90	$ 28.707,01	$ 18.082.546,93		
1.6	Enripiado	m³	450,00	$ 78.928,07	$ 35.517.633,62		
2	**Hormigón Armado H-30**					$ 959.663.026,71	53,52%
2.1	Losa de tablero	m³	76,79	$ 904.270,68	$ 69.438.945,69		
2.2	Losa de aproximación	m³	47,46	$ 921.190,88	$ 43.719.719,37		
2.3	Vigas secundarias	m³	17,82	$ 2.031.931,30	$ 36.209.015,74		
2.4	Cabezal de pilotes	m³	99,44	$ 1.011.088,60	$ 100.542.650,79		
2.5	Cabezal de pilas	m³	28,84	$ 1.019.036,57	$ 29.389.014,81		
2.6	Cabezal de vigas	m³	8,81	$ 744.788,82	$ 6.564.568,70		
2.7	Pantalla inferior	m³	7,68	$ 1.698.804,49	$ 13.053.613,67		
2.8	Pantalla superior	m³	3,84	$ 1.445.637,20	$ 5.554.138,13		
2.9	Contrafuerte	m³	4,68	$ 1.673.101,21	$ 7.821.748,18		
2.10	Contrafuerte posterior	m³	2,28	$ 1.615.187,50	$ 3.682.627,50		
2.11	Muro de ala	m³	9,01	$ 1.398.963,13	$ 12.599.061,99		
2.12	Pilotes	m³	175,93	$ 2.273.302,53	$ 399.940.269,79		
2.13	Pilas	m³	100,61	$ 2.297.473,32	$ 231.147.652,36		
3	**Elementos prefabricados**					$ 561.485.028,67	31,31%
3.1	Viga principal, H-35, L=14,90 m	U	15,00	$ 25.365.447,70	$ 380.481.715,43		
3.2	Prelosa Trilogic, H-30	m²	511,89	$ 310.302,13	$ 158.840.557,29		
3.3	Defensas New Jersey	m	90,60	$ 244.622,03	$ 22.162.755,94		
4	**Sistemas de apoyo**					$ 5.904.941,28	0,33%
4.1	Placa de neopreno	U	30,00	$ 190.823,72	$ 5.724.711,56		
4.2	Dado de hormigón	m³	0,54	$ 333.758,73	$ 180.229,71		
5	**Terminaciones superficiales**					$ 32.207.413,58	1,80%
5.1	Carpeta de asfalto	tn	39,74	$ 661.783,60	$ 26.297.658,85		
5.2	Vereda	m³	20,39	$ 289.907,03	$ 5.909.754,73		
6	**Otros**					$ 34.619.005,86	1,93%
6.1	Barandas	m	90,60	$ 378.515,05	$ 34.293.463,36		
6.2	Desagüe	m	20,00	$ 16.277,12	$ 325.542,50		
							100%
				PRESUPUESTO		**$**	**1.793.084.168,65**
						USD	1.778.941,58

VIII

ASPECTOS AMBIENTALES

VIII.1. Introducción

Todo proyecto de ingeniería civil genera un impacto sobre el medio ambiente tanto positivo como negativo, por eso es importante que toda obra contemple la incidencia que tendrá sobre el entorno natural donde será emplazada.

En este capítulo se enumeran aspectos acerca de la preservación del espacio ecológico donde se ubica el proyecto; el objetivo del mismo es plantear acciones que mitiguen lo máximo posible el impacto que generará la realización del proyecto y que además protejan el patrimonio histórico culturan de la región.

Cabe aclarar que esto no es una evaluación de impacto ambiental (EIA) ya que ella conllevaría un estudio interdisciplinario de gran magnitud que excede el alcance de anteproyecto de este informe.

VIII.2. Marco Legal

Ley Nacional N°26.331 (2007): Presupuestos Mínimos de Protección Ambiental de los Bosques Nativos

Se entiende por OTBN a "*la norma que basada en los criterios de sostenibilidad ambiental establecidos [...] zonifica territorialmente el área de los bosques nativos existentes en cada jurisdicción de acuerdo a las diferentes categorías de conservación*".

Se entiende por Plan de Manejo Sostenible de Bosques Nativo "*Al documento que sintetiza la organización, medios y recursos, en el tiempo y el espacio, del aprovechamiento sostenible de los recursos [...] para lo cual debe incluir una descripción pormenorizada del terreno forestal en sus aspectos ecológicos, legales, sociales y económicos [...] tal que permita la toma de decisiones [...] a aplicar en cada una de las unidades de bosque nativo y a la estimación de su rentabilidad*".

Según el Artículo 13 "*Todo desmonte o manejo sostenible de bosques nativos requerirá autorización por parte de la Autoridad de Aplicación de la jurisdicción correspondiente*".

Según el Artículo 15: Se prohíbe la quema a cielo abierto de los residuos derivados de desmontes o aprovechamientos sostenibles de bosques nativos.

Decreto Nacional 91/2009: Reglamentario de la Ley de Protección Ambiental de los Bosques Nativos.

Según el Artículo 14 "*En las Categorías I y II podrá autorizarse la realización de obras públicas, de interés público o de infraestructura tales como la construcción de vías de*

transporte [...] mediante acto debidamente fundado por parte de la autoridad local competente [...]".

Ley Provincial N°4005R (2024): Actualización del Ordenamiento Territorial de Bosques Nativos (OTBN)

"*Categoría II (Amarillo): bosques de mediano valor de conservación, que no deben transformarse y que, aún degradados, con la implementación de actividades de restauración pueden tener un valor alto de conservación.*"

El artículo 5° establece el porcentaje de mantenimiento de las coberturas de los Bosques Nativos en cada una de las áreas. Dicta que para el área de categoría II (amarilla) se debe conservar el ochenta por ciento (80%) del Bosque Nativo, incluyendo como mínimo un treinta por ciento (30%) de los bosques bajo clausuras.

VIII.3. Medidas sobre el proyecto

Se buscó que el proyecto incida lo menos posible sobre el territorio donde se emplaza para no alterar el ecosistema en gran medida, para ello fueron adoptados tres criterios:

- El diseño geométrico de la traza debía evitar atravesar zonas bajas para no modificar la hidrodinámica de la zona, en el único lugar donde se tuvo que bordear una zona baja se colocó una alcantarilla que permita el libre escurrimiento por debajo del camino
- Se proyectó que el camino no cruce por reservas naturales (principalmente la reserva Los Chaguares) ya que las mismas presentan una gran importancia para el cuidado de la flora y fauna autóctona
- El ancho de las zonas del camino se limitó para afectar lo mínimo posible el entorno natural. Se tomaron las medidas mínimas establecidas para el diseño geométrico en un entorno de reserva natural

VIII.4. Preservación del patrimonio histórico

Como se mencionó al principio del informe, fue criterio del proyecto no desmantelar el antiguo puente Luzuriaga y en su lugar se buscó readecuar la traza aguas abajo del mismo.

El puente Enrique Luzuriaga forma parte del patrimonio cultural de la historia chaqueña y representa el comienzo de la expansión civil en la región hace más de 100 años, por eso resulta importante conservar dicha estructura como un testimonio del nacimiento de la civilización moderna en la región.

Sumado a esto existen diversas reservas naturales dentro de Colonia Benítez, lo que incentiva y promueve el turismo y la educación ambiental.

Se propone entonces en este informe que el puente y la traza antigua se vuelvan exclusivas para el tránsito peatonal y ciclista y sea un entorno dedicado a la recreación una vez que el nuevo camino entre en servicio, buscando así promover el turismo ecológico de la localidad al mismo tiempo que se enseña sobre la historia regional; a este punto turístico se añadirían las actividades que suelen realizarse en las reservas naturales, pudiendo incluso anexarle este territorio para ampliar el área protegida o incluso aumentar el nivel de su categoría.

VIII.5. Plantación de árboles

Se propone la replantación y reubicación de los árboles autóctonos compatibles con el ecosistema para compensar la deforestación propia de la nueva traza; la ubicación de los mismos corresponderá a las disponibilidades de espacio, pero en general debe ser un terreno dentro de la misma localidad y en lo posible que se encuentre dentro o cerca del área considerada sitio Ramsar para asegurar que no se modifique el ecosistema protegido.

En la Imagen VIII.1 se puede ver la zonificación del problema en cuestión; en rojo está la zona que será desmontada para emplazar la obra y en amarillo toda el área correspondiente al sitio Ramsar, se propone entonces a los sectores pintados de verde como posibles terrenos para promover la implantación de los árboles, sin embargo, este esquema no debería suponer una limitación, sino que se pueden plantear sectores aledaños si resultan más convenientes.

Como criterio de proyecto se especifica que serán plantados 5 árboles por cada árbol extraído durante la ejecución, la logística de la forestación quedará en manos de la empresa constructora a cargo de la obra.

Imagen VIII.1. *Zonas propuestas para la forestación.*

CONCLUSIONES

El objetivo principal de este trabajo, consistente en el diseño de un segundo acceso a Colonia Benítez mediante un análisis hidrovial, fue alcanzado a nivel de anteproyecto.

El trazado vial se realizó siguiendo los principios del diseño geométrico de caminos, mientras que el puente se dimensionó siguiendo las Normas de la Dirección Vialidad Nacional y la normativa CIRSOC 201 garantizando el cumplimiento técnico y estructural.

Se alcanzaron los objetivos específicos que consistieron en el procesamiento de datos para generar la información que sustentó y validó los diseños adoptados. El estudio combinado de topografía e hidrología permitieron interpretar el comportamiento hidrodinámico del sistema al que pertenece el proyecto; finalmente los estudios geotécnicos proporcionaron información clave para conocer la capacidad portante del suelo.

La factibilidad del proyecto se justifica por las siguientes razones:

- Llevar a cabo esta obra optimizaría el acceso a Colonia Benítez, acortando los tiempos de traslado y generando un camino de mayor confort y seguridad. Por otra parte, el crecimiento del tránsito sobre esta ruta aliviará consecuentemente al correspondiente sobre la RN N°11, facilitando el tránsito de los vehículos pesados o de larga distancia que la transita
- Preservar el patrimonio histórico cultural de la región, asignándole al antiguo puente un nuevo propósito como sitio de interés recreativo y turístico
- Incidir mínimamente sobre la flora y fauna autóctona, logrando un proyecto o camino integrado en el entorno y a su vez reforestando los árboles extraídos

RECOMENDACIONES

Recomendaciones al estudio topográfico

- Realizar la topobatimetría en el emplazamiento del proyecto
- Utilizar estación total y GPS para obtener mayor precisión, permitiendo la vinculación con puntos fijos del IGN ubicados sobre la RN N°11
- Complementar o sustituir el vuelo de dron con relevamiento de puntos mediante la estación total (mejor precisión para generación de superficie del terreno)

Recomendaciones al estudio hidrológico

- Obtener los parámetros hidrológicos propios de la cuenca de aporte del proyecto
- Modelar el cauce considerando la contracción del río Tragadero por la presencia del puente Luzuriaga y la vegetación que obstruye
- Llevar a cabo un análisis de la posible erosión generalizada y localizada

Recomendaciones al estudio geotécnico

- Realizar ensayos de campo en el emplazamiento del proyecto, resultando apropiado el ensayo CPT para los primeros estratos y el ensayo SPT para mayores profundidades
- Complementar con ensayos de laboratorio para obtener las características del suelo

Recomendaciones al diseño geométrico

- Estudiar el tránsito actual (TMDA) y proyectado a futuro, teniendo en cuenta el tránsito desviado de la RN N°11
- Estudiar diferentes alternativas para la traza
- Plantear el diseño del paquete estructural para un pavimentado futuro
- Estudiar señalizaciones verticales e iluminación
- Realizar el estudio de drenaje de alcantarillas y cunetas

Recomendaciones al diseño estructural del puente

- Comparar los resultados obtenidos con el reglamento CIRSOC serie 800 aprobado recientemente
- Plantear una comparación de diseño del puente con distintos materiales (madera o metálico) y sistemas constructivos (hormigón armado en vez de pretensado)

Recomendaciones generales

- Realizar un estudio de impacto ambiental
- Comprobar la factibilidad del proyecto mediante la evaluación socioeconómica

BIBLIOGRAFÍA

Alberto, J., Arce, G., & Mignone, A. (2020). Dinámica hidro-fito-geomorfológica en el curso inferior del río Tragadero. Chaco, República Argentina.

Alberto, J. A. (1999). Geomorfología y problemáticas ambientales en el Chaco Oriental Argentino.

Atlas Geográfico de la Provincia del Chaco. (1987). Tomo I: El medio natural. Plancha 4. Geográfica 5.

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.

Bosch, D. R., & Sotelo, R. R. (2015). Geotechnical characterization in metropolitan area of Great Resistencia: Types of soils.

CREA. Mapa legal del Ordenamiento Territorial de Bosques Nativos (OTBN) en Chaco. Recuperado de https://mapalegal.crea.org.ar/otbn/chaco.

Das, B. M. (2012). Fundamentos de ingeniería de cimentaciones (7ma ed.). Cengage Learning.

Decreto 91/2009 (2009). Reglamentario de la Ley de Protección Ambiental de los Bosques Nativos.

Dirección Nacional de Vialidad (DNV). (1952). Bases para el cálculo de puentes de hormigón armado (BCPHA).

Dirección Nacional de Vialidad (DNV). (1985). Normas del diseño geométrico de caminos rurales.

Dirección Nacional de Vialidad (DNV). (1998). Pliego general.

Foschiatti, A. M. H. (2012). Escenarios vulnerables del noreste argentino.

Gobierno de la Provincia del Chaco. Mapa interactivo del OTBN de la provincia del Chaco. Recuperado de https://mapaotbn.chaco.gob.ar:8081/mapaotbn/mapachaco.php.

González de Vallejo, L. I. (2002). Ingeniería geológica. Pearson Educación.

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.

Juárez Badillo, E. (1963). Mecánica de suelos, tomo 1. Limusa.

Juárez Badillo, E. (1967). Mecánica de suelos, tomo 2. Limusa.

Juárez Badillo, E. (1969). Mecánica de suelos, tomo 3. Limusa.

Lambe, T. W., & Whitman, R. V. (1979). Soil Mechanics, SI Version. John Wiley & Sons.

Ley Nacional Argentina N° 26.331 (2007). Presupuestos mínimos de protección ambiental de los bosques nativos.

Ley Provincial del Chaco N° 4005-R (2024). Actualización del Ordenamiento Territorial de Bosques Nativos (OTBN)

Ley Provincial del Chaco N° 6409 (2009). Ordenamiento Territorial de los Bosques Nativos de la Provincia del Chaco.

Linsley, R. K., Kohler, M. A., & Paulhus, J. L. H. (1977). Hidrología para ingenieros (2da ed.). McGraw-Hill.

Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Sitios Ramsar en Argentina. Recuperado de https://www.argentina.gob.ar/ambiente/agua/humedales/sitiosramsar.

Ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible. Sitios Ramsar en la provincia del Chaco. Recuperado de https://www.argentina.gob.ar/ambiente/agua/humedales/sitiosramsar/chaco.

Normas AASHTO (1979).

Ramsar Convention Secretariat. (n.d.). Documentos oficiales de Ramsar. Recuperado de https://www.ramsar.org/es/documentos-oficiales.

Schnaid, F. (2000). Ensaios de campo.

Snaider Forlín, P. P. (2021). Estructura, dinámica y características del paisaje en áreas representativas de la cuenca del río Tragadero en la provincia del Chaco (Argentina). Universidad Complutense de Madrid.

Sowers, G. B., & Sowers, G. F. (1975). Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones. McGraw-Hill.

Terzaghi, K., & Peck, R. B. (1955). Mecánica de suelos en la ingeniería práctica. El Ateneo.

ANEXO A
PLANOS

Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste Trabajo Final

Diseño geométrico Definición progresivas

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

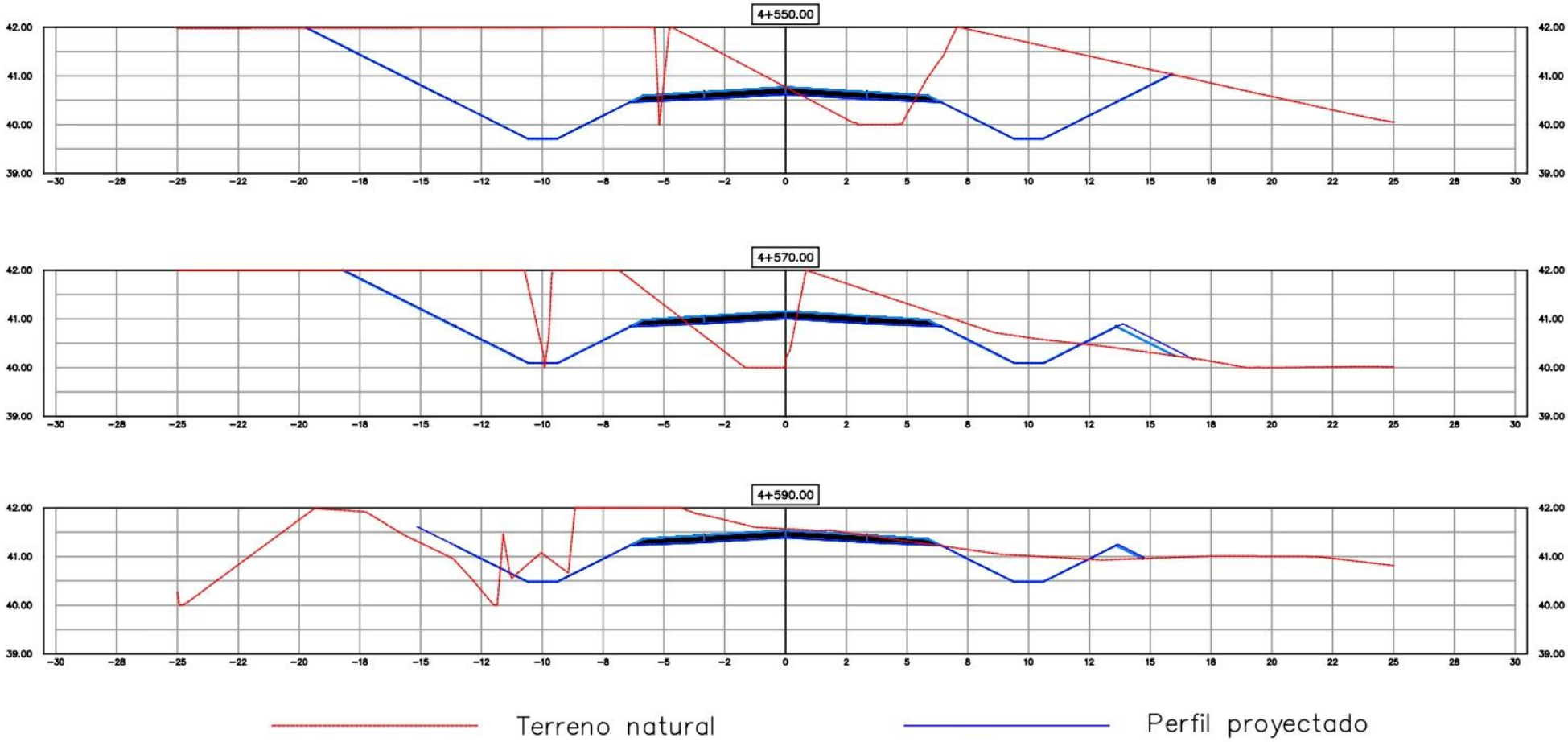
Hernández, Martín Emanuel

Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

Escala 1:3500

Plano N° 1



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

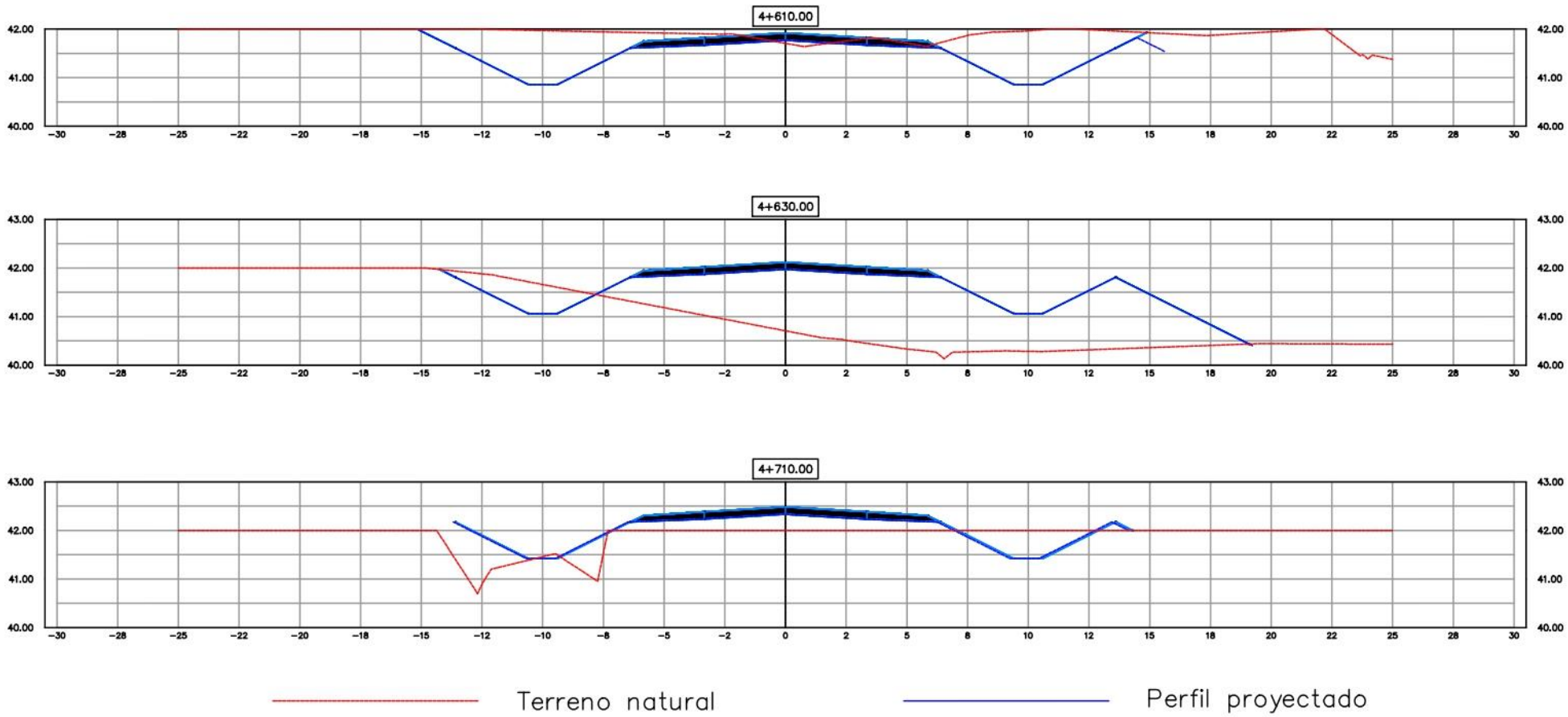
Hernández, Martín Emanuel

Londra Irigoyen, Anabella Naiara

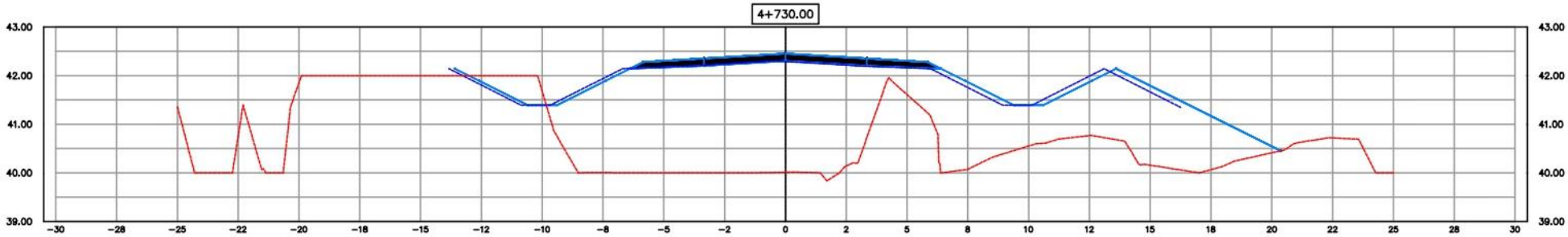
Fecha: dic-2024

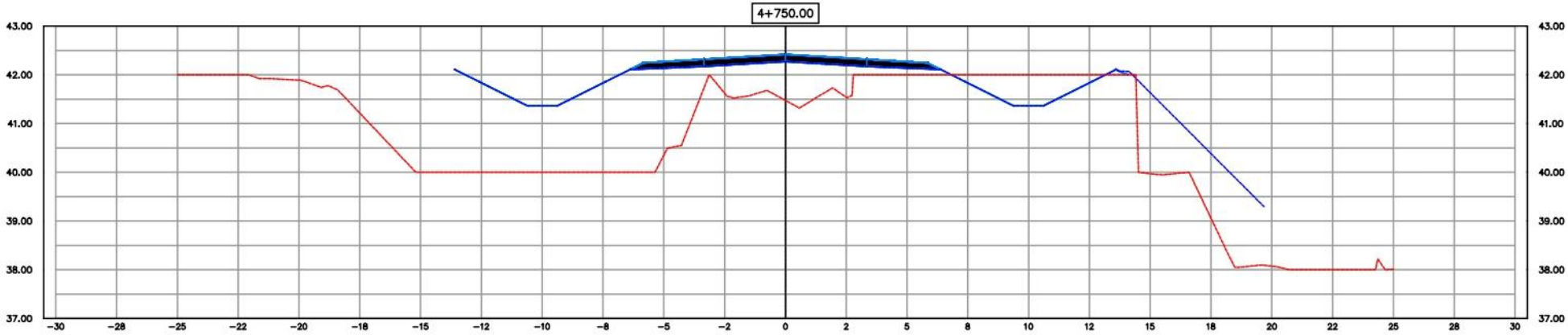
Escala 1:250

Plano N° 2



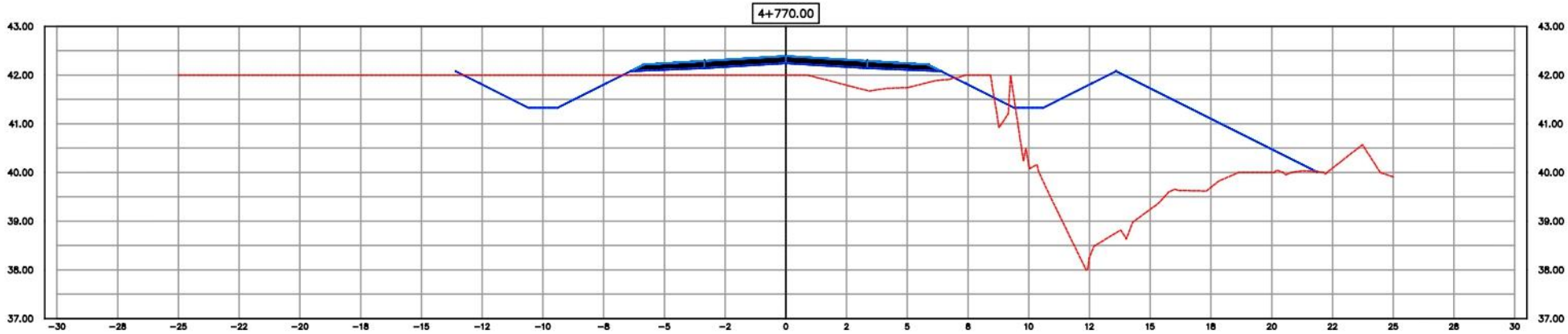
Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:250 **Plano N° 3**	

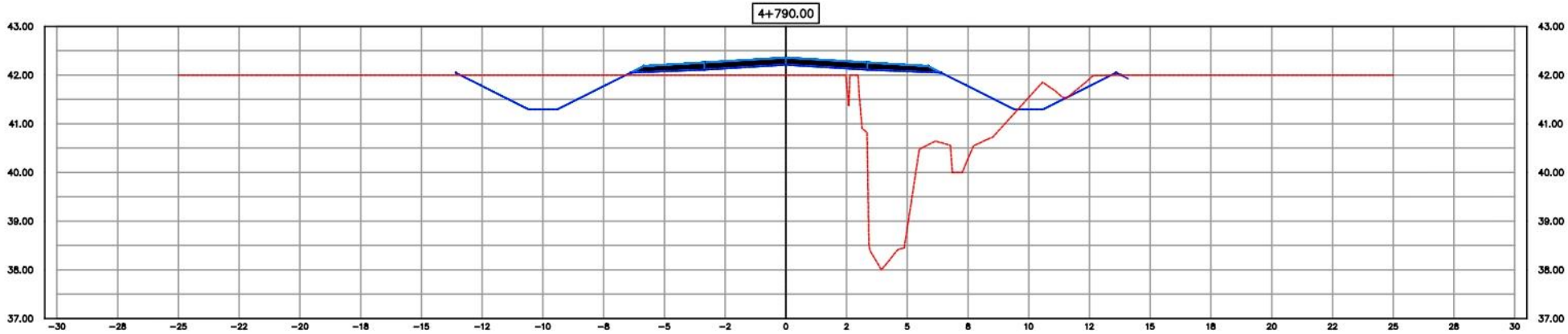




Terreno natural Perfil proyectado

Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:250 **Plano N° 4**	





Terreno natural — Perfil proyectado

Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

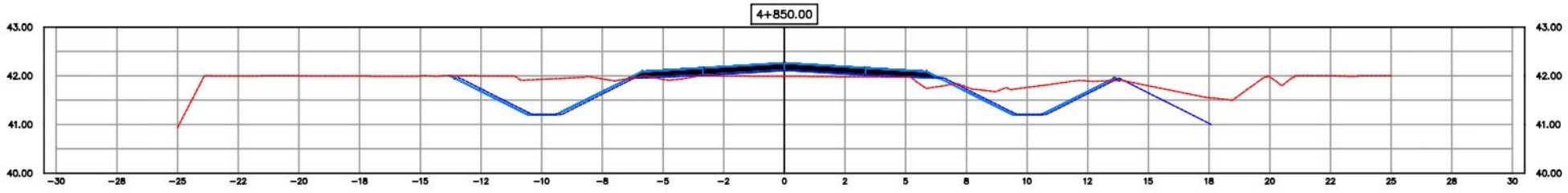
Hernández, Martín Emanuel

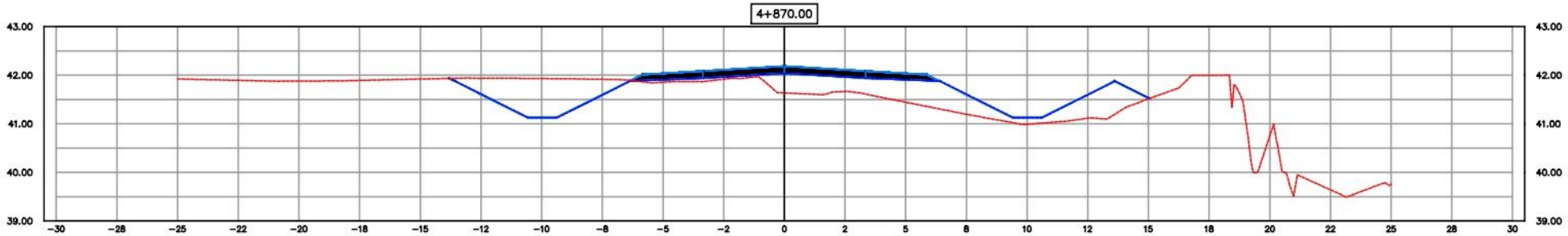
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

