



UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO.

FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS INGENIERÍA Y AGRIMENSURA.

ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL.

TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO.

*“Proyecto de Ensanche de
Puente sobre Arroyo en R.P.Nº 4”
- Provincia de Santa Fe -*

ALUMNO: ING. ARIANA CANTARUTTI.

DIRECTOR: ING. EDGARDO RINAUDO.

CODIRECTOR: ING. RUBÉN LÓPEZ.

MAYO 2024.

ÍNDICE

AGRADECIMIENTOS.	3
CAPÍTULO 1. RESUMEN.	4
1.1 Alcances del trabajo.	4
CAPITULO 2. INTRODUCCIÓN.	5
2.1 Emplazamiento de la Obra.	5
2.2 Información Recopilada.	8
2.2.1 Datos de tránsito - TMDA:	8
2.2.2 Estudio de Suelos – Perfil Estratigráfico:	9
2.2.3 Calado Losa de Tablero – Determinación de Espesores de Losa:	10
2.3 Problemáticas Detectadas.	12
2.3.1 Accidentes de tránsito:	12
2.3.2 Estado Estructural.	13
2.4 Relevamiento Fotográfico y Planialtimétrico.	18
2.5 Justificación Proyecto de Ensanche.	20
CAPITULO 3. DESARROLLO.	21
3.1 Memoria Descriptiva Puente Existente	21
3.2 Cálculo Estructural.	23
3.2.1 Diseño Estructural	23
3.2.2 Categoría del Puente.	24
3.3 Losa de Tablero.	24
3.4 Vigas Longitudinales.	30
3.4.1 Cargas para Dimensionamiento	31
3.4.2 Resultados obtenidos en vigas	35
3.4.3 Armado de Vigas Longitudinales.	38
3.5 Viguetas Transversales.	39
3.5.1 Viguetas Transversales Intermedias.	40
3.5.2 Viguetas Transversales Extremas	41
3.5.2.1 Recambio de Rodillos Metálicos	44
3.5.3 Armado Viguetas Transversales.	46
3.6 Dispositivos de Apoyo	47
3.6.1 Dimensionamiento Apoyos de Neopreno	48
3.7 Pilas.	49
3.9.1 Modelado Muro de Pila	50
3.9.2 Modelado de un Pilote a flexión	50
3.9.3 Predimensionamiento de la Fundación Directa existente	53
3.9.4 Determinación de Resistencia Admisible de Pilotes	54

3.9.5	Estados de Carga y Combinaciones.....	54
3.9.6	HIPÓTESIS I	60
3.9.6.1	Resultados Obtenidos en Pilotes	61
3.9.7	HIPÓTESIS II	64
3.9.7.1	Resultados Obtenidos en Pilotes	65
3.9.7.2	Resultados Obtenidos en Muro de Pila	70
3.9.7.3	Resultados Obtenidos en Cabezal	74
3.8	Estribos.....	79
3.8.1	Modelado Muro Frontal de Estribo	81
3.8.2	Predimensionamiento de la Fundación Directa existente	82
3.8.3	Determinación de Resistencia Admisible de Pilotes	83
3.8.4	Estados de Carga y Combinaciones.....	84
3.8.5	HIPÓTESIS I	87
3.8.6	HIPÓTESIS II	90
3.8.7	Consideraciones adoptadas para Hipótesis I e Hipótesis II.....	111
3.8.8	HIPÓTESIS III.....	111
CAPITULO 4. ENSAYOS A EJECUTAR SOBRE PILOTES.....		113
4.1	Ensayo de Integridad	113
4.2	Ensayo de Capacidad de Carga Pilotes.....	113
4.2.1	Cantidad de Pilotes a Ensayar.....	113
4.2.2	Cargas de Ensayo y Consideraciones	113
CAPITULO 5. CONCLUSIONES.....		114
5.1	Conclusión luego de finalizado el proyecto.....	114
CAPITULO 6. IMÁGENES 3D.		115
CAPITULO 7. BIBLIOGRAFÍA.		118
Anexo 1. Planilla de Cálculo.		119
Anexo 2. Estudio de Suelo.		120
Anexo 3. Datos Tránsito Camiones Pesados.....		121
Anexo 4. Fichas Técnicas productos Sika.....		122
Anexo 5. Planimetrías.....		123

AGRADECIMIENTOS.

A mi familia; a mi papá Omar, mi mamá Jaqui, mi hermano Angelo y mi esposo Emanuel.

A mi bebé en camino Luigina.

A mi fiel compañera, Coqui.

A quienes me acompañaron en el desarrollo de este trabajo; Ing. Edgardo Rinaudo.

Ing. Rubén López.

CAPÍTULO 1. RESUMEN.

1.1 Alcances del trabajo.

El presente trabajo final de posgrado, surge en el marco de una necesidad latente a nivel provincial que consiste en reducir el número de accidentes de tránsito en rutas y caminos de nuestra provincia; generados entre otras cosas, por la existencia de un sinnúmero de puentes con ancho de calzada insuficiente, que impiden el paso simultáneo de vehículos en distintos sentidos.

Esencialmente, este proyecto fue realizado dentro de mi ámbito laboral; en el cual pude obtener gran parte de la información necesaria para el desarrollo del mismo.

El objetivo de este trabajo consiste en analizar, proyectar y calcular el ensanche de un puente ya existente, el cual se ubica sobre la R.P.Nº 4 (entre las localidades de Elisa y San Cristóbal); una de las rutas más importantes de la provincia en cuanto a volumen de tránsito pesado circulante.

Hoy en día, dicho puente cuenta con un ancho de calzada que impide que los vehículos móviles pesados puedan atravesarlo en simultáneo; y en aquellas oportunidades en que esto ha sucedido, se generaron graves accidentes que en muchas ocasiones terminaron costando la vida de las personas involucradas.

En particular, este trabajo consta de diferentes capítulos; en el primero de ellos se presenta la información recopilada en cuanto a datos relevantes de la zona de emplazamiento del puente en estudio, antecedentes históricos varios, relevamientos actualizados de la obra existente, resultados de ensayos realizados, estudios de tránsito, etc.

Seguidamente, se lleva adelante el procesamiento y análisis de la información recabada y la justificación del proyecto de ensanche; para luego exponer el cálculo del mismo, abarcando el dimensionamiento de los elementos de la superestructura e infraestructura. También se incluye el desarrollo de los criterios adoptados para el dimensionamiento de cada elemento.

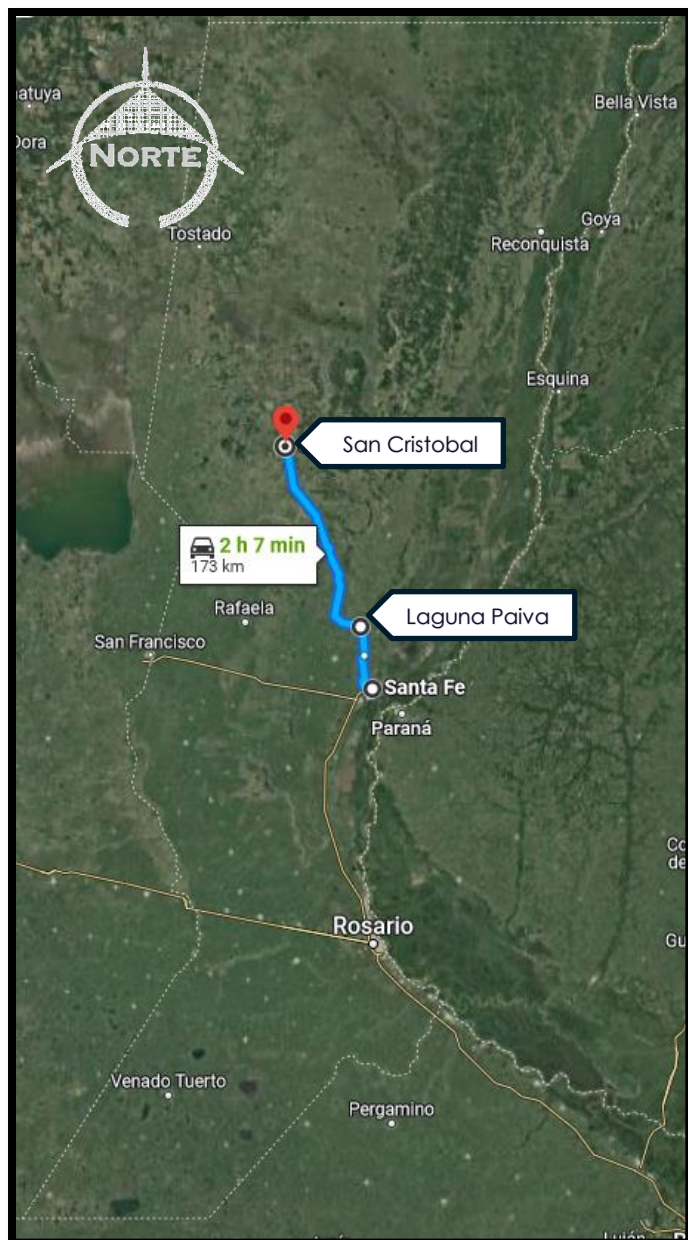
En cuanto a la reglamentación empleada para el cálculo del ensanche del puente, considerando la antigüedad del mismo y las condiciones que establece el Reglamento para el Cálculo de Puentes de Hormigón de la DNV (1952), se decidió desarrollar los cálculos conservando los criterios que establece el mismo. Es por ello que no se hizo uso del reglamento CIRSOC 800, a pesar de ser estar el mismo aprobado recientemente.

CAPITULO 2. INTRODUCCIÓN.

2.1 Emplazamiento de la Obra.

El puente objeto de estudio, se sitúa sobre el Arroyo Capivara I; el mismo cruza la Ruta Provincial N° 4, 20km al sur de la localidad de San Cristóbal.

Particularmente la Ruta Provincial N°4, nace en el cruce con la Ruta Provincial N°2, al norte de la ciudad de Laguna Paiva, y finaliza en el cruce de la Ruta Provincial N°2, con la ciudad de San Cristóbal, 180km al Norte de la ciudad de Santa Fe.



San Cristóbal, es una ciudad que ocupa un lugar estratégico para el norte, no solo provincial sino también nacional para el traslado, principalmente de la producción primaria.

Si bien ha sufrido un gran golpe cuando se cerraron los Talleres Ferroviarios -su principal fuente de trabajo- en los cuales llegaron a trabajar en las épocas de esplendor 1000 operarios, paulatinamente se ha ido recuperando a partir de la producción agrícola-ganadera y el empuje dado por las pequeñas y medianas empresas.

Actualmente cuenta con un crecimiento sostenido y constante a punto tal que está en vías de concreción el parque industrial de la ciudad.

Imagen N° 2.1.1. Desarrollo Ruta Provincial N°4.

La Ruta Provincial N°4 es una de las arterias más importantes del centro de la provincia, y es muy transitada por los transportes del noroeste argentino (NOA) que se dirigen a los puertos del sur provincial, lo que conduce a la necesidad de transformar este corredor productivo.

La importancia de esta red vial provincial radica en que el 80% de las exportaciones de granos y subproductos del país salen por los puertos del sur santafesino; el complejo aceitero más importante del país.

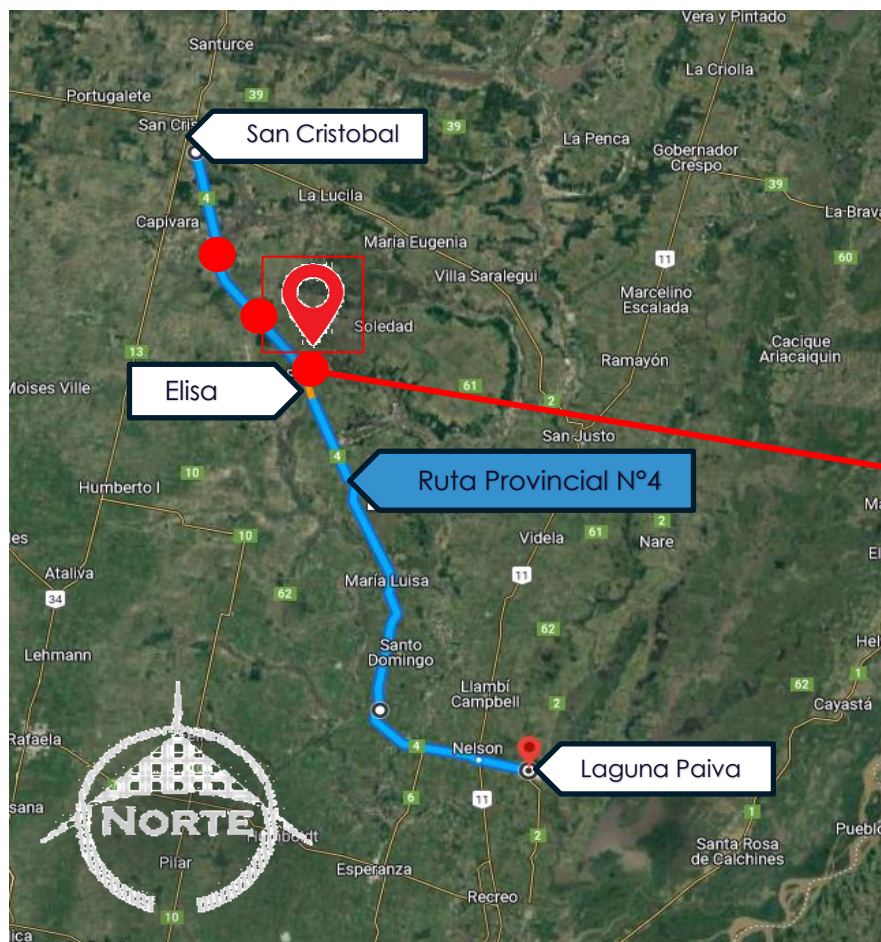


Imagen N° 2.1.2. Ubicación Puente en estudio.

Como puede observarse en la **Imagen N° 2.1.2**, el puente en estudio se ubica en el tramo entre dos localidades: Elisa y San Cristóbal. Dentro de este tramo, existe una batería de 3 puentes de diferentes luces que permiten el escurrimiento de los arroyos: San Antonio, Capivara II Y Capivara I, objeto de este proyecto.

Es de importancia destacar el valor que representa este tramo dentro de la red provincial, lo que genera la imperiosa y urgente necesidad de llevar adelante un proyecto de intervención de los puentes que lo componen, garantizando la continuidad del transporte hacia los puertos del sur provincial, como así también, una reducción significativa en el número de accidentes de tránsito.

Algunas imágenes del entorno:



Imagen N° 2.1.3. Acceso de Puente desde Sur. Ruta Provincial N°4.



Imagen N° 2.1.4. Entorno Puente en estudio.



Imagen N° 2.1.5. Vista Este desde Puente en estudio.



Imagen N° 2.1.6. Vista Oeste desde Puente en estudio.



Imagen N° 2.1.7. Acceso de Puente desde Norte. Ruta Provincial N°4.

2.2 Información Recopilada.

2.2.1 Datos de tránsito - TMDA:

En este punto, se ha llevado a cabo una investigación de los volúmenes de tránsito circulantes en la Ruta Provincial N°4, haciendo especial hincapié en el tramo Elisa-San Cristóbal, objeto de estudio del presente trabajo.

De acuerdo a la información recabada, los datos de Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) obtenidos son los siguientes:

Límites del Tramo		Tipo Calzada	Autos - Clas.	%	Omnibus	%	Camiones Medianos	%	Camiones Pesados	%	TMDA
R.P.N° 2(Laguna Paiva)-Circunv.	R.N.N° 11(Nelson)	Pav.	2018	64	67	2	206	7	839	27	3130
R.N.N° 11(Nelson)	R.P.N° 6	Pav.	3175	71	293	7	469	10	552	12	4489
R.P.N° 6	R.P.N° 62 (María Luisa)	Pav.	2452	64	38	1	194	5	1118	29	3802
R.P.N° 62 (María Luisa)	R.P.N° 92s (Elisa)	Pav.	1107	64	46	3	85	5	480	28	1718
R.P.N° 92s (Elisa)	R.P.N° 2	Pav.	1165	42	29	1	94	3	1518	54	2806

Tabla N° 2.2.1. Datos TMDA tránsito circulante R.P.N° 4

Como puede observarse, de la *Tabla N° 2.2.1*, se rescata el valor del Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) del tramo R.P.N° 92s (Elisa) – R.P.N° 2 (San Cristóbal), con un total de 2806 vehículos.

Si bien este número es menor que el de otros tramos correspondientes a la R.P.N° 4, si ponemos en consideración el porcentaje de Camiones Pesados circulantes del tramo en estudio, puede notarse que supera ampliamente a los demás.

A modo de visualización, se incorpora un plano de la Provincia de Santa Fe en Anexo 3, con diferentes trazos, en donde se muestra con claridad que la Ruta Provincial N°4 presenta un alto índice de camiones pesados circulantes, motivo por el cual este ítem representa un punto fundamental a considerar al momento de tomar la decisión de intervenir los puentes existentes dentro del tramo en estudio.

2.2.2 Estudio de Suelos – Perfil Estratigráfico:

Respecto a este punto, se ha recopilado información de valor consistente en el estudio de suelos correspondiente al puente objeto de estudio. El mismo se incorpora en el Anexo 2: Estudio de Suelos.

En el mismo se muestran los resultados obtenidos del ensayo sobre dos (2) perforaciones denominadas P1 y P2, de aproximadamente 14.00m de profundidad, medidos desde la cota de boca de pozo.

En dichas perforaciones, se realizaron ensayos de penetración Terzaghi – SPT – IRAM N° 10517/70, empleando toma muestras de puntas intercambiables, con el fin de determinar la densificación de los estratos de suelo.

En correspondencia con cada ensayo, también se tomaron muestras de los suelos para posteriores ensayos mecánicos, físicos, de identificación, y humedad natural.

El número, ubicación y profundidades de las perforaciones, fueron determinados sobre la base de las características físicas y mecánicas de los estratos detectados durante el avance, en relación a las características generales de la obra.

Ensayos de Laboratorio realizados

Ensayos físicos de Identificación:

- Descripción de los suelos mediante análisis tacto- visual (IRAM N° 10535/59).
- Tamizado de suelos por vía húmeda para determinar el pasante de tamiz 200 (P200) y material de residuo (IRAM N° 10507/59).
- En suelos cohesivos se determinaron las constantes Hídricas de Atterberg:
Límite Líquido (IRAM N° 10501/68)
Límite Plástico (IRAM N° 10502/68)
Índice de Plasticidad (IRAM N° 10502/68)
- Humedad Natural (IRAM N° 10519/70)
Determinación de densidades húmedas y secas
Clasificación de suelos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos – SUCS – (IRAM 10509/81)

Ensayos mecánicos:

- Ensayos triaxiales rápidos, o ensayos U.U escalonados (IRAM N° 10529/74).
- Determinación de los Parámetros de Corte: cohesión “cu”, ángulo de fricción interna “ ϕ_u ”, Módulo de Elasticidad “E” y Módulo de Compresibilidad Volumétrico “mv”.

Determinación de tensiones:

- Tensiones admisibles de punta.

- Tensiones admisibles de fricción.
- Coeficiente de balasto horizontal.
- Coeficiente de balasto vertical.

En resumen, se presenta un esquema simplificado en donde puede observarse la estratigrafía del suelo del lugar:

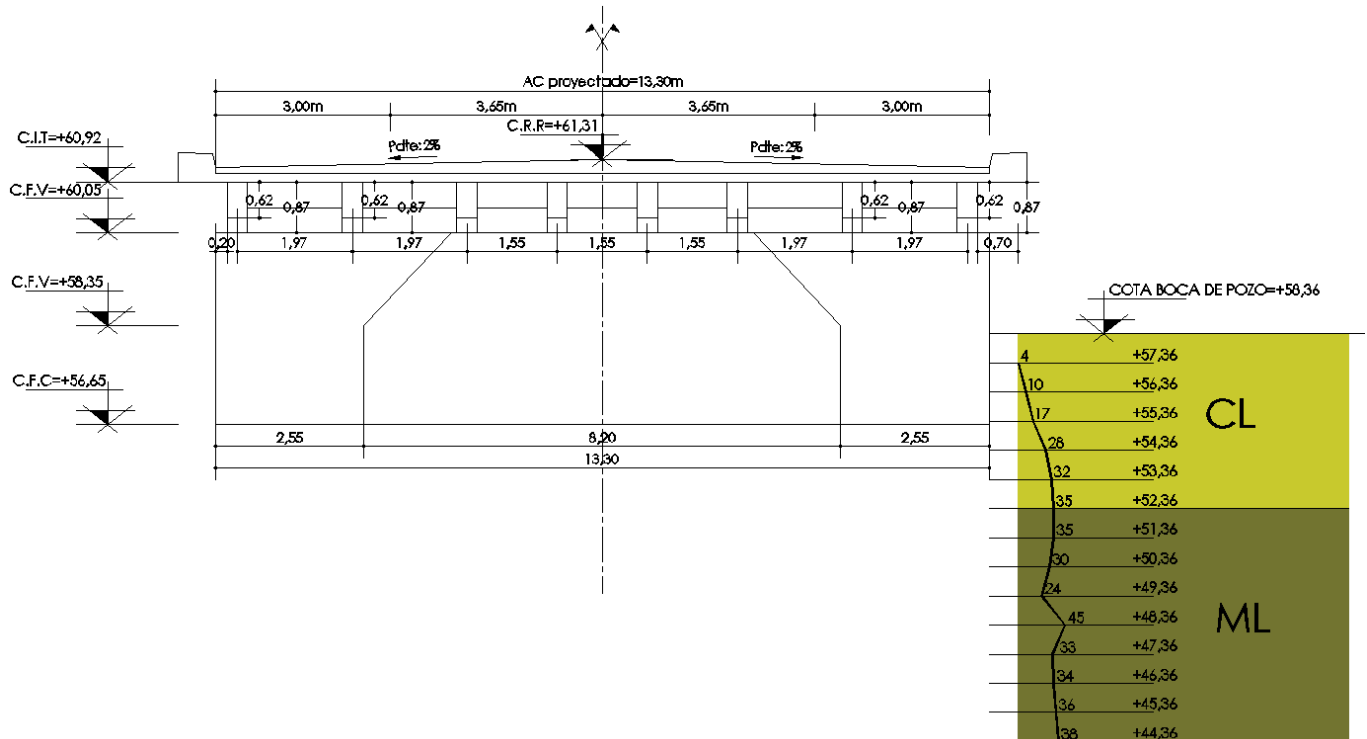


Imagen N° 2.2.1. Perforación 2. Perfil Estratigráfico.

La recomendación del Estudio de Suelo utilizado es:

Fundación Indirecta mediante pilotes o pilotines pre-excavados in situ de sección circular constante, realizados con una profundidad de entre 14m a 16m, medidos desde la cota de boca pozo, donde se encuentra un manto de limos pardos de densificación muy dura.

→ Sigma admisible de punta a los 8.50m= 3 kg/cm²

Siguiendo esta recomendación, puede concluirse que, al momento de llevar adelante el proyecto de ensanche del puente, será primordial considerar la fundación del ensanche del tipo indirecta mediante de pilotes.

2.2.3 Calado Losa de Tablero – Determinación de Espesores de Losa:

Adicionalmente al Estudio de Suelos, se obtuvo información respecto de la configuración estructural de la losa de tablero del puente. Para ello, se procedió a calar el conjunto carpeta de rodamiento – losa de tablero, con el objetivo de determinar el espesor cada una de las capas, particularmente el de la losa de tablero; dato de vital importancia al momento de efectuar el cálculo de ensanche de la misma.

El procedimiento consistió primeramente en restringir el paso vehicular, conservando solo una de las manos del puente, y proceder posteriormente al calado en el borde de la calzada del mismo, en

la mano contraria. Se adjuntan algunas imágenes del procedimiento realizado y de la muestra obtenida con una referencia para tener en cuenta los espesores:



Imagen N° 2.2.2. Perforación realizada en puente. Muestra obtenida.

Como puede observarse en las imágenes, de los calados realizados se denota una carpeta de rodamiento de espesor variable (12cm en el borde de la calzada y aproximadamente 24cm en el eje de la calzada), compuesta por sucesivas capas de CAC, una capa de hormigón original de 5.00cm y la losa de tablero de un espesor total de 15.00cm, arrojando una altura total de paquete de 33cm en el borde de la calzada y 44cm en el eje.

El espesor excesivo de la carpeta de rodamiento se debe al agregado de sucesivas capas de Concreto Asfáltico en Caliente (CAC) producto de reiteradas repavimentaciones que ha sufrido la ruta en los últimos años.

2.3 Problemáticas Detectadas.

2.3.1 Accidentes de tránsito:

Los accidentes son muy frecuentes en los puentes de la R.P.N° 4, debido al escaso ancho de calzada que presentan, el cual no permite la circulación en simultáneo de dos vehículos.

Se han encontrado diferentes artículos periodísticos en donde pueden verse algunos accidentes ocurridos; particularmente se adjuntan imágenes de uno de ellos, acontecido entre 2 camiones que intentaron atravesar el puente en forma simultánea, en donde uno de ellos terminó rompiendo la baranda lateral y cayendo del puente, como puede verse en las siguientes imágenes:



Imagen N° 2.3.1. Accidente en Puentes R.P.N°4.

A raíz de esto han surgido innumerables reclamos y pedidos por parte de distintos legisladores provinciales argumentando que estos puentes ... "no tienen dimensiones adecuadas desde el punto de vista vial..."

"... La RP N° 4 es una travesía alternativa que adopta en gran medida el tránsito pesado que procede desde el norte del país hacia las terminales portuarias del sur de la provincia. Ello hace que el tránsito habitual sea de considerable intensidad.

Los puentes referidos tienen un diseño no acorde a las necesidades y realidad del tránsito de ese viaducto, pues sus barandas se encuentran emplazadas inmediatamente sobre el borde exterior de la cinta asfáltica. Eso a todas luces es inadecuado, pues impide el paso concomitante de dos vehículos de gran porte o uno de gran porte y otro menor. Es habitual ver vehículos detenidos a la entrada de cualquiera de estos puentes a la espera que pase otro que viene de frente, con toda la peligrosidad que ello implica..."

A raíz de lo expuesto, queda expresado que esto resulta otra razón para tener en consideración el ensanche de este puente.

2.3.2 Estado Estructural

Se ha llevado adelante un relevamiento del estado estructural actual del puente existente, para tener un panorama general y poder extraer conclusiones al respecto.

Para esto, se han analizado, losa de tablero, vigas y viguetas, muro de pilas y estribos.

Losa de Tablero

De acuerdo al relevamiento realizado, no se han detectado fisuras de importancia, tampoco descascaramientos o pérdidas de recubrimiento en losa de tablero en tramos entre vigas longitudinales.

El sector externo de la losa de tablero, coincidente con los cordones laterales y ubicación de desagües de puente se ha relevado en distintos sectores, mostrando un grado de deterioro muy significativo, debido a un proceso de corrosión de la armadura por filtraciones a lo largo del tiempo, que ha provocado pérdidas de recubrimiento, y la consecuente exposición de la misma.

Además, se denotan partes completamente destruidas; esto responde a diferentes accidentes de tránsito que han ocurrido, generando impactos sobre las barandas del puente existente y en consecuencia el desprendimiento de sectores de losa, ya debilitadas por la corrosión.



Imagen N° 2.3.2. Relevamiento Estructural Losa de Tablero.



Imagen N° 2.3.3. Impacto sobre cordón de puente. Destrucción de baranda.

Vigas Longitudinales – Viguetas Transversales

Tanto las vigas longitudinales como las viguetas transversales no presentan fisuras de importancia que denoten algún tipo de falla estructural.

Las vigas longitudinales presentan un buen estado de conservación en toda su longitud. Tanto en el sector de tramo como en los apoyos extremos.

Las viguetas transversales presentan buen estado de preservación y no exhiben fisuras de consideración, que afecten la integridad de las mismas.

No se observaron tampoco descascaramientos, desprendimiento de recubrimientos o exposición de armadura en ninguna de las vigas.



Imagen N° 2.3.4. Relevamiento Estructural Vigas Longitudinales – Viguetas Transversales.



Imagen N° 2.3.5. Relevamiento Estructural Vigas Longitudinales – Viguetas Transversales.

Muro de Pilas

En los muros de pilas intermedias que se han relevado; no se han observado deterioros relevantes, tampoco fisuras que demuestren algún tipo de falla de la estructura.

En cuanto a la fundación de las mismas, si bien los estudios de suelo realizados recomiendan llevar a cabo una fundación del tipo indirecta, de acuerdo a alguna información recopilada de otros puentes con la misma antigüedad y tipología que éste, se presupone que la fundación presente en este puente es del tipo directa, mediante alguna zapata de dimensiones desconocidas.



Imagen N° 2.3.6. Vista Frontal Muro de Pila. Relevamiento Estructural.



Imagen N° 2.3.7. Relevamiento Estructural Muro de Pilas. Escala hidrométrica.

Muro de Estribos – Apoyos de Vigas

Los muros de estribos no presentan fisuras de consideración.

La zona de apoyo de vigas longitudinales, y más concretamente los rodillos metálicos se encuentran deteriorados completamente, a tal punto que se ha desintegrado el acero que lo componen, producto de la falta de mantenimiento a lo largo de los años.

No solo se han desintegrado los rodillos, sino también las placas inferior y superior ancladas al hormigón del muro frontal de estribo y viga longitudinal respectivamente, como se muestra en las Imágenes N° 2.3.8 - 2.3.9 - 2.3.10.



Imagen N° 2.3.8. Estado actual Rodillos metálicos.



Imagen N° 2.3.9. Estado actual Rodillos metálicos.



Imagen N° 2.3.10. Estado actual Rodillos metálicos.

También se han encontrado fisuras en coincidencia con el espaldar de estribo, debido a la ausencia de losas de aproximación que permitan amortiguar el impacto generado por el ingreso de los vehículos al puente.

Comentario:

Como complemento para estimar el estado estructural del puente en estudio, hubiera resultado interesante llevar a cabo sobre cada uno de los componentes de la estructura, un ensayo de carbonatación que permita estimar la vida útil residual de la estructura. Si bien, a simple vista se denota que la misma no presenta indicios de deterioro debidos a esta causa, este ensayo hubiera resultado adecuado para sumar otro elemento de peso a la hora de justificar la decisión de ensanchar o reemplazar el puente analizado.

2.4 Relevamiento Fotográfico y Planialtimétrico.

A los fines de poder contar con información concreta de la obra del puente existente, se procedió a recopilar planos de antecedente existentes y a realizar los relevamientos considerados básicos.

El relevamiento planimétrico y altimétrico sobre el puente y sus accesos se ha realizado mediante uso del GPS; posteriormente se han procesado los datos obtenidos y se han elaborado los planos correspondientes, los cuales serán utilizados al momento de confeccionar el proyecto de accesos al puente.

En cuanto al relevamiento concreto del puente, los niveles fundamentales como, por ejemplo, nivel de rasante, nivel inferior de losa de tablero, o de fondo de vigas se han obtenido también mediante el uso del GPS. Para la medición de geometría y secciones de cada uno de los elementos estructurales que conforman el puente, se utilizaron el distanciómetro y la cinta métrica, para contar con una mayor precisión al tratarse dimensiones reducidas. A partir de los datos obtenidos, se esquematizaron plantas, vistas generales y cortes con sus correspondientes dimensiones y niveles.

El relevamiento fotográfico se ha llevado a cabo en el mes de Abril del año 2023; como podrá observarse en las imágenes, el cauce del Arroyo Capivara I se encontraba completamente carente de agua.



Imagen N° 2.4.1. Acceso Sur a puente.



Imagen N° 2.4.2. Vista Lateral Muro de Pila.



Imagen N° 2.4.3. Vista frontal de Muro de Pila.



Imagen N° 2.4.4. Vista Pila.



Imagen N° 2.4.5. Vista Estribo.

2.5 Justificación Proyecto de Ensanche

Habiendo reunido información y analizado la misma, sobre diferentes puntos, entre los que se destacan como más relevantes los datos de tránsito y la accidentología de la zona, se concluye que sin dudas es necesario llevar a cabo una obra que permita llevar el ancho de calzada del puente existente, de 6.00m a 8.30m como mínimo.

Si además se tiene presente la planificación de la red vial provincial a futuro, en donde se buscará destacar a la Ruta Provincial N°4 como corredor vial, provocando una atracción mayor de tránsito pesado circulante a la actual, se considera otro motivo para justificar el proyecto de un puente de mayor jerarquía que el existente, quizás pasando de una calzada de 6.00m a una de 13.30m.

Sin embargo, surge la disyuntiva entre plantear un proyecto nuevo, lo que implicaría una nueva estructura desde cero, o utilizar la estructura existente y proyectar el ensanche de la misma, garantizando en ambos casos un ancho de calzada de 13.30m.

Tomando como base el relevamiento realizado del Estado Estructural del puente existente, es que se puede decir que la estructura a la vista se encuentra en buenas condiciones; no se han detectado fisuras de profundidad que comprometan la estabilidad y funcionalidad del puente. Si

bien no se han podido realizar intervenciones mayores u otro tipo de ensayos para obtener más información al respecto, la inspección visual es un parámetro de importancia que en este caso nos ayuda a tomar la decisión de conservar la estructura existente y proceder a realizar un proyecto de ensanche del puente.

CAPITULO 3. DESARROLLO.

3.1 Memoria Descriptiva Puente Existente

Se trata de un puente de hormigón armado in situ, cuya construcción data de la década del '40. El mismo posee un ancho de calzada efectiva de 6.00 m y ancho de tablero completo de 6.82 m. El tablero incluye 2 cordones laterales de 0.40 m de ancho cada uno para soporte de una baranda y presenta una luz total de 30.10 m.

La superestructura está compuesta por la losa de tablero, hormigonada in situ de 0.15 m de espesor, la cual reposa sobre cuatro vigas continuas acarteladas de 3 tramos, también de hormigón armado in situ, de 0.35 m de ancho constante y altura variable entre 0.87 m en los apoyos y 0.62 m en los centros de tramo. La longitud de las mismas entre apoyos, es de 9.95 m, mientras que la longitud total es de 29.80m.

En cuanto a las viguetas transversales, las mismas están dispuestas en los tercios de tramo de viga longitudinal, con un ancho 0.20 m y altura final de 0.45 m.

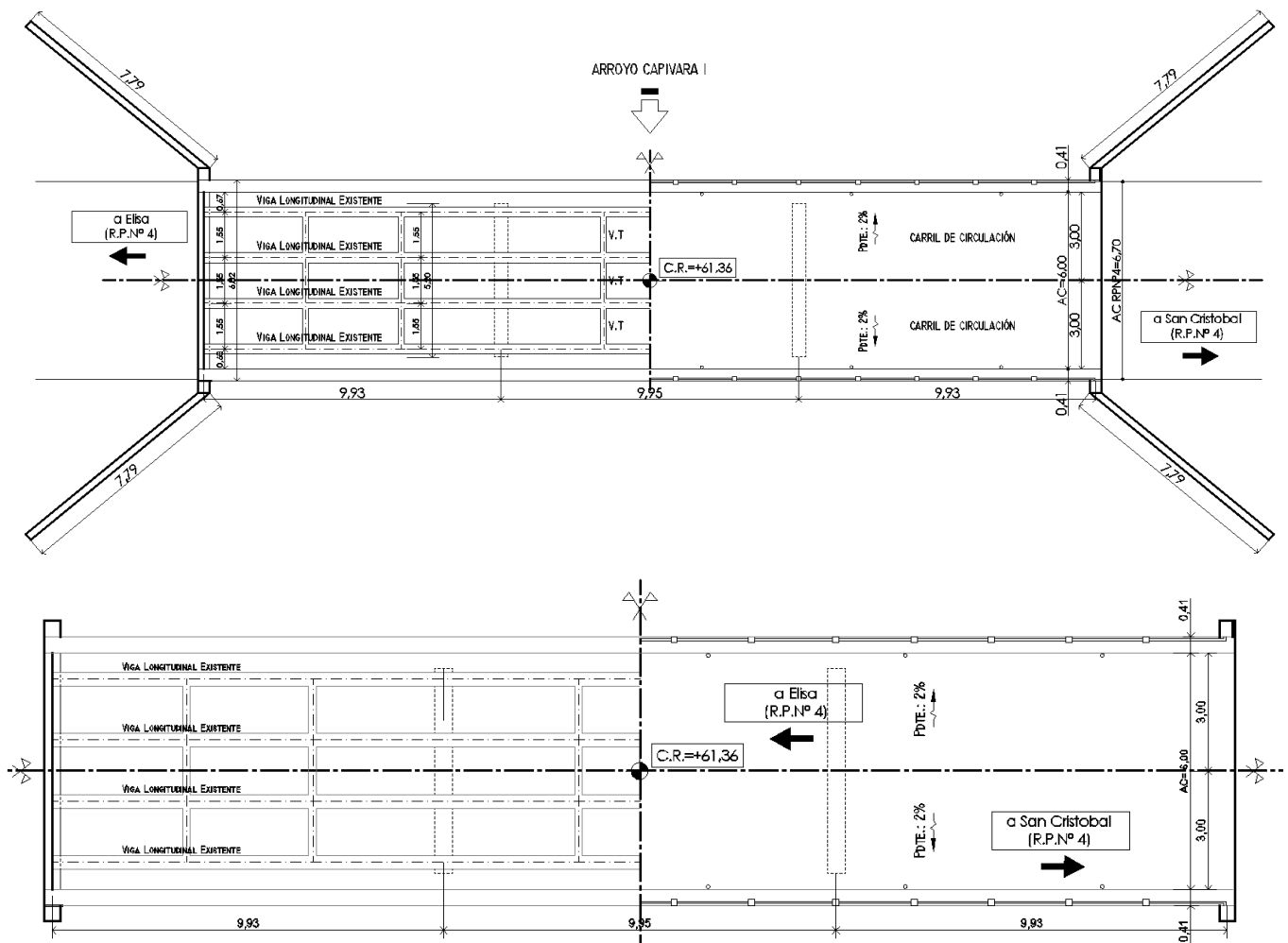


Imagen N° 3.1.1. Planta General Puente Existente.

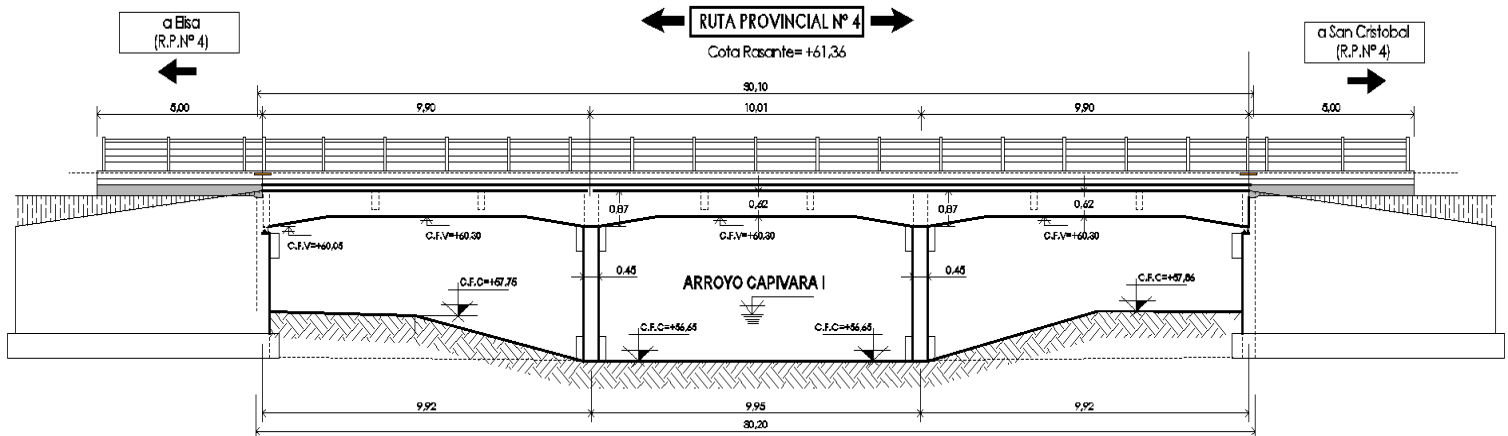


Imagen N° 3.1.2. Vista General Puente Existente.

Sobre la losa de tablero se encuentra una carpeta de rodamiento de altura variable, de 0.18m en coincidencia con el eje del puente, y 0.12m en los bordes, en coincidencia con el cordón lateral. La misma presenta una pendiente transversal del 2%.

En referencia a la infraestructura, se puede decir que las pilas intermedias son dos. Están conformadas por tabiques tipo muro pantalla de 0.45 m de espesor y una altura desde el terreno natural hasta el fondo de viga de 3.30m aproximadamente. Los mismos presentan un rebaje en su parte superior; teniendo un ancho final de 8.20 m en la parte inferior, y 5.20 m en la parte superior donde reposan las vigas.

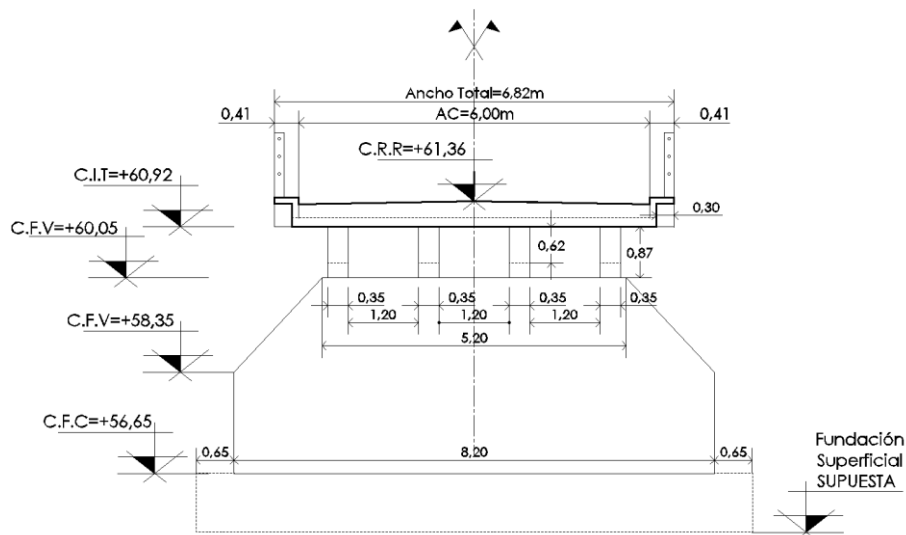


Imagen N° 3.1.3. Vista Pila.

Los estribos son del tipo abierto con alas laterales de aproximadamente 7.80 m de longitud; todo en hormigón armado in situ. Particularmente, sobre el muro frontal, descargan las vigas longitudinales a través de apoyos móviles tipo rodillos metálicos.

El muro frontal de estribo presenta un espesor de 0.40m y una altura de 3.00m aproximadamente. En la parte superior se encuentra el espaldar, el cual presenta una altura de 1.00m y un espesor de 0.15m. El mismo sirve de contención para el terraplén de acceso y apoyo de la losa de acceso.

Las alas de estribos presentan una longitud de 7.80m aproximadamente y espesor de 0.40m y altura variable; las mismas serán diseñadas nuevamente para el reemplazo.

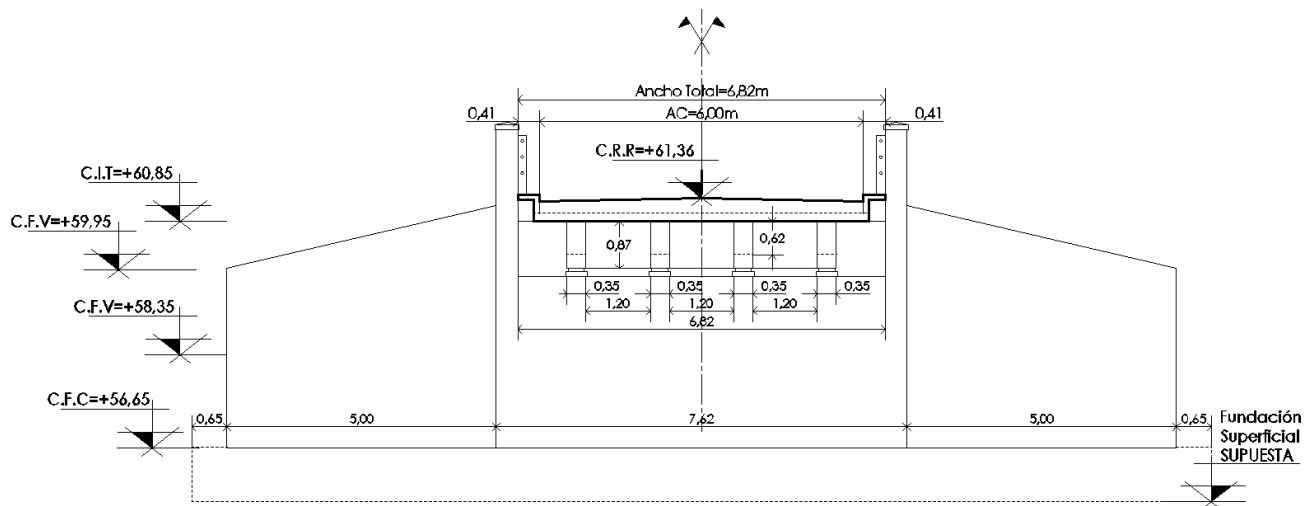


Imagen N° 3.1.4. Vista Estribo.

La fundación de ambos elementos (estribos y pilas) se supone directa, tomando en cuenta los estudios de suelo realizados, los cuales avalan dicha suposición. Además, se cuenta con antecedentes de otros puentes con características similares, de las cuales se conoce su fundación, por lo cual se supuso que la misma es del tipo directa.

3.2 Cálculo Estructural

3.2.1 Diseño Estructural

El puente se proyectó para un ancho de calzada de 13,30m, lo que incluye dos trochas para circulación vehicular de 3,65m y dos banquetas laterales de 3,00m. Con el objeto de llevar el ancho de calzada de 6,00m a 13,30m, se incorporaron 2 vigas a cada lado del eje del puente con una separación de 1,97m entre ellas, como se muestra en la Imagen N° 3.2.2.

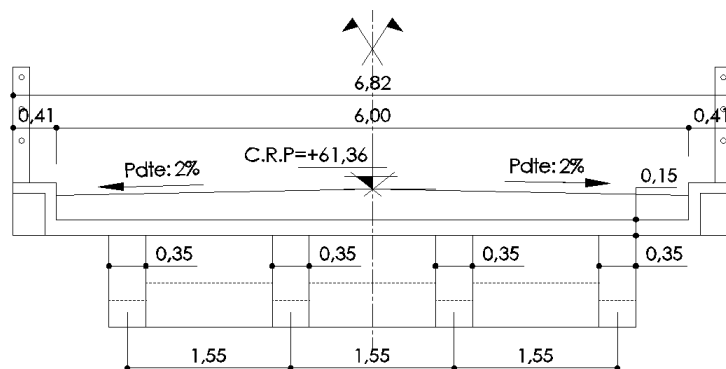


Imagen N° 3.2.1. Sección Tablero Original.

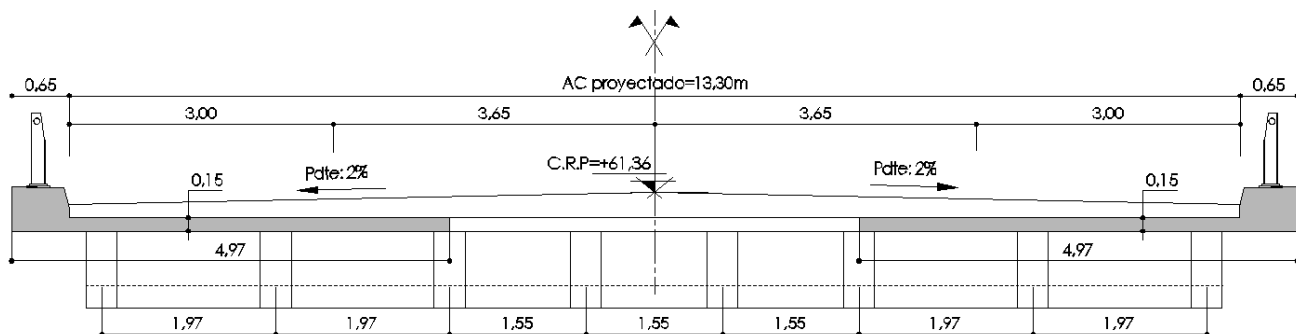


Imagen N° 3.2.2. Sección Tablero con ensanche proyectado.

3.2.2 Categoría del Puente

La construcción del puente en estudio, data de la década del '40 aproximadamente. En ese momento, la categoría de los puentes se definía en función de la ruta sobre la cual el mismo fuera ejecutado.

Los puentes sobre rutas de la Red Nacional, por lo general eran considerados dentro de la Categoría A30, mientras que aquellos que se emplazaban sobre rutas de la Red Provincial de menor jerarquía, eran calculados considerando una Categoría A20.

A los fines del presente trabajo, se supuso que el puente en estudio pertenece a la Categoría A30, lo que guardará relación con los cálculos de ensanche del mismo, los que se realizarán con cargas correspondientes a la aplanadora A30, según lo establece el Reglamento de Puentes de la DNV (1952).

De considerarse la estructura existente con Categoría A20, sería motivo de otro proyecto el análisis de la misma previo cálculo del ensanche del puente.

3.3 Losa de Tablero

Para el diseño del ensanche de la losa de tablero, si consideramos los espesores mínimos recomendados por los diferentes reglamentos y normas que rigen el cálculo de puentes, sabiendo que el dimensionamiento se realizará tomando como base el Reglamento DNV (1952), el espesor mínimo que se exige es de 12cm.

- Reglamento DNV (1952) → Punto Vb5) Espesor mínimo de losas.
- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications". American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington. 2004 → Punto 9.7.1: "LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN – Requisitos Generales – Mínima Altura y Recubrimiento".
- CIRSOC 804-1: Reglamento Argentino para el Diseño de Puentes Carreteros – Tablero y Sistemas de Tableros → Punto 9.7: "LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN – Requisitos Generales – Mínima Altura y Recubrimiento".

Espesores Mínimos Losa de Tablero		
s/ Reglamento DNV (1952)	s/ AASHTO LRFD 2010	s/ CIRSOC 800
12 cm	17,5 cm	18 cm

Tabla N° 3.3.1. Espesores mínimos exigidos de Losa de Tablero.

9.7 LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN	
9.7.1 Requisitos Generales	
9.7.1.1 Mínima Altura y Recubrimiento	C9.7.1.1
A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable deberá ser mayor o igual que 175 mm.	En el caso de losas cuya altura es menor que 1/20 de la longitud del tramo de diseño se debería considerar aplicar pretensado en la dirección del tramo a fin de controlar la fisuración. Las tolerancias constructivas se deben considerar cuidadosamente en el caso de los tableros de poca altura. Los requisitos de mínimo recubrimiento de hormigón se basan en mezclas de hormigón tradicionales y en la ausencia de recubrimientos protectores tanto sobre el hormigón como sobre el acero en su interior. Una combinación de mezclas especiales, recubrimientos protectores, clima seco o moderado, y la ausencia de productos químicos corrosivos puede justificar una reducción de estos requisitos, siempre que el Propietario así lo apruebe.
El mínimo recubrimiento de hormigón deberá satisfacer los requisitos del Artículo 5.12.3.	

Imagen N° 3.3.1. Espesor mínimo de Losa de Tablero s/ AASHTO LRFD Bridge Design Specifications.

9.7. LOSAS DE TABLERO DE HORMIGÓN

9.7.1. Requisitos generales

9.7.1.1. Altura y recubrimiento mínimos

A menos que el Propietario apruebe una altura menor, la altura de un tablero de hormigón, excluyendo cualquier tolerancia para pulido, texturizado, o superficie sacrificable, deberá ser mayor o igual que **0,18 m**.

El recubrimiento mínimo deberá satisfacer los requisitos del artículo 5.12.3 del Reglamento CIRSOC 802.

Imagen N° 3.3.2. Espesor mínimo de Losa de Tablero s/ CIRSOC 804-1.

Sin embargo, si tenemos en cuenta el punto: **2.2.3 – Calado Losa de Tablero** del presente informe, en donde se ha determinado por medio de un calado que el espesor de la losa existente es de 15cm; pensando en la ejecución de la misma y lo que implicaría una modificación de espesor respecto del proyecto original, se adoptará 15cm al momento del cálculo, para lo cual se verificarán posteriormente armaduras y deformaciones.

Se tomarán las consideraciones que establecen las Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado de la DNV (1952).

CAPITULO B: CÁLCULOS DE RESISTENCIA, Punto Vb3) Cálculo Simplificado de Losas Continuas establece que..." **En losas continuas, sobre nervios arriostrados entre sí y con una distancia entre ejes no mayor de 2.50m, se puede considerar cada tramo como una viga simple, de luz igual a la distancia entre los ejes de los nervios, y con las siguientes condiciones de apoyo: para determinar los momentos sobre los apoyos y en el tramo debido a la carga permanente y los momentos sobre los apoyos debidos a la sobrecarga se supondrá empotramiento total en los apoyos.**

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

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

Cargas para Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de la losa de tablero, se consideran las siguientes cargas:

Cargas Permanentes

- Peso Losa de Tablero + Cordones
- Peso Propio Carpeta de Rodamiento

Sobrecargas

- Muchedumbre/ Multitud Compacta
- Aplanadora A-30

Consideramos la losa de tablero como una viga biempotrada de 1.97m de luz para el caso de Cargas Permanentes.

Para el caso de sobrecargas se considerará a la losa de dos maneras: por un lado, como una viga empotrada totalmente y por el otro, como una viga articulada, y se procederá a determinar el promedio de los valores de flexión obtenidos en tramo.

Como sobrecarga se adoptó la carga de una aplanadora A30 y carga de muchedumbre en correspondencia con esta categoría.

Las cargas correspondientes a la aplanadora A30 y multitud compacta son las siguientes:

	Categoría de puentes			
	A-30	A-25	A-20	Especial
Aplanadora, peso total (t)	30	25	20	Carga según el caso.
Aplanadora, rodillo delantero (t)	13	10	8	
Aplanadora, cada rodillo trasero (t)	8,5	7,5	6	
Multitud compacta (t/m ²)	0,6	0,6	0,5	
Sobrecarga en veredas (t/m ²)	0,4	0,4	0,4	

Tabla N° 3.3.2. Categoría de Puentes s/ Reglamento DNV (1952).

La aplanadora A30, presenta una carga total de 300KN (30t). La distribución de cargas por eje como así también sus dimensiones se muestran en la siguiente imagen:

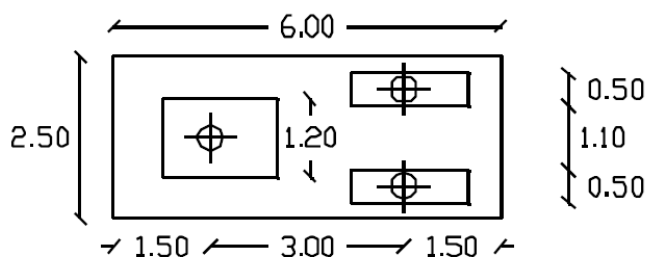


Imagen N° 3.3.3 Aplanadora A30.

De acuerdo al ancho de calzada del puente ($13,30\text{m}/3,00\text{m}=4,43$) se consideran 4 aplanadoras para el cálculo, las cuales se dispondrán de a 2, sobre los ensanches.

Cabe aclarar que, para este elemento del puente, el Reglamento establece que se aplicarán las cargas correspondientes a un 80% del peso de las aplanadoras.

Coeficiente de Impacto

Para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil o de las tensiones producidas por la misma; la sobrecarga se verá afectada por un coeficiente de impacto, correspondiente a cada elemento estructural, y en el caso de ser vigas, a la luz de las mismas, de acuerdo a lo indicado en la siguiente tabla:

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

Tabla N° 3.3.3. Coeficientes de Impacto para Losa de Tablero.

Para el caso de la losa de tablero, el coeficiente de impacto correspondiente es 1.40.

En el caso de la multitud compacta también se verá afectada por este coeficiente, al ser aplicada sobre la calzada.

Las cargas aplicadas sobre la losa de tablero, se muestran en las siguientes imágenes:

Diagramas de Cálculo

Cargas Permanentes (qp): Losa como barra biempotrada

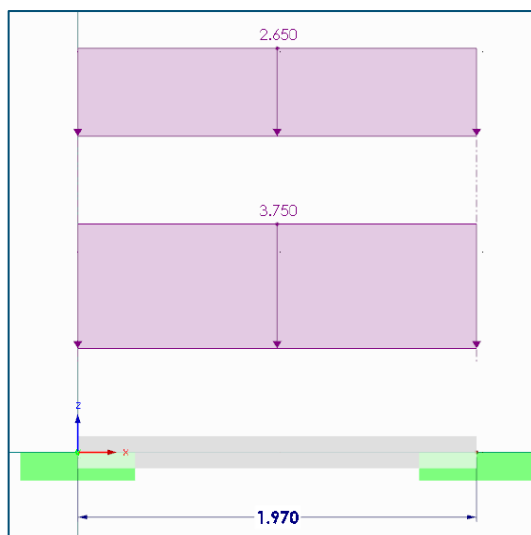


Imagen N° 3.3.4. Cargas Permanentes solicitantes sobre ensanche de losa (qp).

Sobrecarga Aplanadora A30 (Rd): Losa como barra biempotrada – Losa como barra articulada

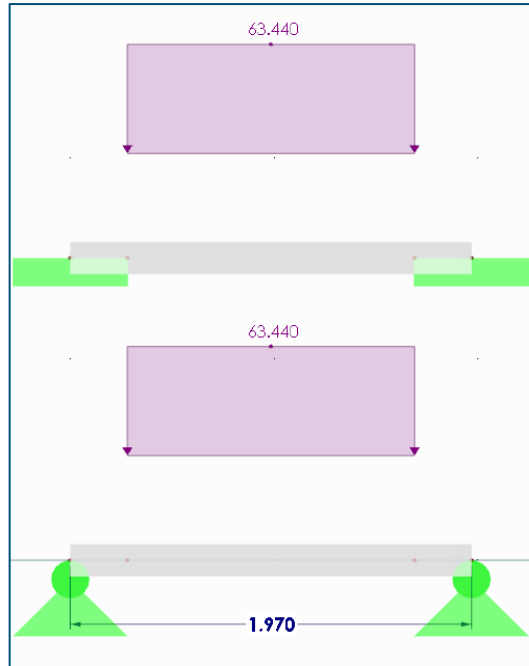


Imagen N° 3.3.5. Sobrecarga - Rodillo delantero sobre área de influencia.

Sobrecarga Multitud Compacta: Losa como barra biempotrada – Losa como barra articulada

La carga fue aplicada sobre el ancho total de tablero, sin considerar una reducción por acción conjunta de la aplanadora.

De acuerdo a lo que establece el Reglamento DNV (1952), las vinculaciones de la losa de tablero tanto biempotrada como articulada, permiten adoptar como valor para el cálculo, el promedio de los resultados obtenidos.

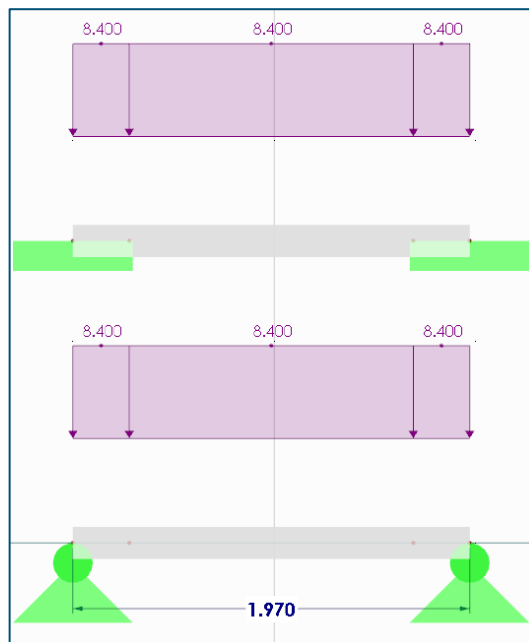


Imagen N° 3.3.6. Sobrecarga – Muchedumbre.

Se procedió a combinar las cargas actuantes en servicio, considerando la aplicación en conjunto de las cargas permanentes, multitud compacta y Aplanadora A30.

Habiendo procedido a esta combinación,

$$C1: 1.0 \times q_p + 1.0 \times q_{Rd} + 1.0 \times q_M$$

Los diagramas de resultados de flexión (kNm) obtenidos para el tramo de losa son los siguientes:

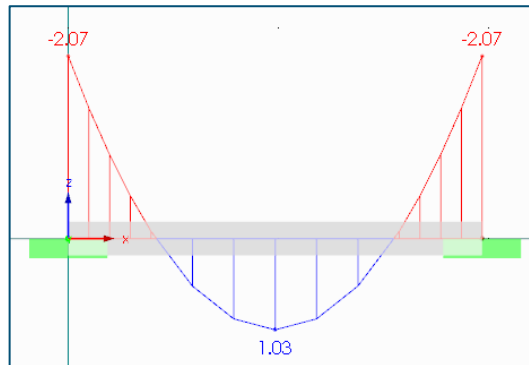


Imagen N° 3.3.7. Esfuerzo Flexión (kNm) - Cargas Permanentes (q_p).

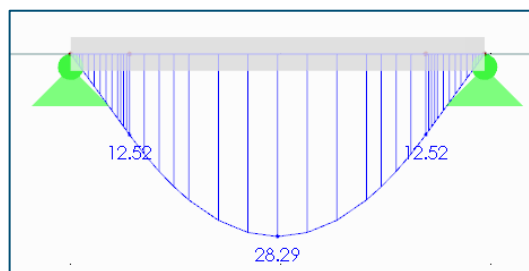
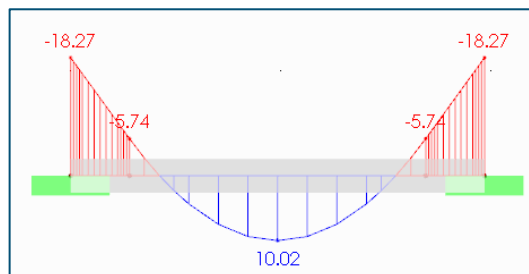


Imagen N° 3.3.8. Esfuerzo Flexión (kNm) - Aplanadora A30.

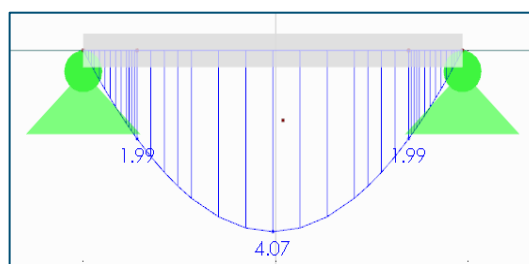
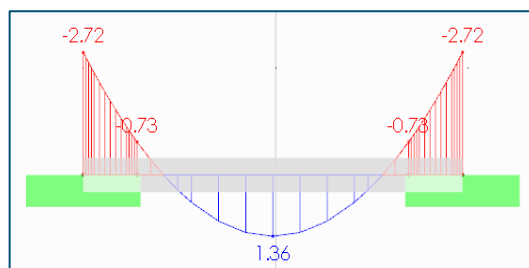


Imagen N° 3.3.9. Esfuerzo Flexión (kNm)- Multitud Compacta.

Habiendo realizado los promedios correspondientes para momentos de tramo y apoyo, se obtuvieron los siguientes valores:

- $M_{\text{tramo}} (q_p) = 1.03 \text{ kNm/m}$
- $M_{\text{tramo}} (\text{aplanadora A30}) = (10.02 + 28.29) / 2 = 19.16 \text{ kNm/m}$
- $M_{\text{tramo}} (\text{multitud compacta}) = (1.36 + 4.07) / 2 = 2.72 \text{ kNm/m}$

Adoptamos como Esfuerzo de Flexión de sobrecarga en tramo, el valor de 19.16 kNm/m .

- $M_{\text{apoyo}} (q_p) = -2.07 \text{ kNm/m}$
- $M_{\text{tramo}} (\text{aplanadora A30}) = -18.27 \text{ kNm/m}$
- $M_{\text{tramo}} (\text{multitud compacta}) = -2.72 \text{ kNm/m}$

Adoptamos como Esfuerzo de Flexión de sobrecarga en apoyo, el valor de -18.27 kNm/m .

El desarrollo del dimensionamiento de losa de tablero, de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201: 1982, se expone en el Anexo 1: Planilla de Cálculo, como así también el análisis de cargas realizado.

3.4 Vigas Longitudinales

Las vigas longitudinales que se incorporan para el ensanche del puente son 4. La idea original fue poder conservar la geometría y sección de las vigas existentes, dimensionando las nuevas de acuerdo al Reglamento de Puentes de Hormigón Armado de la DNV (1952).

La luz de cálculo de las mismas es de 29.60 m (entre ejes de apoyos) y el ancho es de 0.35 m constante en toda su longitud. En los apoyos, las vigas resultan acarteladas, presentando una altura variable entre 0.62 m y 0.87 m , según se muestra en las Imágenes N° 3.4.2 y N° 3.4.3.

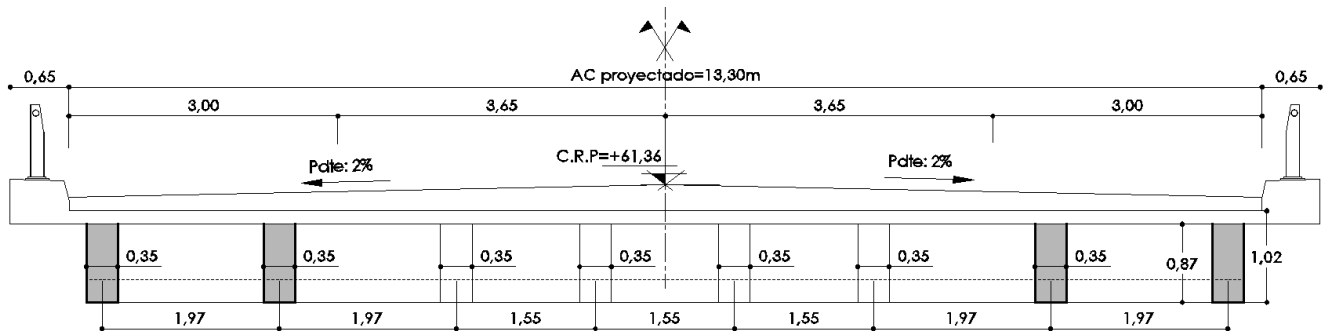


Imagen N° 3.4.1. Disposición de nuevas vigas.

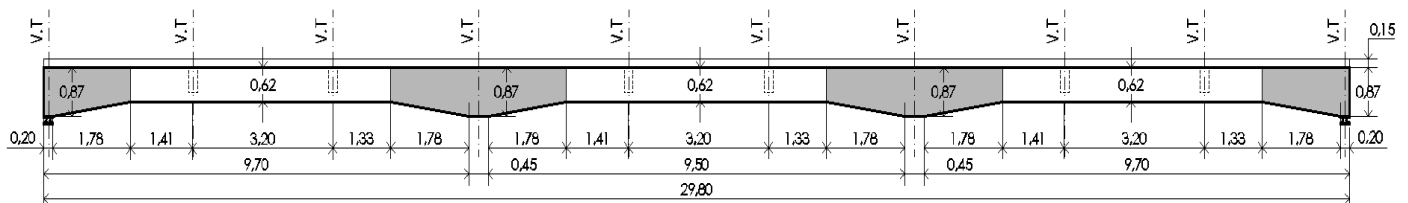


Imagen N° 3.4.2. Geometría viga longitudinal existente.

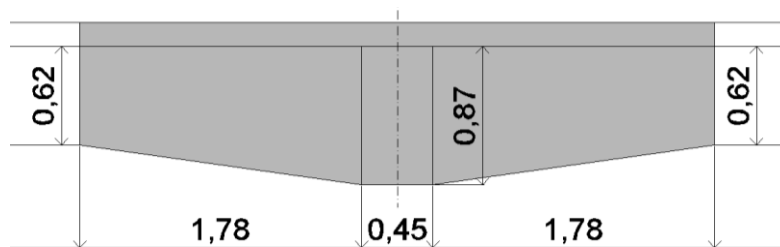


Imagen N° 3.4.3. Geometría cartela en Apoyos Intermedios.

En referencia a los apoyos de estas vigas las mismas, cuentan con 2 tipos.

Por un lado, los apoyos extremos en estribos, son del tipo móvil sobre rodillos metálicos, los cuales se muestran en el punto 2.3.2: *Estado Estructural – Rodillos metálicos* del presente informe.

Por el otro, los apoyos intermedios sobre pilas, se consideran del tipo fijo, lo que permite rotación, no así los desplazamientos.

Respecto de estos apoyos, se desconoce cómo están materializados; pueden ser del tipo media rótula de hormigón, como así también presentar alguna lámina de plomo intercalada o simplemente consistir en un contacto directo entre ambas superficies, sin ningún tipo de elemento intermedio.

Con el objeto de poder materializar los apoyos intermedios de las nuevas vigas, al momento de la ejecución de los trabajos, se deberá intervenir la zona de apoyo intermedio de las vigas existentes, de forma de visualizar cómo se han materializado los mismos, y poder copiarlo.

3.4.1 Cargas para Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de las vigas longitudinales, se consideraron las siguientes cargas actuantes:

Cargas Permanentes

- Peso Losa de Tablero + Cordones
- Peso Propio Vigas Longitudinales
- Peso Propio Viguetas Transversales
- Peso Propio Carpeta de Rodamiento
- Peso Baranda

Para obtener los esfuerzos sobre las vigas, se procedió a modelar en el software RFEM 5 la superestructura del puente. En el modelo, la misma se encuentra compuesta por un entramado de barras, las cuales representan a las vigas longitudinales y viguetas transversales.

Sobre dicho entramado, se simuló la losa de tablero y los cordones laterales, conformados por una superficie plana de 150mm de espesor.

Sobre esta superficie se aplicaron algunas de las cargas mencionadas anteriormente, como ser:

- Peso Losa de Tablero + Cordones
- Peso Propio Carpeta de Rodamiento

Las demás cargas han sido aplicadas en forma directa sobre las vigas longitudinales y viguetas transversales, como se muestra en las siguientes imágenes:

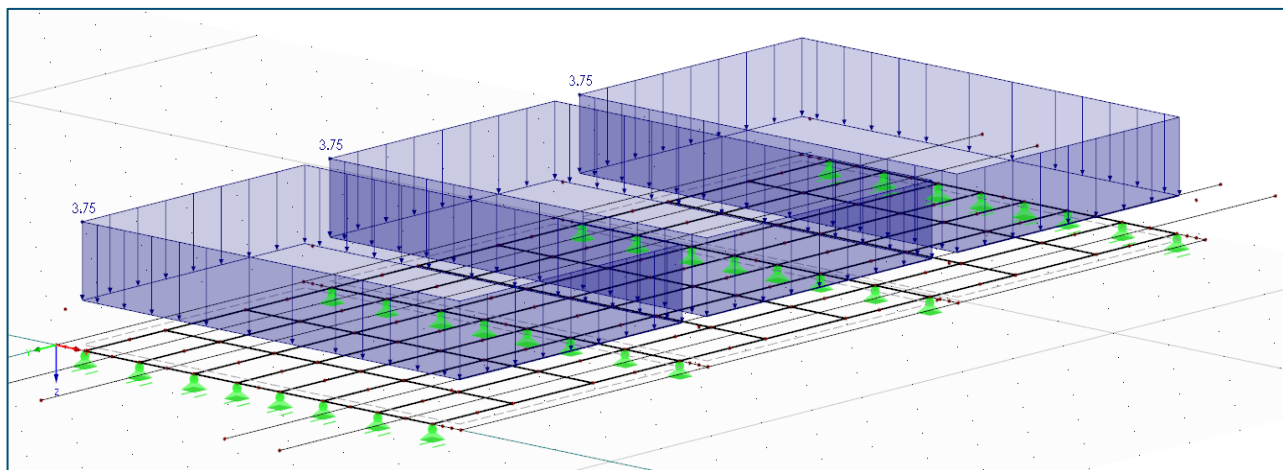


Imagen N° 3.4.4. Carga Peso propio losa de tablero.

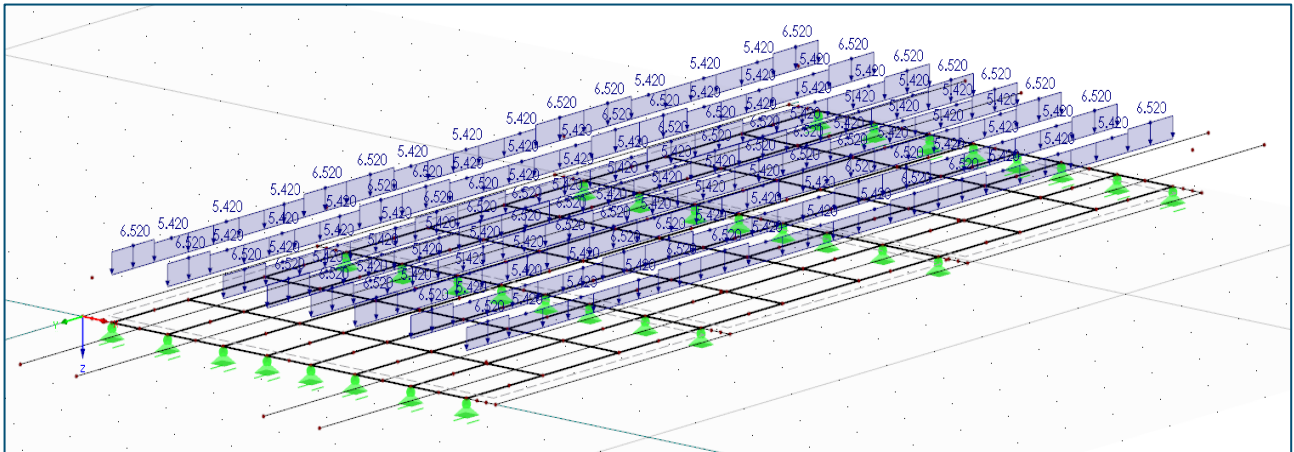


Imagen N° 3.4.5. Carga Peso vigas longitudinales.