Escala 1:250

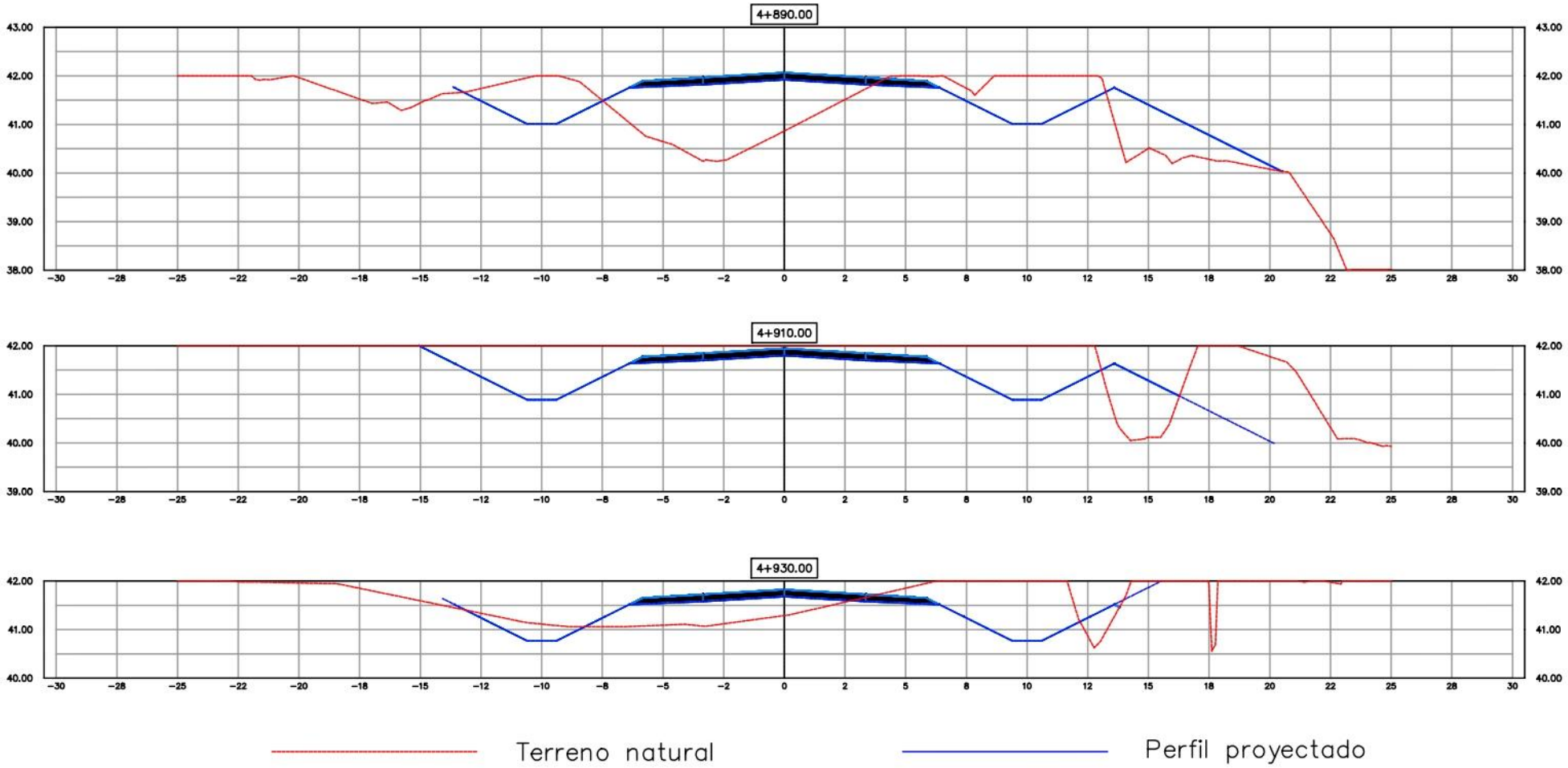
Plano N° 5



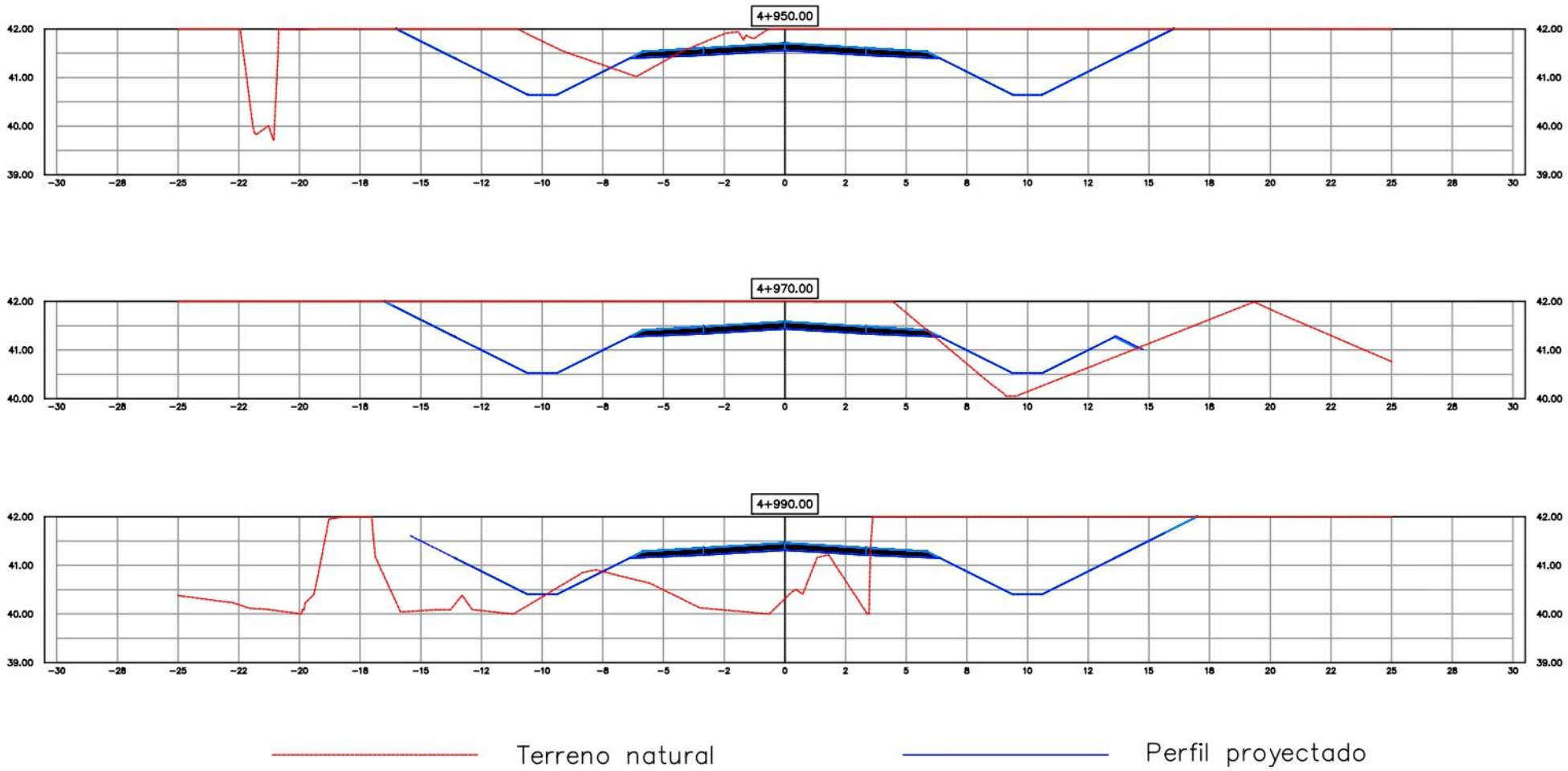


Terreno natural Perfil proyectado

Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:250 **Plano N° 6**	



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:250 **Plano N° 7**	



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

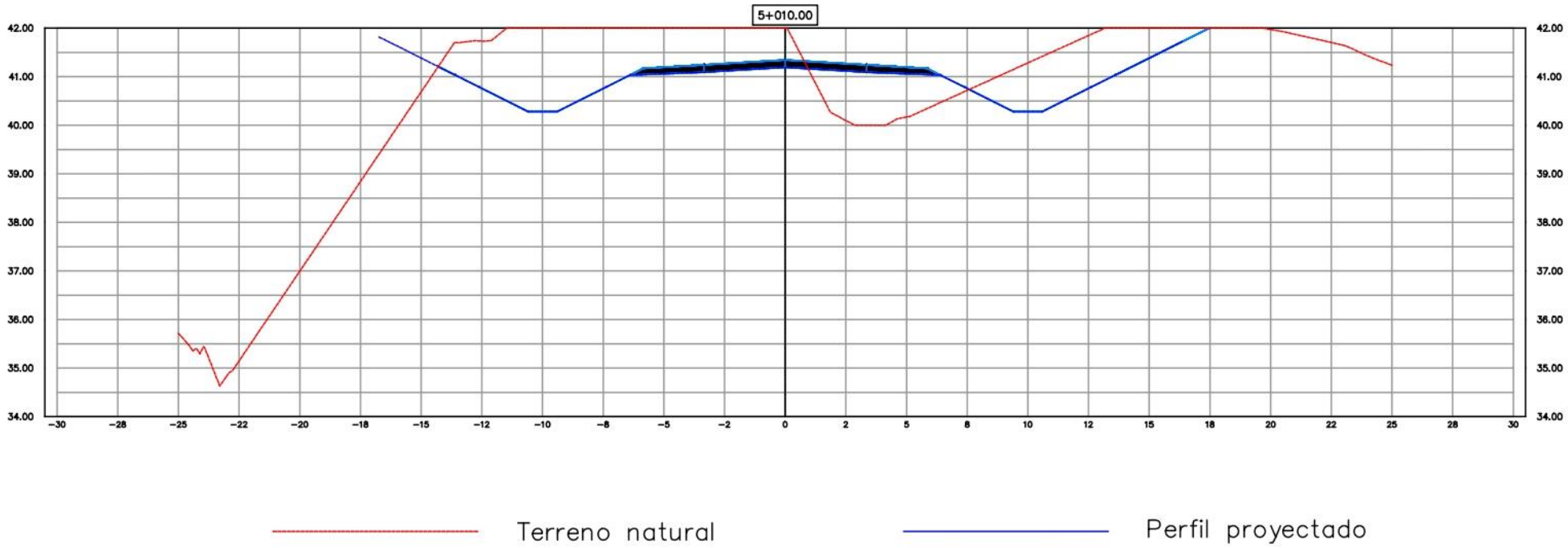
Hernández, Martín Emanuel

Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

Escala 1:250

Plano N° 8



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

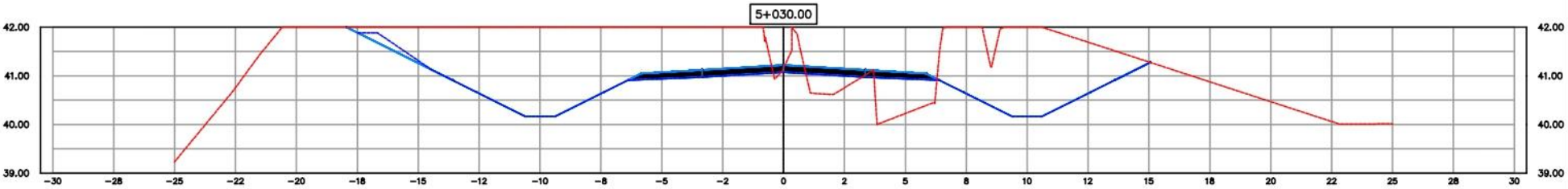
Hernández, Martín Emanuel

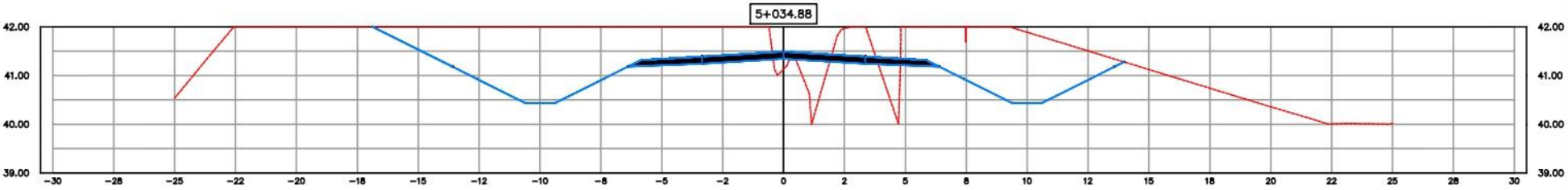
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

Escala 1:250

Plano N° 9

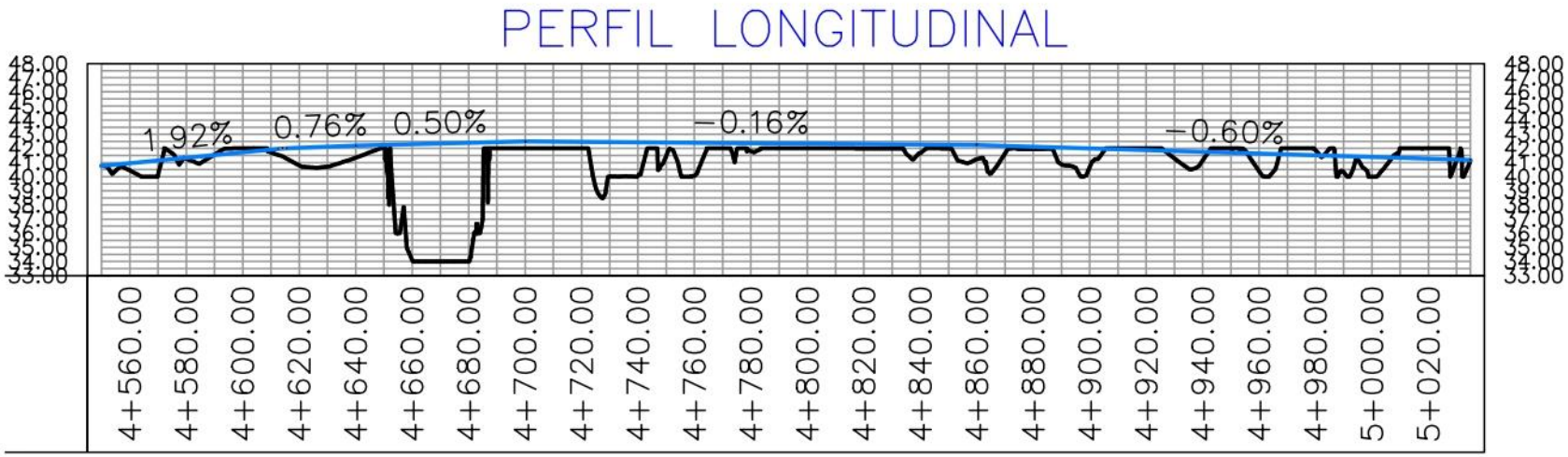




Terreno natural

Perfil proyectado

Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfiles transversales por progresiva	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:250 **Plano N° 10**	



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfil longitudinal del camino	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

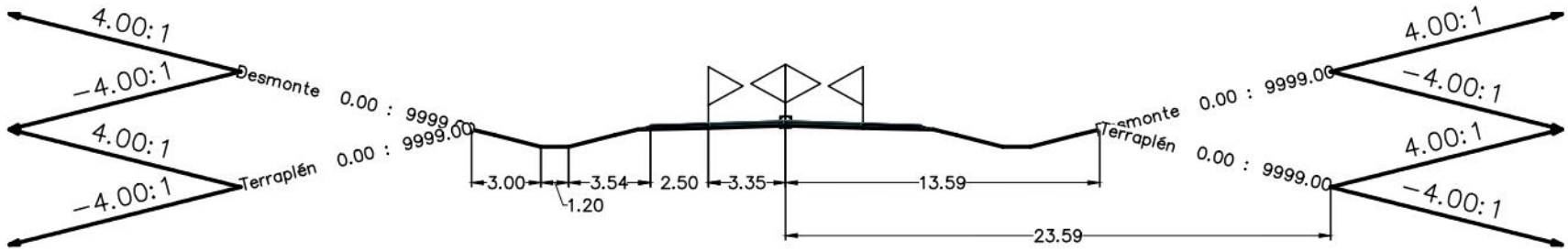
Hernández, Martín Emanuel

Londra Irigoyen, Anabella Naiara

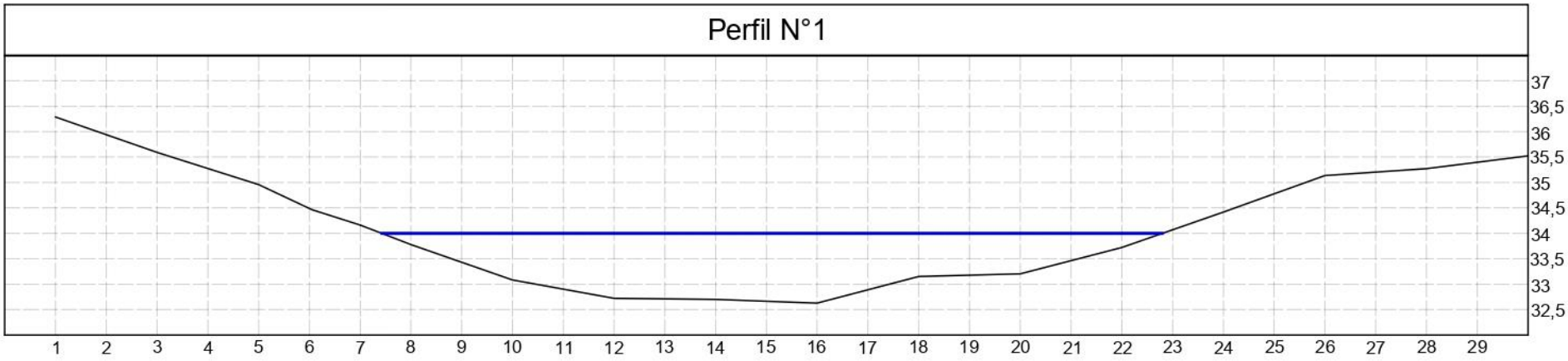
Fecha: dic-2024

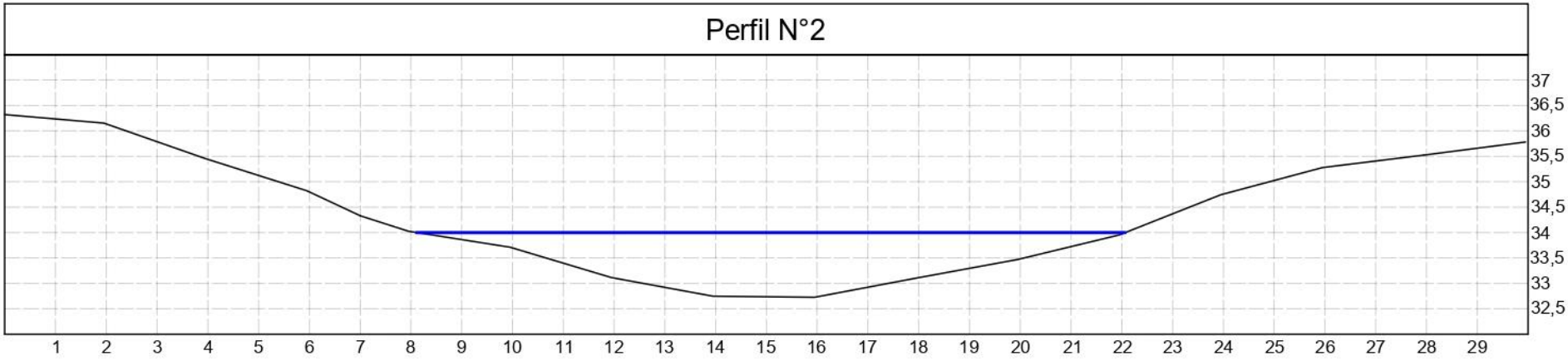
Escala 1:2500

Plano N° 11



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Diseño geométrico	Perfil transversal del camino	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:300 **Plano N° 12**	

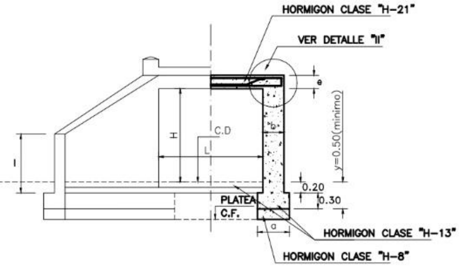




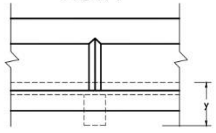
Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Perfil transversal del cauce		
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala: - **Plano N° 13**	

PLANOS TIPO	FECHA
HECHO POR: S.G	ENE 07
APROBADO POR:	

SEMI VISTA SEMI CORTE B–B



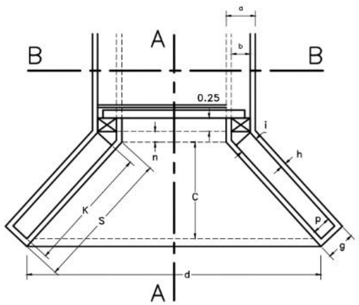
PILAR INTERMEDIO PARA LUCES MULTIPLES VISTA



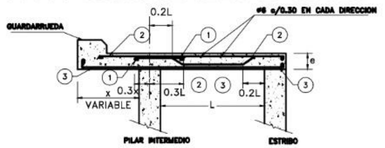
DETALLE II CORTE B–B

(DIENTES EN LOS ESTRIBOS Y LOSA)

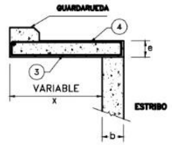
SEMI PLANTA



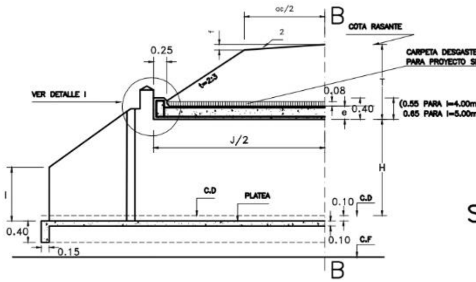
SECCION a–a PARA ALCANTARILLA 2 LUCES



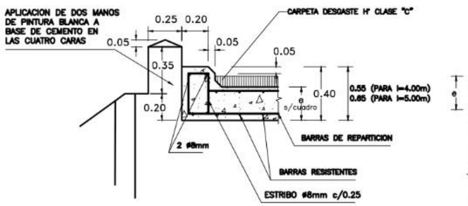
SECCION b–b



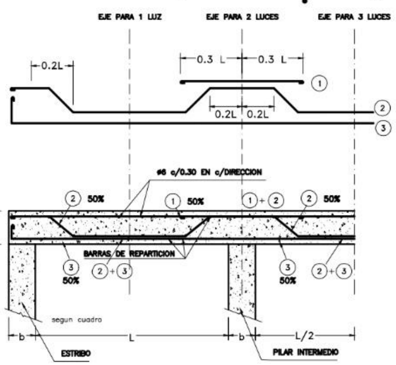
SEMI CORTE A–A



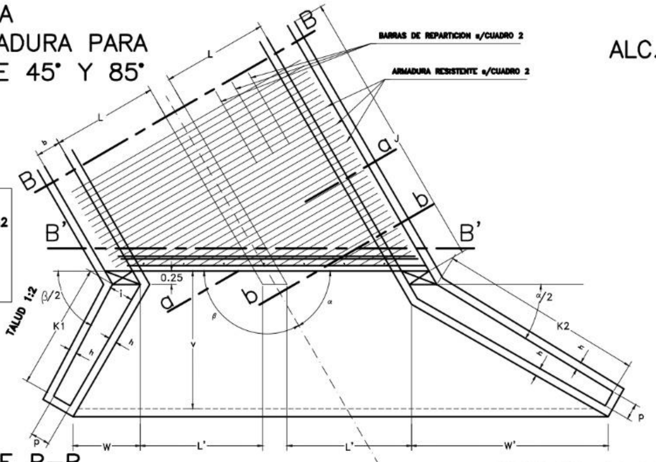
DETALLE I CORTE A–A



ARMADURA DE LA LOSA SECCION B–B (VER CUADRO 2)

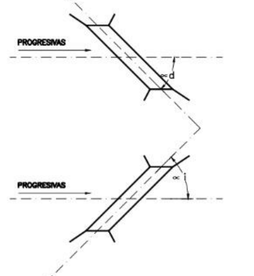


ALCANTARILLA OBLICUA DISPOSICION DE ARMADURA PARA VALORES DE α ENTRE 45° Y 85°



MATERIALES
HORMIGON CLASE H–21 σb>210 Kg/cm2
ACERO σadm>2400kg/cm2
σf>2400kg/cm2
ACTUALIZADO JULIO DE 1985

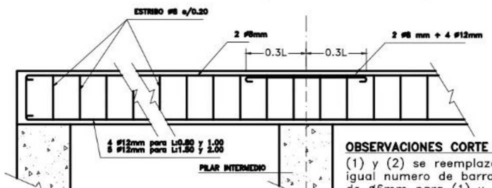
ALC. OBLICUA DERECHA (α d)



NOTA N° 1 (Alcantarilla oblicua, Cortes a–a' b–b')

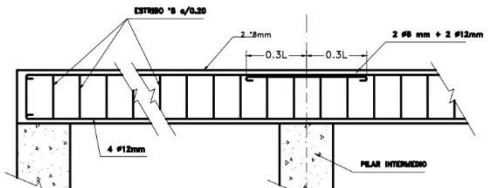
Seccion y separacion de barras (1) (2) (3) segun detalle valido en todos los casos
Barra (4) similar a (1) en cuanto a seccion y separacion en todos los casos

CORTE B–B LUCES MULTIPLES (60° ≧ α ≧ 45°)

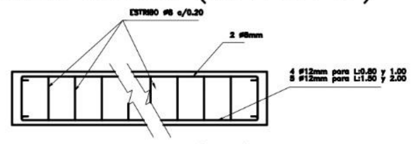


OBSERVACIONES CORTE B–B:
(1) y (2) se reemplazan por igual numero de barras:
de ø6mm para (1) y ø20mm para (2) con L=4.00m
y ø6mm para (1) y ø25mm para (2) con L=5.00m

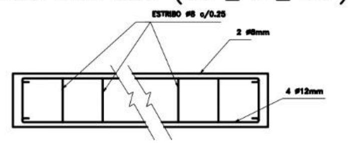
CORTE B–B LUCES MULTIPLES (85° ≧ α ≧ 60°)



CORTE B'–B' LUCES SIMPLES (60° ≧ α ≧ 45°)



CORTE B'–B' LUCES SIMPLES (85° ≧ α ≧ 60°)



DETERMINACION DEL TIPO A APLICAR

Para T<0.90m de acuerdo con el tren de carga para el camino.
Para T≥0.90m se aplicara el tipo A, cualquiera sea el tren adoptado y siempre que el valor de T no exceda del maximo fijado en el cuadro para ese tipo, si el valor de T excede ese maximo, de aplicara el tipo B o bien el tipo C.

DATOS A FIJAR EN LOS PROYECTOS

Alcantarilla (1) (2) (3) L= (4) m,H= m,Y= m,J= (5) m

(1) Indicar A,B,oC. (2) Indicar con o sin platea

(3) Oblicua α=0 α d=

(4) Ejemplo 0.80m, 2x1.50m (5) Redondear a multiplos de 0.1m

NOTA N° 2

α =angulo de oblicuidad entre el eje del camino y el eje de la alcantarilla
L =Luz medida normal a los estribos
J =Longitud de la losa medida paralelamente al eje de la alcantarilla

CUADRO IV ALC. OBLICUA: DIMENSIONES

	P	i	h	e	I	–	α	υ	K2	K1	ω	ω'
H=0.50	0.15	0.20	0.07	0.125	0.40	–	45°	0.84	1.17	0.57	0.36	1.30
							50°	0.84	1.06	0.57	0.37	1.16
							55°	0.83	0.98	0.58	0.38	1.04
							60°	0.83	0.90	0.58	0.40	0.93
							65°	0.83	0.85	0.59	0.42	0.82
							70°	0.82	0.79	0.60	0.44	0.77
							75°	0.82	0.74	0.61	0.46	0.71
							80°	0.81	0.70	0.81	0.49	0.55
							85°	0.81	0.67	0.63	0.52	0.59
H=0.75	0.15	0.20	0.09	0.10	0.55	–	45°	1.04	1.70	0.79	0.52	1.78
							50°	1.04	1.51	0.80	0.53	1.61
							55°	1.03	1.40	0.80	0.54	1.45
							60°	1.03	1.30	0.81	0.57	1.34
							65°	1.03	1.23	0.84	0.59	1.24
							70°	1.02	1.14	0.85	0.63	1.11
							75°	1.02	1.06	0.86	0.66	1.01
							80°	1.01	1.01	0.87	0.71	0.94
							85°	1.01	0.96	0.90	0.76	0.86
H=1.00	0.15	0.25	0.09	0.10	0.55	–	45°	1.34	2.43	1.12	0.64	2.50
							50°	1.34	2.24	1.14	0.67	2.28
							55°	1.33	2.05	1.14	0.71	2.03
							60°	1.33	1.90	1.15	0.75	1.85
							65°	1.33	1.80	1.19	0.78	1.72
							70°	1.32	1.67	1.21	0.84	1.54
							75°	1.32	1.56	1.24	0.90	1.42
							80°	1.31	1.48	1.25	0.96	1.29
							85°	1.31	1.40	1.30	1.02	1.18
H=1.25	0.20	0.30	0.11	0.15	0.80	–	45°	1.59	3.00	1.36	0.76	3.12
							50°	1.58	2.72	1.38	0.80	2.76
							55°	1.58	2.49	1.40	0.84	2.49
							60°	1.57	2.29	1.40	0.87	2.22
							65°	1.57	2.18	1.43	0.92	2.05
							70°	1.56	2.02	1.45	0.93	1.84
							75°	1.56	1.89	1.51	1.06	1.71
							80°	1.55	1.79	1.52	1.14	1.55
							85°	1.55	1.70	1.56	1.20	1.51
H=1.50	0.20	0.30	0.11	0.15	0.80	–	45°	1.89	3.79	1.69	0.89	3.84
							50°	1.88	3.43	1.71	0.94	3.41
							55°	1.88	3.14	1.74	0.99	3.07
							60°	1.87	2.89	1.74	1.05	2.74
							65°	1.87	2.74	1.81	1.12	2.52
							70°	1.86	2.54	1.83	1.21	2.27
							75°	1.86	2.35	1.89	1.30	2.10
							80°	1.85	2.26	1.91	1.39	1.91
							85°	1.85	2.15	1.98	1.49	1.75
H=1.75	0.25	0.35	0.12	0.15	1.05	–	45°	2.13	4.31	1.93	1.01	4.13
							50°	2.13	3.90	1.96	1.06	3.73
							55°	2.12	3.57	1.97	1.12	3.40
							60°	2.12	3.31	2.00	1.19	3.12
							65°	2.11	3.10	2.07	1.26	2.87
							70°	2.10	2.89	2.09	1.37	2.57
							75°	2.10	2.71	2.16	1.47	2.39
							80°	2.09	2.58	2.18	1.59	2.07
							85°	2.08	2.44	2.25	1.69	1.97
H=2.00	0.30	0.40	0.12	0.15	1.15		45°	2.48	5.09	2.29	1.17	4.86
							50°	2.47	4.61	2.31	1.23	4.39
							55°	2.47	4.22	2.34	1.30	4.01
							60°	2.46	3.90	2.37	1.40	3.68
							65°	2.45	3.67	2.43	1.42	3.38
							70°	2.44	3.42	2.47	1.59	3.04
							75°	2.43	3.20	2.55	1.72	2.80
							80°	2.42	3.04	2.57	1.84	2.53
							85°	2.42	2.88	2.67	1.99	2.32

CUADRO 3 ALC. OBLICUA VALORES DE L' EN FUNCION DE α

α \ L	0.80	1.00	1.50	2.00
45°	1.13	1.41	2.12	2.83
50°	1.04	1.31	1.96	2.61
55°	0.98	1.22	1.84	2.44
60°	0.92	1.15	1.725	2.30
65°	0.88	1.10	1.65	2.20
70°	0.85	1.07	1.60	2.13
75°	0.825	1.03	1.55	2.06
80°	0.815	1.02	1.53	2.04
85°	0.80	1.00	1.51	2.01

CUADRO 1 ALC. RECTA: DIMENSIONES

L	H	a	b	c	d	e	p	g	h	i	j	K	l	m
DE 0.00 A 2.00m	0.50	0.45	0.20	0.84	L+1.68	VARIABLE SEGUN CUADRO 2	0.15	0.29	0.07	0.20	1.36	1.18	0.25	0.08
	0.75	0.45	0.25	1.04	L+2.08		0.15	0.33	0.09	0.25	1.61	1.47	0.38	0.10
	1.00	0.45	0.25	1.23	L+2.46		0.15	0.33	0.09	0.25	1.88	1.74	0.51	0.10
	1.25	0.60	0.30	1.44	L+2.88		0.20	0.42	0.11	0.30	2.26	2.04	0.64	0.12
	1.50	0.60	0.30	1.63	L+3.26		0.20	0.42	0.11	0.30	2.53	2.31	0.77	0.12
	1.75	0.65	0.35	1.83	L+3.65		0.25	0.49	0.12	0.35	2.81	2.59	0.90	0.14
	2.00	0.70	0.40	2.03	L+4.06		0.30	0.54	0.12	0.40	3.10	2.88	1.03	0.14
4.00m	1.00	0.80	0.25	1.23	L+2.46		0.15	0.29	0.07	0.25	1.88	1.74	0.51	0.10
	1.25	0.80	0.30	1.44	L+2.88	•	0.20	0.42	0.11	0.30	2.26	2.04	0.64	0.12
	1.50	0.80	0.30	1.63	L+3.26		0.20	0.42	0.11	0.30	2.53	2.31	0.77	0.12
	1.75	0.80	0.35	1.83	L+3.65		0.25	0.49	0.12	0.35	2.81	2.59	0.90	0.14
	2.00	0.90	0.40	2.03	L+4.06		0.30	0.54	0.12	0.40	3.10	2.88	1.03	0.14
5.00m	1.00	0.85	0.30	1.23	L+2.46		0.15	0.29	0.07	0.25	1.88	1.74	0.51	0.10
	1.25	0.85	0.35	1.44	L+2.88		0.20	0.42	0.11	0.30	2.26	2.04	0.64	0.12
	1.50	0.85	0.35	1.63	L+3.26		0.20	0.42	0.11	0.30	2.53	2.31	0.77	0.12
	1.75	0.85	0.40	1.83	L+3.65		0.25	0.49	0.12	0.35	2.81	2.59	0.90	0.14
	2.00	0.95	0.45	2.03	L+4.02		0.30	0.54	0.12	0.40	3.10	2.88	1.03	0.14

CUADRO 2 –DIM. DE LOSA Y ARMADURA–

TIPO	LUZ	ESPESOR LOSA	ARMADURA LOSA				TAPADA (Max)	
			BARRAS RESIST.		BARRAS REPART.		LUCES SIMPLES	LUCES MULT.
	L	e	ø	SEP.	ø	SEP.		
	m	m	mm	m	mm	m	m	m
A PARA CAMION DE 9 TN.	0.80	0.14	10	0.12	8	0.33	5.00	
	1.00	0.16	10	0.11	8	0.33	4.50	
	1.50	0.18	10	0.11	8	0.32	3.50	3.00
	2.00	0.20	10	0.11	8	0.23	2.25	2.00
B PARA APLANADORA DE 16 TN.	0.80	0.18	10	0.14	8	0.33	7.00	
	1.00	0.19	10	0.12	8	0.33	6.00	
	1.50	0.21	10	0.10	8	0.32	4.25	3.00
	2.00	0.22	10	0.10	8	0.23	3.00	2.00
C PARA APLANADORA DE 20 TN.	0.80	0.18	10	0.13	8	0.23	7.00	
	1.00	0.19	10	0.10	8	0.33	6.00	
	1.50	0.22	12	0.12	8	0.30	4.50	3.00
	2.00	0.25	12	0.12	8	0.30	3.25	2.00
APLANADORAS A–30	4.00	0.36	20	0.12	8	0.30	2.00	
	5.00	0.40	25	0.13	8	0.25	2.00	

NOTAS: Para la fijacion de los valores max. de T se ha considerado:
N°3 En las luces simples la resistencia al corte Z=4kg/cm2 o a la flexion σ b=50kg/cm2 σ e=2400kg/cm2
N°4 En las luces multiples, la maxima fatiga adm en el terreno de fundacion debajo de la zapata de los pilares= 2.5 kg/cm2
N°5 En todos los casos se ha establecido que el peso especifico del material de relleno es de 2 kg/dm3
N°6 Si alguna de estas condiciones no se cumple se introduciran las modificaciones corresp.
N°7 Cuando se proyecta la siguiente alcantarilla sin tapada, la seccion segun cuadro 2 para la armadura resistente sera:
ø16 para L=4.00m y T=0.44m o ø20 para L=5.00m y T=0.48m
N°8 Si alguna de estas condiciones no se cumple, se introduciran las modificaciones necesarias.

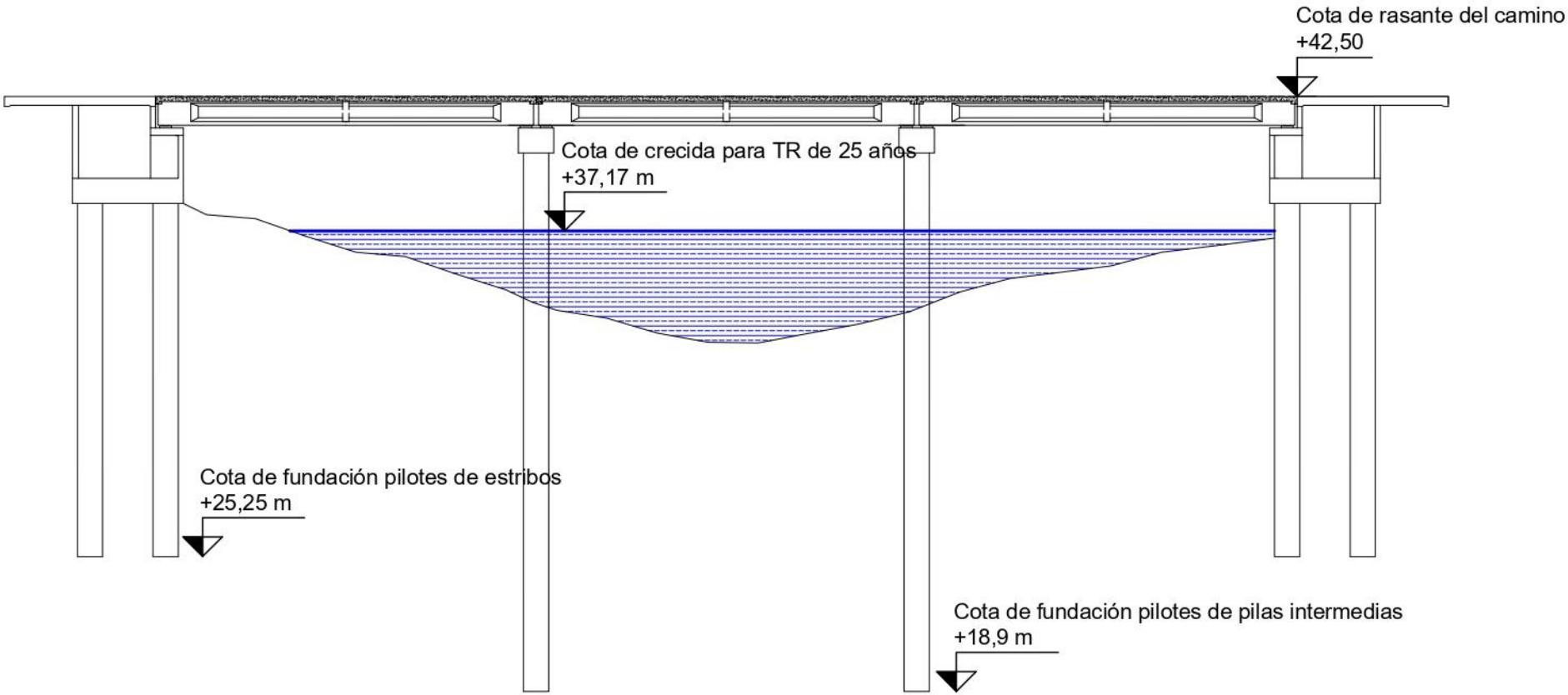
Las medidas en que no figuran unidades estan expresadas en metros

MINISTERIO DE OBRAS, SERVICIOS PÚBLICOS Y VIVIENDA MINISTERIO DE HACIENDA Y FINANZAS DIRECCIÓN PROVINCIAL DE VIALIDAD	CONSULBAIRES INGENIEROS CONSULTORES S.A.	PROYECTO RUTA NACIONAL N° 19 TRAMO II: R.P 6 – RN.34 SECCIÓN I: PR.0+000,00 – PR.24+000,00	ARCHIVO DWG.: CHEQUEADO: ING. F. SECO APROBADO: ING. R. GOÑI FECHA: ENERO 2007	OBSERVACIONES

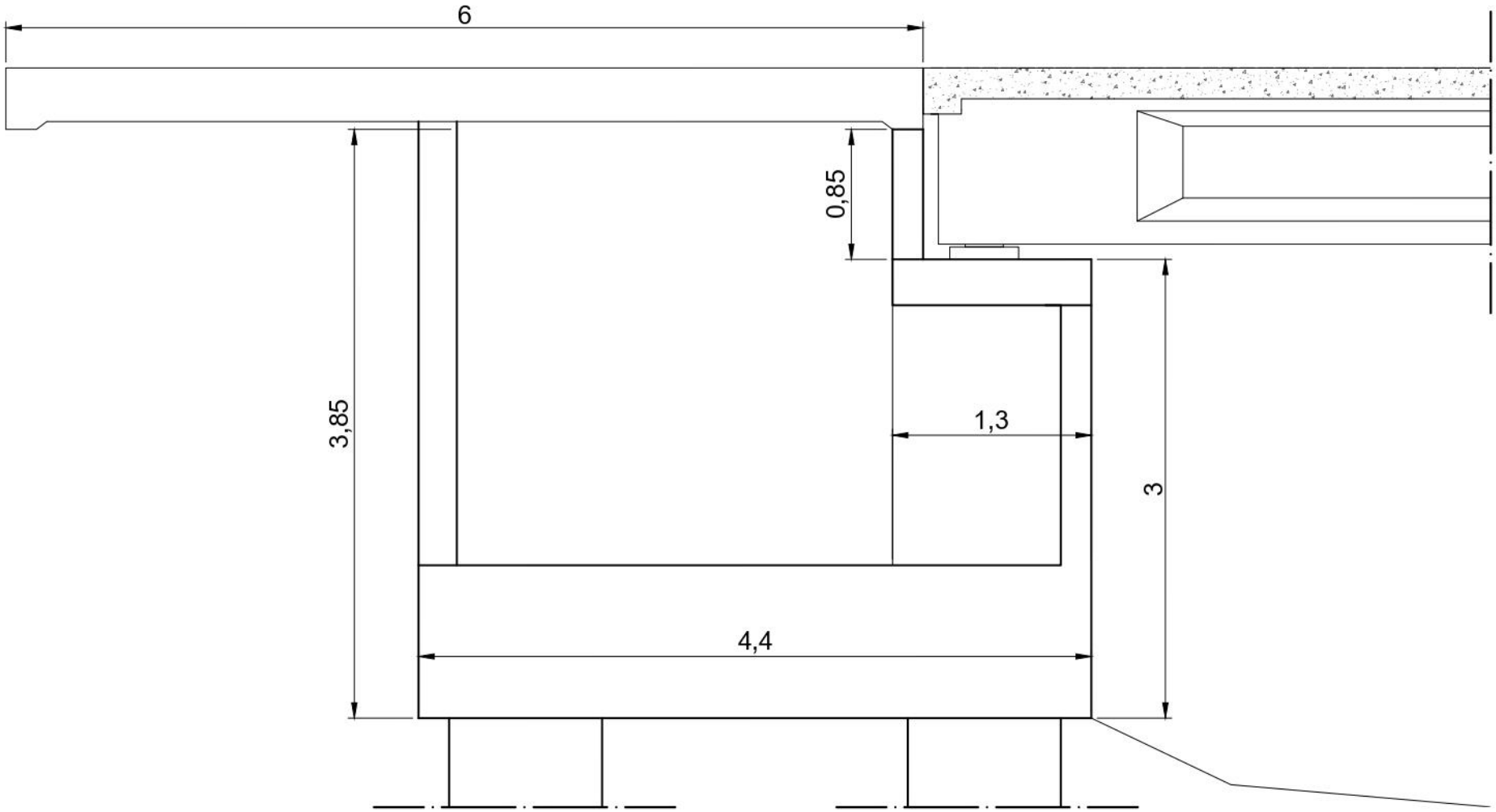
PLANO TIPO ALCANTARILLA 0–41211 –I MODIFICADA

ESCALA: A3= H=1:2000 A3=V=1:200

Plano N° 14



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Esquema sistema estructural		
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:250 **Plano N° 15**	



Facultad de Ingeniería Universidad Nacional del Nordeste Trabajo Final

Estribo Corte longitudinal

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

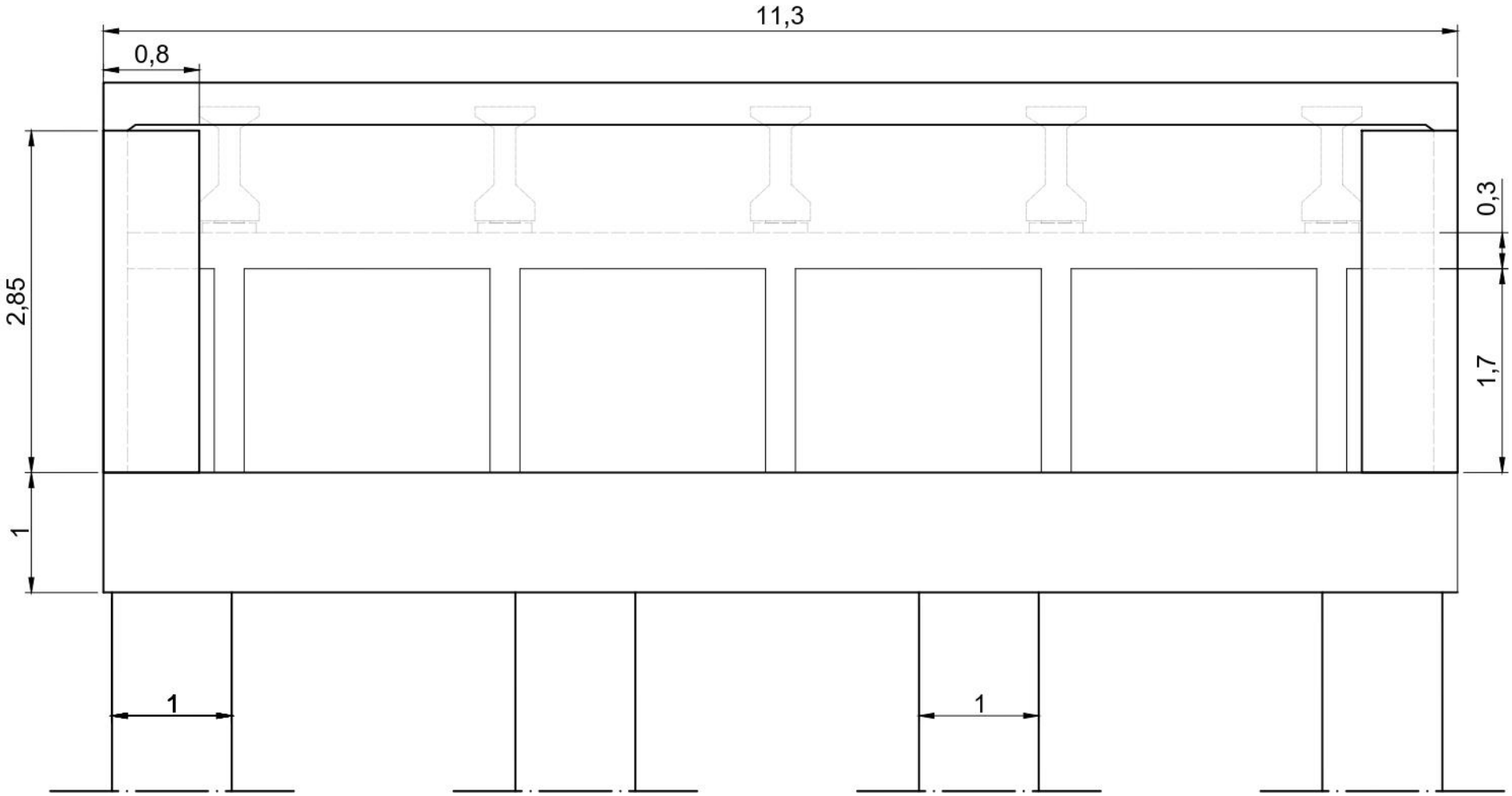
Hernández, Martín Emanuel

Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

Escala 1:40

Plano N° 16



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Estribo	Corte transversal	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

Hernández, Martín Emanuel

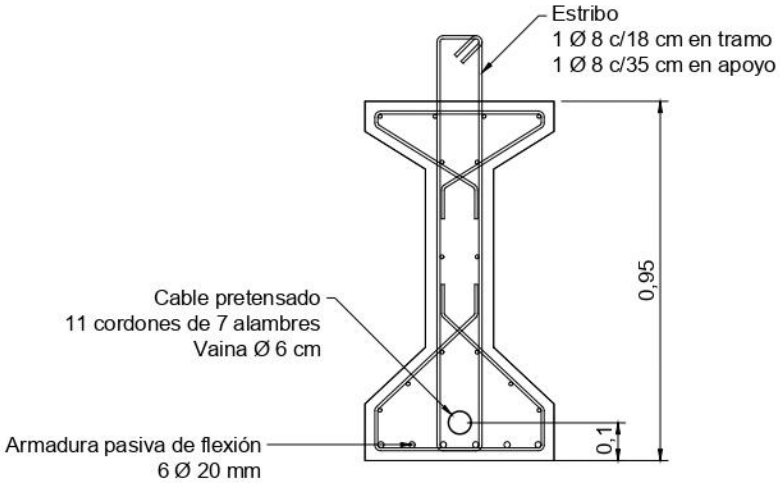
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

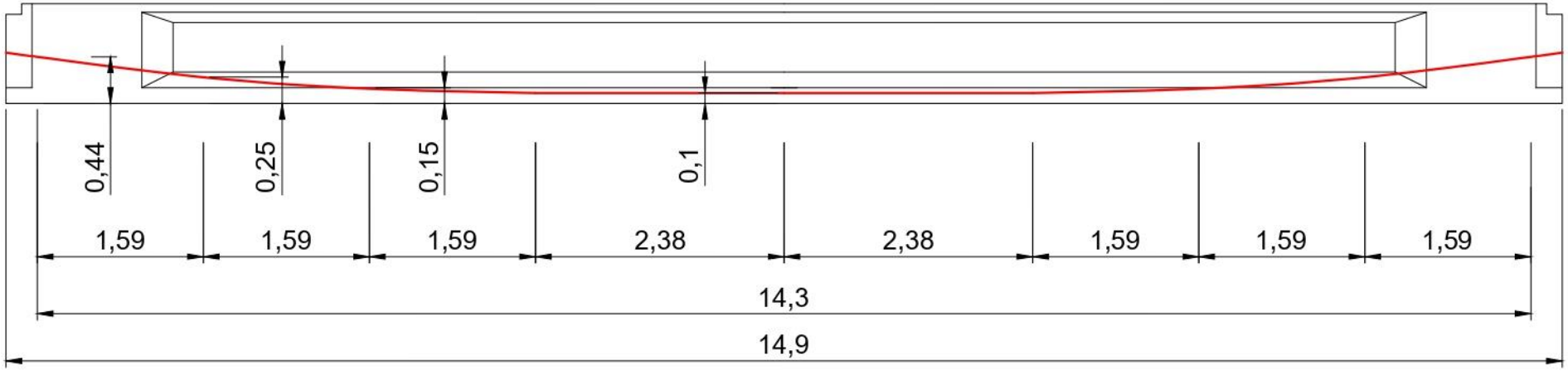
Fecha: dic-2024

Escala 1:50

Plano N° 17

DETALLE DE ARMADURA
ESC 1:20

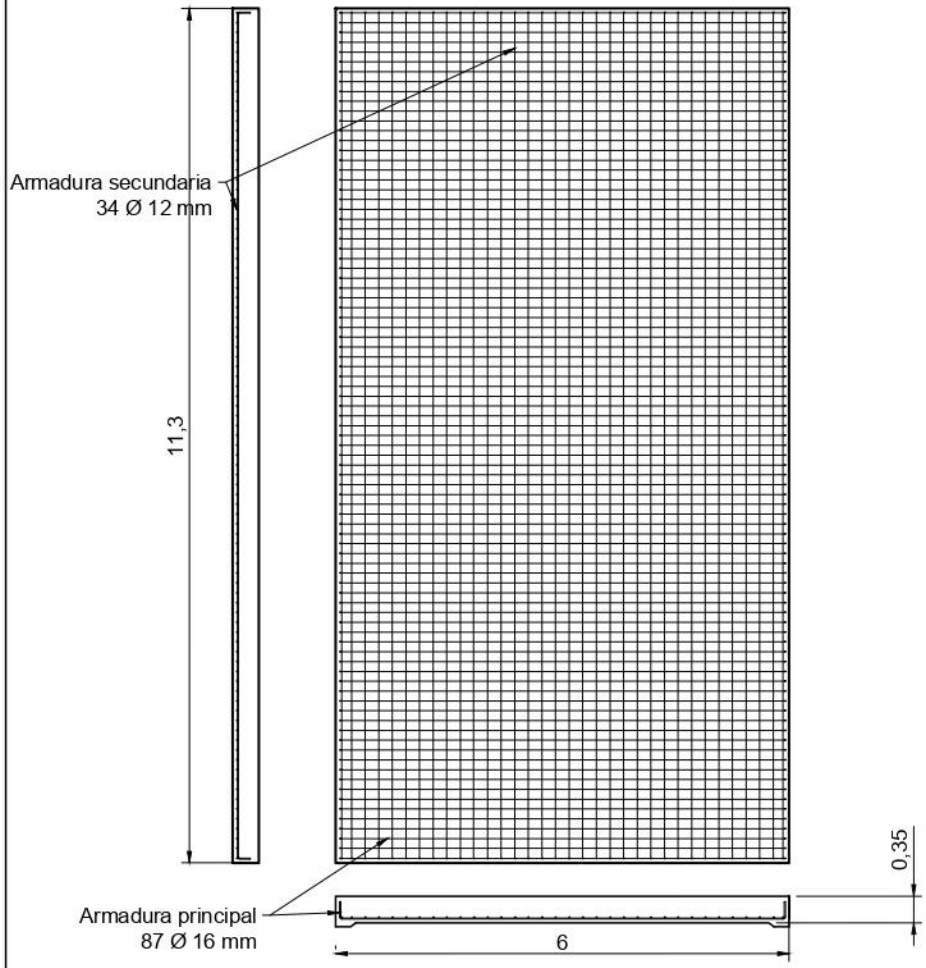




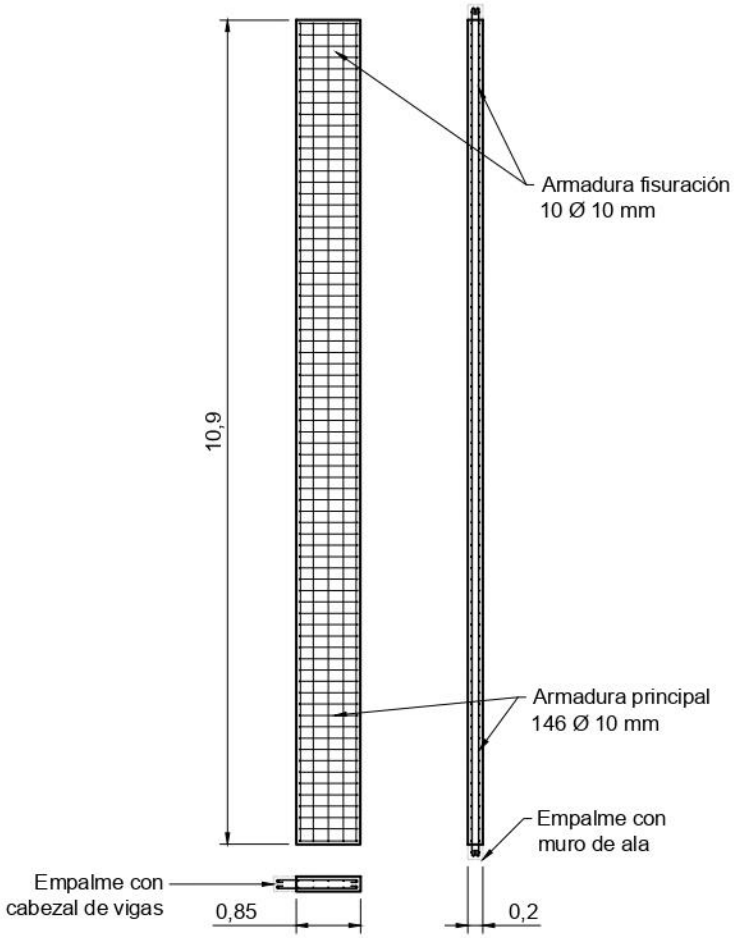
TRAZADO DE CABLE
ESC 1:60

Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Viga pretensada postesada	Detalle armadura y trazado de cable	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escalas: Varias **Plano N° 18**	

LOSA DE APROXIMACIÓN



PANTALLA SUPERIOR DE ESTRIBO



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Detalle armadura	Losa de aproximación y pantalla superior	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

Hernández, Martín Emanuel

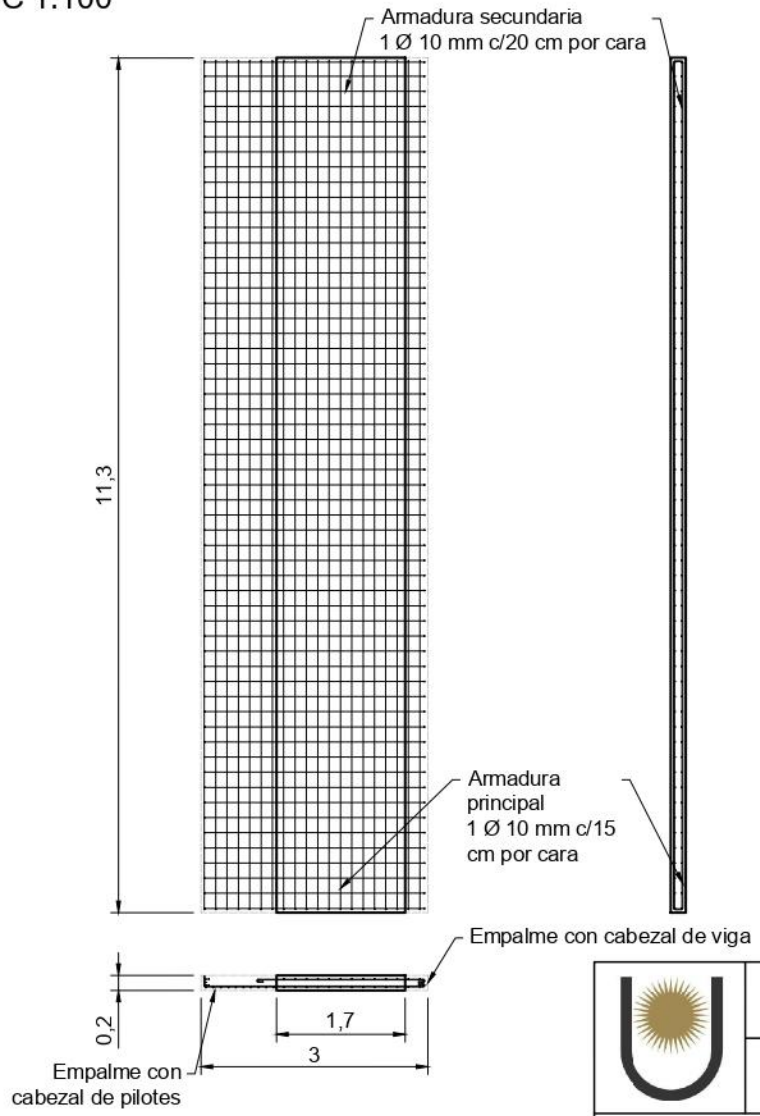
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

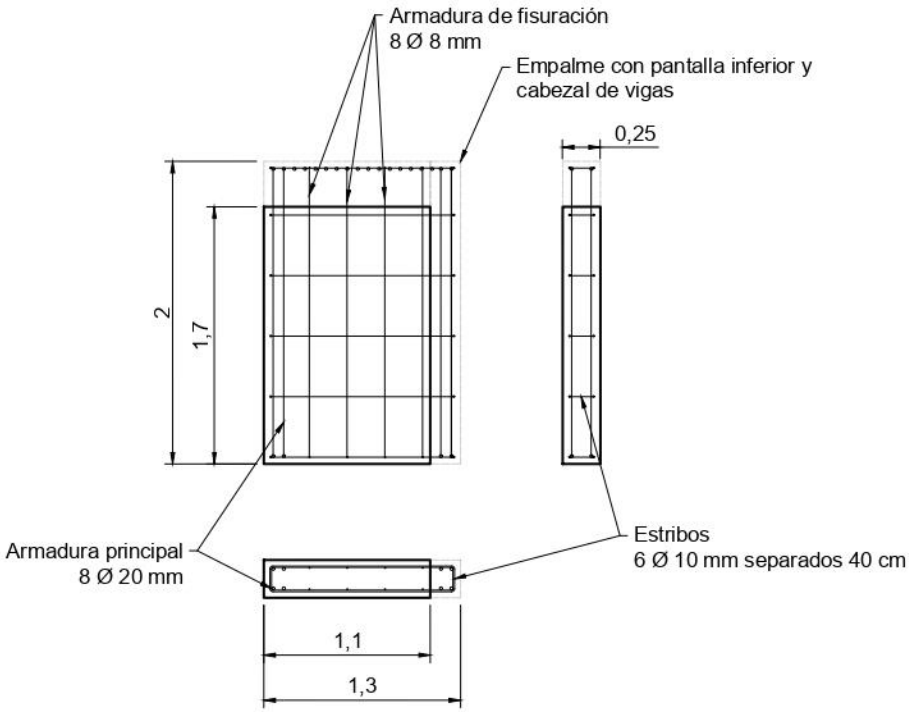
Escala 1:100

Plano N° 19

PANTALLA INFERIOR DE ESTRIBO
ESC 1:100



CONTRAFUERTE DE ESTRIBO
ESC 1:50



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Detalle armadura	Pantalla inferior y contrafuerte	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

Hernández, Martín Emanuel

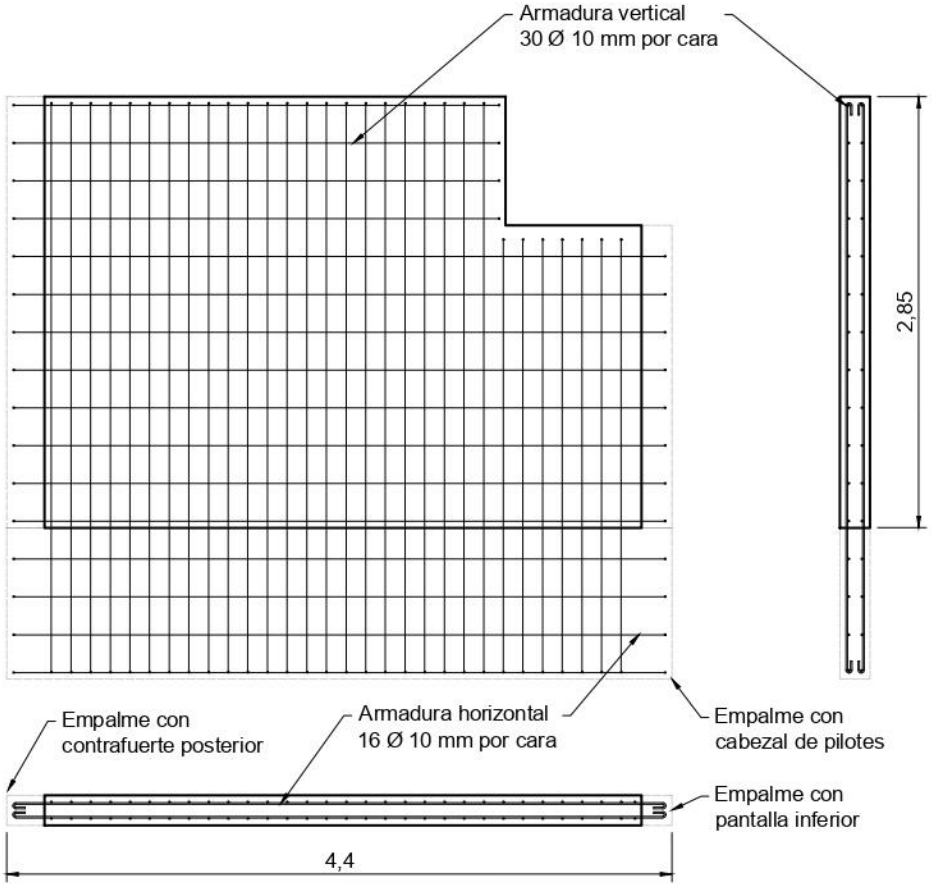
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

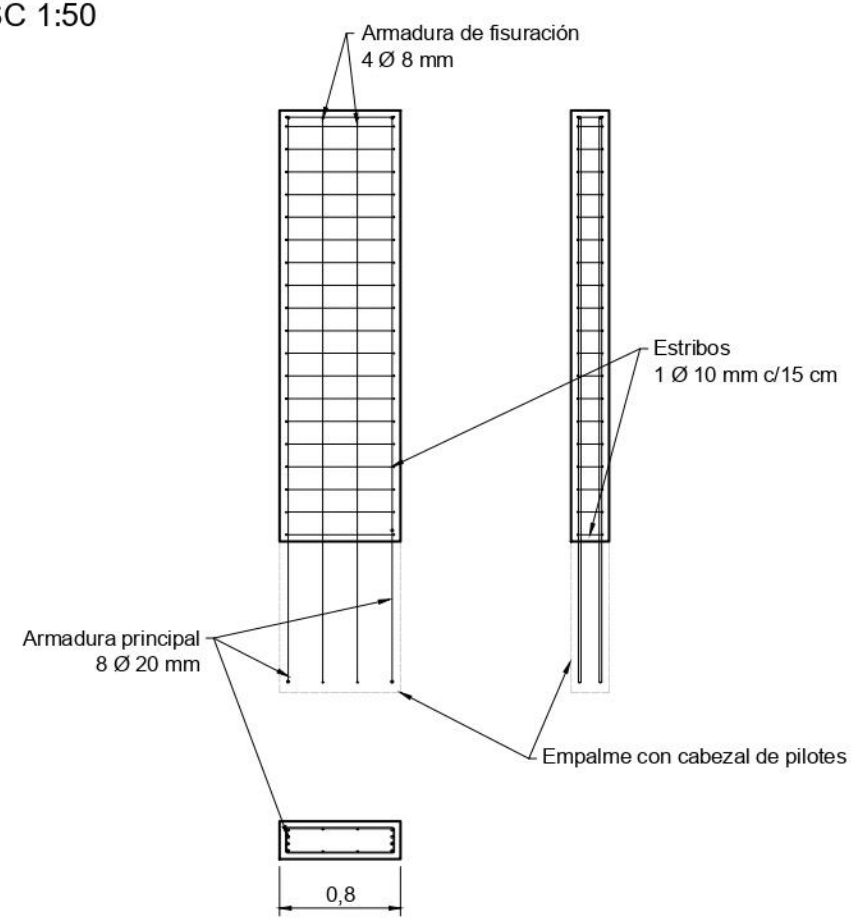
Escalas: Varias

Plano N° 20

MURO DE ALA DEL ESTRIBO
ESC 1:100



CONTRAFUERTE POSTERIOR DE ESTRIBO
ESC 1:50



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Detalle armadura	Muro de ala y contrafuerte posterior	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

Hernández, Martín Emanuel

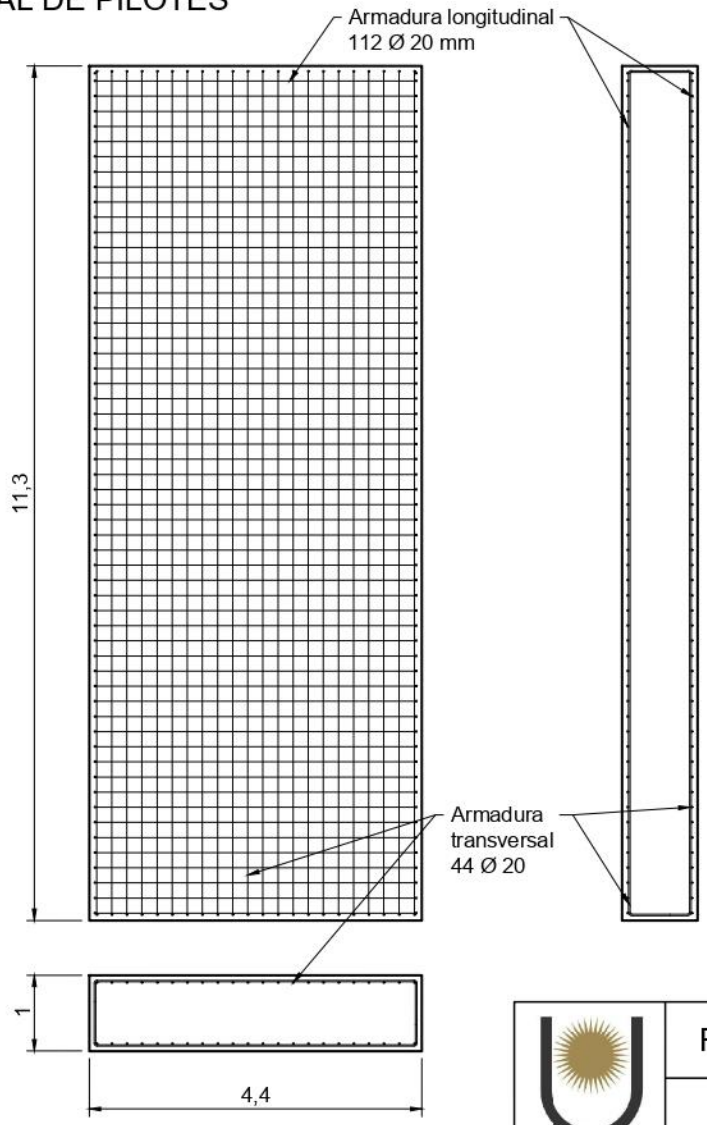
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

Fecha: dic-2024

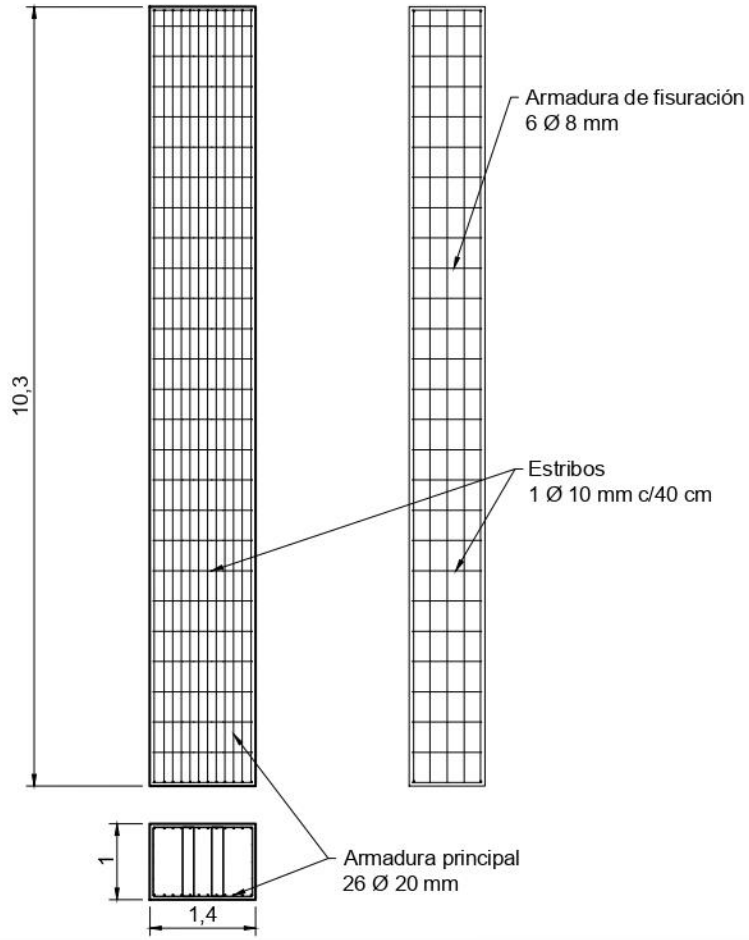
Escalas: Varias

Plano N° 21

CABEZAL DE PILOTES



CABEZAL DE PILAS INTERMEDIAS



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Detalle armadura	Cabezal de pilas y pilotes	