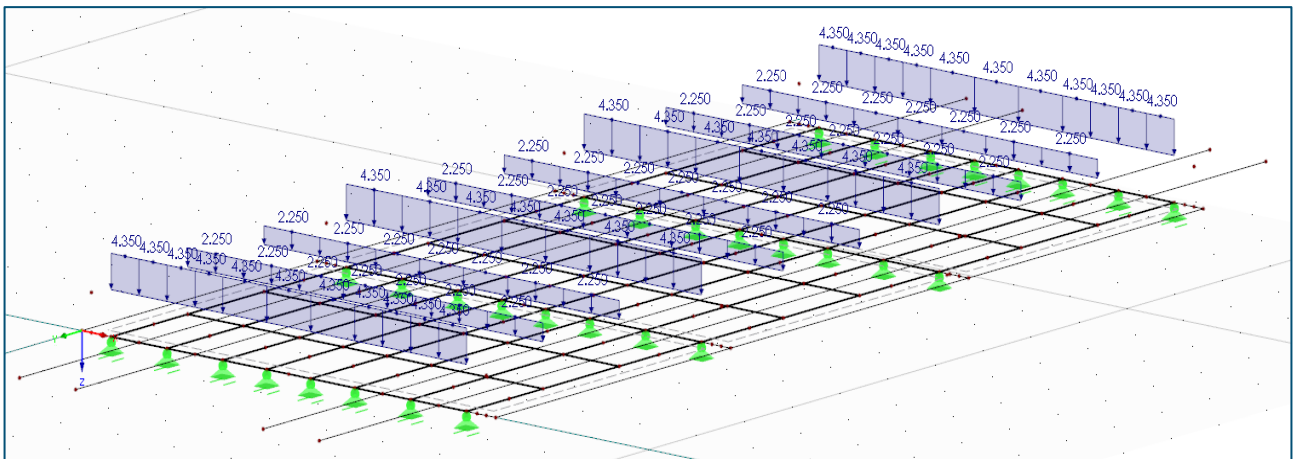


Imagen N° 3.4.6. Carga Peso viguetas transversales.

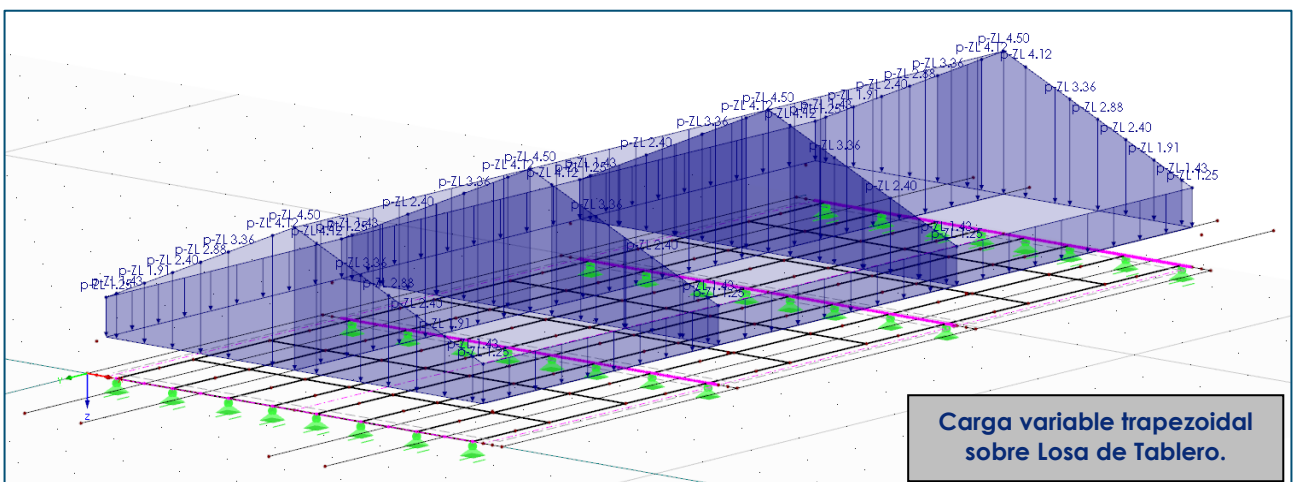


Imagen N° 3.4.7. Carga Peso carpeta de rodamiento.

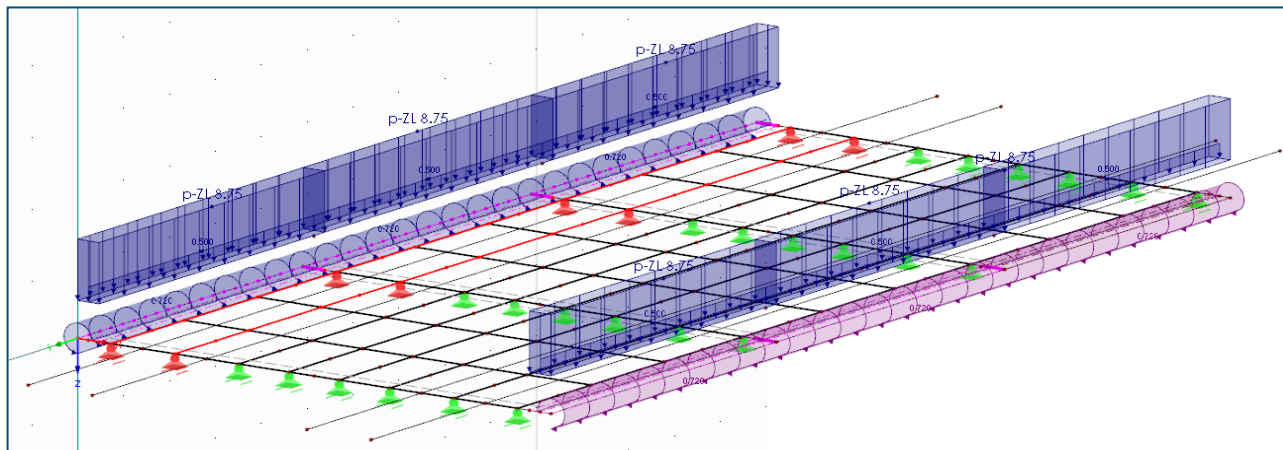


Imagen N° 3.4.8. Carga Peso cordón lateral + Acción de baranda.

Sobrecargas

Coeficiente de Impacto

Para el cálculo de los esfuerzos originados por la sobrecarga móvil o de las tensiones producidas por la misma; la sobrecarga se verá afectada por un coeficiente de impacto, correspondiente a las características y la luz de la estructura, de acuerdo a lo indicado en la siguiente tabla:

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

Tabla N° 3.4.1. Coeficientes de Impacto para Vigas Longitudinales.

Para el caso de las vigas longitudinales, dicho coeficiente de impacto resulta de 1.30.

En el caso de la multitud compacta también se verá afectada por este coeficiente, al ser aplicado sobre el ancho total de calzada.

Al considerarse 4 aplanadoras debido al ancho total de calzada del puente (13.30m), se utilizará un coeficiente de reducción de 0.90 para el peso de las mismas.

En las *Imágenes N° 3.4.9 y 3.4.10* pueden observarse las sobrecargas aplicadas a la calzada:

- Multitud Compacta= 7.81 kN/m²
- Aplanadora A-30. Rd'= 109.29 kN. Rt= 71.46 kN.

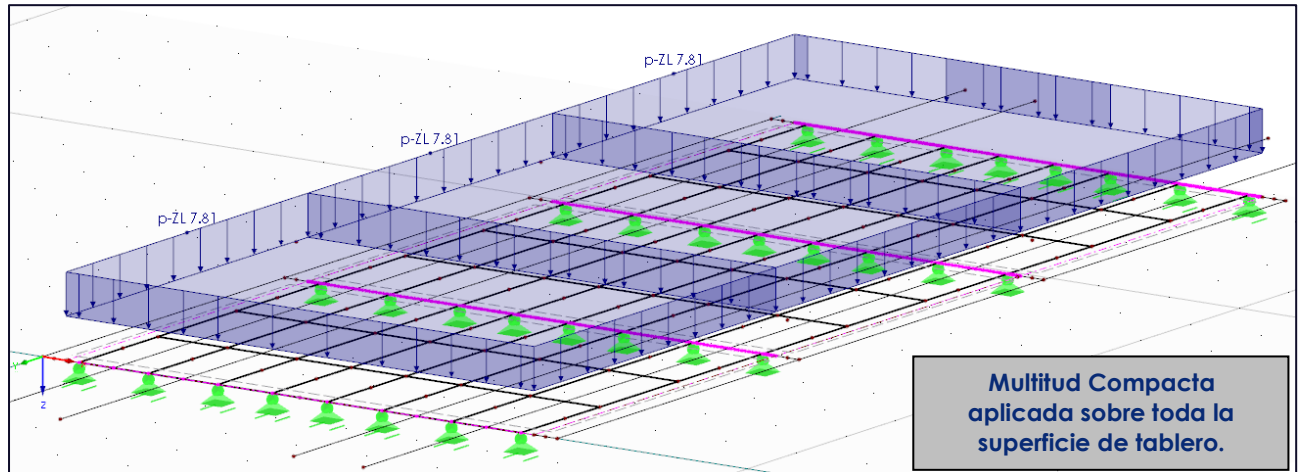


Imagen N° 3.4.9. Carga Multitud Compacta.

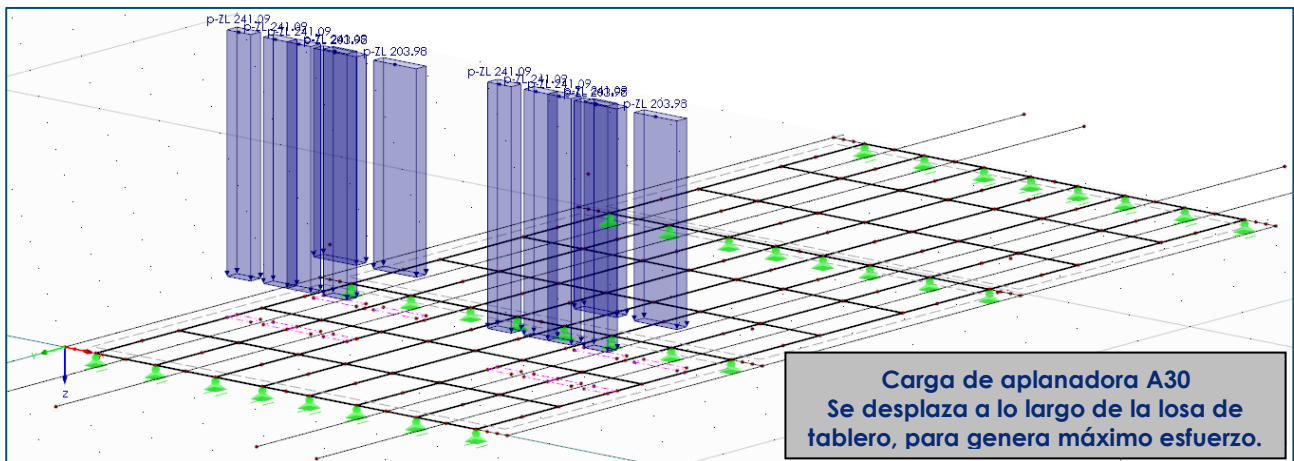


Imagen N° 3.4.10. Carga Aplanadora A30.

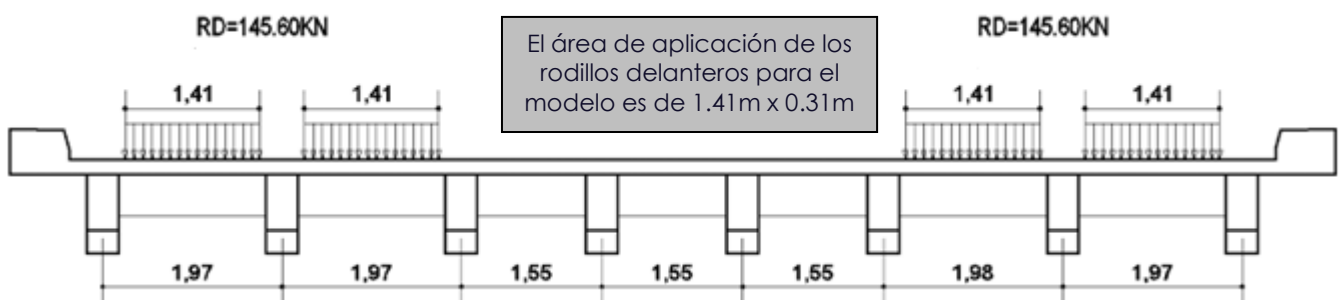


Imagen N° 3.4.11. Disposición Rodillos delanteros sobre Losa de Tablero.

La carga de aplanadora aplicada sobre la losa de tablero se considera actuando sobre una superficie correspondiente al ancho de repartición determinado por un ancho de la impronta igual para ambos rodillos.

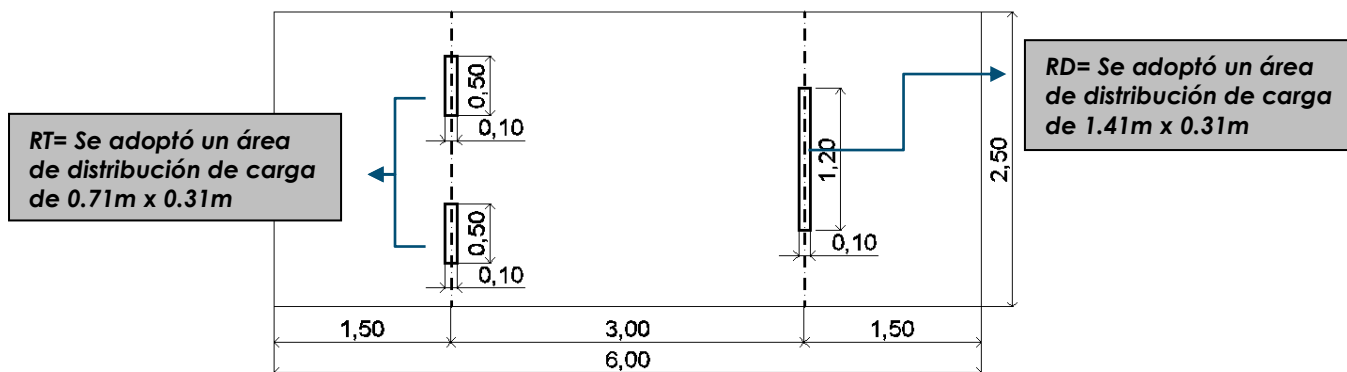


Imagen N° 3.4.12. Disposición Rodillos delanteros sobre Losa de Tablero.

3.4.2 Resultados obtenidos en vigas

A partir de este análisis, se obtuvieron los resultados de esfuerzos de flexión y corte para cada una de las vigas, las cuales fueron denominadas como V1, V2, V3 y V4, de acuerdo a la siguiente imagen:

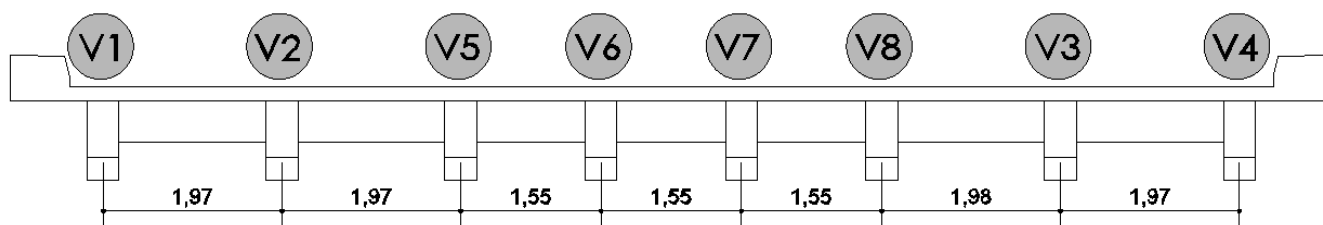


Imagen N° 3.4.13. Denominación de vigas longitudinales.

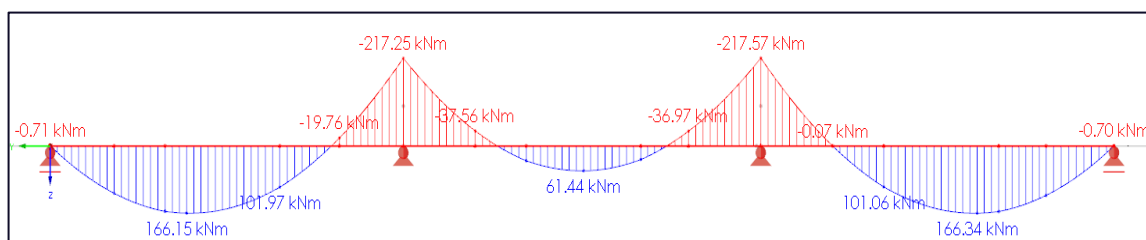


Imagen N° 3.4.14. Esfuerzo de flexión V1=V4. Cargas Permanentes.

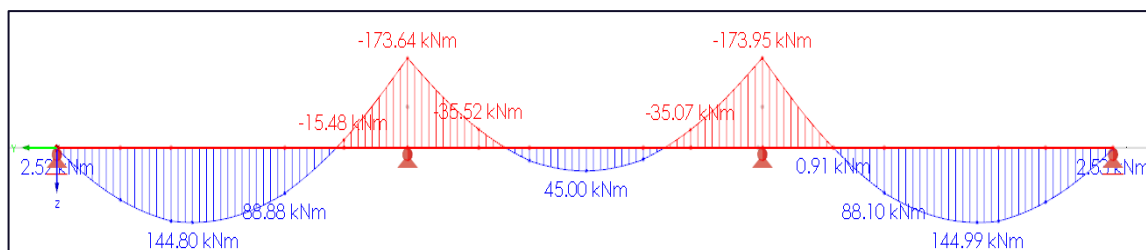


Imagen N° 3.4.15. Esfuerzo de flexión V2=V3. Cargas Permanentes.

Para la determinación de esfuerzos por sobrecarga, se procedió a combinar las solicitaciones de Multitud Compacta y Aplanadora A30.

El software de cálculo utilizado (RFEM 5), brinda a través de uno de sus módulos, la posibilidad de generar cargas que se desplacen a lo largo de una barra afectada a una superficie.

En este caso, con el modelo generado, se programó que la carga de aplanadora se desplace a lo largo del puente con un paso de 0,10m, lo que permitió verificar el valor de los esfuerzos en cada punto de las vigas, además de determinar en dónde se producen los máximos esfuerzos solicitantes:

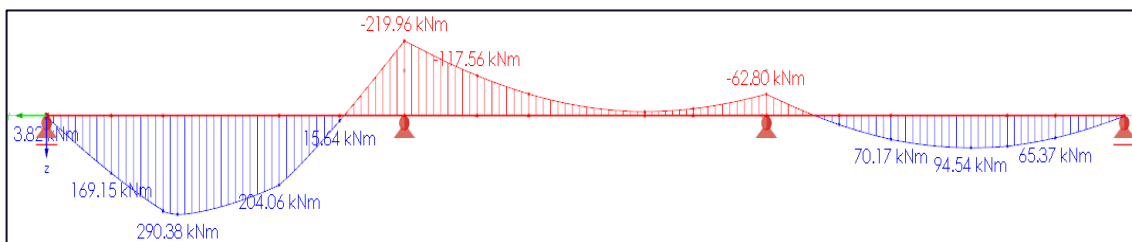


Imagen N° 3.4.16. Envolvente Esfuerzo de flexión V1=V4.
Multitud Compacta + Aplanadora A30.

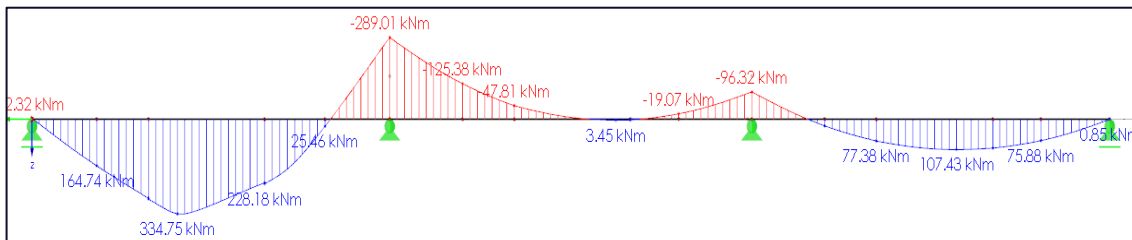


Imagen N° 3.4.17. Envolvente Esfuerzo de flexión V2=V3.
Multitud Compacta + Aplanadora A30.

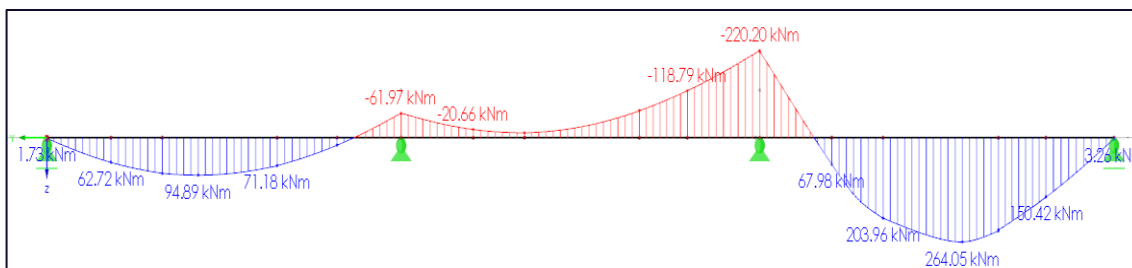


Imagen N° 3.4.18. Envolvente Esfuerzo de flexión negativa V1=V4.
Multitud Compacta + Aplanadora A30.

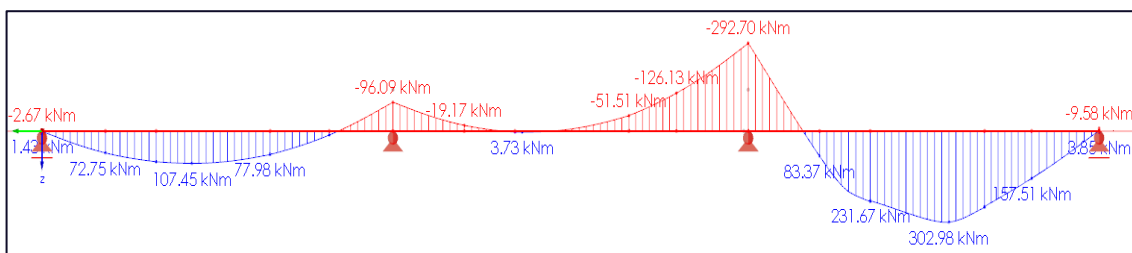


Imagen N° 3.4.19. Envolvente Esfuerzo de flexión negativa V2=V3.
Multitud Compacta + Aplanadora A30.

RESUMEN ESFUERZOS OBTENIDOS				
	Momento Flector Positivo (kNm)		Momento Flector Negativo (kNm)	
	Cargas Permanentes	Sobrecargas	Cargas Permanentes	Sobrecargas
V1=V4	166,34	290,38	-217,57	-220,20
V2=V3	144,80	334,75	-173,95	-292,70

Tabla N° 3.4.2. Resumen de esfuerzos de Flexión. Envolvente de Momentos RFEM.

ESFUERZOS FINALES		
	Momento Flector Positivo (kNm)	Momento Flector Negativo (kNm)
V1=V4	456,72	-437,77
V2=V3	479,55	-466,65

Tabla N° 3.4.3. Esfuerzos finales de flexión. Envolvente de Momentos RFEM.

En cuanto a los esfuerzos de corte, los mismos también fueron determinados mediante el uso del software, arrojando los siguientes diagramas:

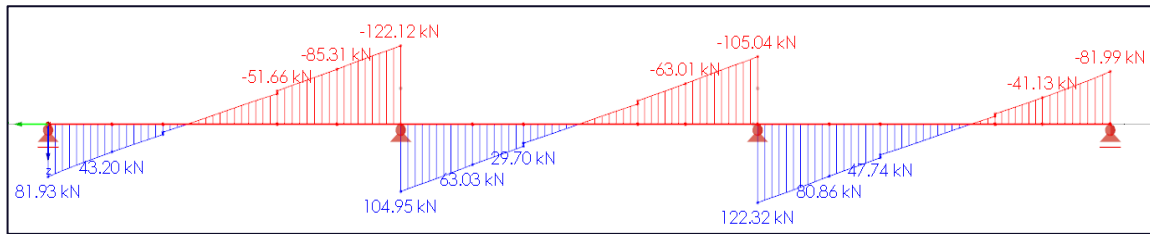


Imagen N° 3.4.20. Esfuerzo de corte V1=V4. Cargas Permanentes.

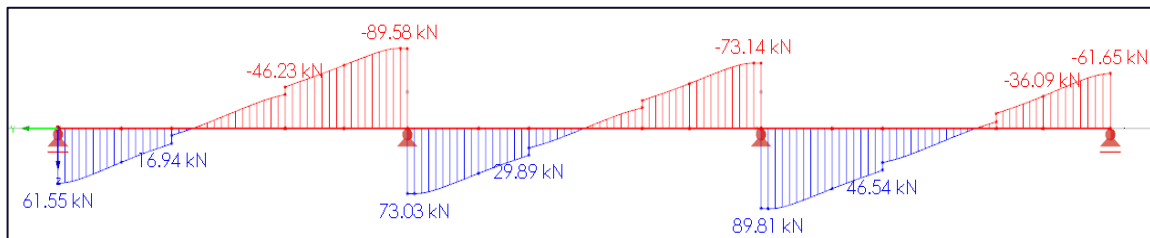


Imagen N° 3.4.21. Esfuerzo de corte V2=V3. Cargas Permanentes.

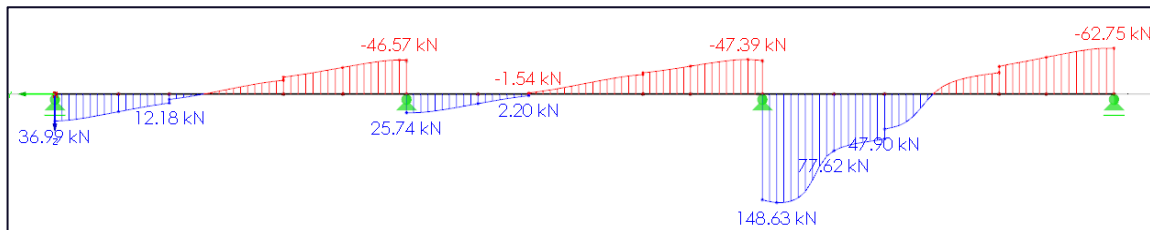


Imagen N° 3.4.22. Envolvente Esfuerzo de Corte V1=V4. Multitud Compacta + Aplanadora A30.

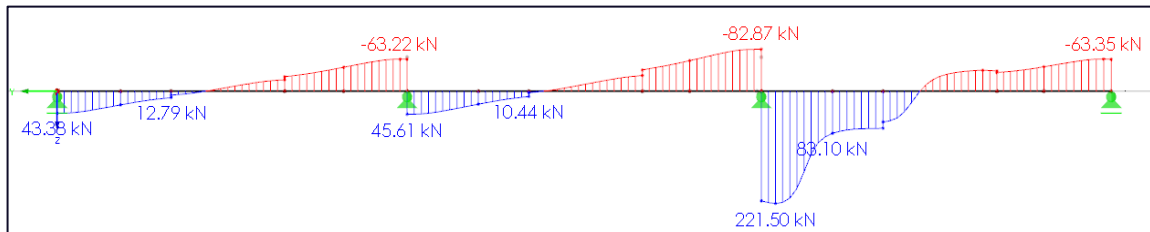


Imagen N° 3.4.23. Envolvente Esfuerzo máximo de Corte V2=V3. Multitud Compacta + Aplanadora A30

RESUMEN ESFUERZOS OBTENIDOS			TOTAL (kN)
	Corte (kN)		
	Cargas Permanentes	Sobrecargas	
V1=V4	122,32	148,63	270,95
V2=V3	89,81	221,50	311,31

Tabla N° 3.4.4. Resumen de esfuerzos de Corte. Envolvente de Corte RFEM.

Con los esfuerzos obtenidos se procedió a realizar los cálculos necesarios para dimensionamiento por Corte y Flexión de vigas, los cuales se adjuntan en el Anexo 1: Planilla de Cálculo.

3.4.3 Armado de Vigas Longitudinales

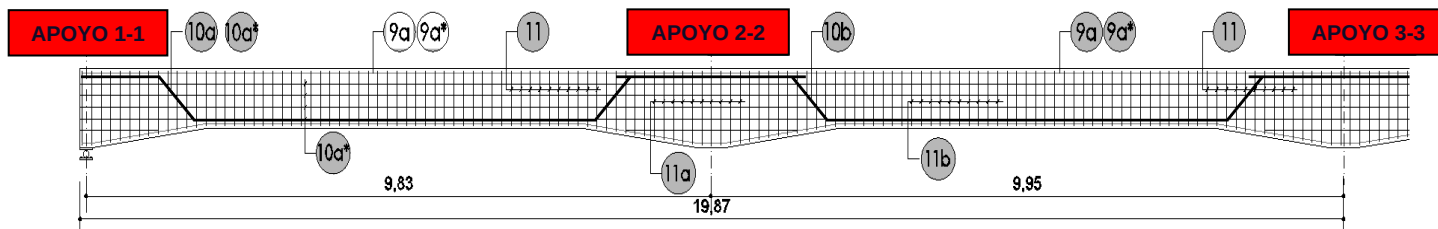


Imagen N° 3.4.24. Armado de Vigas Longitudinales.

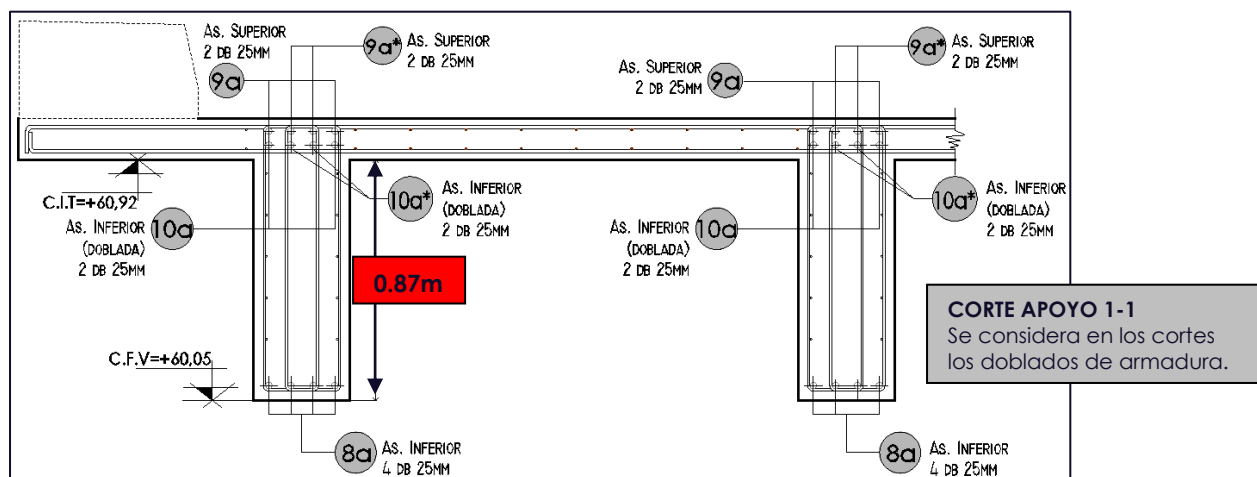


Imagen N° 3.4.25. Armado de Vigas Longitudinales. Apoyo 1.

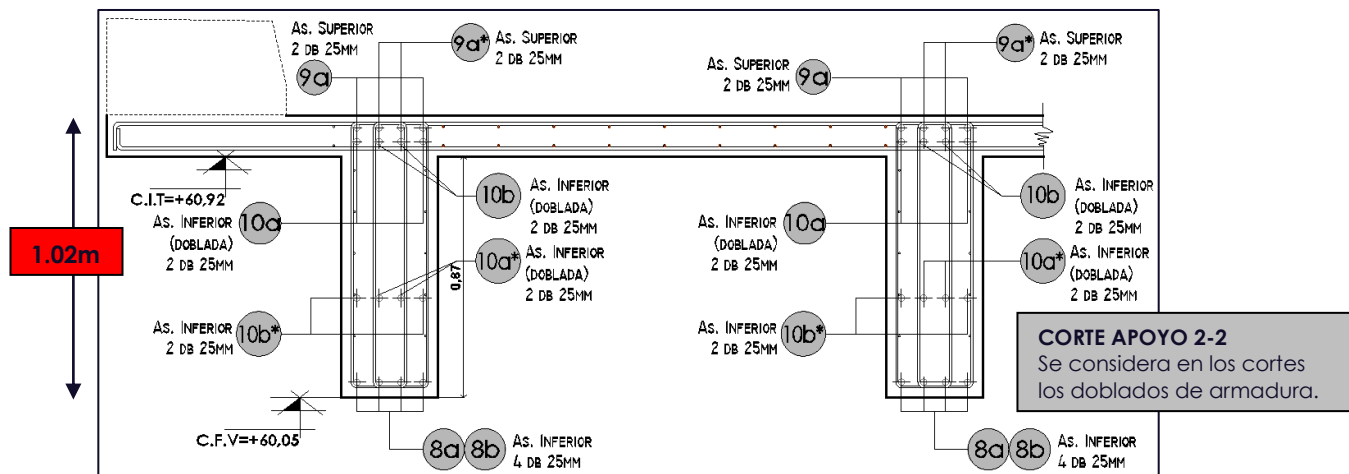


Imagen N° 3.4.26. Armado de Vigas Longitudinales. Apoyo 2.

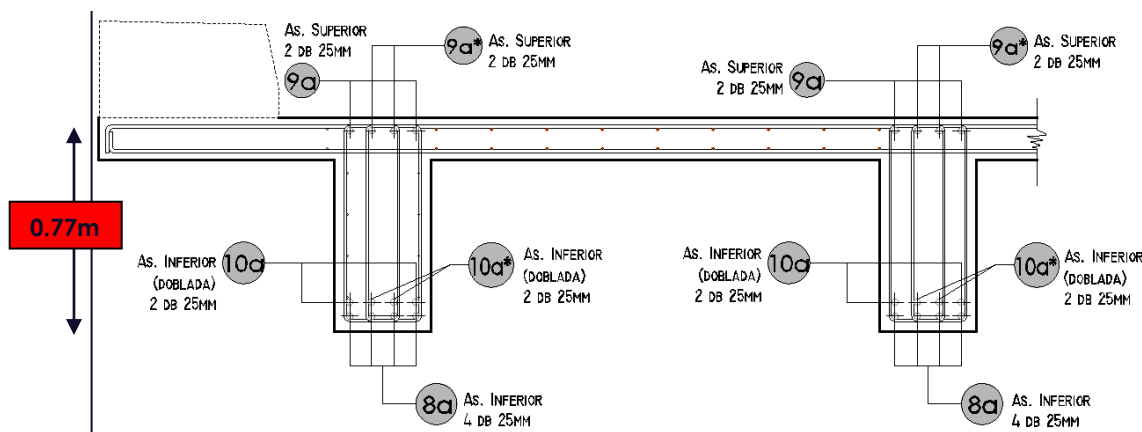


Imagen N° 3.4.27. Armado de Vigas Longitudinales. Tramo 1-2.

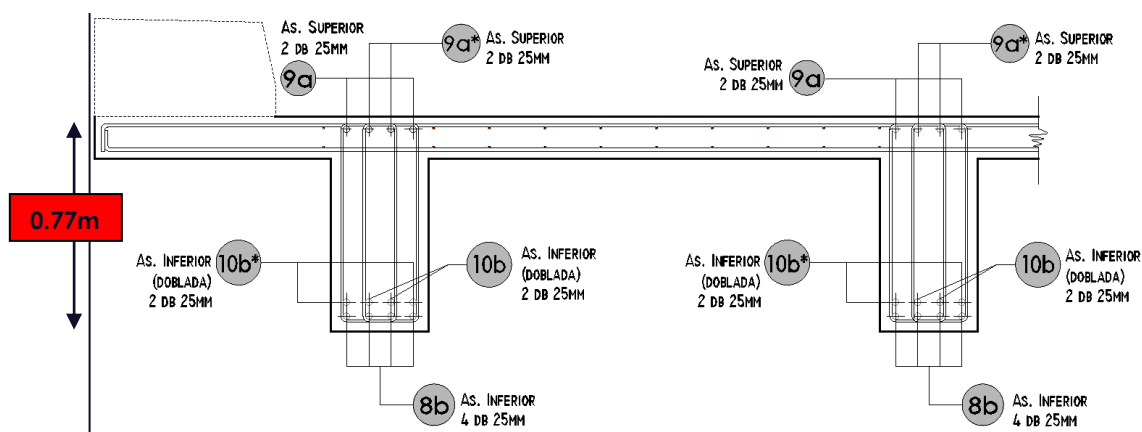


Imagen N° 3.4.28. Armado de Vigas Longitudinales. Tramo 2-3.

3.5 Viguetas Transversales

Las viguetas transversales, representan el último elemento componente de la superestructura.

Para exponer el dimensionamiento de las mismas, se clasifican en viguetas intermedias y viguetas extremas, las cuales presentan diferentes estados de carga.

En cuanto al esquema estructural, se consideraron los 2 tramos de viguetas nuevas a ejecutar (1.97m cada uno), como continuos, y vinculados a la estructura existente.

En primera instancia, se han considerado las viguetas, con la misma altura que presentan las viguetas existentes; lo único que se ha modificado es el ancho en el caso de las viguetas centrales o intermedias, el cual ha pasado de 0.20m a 0.25m.

Cargas para Dimensionamiento

Para el dimensionamiento de las viguetas transversales, se consideraron las siguientes cargas:

Cargas Permanentes

- Peso Losa de Tablero
- Peso Propio Viguetas Transversales
- Peso Propio Carpeta de Rodamiento

Sobrecargas

- Aplanadora A30.
- Multitud Compacta.