Integrantes

Arriola, Nahuel Nicolás

Hernández, Martín Emanuel

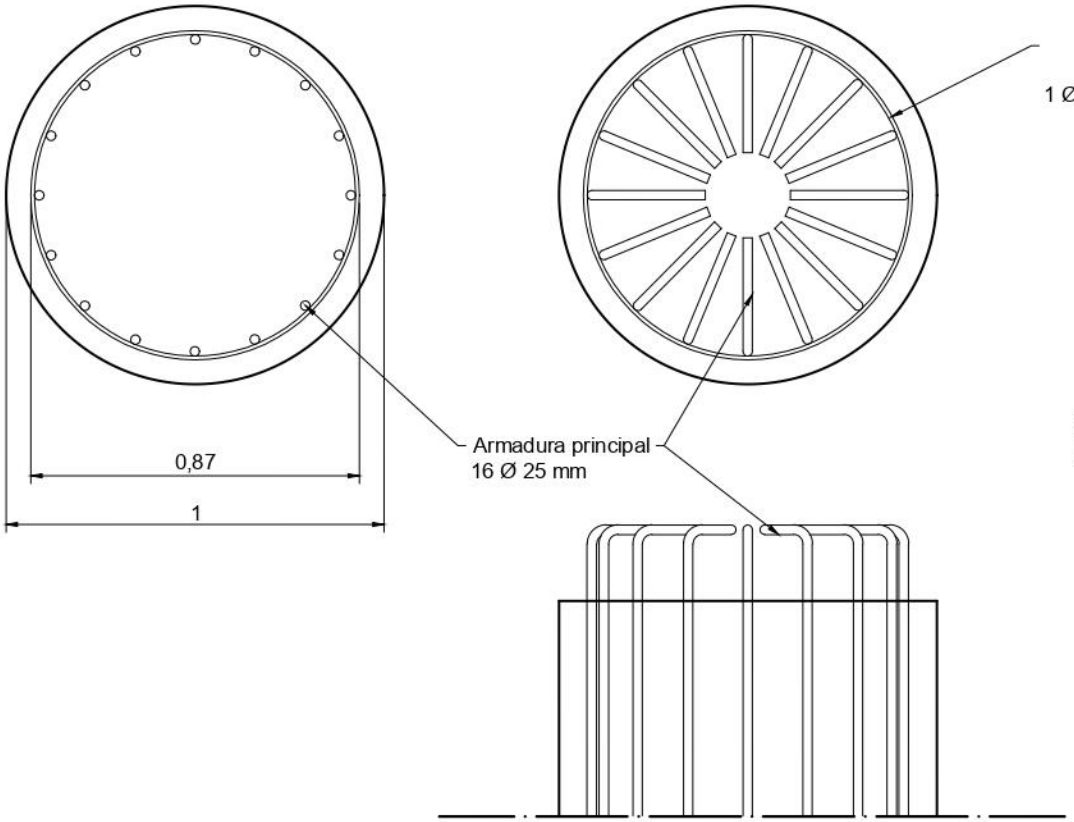
Londra Irigoyen, Anabella Naiara

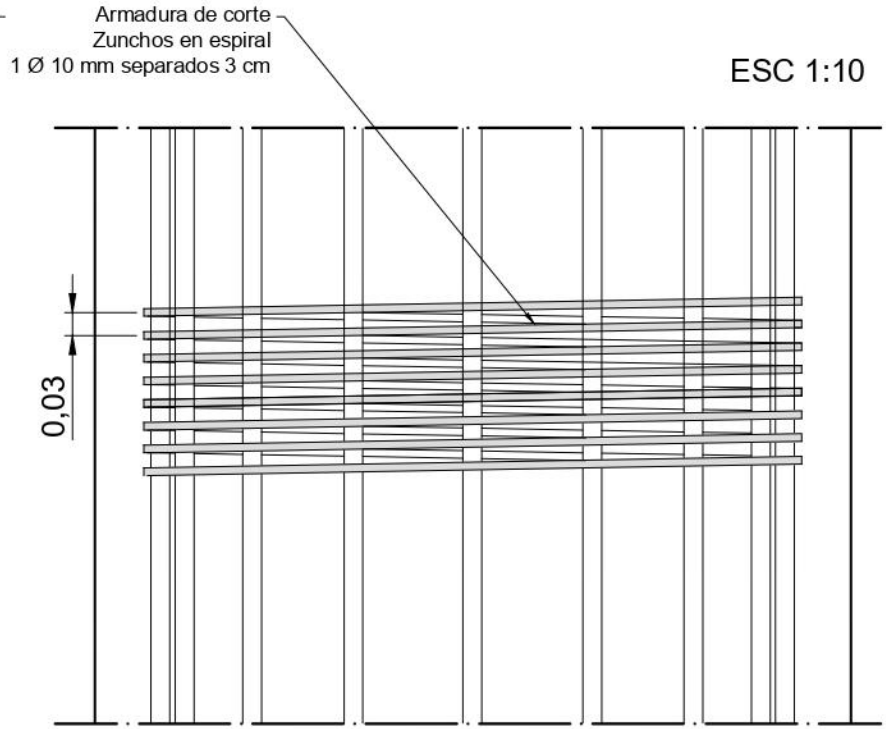
Fecha: dic-2024

Escala 1:100

Plano N° 22

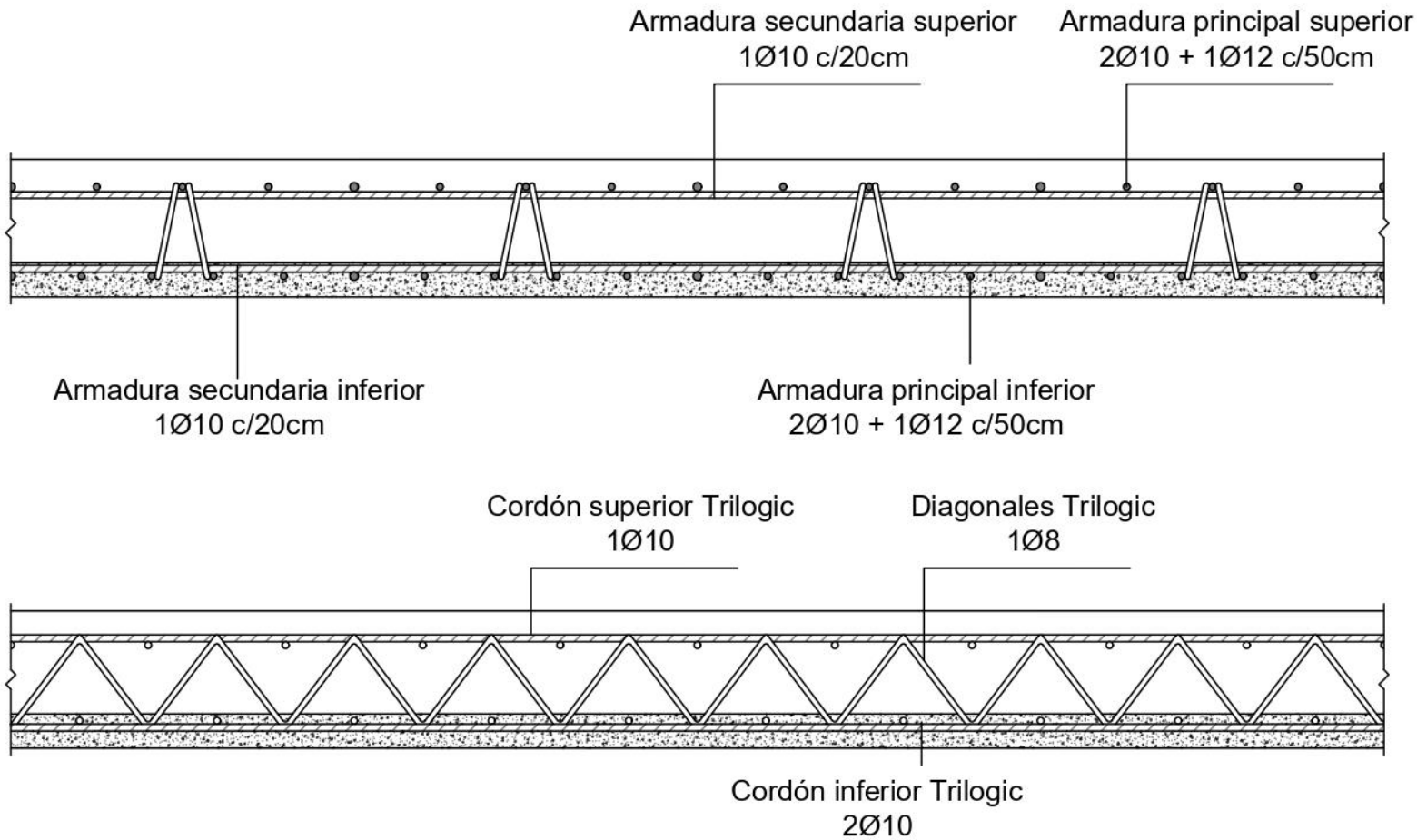
PILOTES
ESC 1:20





ESC 1:10

Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Detalle armadura	Pilas y pilotes	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escalas: Varias **Plano N° 23**	



Facultad de Ingeniería	Universidad Nacional del Nordeste	Trabajo Final
Detalle armadura	Losa de tablero	
Integrantes Arriola, Nahuel Nicolás Hernández, Martín Emanuel Londra Irigoyen, Anabella Naiara	Fecha: dic-2024 Escala 1:10 **Plano N° 24**	

ANEXO B
CÁLCULO DEL PUENTE

B.1. Dimensionamiento tablero

Sobrecarga debida a la aplanadora

Sobrecargas	L [m]	b1 [m]	b2 [m]	P [kN]	φ [-]	Coef. May [-]	qu [kN/m²]
Aplanadora RD	2,3	1,73	1,3	100	1,4	1,6	79,53
Aplanadora RT	2,3	1,73	2,2	75	1,4	1,6	70,49

Dimensionamiento al corte

Verificación al corte				
Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f'c (MPa)	-	30	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,025	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,2	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,17	
Verificación				
Esfuerzo de corte último	Vu (kN)	-	93,26	
Corte nominal	Vn (kN)	$Mn = \frac{Vu}{\phi}$	124,35	
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\ b_w\ d$	155,19	Art. 11.3-C201
Vc > Vn ∴ No es necesaria armadura de corte				

Dimensionamiento de la armadura en etapa constructiva

- Dimensiones

$$ht = 140mm;\ \ h = ht - \frac{\emptyset_{cs}}{2} - \frac{\emptyset_{ci}}{2} = 130mm\ ;\frac{L}{h} = \frac{2300mm}{133mm} = 17 < 35\ B.C.$$

$$bt = 100mm;\ b = bt - \emptyset_{ci} = 92mm;\ \frac{h}{2} = 70mm < b\ B.C.$$

- Verificación del pandeo local y a la fluencia por tracción

Etapa de montaje					
Verificación al pandeo en los cordones					
Datos					
			C. Superior	C. Inferior	
Momento último	Mu (kNm)	-	1,07	3,17	
Factor de resistencia	ϕc	-	0,80	0,80	Art. 5.2-C308
N° barras por cordón	n1	-	1,00	2,00	
Altura reticulado	h (cm)	-	13,00	13,00	Art. 2.3-C308
Área de una barra	Agc1 (cm²)	-	0,79	0,79	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	500,00	500,00	
Módulo de elasticidad	E (MPa)	-	200000,00	200000,00	
Longitud efectiva de pandeo	k*L (cm)	-	20,00	20,00	
Radio de giro	r (cm)	-	0,25	0,25	
Momento de diseño					
Momento de diseño	Md (kNm)	$M_{dcx} = \phi_c\ h\ n_1\ A_{gc1}\ F_{cr}\ (10)^{-3}$	1,64	3,28	Art. 6.2.1-C308
Tensión crítica	Fcr (MPa)	$F_{cr} = \chi\ F_y$	201,00	201,00	Art. 5.2-C308
Esbeltez adimensional	λc	$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\frac{k\,L}{r}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$	1,27	1,27	Art. 5.2-C308
Coef. para tensión crítica	χ	De tabla con λc	0,40	0,40	Art. 5.2-C308
Md>Mu ∴ Verifica en buenas condiciones					

Verificación a la tracción de los cordones					
			C. Superior	C. Inferior	
Momento último	Mu (kNm)	-	3,17	1,07	
Factor de resistencia	ϕt	-	0,90	0,90	Art. 6.3-C308
N° barras por cordón	n2	-	1,00	2,00	
Altura reticulado	h (cm)	-	13,00	13,00	
Área de una barra	Agt1 (cm²)	-	0,79	0,79	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	500,00	500,00	
Módulo de elasticidad	E (MPa)	-	200.000,00	200.000,00	
Momento de diseño					
Momento de diseño	Md (kNm)	$M_{dtx} = \phi_t\ h\ n_2\ A_{gt1}\ F_y\ (10)^{-3}$	4,59	9,19	Art. 6.3-C308
Md>Mu ∴ Verifica en buenas condiciones					

- Verificación del pandeo local de las diagonales

Verificación al pandeo en las diagonales				
Datos				
Corte último	Vu (kNm)	-	6,28	
Factor de resistencia	ϕc	-	0,80	Art. 5.2-C308
Ángulo entre diagonal y cordón	α (°)	-	52,43	Art. 6.2.2-C308
Ángulo de inclinación del plano de diagonales	β (°)	-	19,09	Art. 6.2.2-C309
Altura reticulado	h (cm)	-	13,00	
Área de una barra	AD (cm²)	-	0,50	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	500,00	
Módulo de elasticidad	E (MPa)	-	200000,00	
Longitud efectiva de pandeo	k*L (cm)	-	14,75	Art. 6.2.2-C309
Radio de giro	r (cm)	-	0,20	
Momento de diseño				
Corte de diseño	Vd (kNm)	$V_{dD} = \phi_c\ F_{cr}\ A_D\ 2\ sen\ \alpha\ cos\ \beta\ (10)^{-1}$	13,49	Art. 6.2.1-C308
Tensión crítica	Fcr (MPa)	$F_{cr} = \chi\ F_y$	224,00	Art. 5.2-C308
Esbeltez adimensional	λc	$\lambda_c = \frac{1}{\pi}\frac{k\,L}{r}\sqrt{\frac{F_y}{E}}$	1,17	Art. 5.2-C308
Coef. para tensión crítica	χ	De tabla con λc	0,45	Art. 5.2-C308
Vd>Vu ∴ Verifica en buenas condiciones				

Dimensionamiento de la armadura en etapa final

- Tabla para la obtención de parámetros a partir del valor de momento adimensional

mn	<= H-30 (β1=0.850)		H-35 (β1=0.814)		H-40 (β1=0.779)		H-45 (β1=0.743)		H-50 (β1=0.707)		H-60 (β1=0.650)		kz
	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	kc	εs	
0.02	0.028	104.08	0.029	99.59	0.031	95.09	0.032	90.59	0.034	86.09	0.037	78.89	0.988
0.03	0.042	67.95	0.044	64.97	0.046	61.99	0.048	59.01	0.051	56.03	0.055	51.26	0.982
0.04	0.057	49.88	0.059	47.66	0.062	45.44	0.065	43.22	0.068	40.99	0.074	37.44	0.976
0.05	0.071	39.04	0.074	37.27	0.078	35.50	0.082	33.74	0.086	31.97	0.093	29.14	0.970
0.06	0.086	31.80	0.090	30.34	0.094	28.88	0.099	27.41	0.104	25.95	0.113	23.61	0.963
0.07	0.101	26.63	0.106	25.39	0.111	24.14	0.116	22.90	0.122	21.65	0.132	19.66	0.957
0.08	0.116	22.75	0.122	21.67	0.127	20.59	0.133	19.51	0.140	18.42	0.152	16.69	0.950
0.09	0.132	19.73	0.138	18.78	0.144	17.82	0.151	16.87	0.159	15.91	0.173	14.38	0.944
0.10	0.148	17.31	0.154	16.46	0.161	15.61	0.169	14.75	0.178	13.90	0.193	12.53	0.937
0.11	0.164	15.33	0.171	14.56	0.179	13.79	0.187	13.02	0.197	12.25	0.214	11.02	0.930
0.12	0.180	13.68	0.188	12.98	0.196	12.28	0.206	11.58	0.216	10.88	0.235	9.76	0.924
0.13	0.196	12.28	0.205	11.64	0.214	11.00	0.225	10.36	0.236	9.71	0.257	8.69	0.917
0.14	0.213	11.08	0.222	10.49	0.233	9.90	0.244	9.31	0.256	8.71	0.279	7.77	0.909
0.15	0.230	10.04	0.240	9.49	0.251	8.94	0.263	8.39	0.277	7.85	0.301	6.97	0.902
0.16	0.247	9.12	0.258	8.61	0.270	8.10	0.283	7.59	0.297	7.08	0.324	6.27	0.895
0.17	0.265	8.31	0.277	7.84	0.290	7.36	0.303	6.89	0.319	6.41	0.347	5.65	0.887
0.18	0.283	7.59	0.296	7.15	0.309	6.70	0.324	6.26	0.340	5.81	0.370	5.10	0.880
0.19	0.302	6.95	0.315	6.53	0.329	6.11	0.345	5.69	0.363	5.27	0.394	4.61	0.872
0.20	0.320	6.36	0.335	5.97	0.350	5.57	0.367	5.18	0.385	4.79			0.864
0.21	0.340	5.83	0.355	5.46	0.371	5.09	0.389	4.72					0.856
0.22	0.359	5.35	0.375	5.00	0.392	4.65							0.847
0.23	0.380	4.90											0.839
kz*	0.841		0.847		0.854		0.861		0.867		0.878		

- Determinación de la armadura

Dimensionamiento armadura

Datos					
Factor reductor	ϕ	-	0,9		Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f´c (MPa)	-	30		
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	420		
Recubrimiento	rec (m)	-	0,035	0,025	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,2		
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1		
Altura útil	d (m)	-	0,16	0,17	

Cálculo de armadura necesaria			Superior	Inferior	
Momento nominal	Mn (MNm/m)	$Mn = \frac{Mu}{\phi}$	0,041	0,054	CIRSOC 201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{d^2 * bw * f'c}$	0,05	0,06	
Deformación armadura (>5‰)	εs (‰)	-	31,8	26,63	
Factor kc (< 0,375)	kc	-	0,086	0,101	
Factor kz	kz	-	0,841	0,841	
Brazo de palanca	z (m)	$z = kz * d$	0,13	0,143	
Armadura calculada	Ascalc (cm²/m)	$Ascalc = \frac{Mn}{Fy * z}$	7,32	8,98	
Armadura mínima	Asmin1 (cm²/m)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \ d$	5,22	5,54	Art. 10.5-C201
	Asmin2 (cm²/m)	$A_{s,min} \geq \frac{1,4 b_w \ d}{f_y}$	5,33	5,67	
Armadura por temperatura	Astemp (cm²/m)	*Astemp=0,0018*bw*h*	3,60	3,60	Art. 7.12-C201

Armadura aportada por Trilogic				
Sección de una barra de cordón	Ats (cm²)	-	0,79	0,79
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	500	
Relación entre módulos Fy	rf	$rf = Fyt/Fya$	1,19	1,19
Separación entre armaduras	sep (m)	-	0,50	0,5
Armadura del Trilogic	Astri (cm²/m)	-	1,87	3,74

Armadura adicional				
Armadura necesaria	Asnec (cm²/m)	-	7,32	8,98
Armadura faltante	Asfalt (cm²/m)	Asfalt = Asnec - Astri	5,45	5,24

Adopción de armadura

Armadura		Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Inferior	Principal	8,98	**2ϕ10+1ϕ12 c/50cm**	**5,40**
	Secundaria	3,60	**1ϕ10 c/20cm**	**3,90**
Superior	Principal	7,32	**2ϕ10+1ϕ12 c/50cm**	**5,40**
	Secundaria	3,60	**1ϕ10 c/20cm**	**3,90**

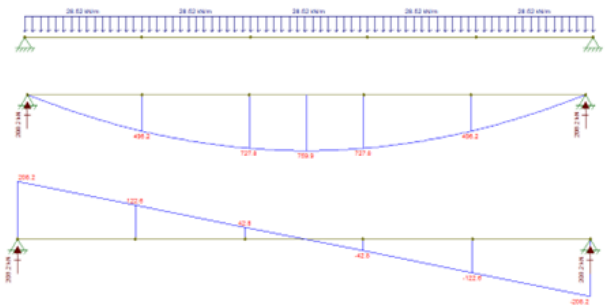
B2. Dimensionamiento vigas principales

Análisis de cargas

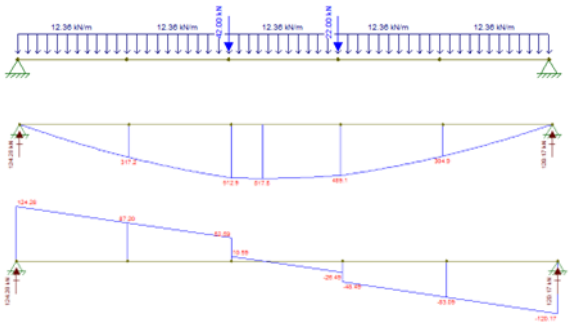
Análisis de Cargas en vigas principales					
Carga	Elemento	Sección [m²]	Peso específico [kN/m³]	q [kN/m]	P [kN]
Permanente	Viga	0.2846	25	7.12	
	Losa tablero	2.26	25	11.3	
	Carpeta rodamiento	0.83	22	3.65	
	Viga arriostrmiento	0.376	25	1.88	
	Veredas	0.6	22	2.64	
	Baranda y defensa	0.44	22	1.94	
Sobrecarga	M.C vereda			2.4	
	M.C Calzada (φ = 1,23)			12.25	
	M.C Calzada (φ = 1)			9.96	
	Aplanadora RD (φ = 1,23)				27.06
	Aplanadora RD (φ = 1)				22
	Aplanadora RT (φ = 1,23)				51.66
	Aplanadora RT (φ = 1)				42

Esquemas de carga y diagramas de momento flector y corte

Peso propio

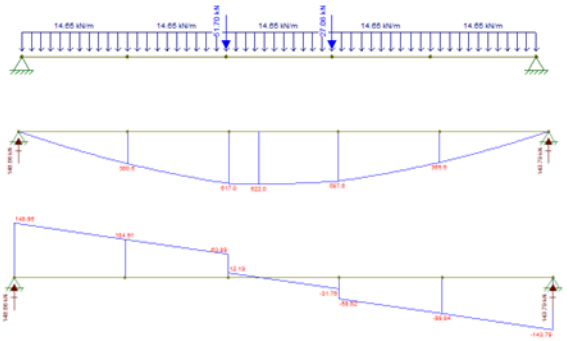


Aplanadora en la mitad de la luz sin impacto

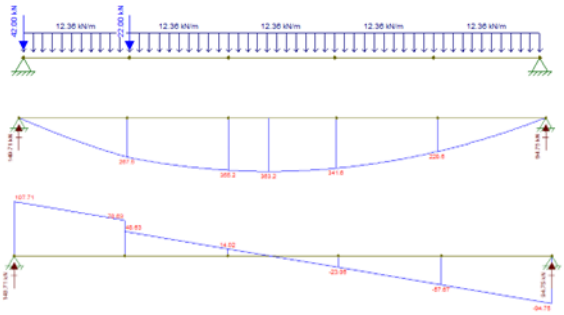


Aplanadora con rodillo trasero en apoyo sin impacto

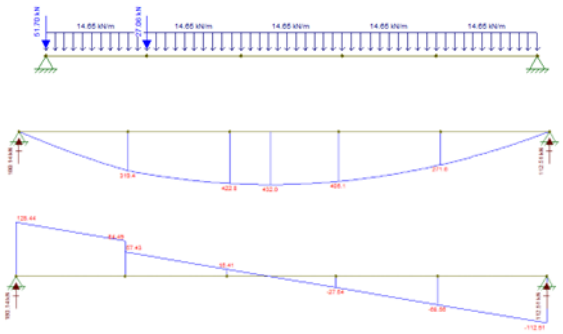
Aplanadora en la mitad de la luz con impacto



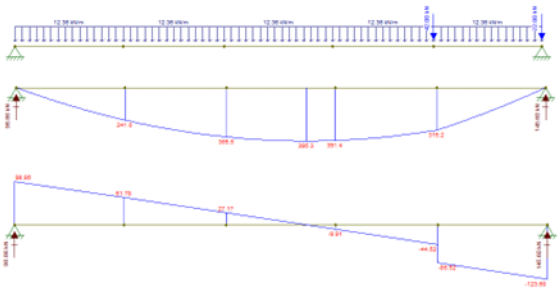
Aplanadora con rodillo trasero en apoyo con impacto

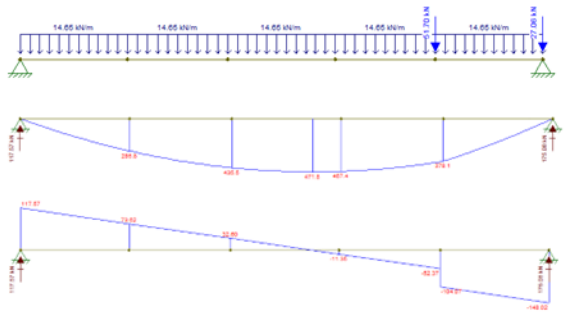


Aplanadora con rodillo delantero en apoyo sin impacto



Aplanadora con rodillo delantero en apoyo con impacto





Solicitaciones obtenidas

Carga	Caso	Condición	Momento [kNm]	Corte [kN]	Rizq [kN]	Rder [kN]
Permanente	Estructura	Sin impacto	**759,9**	**208,2**	**208,2**	**208,2**
Sobrecarga	Aplanadora en medio	Con impacto	**622**	**148,86**	148,86	143,79
		Sin impacto	**517,5**	**124,8**	124,28	120,17
	RT en apoyo	Con impacto	432	128,44	**180,14**	**112,51**
		Sin impacto	363,2	107,71	**149,71**	**94,75**
	RD en apoyo	Con impacto	471,8	148,02	117,57	175,08
		Sin impacto	395,3	123,6	98,86	145,6

Solicitaciones consideradas para el dimensionamiento

ELU				
Condición	Mu [kNm]	Vu [kN]	Rizq u [kN]	Rder u [kN]
Con impacto	1907	488	538	430
Sin impacto	1740	450	489	401
ELS				
Condición	Ms [kNm]	Vs [kN]	Rizq s [kN]	Rder s [kN]
Con impacto	1382	357	388	321
Sin impacto	1277	333	358	303

Diseño a flexión por resistencia (Estado Límite Último)

Resistencia específica del H°	$f_c^{'}\ (MPa)$	35		
Ancho de talón inferior	$b(m)$	0,5		
Ancho de alma	$b_w(m)$	0,18		
Altura de viga	$h\ (m)$	0,95		
Distacia entre borde inferior y baricentro de armadura activa	$h'\ (m)$	0,1		
Altura útil	$d(m) = h - h'$	0,85		
Límite bloque de tensiones dentro del ala superior	$h_f\ (m)$	0,148		
Momento último requerido	$M_u(MNm)$	1,907		
Momento nominal	$M_n(MNm) = \frac{M_u}{0,9}$	2,12		
Momento adimensional	$m_n = \frac{M_n}{b\ d^2\ f_c'}$	0,17	CIRSOC 201	
Factor para H-35	β_1	0,814		
Factor de cálculo	$k_c = \frac{1}{\beta_1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right)$	0,27	< 0,375	No necesita armadura de compresión
Aplicación de resultante de compresión	$\beta_1\ k_c\ d$	0,19	> hf	
Resultante de compresión fuera del alma	$Ca(MN) = 0,85\ f_c'\ (b - b_w)h_f$	1,41		Bloque de tensiones dentro del alma
Momento asociado al anterior	$\Delta M_{na}\ (MNm) = Ca\left(d - \frac{h_f}{2}\right)$	1,09		
Momento nominal en el alma	$M_{nw} = M_n - \Delta M_{na}$	1,03		
Momento adimensional en el alma	$m_{nw} = \frac{M_{nw}}{b\ d^2\ f_c'}$	0,08		
Factor de cálculo	$k_c = \frac{1}{\beta_1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_{nw}}{0,425}}\right)$	0,12	< 0,375	
Deformación específica del acero de pretensado por flexión	$\varepsilon_s(‰) = \frac{3\ (1 - k_c)}{k_c}$	21,31		
Deformación específica del acero de pretensado para descomprimir la pieza	$\varepsilon_{pdc}\ (‰)$	5,80		
Deformación específica total del acero de pretensado	$\varepsilon_p(‰) = \varepsilon_{pdc} + \varepsilon_s$	27,11	< 50 ‰	
Factor de cálculo	$k_z = 0,5 + 0,5\left(\sqrt{1 - \frac{m_{nw}}{0,425}}\right)$	0,95		
Distancia entre resultante de tracción y compresión	$z_w(m) = k_z\ d$	0,81		
Tensión del acero de pretensado	$f_{ps}\ (MPa)$	1840		
Área de acero de pretensado necesario	$A_{ps} = \frac{1}{f_{ps}}\left(\frac{M_{nw}}{z_w} + Ca\right)$	0,00135		
N° Cordones		13,70	≈	**14**

N° Cordones adoptados		11
Área de acero de pretensado	$A_{ps}\ (cm^2)$	10,857
Área de acero de presentado a cubrir con armadura pasiva	$A'_{ps}\ (cm^2)$	2,67
Conversión a acero ADN420	$A_s\ (cm^2) = A'_{ps} * \frac{f_{ps}}{f_y}$	11,69

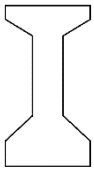
Se adopta 6 Ø 16 mm (12,06 cm²)

Determinación de las pérdidas de pretensado

Sección	x (m)	fp0 (MPa)	fp1 (MPa)	fp2 (MPa)	fp4 (MPa)	fp5 (MPa)
0	0	1380	1380	1211	1163	1060
1	0,775	1380	1369	1222	1172	1068
2	1,59	1380	1358	1232	1180	1077
3	3,18	1380	1337	1254	1197	1094
4	4,77	1380	1316	1276	1214	1110
5	7,3	1380	1302	1285	1221	1118
6	8,61	1380	1296	1296	1230	1126
7	9,53	1380	1291	1291	1226	1122
8	11,12	1380	1270	1270	1210	1106
9	12,71	1380	1250	1250	1194	1091
10	13,525	1380	1240	1240	1186	1083
11	14,3	1380	1231	1231	1179	1075

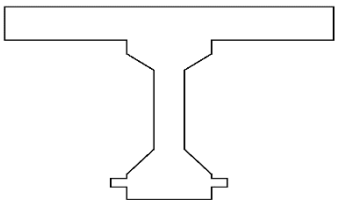
Control de tensiones en servicio

Sección neta



A (m²)	0,2846
Ix (m⁴)	0,0292
y1 (m)	0,4438
y2 (m)	0,5062
W1 (m³)	0,0658
W2 (m³)	0,0577

Sección homogeneizada



A' (m²)	0,6828
Ix' (m⁴)	0,0953
y1' (m)	0,7843
y2' (m)	0,1657
W1' (m³)	0,1215
W2' (m³)	0,5751

			Fibra superior (MPa)		Fibra inferior (MPa)	
Estado	Carga	Sección	Parcial	Acumulada	Parcial	Acumulada
Inicial	D1	Neta	-3,286		2,881	
	P3	Neta	-4,902		-4,902	
			8,315	0,126	-7,290	-9,311
Permanente	D2	Homogeneizada	-0,992		4,695	
	P4	Homogeneizada	0,083		0,083	
			-0,068		0,320	
	P5	Homogeneizada	0,165		0,165	
			-0,134	-0,819	0,633	-3,415
Sobrecarga	L	Homogeneizada	-1,081	-1,900	5,119	1,704

Esfuerzo de corte en vigas principales

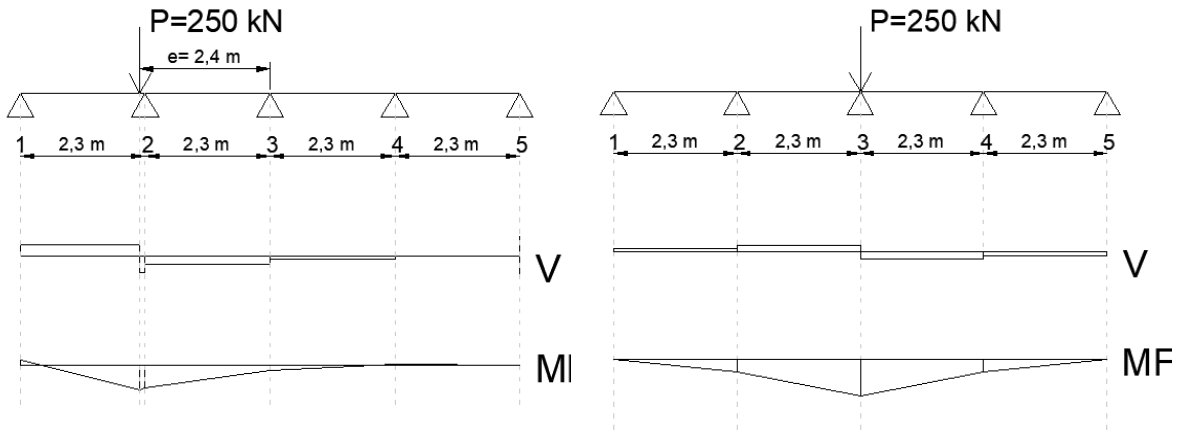
Sección	0	1	2	3	4	6	7	8	9	10	11
x (m)	0,00	0,78	1,59	3,18	4,77	7,15	9,53	11,12	12,71	13,53	14,30
P (kN)	1151	1160	1169	1187	1206	1214	1219	1201	1184	1176	1167
Vu (kN)	488	443	395	302	209	12	194	287	380	427	473
Vp (kN)	164	139	112	57	0	0	0	58	113	141	167
Vu' (kN)	340	317	294	251	209	12	194	235	278	301	323
Vc (kN)	2012	1136	240	161	127	49	123	156	232	391	724
Vc min (kN)	135	135	135	144	151	151	151	144	135	135	135
Vc max (kN)	899	899	324	346	362	362	362	346	324	899	899
Vc adop (kN)	899	899	240	161	151	151	151	156	232	391	724
Vn (kN)	453	423	392	335	279	16	259	314	371	401	430
Vs (kN)	< 0	< 0	152	173	128	< 0	108	157	138	9	< 0
Vs lim (kN)	1499	1499	540	576	603	603	603	576	540	1499	1499
Vs adop (kN)	-	-	152	173	128	-	108	157	138	9,48	-
Avs/s nec (cm²/m)	-	-	4,77	5,08	3,60	-	3,03	4,62	4,33	0,30	-
Av/s adop (cm²/m)	0,96	0,96	4,77	5,08	3,60	1,52	3,03	4,62	4,33	0,96	0,96
Armadura	**Ø 8 c/35 cm (2 ramas)**		**Ø 8 c/18 cm (2 ramas)**							**Ø 8 c/35 cm (2 ramas)**	
Av/s adop (cm²/m)	**2,87**		**5,59**							**2,87**	

B.3. Dimensionamiento vigas de arriostramiento

Datos geométricos utilizados para el análisis de las vigas de arriostramiento

Datos de la viga secundaria			
Separación vigas 2°	S2°(m)		7,33
Ancho de alma	bw (m)		0,25
Altura en viga principal	h (m)		0,7
Altura en losa	hl (m)		0,2
Altura total	ht (m)	ht=h+hl	0,9
Número de vigas 2°por viga 1°	N°V2°		3
Longitud de viga 2°	LV2°	LV°=S2°*(N°V1°-1)	9,2
Resistencia característica del Hormigón	f'c (Mpa)		30
Tensión de fluencia del acero	Fy (Mpa)		420
Recubrimiento adoptado	rp (m)	rp=0,045+0.01	0,055
Altura útil	d (m)	d=ht-rp	0,845

Esquema de las condiciones de carga utilizadas para obtener solicitaciones



Obtención de reacciones

$$N_i = \frac{P}{N°_{vigas}} \pm \frac{x_i\, P\, e}{\sum x_i^2} = \frac{P}{N°_{vigas}} + \frac{x_i\, M}{\sum x_i^2}$$

Ni: reacción en el apoyo i
N°vigas: número de vigas principales
P: sobrecarga de aplanadora
e: excentricidad de P respecto al eje baricéntrico de la viga secundaria
M: momento por excentricidad de carga
xi: Distancia desde cada viga principal i hasta el eje baricéntrico central de la viga

Solicitaciones

- Aplanadora en un lateral

Caso de análisis	Viga [N°]	xi [m]	Ni [kN]	Vi izq [kN]	Vi der [kN]	Mi [kNm]
Aplanadora en lateral	1	4,60	102,17	0	102,17	0
	bajo aplanadora	2,40	-	102,17	-147,83	224,78
	2	2,30	76,09	-147,83	-71,74	210,00
	3	0,00	50,00	-71,74	-21,74	45,00
	4	-2,30	23,91	-21,74	2,17	**-5,00**
	5	-4,60	-2,17	2,17	0	0

- Aplanadora en el centro

Caso de análisis	Viga [N°]	xi [m]	Ni [kN]	Vi izq [kN]	Vi der [kN]	Mi [kNm]
Aplanadora en el centro	1	4,60	50,00	0	50,00	0
	2	2,30	50,00	50,00	100,00	115,00
	3	0,00	50,00	100,00	-100,00	**345,00**
	4	-2,30	50,00	-100,00	-50,00	115,00
	5	-4,60	50,00	-50,00	0	0

Armadura requerida por corte

Cálculo de armadura por corte				
Corte máximo	Vmax (kN)		147,83	
Coeficiente de impacto	φ		1,3	
Corte último	Vu (kN)	Vu=Vmax*φ*1.6	307,48	
Corte nominal	Vn (kN)	Vn=Vu/0.75	409,97	Art.11.1.1-C201
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\, b_w\, d$	192,84	Art.11.3.1-C201
Corte a absorber por armadura	Vs (kN)	Vs=Vn-Vc	217,13	Art.11.1.1-C201
Armadura mínima por corte	Avmin (cm²/m)		0,82	Art.11.5.6-C201
Armadura necesaria por corte	Avnec (cm²/m)	$Avnec = \frac{Vs}{Fy * d}$	6,12	Art.11.5.7-C201
Diámetro de estribo	Ø (mm)		8	
Separación adoptada	Sep (cm)		15	
Armadura adoptada por corte	**Avadopt (cm²/m)**	$Asadopt = 2 * \frac{(\pi * Ø^2)}{4} * \frac{100cm}{sep}$	**6,70**	Art.11.5.7-C201

Armadura inferior requerida por flexión

Cálculo de armadura inferior por flexión				
Momento inferior máximo	Minf (kNm)		345,00	
Coeficiente de impacto	φ		1,3	
Momento último	Mu (kNm)	Mu=Minf*φ*1.6	717,60	
Momento nominal	Mn (kNm)	Mn=Mu/0,9	797,33	
Armadura mínima por flexión	Asmin	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \; d$	6,89	Art.10.5.1-C201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{bd^2 f'c}$	0,149	C201
Coeficiente en función del Hormigón	β1		0,85	Diseño por resistencia
Coeficiente de cálculo	kc	$k_c = \frac{1}{\beta_1}(1-\sqrt{1-\frac{m_n}{0.425}})$	0,228	Diseño por resistencia
Deformación específica del acero	εs (‰)	$\varepsilon_s = \frac{3\cdot(1-k_c)}{k_c}$	10,15	Diseño por resistencia
Coeficiente para obtener z	kz	$k_z = 0.5+0.5\sqrt{1-\frac{m_n}{0.425}}$	0,903	Diseño por resistencia
Brazo de palanca	z (m)	z=kz*d	0,763	Diseño por resistencia
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	$Asnec = \frac{Mn}{z * Fy}$	24,88	Art.10.2-C201
Diámetro de armadura 1	Ø1 (mm)		25	
Cantidad de armadura 1	Cant1		5	
Diámetro de armadura 2	Ø2 (mm)		20	
Cantidad de armadura 2	Cant2		1	
Separación mínima entre barras	smin (cm)	smin=Ø1	2,5	Art.7.6-C201
Armadura adoptada	**Aadopt (cm²)**	$Aadopt = \sum \frac{\pi * Øi^2}{4} * Canti$	**27,7**	