3.5.1 *Viguetas Transversales Intermedias*

Para el caso de las Cargas Permanentes, se ha considerado un área de acción sobre las viguetas, la cual presenta un ancho de 3.20m aproximadamente. Esto nos permite obtener de manera rápida la influencia de cada carga sobre las mismas, para posteriormente proceder al dimensionamiento.

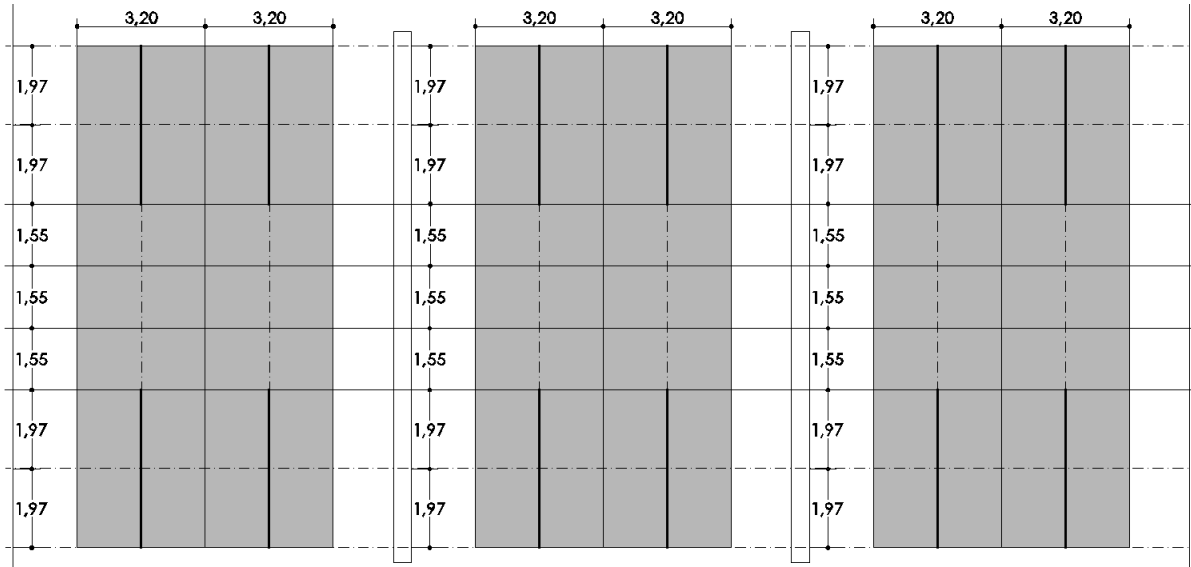


Imagen N° 3.5.1. Área de influencia sobre Viguetas Transversales Intermedias o Centrales.

La determinación de las cargas actuantes sobre viguetas se muestra en el Anexo 1: Planilla de Cálculo.

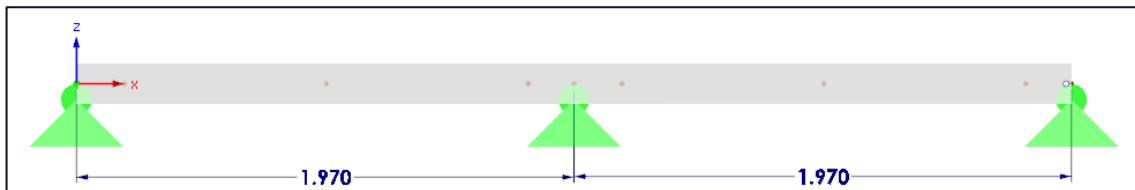


Imagen N° 3.5.2. Esquema Estructural viguetas transversales intermedias.

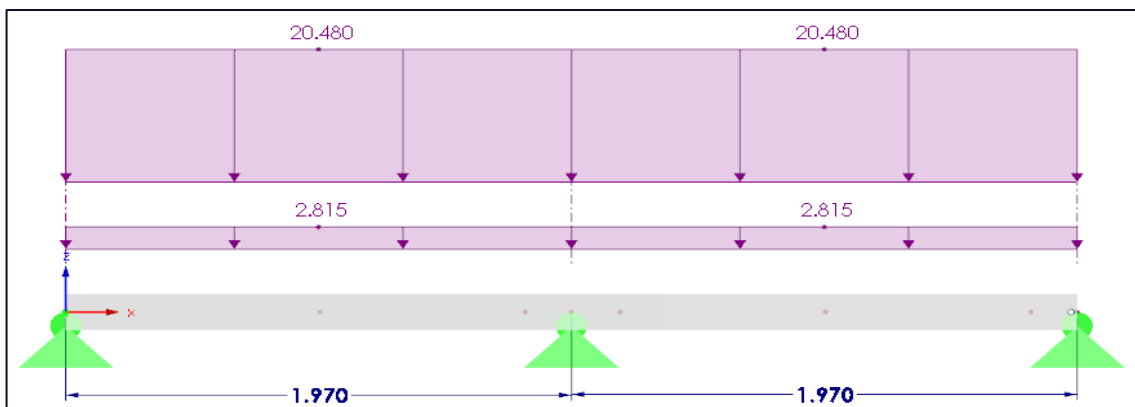


Imagen N° 3.5.3. Carga Peso Propio + Peso de Tablero + Peso Carpeta de Rodamiento.

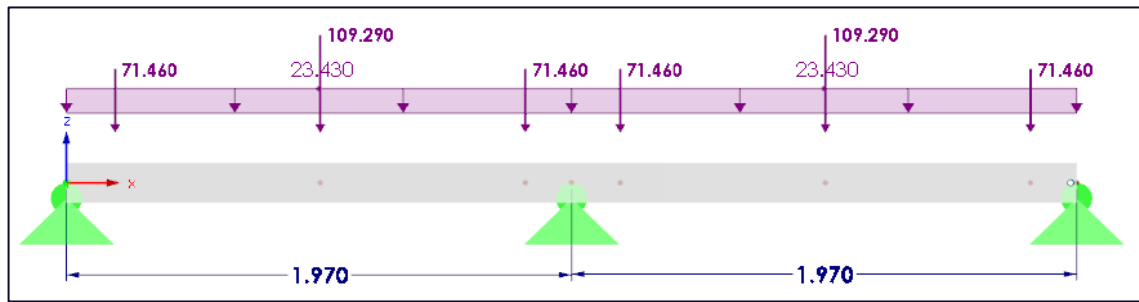


Imagen N° 3.5.4. Carga Multitud Compacta + Aplanadora A30.

Se han combinado las cargas en servicio para obtener los máximos esfuerzos sobre tramos de viguetas.

$$C1: 1.0 \times q_p + 1.0 \times q_{Rd} + 1.0 \times q_M$$

Los esfuerzos obtenidos son los siguientes:

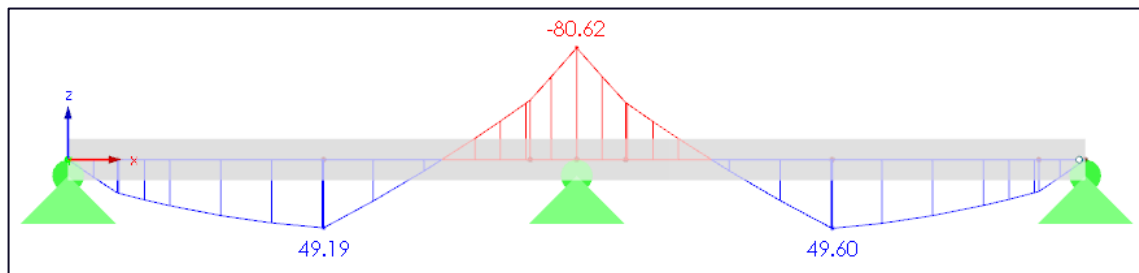


Imagen N° 3.5.5. Esfuerzo de flexión viguetas intermedias.

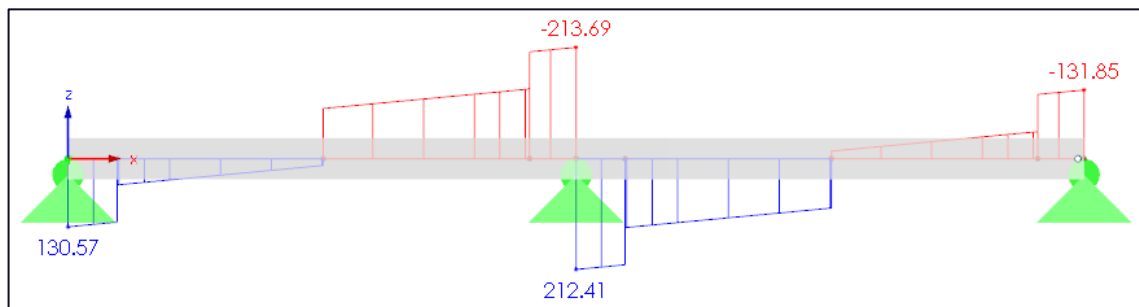


Imagen N° 3.5.6. Esfuerzo de corte viguetas intermedias.

3.5.2 Viguetas Transversales Extremas

Dichas viguetas son las que se encuentran en los estribos del puente. Presentan una altura superior a las viguetas intermedias y su ancho se conservará por cuestiones geométricas.

Para estas viguetas, se consideraron 2 estados de carga; uno de ellos correspondiente a la combinación de cargas permanentes y sobrecarga, y el otro con un estado de recambio de los apoyos de neopreno a futuro, en donde debe considerarse la acción puntual de los gatos para levantamiento de vigas.

Estado 1: Acción de Cargas Permanentes + Sobrecarga

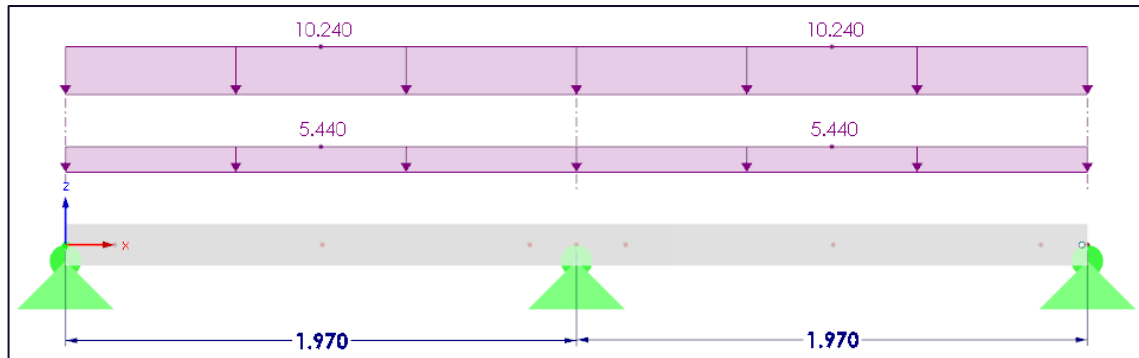


Imagen N° 3.5.7. Carga Peso Propio + Peso de Tablero + Peso Carpeta de Rodamiento.

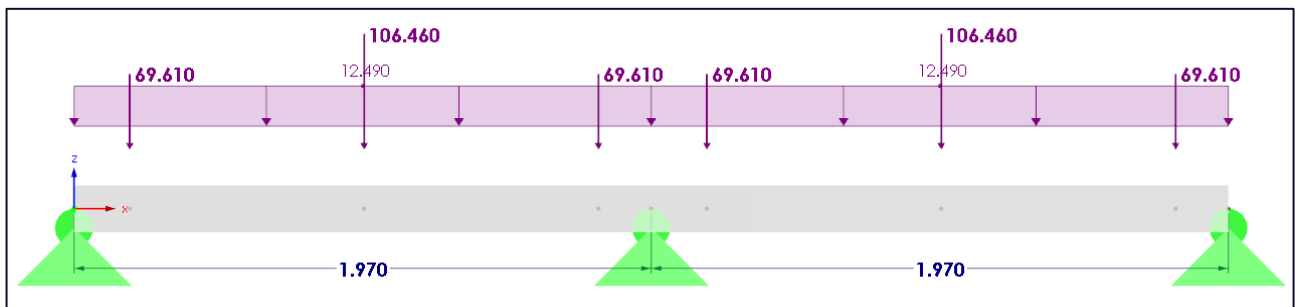


Imagen N° 3.5.8. Carga Multitud Compacta + Aplanadora A30.

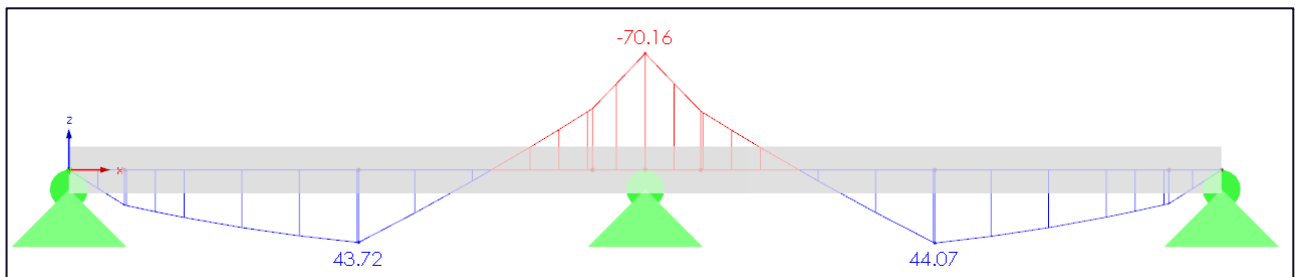


Imagen N° 3.5.9. Esfuerzo de flexión viguetas extremas.

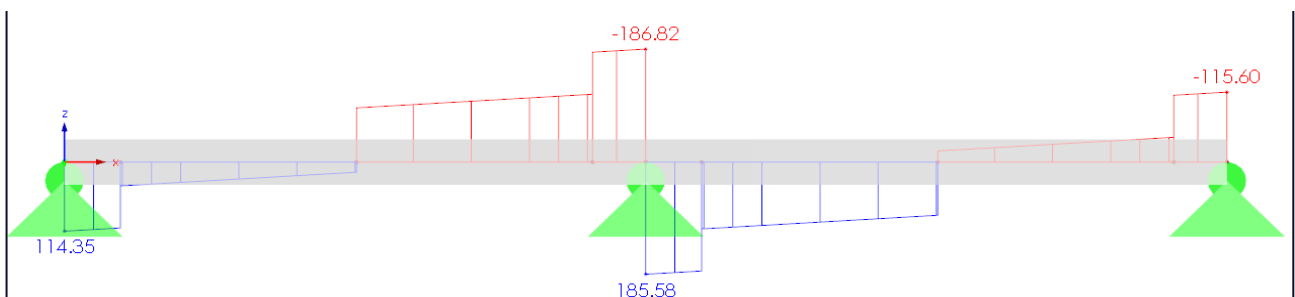


Imagen N° 3.5.10. Esfuerzo de corte viguetas extremas.

Estado 2: Recambio de Apoyos de Neopreno

Para este estado en particular, se considera la reacción de las vigas longitudinales debido a las cargas que las solicitan y los apoyos ubicados en los tramos centrales de viguetas (cumpliendo la función de los gatos hidráulicos), reaccionando sobre las mismas para su levantamiento.

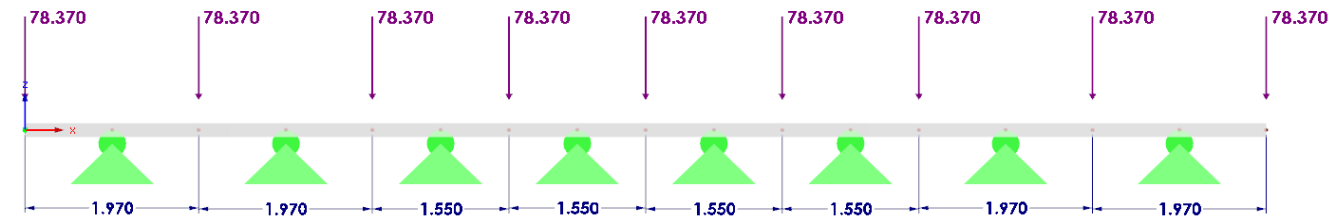


Imagen N° 3.5.11. Carga Peso Propio + Peso de Tablero + Peso Carpeta de Rodamiento.

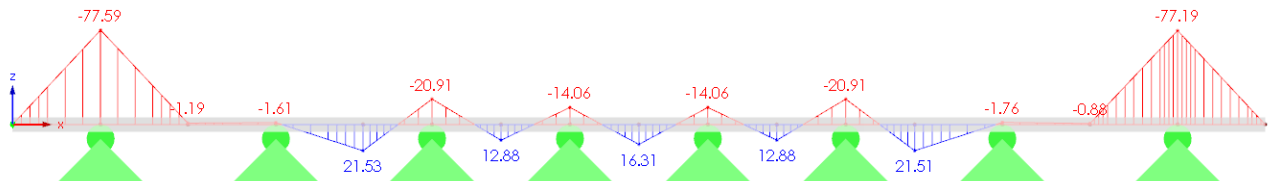


Imagen N° 3.5.12. Esfuerzo de flexión viguetas extremas.

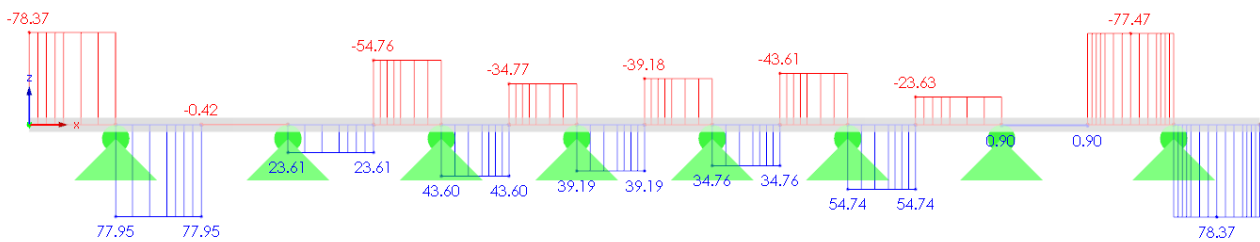


Imagen N° 3.5.13. Esfuerzo de corte viguetas extremas.

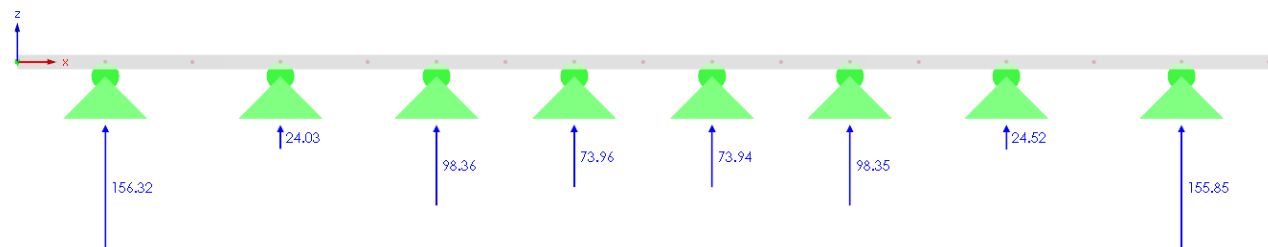


Imagen N° 3.5.14. Reacciones en gatos hidráulicos colocados.

Estado 3: Recambio de Apoyos de Neopreno con Nuevos tramos articulados

Para este estado en particular, se considera la misma situación de carga que para el Estado 2, la diferencia radica en que los tramos nuevos de viguetas se encuentran articulados respecto de la estructura existente. La idea es poder hacer una comparativa entre ambos, poniéndonos del lado de la seguridad al momento del dimensionamiento.

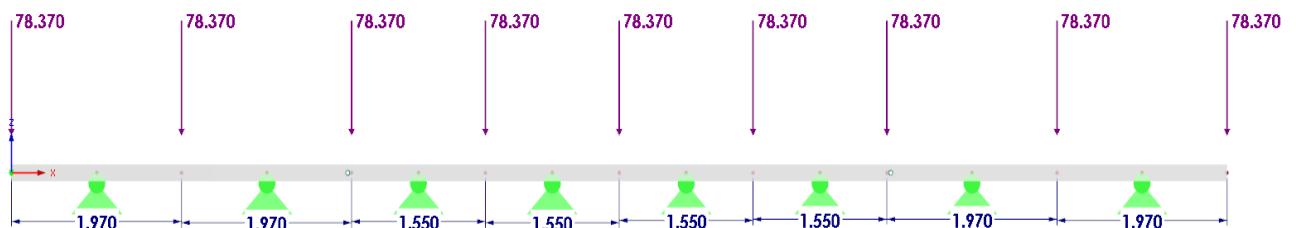


Imagen N° 3.5.15. Reacciones en gatos hidráulicos colocados.

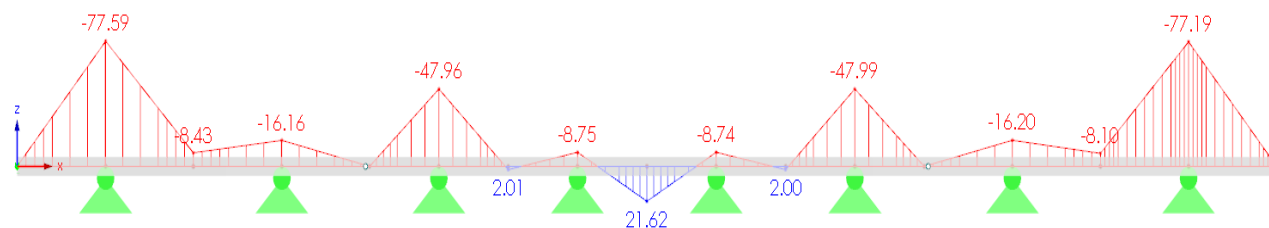


Imagen N° 3.5.16. Esfuerzo de flexión viguetas extremas.

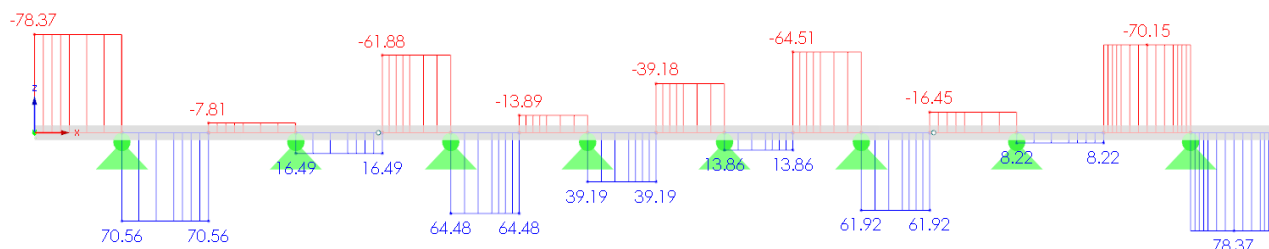


Imagen N° 3.5.17. Esfuerzo de corte viguetas extremas.

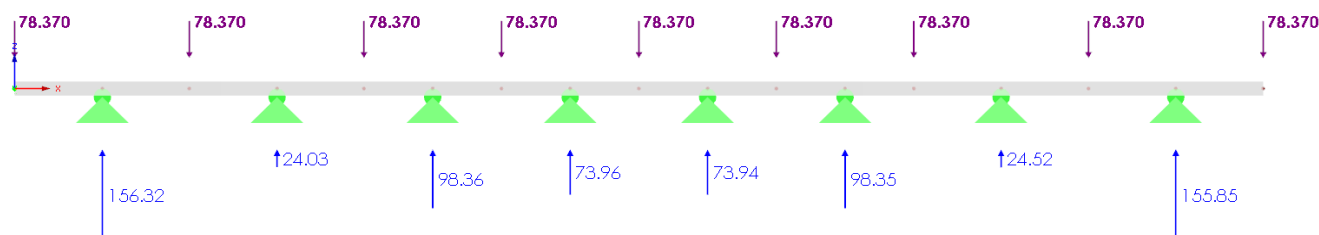


Imagen N° 3.5.18. Reacciones en gatos hidráulicos.

Con los esfuerzos obtenidos tanto de Flexión como de Corte, se observa que para el caso del Estado 2, la flexión en la parte superior resulta superior que para el Estado 1, por lo que para el dimensionamiento se adoptará este valor.

Para la flexión inferior, se adopta como valor máximo el correspondiente al Estado 1, y se dimensiona con ese.

Los cálculos realizados para el dimensionamiento en cada uno de los estados de carga, se encuentran contenidos en el Anexo 1: Planilla de Cálculo.

3.5.2.1 Recambio de Rodillos Metálicos

Pensando en el Estado II, en donde se introduce la idea futura de recambio de los apoyos de neopreno, cabe aclarar que, en primera instancia, el cambio deberá darse en los apoyos de vigas existentes las cuales hoy están apoyadas sobre rodillos metálicos en malas condiciones.

Como secuencia de trabajo para el recambio, se plantea lo siguiente:

- 1- Levantar el puente, dejando taqueado el mismo con apoyos provisorios seguros (maderas u hormigón).

Para este ítem, no se debe perder de vista el reducido espacio que existe debajo de las viguetas transversales para intercalar los gatos hidráulicos que sean necesarios para levantar el puente. Consecuentemente deberá plantearse una estructura auxiliar que garantice estabilidad y permita un plano de apoyo para los mismos.

Puede recurrirse el uso de gatos chatos, comandados por una central que garantice que el puente se levante exactamente lo mismo en cada uno de los puntos de apoyo. Esto facilitará los trabajos dando la seguridad necesaria para certificar que no se produzca un levantamiento mayor a lo previsto.



Imagen N° 3.5.19. Posible estructura auxiliar para levantamiento de puente.

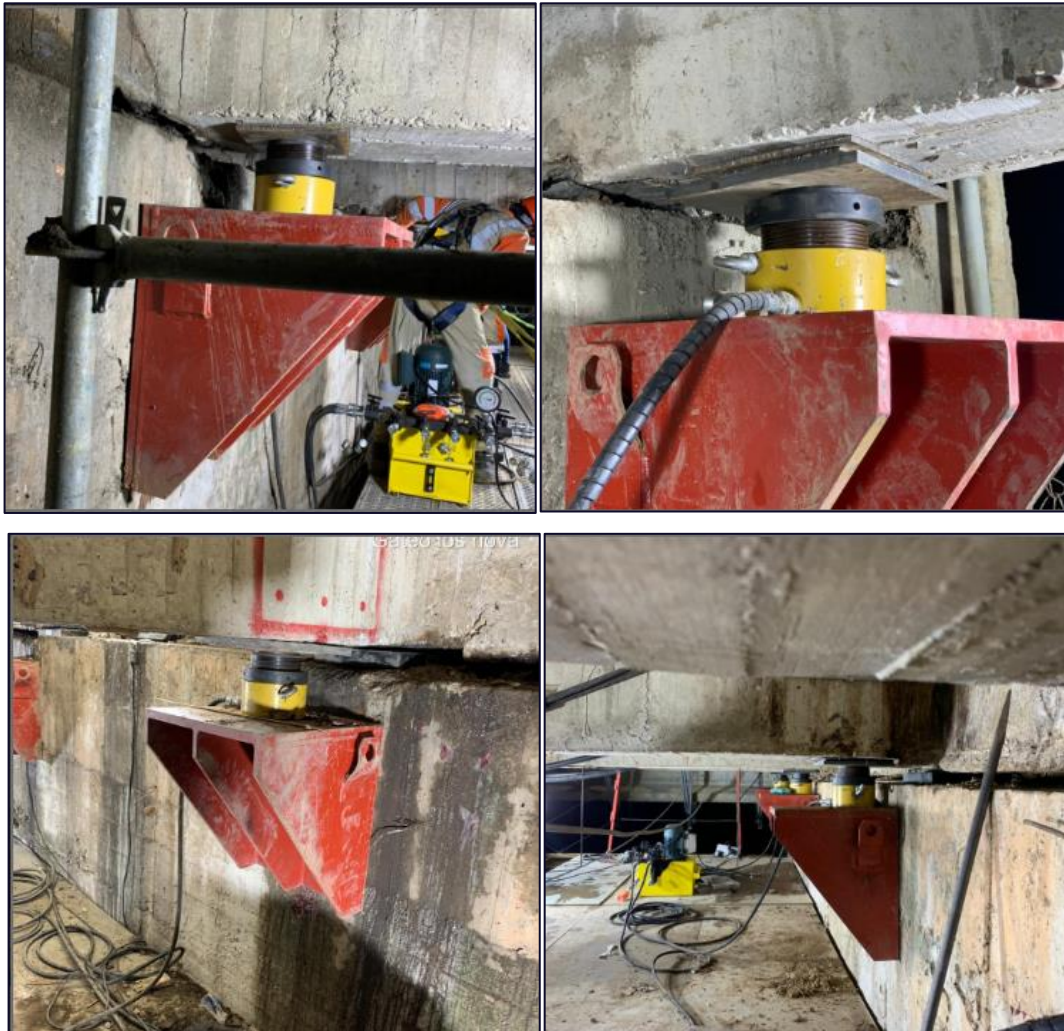


Imagen N° 3.5.20. Posible estructura auxiliar para levantamiento de puente.

2- Retirar los rodillos metálicos existentes.

- 3- Arenar ambas placas de acero que conforman el dispositivo de apoyo existente. De no ser posible el arenado, realizar una limpieza con cepillado mecánico y luego limpieza de todas las superficies expuestas.
- 4- Pintar con epoxi la placa superior anclada en la viga, en caso de que la misma no pueda retirarse.
- 5- Con la placa ya limpia, aplicar algún producto como Sika Top Armatec o similar, que brinde adherencia y protección a las placas de acero ancladas en vigas y muro frontal.
- 6- Reconstruir la bancada para recuperar altura, hormigonando con grout epoxi autonivelante (Sikadur - 42), que sea vertible. En caso de que las dimensiones lo requieran se incorporará una malla para evitar microfisuraciones por contracción del hormigón. Se anexan fichas técnicas.
- 7- Una vez lograda la resistencia adecuada, intercalar los nuevos apoyos de neopreno.
- 8- Realizar el proceso inverso, gatear, retirar los tacos provisorios y apoyar el tablero en sus nuevos apoyos.

Pensando en el recambio futuro de apoyos de neopreno, con el puente ya ensanchado y en funcionamiento, se deberán emplear gatos o cilindros hidráulicos con una capacidad aproximada de 15t.

Al no contar con espacio debajo de las viguetas, se deberá contemplar la reacción que tienen los gatos sobre las vigas longitudinales, al momento del cálculo.

3.5.3 Armado Viguetas Transversales

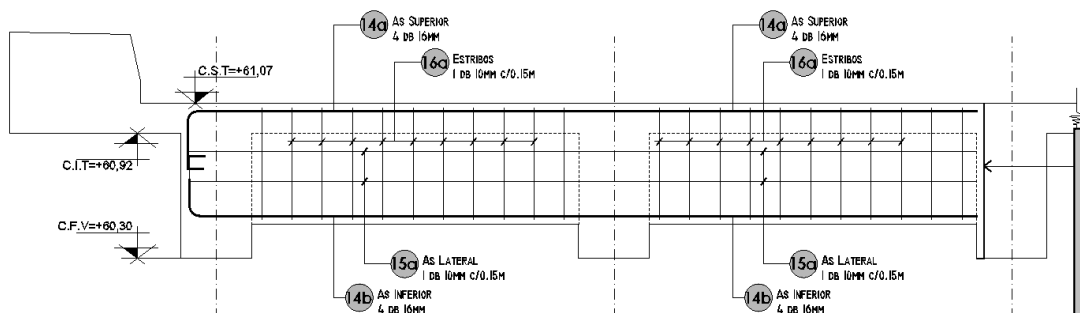


Imagen N° 3.5.18. Armado de Viguetas Transversales Intermedias.

Se deberá picar el hormigón y descubrir las armaduras existentes para la vinculación con las nuevas. En caso de no ser posible se vincularán mediante conectores. Se definirá metodología en obra, en función de cómo se encuentre armada la losa de tablero existente.

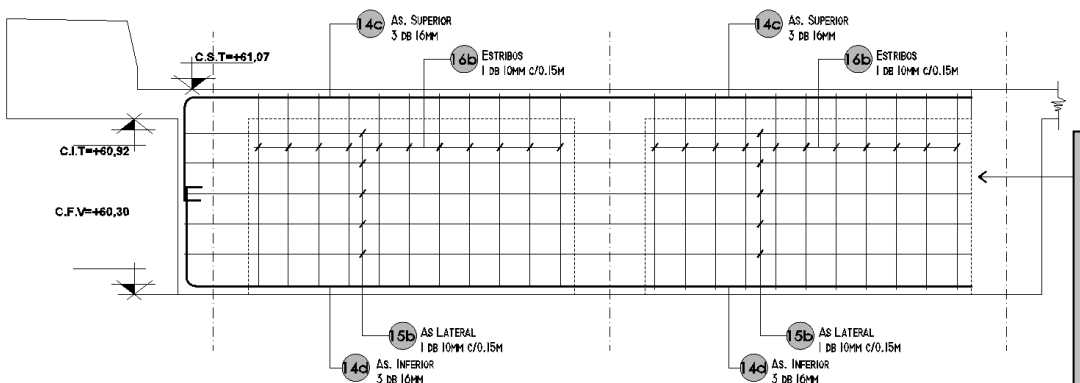


Imagen N° 3.5.19. Armado de Viguetas Transversales Extremas.

Se deberá picar el hormigón y descubrir las armaduras existentes para la vinculación con las nuevas. En caso de no ser posible se vincularán mediante conectores. Se definirá metodología en obra, en función de cómo se encuentre armada la losa de tablero existente.

3.6 Dispositivos de Apoyo

Los dispositivos de apoyo serán considerados de policloropreno.

Los apoyos elásticos de neopreno son utilizados en estructuras de puentes, edificios, carreteras elevadas, centrales eléctricas, autopistas y otras construcciones modernas.

Son placas de elastómeros moldeadas bajo presión y temperatura.

El apoyo consiste en una o más placas de Neopreno, intercaladas con chapas de acero, con o sin cobertura. En algunos casos especiales se proveen con cobertura de Teflón y Acero Inoxidable.



Imagen N° 3.6.1. Apoyos de Neopreno.

Funciones Básicas de un apoyo:

Las fuerzas estáticas y dinámicas de una estructura deben ser equilibradas por la capacidad de un compuesto elastómero tiende a retener su forma de moldeo y su posición

El elastómero se caracteriza por la posibilidad que tiene de:

- Deformarse.
- Inclinar-se.
- Resistir al máximo las cargas previstas.
- Retornar a su estado normal.

Se sabe que la posibilidad de movimientos permitidos por los apoyos de neopreno, es muy superior a las cargas y sollicitaciones estructurales de los puentes.

La posibilidad de variar el cálculo del apoyo teniendo en cuenta el trabajo efectivo previsto, el concepto de acción de retorno del elastómero, nos lleva a la conclusión que el dimensionamiento de un apoyo debe basarse en la simple premisa de:

CUANTO MENOR FUERA LA SOLICITACIÓN DEL ELASTÓMERO A SU "MEMORIA" O DEFORMACIÓN, TANTO MEJOR SERÁ SU FUNCIONAMIENTO Y DURABILIDAD

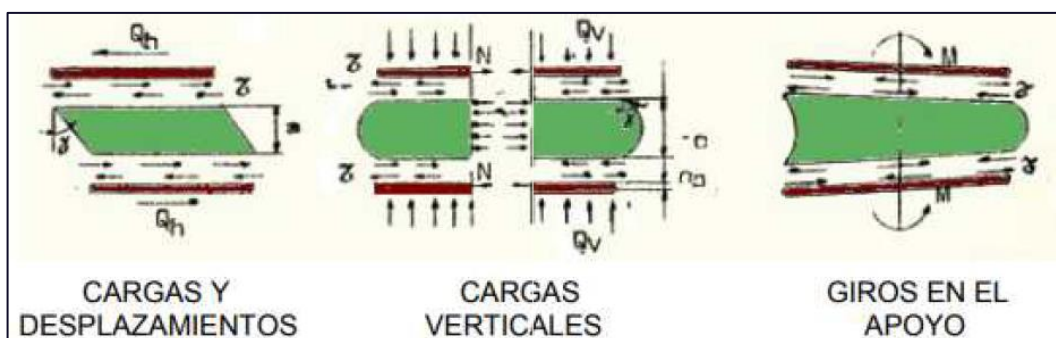


Imagen N° 3.6.2. Apoyos de Neopreno.

Las placas de Neopreno suelen fabricarse de 8mm o más de espesor. Las chapas de acero tienen como función la de evitar la expansión transversal del elastómero bajo carga.

El Neopreno se fabrica en durezas determinadas 50, 60 y 70 Shore A.

3.6.1 Dimensionamiento Apoyos de Neopreno

Los apoyos de neopreno se colocarán en los apoyos extremos de las vigas longitudinales, tanto nuevas como existentes.