Armadura superior requerida por flexión

Cálculo de armadura superior por flexión				
Momento superior máximo	Msup (kNm)		5,00	
Coeficiente de impacto	φ		1,3	
Momento último	Mu (kNm)	Mu=Msup*φ*1.6	10,40	
Momento nominal	Mn (kNm)	Mn=Mu/0,9	11,56	
Armadura mínima por flexión	Asmin	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \; d$	6,89	Art.10.5.1-C201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{bd^2 f'c}$	0,002	C201
Coeficiente en función del Hormigón	β1		0,850	Diseño por resistencia
Coeficiente de cálculo	kc	$k_c = \frac{1}{\beta_1}(1-\sqrt{1-\frac{m_n}{0.425}})$	0,00	Diseño por resistencia
Deformación específica del acero	εs (‰)	$\varepsilon_s = \frac{3\cdot(1-k_c)}{k_c}$	1000,2	Diseño por resistencia
Coeficiente para obtener z	kz	$k_z = 0.5+0.5\sqrt{1-\frac{m_n}{0.425}}$	0,999	Diseño por resistencia
Brazo de palanca	z (m)	z=kz*d	0,844	Diseño por resistencia
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	$Asnec = \frac{Mn}{z * Fy}$	0,33	Art.10.2-C201
Diámetro de armadura	Ø (mm)		20	
Cantidad de armadura	Cant		3	
Separación mínima entre barras	smin (cm)	smin=2.5	2,5	Art.7.6-C201
Armadura adoptada	**Aadopt (cm²)**	$Aadopt = \frac{\pi * Ø^2}{4} * Cant$	**9,4**	

Armadura distribuida para evitar fisuración

Armadura de fisuración				
Diámetro de estribo	Øestr (cm)		8	
Recubrimiento lateral	rlat (cm)		0,045	
Recubrimiento libre de armadura	Cc (mm)	Cc=Øestr+rlat	55,05	Art.10.6.4-C201
Tensión acero en servicio	fs (MPa)	fs=2/3*Fy	280	Art.10.6.4-C201
Separación max 1	S1 (mm)	$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2{,}5\,c_c$	242,39	Art.10.6.4-C201
Separación max2	S2 (mm)	$300\left(\frac{280}{f_s}\right)$	300	Art.10.6.4-C201
Separación maxima	Smax (mm)		242,39	Art.10.6.4-C201
Diámetro adoptado	Øadopt (mm)		**8**	
Separación adoptada	S adopt (mm)	Sadopt<smax	**240**	

B.4. Dimensionamiento losa aproximación

Análisis de carga

Cargas		Elemento	Espesor [m]	Peso específico [kN/m³]	Cargas distribuidas [kN/m²]	Carga puntual [kN/m]	Coef. imp. φ [-]	Coeficiente mayoración	Carga última [kN/m²]	Carga última [kN/m]
Fuerzas principales	Permanentes	H° en el lugar	0,35	25,00	8,75	-	-	1,20	10,50	-
		Carpeta de rodamiento	0,10	22,00	2,20	-	-	1,20	2,64	-
	Sobrecarga	Multitud compacta	-	-	6	-	1,40	1,60	13,44	-
		Aplanadora RD	-	-	-	100,00	1,40	1,60	-	224,00
		Aplanadora RT	-	-	-	75,00	1,40	1,60	-	168,00

Solicitaciones

Sobrecargas		L [m]	s [m]	t [m]	b1 [m]	P [kN]	qu [kN/m]
Flexión	RD	6,00	0,10	1,20	3,40	224,00	52,71
	RT	6,00	0,10	2,10	4,30	168,00	62,51
Corte	RD	6,00	0,10	1,20	2,95	224,00	60,75
	RT	6,00	0,10	2,10	3,85	168,00	69,82

Dimensionamiento al corte

Verificación al corte				
Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f´c (MPa)	-	30	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,05	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,35	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,295	
Verificación				
Esfuerzo de corte último	Vu (kN)	-	66,20	
Corte nominal	Vn (kN)	$Mn = \frac{Vu}{\phi}$	88,27	
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\ b_w\ d$	269,30	Art. 11.3-C201
Vc > Vu ∴ No es necesaria armadura de corte				

Dimensionamiento de la armadura inferior

Dimensionamiento armadura				
Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,9	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f c (MPa)	-	30	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	420	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,05	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,35	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,295	
Cálculo de armadura necesaria				
Momento nominal	Mn (MNm/m)	$Mn = \frac{Mu}{\phi}$	0,15	CIRSOC 201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{d^2 * bw * f'c}$	0,06	
Deformación armadura (>5‰)	εs (‰)	-	39,04	
Factor kc (< 0,375)	kc	-	0,071	
Factor kz	kz	-	0,841	
Brazo de palanca	z (m)	$z = kz * d$	0,25	
Armadura calculada	Ascalc (cm²/m)	$Ascalc = \frac{Mn}{Fy * z}$	14,15	
Armadura minima	Asmin1 (cm²/m)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \ d$	9,62	Art. 10.5-C201
	Asmin2 (cm²/m)	$A_{s,min} \geq \frac{1,4 \ b_w \ d}{f_y}$	9,83	
Armadura por temperatura	Astemp (cm²/m)	*Astemp=0,0018*bw*h*	6,30	Art. 7.12-C201

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Principal	14,15	**1ϕ16 c/14cm**	15,47
Secundaria	6,30	**1ϕ12 c/18cm**	6,28

B.5. Dimensionamiento de apoyos de neopreno

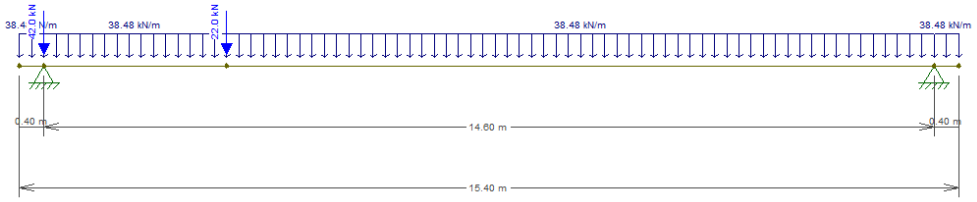
Datos geométricos iniciales

Datos geométricos			
Largo de viga entre apoyos	Lap (m)		14,6
Distancia de eje de apoyo a extremo de viga	deje (m)		0,3
Vuelo de la losa sobre la viga	vl (m)		0,1
Largo total de la viga	Lt (m)	Lt=Lap+2* (deje+vl)	15,4

Cargas actuantes en viga principal

Cargas actuantes en cada viga principal			
Cargas permanentes	qd (kNm)		28,52
Multitud compacta con impacto	MCcon (kN/m)	MCcon=MCsin*1,23	12,25
Multitud compacta sin impacto	MCsin (kN/m)		9,96
Rodillo delantero con impacto	RDcon (kN/m)	RDcon=RDsin*1,23	27,06
Rodillo delantero sin impacto	RDsin (kN/m)		22
Rodillo trasero con impacto	RTcon (kN/m)	RTcon=RTsin*1,23	51,66
Rodillo trasero sin impacto	RTsin (kN/m)		42

Esquema de cargas utilizado para obtener las reacciones sobre los apoyos



Reacciones sobre los apoyo		
Reacción máxima con impacto	Rmaxcon (kN)	387,2
Reacción máxima sin impacto	Rmaxsin (kN)	355,8
Reacción mínima sin impacto	Rminsin (kN)	219,64

Obtención de la fuerza de frenado "FF"

Fuerza de frenado				
MC en calzada	Mccal (kN/m²)		6	
Ancho de calzada	bcal (m)		11,3	
Longitud total de vigas principales	Lt (m)		15,4	
Número de vigas principales	N°V		5	
Número de apoyos por viga	N°A		2	
Peso total de la aplanadora	Pap (kN)	Pap=RD+2*RT	250	DNV-A.3.B
Número de carriles	N°C		2	
Fuerza de frenado por MC	Ff1 (kN)	$Ff1 = \frac{MCcal * Lt}{25 * N°A}$	4,18	
Fuerza de frenado por aplanadora	Ff2 (kN)	$Ff2 = \frac{0,15 * Pap * N°C}{N°A * N°V}$	7,5	
Fuerza de Frenado	**FF (kN)**	**FF=Max(Ff1;Ff2)**	**7,5**	

Cálculo de la fuerza del viento "FV"

Fuerza del viento				
Largo total de viga	Lt (m)		15,4	
Altura del cordón	hc (m)		0,3	
Altura de losa	hl (m)		0,2	
Altura de viga principal	hv (m)		0,95	
Altura del vehículo de diseño	hveh(m)		2	
Número total de apoyos	N°At	N°At=N°A*N°V	10	
Presión horizontal del viento en puente vacío	Phv (kN/m²)	Reglamento	2,5	DNV-A.3.A
Presión horizontal del viento en puente cargado	Phc (kN/m²)	Reglamento	1,5	
Área expuesta en puente vacío	Aev (m²)	Aev=Lt*(hc+hl+hv)	22,33	
Área expuesta en puente cargado	Aec (m²)	Aec=Lt*(hc+hl+hv+hveh)	53,13	
Fuerza del viento en puente vacío	FVv (kN)	$FVv = \frac{Phv * Aev}{N°At}$	5,58	
Fuerza del viento en puente cargado	FVc (kN)	$FVc = \frac{Phc * Aec}{N°At}$	7,97	
Fuerza del viento	**FV (kN)**	**FV=Max(FVv;FVc)**	**7,97**	

Dimensionamiento de apoyos de neopreno

N° de placas				
Espesor de una placa de neopreno	enp (mm)		8	
Lado del apoyo paralelo al eje del puente	L// (mm)		250	
Lado del apoyo perpendicular al eje del puente	L⊥ (mm)		300	
Coeficiente de dilatación térmica del material	α (mm/(mm°C))		1,00E-05	
Amplitud térmica estimada	ΔT (°C)		30	
Deformación específica por contracción y fluencia	εs		1,50E-04	
Deformación específica por temperatura, contracción y fluencia	εt	εt=εs+ΔT*α	4,50E-04	DNV – A.II.D
Longitud total de la viga	Lt (m)		15,4	
Desplazamiento por temperatura, contracción y fluencia	D (mm)	D=εt*Lt	6,93	
Número de placas necesarias	N°Pnec	N°Pnec=2*D/enp	1,73	
Número de placas adoptadas	**N°Padop**	**N°Padop≥N°Pnec**	**4**	
Número de placas por apoyo	**N°Pap**	**N°Pap=N°Padopt/2**	**2**	
Espesor total del apoyo	**enp tot(mm)**	**enp tot=enp*N°Pap**	**1,6**	

Verificaciones

- A la distorsión

Verificación a la distorsión			
Desplazamiento por temp., contracción y fluencia	D (cm)		0,693
Distorsión por cargas lentas	dl (cm)	dl=D/2	0,347
Fuerza de frenado	FF (kN)		7,50
Fuerza del viento	FV (kN)		7,97
Área del apoyo de neopreno	Aap (cm²)	Aap=L// * L⊥	750
Tensión tangencial en dirección longitudinal	τl (kN/cm²)	τl=FF/Aap	0,01
Tensión tangencial en dirección transversal	τt (kN/cm²)	τt=FV/Aap	0,01
Módulo de elasticidad transversal	G (kN/cm²)	función del material	0,16
Espesor total del apoyo	enp tot (cm)		1,6
Distorsión por frenado	dr1 (cm)	dr1=τl*enptot/G	0,10
Distorsión por viento	dr2 (cm)	dr2=τt*enptot/G	0,106
Distorsión longitudinal	dlong (cm)	dlong=dl+dr1	0,447
Distorsión transversal	dtrans (cm)	dlong=dr2	0,106
Distorsión total	dtotal (cm)	$dtot = \sqrt{dlong^2 + dtrans^2}$	0,459
Ángulo de distorsión	**γ**	γ=dtot/enp tot	**0,29**
Ángulo de distorsión admisible	**γadm**	fabricante	**0,70**
Verificación	**γ<γadm**		**B.C.**

- Al deslizamiento

Verificación al deslizamiento			
Módulo de elasticidad transversal para cargas lentas	Gl (kN/cm²)	Gl=G/2	0,08
	Aap (cm²)		750
Espesor total del apoyo	enp tot (cm)		1,60
Distorsión por cargas lentas	dl (cm)		0,35
Fuerza por temperatura, contracción y fluencia	FT (kN)	FT=Aap*enptot*dl/Gl	12,99
Fuerza de frenado	FF (kN)		7,5
Fuerza del viento	FV (kN)		7,97
Fuerza longitudinal máxima	Hl max (kN)	Hlmax=FF+FT	20,49
Fuerza longitudinal mínima	Hl min (kN)	Hlmin=FF	12,99
Fuerza transversal	Ht (kN)	Ht=FV	7,97
Fuerza horizontal total máxima	HTot max (kN)	$HTotmax = \sqrt{Hlmax^2 + Ht^2}$	21,99
Fuerza horizontal total mínima	HTot min(kN)	$HTotmin = \sqrt{Hlmin^2 + Ht^2}$	15,24
Reacción máxima sobre apoyo	R max (kN)		387,2
Reacción mínima sobre apoyo	R min (kN)		219,64
Coeficiente de fricción por fuerza máxima	**μRmax**	μRmax=HTot max/R max	**0,06**
Coeficiente de fricción por fuerza mínima	**μ Rmin**	μRmin=HTot min/R min	**0,07**
Coeficiente de fricción admisible	**μ adm**		**0,4**
Verificación	**μRmax < μ adm y μRmin < μ adm**		

- Rotación

Rotación admisible			
Rotación por placa	r (‰)		4,8
Número de placas por apoyo	NPap		2
Rotación total por apoyo	rt (‰)	rt (‰)=r (‰)*NPap	**9,6**
Rotación mínima para considerar simplemente apoyado	r min(‰)		**6**
Verificación		**rt (‰) > r min(‰)**	

- Tensión admisible

Tensión admisible			
Reacción máxima sobre apoyo	Rmax (kN)		387,2
Área de apoyo	Aap (cm²)		750
Tensión de trabajo	σtrab (kN/cm²)	σtrab=Rmax/Aap	**0,52**
Tensión admisible	σadm (kN/cm²)	fabricante	**1,2**
Verificación		**σtrab < σadm**	

B.6. Dimensionamiento de estribos

Pantalla superior

- Dimensionamiento a la flexocompresión

Pantalla Superior			
Carga máxima axial mayorada total	Pu (kN)	73,32	
Momento flector en un extremo	M1 (kNm)	0	
Momento flector en otro extremo (empotrado)	M2 (kNm)	2,41	
Ancho de columna	b (m)	1	
Altura de columna	h (m)	0,2	
Longitud de columna	L (m)	0,85	
Factor de longitud efectiva	k	2	
Resistencia específica del hormigón	f'c (MPa)	30	
Fluencia del acero de armadura	Fy (MPa)	420	
Inercia menor de columna	I (m⁴)	0,0007	
Área de columna	A (m²)	0,2	
Radio de giro asociado a inercia menor	r (m)	0,0577	
Esbeltez adimensional	$\frac{k\,L}{r}$	29,44	< 34 (Art. 10.12.2 - C201)
No es necesario amplificar el momento	Mc = M2 (kNm)	2,41	

$$\frac{M_u}{b \cdot h^2} = 0{,}06\ MPa\ ;\ \frac{N_u}{b \cdot h} = 0{,}37\ MPa$$

Cuantía adoptada	ρ	0,01	
Área bruta de hormigón	$A_g\ (cm^2) = 0{,}5 * h * b$	1000	
Área de armadura vertical	$A_{sv}\ (cm^2) = \rho * A_g$	10	
Area de armadura mínima	$A_{sv\ min}\ (cm^2) = \frac{1{,}4\ b\ d}{f_y}$	6,67	Art. 10.5.1-C201

Ø 10 mm por cara cada 15 cm (10,47 cm²/m)

- Dimensionamiento a corte

Corte último	Vu (kN/m)	8,5	
Corte nominal	$V_n\ (kN/m) = \frac{V_u}{0{,}75}$	11,33	
Contribución del hormigón al corte	$V_c\ (kN/m) = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\ b\ h$	182,57	Art. 11.3.1-C201

No es necesaria armadura de corte

- Armadura horizontal en función de la fisuración

Cuantía	ρ	0,0018	Art.7.12-C201
Armadura de fisuración	$A_{sf}\left(\frac{cm^2}{m}\right) = \rho\ h$	3,6	

1 Ø 10 mm c/20 cm por cara

Pantalla inferior

- Dimensionamiento de las armaduras por flexión

Dimensionamiento armadura

Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,9	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f c (MPa)	-	30	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	420	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,04	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,2	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,155	

Cálculo de armadura necesaria

			Interior	Exterior	
Momento nominal	Mn (MNm/m)	$Mn = \frac{Mu}{\phi}$	0,03	0,02	CIRSOC 201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{d^2 * bw * f'c}$	0,04	0,02	
Deformación armadura (>5‰)	εs (‰)	-	39,04	104,08	
Factor kc (< 0,375)	kc	-	0,071	0,042	
Factor kz	kz	-	0,841	0,841	
Brazo de palanca	z (m)	$z = kz * d$	0,13	0,13	
Armadura calculada	Ascalc (cm²/m)	$Ascalc = \frac{Mn}{Fy * z}$	5,28	2,92	
Armadura mínima	Asmin1 (cm²/m)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4\ f_y}\ b_w\ d$	5,05	5,05	Art. 10.5-C201
	Asmin2 (cm²/m)	$A_{s,min} \geq \frac{1{,}4\ b_w\ d}{f_y}$	5,17	5,17	
Armadura por temperatura	Astemp (cm²/m)	*Astemp=0,0018*bw*h*	3,60	3,60	Art. 7.12-C201

Adopción de armadura

Armadura		Se adopta	As (cm²/m)
Interior	Principal	**1ϕ10 c/15cm**	**5,24**
	Secundaria	**1ϕ10 c/20cm**	**3,9**
Exterior	Principal	**1ϕ10 c/15cm**	**5,24**
	Secundaria	**1ϕ10 c/20cm**	**3,9**

- Verificación al corte

Verificación al corte				
Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f'c (MPa)	-	30	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,04	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,2	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,155	
Verificación				
Esfuerzo de corte último	Vu (kN)	-	66,80	
Corte nominal	Vn (kN)	$Mn = \frac{Vu}{\phi}$	89,07	
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\ b_w\ d$	141,49	Art. 11.3-C201
Vc > Vu ∴ No es necesaria armadura de corte				

Contrafuertes

- Datos geométricos utilizados para el dimensionado de los contrafuertes

Dimensiones del contrafuerte			
Altura pantalla superior	hps (m)		0,85
Ancho cabezal de la viga	ec (m)		0,3
Altura pantalla inferior	hpi (m)		1,7
Altura contrafuerte	h (m)	h=ec+hpi	2
Espesor contrafuerte	ec (m)		0,25
Ancho contrafuerte	b (m)		1,3
Separación entre contrafuertes	sep (m)		2,3
Altura empuje de suelo	hq (m)	hq=hps+ec+hpi	2,85

Datos auxiliares			
Longitud de viga 1° entre apoyos	Lap (m)	Lap=LV1°-2*0,2m	14,6
Distancia entre eje de viga y fin de viga	d eje (m)		0,3
Vuelo de la losa sobre la viga	vuelo (m)		0,1
Largo total de la viga	Lt (m)	Lt=Lap+2*d eje +2*vuelo	15,4
N° de carriles	NC	adopt	2
Ancho de aplanadora	ea (m)		3
Largo de RD o RT	La (m)		2,5

- Detalle del cálculo de carga por empuje de suelo **"qu"**

Cálculo del empuje de suelo			
Peso específico saturado del suelo	γsat (kN/m³)		21
Coeficiente de empuje horizontal	K		0,7
Altura empuje de suelo	hq (m)	hq=hps+ec+hpi	2,85
Separación entre contrafuertes	sep (m)	adoptado	2,3
Carga horizontal del suelo	**qu (kN/m)**	**qu=γsat*K*hq**	**154,17**

- Detalle del cálculo de la carga vertical última **"Pu"**

Obtención de carga vertical última			
Peso específico del hormigón	γH° (kN/m³)	-	25
Peso propio de la pantalla inferior	PD1 (kN)	PD1=γH°*b*sep*hpi	13,81
Peso propio del cabezal	PD2 (kN)	PD2= γH°*ec*b*sep	22,43
Reacción de la pantalla	PDpant (kN)	PDpant= γH°*e*b*sep	4,25
Reacción de losa de aproximación	Rla (kN)	Rla=qla*L/2	32,85
Peso propio desde la pantalla superior	PD3 (kN)	PD3=Pdpant+Rla	85,33
Largo total de la viga	Lt (m)	Lt=Lap+2*d eje +2*vuelo	15,4
Distancia entre eje de viga y fin de viga	d eje (m)		0,3
Vuelo de la losa sobre la viga	vuelo (m)		0,10
Longitud de viga 1° entre apoyos	Lap (m)	Lap=LV1°-2*0,2m	14,6
Reacción de la losa de aprox. s/viga 1°	PD4 (kN)	PD4=Rla*Ltot/2	252,95
Reacción Multitud compacta s/pantalla	RMC (kN/m)	RMC=MC*L/2	18
Sobrecargas MC s/pantalla superior	PL1(kN)	PL1=RMC*sep	41,4
Multitud compacta s/viga 1°	MC 1°(kN/m)	MC1°=MCcalz+MCvered	12,36
Rodillo delantero s/viga 1°	RD (kN)	RD=NC*(RD-2,5m*eap*MC)/N°vigas1°	22
Rodillo trasero s/viga 1°	RT (kN)	RT=NC*(RT-2,5m*eap*MC)/N°vigas1°	42
N° de carriles	NC	adopt	2
Espacio ocupado por aplanadora	e ap (m)		3
Aplanadora sobre un apoyo sin impacto	PL2 (kN)	PL2=MC1°*Ltot/2+RT+RD*(Lap-eap)/Lt	154,65
Carga permanente total	PDt (kN)	PDt=PD1+PD2+PD3+PD4	374,51
Sobrecarga total	PLt (kN)	PLt=PL1+PL2	196,05
Carga vertical última	**Pu (kN)**	**Pu=1.2*PD+1.6*PL**	**763,10**

- Detalle de la obtención de la carga horizontal última **"Hu"**

Cálculo de la Fuerza horizontal última			
Distorsión del apoyo de neopreno	dN (cm)		0,35
Espesor del apoyo de neopreno	eN (cm)		1,6
Módulo de elasticidad transversal neopreno	G (kN/m²)	s/fabricante	0,08
Área del apoyo de neopreno	AN(cm²)	A=Lado//*Lado⊥	750
Fuerza horizontal por temperatura, retracción y fluencia	FT (kN)	FT=dN/eN*G*AN	12,99
Fuerza horizontal por frenado	FF		7,50
Fuerza horizontal última	**Hu (kN)**	**Hu=1.2*FT+1.6*FF**	**27,59**

- Cálculo de solicitaciones

Solicitaciones			
Momento último horizontal	Mux (kNm)	$Mux = \frac{qu * hq^2}{2} * \frac{1}{3} + Hu * h$	263,90
Carga vertical última	Pu (kN)		763,10
Corte último	Vu (kN)	$vu = \frac{qu * hq}{2} + Hu$	247,29
Tracción	Tu (kN)	Tu=RPI	131,5

- Dimensionado a flexocompresión según la dirección de mayor inercia

Geometría para el dimensionado a flexocompresión			
Altura	h (m)		1,7
Espesor	e (m)		0,25
Ancho	b (m)		1,3
Recubrimiento	rp (m)		0,04
Altura útil según b	db (m)	db=b-rp-0.01	1,25
Altura útil según h	dh	dh=h-rp-0.01	1,65

Dimensionado a flexocompresión según b				
Carga vertical última	Pu (kN)		763,10	
Carga vertical permanente	PD (kN)		374,51	
Momento superior	M1 (kNm)		0	
Momento inferior	M2 (kNm)	M2=Mux	263,90	
Factor de longitud efectiva	k	K=2 Emp-Libre	2	Art.14.15.2-C201
Resistencia característica del hormigón	f´c (Mpa)		30	Art.2.3.2-C201
Tensión de fluencia del acero	Fy (Mpa)		420	Art.3.6-C201
Inercia de la sección	I (m^4)	$I = \frac{e * b^3}{12}$	0,05	
Área de la sección	A (m^2)	$A = e * b$	0,33	
Radio de giro	r (m)	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$	0,38	m
Relación de esbeltez	k*h/r	$\frac{k * h}{r}$	9,06	Art. 10.12.2-C201
Momento de cálculo	Mc (kNm)		263,90	Art. 10.12.3-C201
recubrimiento adoptado	ra (m)	adoptado	0,055	
Diam armadura supuesto	Øs (m)		0,02	
Separación entre armaduras	h´(m)	h´=b-Øs-ra	1,17	
	γ	γ=h´/b	0,90	
Eje vertical diagrama interacción	Pu/A	$\frac{Pu}{A}$	2,35	Diagrama II.15-C201
Eje horizontal diagrama interacción	Mu/(e*b²)	$\frac{Mu}{e * b^2}$	0,62	Diagrama II.15-C201
Cuantía obtenida	ρ=ρmin		0,01	Diagrama II.15-C201
Armadura mínima 1	Asmin 1 (cm^2)	$Asmin1 = \frac{\sqrt{f'c} * b * e}{4 * Fy}$	10,60	Art.10.5-C201
Armadura mínima 2	Asmin 2 (cm^2)	$Asmin2 = \frac{1.4 * b * e}{Fy}$	10,83	Art.10.5-C201
Armadura necesaria por cuantía	Asnec ρ (cm^2)	$Anec\,\rho = \rho * A$	32,5	
Armadura necesaria a cubrir	Asnec (cm^2)	$Asnec = \frac{Asnec\,\rho}{2}$	16,25	Art.10.8.4-C201
Diámetro de barra adoptado	Ø (mm)		20	
Número de barras por cara	N° Ø		4	
Caras del elemento	Ncaras		2	
Armadura adoptada	As adopt (cm^2)	$As\,adopt = \frac{\pi * Ø^2}{4} * N°Ø * Ncaras$	**25,13**	

- Dimensionado a flexocompresión según la dirección de menor inercia

Dimensionado a flexocompresión según h				
Carga vertical última	Pu (kN)		763,10	
Carga vertical permanente	PD (kN)		374,51	
Momento superior	M1 (kNm)		0,00	
Momento inferior	M2 (kNm)	M2=Mux	0,00	
Factor de longitud efectiva	k	K=1 art-art	1	Art.14.15.2-C201
Resistencia característica del hormigón	f c (Mpa)		30	Art.2.3.2-C201
Tensión de fluencia del acero	Fy (Mpa)		420	Art.3.6-C201
Inercia de la sección	I (m⁴)	$I = \frac{e * b^3}{12}$	0,002	
Área de la sección	A (m²)	$A = e * b$	0,325	
Radio de giro	r (m)	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$	0,07	
Relación de esbeltez	k*h/r	$\frac{k * h}{r}$	23,56	Art. 10.12.2-C201
Módulo de elasticidad longitudinal	E (Mpa)	$E = 4700 * \sqrt{f'c}$	25743	Art.8.5-C201
Momento inferior mínimo	M2min (kNm)		17,17	
Relación entra carga última y permanente	βd	$\beta d = \frac{PD}{Pu}$	0,49	Art. 10.11.1-C201
Rigidez a la flexión	EI (MNm²)	$EI = \frac{0.4 * E * I}{1 + \beta d} =$	11,69	Art. 10.12.13-C201
Carga crítica de pandeo	Pc (kNm)	$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k \ell_u)^2}$	1270,98	Art. 10.12.3-C201
Factor de relación de momentos	Cm		1,00	Art. 10.12.3-C201
Factor de amplificación de momentos	δns	$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0$	5,01	Art. 10.12.3-C201
Momento de cálculo	Mc (kNm)	$M_c = \delta_{ns} M_2$	86,08	Art. 10.12.3-C201
recubrimiento adoptado	ra (m)		0,055	
Diam armadura supuesto	Øs (m)		0,02	
Separación entre armaduras	h´(m)	h´=e-Øs-ra	0,12	
	γ	γ=h´/b	0,48	
Eje vertical diagrama interacción	Pu/A	$\frac{Pu}{A}$	2,35	Diagrama II.15-C201
Eje horizontal diagrama interacción	Mu/(e*b²)	$\frac{Mu}{e * b^2}$	1,06	Diagrama II.15-C201
Cuantía obtenida	ρ=ρmin		0,01	Diagrama II.15-C201
Armadura mínima 1	Asmin 1 (cm²)	$Asmin1 = \frac{\sqrt{f'c} * b * e}{4 * Fy}$	10,60	Art.10.5-C201
Armadura mínima 2	Asmin 2 (cm²)	$Asmin2 = \frac{1.4 * b * e}{Fy}$	10,83	Art.10.5-C201
Armadura necesaria por cuantía	Asnec ρ (cm²)	$Anec\,\rho = \rho * A$	32,50	
Armadura necesaria a cubrir	Asnec (cm²)	$Asnec = \frac{Asnec\,\rho}{2}$	16,25	Art.10.8.4-C201
Diámetro de barra adoptado	Ø (mm)		20	
Número de barras por cara	N° Ø		4	
Caras del elemento	Ncaras		2	
Armadura adoptada	As adopt (cm²)	$As\,adopt = \frac{\pi * Ø^2}{4} * N°Ø * Ncaras$	**25,13**	

- Dimensionamiento por corte y tracción

Dimensionamiento por corte y tracción				
Corte ultimo	Vu (kN)		247,29	
Corte nominal	Vn (kN)	Vn=Vu/0,75	329,72	Art.11.1.1-C201
Espesor	e (m)		0,25	
Altura útil	d (m)		1,25	
Contribución del H°	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c}\ b_w\ d$	285,27	Art.11.3.1-C201
Armadura necesaria por corte	Vs (kN)	Vs=Vn-Vc	0,00	Art.11.1.1-C201
Armadura mínima 1	Avmin1 (cm²/m)	$\frac{1}{16} \sqrt{f'_c}\ \frac{b_w}{f_{yt}}$	2,04	Art.11.5.6-C201
Armadura mínima 2	Avmin2 (cm²/m)	$0,33\ \frac{b_w}{f_y t}$	1,96	Art.11.5.6-C201
Separación máxima	smax (cm)		40	Art.11.5.5-C201
Reacción de pantalla inferior	RPI (kN)		131,5	
Armadura necesaria por tracción	Atnec (cm²/m)	$Atnec = \frac{RPI}{0,9 * Fy}$	3,48	
Armadura total necesaria	Avt (cm²/m)	Avt=Vs+Atnec	3,48	
Diámetro del estribo	Ø (mm)		10	
Separación entre estribos	sep (cm)	sep≤ smax	40	
Armadura adoptada	**As adopt (cm²/m)**	$Asadopt = 2 * \frac{(\pi * Ø^2)}{4} * \frac{100cm}{sep}$	**3,93**	

- Análisis de la armadura para evitar fisuración por excesiva separación

Armadura de fisuración				
Diámetro de estribo	Øestr (cm)		1	
Recubrimiento lateral	rlat (cm)		4	
Recubrimiento libre de armadura	Cc (mm)	Cc=Øestr+rlat	50	Art.10.6.4-C201
Tensión acero en servicio	fs (MPa)	fs=2/3*Fy	280	Art.10.6.4-C201
Separación max 1	S1 (mm)	$380\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2{,}5\,c_c$	255	Art.10.6.4-C201
Separación max2	S2 (mm)	$300\left(\frac{280}{f_s}\right)$	300	Art.10.6.4-C201
Separación maxima	Smax (mm)		25,5	Art.10.6.4-C201
Diámetro adoptado	Øadopt (mm)		8	
Separación adoptada	S adopt (cm)	Sadopt<smax	25	

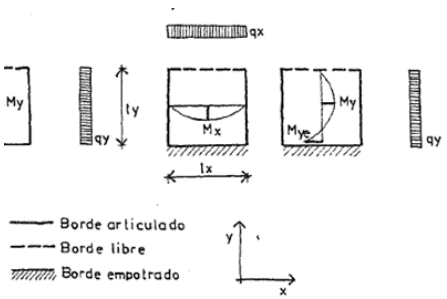
Muros de ala

- Cargas actuantes

Sobrecarga por empuje		
Altura del muro	h (m)	2,85
Coeficiente de empuje lateral	k0	0,70
Peso específico saturado	γsat (kN/m³)	21,00
Mayoración de carga	-	1,60
Sobrecarga	qu (kN/m²)	67,03
	qu (tn/m²)	6,70

Solicitaciones				
Longitud horizontal x	Lx (m)	-	3,85	
Longitud vertical y	Ly (m)	-	2,85	
Relación de lados	Ly/Lx	-	0,74	
Coeficiente para momento x	mx	-	33,33	
Coeficiente para momento y	my	-	-9,65	Tablas de
Coeficiente para corte x	rx	-	2,75	Hormigón
Coeficiente para corte y	ry	-	1,69	Armado
Momento último en x	Mux (kNm/m)	$Mu = \frac{q * l^2}{m}$	29,81	(Bernal)
Momento último en y	Muy (kNm/m)		-56,42	
Corte último en x	Vux (kN/m)	$Vu = \frac{q * l}{r * 2}$	46,92	
Corte último en y	Vuy (kN/m)		56,52	

Tablas del Ingeniero Bernal utilizadas:



ly/lx	mye	my	mx	ly/lx
0,30	-26,88	-188,68	666,67	0,30
0,35	-21,37	-243,90	384,62	0,35
0,40	-17,86	-344,83	227,27	0,40
0,45	-15,41	-625,00	138,89	0,45
0,50	-13,62	0,00	96,15	0,50
0,55	-12,33	500,00	72,46	0,55
0,60	-11,39	232,56	57,47	0,60
0,65	-10,70	151,52	46,73	0,65
0,70	-10,08	114,94	39,06	0,70
0,75	-9,65	95,24	33,33	0,75
0,80	-9,29	82,64	28,99	0,80
0,85	-9,00	74,07	25,77	0,85
0,90	-8,79	67,57	23,31	0,90
0,95	-8,62	62,89	21,28	0,95
1,00	-8,50	59,17	19,61	1,00
1,10	-8,33	56,50	17,12	1,10
1,20	-8,20	54,64	15,34	1,20
1,30	-8,14	54,95	13,99	1,30
1,40	-8,09	55,87	12,92	1,40
1,50	-8,05	58,14	12,08	1,50
1,75	-8,01	67,11	10,64	1,75
2,00	-8,00	83,33	9,82	2,00
ly/lx	mye	my	mx	ly/lx

- Dimensionamiento de la armadura por flexión

Datos

Factor reductor	ϕ	-	0,9	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f'c (MPa)	-	30	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	420	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,04	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,2	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,15	

Cálculo de armadura necesaria

			Dirección x	Dirección y	
Momento nominal	Mn (MNm/m)	$Mn = \frac{Mu}{\phi}$	0,03	0,06	CIRSOC 201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{f'c^2 * bw * d}$	0,05	0,09	
Deformación armadura (>5‰)	εs (‰)	-	39,04	19,73	
Factor kc (< 0,375)	kc	-	0,071	0,132	
Factor kz	kz	-	0,841	0,841	
Brazo de palanca	z (m)	$z = kz * d$	0,13	0,13	
Armadura calculada	Ascalc (cm²/m)	$Ascalc = \frac{Mn}{Fy * z}$	6,25	11,83	
Armadura mínima	Asmin1 (cm²/m)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \ d$	4,89	4,89	Art. 10.5-C201
	Asmin2 (cm²/m)	$A_{s,min} \geq \frac{1,4 \ b_w \ d}{f_y}$	5,00	5,00	
Armadura por temperatura	Astemp (cm²/m)	*Astemp=0,0018*bw*h*	3,60	3,60	Art. 7.12-C201

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Horizontal	6,25	**1ϕ10 c/25cm**	6,28
Vertical	11,83	**1ϕ10 c/13cm**	12,08

- Verificación al corte

Verificación al corte				
Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f'c (MPa)	-	30	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,04	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	0,2	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,15	
Verificación				
Esfuerzo de corte último	Vu (kN)	-	56,52	
Corte nominal	Vn (kN)	$Mn = \frac{Vu}{\phi}$	75,31	
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c}\ b_w\ d$	136,93	Art. 11.3-C201
Vc > Vu ∴ No es necesaria armadura de corte				

Contrafuertes posteriores

- Dimensionamiento de la armadura por flexión

Resistencia específica del H°	$f'_c\ (MPa)$	30	
Momento último requerido	$M_u\ (MNm)$	0,191	
Longitud de viga	L (m)	2,85	
Altura de viga	$h\ (m)$	0,8	
Ancho de viga	$b_w\ (m)$	0,25	
Distancia desde fondo de viga a baricentro de armadura de flexión	$h'(m)$	0,055	
Altura útil	$d = h - h'$	0,745	
Momento nominal	$M_n(MNm) = \frac{M_u}{0,9}$	0,21	
Momento nominal adimensional	$m_n = \frac{M_n}{b\ d^2\ f'_c}$	0,05	
Factor para H-30	β_1	0,85	
Verificación de armadura de compresión	$k_c = \frac{1}{\beta_1}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0,425}}\right)$	0,07	< 0,375
Deformación específica del acero	$\varepsilon_s(‰) = \frac{3\,(1 - k_c)}{k_c}$	38,30	> 5 ‰
Coeficiente de cálculo	$k_z = 0,5 + 0,5\left(\sqrt{1 - \frac{m_{nw}}{0,425}}\right)$	0,97	
Distancia entre resultante de compresión y tracción	$z(m) = k_z\ d$	0,72	
Tensión de trabajo de armadura	$f_{ps}\ (MPa)$	420,00	
Armadura de flexión necesaria	$A_s(cm^2) = \frac{1}{f_{ps}}\left(\frac{M_n}{z}\right)$	6,98	
Armadura de flexión mínima	$A_{s\,mín}(cm^2) = \frac{1,4}{f_y} b_w\ d$	6,21	

- Dimensionamiento de la armadura por corte y tracción

Estribos por corte			
Tensón de fluencia del acero	$f_y\ (MPa)$	420,00	
Corte último requerido	$V_u\ (kN)$	133,72	
Corte nominal	$V_n\ (kN) = \frac{V_u}{0{,}75}$	178,30	
Contribución al corte del hormigón	$V_c\ (kN) = \frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\ b_w\ d$	170,02	Art. 11.3.1-C201
Corte que deben absorber los estribos	$V_s\ (kN) = V_n - V_c$	8,27	
Armadura necesaria por corte	$\frac{A_{v\,nec}}{s}\left(\frac{cm^2}{m}\right) = \frac{V_s}{f_y\ d}$	0,26	Art. 11.5.7-C201
Estribos por tracción			
Reacción del muro de ala	$R_{MA}\left(\frac{kN}{m}\right)$	46,92	
Armadura necesaria por anclaje del muro de ala	$\frac{A_{vt\,nec}}{s}\left(\frac{cm^2}{m}\right) = \frac{R_{MA}}{0{,}9\ f_y}$	1,24	

Cabezal de pilotes

- Análisis de cargas

Cargas				
Peso propio	Pp (kN/m²)	-	25	
Peso suelo	Ps (kN/m²)	-	59,85	
Mayoración D	ϕD	-	1,2	Art. 9.2-C201
Mayoración H	ϕH	-	1,6	Art. 9.2-C201
Carga última	qu (kN/m²)	-	125,76	

- Datos geométricos

Análisis longitudinal al eje del puente

Datos		
Altura viga	h (m)	1
Altura suelo	hs (m)	2,85
Luz entre apoyos	L (m)	3
Recubrimiento	rec (m)	0,05
Altura útil	d (m)	0,94

Análisis transversal al eje del puente

Datos		
Altura viga	h (m)	1
Altura suelo	hs (m)	2,85
Luz entre apoyos	L (m)	3,37
Recubrimiento	rec (m)	0,05
Altura útil	d (m)	0,94

- Dimensionamiento a flexión en sentido longitudinal

Dimensionamiento armadura

Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,9	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f´c (MPa)	-	30	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	420	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,05	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	1	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,94	
Cálculo de armadura necesaria				
Momento nominal	Mn (MNm/m)	$Mn = \frac{Mu}{\phi}$	0,1572	CIRSOC 201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{f'c^2 * bw * d}$	0,0002	
Deformación armadura (>5‰)	εs (‰)	-	104,08	
Factor kc (< 0,375)	kc	-	0,028	
Factor kz	kz	-	0,841	
Brazo de palanca	z (m)	$z = kz * d$	0,79	
Armadura calculada	Ascalc (cm²/m)	$Ascalc = \frac{Mn}{Fy * z}$	4,73	
Armadura mínima	Asmin1 (cm²/m)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \ d$	30,65	
	Asmin2 (cm²/m)	$A_{s,min} \geq \frac{1,4 \ b_w \ d}{f_y}$	31,33	Art. 10.5-C201
Armadura por temperatura	Astemp (cm²/m)	*Astemp=0,0018*bw*h*	18	Art. 7.12-C201

Adopción de armadura

	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Principal	31,33	**1ϕ20 c/20cm**	31,41

- Dimensionamiento al corte en sentido longitudinal

Verificación al corte

Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f´c (MPa)	-	30	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,05	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	1	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,94	
Verificación				
Esfuerzo de corte último	Vu (kN)	-	188,64	
Corte nominal	Vn (kN)	$Mn = \frac{Vu}{\phi}$	251,52	
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \ b_w \ d$	858,1	Art. 11.3-C201
Vc > Vu ∴ No es necesaria armadura de corte				

- Dimensionamiento a flexión en sentido transversal

Cálculo de armadura necesaria				
Momento nominal	Mn (MNm/m)	$M_n = \frac{M_u}{0,9}$	0,20	CIRSOC 201
Momento adimensional	mn	$m_n = \frac{M_n}{b\ d^2\ f_c'}$	0,007	
Deformación armadura (>5‰)	εs (‰)	-	285,36	
Factor kc (< 0,375)	kc	-	0,010	
Factor kz	kz	-	0,996	
Brazo de palanca	z (m)	$z = k_z\ d$	0,94	
Armadura calculada	Ascalc (cm²/m)	$A_s = \frac{1}{f_{ps}}\left(\frac{M_n}{z}\right)$	5,05	
Armadura mínima	Asmin1 (cm²/m)	$A_{s\,mín} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4\ f_y}\ b_w\ d$	30,97	Art. 10.5-C201
	Asmin2 (cm²/m)	$A_{s\,mín} = \frac{1,4}{f_y}\ b_w\ d$	31,67	
Armadura por temperatura	Astemp (cm²/m)	$A_{s\,ct} = 0,0018\ b_w\ d$	18,00	Art. 7.12-C201

Adopción de armadura			
	Asnec (cm²/m)	Se adopta	As (cm²/m)
Principal	31,67	**1Ø20 c/20 cm**	6,28

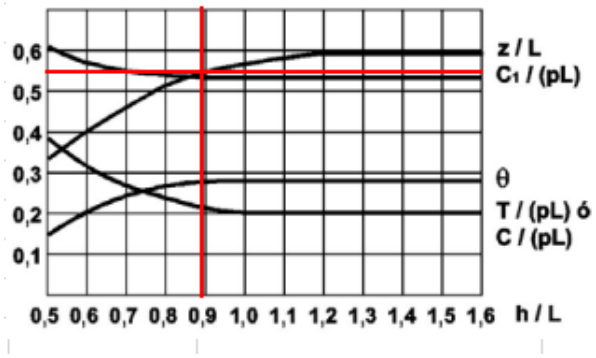
- Dimensionamiento a corte en sentido transversal

Verificación al corte				
Datos				
Factor reductor	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Resistencia específica hormigón	f'c (MPa)	-	30	
Recubrimiento	rec (m)	-	0,05	Art. 7.7-C201
Altura de la losa	h (m)	-	1	
Ancho de cálculo	bw (m)	-	1	
Altura útil	d (m)	-	0,94	
Verificación				
Esfuerzo de corte último	Vu (kN)	-	211,906	
Corte nominal	Vn (kN)		282,541	
Contribución del hormigón	Vc (kN)		858,1	Art. 11.3-C201
Vc > Vu ∴ No es necesaria armadura de corte				

- Análisis longitudinal en la zona de contrafuertes

Análisis de carga		
Peso pantalla inferior		
Peso específico	γ (kN/m³)	25,00
Altura	h (m)	1,70
Espesor	e (m)	0,20
Peso	**qu (kN/m)**	**10,20**
Peso contrafuerte		
Reacción total	**Pu (kN)**	**763,10**

- Obtención de brazo de palanca z a partir del gráfico



- Dimensionamiento a flexión en zona de contrafuertes

Dimensionamiento a flexión				
Datos				
Altura viga	h (m)	-	3,00	
Longitud entre apoyos	L (m)	-	3,37	
Ancho de biela	b (m)	-	0,2	
Relación entre lados	L/h	-	1,12	
Como L/h < 4 ∴ Viga de gran altura				Art. 10.7.1-C201
Resistencia característica	f´c (MPa)	-	30	
Tensión de fluencia del acero	Fy (MPa)	-	420	
Factor de reducción flexión	ϕ	-	0,9	Art. 9.3-C201
Factor de reducción corte	ϕ	-	0,75	Art. 9.3-C201
Relación entre lados	h/L	-	0,89	
Brazo de palanca	z (m)	-	1,8535	Art. A.13.2-Ejemplos C201
Determinación de la armadura				
Momento nominal	Mn (MNm)	$Mn = \frac{Mu}{\phi}$	0,73	
Sección necesaria	Asnec (cm²/m)	$Asnec = \frac{Mn}{Fy * z}$	9,38	
Armadura temperatura	Astemp(cm²/m)	*Astemp=0,0018*bw*h*	18,00	
Se adoptan 5ϕ16 (10,05 cm²)				
Verificación de la biela comprimida				
Ancho de apoyo	c (m)	$c < 0{,}2 * L$	0,67	Art. A.2-Comentarios C201
Carga de diseño	Pn (MN)	$Pn = 0{,}85 * \phi * f'c * c * b$	2,58	Art. A.3-C201
Carga de diseño	Pu (MN)	-	0,83	
Pn > Pu ∴ Verifica				

B. 7. Dimensionado de pilas intermedias

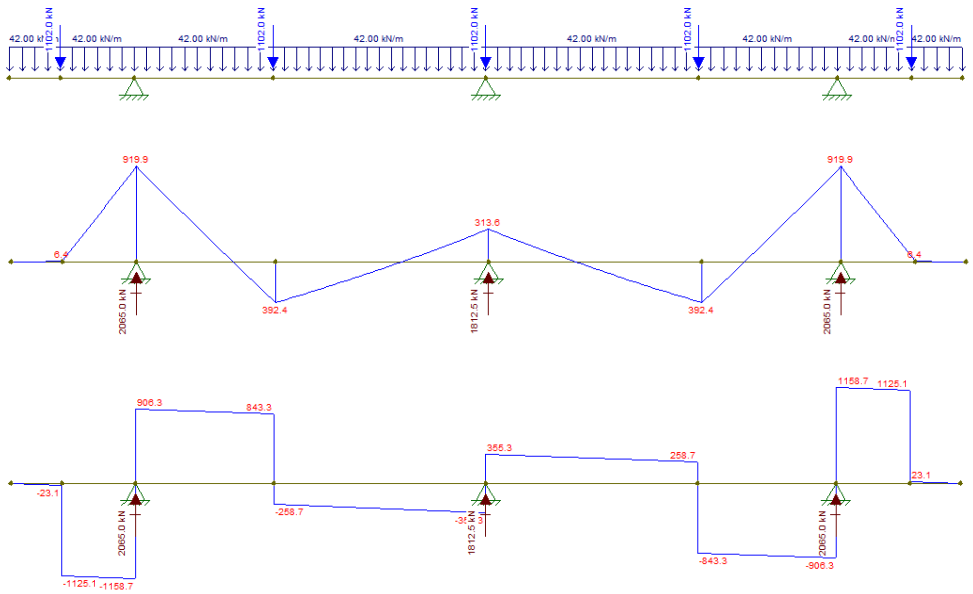
Datos geométricos

Geometría de las pilas		
Largo del cabezal	Lcab (m)	10,3
Ancho del cabezal	b (m)	1,4
Altura del cabezal	h (m)	1
Recubrimiento adoptado	r (cm)	6
N° pilotes	N°	3
Diámetro pilotes	Ø (m)	1
Separación entre pilotes	sep (m)	3,8

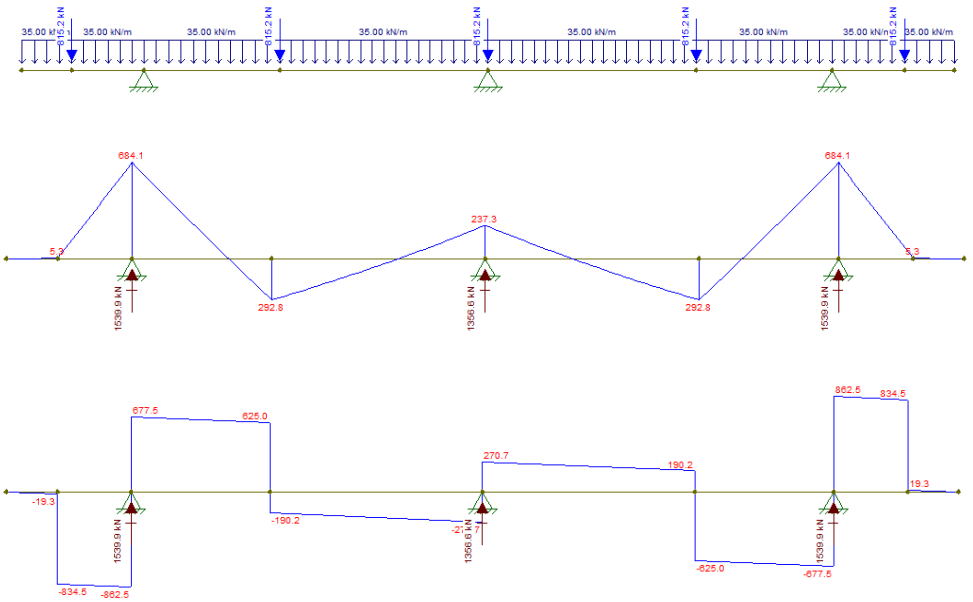
Análisis de cargas verticales

Descarga de vigas de principales			
Longitud total de la viga	Lt (m)		15,4
Longitud de viga 1° entre apoyos	Lap (m)	Lap=LV1°-2*0,2m	14,6
R pantalla sup	RPS (kNm)		32,85
Multitud compacta s/viga 1°	MC 1°(kN/m)	MC1°=MCcalz+MCvered	12,36
Rodillo delantero s/viga 1°	RD (kN)	RD=NC*(RD-2,5m*eap*MC)/N°vigas1°	**22,00**
Rodillo trasero s/viga 1°	RT (kN)	RT=NC*(RT-2,5m*eap*MC)/N°vigas1°	**42,00**
Espacio ocupado por aplanadora	e ap (m)		3,00
Carga permanente viga 1°	PD (kN)	PD=2*RPS*Lt/2	505,89
Sobrecarga viga 1°	PL (kN)	PL=2*MC1°*Lt/2+2*RT+2*RD*(Lap-e ap)/Lap	309,30
Descarga de las vigas principales mayoradas	**Nu (kN)**	**Nu=1.2*PD+1.6*PL**	**1102**
Descarga de las vigas principales sin mayorar	**N (kN)**	**N=Pd+PL**	**815,19**

Esquema de cargas mayoradas en pilas intermedias



Esquema de cargas sin mayorar en pilas intermedias



Solicitaciones y reacciones

Solicitaciones y reacciones			
Descripción	Abreviación	Mayoradas	Sin mayorar
Momento flector positivo en tramo	Mut (kNm)	392,4	292,8
Momento flector negativo en apoyo	Muap (kNm)	-920	-684,1
Tensión de corte	Vu (kN)	1058,7	862,65
Reacción sobre el 1° pilote	R1	2065	1540
Reacción sobre el 2° pilote	R2	1812,5	1356,6
Reacción sobre el 3° pilote	R3	2065	1540

Dimensionamiento de armadura superior en el cabezal por flexión

Dimensionado a flexión armadura superior				
Resistencia característica del hormigón	f'c (Mpa)		30	Mc
Tensión de fluencia de la armadura	Fy (Mpa)		420	
Altura del cabezal	h (m)		1	
ancho del cabezal para corte	b0 (m)	b0=Ø	1	
Recubrimiento	rp (cm)	rp=3+3*30/100	3,9	
Recubrimiento adoptado para las armaduras	r (cm)	r=rp+2.1cm	6	S
Altura útil	d (m)	d=h-2*r	0,88	
Momento flector negativo en apoyo	Muap (kNm)		920	
Momento nominal	Mn (kNm)	Mn=Muap/0,9	828	
ancho	b (m)		1,4	
Coeficiente en función del Hormigón	β1		0,85	
Armadura mínima por flexión	Asmin (cm²)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \ d$	40,17	Art.10.5.1-C201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{bd^2 f'c}$	0,025	C201
Coeficiente de cálculo	kc	$k_c = \frac{1}{\beta_1}(1-\sqrt{1-\frac{m_n}{0.425}})$	0,036	Diseño por resistencia
Deformación específica del acero	εs (‰)	$\varepsilon_s = \frac{3\cdot(1-k_c)}{k_c}$	80,85	Diseño por resistencia
Coeficiente para obtener z	kz	$k_z = 0.5+0.5\sqrt{1-\frac{m_n}{0.425}}$	0,98	Diseño por resistencia
Brazo de palanca	z (m)	z=kz*d	0,87	Diseño por resistencia
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	$Asnec = \frac{Mn}{z * Fy}$	22,75	Art.10.2-C201
Diámetro de armadura	**Ø (mm)**		**20**	
Cantidad de armadura	**Cant**		**13**	
Separación mínima entre barras	smin (cm)	smin=2.5	2,5	Art.7.6-C201
Armadura superior adoptada	**Aadopt (cm²)**	$Aadopt = \frac{\pi * Ø^2}{4} * Cant$	**40,84**	

Dimensionamiento de armadura inferior en el cabezal por flexión

Dimensionado a flexión armadura inferior				
Resistencia característica del hormigón	f'c (Mpa)		30	
Tensión de fluencia de la armadura	Fy (Mpa)		420	
Altura del cabezal	h (m)		1	
ancho del cabezal para corte	b0 (m)	b0=Ø	1	
Recubrimiento	rp (cm)	rp=3+3*30/100	3,9	
Recubrimiento adoptado para las armaduras	r (cm)	r=rp+2.1cm	6	
Altura útil	d (m)	d=h-2*r	0,88	
Momento flector positivo en tramo	Mut (kNm)		392,4	
Momento nominal	Mn (kNm)	Mn=Muap/0,9	353,16	
ancho	b (m)		1,4	
Coeficiente en función del Hormigón	β1		0,85	
Armadura mínima por flexión	Asmin (cm²)	$A_{s,min} = \frac{\sqrt{f'_c}}{4 f_y} b_w \ d$	**40,17**	Art.10.5.1-C201
Momento adimensional	mn	$mn = \frac{Mn}{bd^2 f'c}$	0,011	
Coeficiente de cálculo	kc	$k_c = \frac{1}{\beta_1}(1 - \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}})$	0,015	
Deformación específica del acero	εs (‰)	$\varepsilon_s = \frac{3 \cdot (1 - k_c)}{k_c}$	195,34	
Coeficiente para obtener z	kz	$k_z = 0.5 + 0.5 \sqrt{1 - \frac{m_n}{0.425}}$	0,99	
Brazo de palanca	z (m)	z=kz*d	0,87	
Armadura necesaria por flexión	Asnec (cm²)	$Asnec = \frac{Mn}{z * Fy}$	9,62	Art.10.2-C201
Diámetro de armadura	**Ø (mm)**		**20**	
Cantidad de armadura	**Cant**		**13**	
Separación mínima entre barras	smin (cm)	smin=2.5	2,5	Art.7.6-C201
Armadura adoptada	**Aadopt (cm²)**	$Aadopt = \frac{\pi * Ø^2}{4} * Cant$	**40,84**	

Dimensionamiento de armadura en el cabezal por corte

Cálculo de armadura por corte				
ancho del cabezal para corte	b0 (m)	b0=Ø	1	
Altura útil	d (m)	d=h-2*r	0,88	
Resistencia característica del hormigón	f'c (Mpa)		30	
Tensión de fluencia de la armadura	Fy (Mpa)		420	
Corte último	Vu (kN)		1058,70	
Corte nominal	Vn (kN)	Vn=Vu/0.75	1411,60	Art.11.1.1-C201
Contribución del hormigón	Vc (kN)	$V_c = \frac{1}{6}\sqrt{f'_c} \ b_w \ d$	803,33	Art.11.3.1-C201
Corte a absorber por armadura	Vs (kN)	Vs=Vn-Vc	608,27	Art.11.1.1-C201
Armadura mínima por corte 1	Avmin1 (cm²/m)	$= \frac{1}{16}\sqrt{f'_c} \ \frac{b_w}{f_{yt}}$	8,15	Art.11.5.6-C201
Armadura mínima por corte 2	Avmin2 (cm²/m)	$0,33 \ \frac{b_w}{f_y t}$	7,86	Art.11.5.6-C201
Armadura necesaria por corte	Avnec (cm²/m)	$Avnec = \frac{Vs}{Fy * d}$	16,46	Art.11.5.7-C201
Diámetro de estribo	Ø (mm)		8	
Para estudiar Separación máxima	$V_s > \frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \ b_w \ d$	$\frac{1}{3}\sqrt{f'_c} \ b_w \ d$	1606,65	Art.11.5.5-C201
Separación máxima	Sep max (cm)		40	Art.11.5.5-C201
Separación adoptada	Sep (cm)		40	
Armadura adoptada por corte	**Avadopt (cm²/m)**	$Asadopt = 2 * \frac{(\pi * Ø^2)}{4} * \frac{d}{sep}$	**30,16**	Art.11.5.7-C201

B. 8. Dimensionado de pilotes

Pilotes de los estribos

- Análisis de cargas

Cargas en estribo			
Peso específico hormigón	γH° (kN/m³)		25
Peso específico del suelo saturado	γsat (kN/m³)		21
Peso propio de la pantalla inferior	PD1 (kN)	PD1=γH°*b*sep*hpi	13,81
Peso propio del cabezal	PD2 (kN)	PD2= γH°*ec*b*sep	22,43
Peso propio desde la pantalla superior	PD3 (kN)	PD3=Pdpant+Rla	85,33
Reacción de la losa de aprox. s/viga 1°	PD4 (kN)	PD4=Rla*Ltot/2	252,95
Sobrecargas MC s/pantalla superior	PL1(kN)	PL1=RMC*sep	41,40
Aplanadora sobre un apoyo sin impacto	PL2 (kN)	PL2=MC1°*Ltot/2+RT+RD*(Lap-eap)/Lt	154,65
Largo total de la viga	Lt (m)	Lt=Lap+2*d eje +2*vuelo	15,4
Número de contrafuertes	N°c		5
Espesor pantalla inferior	epi (m)		0,2
Altura pantalla inferior	hpi (m)		1,7
Largo del tablero	ltab (m)		11,3
Espesor muro de ala	ema (m)		0,2
Altura muro de ala	hma (m)		2,85
Largo muro de ala	lma (m)		3,95
Espesor contrafuerte	ec (m)		0,25
Altura contrafuerte	hc (m)		1,7
Ancho contrafuerte	bc (m)		1,3
Espesor contrafuerte posterior	ecp (m)		0,25
Altura contrafuerte posterior	hcp (m)		2,85
Largo contrafuerte posterior	lcp (m)		0,8
Ancho cabezal	bcab (m)		4,4
Espesor del cabezal	ecab (m)		1
Peso propio de un contrafuerte	PPc (kN)	PPC=g*ec*hc*bc	13,81
Peso propio de la pantalla inferior	PPpi(kN)	Pppi= γH°epi*hpi*(Ltab-2*ema-5*ec)	82,03
Cargapermanente del contrafuerte	PDt (kN)	PDt=PD1+PD2+PD3+PD4	374,51
Sobrecarga del contrafuerte	PLt (kN)	PLt=PL1+PL2	196,05
Descarga de contrafuerte, pantalla inferior	**V1 (kN)**	V1=(PD+PL+PPc)*N°c+Pppi	**3003,91**
Descarga de muro de ala	**V2 (kN)**	V2=2*γH°*ema*hma*lma	**112,58**
Descarga de contrafuerte posterior	**V3 (kN)**	V3=2*γH°*ecp*hcp*lcp	**28,5**
Descarga de suelo bajo cabezal de apoyo de viga	**V4 (kN)**	V4=γsat*(bc-epi)*hpi*(Ltab-2*ema-5*ec)	**378,96**
Descarga del suelo bajo losa de aproximación	**V5 (kN)**	V5=γsat*hma*(bcab-bc)*(Ltab-2*ema)	**2022,33**
Descarga del cabezal	**V6 (kN)**	V6=γH°bcab*ltab*ecab	**1243**
Fuerza horizontal por temperatura, retracción y fluencia	FT (kN)		12,99
Fuerza horizontal por frenado	FF (kN)		7,5
Descarga de la fuerza de frenado, retracción y fluencia	**H1 (kN)**	H1=(FF+FF)*N°C	**102,47**
Coeficiente de empuje de reposo	K0		0,7
Altura total de suelo	hs (m)		3,85
Empuje de suelo	**H2 (kN)**	H2=K0*γsat*hs^2/2*Ltab	**1231,08**

- Determinación de distancias entre cargas y el baricentro del cabezal de pilotes

Determinación del momento en el baricentro			
Distancia entre V1 y G	dV1	geometría	1,55
Distnacia entre V2 y G	dV2		0
Distnacia entre V3 y G	dV3		-2,08
Distnacia entre V4 y G	dV4		1,45
Distnacia entre V5 y G	dV5		-0,65
Distnacia entre V6 y G	dV6		0
Distnacia entre H1 y G	dH1		3,08
Distnacia entre H2 y G	dH2 (m)		1,28
Momento sobre el baricentro	MG (kNm)	MG=V2*dV2+V3*dV3+V4*dV4+V5*dV5+V6*dV6+H1*dH1+H2*dH2	**1071,18**

- Determinación de la carga a soportar por fila y por pilote

Carga de pilotes			
Distancia entre pilotes	dp (m)		3
Número de pilotes por fila	N°P		4
Descarga en la fila de pilotes 1	N1 (kN)	N1=V1+(V2+V3+V4+V5+V6)/2+MG/dp	5253,65
Carga por pilote de fila 1	**Npi1 (kN)**	**Npi1=N1/N°P**	**1313,41**
Descarga en la fila de pilotes 2	N2 (kN)	N1=(V2+V3+V4+V5+V6)/2-MG/dp	1535,6
Carga por pilote de fila 2	**Npi2 (kN)**	**Npi2=N2/N°P**	**383,90**
Descarga de pilotes de la pila	Rpila (kN)		**1540**

- Comparación carga admisible vs carga a soportar por pilote

Verificación pilote de estribos				
Datos				
Peso específico del hormigón	γH° (kN/m³)	-	25	
Diámetro pilote	Ø (m)	-	1	
Área pilote	Ap (m²)	-	0,79	
Perímetro pilote	P (m)	-	3,14	
Factor de seguridad carga de punta	Fsp	-	3	
Factor de seguridad carga de fuste	Fsf	-	2	
Cota de fundación	Cf (m)	A partir del SPT	14	
Determinación de carga admisible: Método de Aoki Velloso				
Carga admisible de punta				
Capacidad última de punta	Qup (MN)	$Qup = Ap * \frac{K * Np}{F1}$	4,04	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente de conversión entre qc y NSPT	K (MPa)	De tabla	1	Cap.2 - Schnaid (2000)
NSPT medio en la zona de la punta	Np	-	18	
Coeficiente que depende del pilote	F1	De tabla	3,5	Cap.2 - Schnaid (2000)
Capacidad admisible de punta	Qpadm (MN)	$Qpadm = \frac{Qup}{Fsp}$	1,35	
Carga admisible de fuste				
Capacidad última de fuste	Quf (MN)	$Quf = \frac{P}{F2} * \sum \alpha * K * Nm * \Delta l$	0,64	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente que depende del pilote	F2	De tabla	7	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente de adherencia (Por estrato)	α1 α2	De tabla	0,014 0,014	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente de conversión entre qc y NSPT (Por estrato)	K1 K2	De tabla	1 1	Cap.2 - Schnaid (2000)
NSPT medio en el total del estrato (Por estrato)	Nm1 Nm2	-	10 14	
Espesor del estrato (Por estrato)	Δl1 (m) Δl2 (m)	- -	6 3	
Capacidad admisible de fuste	Qfadm (MN)	$Qfadm = \frac{Quf}{Fsf}$	0,32	
Carga admisible total y comparación con la carga de proyecto				
Capacidad admisible total	Qadm (MN)	$Qadm = Qpadm + Qfadm$	1,67	
Descuento por peso propio	DPp (MN)	$DPp = \gamma H° * Ap * Cf$	0,27	
Capacidad admisible de diseño	**Qd (MN)**	$Qd = Qadm - DPp$	**1,39**	
Carga de proyecto	**Npil (MN)**	-	**1,31**	
Qd > Npil ∴ Verifica				

Pilotes en pilas intermedias

- Reacción sobre cada pilote en pilas intermedias

Solicitaciones y reacciones			
Descripción	Abreviación	Mayoradas	Sin mayorar
Reacción sobre el 1° pilote	R1	2065	1540
Reacción sobre el 2° pilote	R2	1812,5	1356,6
Reacción sobre el 3° pilote	R3	2065	1540

- Comparación carga admisible vs carga a soportar por pilote

Verificación pilote de pilas intermedias				
Datos				
Peso específico del hormigón	γH° (kN/m³)	-	25	
Diámetro pilote	Ø (m)	-	1	
Área pilote	Ap (m²)	-	0,79	
Perímetro pilote	P (m)	-	3,14	
Altura cabezal de pilotes	hc (m)	-	1,00	
Factor de seguridad carga de punta	Fsp	-	3	
Factor de seguridad carga de fuste	Fsf	-	2	
Cota de fundación	Cf (m)	A partir del SPT	15	
Determinación de carga admisible: Método de Aoki Velloso				
Carga admisible de punta				
Capacidad última de punta	Qup (MN)	$Qup = Ap * \frac{K * Np}{F1}$	4,49	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente de conversión entre qc y NSPT	K (MPa)	De tabla	1	Cap.2 - Schnaid (2000)
NSPT medio en la zona de la punta	Np	-	20	
Coeficiente que depende del pilote	F1	De tabla	3,5	Cap.2 - Schnaid (2000)
Capacidad admisible de punta	Qpadm (MN)	$Qpadm = \frac{Qup}{Fsp}$	1,50	
Carga admisible de fuste				
Capacidad última de fuste	Quf (MN)	$Quf = \frac{P}{F2} * \sum \alpha * K * Nm * \Delta l$	0,80	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente que depende del pilote	F2	De tabla	7	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente de adherencia (Por estrato)	α1 α2	De tabla	0,014 0,014	Cap.2 - Schnaid (2000)
Coeficiente de conversión entre qc y NSPT (Por estrato)	K1 K2	De tabla	1 1	Cap.2 - Schnaid (2000)
NSPT medio en el total del estrato (Por estrato)	Nm1 Nm2	-	10 17	
Espesor del estrato (Por estrato)	Δl1 (m) Δl2 (m)	- -	6 4	
Capacidad admisible de fuste	Qfadm (MN)	$Qfadm = \frac{Quf}{Fsf}$	0,40	
Carga admisible total y comparación con la carga de proyecto				
Capacidad admisible total	Qadm (MN)	$Qadm = Qpadm + Qfadm$	1,90	
Descuento por peso propio	DPp (MN)	$DPp = \gamma H° * Ap * (Cf - hc)$	0,27	
Capacidad admisible de diseño	**Qd (MN)**	$Qd = Qadm - DPp$	**1,62**	
Carga de proyecto	**Npil (MN)**	-	**1,54**	
Qd > Npil ∴ Verifica				

Dimensionado de la armadura en pilotes para estribos y pilas

- Dimensionado de la armadura vertical

Dimensionado a flexocompresión de los pilotes				
Longitud útil	Lu		11,35	
Diámetro del pilote	Øpil		1	
Carga vertical última	Pu (kN)		2065,00	
Carga vertical permanente	PD (kN)		1196,60	
Momento superior	M1 (kNm)		0,00	
Momento inferior	M2 (kNm)	M2=Mux	122,64	
Factor de longitud efectiva	k	K=1	1	Art.10.12.1-C201
Resistencia característica del hormigón	f'c (Mpa)		30	Art.2.3.2-C201
Tensión de fluencia del acero	Fy (Mpa)		420	Art.3.6-C201
Inercia de la sección	I (m⁴)	$I = \frac{\pi * \emptyset^4}{64}$	0,049	
Área de la sección	A (m²)	$A = \pi * \frac{\emptyset^2}{4}$	0,785	
Radio de giro	r (m)	$r = \sqrt{\frac{I}{A}}$	0,25	
Relación de esbeltez	k*Lu/r	$\frac{k * L_u}{r}$	45,40	Art. 10.12.2-C201
Módulo de elasticidad longitudinal	E (Mpa)	$E = 4700 * \sqrt{f'c}$	25743	Art.8.5-C201
Momento inferior mínimo	M2min (kNm)	M2min =Pu*(0,015+0,03*Lu)	92,93	
Relación entre carga última y permanente	βd	$\beta d = \frac{PD}{Pu}$	0,58	Art. 10.11.1-C201
Rigidez a la flexión	EI (MNm²)	$EI = \frac{0,4 * E * I}{1 + \beta d} =$	320,02	Art. 10.12.13-C201
Carga crítica de pandeo	Pc (kNm)	$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(k \ell_u)^2}$	24518,04	Art. 10.12.3-C201
Factor de relación de momentos	Cm		1,00	Art. 10.12.3-C201
Factor de amplificación de momentos	δns	$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0,75 P_c}} \geq 1,0$	1,13	Art. 10.12.3-C201
Momento de cálculo	Mc (kNm)	$M_c = \delta_{ns} M_2$	138,16	Art. 10.12.3-C201
recubrimiento adoptado	ra (m)		0,065	
Diam armadura supuesto	Øpil (m)		0,01	
Separación entre armaduras	Øpil´(m)	Øpil´=Øpil-Øs-ra-0,015	0,91	
	γ	γ=Øpil´/Øpi	0,91	
Eje vertical diagrama interacción	Pu/A	$\frac{Pu}{A}$	2,63	Diagrama III.15-C201
Eje horizontal diagrama interacción	Mu/(A*Øpil)	$\frac{Mc}{A*\emptyset pil}$	0,18	Diagrama III.15-C201
Cuantía obtenida	ρ=ρmin		0,01	Diagrama III.15-C201
Armadura mínima 1	Asmin 1 (cm²)	$Asmin1 = \frac{\sqrt{f'c} * A}{4 * Fy}$	25,61	Art.10.5-C201
Armadura mínima 2	Asmin 2 (cm²)	$Asmin2 = \frac{1.4 * A}{Fy}$	26,18	Art.10.5-C201
Armadura necesaria por cuantía	Asnec ρ (cm²)	$Anec\,\rho = \rho * A$	78,54	
Diámetro de barra adoptado	Ø (mm)		25	
Número de barras	N° Ø		16	
Armadura adoptada	**As adopt (cm²)**	$As\,adopt = \frac{\pi * \emptyset^2}{4} * N°\emptyset * Ncaras$	**78,54**	

- Dimensionado de la armadura por zunchos

Armadura por corte mediante zunchos en espiral				
Longitud total del pilote	Lt (m)		21,35	
Diámetro al filo de zuncho	Øch (m)	Øch=Øpil-2*ra	0,87	Art.7.10.4-201
Área encerrada por zunchos	Ach (m²)	Ach=pi*Øch^2/4	0,594	
Área total del pilote	Ag (m²)	Ag=pi*Øpil^2/4	0,785	
Cuantía necesaria de armadura por corte	ρ	$\rho_s \geq 0,45\left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right)\frac{f'_c}{f_{yt}}$	0,0103	Art.10.9.3
Volumen del hormigón interno	Vh (m³)	Vch=Øch*Lt	18,57	
Volumen de armadura del zuncho necesaria	Vz nec (m³)	Vz=ρ*Vh	0,19	
Separación mínima	Smin (cm)		2,5	Art.7.10.4-201
Separación máxima	Smax (cm)		8	Art.7.10.4-201
Separación adoptada	Sadopt (cm)		3	
Diámetro del zuncho adoptado	Øz adopt (mm)		10	
Armadura necesaria de zuncho	Aznec(cm²/m)	ρ*Øch/4	**22,45**	Ejemplo 5.V-C201
Armadura adoptada de zunchos	Az adopt (cm²/m)	Azadopt=pi*Øch^2/4*100/sadopt	**26,18**	