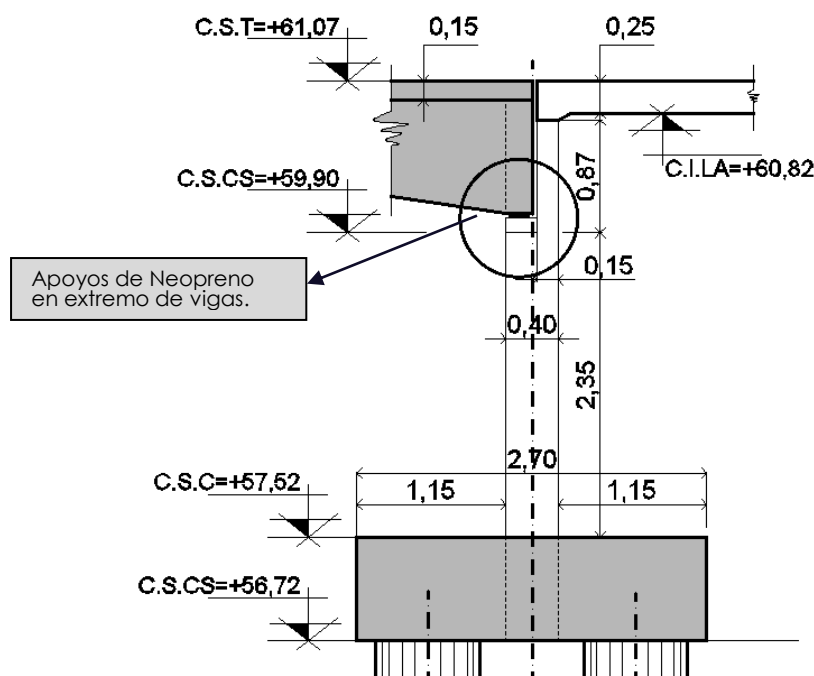


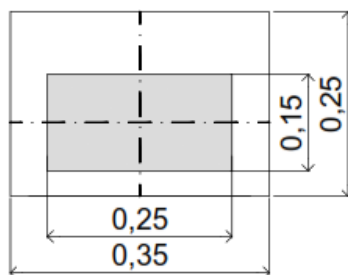
Imagen N° 3.6.3. Ubicación de Apoyos de Neopreno en Vigas.

Su dimensionamiento y verificación se muestra en el Anexo 1: Planilla de Cálculo.

Las dimensiones definitivas de los apoyos calculados se muestran en la siguiente imagen.

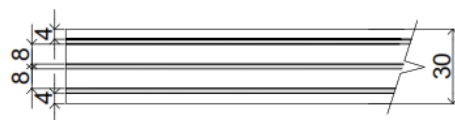
GEOMETRÍA DE BANCADAS.

Esc.: 1:20



APOYO DE NEOPRENO. ESTRIBOS

Esc.: 1:50 - MEDIDAS EN MM



NOTA:

APOYOS DE NEOPRENO 150x250x30MM
2 CAPAS DE NEOPRENO= 8MM
3 CHAPAS DE ACERO= 2MM
2 CAPAS DE COBERTURA DEL PAQUETE= 4MM
DUREZA SHORE 60
CANTIDAD: 16

Imagen N° 3.6.4. Geometría y Características de Apoyos de Neopreno.

3.7 Pilas

Como se desarrolló en el punto **3.1: Memoria Descriptiva de Puente Existente**, las pilas se encuentran formadas por un muro tipo pantalla cuya geometría se muestra en la figura siguiente:

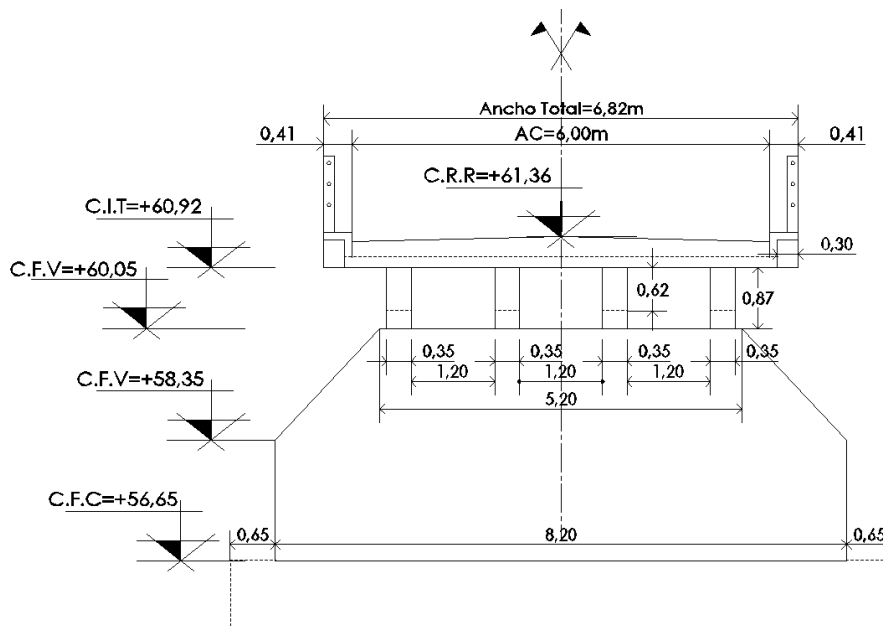


Imagen N° 3.7.1. Vista Frontal Pila actual.

El muro de pila presenta actualmente un espesor de 0.45m en toda su longitud, y una altura de 3.40m aproximadamente de acuerdo a los relevamientos realizados.

Sobre el mismo, descansan las vigas longitudinales, de las cuales hemos obtenido los valores de sus reacciones tanto de cargas permanentes como sobrecargas para el dimensionamiento del muro.

Las reacciones debidas a cargas permanentes se detallan en la siguiente tabla:

REACCIONES SOBRE PILAS - CARGAS PERMANENTES								
	V1 (kN)	V2 (kN)	V5 (kN)	V6 (kN)	V7 (kN)	V8 (kN)	V3 (kN)	V4 (kN)
Carpeta de Rodamiento	21,47	54,11	63,48	68,68	68,68	63,48	54,11	21,47
Losa de Tablero	86,87	76,30	71,81	62,74	62,74	71,81	76,30	86,87
Vigas Longitudinales	63,60	63,60	63,60	63,60	63,60	63,60	63,60	63,60
Viguetas Transversales	8,17	19,57	16,49	14,51	14,51	16,49	19,57	8,17
Vereda + Baranda	92,05	-21,96	-0,16	-1,53	-1,53	-0,16	-21,96	92,05

Tabla N° 3.7.1. Resumen de Reacciones sobre Pilas. Cargas Permanentes.

Para el caso de reacciones provocadas por la sobrecarga de aplanadora, las mismas han sido obtenidas ubicándolas de forma tal que generen los máximos esfuerzos sobre el muro de pila.

Por medio del modelado en el software RFEM 5, a través del módulo RF-MOVE, la carga se desplaza en la longitud total del puente sobre líneas proyectadas como guía. A través de este movimiento, pueden obtenerse las reacciones generadas sobre cada una de las pilas del puente.

Cabe aclarar, que, para el caso de la sobrecarga, las cargas aplicadas no se encuentran afectadas por el coeficiente de impacto, ya que se trata del dimensionamiento de la infraestructura, según lo establece el Reglamento DNV (1952) en el punto IIc) Impacto: "... Asímismo, se calculará sin impacto la tensión en la infraestructura, es decir en los estribos, pilares y fundaciones.... La fundación se calculará sin impacto...".

El resumen de reacciones correspondientes a la sobrecarga se detalla en la siguiente tabla:

REACCIONES SOBRE PILAS - SOBRECARGA								
	V1 (kN)	V2 (kN)	V5 (kN)	V6 (kN)	V7 (kN)	V8 (kN)	V3 (kN)	V4 (kN)
Aplanadora A30	81,12	203,59	93,21	-4,82	-4,82	93,21	203,59	81,12
Multitud Compacta	78,26	125,21	107,95	95,07	95,07	107,95	125,21	78,26

Tabla N° 3.7.2. Resumen de Reacciones sobre Pilas. Aplanadora A30 y Multitud Compacta.

3.9.1 Modelado Muro de Pila

Se ha considerado que la pila existente presenta una fundación del tipo directa.

Al momento del relevamiento, no se pudo acceder a constatar la fundación de las pilas, pero tomando como base el Estudio de Suelos recopilado, en donde se garantiza una tensión de punta apropiada en los primeros estratos de suelo y recordando la antigüedad del puente (1940), lo que deja en evidencia la falta de desarrollo de un sistema de pilotaje en ese momento, se consideró propicio suponer que la fundación existente es del tipo superficial o directa.

Sin embargo, a los fines del cálculo y tomando nuevamente como referencia el estudio de suelos, en donde se recomienda una fundación del tipo indirecta para obras futuras, el sector de los ensanches de pila se consideró fundado sobre pilotes, para los que se ha propuesto un diámetro inicial de 0.80m.

A partir de la elaboración de este modelo, se procedió a obtener los esfuerzos resultantes sobre pilotes y se verificó la capacidad de los mismos para soportarlos. En caso de no resultar suficiente, se planteó el incremento del diámetro propuesto, hasta lograr su verificación.

Para el modelado del muro de pila, se proyectó una placa, con la geometría que presenta la pila en la actualidad, con hormigón de resistencia H21. Posteriormente se anexaron 2 placas vinculadas a la original, con la geometría futura del ensanche, con hormigón de resistencia H38.

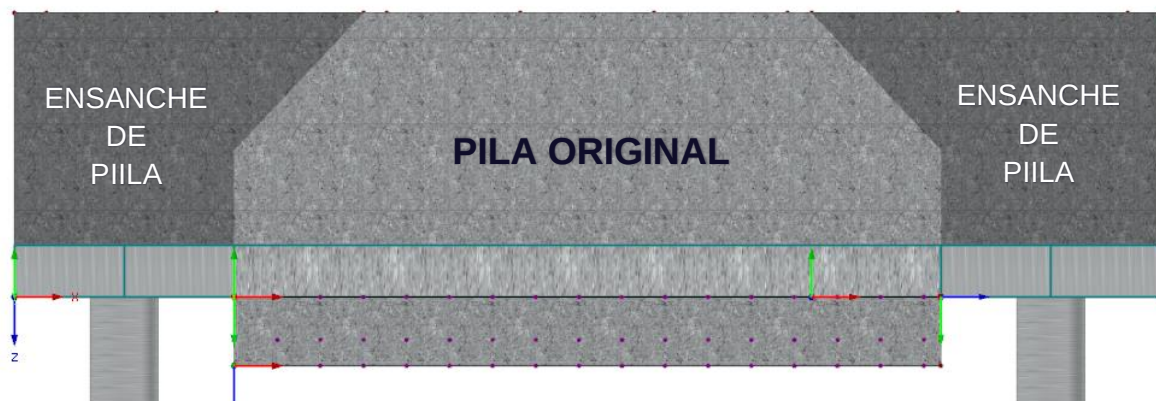


Imagen N° 3.7.2. Modelado de Muro de Pila.

3.9.2 Modelado de un Pilote a flexión

El modelo de los pilotes, consiste en una serie de elementos lineales (barras), dispuestos a lo largo del eje del pilote. La pieza queda idealmente fraccionada en tramos de longitud s , en cuyo punto medio hay un nodo.

La acción del suelo circundante se concentra en los nodos intermedios, disponiendo un resorte en la dirección del movimiento del nodo.

La constante de resorte se determina multiplicando el área de incidencia (s.d) por el coeficiente de balasto horizontal del suelo, en el nivel en que se encuentra el nodo. Puesto que el desplazamiento puede producirse en cualquier dirección, se disponen dos resortes ortogonales en cada nodo, de igual constante. Los resortes actúan tanto a compresión como a tracción, indistintamente. En la realidad, el suelo sólo reacciona al ser comprimido; pero como se encuentra a ambos lados del pilote, siempre se tendrá la misma respuesta sobre el mismo, cualquiera sea el sentido del movimiento. De modo que cuando el nodo avanza hacia el lado (a) el resorte actúa a tracción; pero está representando el comportamiento del suelo comprimido situado del otro lado de donde él está ubicado.

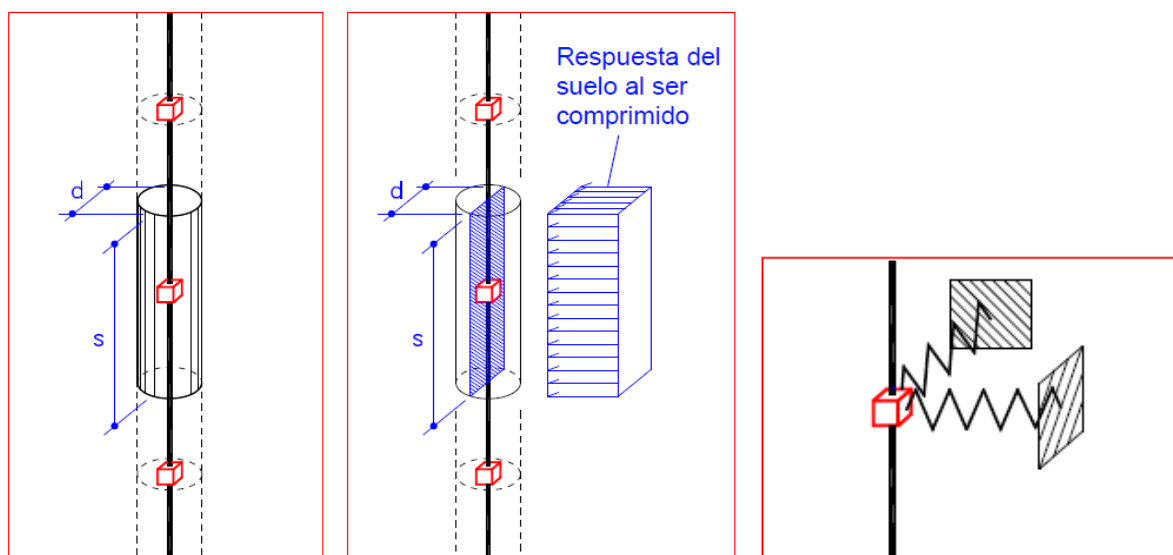


Imagen N° 3.7.3. Modelado de Pilotes.

Estudio de Suelos: PERFORACIÓN I

Profundidad de la Muestra	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	Tipo de Suelo SUCS	SPT (N° de Golpes)	Balasto Vertical (kg/cm ³)	Balasto Horizontal (kg/cm ³)	Tensión de Fricción Admisible (kg/cm ²)	Tensión de Punta Admisible (kg/cm ²)
0	Cota de Boca de Pozo	-	-	-	-	-	-
0,70-1,00	Arcilla negra	CH	1	0,20	0,09	0,01	0,10
1,70-2,00	Arcilla parda oscura	CH(MH)	3	0,60	0,13	0,04	0,40
2,70-3,00	Arcilla algo limosa	CL(ML)	4	0,80	0,15	0,05	0,50
3,70-4,00	Arcilla algo limosa	CL(ML)	12	2,47	0,43	0,16	1,50
4,70-5,00	Limo	ML	15	3,15	0,55	0,20	2,00
5,70-6,00			14	2,92	0,51	0,18	1,70
6,70-7,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	13	2,69	0,47	0,17	1,60
7,70-8,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	28	7,12	1,13	0,36	3,70
8,70-9,00	Limo arenoso pardo	ML(CL)	26	6,36	1,04	0,34	3,50
9,70-10,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	10	2,03	0,35	0,13	1,30
10,70-11,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	15	3,15	0,55	0,20	2,00
11,70-12,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	17	3,64	0,64	0,22	2,20
12,70-13,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	19	4,16	0,73	0,25	2,50
13,70-14,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	21	4,72	0,82	0,27	2,80

Tabla N° 3.7.3. Estudio de Suelos. Perforación I.

Estudio de Suelos: PERFORACIÓN II

Profundidad de la Muestra	DESCRIPCIÓN DE MATERIAL	Tipo de Suelo SUCS	SPT (N° de Golpes)	Balasto Vertical (kg/cm ³)	Balasto Horizontal (kg/cm ³)	Tensión de Fricción Admisible (kg/cm ²)	Tensión de Punta Admisible (kg/cm ²)
0	Cota de Boca de Pozo	-	-	-	-	-	-
0,70-1,00	Arcilla negra	CH(MH)	4	0,80	0,15	0,05	0,80
1,70-2,00	Arcilla	CL	10	2,03	0,35	0,13	1,30
2,70-3,00	Arcilla algo limosa	CL(ML)	17	3,64	0,64	0,22	2,20
3,70-4,00	Limo	ML	28	7,12	1,13	0,36	3,70
4,70-5,00	Arcilla	CL(CH)	32	8,89	1,32	0,42	4,30
5,70-6,00			35	10,47	1,46	0,46	4,70
6,70-7,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	35	10,47	1,46	0,46	4,70
7,70-8,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	30	7,96	1,23	0,39	4,00
8,70-9,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	24	5,66	0,95	0,31	3,20
9,70-10,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	45	17,8	1,91	0,59	6,00
10,70-11,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	33	9,39	1,36	0,43	4,40
11,70-12,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	34	9,92	1,41	0,44	4,50
12,70-13,00	Limo pardo	ML(MH)	36	11,05	1,50	0,47	4,80
13,70-14,00	Limo pardo	ML(MH)	38	12,31	1,59	0,49	5,10

Tabla N° 3.7.4. Estudio de Suelos. Perforación II.

Para la estimación de los coeficientes de balasto, se procedió a considerar 2 estratos bien diferenciados en función de los valores obtenidos, y luego, efectuar el promedio de los mismos:

- Prom. Balasto Horizontal= 1.025 kg/cm³= 10250 kN/m³
- 10250 kN/m³ x 0.80m= **8200 kN/m²**
- Prom. Balasto Vertical en cada punto= se desprecia la fricción punto a punto
- Prom. Balasto Vertical en Punta= 8.52 kg/cm³= 85150 kN/m³
- 85150 kN/m³ x (π x (0.80m) ²) /4= **42801 kN/m**

En la siguiente imagen, puede apreciarse el modelado de la pila, con la fundación directa correspondiente al sector de muro existente, los ensanches sobre la fundación indirecta mediante pilotes de acuerdo a lo que se mencionó en el punto 3.9.1: Modelado de Pila, y el cabezal que arriestra los mismos y además permite generar la vinculación entre la estructura existente y la nueva.

Además, se observan los valores de coeficiente balasto aplicados tanto para la fundación directa existente (kv= 8000 kN/m³) como para los pilotes en su lateral (kh= 8200 kN/m³) y en la punta (42801 kN/m³).

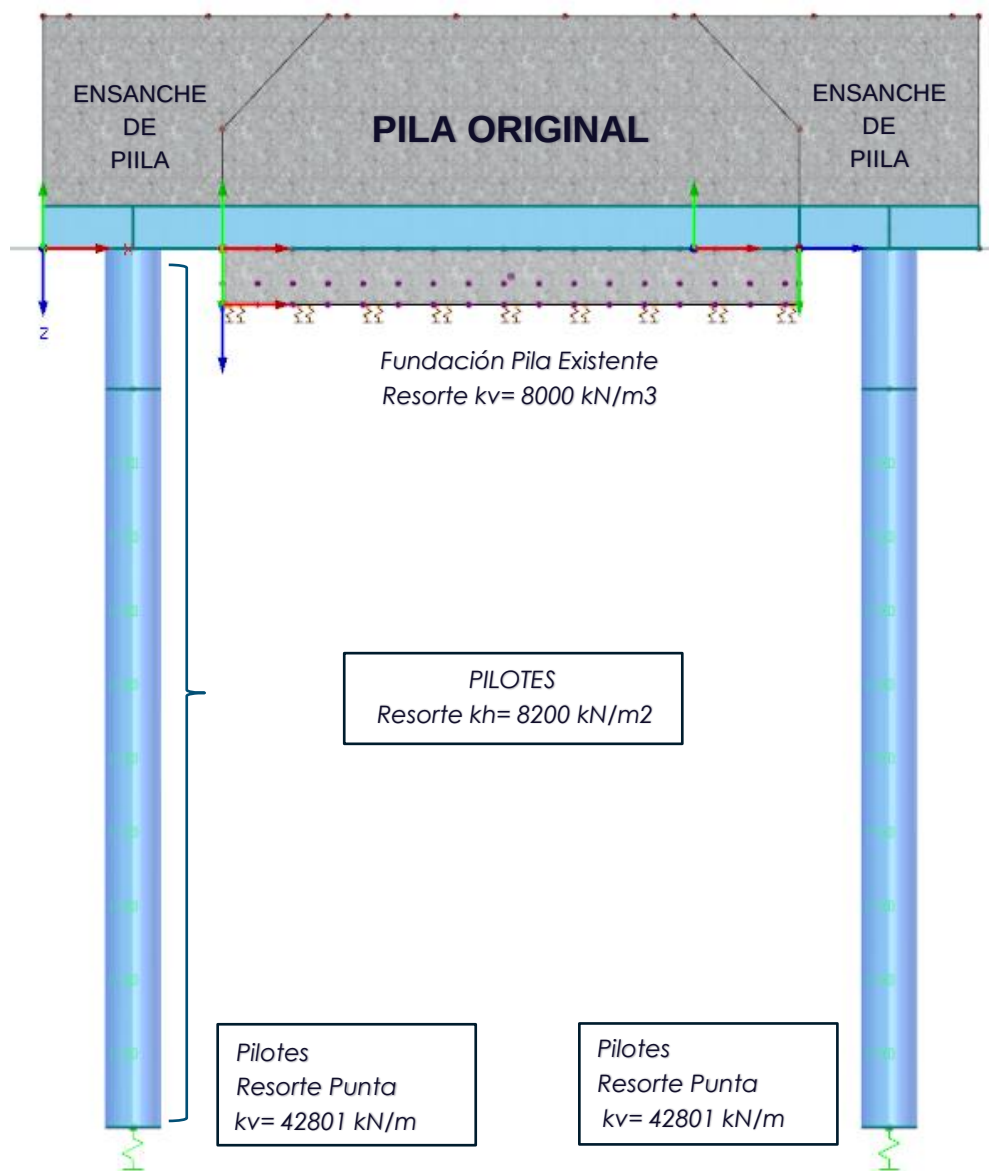


Imagen N° 3.7.4. Modelado de Pilotes. Parámetros de Suelo utilizados.

3.9.3 Predimensionamiento de la Fundación Directa existente

A los fines de modelar la fundación directa bajo muro de pila existente, recurriendo al Estudio de Suelos, se observó que los valores de tensión de punta en los primeros estratos de suelo, considerados factibles de ser utilizados como plano de apoyo de la base (centrándonos en la PERFORACION II), variaban entre 0.80 y 1.30 kg/cm², lo que nos permitió realizar la siguiente estimación:

Resumen de Cargas actuantes sobre Pila Existente:

- Peso Propio Vigas: $63.60 \text{ kN} \times 4 = 254.40 \text{ kN}$
- Viguetas Transversales: $(16.94 \text{ kN} \times 2) + (14.51 \text{ kN} \times 2) = 62.90 \text{ kN}$
- Losa de Tablero: $(71.81 \text{ kN} \times 2) + (62.74 \text{ kN} \times 2) = 269.10 \text{ kN}$
- Carpeta de Rodamiento: $(63.48 \text{ kN} \times 2) + (68.68 \text{ kN} \times 2) = 264.32 \text{ kN}$
- Peso Propio Pila: $37.12 \text{ kN/m} \times 5.20 \text{ m} = 193.02 \text{ kN}$

- Aplanadora A30: 600kN

$$\text{TOTAL} = 1643.74\text{kN} = 164.37\text{t}$$

$$\sigma_p = 0.80 \text{ y } 1.30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_p = P/A$$

$$A = P / \sigma_p = 164374 \text{ kg} / 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 205467.50 \text{ cm}^2$$

$$A = P / \sigma_p = 164374 \text{ kg} / 1.30 \text{ kg/cm}^2 = 126441.54 \text{ cm}^2$$

Considerando un largo de la fundación $L = 8.20\text{m}$, determinamos en ancho de la misma para las dos situaciones planteadas:

$$A = L \times B$$

$$B = A/L = 205467.50\text{cm}^2 / 820\text{cm} = \mathbf{250 \text{ cm}}$$

$$B = A/L = 126441.54\text{cm}^2 / 820\text{cm} = \mathbf{154 \text{ cm}}$$

Adoptamos un promedio de **$B = 200\text{cm} = 2.00\text{m}$** .

3.9.4 Determinación de Resistencia Admisible de Pilotes

Para la estimación de la Resistencia Admisible de los pilotes, se consideró en forma conjunta la acción de la resistencia a fricción y la resistencia de punta.

Los valores fueron extraídos del Estudio de Suelos realizado.

Resistencia de Punta = 3.00 kg/cm²

$$\text{Área de Punta} = (\pi \times (0.80\text{m})^2) / 4 = 0.5027 \text{ m}^2$$

Resistencia por Fricción 1 = 0.28 kg/cm²

Resistencia por Fricción 2 = 0.45 kg/cm²

$$\text{Área Lateral 1} = (\pi \times (0.80\text{m}) \times 3.00\text{m}) = 7.54 \text{ m}^2$$

$$\text{Área Lateral 2} = (\pi \times (0.80\text{m}) \times 9.40\text{m}) = 23.62 \text{ m}^2$$

- Resistencia Admisible de Punta = $0.5027 \text{ m}^2 \times 30000 \text{ kg/m}^2 = 15081\text{kg} = 150.81\text{kN}$
- Resistencia Admisible por Fricción = $7.54 \text{ m}^2 \times 2800 \text{ kg/m}^2 + 23.62 \text{ m}^2 \times 4500 \text{ kg/m}^2 = 1274.02 \text{ kN}$
- **Resistencia Admisible Total = 150.81kN + 1274.02kN = 1424.83kN**

Esto significa que cada pilote de 0.80m de diámetro y 12.50m de longitud, ejecutado en suelo arcilloso, resiste $1424.83\text{kN} = 142.48\text{t}$.

3.9.5 Estados de Carga y Combinaciones

Las combinaciones de carga se plantearon buscando la lógica de acción de las distintas solicitaciones en forma conjunta, tratando de alcanzar los máximos esfuerzos sobre los elementos componentes de la pila.

Las mismas actúan en condición de servicio, acorde a lo que establece el Reglamento CIRSOC 201:1982.

Los Estados de Carga existentes son los siguientes:

Cargas Permanentes:

- Carpeta de Rodamiento (CC4)

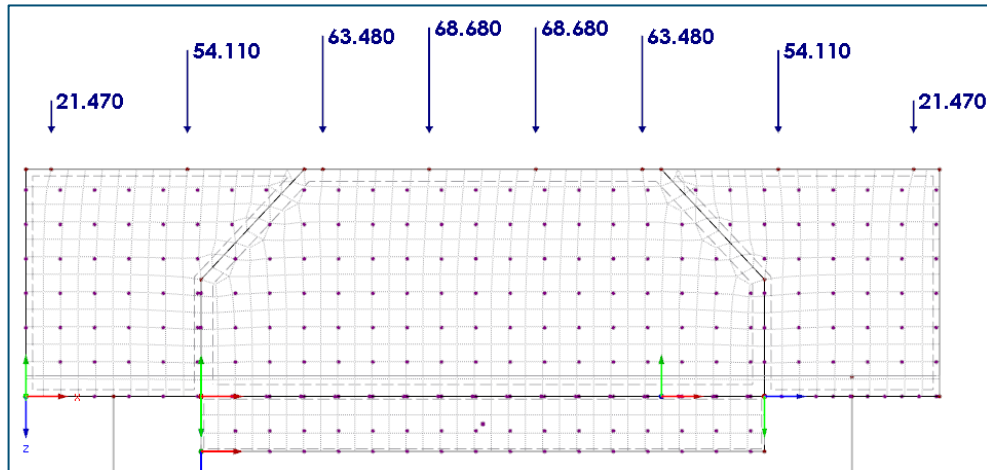


Imagen N° 3.7.5. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Carpeta de Rodamiento.

- Losa de Tablero (CC3)

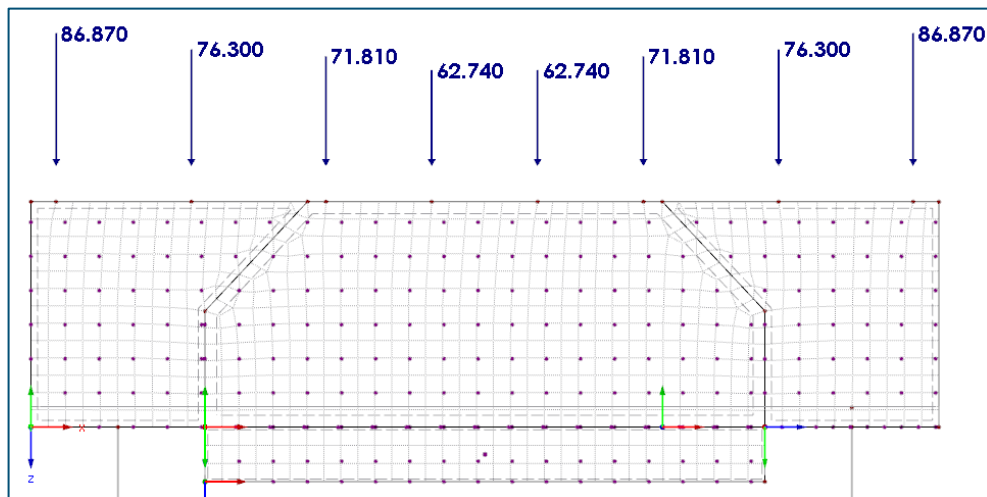


Imagen N° 3.7.6. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Losa de Tablero.

- Vigas Longitudinales (CC1)

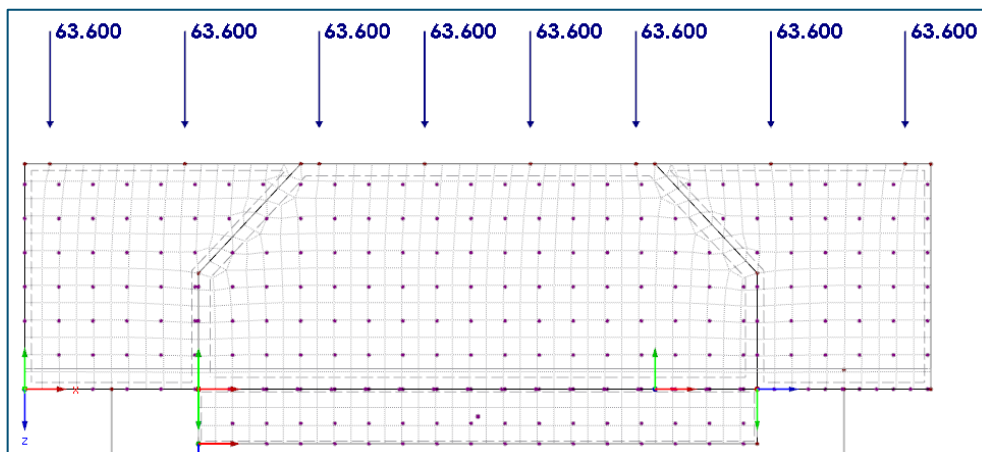


Imagen N° 3.7.7. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Vigas Longitudinales.

- Viguetas Transversales (CC2)

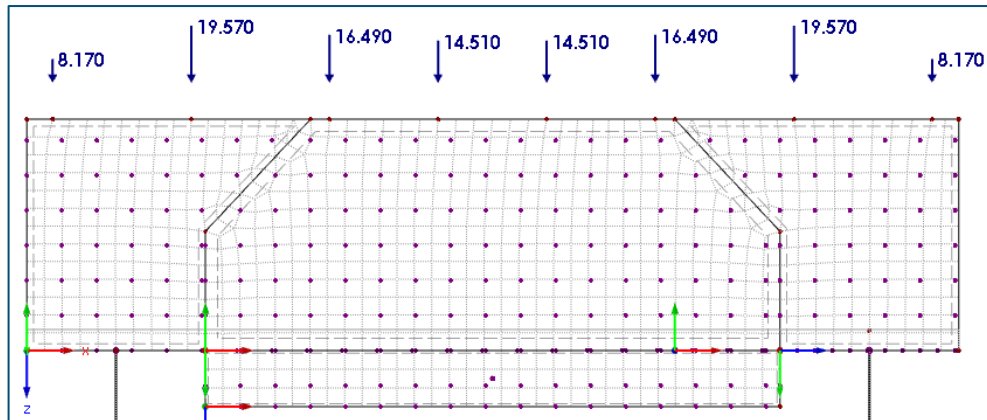


Imagen N° 3.7.8. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Viguetas Transversales.

- Cordones + Barandas (CC5)

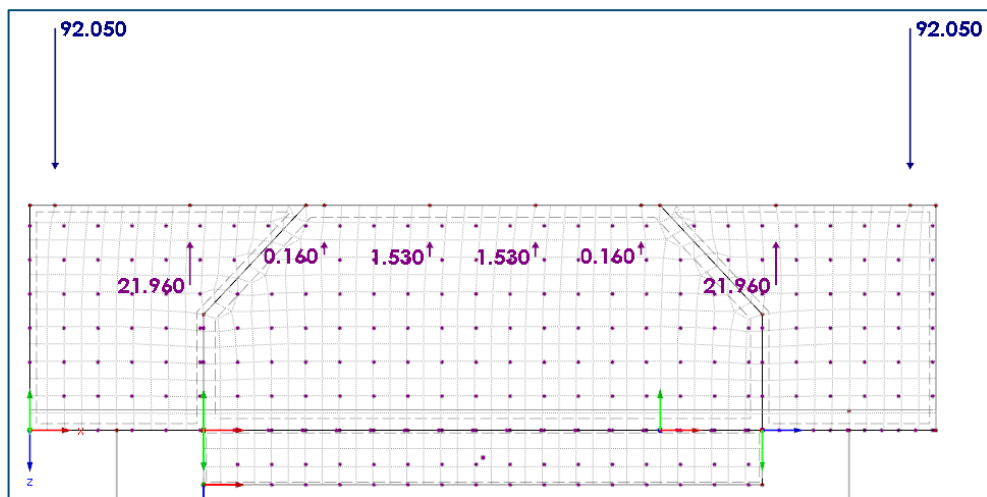


Imagen N° 3.7.9. Reacciones sobre muro de Pila (kN). Cordones + Barandas.

Pesos Propios:

- Muro Frontal (CC6)

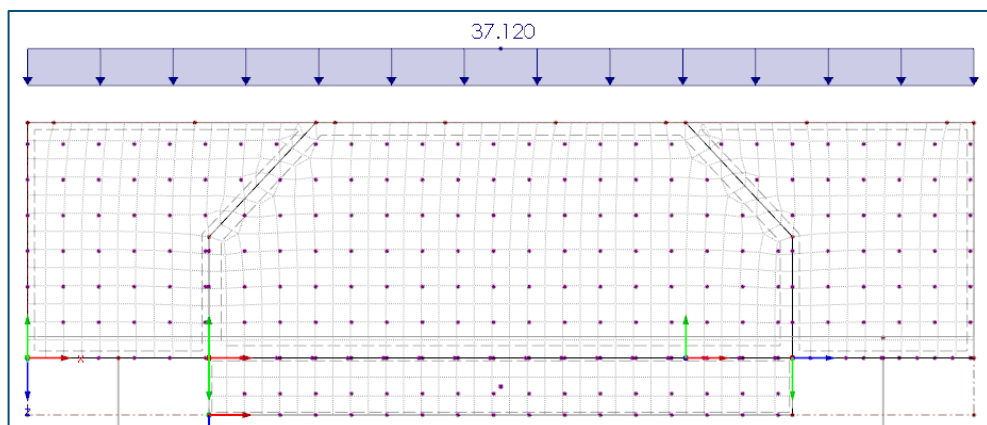


Imagen N° 3.7.10. Reacciones sobre Muro de Pila (kN/m). Peso Propio Muro Frontal.

- Pilotes + Cabezal (CC13)

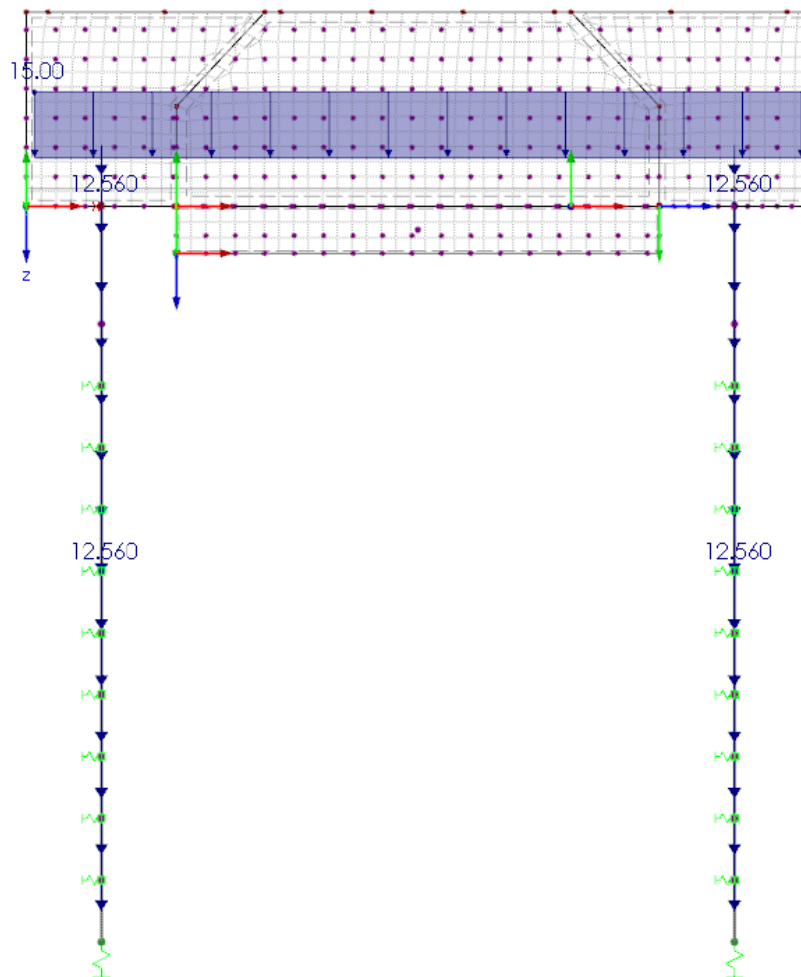


Imagen N° 3.7.11. Reacciones sobre Muro de Pila (kN/m). Peso Propio Pilotes + Cabezal.