ANEXO C
CÓMPUTO Y PRESUPUESTO

Tabla AC.1.. *Costo de materiales a pie de obra.*

Diciembre 2024

COSTO DE MATERIALES A PIE DE OBRA

N°	Material	Proveedor			Distancia transporte	Costo transporte	Factor		Costo transporte	Transporte	Manipuleo	Valor por hora	Costo manipuleo	Costo total por	Pérdidas	Costo total por unidad de
		Origen	Costo en origen	Un	(km)	($/t*km)	Cant.	Un	($/U*km)	($/U)	(hs)	($/hs)		unidad de medida	(%)	medida
			(1)		(2)	(3)	(F)		(4) = (3)*(F)	(5)=(2)*(4)	(6)	(7)	(8)=(6)*(7)	(9)=(1)+(5)+(8)	(10)	(11)=(9)*[(1)+(10)/100]
1	Acero ϕ8 mm	Resistencia	$ 1.552,00	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	1	$ 5.056,16	$ 5.056,16	$ 6.608,70	1,00%	$ 6.674,79
2	Acero ϕ10 mm	Resistencia	$ 1.564,00	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	1	$ 5.056,16	$ 5.056,16	$ 6.620,70	1,00%	$ 6.686,91
3	Acero ϕ12 mm	Resistencia	$ 1.548,00	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	1	$ 5.056,16	$ 5.056,16	$ 6.604,70	1,00%	$ 6.670,75
4	Acero ϕ16 mm	Resistencia	$ 1.537,00	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	1	$ 5.056,16	$ 5.056,16	$ 6.593,70	1,00%	$ 6.659,64
5	Acero ϕ20 mm	Resistencia	$ 1.549,00	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	1	$ 5.056,16	$ 5.056,16	$ 6.605,70	1,00%	$ 6.671,76
6	Acero ϕ25 mm	Resistencia	$ 1.560,00	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	1	$ 5.056,16	$ 5.056,16	$ 6.616,70	1,00%	$ 6.682,87
7	Alambre N°14	Resistencia	$ 3.578,50	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	0,05	$ 5.056,16	$ 252,81	$ 3.831,84	2,00%	$ 3.908,48
8	Arena	Corrientes	$ 7.550,00	m^3	41,3	$ 47,30	1,8	tn/m^3	$ 85,14	$ 3.516,43	0	$ 5.056,16	$ -	$ 11.066,43	3,00%	$ 11.398,42
9	Asfalto 50-60	Avellaneda	$ 350.000,00	tn	950	$ 47,30	1	tn/tn	$ 47,30	$ 44.936,91	0,5	$ 5.056,16	$ 2.528,08	$ 397.464,99	1,00%	$ 401.439,64
10	Baranda	Córdoba	$ 190.000,00	m	876	$ 47,30	0,625	tn/m	$ 29,56	$ 25.897,85	0	$ 5.056,16	$ -	$ 215.897,85	0,00%	$ 215.897,85
11	Bentonita sódica natural molida	Santos Lugares	$ 555,34	kg	939	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 44,42	0,003	$ 5.056,16	$ 15,17	$ 614,93	2,00%	$ 627,22
12	Cal	Resistencia	$ 115,70	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	0,003	$ 5.056,16	$ 15,17	$ 131,41	2,00%	$ 134,03
13	Camisas metálicas	San Nicolás	$ 850.000,00	tn	780	$ 47,30	1	tn/tn	$ 47,30	$ 36.895,57	0,2	$ 5.056,16	$ 1.011,23	$ 887.906,80	0,00%	$ 887.906,80
14	Caño H°G° D=100 mm; e= 4mm	Resistencia	$ 5.537,19	m	-	-	-	-	-	-	0,05	$ 5.056,16	$ 252,81	$ 5.790,00	0,00%	$ 5.790,00
15	Defensa New Jersey	Los Cardales	$ 120.000,00	m	885	$ 47,30	0,013	tn/m	$ 0,60	$ 529,90	0	$ 5.056,16	$ -	$ 120.529,90	0,00%	$ 120.529,90
16	Hormigón elaborado H-30	Resistencia	$ 150.000,00	m^3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	$ 150.000,00	0,50%	$ 150.750,00
17	Madera de pino 1" x 5"	Resistencia	$ 2.250,00	m^2	-	-	-	-	-	-	0,35	$ 5.056,16	$ 1.769,66	$ 4.019,66	1,00%	$ 4.059,85
18	Piedra 0-6	Yofre	$ 4.668,92	tn	250	$ 47,30	1	tn/tn	$ 47,30	$ 11.825,50	-	-	-	$ 16.494,43	3,00%	$ 16.989,26
19	Piedra 6-19	Yofre	$ 11.740,04	tn	250	$ 47,30	1	tn/tn	$ 47,30	$ 11.825,50	-	-	-	$ 23.565,54	5,00%	$ 24.743,82
20	Placas de neopreno armado	Buenos Aires	$ 100.000,00	U	946	$ 47,30	0,0001	tn/U	$ 0,005	$ 4,47	-	-	-	$ 100.004,47	0,00%	$ 100.004,47
21	Prelosa (Armadura Trilogic)	Resistencia	$ 7.783,47	m	20	$ 47,30	0,003	tn/m	$ 0,14	$ 2,84	3,4	$ 5.056,16	$ 17.190,96	$ 24.977,27	0,00%	$ 24.977,27
22	Punta París 1"	Resistencia	$ 3.393,40	kg	11,3	$ 47,30	0,001	tn/kg	$ 0,05	$ 0,53	0,001	$ 5.056,16	$ 5,06	$ 3.398,99	2,00%	$ 3.466,97
23	Suelo seleccionado	Resistencia	$ 6.000,00	m^3	10	$ 47,30	2	tn/m^3	$ 94,60	$ 946,04	-	-	-	$ 6.946,04	3,00%	$ 7.154,42
24	Vigas prefabricadas H-35 L=14,9 m	Córdoba	$ 15.000.000,00	U	876	$ 47,30	-	-	-	-	-	-	-	$ 15.000.000,00	0,00%	$ 15.000.000,00

Tabla AC.2. *Costo de equipos*

Diciembre 2024

COSTO DE EQUIPOS

N°	Designación	Potencia	Costo actual CA	Valor residual 20% CA	Vida útil	Uso anual	Amortización e intereses AeI	Reparaciones y repuestos 80% AeI	Costo del equipo	Combustibles			**Costo total**
										Tipo	Precio unitario	Costo combustible y lubricante	
		(hp)	($)	($)	(hs)	(hs)	($/hs)	($/hs)	($/hs)		($/lts)	($/hs)	**($/hs)**
1	Aserradora de juntas	4	$ 1.150.490,91	$ 230.098,18	10.000,00	2.000,00	$ 221,47	$ 177,18	$ 398,65	Nafta	$ 1.113,92	$ 926,78	$ 1.325,42
2	Camión con batea	210	$ 71.556.119,83	$ 14.311.223,97	10.000,00	2.000,00	$ 13.774,55	$ 11.019,64	$ 24.794,20	Gas-Oil	$ 877,69	$ 11.409,92	$ 36.204,11
3	Camión con hidrogrua	150	$ 83.301.652,89	$ 16.660.330,58	10.000,00	2.000,00	$ 16.035,57	$ 12.828,45	$ 28.864,02	Gas-Oil	$ 877,69	$ 11.409,92	$ 40.273,94
4	Cargadora frontal	130	$ 141.612.809,92	$ 28.322.561,98	10.000,00	2.000,00	$ 27.260,47	$ 21.808,37	$ 49.068,84	Gas-Oil	$ 877,69	$ 23.732,63	$ 72.801,47
5	Grupo electrógeno	55	$ 1.652.892,56	$ 330.578,51	10.000,00	2.000,00	$ 318,18	$ 254,55	$ 572,73	Nafta	$ 1.113,92	$ 12.743,21	$ 13.315,94
6	Motobomba con manguera	10	$ 495.867,77	$ 99.173,55	10.000,00	2.000,00	$ 95,45	$ 76,36	$ 171,82	Gas-Oil	$ 877,69	$ 1.825,59	$ 1.997,40
7	Motoniveladora	200	$ 149.942.975,21	$ 29.988.595,04	10.000,00	2.000,00	$ 28.864,02	$ 23.091,22	$ 51.955,24	Gas-Oil	$ 877,69	$ 36.511,74	$ 88.466,98
8	Pilotera rotativa	400	$ 126.446.280,99	$ 25.289.256,20	10.000,00	2.000,00	$ 24.340,91	$ 19.472,73	$ 43.813,64	Gas-Oil	$ 877,69	$ 73.023,47	$ 116.837,11
9	Rastra de disco	-	$ 34.486.884,30	$ 6.897.376,86	10.000,00	2.000,00	$ 6.638,73	$ 5.310,98	$ 11.949,71	-	-	-	$ 11.949,71
10	Regla vibradora	5	$ 4.417.347,11	$ 883.469,42	10.000,00	2.000,00	$ 850,34	$ 680,27	$ 1.530,61	Nafta	$ 1.113,92	$ 1.158,47	$ 2.689,08
11	Retroexcavadora	120	$ 91.631.818,18	$ 18.326.363,64	10.000,00	2.000,00	$ 17.639,13	$ 14.111,30	$ 31.750,43	Gas-Oil	$ 877,69	$ 21.907,04	$ 53.657,47
12	Rodillo neumático	100	$ 8.330.165,29	$ 1.666.033,06	10.000,00	2.000,00	$ 1.603,56	$ 1.282,85	$ 2.886,40	Gas-Oil	$ 877,69	$ 18.255,87	$ 21.142,27
13	Rodillo pata de cabra	130	$ 90.798.801,65	$ 18.159.760,33	10.000,00	2.000,00	$ 17.478,77	$ 13.983,02	$ 31.461,78	Gas-Oil	$ 877,69	$ 23.732,63	$ 55.194,41
14	Equipo de soldadora eléctrica	-	$ 3.305.785,12	$ 661.157,02	10.000,00	2.000,00	$ 636,36	$ 509,09	$ 1.145,45	-	-	-	$ 1.145,45
15	Terminadora asfáltica	150	$ 33.320.661,16	$ 6.664.132,23	10.000,00	2.000,00	$ 6.414,23	$ 5.131,38	$ 11.545,61	-	-	-	$ 11.545,61
16	Tractor neumático	102	$ 24.990.495,87	$ 4.998.099,17	10.000,00	2.000,00	$ 4.810,67	$ 3.848,54	$ 8.659,21	Gas-Oil	$ 877,69	$ 18.620,99	$ 27.280,19
17	Vibrador por inmersión	10	$ 413.223,14	$ 82.644,63	10.000,00	2.000,00	$ 79,55	$ 63,64	$ 143,18	Gas-Oil	$ 877,69	$ 1.825,59	$ 1.968,77

Tabla AC.3. *Ítem 1.1*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Movimiento de suelo		**N° ITEM**		1.1	
ITEM	Excavación de pilotes		**Unidad**		m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs	1,600	$	6.999,04	$	11.198,46
Oficial	hs	2,130	$	5.959,57	$	12.693,87
Ayudante	hs	2,600	$	5.056,16	$	13.146,03
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA		$	37.038,37
Materiales						
Camisas metálicas	tn	0,041	$	887.906,80	$	36.404,18
			SUB.TOTAL MATERIALES		$	36.404,18
Equipos						
Pilotera rotativa	hs	0,530	$	116.837,11	$	61.923,67
Hidrogrúa	hs	0,530	$	53.657,47	$	28.438,46
Camión con batea	hs	0,530	$	36.204,11	$	19.188,18
			SUB.TOTAL EQUIPOS		$	109.550,30
			COSTO DIRECTO		$	182.992,85
			COEFICIENTE RESUMEN			1,61
			PRECIO UNITARIO		**$**	**294.984,47**

Tabla AC.4*. Ítem 1.2*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Movimiento de suelo		**N° ITEM**		1.2	
ITEM	Excavación estribos		**Unidad**		m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs		$	6.999,04	$	-
Oficial	hs	0,047	$	5.959,57	$	280,45
Ayudante	hs	0,094	$	5.056,16	$	475,87
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA		$	756,32
Materiales						
			SUB.TOTAL MATERIALES		$	-
Equipos						
Retroexcavadora	hs	0,011	$	53.657,47	$	590,23
Camión con batea	hs	0,050	$	36.204,11	$	1.810,21
Cargadora frontal	hs	0,011	$	72.801,47	$	800,82
			SUB.TOTAL EQUIPOS		$	3.201,25
			COSTO DIRECTO		$	3.957,58
			COEFICIENTE RESUMEN			1,61
			PRECIO UNITARIO		**$**	**6.379,62**

Tabla AC.5*. Ítem 1.3*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Movimiento de suelo		**N° ITEM**		1.3	
ITEM	Desmonte		**Unidad**		m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs		$	6.999,04	$	-
Oficial	hs	0,053	$	5.959,57	$	317,84
Ayudante	hs	0,027	$	5.056,16	$	134,83
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA		$	452,67
Materiales						
			SUB.TOTAL MATERIALES		$	-
Equipos						
Retroexcavadora	hs	0,011	$	53.657,47	$	590,23
Camión con batea	hs	0,050	$	36.204,11	$	1.810,21
Motoniveladora	hs	0,008	$	88.466,98	$	681,20
			SUB.TOTAL EQUIPOS		$	3.081,63
			COSTO DIRECTO		$	3.534,31
			COEFICIENTE RESUMEN			1,61
			PRECIO UNITARIO		**$**	**5.697,30**

***Tabla AC.6**. Ítem 1.4*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Movimiento de suelo		**N° ITEM**	1.4	
ITEM	Terraplén		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs		$ 6.999,04	$	-
Oficial	hs	0,023	$ 5.959,57	$	136,22
Ayudante	hs	0,011	$ 5.056,16	$	57,78
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$	194,00
Materiales					
Cal	kg	30,000	$ 134,03	$	4.021,01
			SUB.TOTAL MATERIALES	$	4.021,01
Equipos					
Rodillo neumático	hs	0,013	$ 21.142,27	$	274,85
Rodillo pata de cabra	hs	0,013	$ 55.194,41	$	717,53
Motoniveladora	hs	0,009	$ 88.466,98	$	805,05
Tractor neumático	hs	0,001	$ 27.280,19	$	17,73
Rastra de disco	hs	0,013	$ 11.949,71	$	155,35
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$	1.970,50
			COSTO DIRECTO	$	6.185,52
			COEFICIENTE RESUMEN		1,61
			PRECIO UNITARIO	**$**	**9.971,05**

***Tabla AC.7**. Ítem 1.5*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Movimiento de suelo		**N° ITEM**	1.5	
ITEM	Relleno adicional		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs		$ 6.999,04	$	-
Oficial	hs	0,023	$ 5.959,57	$	136,22
Ayudante	hs	0,011	$ 5.056,16	$	57,78
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$	194,00
Materiales					
Cal	kg	58,000	$ 134,03	$	7.773,95
Suelo seleccionado	m^3	1,100	$ 7.154,42	$	7.869,86
				$	-
			SUB.TOTAL MATERIALES	$	15.643,81
Equipos					
Rodillo neumático	hs	0,013	$ 21.142,27	$	274,85
Rodillo pata de cabra	hs	0,013	$ 55.194,41	$	717,53
Motoniveladora	hs	0,009	$ 88.466,98	$	805,05
Tractor neumático	hs	0,001	$ 27.280,19	$	17,73
Rastra de disco	hs	0,013	$ 11.949,71	$	155,35
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$	1.970,50
			COSTO DIRECTO	$	17.808,32
			COEFICIENTE RESUMEN		1,61
			PRECIO UNITARIO	**$**	**28.707,01**

***Tabla AC.8**. Ítem 1.6*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Movimiento de suelo		**N° ITEM**	1.6	
ITEM	Enripiado		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs		$ 6.999,04	$	-
Oficial	hs	0,023	$ 5.959,57	$	136,22
Ayudante	hs	0,011	$ 5.056,16	$	57,78
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$	194,00
Materiales					
Piedra 0-6	tn	1,000	$ 16.989,26	$	16.989,26
Piedra 6-19	tn	1,000	$ 24.743,82	$	24.743,82
Suelo seleccionado	m^3	0,700	$ 7.154,42	$	5.008,09
			SUB.TOTAL MATERIALES	$	46.741,18
Equipos					
Camión con batea	hs	0,017	$ 36.204,11	$	615,47
Motoniveladora	hs	0,012	$ 88.466,98	$	1.052,76
Rodillo neumático	hs	0,017	$ 21.142,27	$	359,42
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$	2.027,65
			COSTO DIRECTO	$	48.962,83
			COEFICIENTE RESUMEN		1,61
			PRECIO UNITARIO	**$**	**78.928,07**

***Tabla AC.9**. Ítem 2.1*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Hormigón Armado H-30			**N° ITEM**		2.1
ITEM	Losa de tablero			**Unidad**		m³
Componentes del análisis	Un	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04		$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57		$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16		$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA		$ 41.085,70	
Materiales						
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00		$ 158.287,50	
Acero en Gral.	kg	50,50	$ 6.674,45		$ 337.084,05	
Madera de pino 1" x 5"	m2	0,80	$ 4.059,85		$ 3.247,88	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97		$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48		$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES		$ 503.044,70	
Equipos						
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77		$ 1.476,58	
Regla vibradora	hs	0,75	$ 2.689,08		$ 2.016,81	
Aserradora de junta	hs	0,75	$ 1.325,42		$ 994,07	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94		$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40		$ 1.498,05	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45		$ 859,09	
			SUB.TOTAL EQUIPOS		$ 16.831,56	
			COSTO DIRECTO		$ 560.961,96	
			COEFICIENTE RESUMEN		1,61	
			PRECIO UNITARIO		**$ 904.270,68**	

***Tabla AC.10**. Ítem 2.2*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Hormigón Armado H-30			**N° ITEM**		2.2
ITEM	Losa de aproximación			**Unidad**		m³
Componentes del análisis	Un	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04		$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57		$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16		$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA		$ 41.085,70	
Materiales						
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00		$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	52,23	$ 6.674,45		$ 348.574,52	
Madera de pino 1" x 5"	m2	0,80	$ 4.059,85		$ 3.247,88	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97		$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48		$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES		$ 514.535,17	
Equipos						
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77		$ 1.476,58	
Regla vibradora	hs	0,75	$ 2.689,08		$ 2.016,81	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45		$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94		$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40		$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS		$ 15.837,49	
			COSTO DIRECTO		$ 571.458,36	
			COEFICIENTE RESUMEN		1,61	
			PRECIO UNITARIO		**$ 921.190,88**	

***Tabla AC.11**. Ítem 2.3*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Hormigón Armado H-30			**N° ITEM**		2.3
ITEM	Vigas secundarias			**Unidad**		m³
Componentes del análisis	Un	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04		$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57		$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16		$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA		$ 41.085,70	
Materiales						
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00		$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	155,03	$ 6.674,45		$ 1.034.764,43	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85		$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97		$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48		$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES		$ 1.205.596,91	
Equipos						
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77		$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45		$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94		$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40		$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS		$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO		$ 1.260.503,29	
			COEFICIENTE RESUMEN		1,61	
			PRECIO UNITARIO		**$ 2.031.931,30**	

***Tabla AC.12**. Ítem 2.4*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.4	
ITEM	Cabezal de pilotes		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	60,15	$ 6.674,45	$ 401.487,32	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 572.319,80	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO	$ 627.226,18	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 1.011.088,60**	

***Tabla AC.13**. Ítem 2.5*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.5	
ITEM	Cabezal de pilas		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-3(	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	60,89	$ 6.674,45	$ 406.417,82	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 577.250,30	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléct	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguer	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO	$ 632.156,68	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 1.019.036,57**	

***Tabla AC.14**. Ítem 2.6*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.6	
ITEM	Cabezal de vigas		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	35,40	$ 6.674,45	$ 236.288,95	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 407.121,43	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO	$ 462.027,81	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 744.788,82**	

***Tabla AC.15**. Ítem 2.7*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.7	
ITEM	Pantalla inferior		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	124,07	$ 6.674,45	$ 828.110,08	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 998.942,56	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO	$ 1.053.848,94	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 1.698.804,49**	

***Tabla AC.16**. Ítem 2.8*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.8	
ITEM	Pantalla superior		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	100,54	$ 6.674,45	$ 671.058,41	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 841.890,89	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO	$ 896.797,27	
COEFICIENTE RESUMEN	RESUMEN			1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 1.445.637,20**	

***Tabla AC.17**. Ítem 2.9*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.9	
ITEM	Contrafuerte		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	121,68	$ 6.674,45	$ 812.165,12	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 982.997,60	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 13.820,68	
			COSTO DIRECTO	$ 1.037.903,98	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 1.673.101,21**	

***Tabla AC.18**. Ítem 2.10*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.10	
ITEM	Contrafuerte posterior		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
SUB.TOTAL MANO DE OBRA				$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	116,30	$ 6.674,45	$ 776.238,50	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
SUB.TOTAL MATERIALES				$ 947.070,97	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
SUB.TOTAL EQUIPOS				$ 13.820,68	
COSTO DIRECTO				$ 1.001.977,36	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				**$ 1.615.187,50**	

***Tabla AC.19**. Ítem 2.11*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.11	
ITEM	Muro de ala		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
SUB.TOTAL MANO DE OBRA				$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Acero en Gral	kg	96,20	$ 6.674,45	$ 642.104,28	
Madera de pino 1" x 5"	m2	2,00	$ 4.059,85	$ 8.119,71	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
SUB.TOTAL MATERIALES				$ 812.936,75	
Equipos					
Vibrador por inmersión	hs	0,75	$ 1.968,77	$ 1.476,58	
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05	
SUB.TOTAL EQUIPOS				$ 13.820,68	
COSTO DIRECTO				$ 867.843,14	
COEFICIENTE RESUMEN				1,61	
PRECIO UNITARIO				**$ 1.398.963,13**	

***Tabla AC.20**. Ítem 2.12*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.12
ITEM	Pilotes		**Unidad**	m³
Componentes del análisis	Un	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)
Mano de obra				
Oficial especializado	hs	1,6	$ 6.999,04	$ 11.198,46
Oficial	hs	2,13	$ 5.959,57	$ 12.693,87
Ayudante	hs	2,6	$ 5.056,16	$ 13.146,03
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 37.038,37
Materiales				
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50
Acero en Gral	kg	175,48	$ 6.674,45	$ 1.171.206,16
Bentonita	kg	50	$ 627,22	$ 31.361,18
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 1.360.854,84
Equipos				
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 12.344,10
			COSTO DIRECTO	$ 1.410.237,30
COEFICIENTE RESUMEN RESUMEN				1,61
			PRECIO UNITARIO	**$ 2.273.302,53**

***Tabla AC.21**. Ítem 2.13*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS				
RUBRO	Hormigón Armado H-30		**N° ITEM**	2.13
ITEM	Pilas		**Unidad**	m³
Componentes del análisis	Un	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)
Mano de obra				
Oficial especializado	hs	1,6	$ 6.999,04	$ 11.198,46
Oficial	hs	2,13	$ 5.959,57	$ 12.693,87
Ayudante	hs	2,6	$ 5.056,16	$ 13.146,03
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 37.038,37
Materiales				
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50
Acero en Gral	kg	176,97	$ 6.674,45	$ 1.181.157,44
Camisa metálica	tn	0,041	$ 887.906,80	$ 36.404,18
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 1.375.849,12
Equipos				
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96
Motobomba con manguera	hs	0,75	$ 1.997,40	$ 1.498,05
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 12.344,10
			COSTO DIRECTO	$ 1.425.231,58
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61
			PRECIO UNITARIO	**$ 2.297.473,32**

***Tabla AC.22**. Ítem 3.1*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Elementos prefabricados		**N° ITEM**	3.1	
ITEM	Viga principal, H-35, L=14,90 m		**Unidad**	U	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	16	$ 6.999,04	$ 111.984,63	
Oficial	hs	20	$ 5.959,57	$ 119.191,31	
Ayudante	hs	36	$ 5.056,16	$ 182.021,93	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 413.197,87	
Materiales					
Vigas prefabricadas H-35 L=:	U	1	$ 15.000.000,00	$ 15.000.000,00	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 15.000.000,00	
Equipos					
Camión con hidrogrúa	hs	8	$ 40.273,94	$ 322.191,52	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 322.191,52	
			COSTO DIRECTO	$ 15.735.389,39	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 25.365.447,70**	

***Tabla AC.23**. Ítem 3.2*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Elementos prefabricados		**N° ITEM**	3.2	
ITEM	Prelosa Trilogic, H-30		**Unidad**	m²	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	0,055	$ 150.750,00	$ 8.291,25	
Prelosa (Armadura Trilogic)	m	2	$ 24.977,27	$ 49.954,54	
Acero en gral.	kg	7,58	$ 6.674,45	$ 50.562,61	
Madera de pino 1" x 5"	m^2	0,20	$ 4.059,85	$ 811,97	
Punta París 1"	kg	0,10	$ 3.466,97	$ 346,70	
Alambre N°14	kg	0,10	$ 3.908,48	$ 390,85	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 110.357,91	
Equipos					
Camión con hidrogrua	hs	0,75	$ 40.273,94	$ 30.205,46	
Equipo de soldadora eléctrica	hs	0,75	$ 1.145,45	$ 859,09	
Grupo electrógeno	hs	0,75	$ 13.315,94	$ 9.986,96	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 41.051,50	
			COSTO DIRECTO	$ 192.495,12	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 310.302,13**	

***Tabla AC.24**. Ítem 3.3*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Elementos prefabricados		**N° ITEM**	3.3	
ITEM	Defensas New Jersey		**Unidad**	m	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	0,5	$ 6.999,04	$ 3.499,52	
Oficial	hs		$ 5.959,57	$ -	
Ayudante	hs	1,5	$ 5.056,16	$ 7.584,25	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 11.083,77	
Materiales					
Defensa New Jersey	m	1	$ 120.529,90	$ 120.529,90	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 120.529,90	
Equipos					
Camión con hidrogrua	hs	0,5	$ 40.273,94	$ 20.136,97	
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 20.136,97	
			COSTO DIRECTO	$ 151.750,64	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 244.622,03**	

***Tabla AC.25**. Ítem 4.1*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Sistemas de apoyo		**N° ITEM**	4.1	
ITEM	Placa de neopreno		**Unidad**	U	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs		$ 6.999,04	$ -	
Oficial	hs	1,14	$ 5.959,57	$ 6.793,90	
Ayudante	hs	2,29	$ 5.056,16	$ 11.578,62	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 18.372,52	
Materiales					
Placas de neopreno armado	U	1	$ 100.004,47	$ 100.004,47	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 100.004,47	
Equipos					
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ -	
			COSTO DIRECTO	$ 118.377,00	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 190.823,72**	

***Tabla AC.26**. Ítem 4.2*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS					
RUBRO	Sistemas de apoyo		**N° ITEM**	4.2	
ITEM	Dado de hormigón		**Unidad**	m³	
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)	Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra					
Oficial especializado	hs	2	$ 6.999,04	$ 13.998,08	
Oficial	hs	2	$ 5.959,57	$ 11.919,13	
Ayudante	hs	3	$ 5.056,16	$ 15.168,49	
			SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 41.085,70	
Materiales					
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00	$ 158.287,50	
Madera de pino 1" x 5"	m^2	0,80	$ 4.059,85	$ 3.247,88	
Punta París 1"	kg	0,60	$ 3.466,97	$ 2.080,18	
Alambre N°14	kg	0,60	$ 3.908,48	$ 2.345,09	
			SUB.TOTAL MATERIALES	$ 165.960,65	
Equipos					
			SUB.TOTAL EQUIPOS	$ -	
			COSTO DIRECTO	$ 207.046,36	
			COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
			PRECIO UNITARIO	**$ 333.758,73**	

***Tabla AC.27**. Ítem 5.1*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Terminaciones superficiales			**N° ITEM**		5.1
ITEM	Carpeta de asfalto			**Unidad**		tn
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs	0,052	$ 6.999,04		$ 361,24	
Oficial	hs	0,026	$ 5.959,57		$ 153,80	
Ayudante	hs	0,026	$ 5.056,16		$ 130,48	
				SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 645,52	
Materiales						
Asfalto 50-60	tn	1,02	$ 401.439,64		$ 409.468,43	
				SUB.TOTAL MATERIALES	$ 409.468,43	
Equipos						
Terminadora asfáltica	hs	0,013	$ 11.545,61		$ 148,98	
Rodillo neumático	hs	0,013	$ 21.142,27		$ 272,80	
				SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 421,78	
				COSTO DIRECTO	$ 410.535,73	
				COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
				PRECIO UNITARIO	**$ 661.783,60**	

***Tabla AC.28**. Ítem 5.2*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Terminaciones superficiales			**N° ITEM**		5.2
ITEM	Vereda			**Unidad**		m³
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial especializado	hs		$ 6.999,04		$ -	
Oficial	hs	1	$ 5.959,57		$ 5.959,57	
Ayudante	hs	2	$ 5.056,16		$ 10.112,33	
				SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$ 16.071,90	
Materiales						
Hormigón elaborado H-30	m^3	1,05	$ 150.750,00		$ 158.287,50	
Madera de pino 1" x 5"	m^2	0,40	$ 4.059,85		$ 1.623,94	
Punta París 1"	kg	0,30	$ 3.466,97		$ 1.040,09	
Alambre N°14	kg	0,30	$ 3.908,48		$ 1.172,54	
				SUB.TOTAL MATERIALES	$ 162.124,08	
Equipos						
Vibrador por inmersión	hs	0,5	$ 1.968,77		$ 984,38	
Aserradora de juntas	hs	0,5	$ 1.325,42		$ 662,71	
				SUB.TOTAL EQUIPOS	$ 1.647,10	
				COSTO DIRECTO	$ 179.843,07	
				COEFICIENTE RESUMEN	1,61	
				PRECIO UNITARIO	**$ 289.907,03**	

***Tabla AC.29**. Ítem 6.1*

Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Otros			**N° ITEM**		6.1
ITEM	Barandas			**Unidad**		m
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial	hs	0,53	$	5.959,57	$	3.158,57
Ayudante	hs	1,6	$	5.056,16	$	8.089,86
				SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$	11.248,43
Materiales						
Baranda	m	1	$	215.897,85	$	215.897,85
				SUB.TOTAL MATERIALES	$	215.897,85
Equipos						
Equipo de soldadura eléctrica	hs	0,53	$	1.145,45	$	607,09
Grupo electrógeno	hs	0,53	$	13.315,94	$	7.057,45
				SUB.TOTAL EQUIPOS	$	7.664,54
				COSTO DIRECTO	$	234.810,82
				COEFICIENTE RESUMEN		1,61
				PRECIO UNITARIO	**$**	**378.515,05**

***Tabla AC.30**. Ítem 6.2*

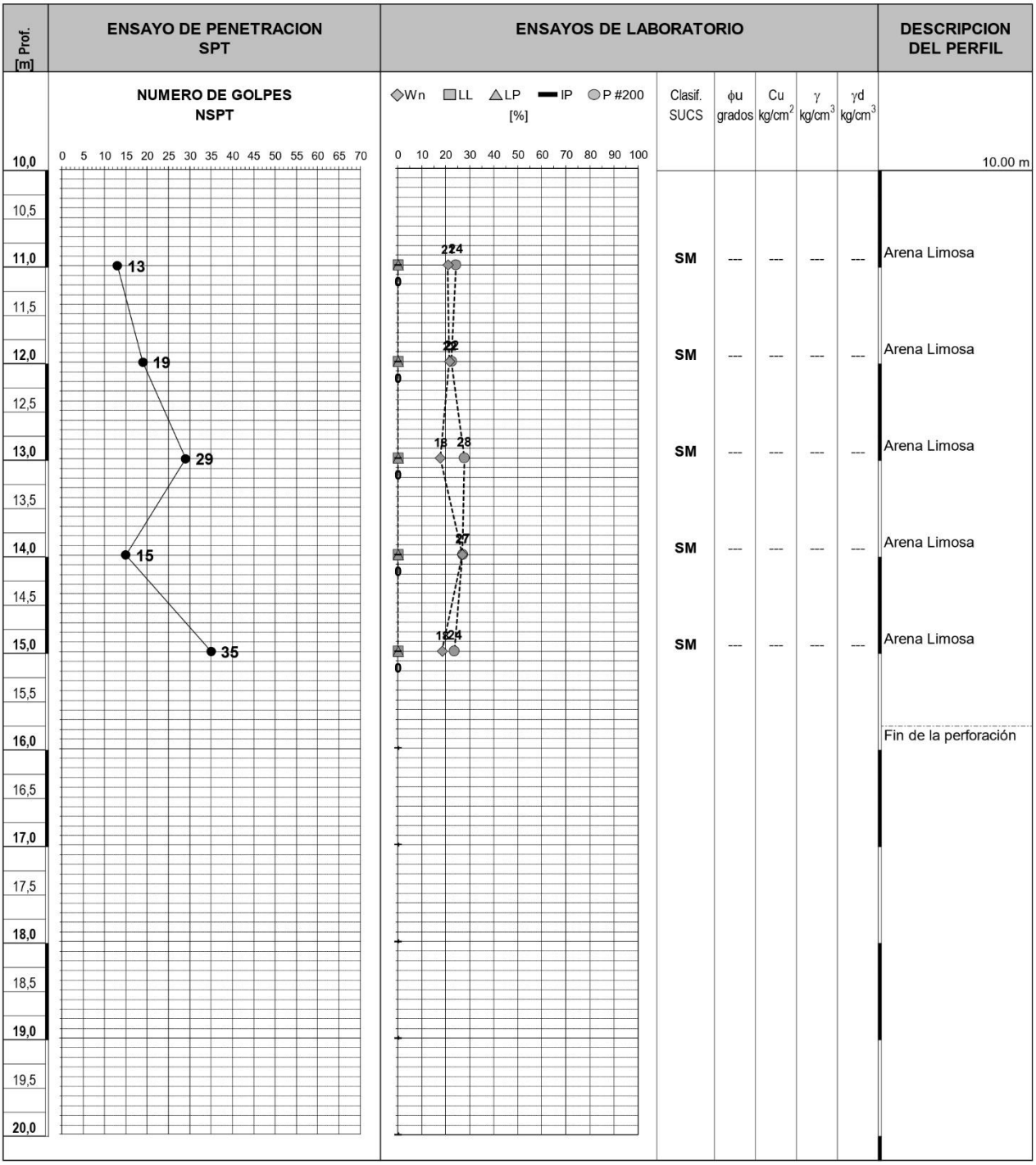
Diciembre 2024

ANÁLISIS DE PRECIOS						
RUBRO	Otros			**N° ITEM**		6.2
ITEM	Desagüe			**Unidad**		m
Componentes del análisis	Un -	Rendimiento (Un/Unidad)	Costo unitario ($/Un)		Costo parcial ($/Unidad)	
Mano de obra						
Oficial	hs	0,25	$	5.959,57	$	1.489,89
Ayudante	hs	0,5	$	5.056,16	$	2.528,08
				SUB.TOTAL MANO DE OBRA	$	4.017,97
Materiales						
Caño H°G° D=100 mm; e= 4mm	m	1,05	$	5.790,00	$	6.079,50
				SUB.TOTAL MATERIALES	$	6.079,50
Equipos						
				SUB.TOTAL EQUIPOS	$	-
				COSTO DIRECTO	$	10.097,47
				COEFICIENTE RESUMEN		1,61
				PRECIO UNITARIO	**$**	**16.277,12**