Sobrecarga:

- Aplanadora A30 (CC7)

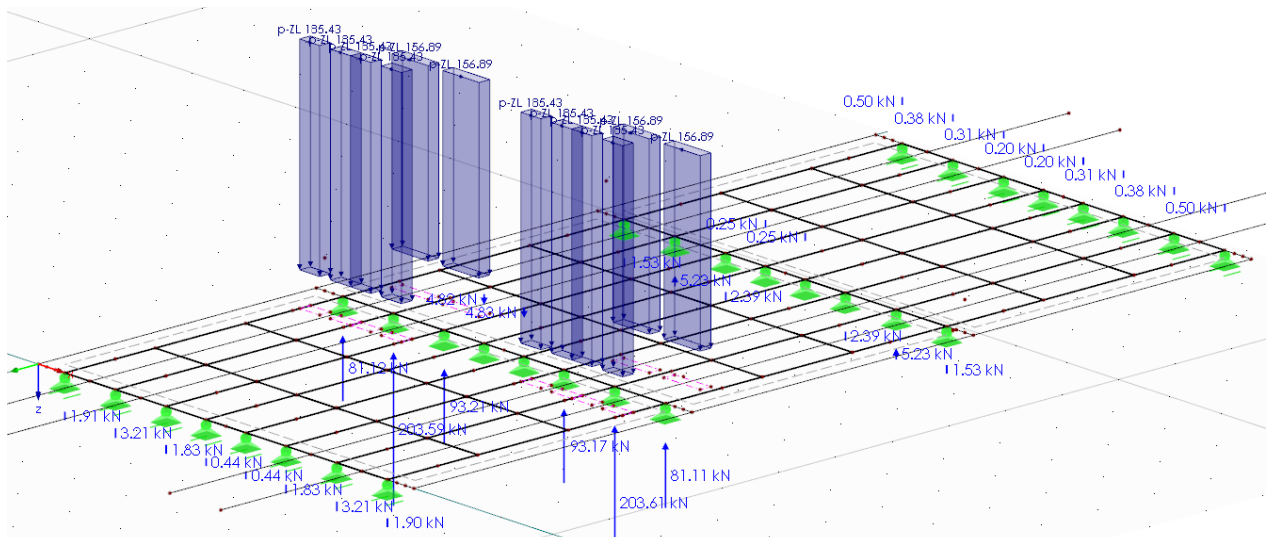


Imagen N° 3.7.12. Disposición de Aplanadoras para esfuerzo máximo en pila.

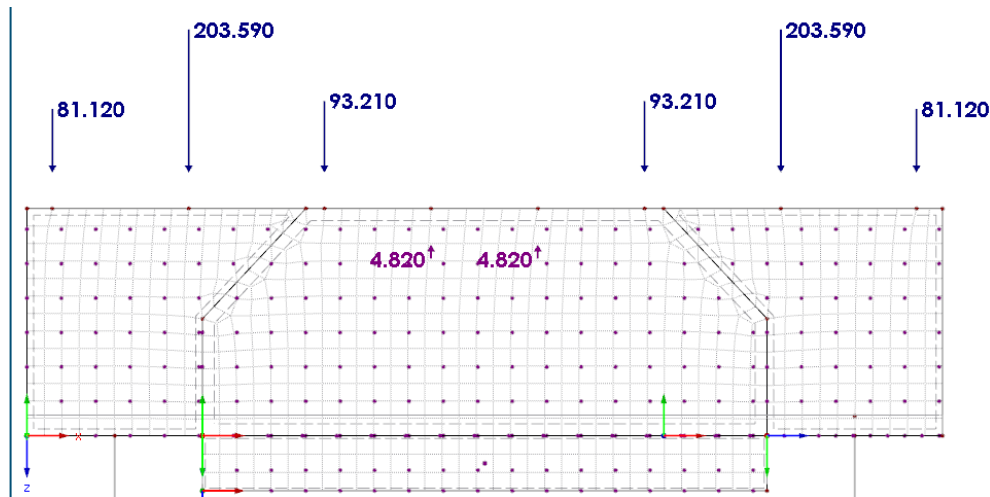


Imagen N° 3.7.13. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Aplanadora A30.

- Multitud Compacta (CC8)

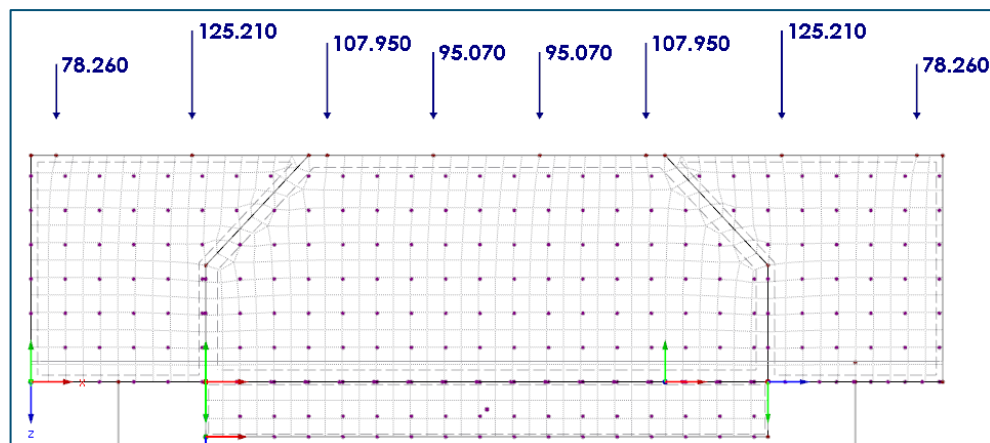


Imagen N° 3.7.14. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Multitud Compacta.

Viento:

- Viento Puente cargado (CC9)

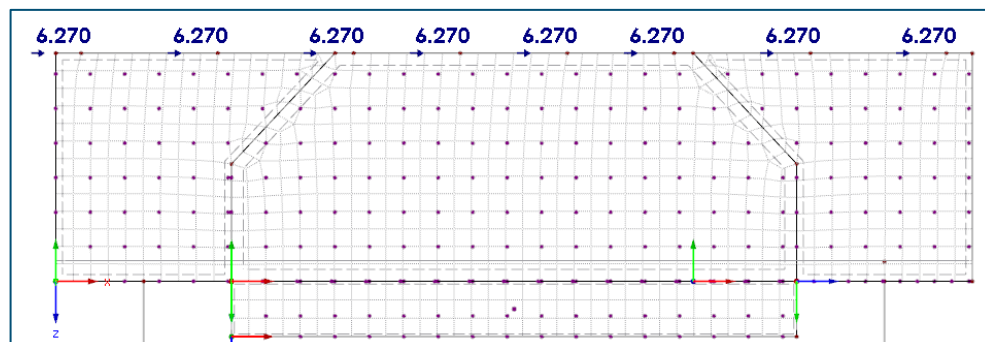


Imagen N° 3.7.15. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Viento Puente Cargado.

- Viento Puente vacío (CC10)

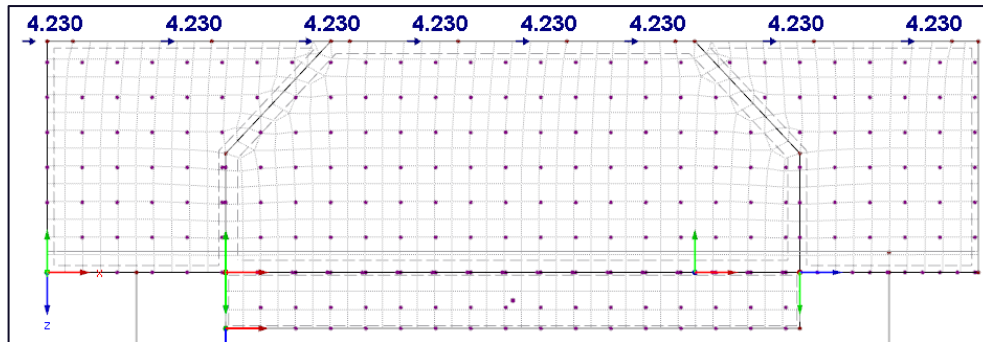


Imagen N° 3.7.16. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Viento Puente Vacío.

Agua (CC12)

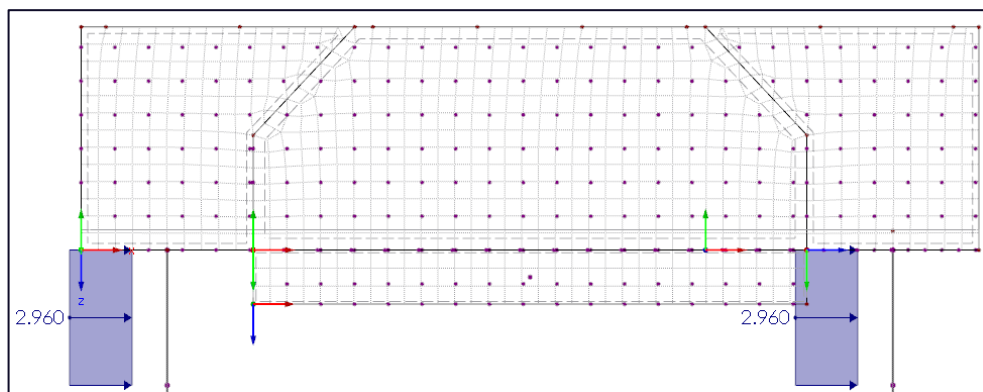


Imagen N° 3.7.17. Reacciones sobre Muro de Pila. Agua (kN/m).

Frenado (CC11)

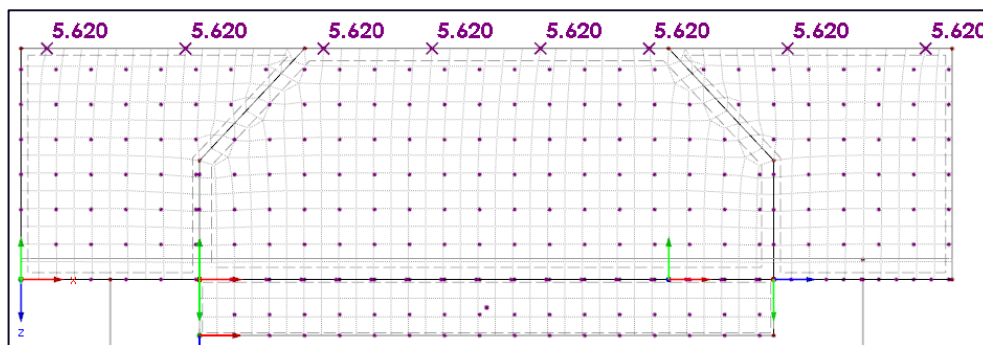


Imagen N° 3.7.18. Reacciones sobre Muro de Pila (kN). Frenado.

Previamente se ha calibrado el modelo, buscando entender su comportamiento. Para ello, se ha procedido a variar los valores de los coeficientes de balasto tanto en la fundación directa como en los pilotes, de forma de poder visualizar los esfuerzos que se producen en los mismos con esta variación.

Por ejemplo, se observa que al incrementar el valor del balasto en la fundación directa (resortes más duros) y disminuir el de la punta de los pilotes (resortes más blandos), se genera una disminución de la carga que absorben los mismos, debido a la que la fundación directa recibe más carga y viceversa.

Habiendo verificado el comportamiento del modelo, se procedió a la formulación de una primera hipótesis, la cual se cree que generará los máximos esfuerzos sobre los pilotes para su verificación.

3.9.6 HIPÓTESIS I

Como primera medida se planteó el modelo completo. Pero, en este caso la pila existente se modeló sin su apoyo elástico, simulando el hipotético caso de que el suelo que se encuentra por debajo de la misma se haya socavado por problemas de erosión, debido a la falta de una protección de fondo de cauce.

De esta forma, se podrá estimar la capacidad que deberán tener los pilotes a construir para soportar la carga total a la que estará sometida la pila.

Las combinaciones en servicio planteadas para el presente trabajo son las siguientes:

- **Servicio I= CC1 + CC2+ CC3 + CC4 + CC5 + CC6 + CC10 + CC12 + CC13** (Incluye reacciones de vigas longitudinales, viguetas transversales, losa de tablero, peso propio de muro de pila, cabezal y pilotes, más la carga de viento actuando con el puente vacío).
- **Servicio II= CC1 + CC2+ CC3 + CC4 + CC5 + CC6 + CC7 + CC8 + CC9 + CC11 + CC13** (Incluye reacciones de vigas longitudinales, viguetas transversales y losa de tablero, peso propio de muro de pila, cabezal y pilotes, más reacciones debido a sobrecarga y multitud compacta, además se incorpora el esfuerzo de frenado y la acción del viento con el puente cargado).
- **Servicio III= CC1 + CC2+ CC3 + CC4 + CC5 + CC6 + CC7 + CC8 + CC11 + CC13** (Incluye reacciones de vigas longitudinales, viguetas transversales y losa de tablero, peso propio de muro de pila, cabezal y pilotes, más reacciones debido a sobrecarga y multitud compacta, además se incorpora la acción del viento con el puente cargado).

Se proyectó la ejecución de un cabezal (1.00m x 0.60m) que envuelva a los pilotes y además sea de utilidad para transferirles las cargas que reciba, ya que los mismos presentan un diámetro superior al ancho de la pila proyectada.

Las placas fueron discretizadas con elementos bidimensionales de un tamaño de malla de 0.25m.

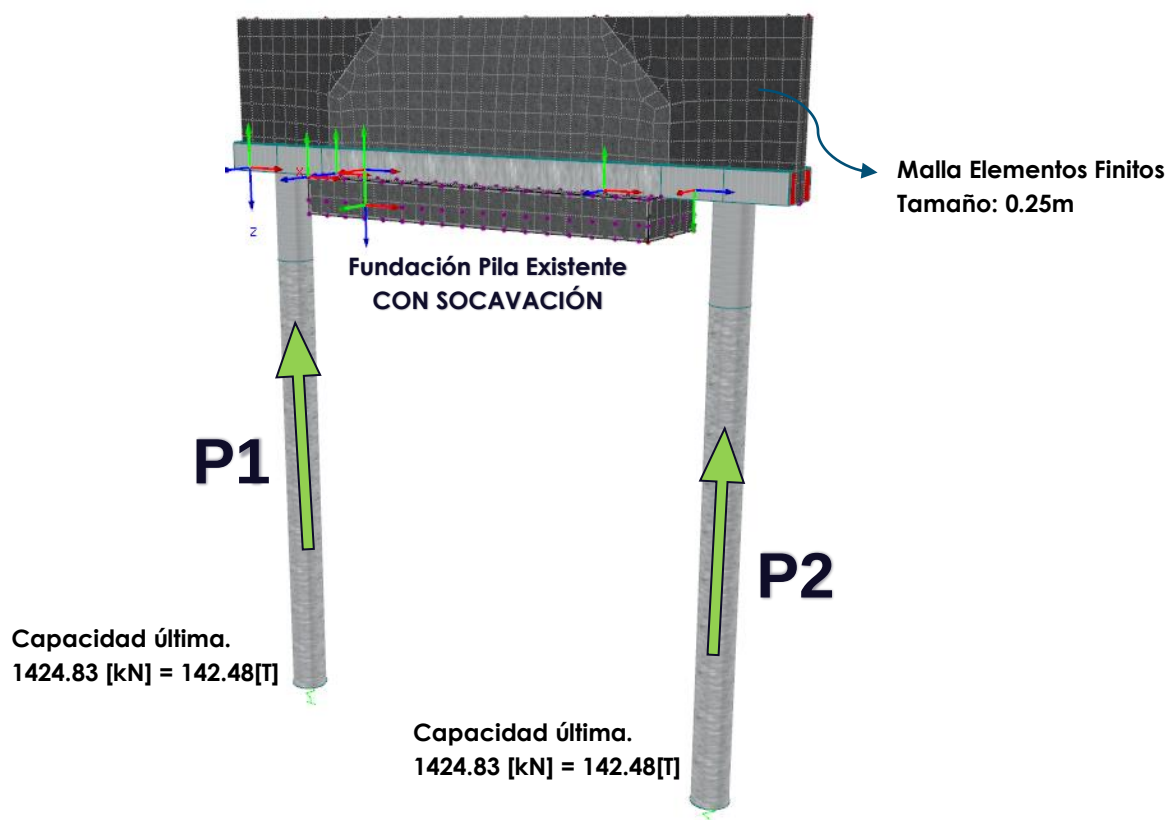


Imagen N° 3.7.19. Modelado de Pila. Hipótesis I.

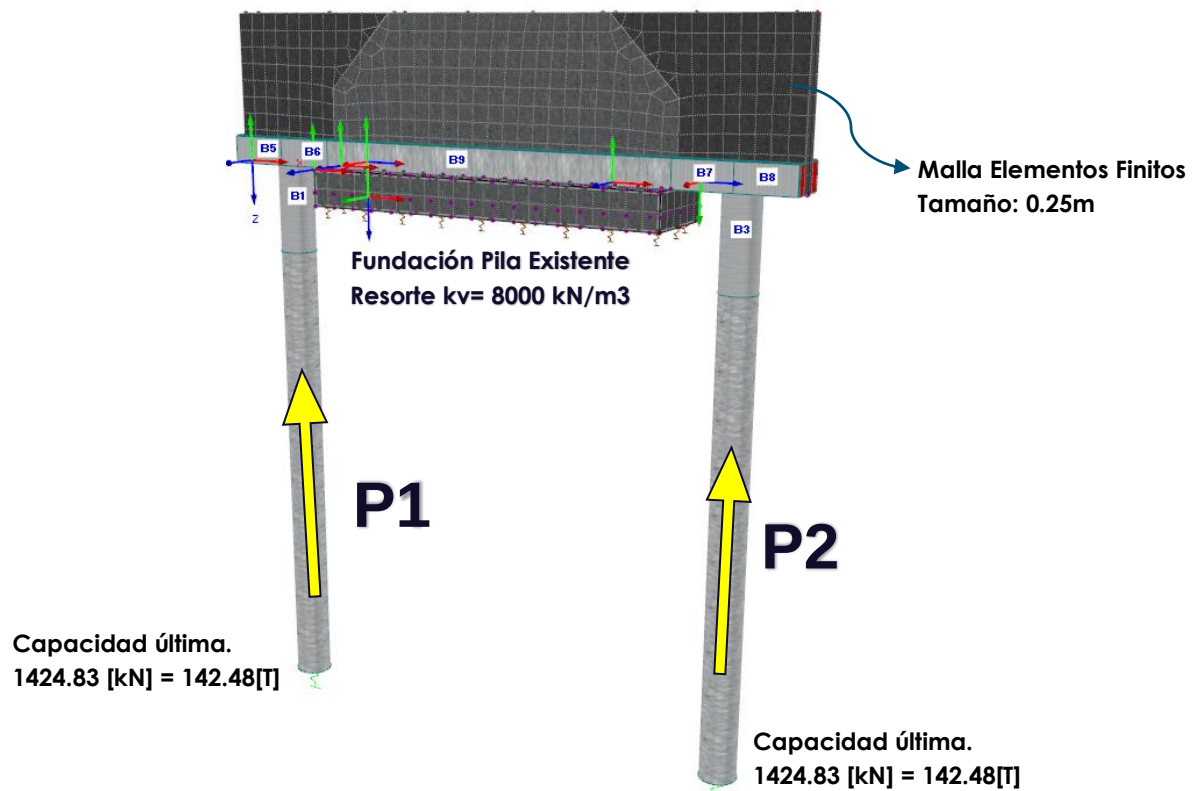


Imagen N° 3.7.20. Modelado de Pila original.

3.9.6.1 Resultados Obtenidos en Pilotes

Analizando los pilotes del modelo en RFEM, se obtuvieron los siguientes resultados para cada una de las combinaciones de carga analizadas:

Combinación Servicio I:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1457.90	0	22.97	22.97
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1497.76	0	86.06	86.06

Tabla N° 3.7.5. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

Combinación Servicio II:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	2231.01	150.97	24.71	152.97
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	2283.83	150.96	6.89	151.11

Tabla N° 3.7.6. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio II.

Combinación Servicio III:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	2258.42	150.99	15.31	151.76

PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	2256.42	150.94	16.08	151.79

Tabla N° 3.7.7. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio III.

Como puede observarse, de los resultados esbozados en las tablas precedentes, se denota que el máximo esfuerzo axial en pilotes es de 2283.83 kN; el cual se corresponde con la combinación de Servicio II.

Esta combinación incluye en forma simultánea la acción de Cargas Permanentes, Pesos Propios, Viento con Puente vacío y Agua.

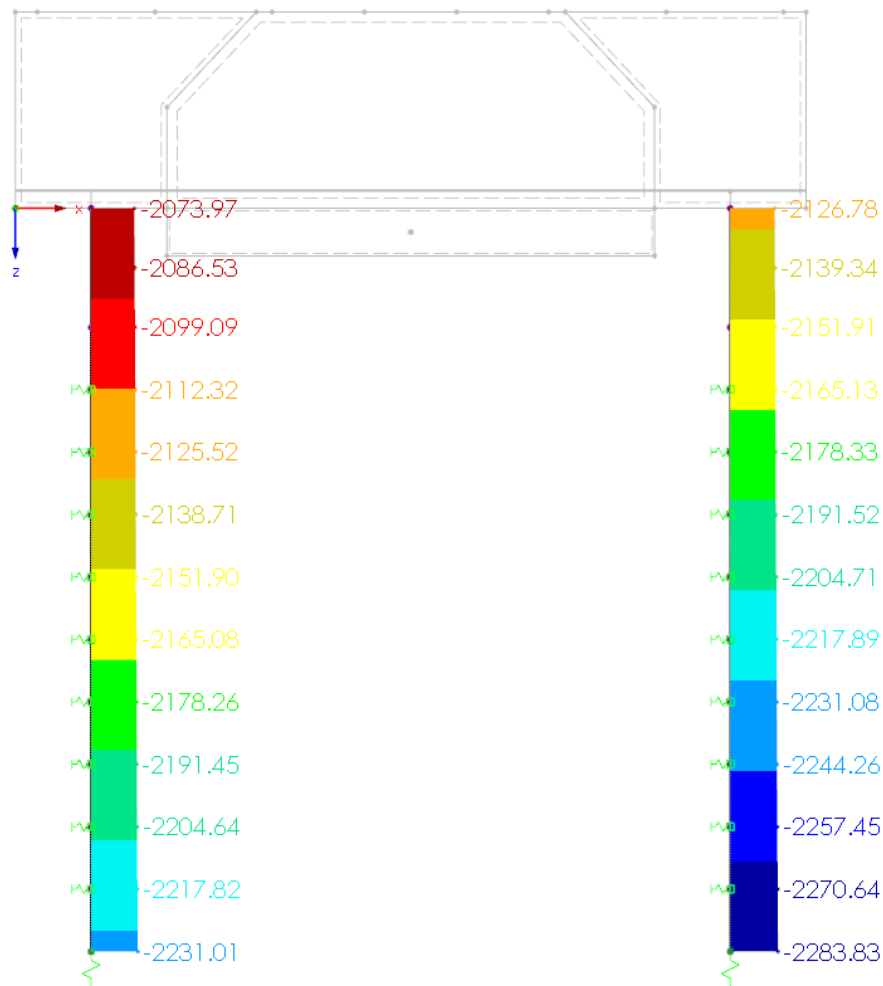


Imagen N° 3.7.21. Esfuerzo AXIAL en pilotes. Combinación Servicio II.

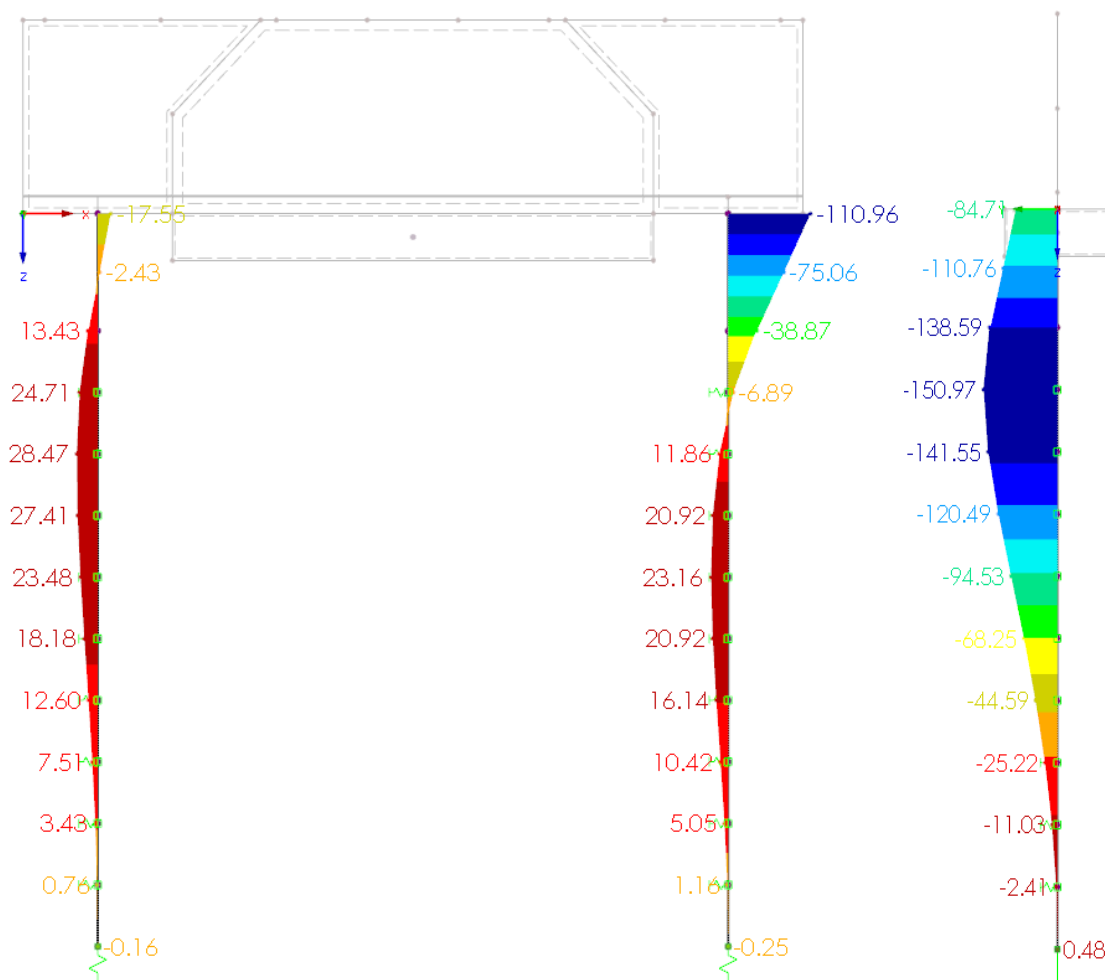


Imagen N° 3.7.22. Esfuerzo de FLEXIÓN en pilotes. Plano XZ y Plano YZ. Combinación Servicio II.

El valor de máximo esfuerzo axial resulta superior a la Resistencia Admisible Total= **1424.83KN**, por lo cual se propone como solución alternativa, ensanchar el pilote en su punta, llevando el diámetro de 0.80m a 1.20m; con lo que su nueva resistencia admisible total resultaría:

Resistencia de Punta= 3.00 kg/cm²

Área de Punta= $(\pi \times (1.20\text{m})^2) / 4 = 1.13 \text{ m}^2$

Resistencia por Fricción 1= 0.28 kg/cm²

Resistencia por Fricción 2= 0.45 kg/cm²

Área Lateral 1= $(\pi \times (0.80\text{m}) \times 3.00\text{m}) = 7.54 \text{ m}^2$

Área Lateral 2= $(\pi \times (0.80\text{m}) \times 9.40\text{m}) = 23.62 \text{ m}^2$

- Resistencia Admisible de Punta= $1.13 \text{ m}^2 \times 30000 \text{ kg/m}^2 = 33929.20 \text{ kg} = 339.29 \text{ kN}$
- Resistencia Admisible por Fricción= $7.54 \text{ m}^2 \times 2800 \text{ kg/m}^2 + 23.62 \text{ m}^2 \times 4500 \text{ kg/m}^2 = 1274.02 \text{ kN}$
- Resistencia Admisible Total= $339.29\text{kN} + 1274.02\text{kN} = \mathbf{1613.31 \text{ kN}}$

Planteando esta situación para mejorar la resistencia del pilote se observa que no se llega a superar el valor de esfuerzo axial máximo, por lo que se procede a plantear una nueva configuración de la estructura para la fundación de las pilas, adoptando 4 pilotes de 0.80m de diámetro.

3.9.7 HIPÓTESIS II

En esta hipótesis, se propuso la disposición de 4 pilotes de 0.80m de diámetro, vinculados por medio de un cabezal superior de mayores dimensiones (2.70m x 0.80m).

Las cargas a las que se encuentra sometido el modelo son iguales a las de la HIPÓTESIS I, a excepción de la carga de Peso Propio del Cabezal, ya que sus dimensiones cambiaron.

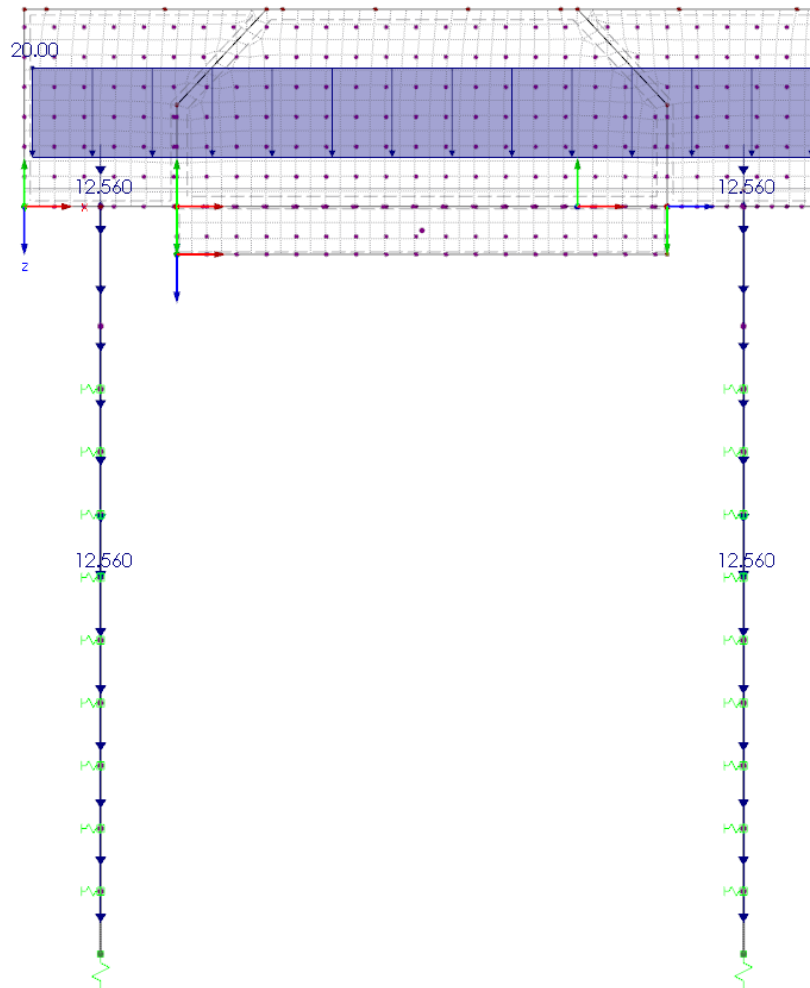


Imagen N° 3.7.23. Reacciones sobre Muro de Pila. Peso Propio Pilotes + Cabezal.

La resistencia admisible de los pilotes es la que se determinó en el punto: 3.7.4: *Determinación de Resistencia Admisible de Pilotes.*

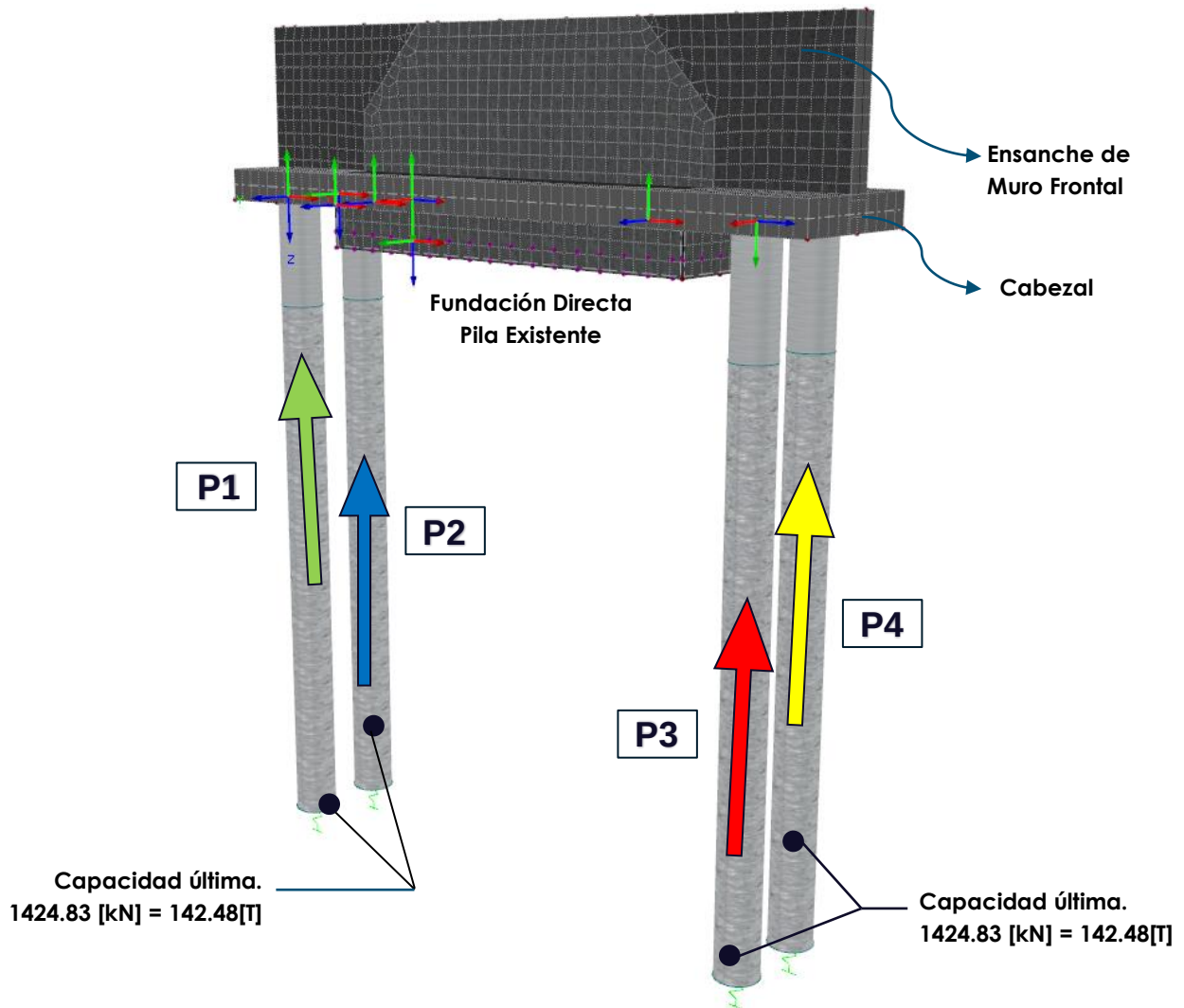


Imagen N° 3.7.24. Modelado de Pilas. Hipótesis II.

3.9.7.1 Resultados Obtenidos en Pilotes

A modo de resumen, se exponen los resultados obtenidos en los pilotes de esta Hipótesis:

Combinación Servicio I:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1015.08	29.56	2.15	29.63
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1015.08	29.56	2.15	29.63
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1036.18	29.78	63.09	69.76
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1036.18	29.78	63.09	69.76

Tabla N° 3.7.8. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

Combinación Servicio II:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1178.14	57.86	6.75	58.25
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1220.69	14.84	9.55	17.64
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1203.67	58.30	65.29	87.53
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1246.21	15.21	68.13	69.81

Tabla N° 3.7.9. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

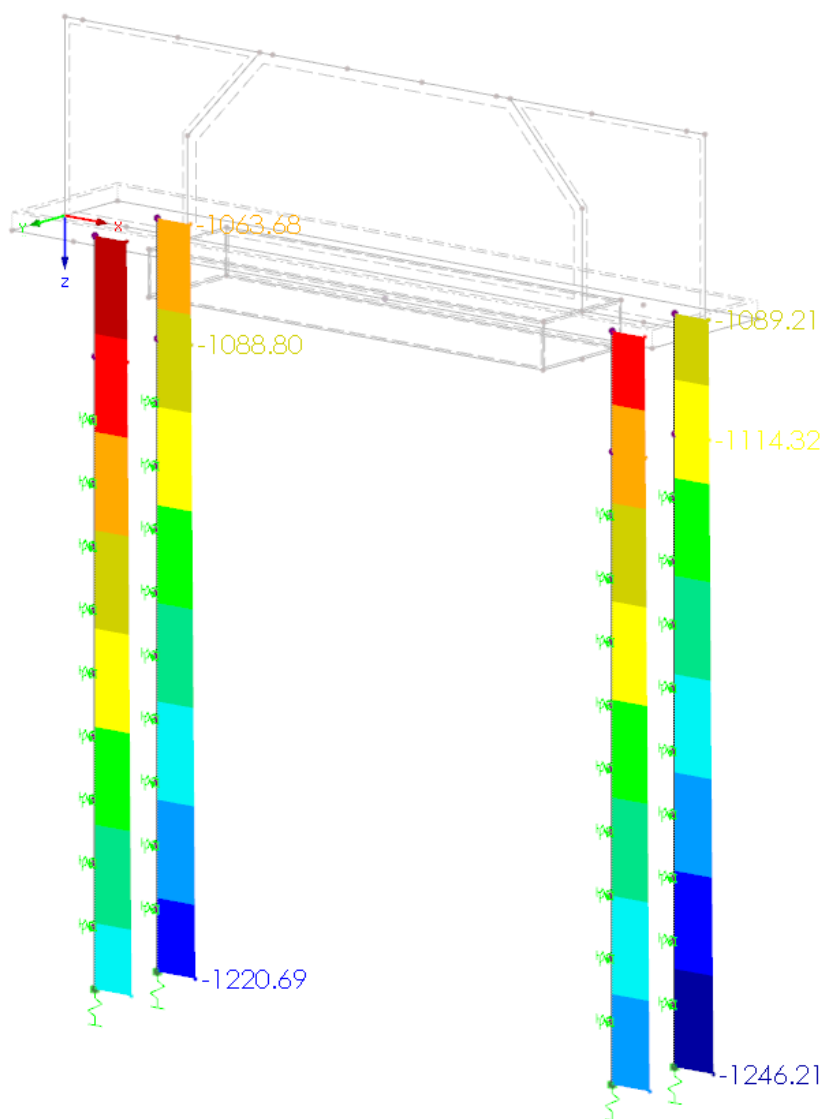


Imagen N° 3.7.25. Esfuerzo Axial en Pilotes. Combinación Servicio II.

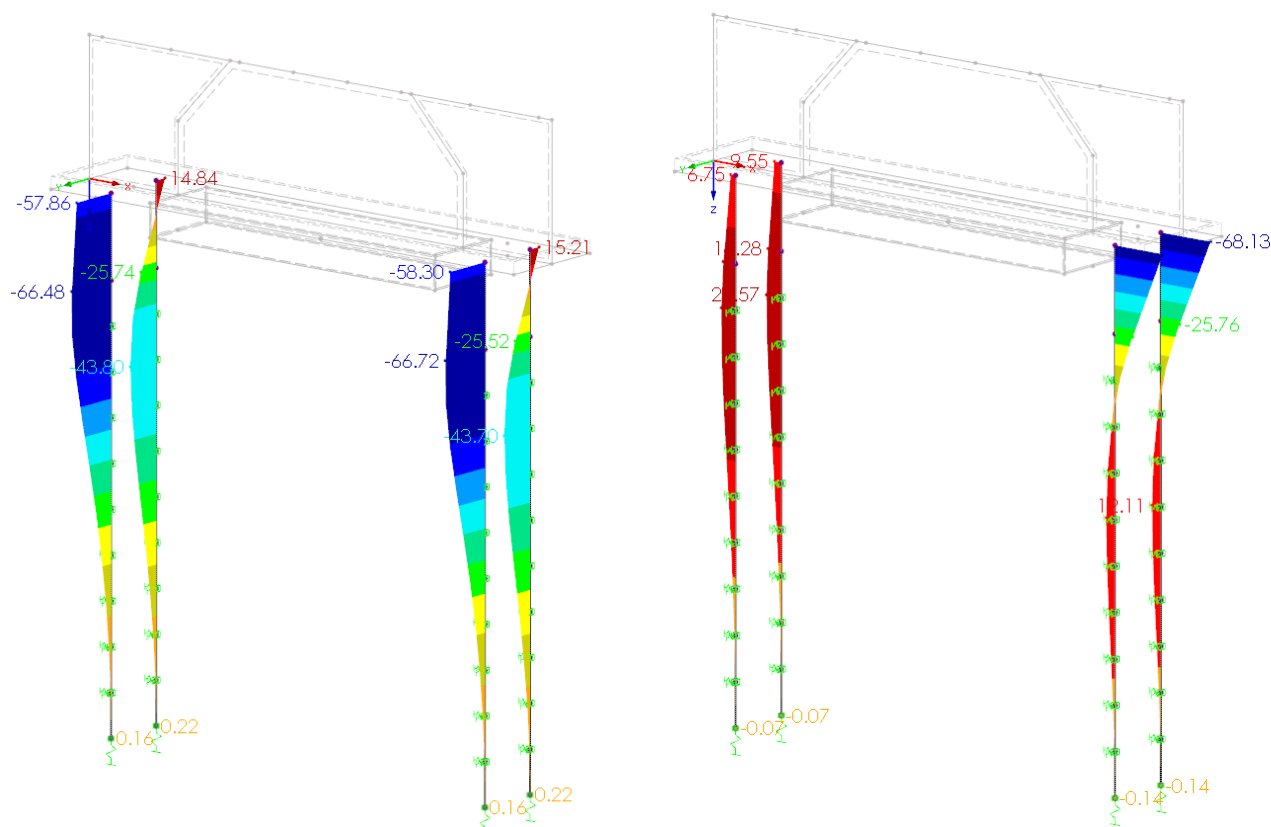


Imagen N° 3.7.26. Esfuerzo de Flexión en Pilotes. Combinación Servicio II.

Combinación Servicio III:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1191.28	58.08	35.89	68.27
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1233.83	15.06	38.70	41.53
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1190.53	58.08	36.158	68.42
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	1233.07	14.99	38.98	41.76

Tabla N° 3.7.10. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

En la Imagen N° 3.7.27, se muestra la Tabla 1.27: Diagrama para el dimensionamiento de secciones circulares (Bst 420/500; $d1/d=0.10$).

Los pilotes fueron dimensionados haciendo uso de la Tabla mencionada, con la combinación de SERVICIO II, habiendo utilizado los siguientes valores para los parámetros m y n:

$$m = 87.53 \text{ kNm} / (0.5027 \text{ m}^2 \times 23000 \text{ kN/m}^2 \times 0.80 \text{ m}) = \mathbf{0.0095}$$

$$n = 1203.67 \text{ kN} / (0.5027 \text{ m}^2 \times 23000 \text{ kN/m}^2) = \mathbf{0.1041}$$

$$d1/d = 0.08 \text{ m} / 0.80 \text{ m} = 0.10$$

Debido a que no se obtiene un valor de armadura considerable, por los valores de los parámetros usados, se procede a determinar una armadura mínima, la cual se considera que es del 1%.

$A_s = 0.5027 \text{ m}^2 / 0.01 = 50.27 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Si adoptamos db 20mm, 16db 20mm= 50.24 cm²

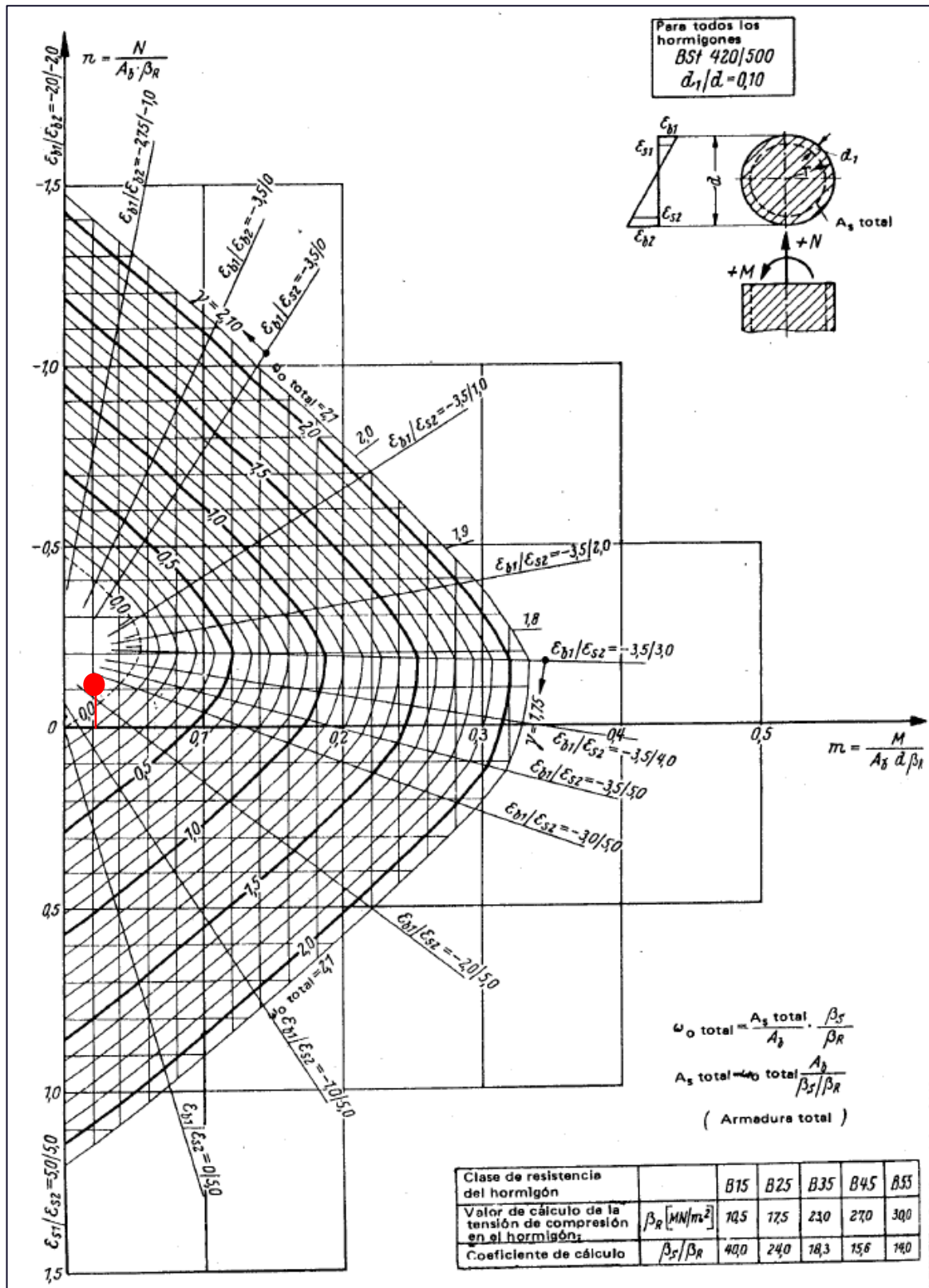


Imagen N° 3.7.27. Armado de Pilotes de Pila.

En la imagen siguiente se expone la disposición de armadura longitudinal en los pilotes:

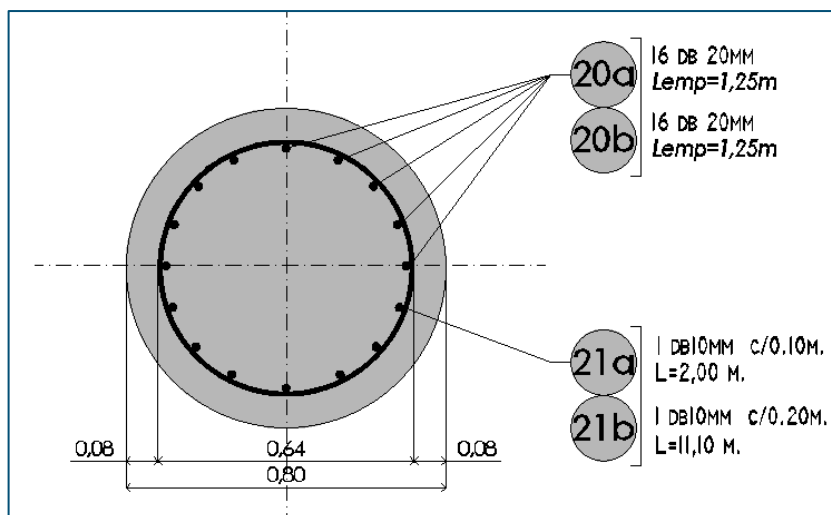


Imagen N° 3.7.28. Armado de Pilotes de Pila.

También en las siguientes tablas se exponen los resultados obtenidos de esfuerzos de corte para pilotes correspondientes a las diferentes combinaciones de carga planteadas:

Combinación Servicio I:

PILOTE 1	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	6.47	7.36	9.80
PILOTE 2	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	6.47	7.36	9.80
PILOTE 3	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	6.52	21.69	22.65
PILOTE 4	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	6.52	21.69	22.65

Tabla N° 3.7.11. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Corte en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

Combinación Servicio II:

PILOTE 1	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	4.05	4.86	6.33
PILOTE 2	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	19.76	4.22	20.21
PILOTE 3	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	3.95	20.43	20.81
PILOTE 4	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	19.84	21.07	28.94

Tabla N° 3.7.12. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Corte en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio II.

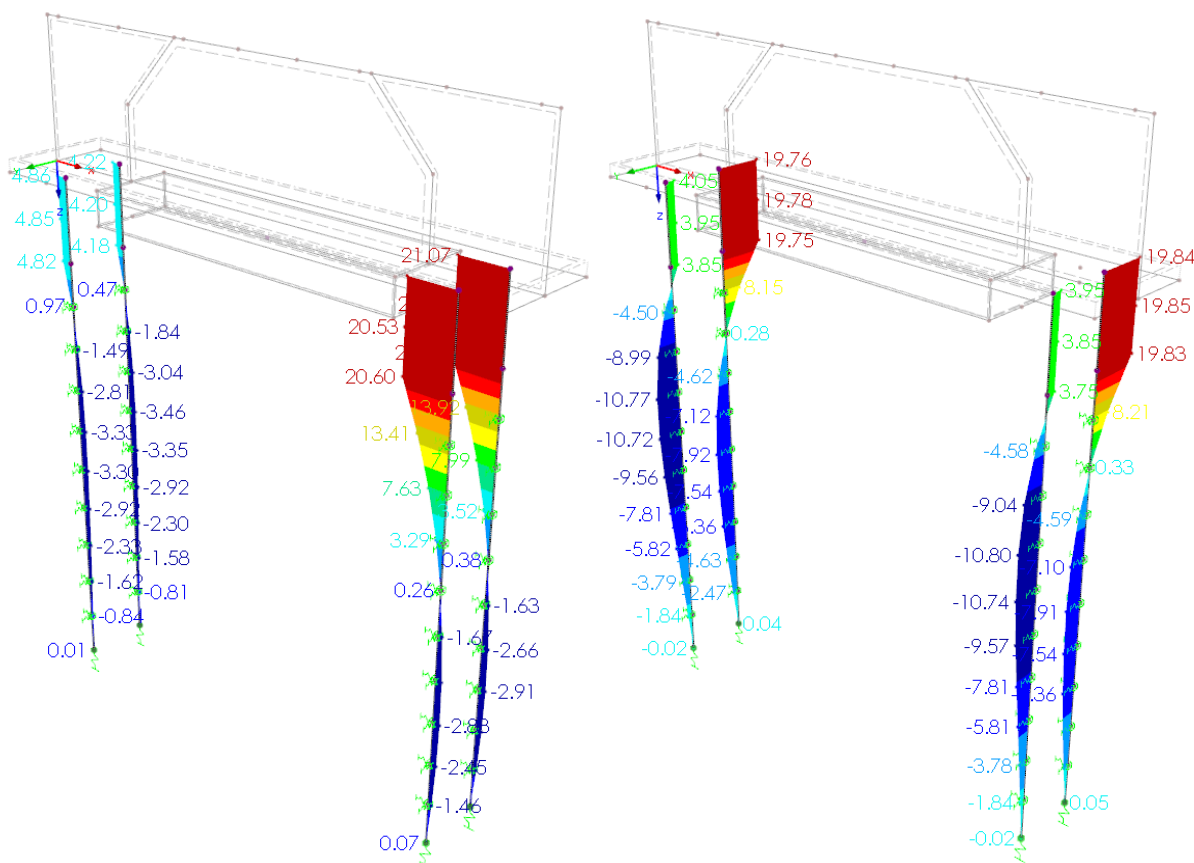


Imagen N° 3.7.29. Esfuerzo de CORTE en pilotes. Plano XZ y Plano YZ. Combinación Servicio II.

Combinación Servicio III:

PILOTE 1	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	4.00	7.79	8.76
PILOTE 2	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	19.81	8.43	21.53
PILOTE 3	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	4.00	7.78	8.75
PILOTE 4	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	19.79	8.43	21.51

Tabla N° 3.7.13. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Corte en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio III.

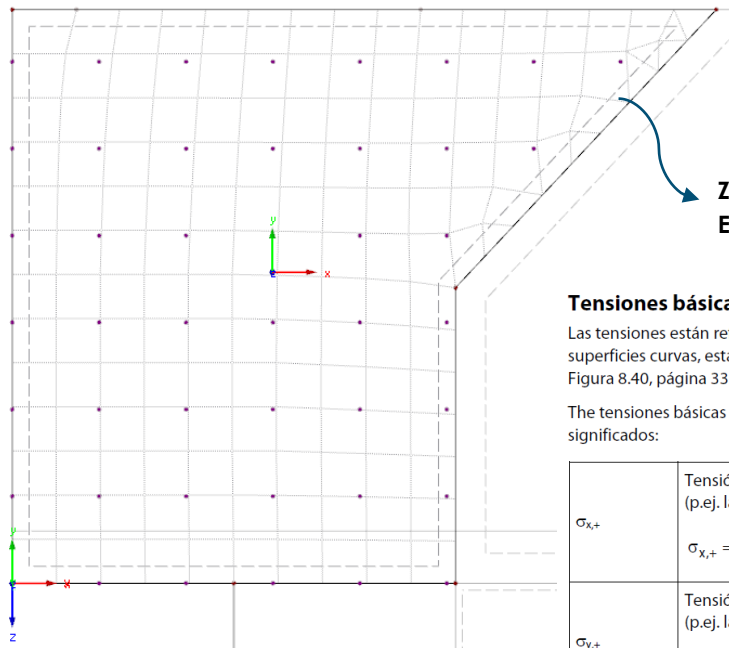
3.9.7.2 Resultados Obtenidos en Muro de Pila

Los resultados obtenidos del modelo en RFEM, se dividen en resultados sobre muro de pila y resultados sobre cabezal de pilotes.

Particularmente para el caso del Muro de Pila, se han analizado las tensiones resultantes en 2 direcciones del mismo, referidas a los ejes locales x e y (placa espesor 450mm), para cada combinación de cargas planteada.

También se han analizado detalladamente las tensiones en la zona de vinculación de la estructura existente con la nueva, de forma de verificar la necesidad de incorporación de armadura adicional.

La convención de signos que establece el software RFEM para análisis de tensiones es la siguiente:



Zona de Vinculación entre Estructura Nueva y Existente.

Tensiones básicas

Las tensiones están referidas a las direcciones de los ejes locales de superficie. Cuando analiza superficies curvas, están referidas a los ejes locales de los elementos finitos individuales (ver Figura 8.40, página 332).

Las tensiones básicas se muestran en la Figura 8.41 en la página 332 y tienen los siguientes significados:

$\sigma_{x,+}$	Tensión en dirección del eje x local en el lado positivo de la superficie (p.ej. lado en dirección del eje z positivo de la superficie) $\sigma_{x,+} = \frac{n_x}{d} + \frac{6 \cdot m_x}{d^2}$ con d: espesor de superficie
$\sigma_{y,+}$	Tensión en dirección del eje y local en el lado positivo de la superficie (p.ej. lado en dirección del eje z positivo de la superficie) $\sigma_{y,+} = \frac{n_y}{d} + \frac{6 \cdot m_y}{d^2}$
$\sigma_{x,-}$	Tensión en dirección del eje x en el lado negativo de la superficie $\sigma_{x,-} = \frac{n_x}{d} - \frac{6 \cdot m_x}{d^2}$
$\sigma_{y,-}$	Tensión en dirección del eje y en el lado negativo de la superficie $\sigma_{y,-} = \frac{n_y}{d} - \frac{6 \cdot m_y}{d^2}$

Imagen N° 3.7.30. Modelado de Muro de Pilas.

Las tensiones máximas obtenidas en la placa son las siguientes:

Zona Vinculación/ Muro Frontal			Fuerza Tracción (kg)	As (cm2)
	Tracción (+) kN/cm2	Compresión (-) kN/cm2		
SERVICIO I	0,14	-0,15	7875,00	3,28
SERVICIO II	0,17	-0,28	9562,50	3,98
SERVICIO III	0,17	-0,28	9562,50	3,98

Tabla N° 3.7.14. Tensiones σ_x (+) en Muro Frontal.

Zona Vinculación/ Muro Frontal			Fuerza Tracción (kg)	As (cm2)
	Tracción (+) kN/cm2	Compresión (-) kN/cm2		
SERVICIO I	0,06	-0,42	3375,00	1,41
SERVICIO II	0,08	-0,55	9000,00	3,75
SERVICIO III	0,08	-0,54	9000,00	3,75

Tabla N° 3.7.15. Tensiones σ_y (+) en Muro Frontal.

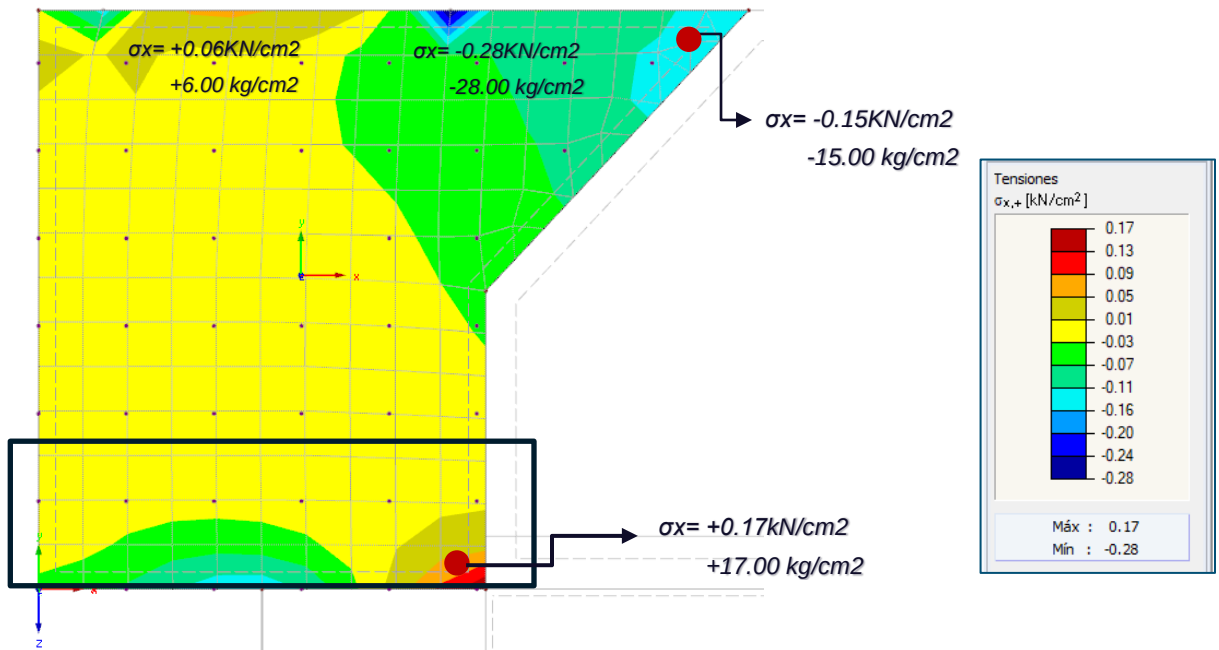


Imagen N° 3.7.31. Diagrama Tensiones $\sigma_x (+)$ en Muro Frontal.

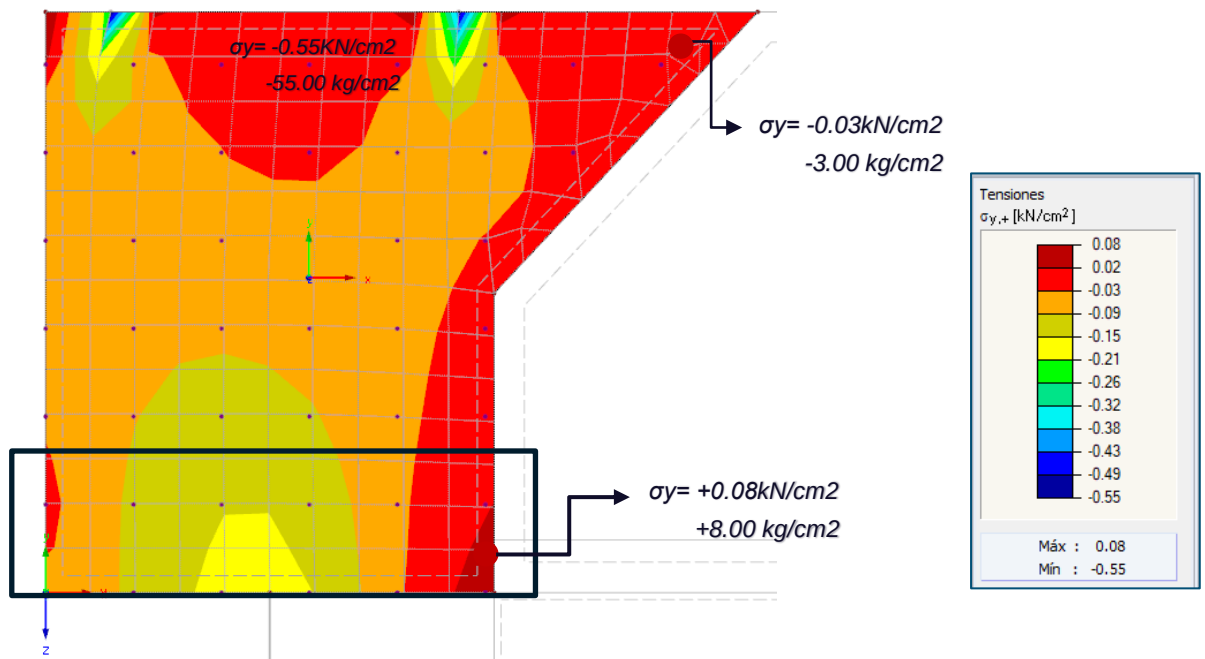


Imagen N° 3.7.32. Diagrama Tensiones $\sigma_y (+)$ en Muro Frontal.

Como puede observarse, se han incorporado capturas de los diagramas de tensiones $\sigma_x (+)$ y $\sigma_y (+)$ correspondientes a uno de los ensanches del muro de pila, de forma de poder analizar al detalle la distribución y valores de las mismas.

Se denota que, en la zona de vinculación de la estructura nueva de ensanche con la estructura existente, en lo que respecta a tensiones horizontales denominadas como σ_x , se desarrollan tensiones de compresión, las cuales no deben exceder la máxima tensión admitida de acuerdo al hormigón utilizado.

Para $\sigma'_{bk} = 30\text{MPa}$

$\gamma = 2.10$ (coef. de seguridad para agotamiento sin preaviso)

→ $30\text{MPa}/2.10 = 14.28\text{MPa} = 142.85\text{ kg/cm}^2 \ggg 55\text{ kg/cm}^2$ (tensión máxima de compresión)

De las combinaciones de servicio se observa que el valor máximo de compresión es de 55 kg/cm^2 , por lo cual se encuentra verificado el muro a las tensiones de compresión que se producen en la zona de vinculación.

Comentario: Se adoptó el coeficiente $\gamma = 2.10$ por incertidumbres. De todas maneras, se podría haber considerado el valor de tensión $\beta_r = 230\text{ kg/cm}^2$ como límite admisible, resultando en ambos casos la tensión de cálculo por debajo de los mismos.

En cuanto a las tensiones de tracción ($\sigma_x (+)$ y $\sigma_y (+)$), al actuar en una determinada superficie, las mismas representan una fuerza de tracción, la cual debe ser absorbida por acero. En las Tablas N° 3.7.14 y 3.7.15, se estimaron los valores de dichas fuerzas, y los cm^2 de armadura necesarios.

Para la zona de tracción máxima, $\sigma_x = 17\text{ kg/cm}^2$, expuesta en la Tabla N° 3.7.14 y en la Imagen N° 3.7.31, se determinó que la armadura necesaria es 3.98 cm^2 , lo que equivale, por ejemplo, a 2 db $16\text{ mm} = 4.02\text{ cm}^2$.

Sucede que esta tensión, se desarrolla en un sector que se corresponde con la parte inferior del muro de pila, en la zona de vinculación entre la estructura nueva y la existente, por lo cual se deberá garantizar el anclaje de la misma en el muro existente, mediante la implementación de anclajes químicos.

Para poder ejecutar las diferentes vinculaciones entre las armaduras correspondientes a los ensanches y las armaduras existentes, se procederá a descubrir la existente, picando el hormigón en forma escalonada, de manera de no provocar un plano factible de falla futura.

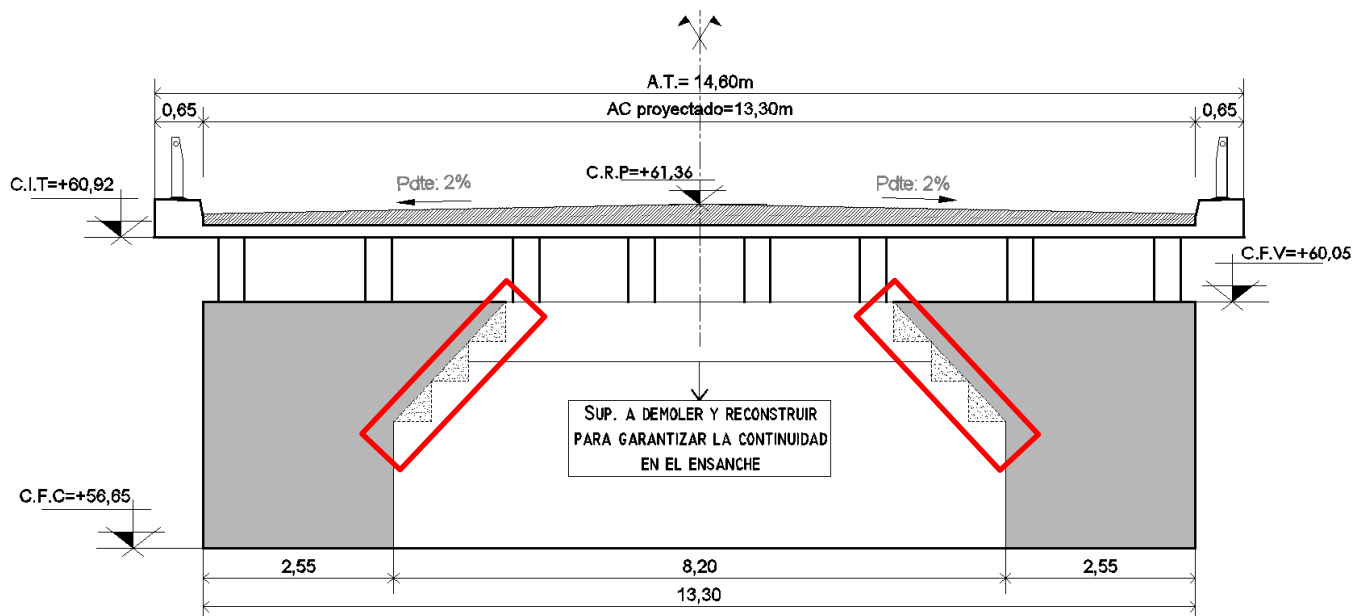


Imagen N° 3.7.33. Superficie a intervenir para generar anclaje.

Las armaduras determinadas para el Muro de Pila finalmente son:

ARMADURA HORIZONTAL

Muro Frontal As Superior → $2\text{ kg/cm}^2 \times 45\text{ cm} \times 25\text{ cm} = 2250\text{ kg}/2400\text{ kg/cm}^2 = 0.94\text{ cm}^2$ (Adoptamos 2 db $8\text{ mm} = 1.01\text{ cm}^2$) → 1db 8 mm c/15cm.

Muro Frontal As inferior → $17\text{ kg/cm}^2 \times 45\text{ cm} \times 12.5\text{ cm} = 9562.50\text{ kg}/2400\text{ kg/cm}^2 = 3.98\text{ cm}^2$ (Adoptamos 2 db $16\text{ mm} = 4.02\text{ cm}^2$)

ARMADURA VERTICAL

Muro Frontal As Vertical $\rightarrow 8 \text{ kg/cm}^2 \times 45\text{cm} \times 25\text{cm} = 3.75\text{cm}^2 = 9000\text{kg}/2400 \text{ kg/cm}^2 = 3.75\text{cm}^2$
(Adoptamos 4 db 12mm = 4.52cm²) $\rightarrow 1\text{db}12\text{mm c}/10\text{cm}$.

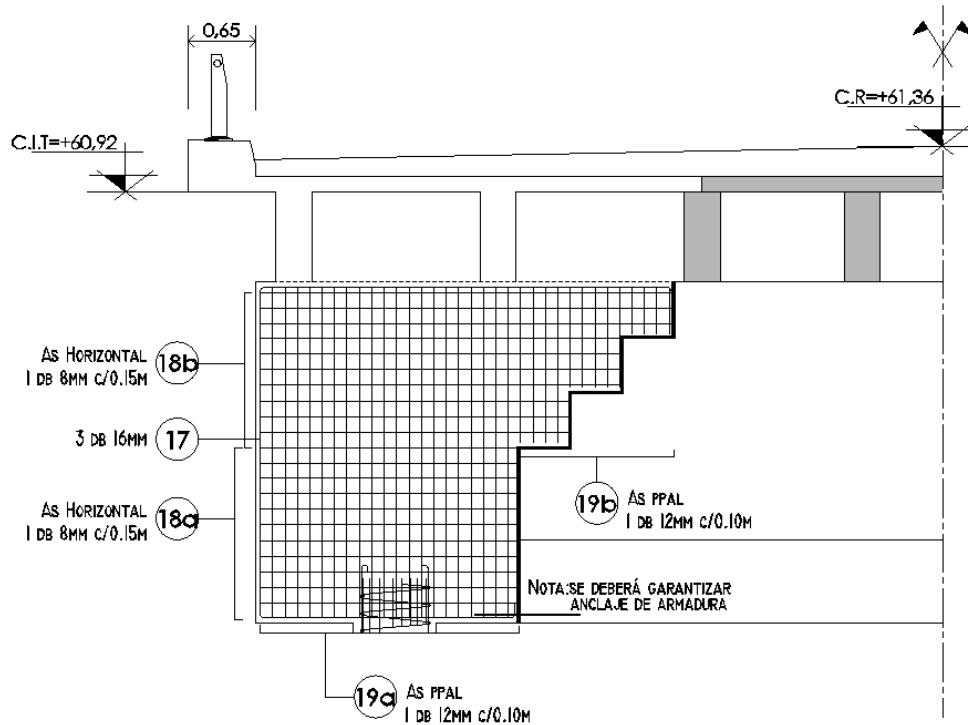


Imagen N° 3.7.34. Detalle de Armado Muro Frontal.

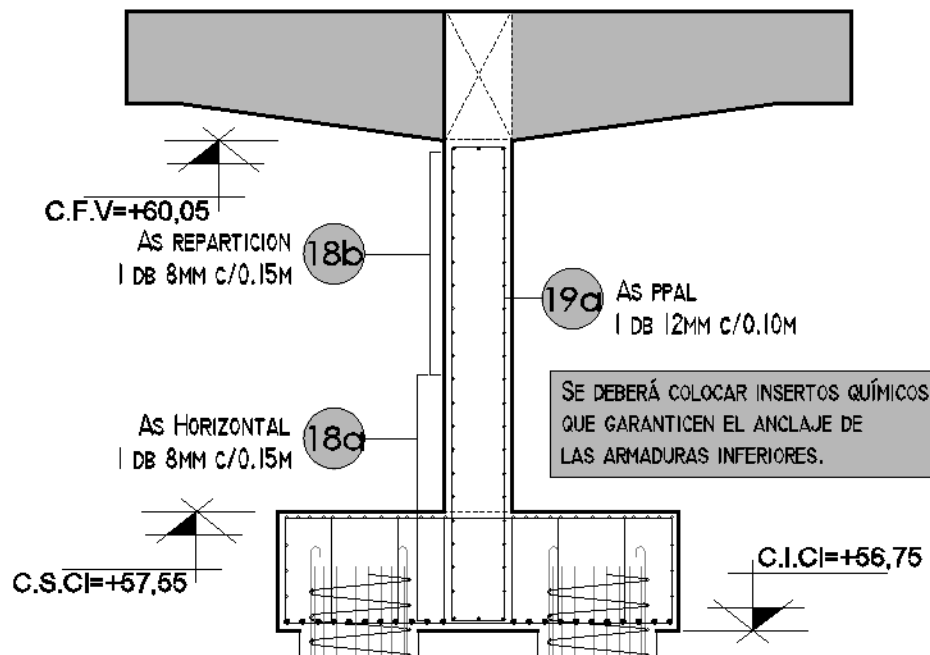


Imagen N° 3.7.35. Detalle de Armado Muro Frontal.

3.9.7.3 Resultados Obtenidos en Cabezal

El cabezal propuesto presenta una sección de 2.70m x 0.80m; el mismo envuelve al muro de pila en la totalidad de su extensión. Además, cumple la función de arriostrar a los pilotes de fundación.

Se analizan las tensiones del mismo y se calcula la armadura necesaria para su armado.

COMBINACIÓN	TENSIONES	Fuerza Tracción (kg)	As (cm ²)
	Tracción (+) kN/cm ²		
SERVICIO I	0,08	172800,00	72,00
SERVICIO II	0,11	237600,00	99,00
SERVICIO III	0,11	237600,00	99,00

Tabla N° 3.7.16. Tensiones σ_x (+) en Cabezal.