ANEXO D
INFORMACIÓN GENERAL

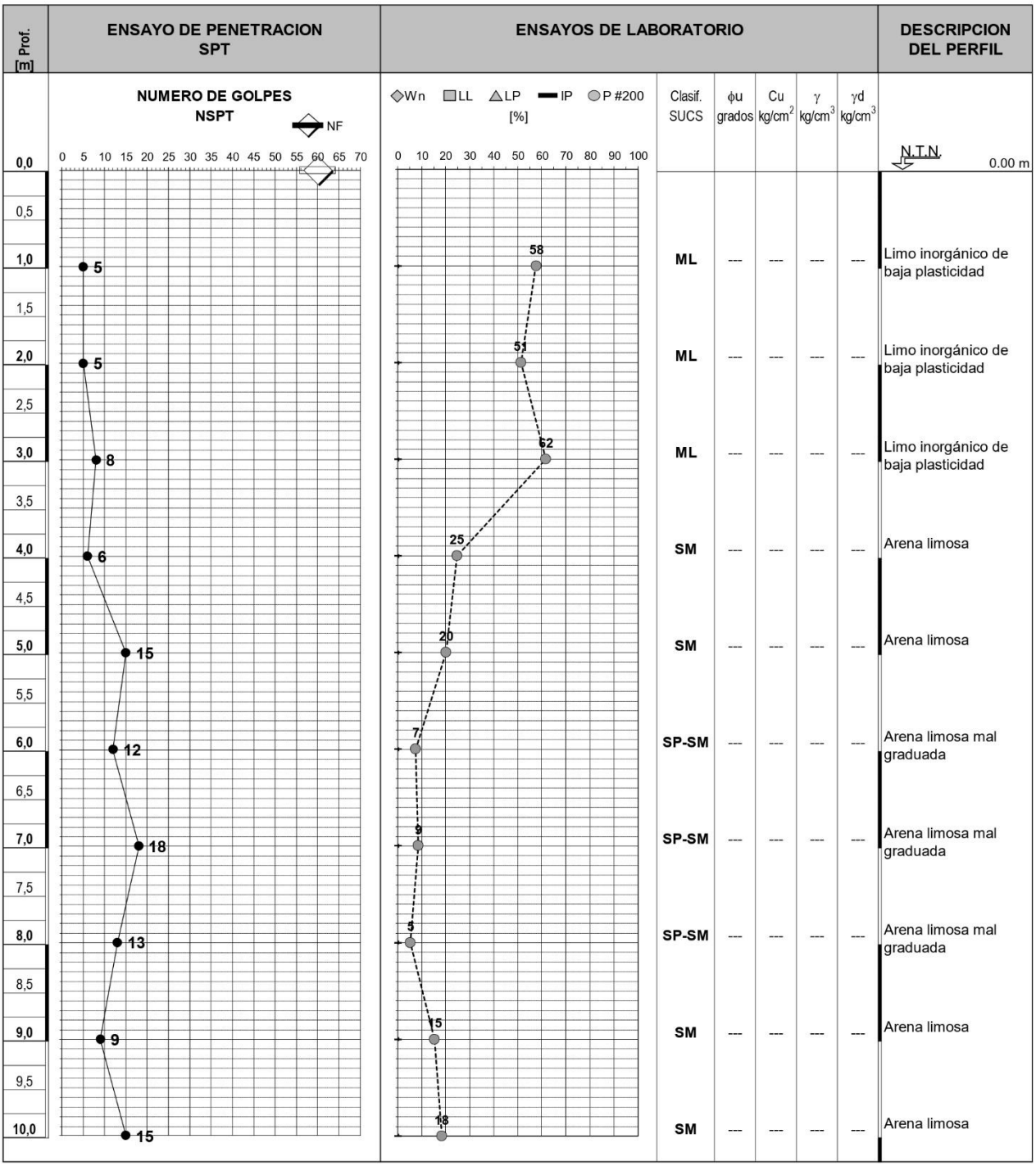
PLANILLA Nº 4 (Continuación)

SPT Nº 3: Río Tragadero - Margen Derecha
OBRA: Autovía Ruta 11
- Sacamuestras Moretto -



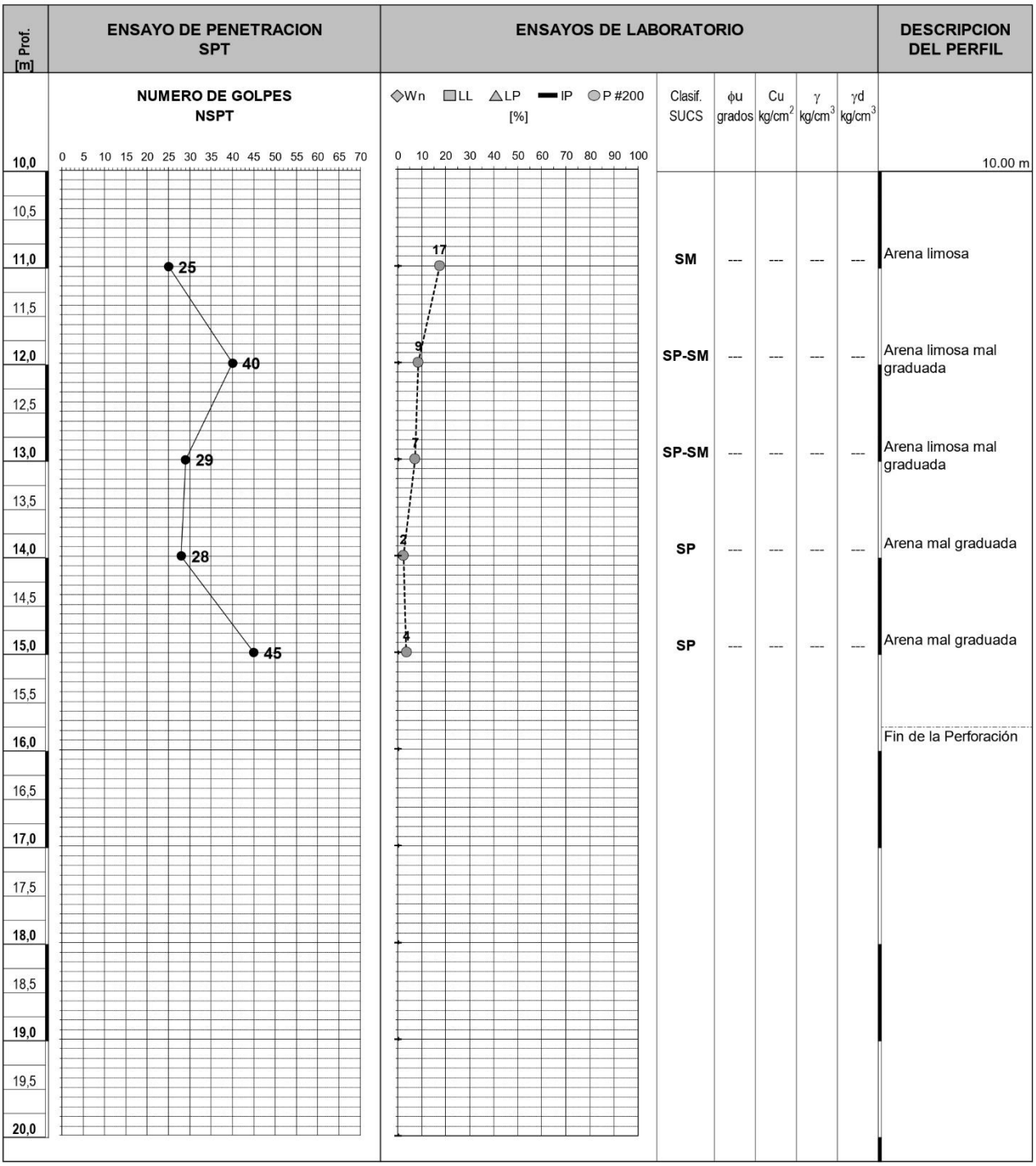
PLANILLA Nº 15

SPT Nº 15: Río Tragadero - Centro del río, aguas arriba del actual puente
OBRA: Autovía Ruta 11
- Sacamuestras Moretto -



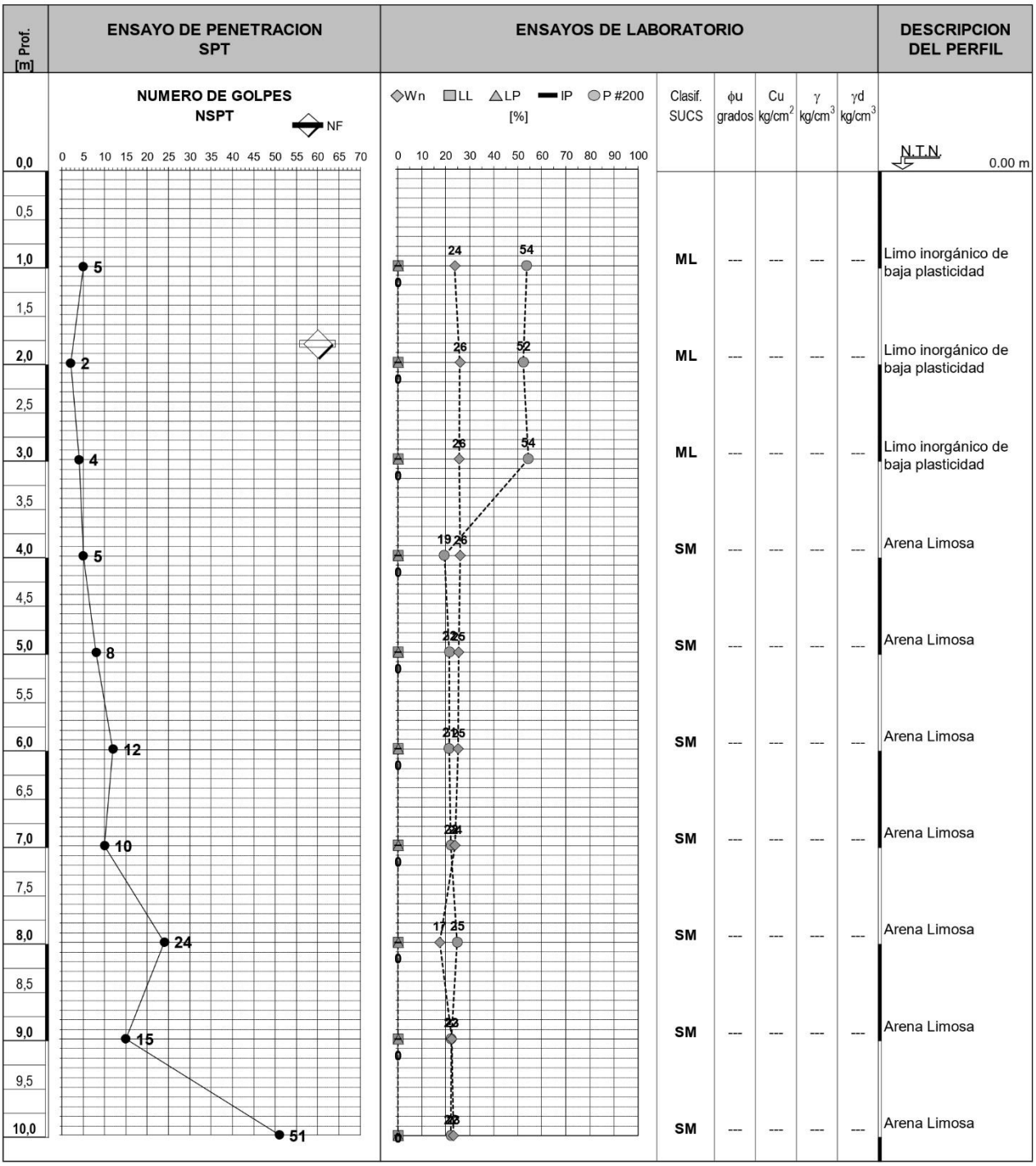
PLANILLA Nº 15 (Continuación)

SPT Nº 15: Río Tragadero - Centro del río, aguas arriba del actual puente
OBRA: Autovía Ruta 11
- Sacamuestras Moretto -



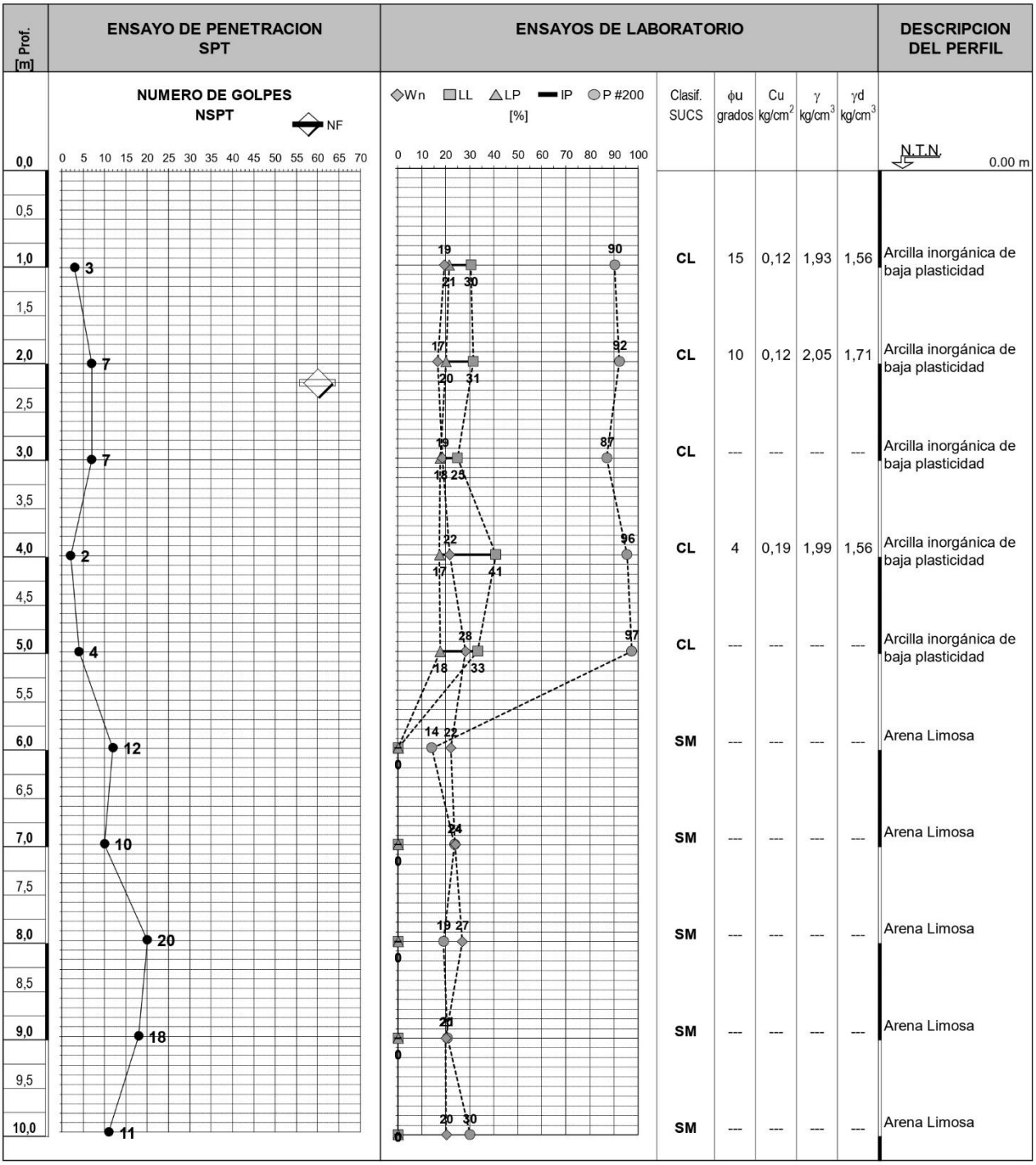
PLANILLA Nº 3

SPT Nº 3: Río Tragadero - Margen Izquierda
OBRA: Autovía Ruta 11
- Sacamuestras Moretto -



PLANILLA Nº 4

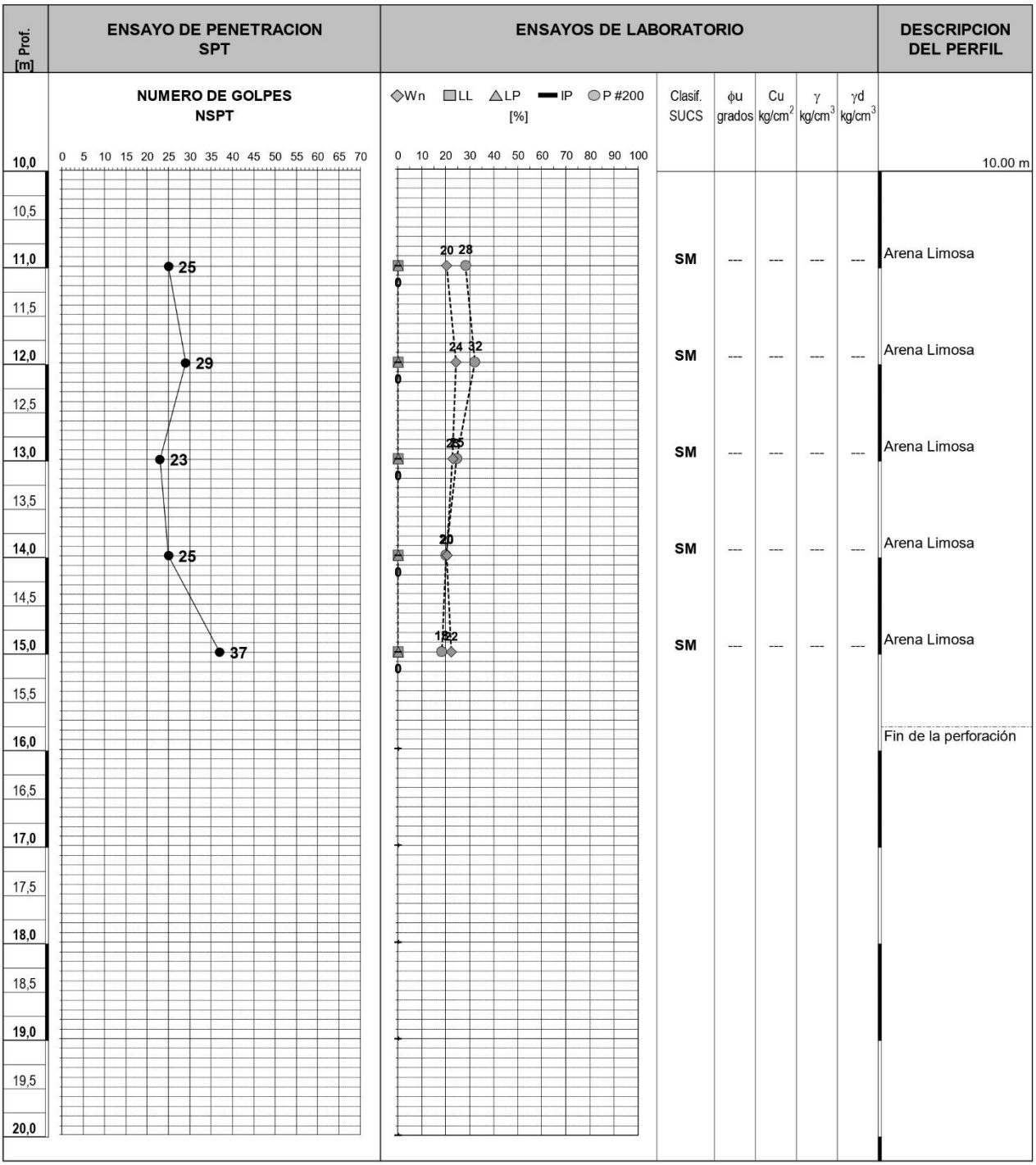
SPT Nº 4: Río Tragadero - Margen Derecha
OBRA: Autovía Ruta 11
- Sacamuestras Moretto -



Clasif. SUCS	φu grados	Cu kg/cm²	γ kg/cm³	γd kg/cm³	Descripción del perfil
CL	15	0,12	1,93	1,56	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
CL	10	0,12	2,05	1,71	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
CL	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
CL	4	0,19	1,99	1,56	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
CL	---	---	---	---	Arcilla inorgánica de baja plasticidad
SM	---	---	---	---	Arena Limosa
SM	---	---	---	---	Arena Limosa
SM	---	---	---	---	Arena Limosa
SM	---	---	---	---	Arena Limosa
SM	---	---	---	---	Arena Limosa

PLANILLA Nº 3 (Continaución)

SPT Nº 3: Río Tragadero - Margen Izquierda
OBRA: Autovía Ruta 11
- Sacamuestras Moretto -



Resistencia, 12 de septiembre del 2024

Sr. Presidente de la Administración
Provincial del Agua

Dr. Ing. Jorge Victor Pilar

S / D

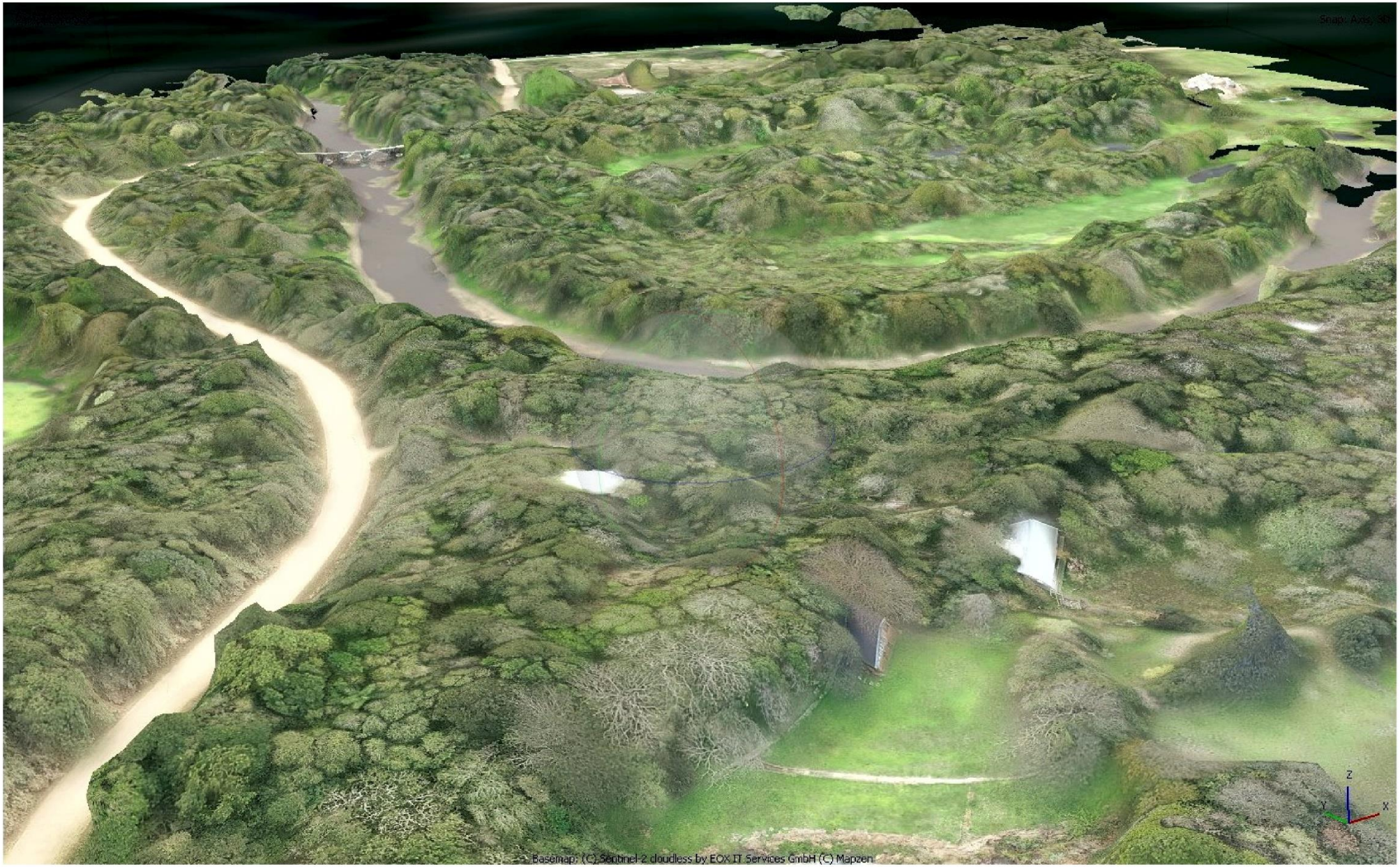
Tengo el agrado de dirigirme a usted, a los efectos de solicitar información relacionada a registros de precipitaciones diarios disponibles en esa Repartición, específicamente información correspondiente a las siguientes localidades:

- Colonia Benítez
- Margarita Belén
- Colonia Elisa
- Capitán Solari
- La verde

Dicha información será utilizada en la realización de mi trabajo final de la carrera de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional del Nordeste, el cual consiste en plantear el segundo acceso a Colonia Benítez mediante el reemplazo del puente Luzuriaga y la rectificación de la traza de dicho camino.

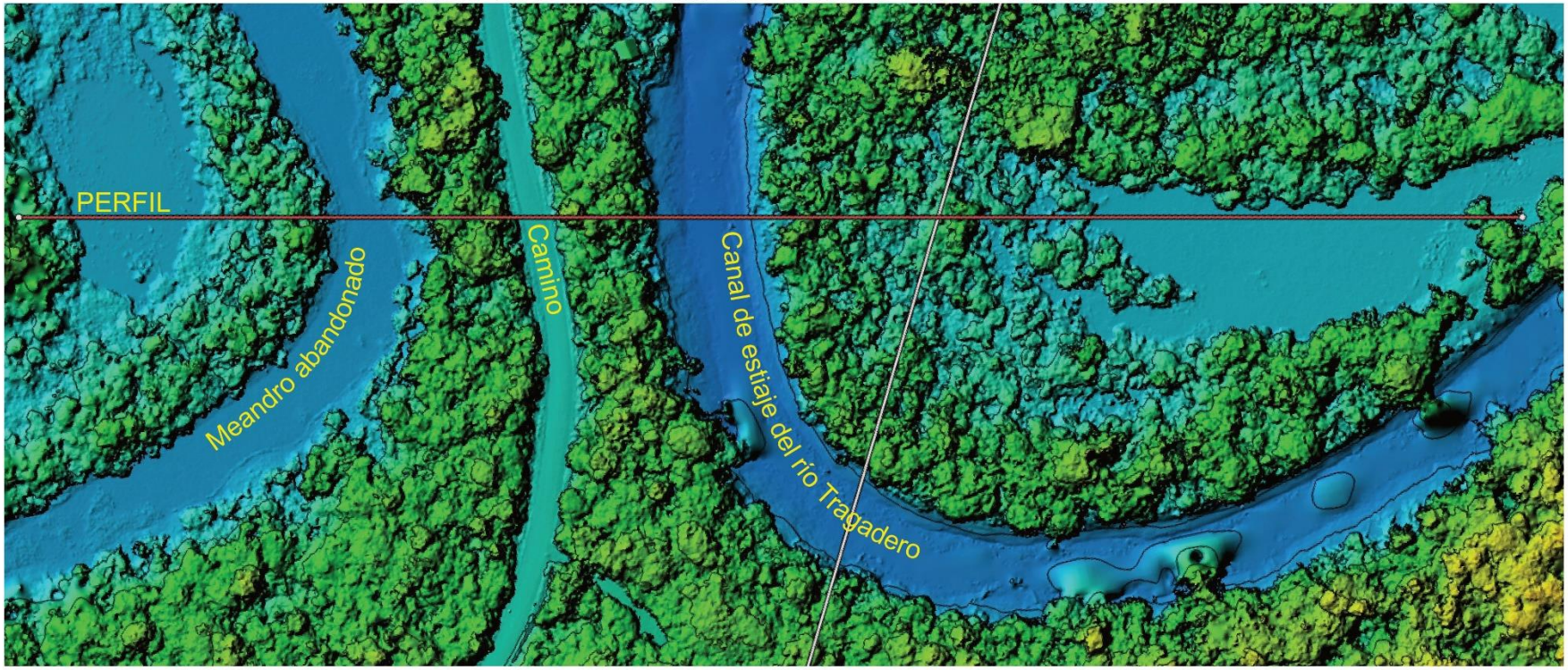
Saludos Cordiales

ARRIOLA, Nahuel Nicolás
DNI N°42.986.344
CONTACTO: nahuelnarriola@gmail.com

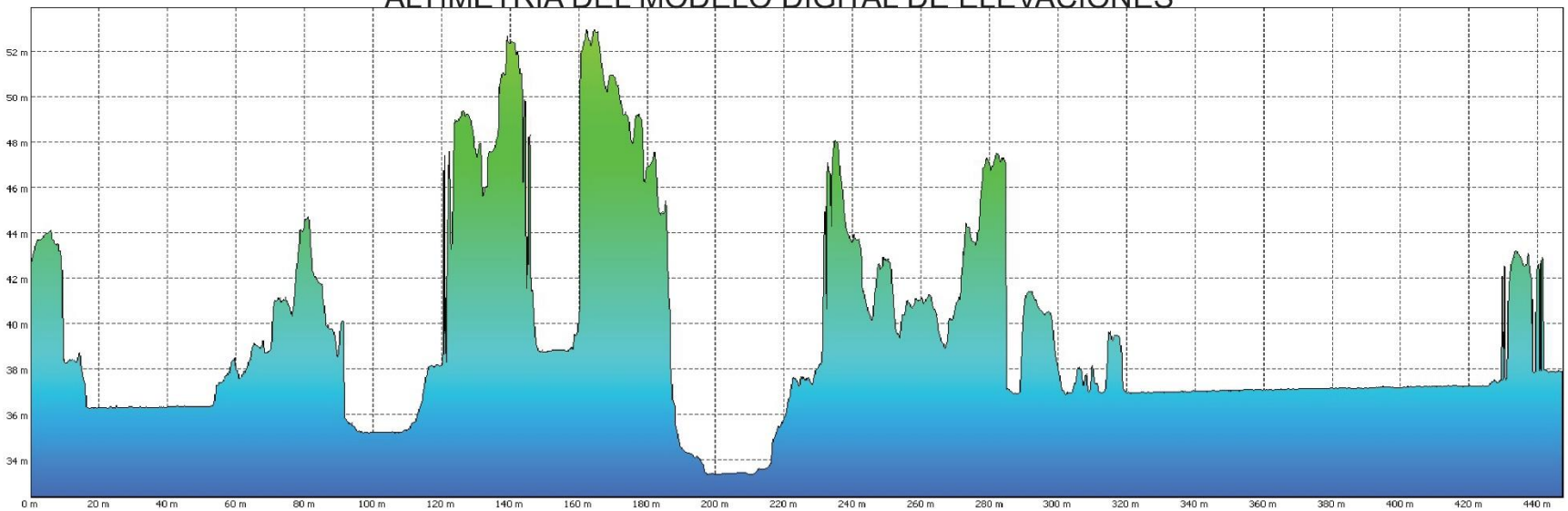


Escala: S/E	MODELO DE TEXTURA Área relevada: 49,50 ha	Latitud: 27°20'3,89"S Longitud: 58°57'50,84"O	Fecha toma imagen: 07/09/2024 Hora: 11:08	Solicitud: Alumnos de trabajo final - Carrera Ingeniería Civil Cátedra: FOTOINTERPRETACIÓN - DPTO. GEOCIENCIAS - FAC. ING. - UNNE

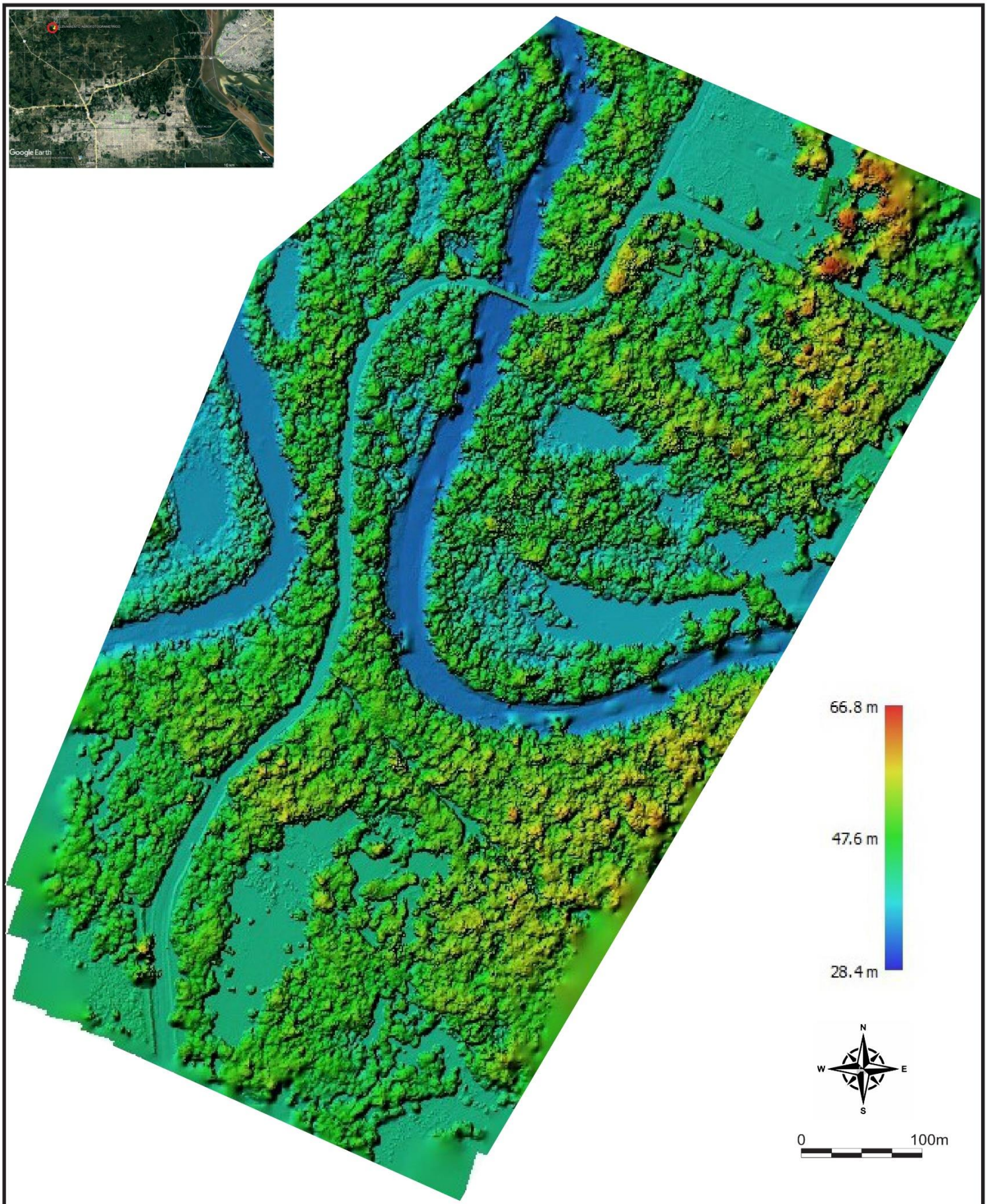
PLANIMETRÍA DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES



ALTIMETRÍA DEL MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES



Escala: S/E	PLANIALTIMETRÍA Área relevada: 49,50 ha	Latitud: 27°20'3,89"S Longitud: 58°57'50,84"O	Fecha toma imagen: 07/09/2024 Hora: 11:08	Solicitud: Alumnos de trabajo final - Carrera Ingeniería Civil Cátedra: FOTOINTERPRETACIÓN - DPTO. GEOCIENCIAS - FAC. ING. - UNNE



Escala: 1:2913	MODELO DIGITAL DE ELEVACIONES	Latitud: 27°20'3,89"S	Fecha toma imagen: 07/09/2024	Solicitud: Alumnos de trabajo final - Carrera Ingeniería Civil
Resol. img: 3,89 cm/pixel	Área relevada: 49,50 ha	Longitud: 58°57'50,84"O	Hora: 11:08	Cátedra: FOTOINTERPRETACIÓN - DPTO. GEOCIENCIAS - FAC. ING. - UNNE

Escala: 1:2913	ORTOIMAGEN RECTIFICADA	Latitud: 27°20'3,89"S	Fecha toma imagen: 07/09/2024	Solicitud: Alumnos de trabajo final - Carrera Ingeniería Civil
Resol. img: 3,89 cm/pixel	Área relevada: 49,50 ha	Longitud: 58°57'50,84"O	Hora: 11:08	Cátedra: FOTOINTERPRETACIÓN - DPTO. GEOCIENCIAS - FAC. ING. - UNNE