ARMADURA LONGITUDINAL EN DIRECCION "X"

En la imagen siguiente puede observarse el desarrollo de tensiones σ_x (+), correspondientes a la cara inferior del cabezal.

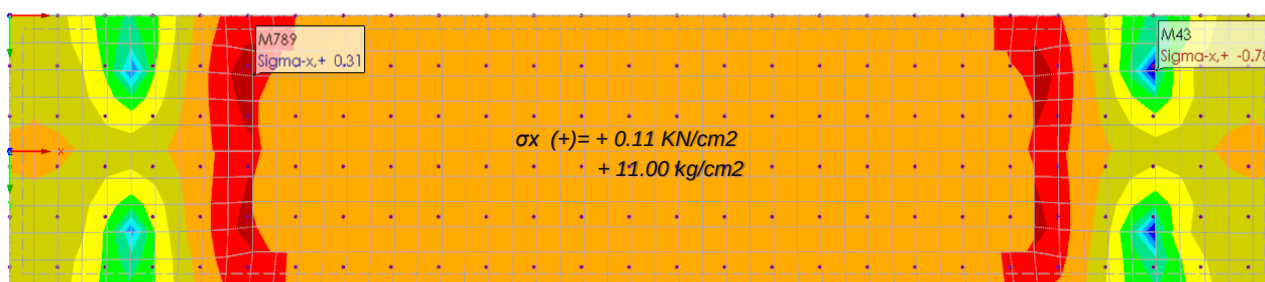


Imagen N° 3.7.36. Tensiones σ_x (+) en Cabezal. Combinación Servicio II.

Cabezal As Longitudinal en x $\rightarrow 11\text{kg/cm}^2 \times 270\text{cm} \times 80\text{cm} = 237600\text{kg}/2400\text{kg/cm}^2 = 99\text{cm}^2$ (Adoptamos 22db25mm= 107.97cm²).

Esta armadura se propone dispuesta en la parte inferior del cabezal, ya que el diagrama de tensiones que se presenta se corresponde con las tensiones en la cara inferior. Se muestra en la siguiente imagen:

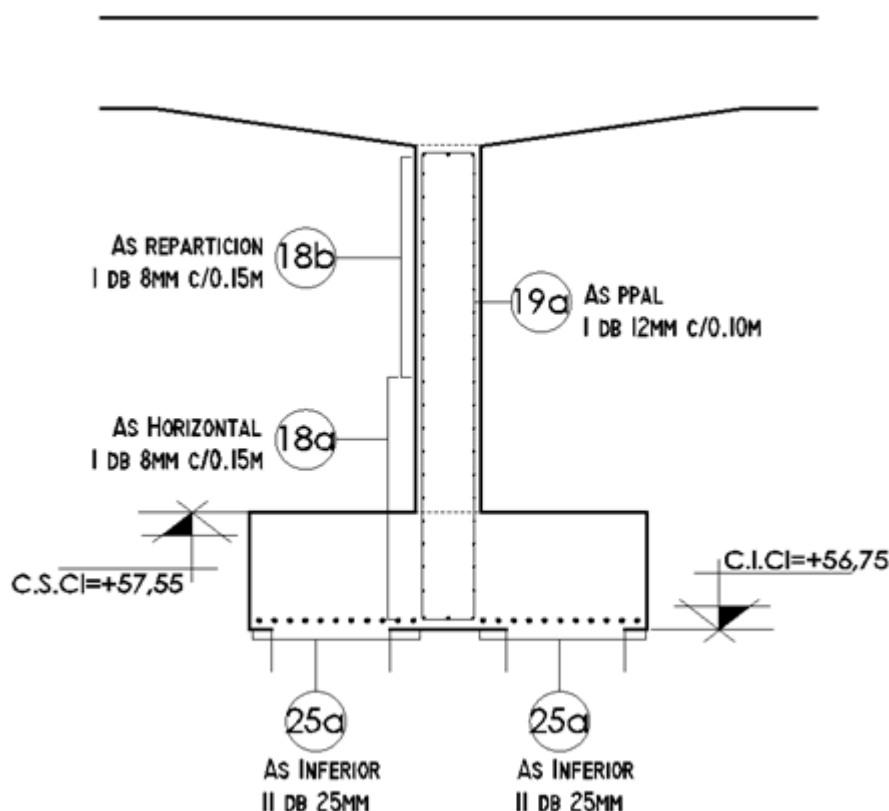


Imagen N° 3.7.37. Detalle de Armado Cabeza. As inferior.

En la parte superior del cabezal, predomina la compresión, a excepción de aquellas zonas en donde se observa la disposición de los pilotes. Dichas zonas de muestran en la Imagen N° 3.7.37.

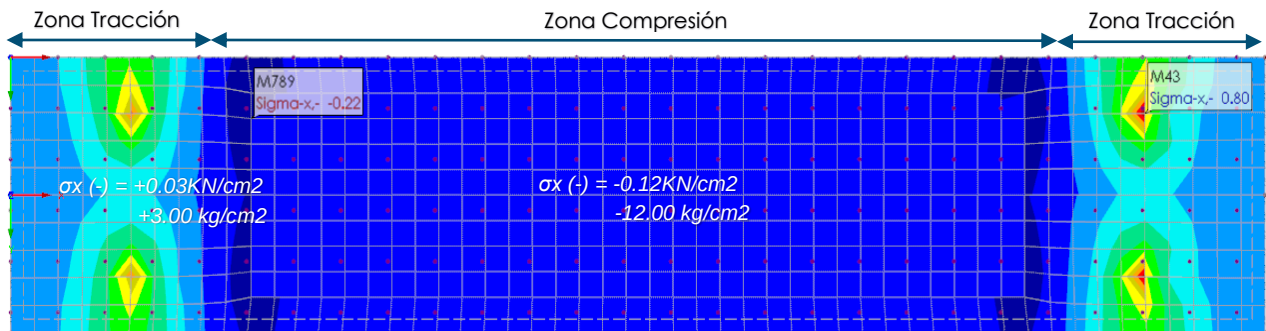
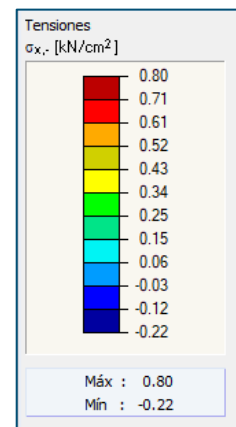


Imagen N° 3.7.38. Tensiones σ_x (-) en Cabezal. Combinación Servicio II.

COMBINACIÓN	TENSIONES
	Compresión (-) kN/cm2
SERVICIO I	-0.10
SERVICIO II	-0.12
SERVICIO III	-0.13

Tabla N° 3.7.17. Tensiones σ_x (-) en Cabezal.



Cabezal As Longitudinal en x $\rightarrow$ $3\text{kg/cm}^2 \times 270\text{cm} \times 80\text{cm} = 64800\text{kg}/2400\text{kg/cm}^2 = 27\text{cm}^2$
(Adoptamos 24db12mm= 27.12cm²).

Las barras son colocadas en la totalidad de la parte superior del cabezal.

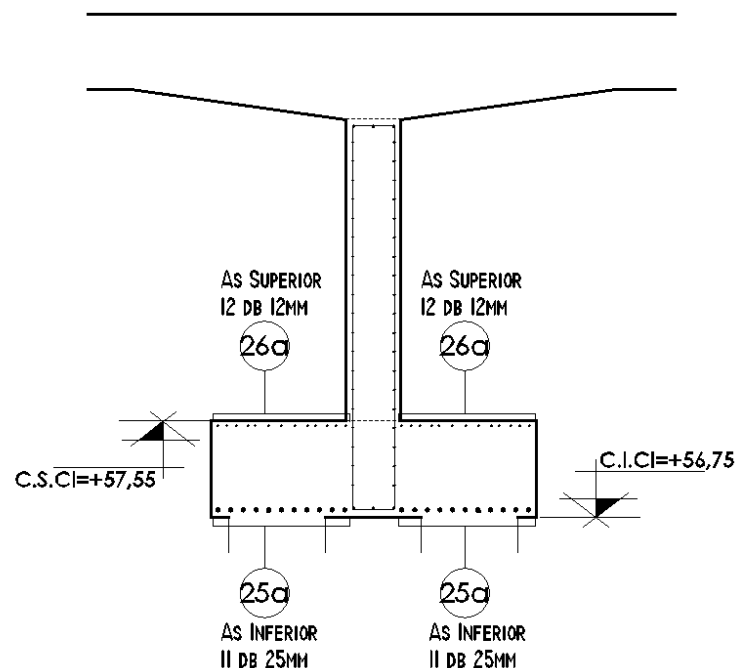


Imagen N° 3.7.39. As superior. Zona de Tracción.

Si bien en la zona de compresión podría considerarse la colocación de una armadura constructiva, a los fines de lograr mayor simplicidad en el armado del cabezal, se continúa con la armadura prevista para la zona de tracción (24db12mm).

Además, se incorpora una armadura en las caras laterales del cabezal.

ARMADURA LONGITUDINAL EN DIRECCION "Y"

En la imagen siguiente puede observarse el desarrollo de tensiones σ_y (+), correspondientes a la cara inferior del cabezal.

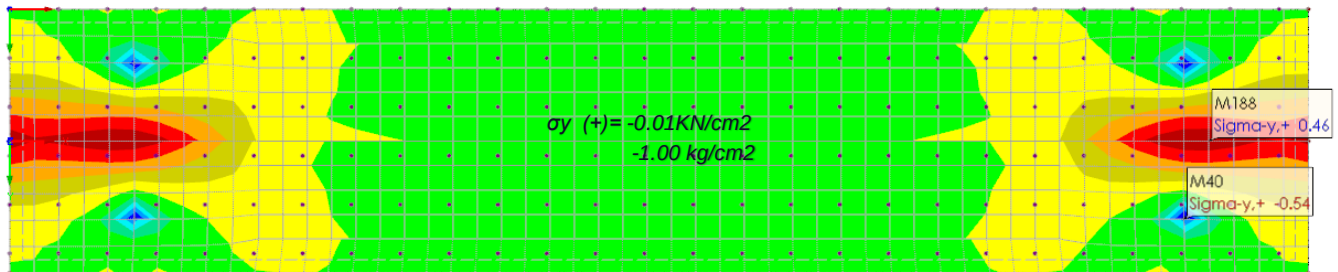


Imagen N° 3.7.40. As superior. Zona de Tracción.

Cabezal As Longitudinal en y $\rightarrow 1\text{kg/cm}^2 \times 100\text{cm} \times 80\text{cm} = 8000\text{kg}/2400\text{kg/cm}^2 = 3.33\text{cm}^2$ (Adoptamos 5db10mm = 3.92cm²).

Esta armadura se dispone en la parte superior e inferior del cabezal, ya que el diagrama de tensiones que se presenta se corresponde con las tensiones en la cara inferior.

ARMADURA DE CORTE

Para el análisis de la armadura de Corte, se observan las tensiones tangenciales.

Dichas tensiones presentan la siguiente convención de signos en el software RFEM 5:

$\tau_{xy,+}$	Tensión de torsión en el lado positivo de la superficie $\tau_{xy,+} = \frac{n_{xy}}{d} + \frac{6 \cdot m_{xy}}{d^2}$
$\tau_{xy,-}$	Tensión de torsión en el lado negativo de la superficie $\tau_{xy,-} = \frac{n_{xy}}{d} - \frac{6 \cdot m_{xy}}{d^2}$
τ_{xz}	Tensión tangencial ortogonal a la superficie en dirección del eje x $\frac{3 \cdot v_x}{2 \cdot d}$ con d: espesor de superficie
τ_{yz}	Tensión tangencial ortogonal a la superficie en dirección del eje y $\frac{3 \cdot v_y}{2 \cdot d}$

Tabla 8.10: Tensiones básicas

Imagen N° 3.7.41. Convención de signos para tensiones tangenciales RFEM 5.

En este caso, se deben observar las tensiones τ_{yz} , correspondientes a los ejes locales de la superficie.

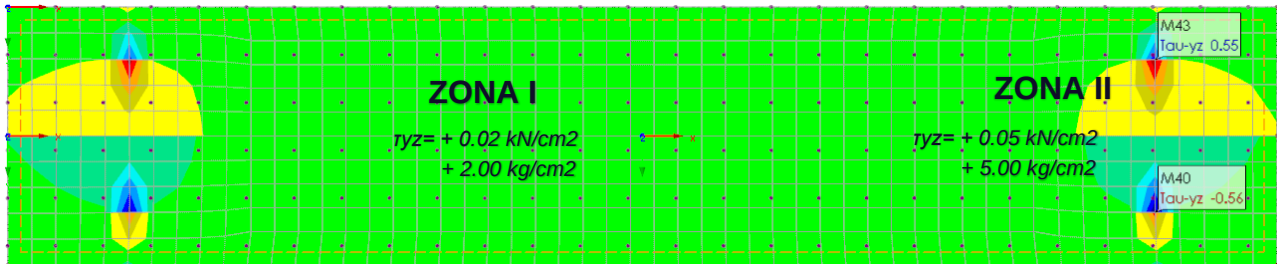


Imagen N° 3.7.42. Tensiones r_{yz} en Cabezal. Combinación Servicio II.

COMBINACIÓN	TENSIONES TANGENCIALES kN/cm ²
SERVICIO I	0.46
SERVICIO II	0.56
SERVICIO III	0.52

Tabla N° 3.7.18. Tensiones máximas r_{yz} en Cabezal.

En el sector de cabezal donde el muro de pila se encuentra arriba, se observa una tensión tangencial de 0.02 kN/cm², mientras que en los sectores de cabezal coincidentes con los ensanches de muro, se puede adoptar una tensión de 0.05 kN/cm².

Cabezal Zona I = 2kg/cm² x 100cm x 80cm = 16000kg = 16t

Cabezal Zona II = 5kg/cm² x 100cm x 80cm = 40000kg = 40t

A los fines del cálculo de la armadura de corte, no sería necesaria la incorporación de la misma. La armadura colocada en dirección "y" cumple absorber perfectamente dicho esfuerzo.

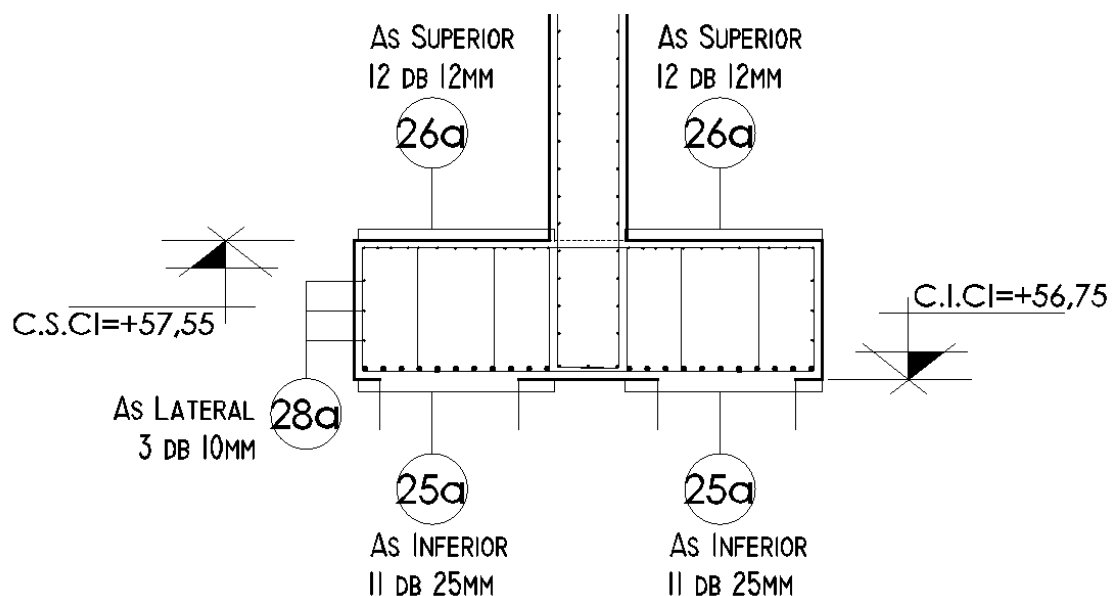


Imagen N° 3.7.43. Armadura de Corte en Cabezal.

El dimensionamiento de muro frontal y pilotes puede verse en el Anexo 1: Planilla de Cálculo.

3.8 Estribos

Como se desarrolló en el punto **3.1: Memoria Descriptiva de Puente Existente**, los estribos del puente se encuentran formados por un muro frontal tipo pantalla y alas abiertas cuya geometría se muestra en las figuras siguientes:

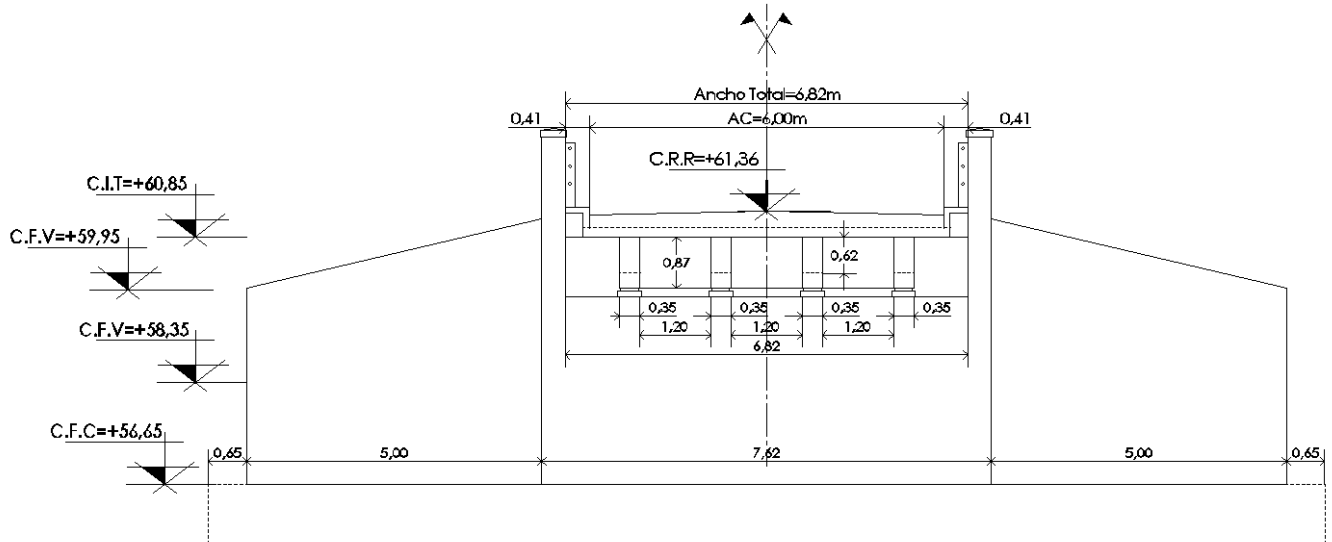


Imagen N° 3.8.1. Vista Frontal Estribo.

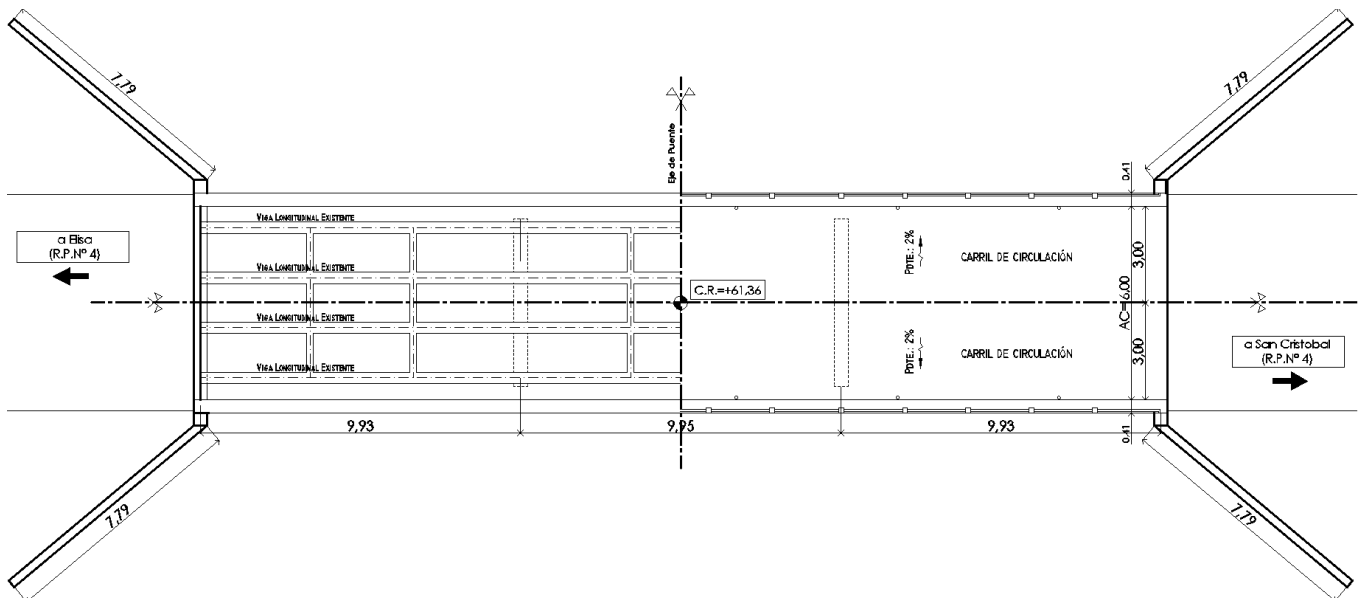


Imagen N° 3.8.2. Planta General con Estribo.

El muro frontal de estribo presenta un espesor de 0.40m en toda su longitud, y una altura de 4.20m aproximadamente de acuerdo a los relevamientos realizados. Esto incluye muro + espaldar.

Las alas existentes, como se mencionó anteriormente, presentan una longitud total de 7.80m aproximadamente, y un espesor de 0.25m. Su altura es variable; contando con 4.20m en el encuentro con el muro frontal, y 3.30m en su extremo final.

Sobre el estribo, en el muro frontal, descansan las vigas longitudinales, de las cuales hemos obtenido los valores de sus reacciones tanto para cargas permanentes como para sobrecarga.

A modo de resumen, se exponen en la siguiente tabla, las reacciones debido a la acción de las cargas permanentes:

REACCIONES SOBRE ESTRIBOS - CARGAS PERMANENTES								
	V1 (kN)	V2 (kN)	V5 (kN)	V6 (kN)	V7 (kN)	V8 (kN)	V3 (kN)	V4 (kN)
Carpeta de Rodamiento	7,17	20,10	22,77	24,85	24,85	22,77	20,10	7,17
Losa de Tablero	31,90	26,85	26,06	22,63	22,63	26,06	26,85	31,90
Vigas Longitudinales	23,18	23,18	23,18	23,18	23,18	23,18	23,18	23,18
Viguetas Transversales	4,98	13,08	10,58	9,31	9,31	10,58	13,08	4,98
Vereda + Baranda	35,43	-10,41	0,34	-0,84	-0,84	0,34	-10,41	35,43

Tabla N° 3.8.1. Resumen de Reacciones sobre Estribos. Cargas Permanentes.

Para el caso de reacciones provocadas por la sobrecarga, las mismas han sido obtenidas ubicando las aplanadoras de forma tal que generen los máximos esfuerzos sobre el muro de estribo.

Por medio del modelado en el software RFEM 5, a través del módulo RF-MOVE, la carga se desplazó a lo largo del puente sobre líneas denominadas guía. A través de este movimiento, pudieron obtenerse las reacciones generadas sobre los estribos para cada paso de carga.

Cabe aclarar, que, para el caso de la sobrecarga, las cargas aplicadas no se encuentran afectadas por el coeficiente de impacto, ya que se trata del dimensionamiento de la infraestructura, según lo establece el Reglamento DNV (1952) en el punto IIc) Impacto: "...". Asimismo, se calculará sin impacto la tensión en la infraestructura, es decir en los estribos, pilares y fundaciones.... La fundación se calculará sin impacto...".

Las reacciones debidas a la sobrecarga se detallan en la siguiente tabla:

REACCIONES SOBRE ESTRIBOS - SOBRECARGA								
	V1 (kN)	V2 (kN)	V5 (kN)	V6 (kN)	V7 (kN)	V8 (kN)	V3 (kN)	V4 (kN)
Aplanadora A30	70,07	166,41	77,68	-1,85	-1,85	77,68	166,41	70,07
Multitud Compacta	27,85	45,51	38,86	34,44	34,44	38,86	45,51	27,85

Tabla N° 3.8.2. Resumen de Reacciones sobre Estribos. Aplanadora A30 y Multitud Compacta.

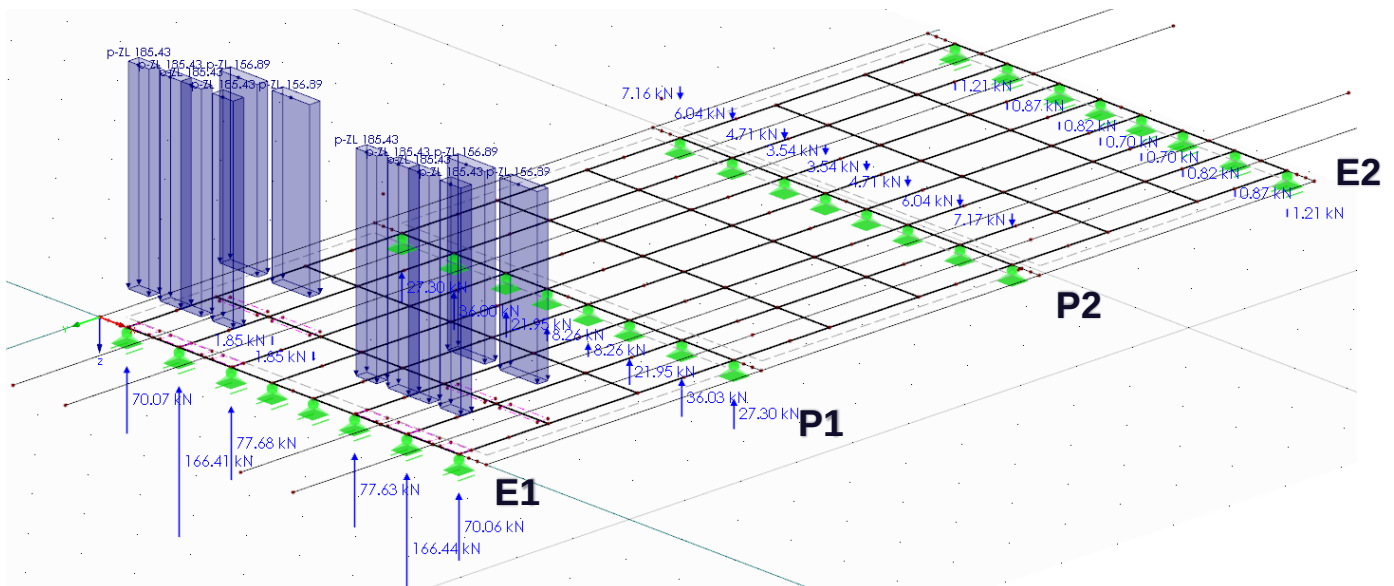


Imagen N° 3.8.3. Disposición de Aplanadoras para esfuerzo máximo en Estribo.

3.8.1 Modelado Muro Frontal de Estribo

Como premisa para el modelado del muro frontal de estribo se consideró que el mismo presenta una fundación del tipo directa, al igual que para las pilas.

Al momento de la visita al puente, no se pudo concretar el relevamiento de la fundación. Sin embargo, tomando como base el Estudio de Suelos realizado, en donde se garantiza una tensión de punta apropiada para los primeros estratos de suelo que se definen, y recordando la antigüedad del puente (1940), lo que deja en evidencia la falta de desarrollo del sistema de pilotaje en ese momento, es que se consideró apropiado simplificar el problema, suponiendo que la fundación existente es del tipo directa.

En cuanto a los ensanches del muro, se consideraron apoyados sobre pilotes según lo recomienda el Estudio Geotécnico para nuevas fundaciones, y en forma paralela también se modelaron los muros de ala, logrando el armado de un modelo integrado, que se asemeje a la realidad.

En cuanto al tema fundaciones, se llevó adelante el plateo de 2 modelos; uno de ellos considerando la socavación de la fundación original de los estribos, de manera de lograr transferir toda la carga a los nuevos pilotes descargando la estructura existente, y así poder verificar la nueva estructura ante la peor condición. Y como segundo modelo a modo de verificación personal, con el objeto de corroborar los esfuerzos en los ensanches de muros frontales y alas, sin considerar la socavación de la fundación existente.

El muro frontal fue modelado como una placa inferior de espesor 40cm y una placa superior que simuló el espaldar, de espesor 15cm. Las alas también fueron modeladas como placas de 28cm de espesor constante y altura variable como puede verse en la imagen siguiente. La malla de elementos finitos está conformada por elementos 2D de 25cm x 25cm.

Los pilotes se modelaron como elementos tipo barra con apoyo elástico lateral y en su punta, de acuerdo a los valores que figuran en la *Imagen N° 3.8.5*.

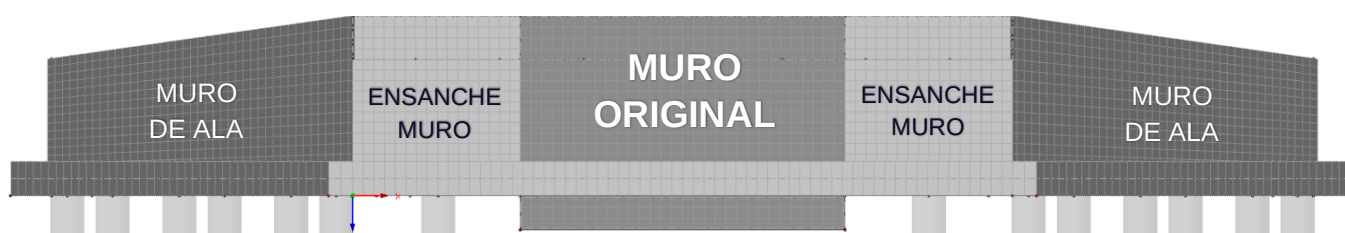


Imagen N° 3.8.4. Vista Frontal Estribo. Ensanches y Nuevas Alas.

Respecto de la distribución de los pilotes en planta, surgieron 2 Hipótesis, las cuales se muestran en los siguientes puntos del informe.

Los pilotes se propusieron originalmente con un diámetro de 0.80m. Luego de finalizado el modelo, se analizaron los resultados obtenidos sobre los pilotes y se procedió a su verificación. En el caso de que la misma no resultara favorable, se planteó incrementar el diámetro de los mismos hasta su verificación.

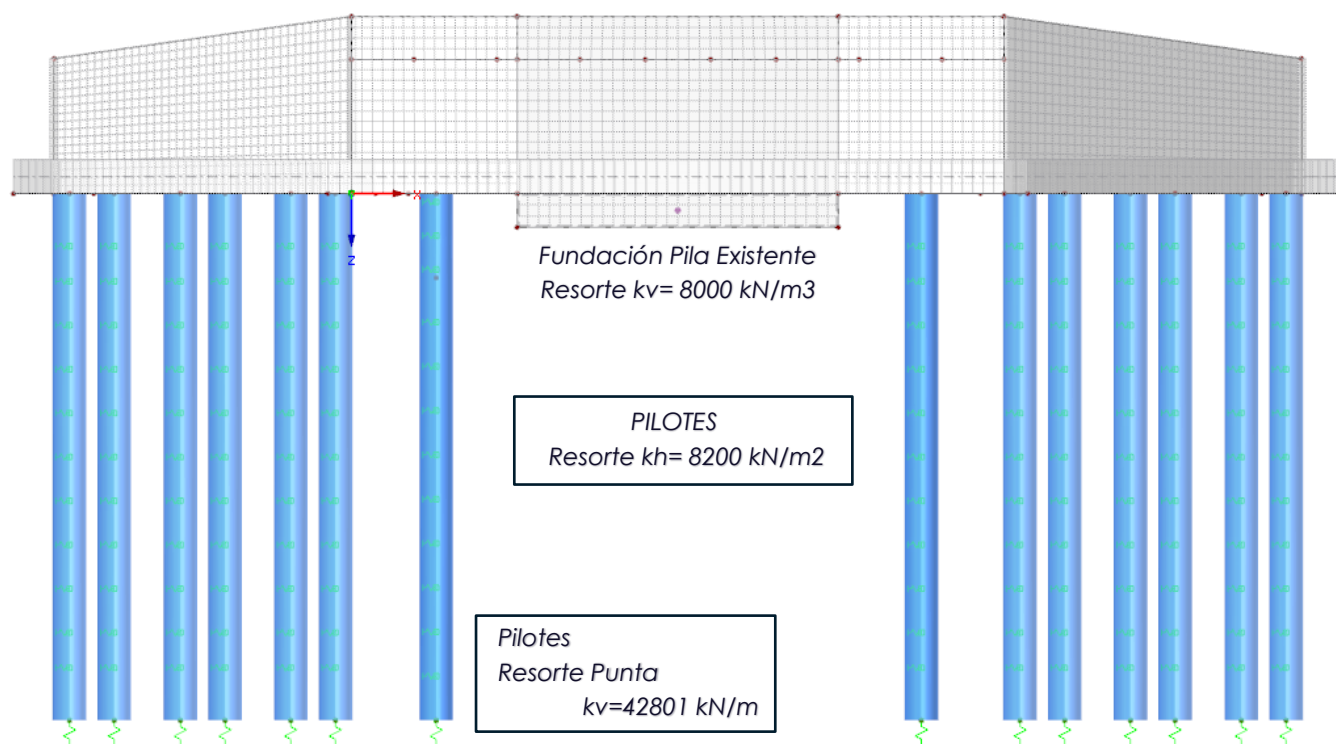


Imagen N° 3.8.5. Modelado de Pilotes. Parámetros de Suelo utilizados.

3.8.2 Predimensionamiento de la Fundación Directa existente

Con el objeto de modelar la fundación directa bajo el muro frontal existente, recurriendo al Estudio de Suelos, se observó que los valores de tensión de punta en los primeros estratos de suelo, considerados factibles de ser utilizados como plano de apoyo (centrándonos en la PERFORACION II), variaban entre 0.80 y 1.30 kg/cm², lo que nos permitió realizar la siguiente estimación:

Resumen de Cargas actuantes sobre Muro de Estribo Existente:

- Peso Propio Vigas: 23.18kN x 4= 92.72kN
- Viguetas Transversales: (10.58kN x 2) +(9.31kN x 2)= 39.78kN
- Losa de Tablero: (26.06kN x 2) + (22.63kN x 2)= 97.38kN
- Carpeta de Rodamiento: (22.77kN x 2) + (24.85kN x 2)= 95.24kN
- Peso Propio Muro Frontal: 0.40m x 3.18m x 25kN/m³ x 7.62m= 242.32kN
- Peso Propio Espaldar: 0.15m x 1.02m x 25kN/m³ x 7.62m= 29.15kN
- Aplanadora A30: 600kN

TOTAL= 1196.59kN= 119.66t

$\sigma_p = 0.80$ y 1.30 kg/cm²

$\sigma_p = P/A$

$A = P / \sigma_p = 119659 \text{ kg} / 0.80 \text{ kg/cm}^2 = 149573.75 \text{ cm}^2$

$A = P / \sigma_p = 119659 \text{ kg} / 1.30 \text{ kg/cm}^2 = 92045.38 \text{ cm}^2$

Considerando un largo de la fundación $L = 7.62\text{m}$, determinamos en ancho de la misma para las dos situaciones planteadas:

$A = L \times B$

$B = A/L = 149573.75\text{cm}^2 / 762\text{cm} = \mathbf{197 \text{ cm}}$

$B = A/L = 92045.38\text{cm}^2 / 762\text{cm} = \mathbf{120 \text{ cm}}$

Adoptamos un promedio de **$B=200\text{cm}=2.00\text{m}$** , igual que para las pilas.

3.8.3 Determinación de Resistencia Admisible de Pilotes

Para la estimación de la Resistencia Admisible de los pilotes, se consideró en forma conjunta la acción de la resistencia a fricción y la resistencia de punta.

Los valores fueron extraídos del Estudio de Suelos utilizado para el presente trabajo.

Resistencia de Punta= 3.00 kg/cm^2

Área de Punta= $(\pi \times (0.80\text{m})^2) / 4 = 0.5027\text{ m}^2$

Resistencia por Fricción 1= 0.28 kg/cm^2

Resistencia por Fricción 2= 0.45 kg/cm^2

Área Lateral 1= $(\pi \times (0.80\text{m}) \times 3.00\text{m}) = 7.54\text{ m}^2$

Área Lateral 2= $(\pi \times (0.80\text{m}) \times 9.40\text{m}) = 23.62\text{ m}^2$

- Resistencia Admisible de Punta= $0.5027\text{ m}^2 \times 30000\text{ kg/m}^2 = 15081\text{ kg} = 150.81\text{ kN}$
- Resistencia Admisible por Fricción= $7.54\text{ m}^2 \times 2800\text{ kg/m}^2 + 23.62\text{ m}^2 \times 4500\text{ kg/m}^2 = 1274.02\text{ kN}$
- **Resistencia Admisible Total= $150.81\text{ kN} + 1274.02\text{ kN} = 1424.83\text{ kN}$**

Esto significa que cada pilote de 0.80m de diámetro y 12.50m de longitud, ejecutado en suelo arcilloso, resiste $1424.83\text{ kN} = 142.48\text{ t}$

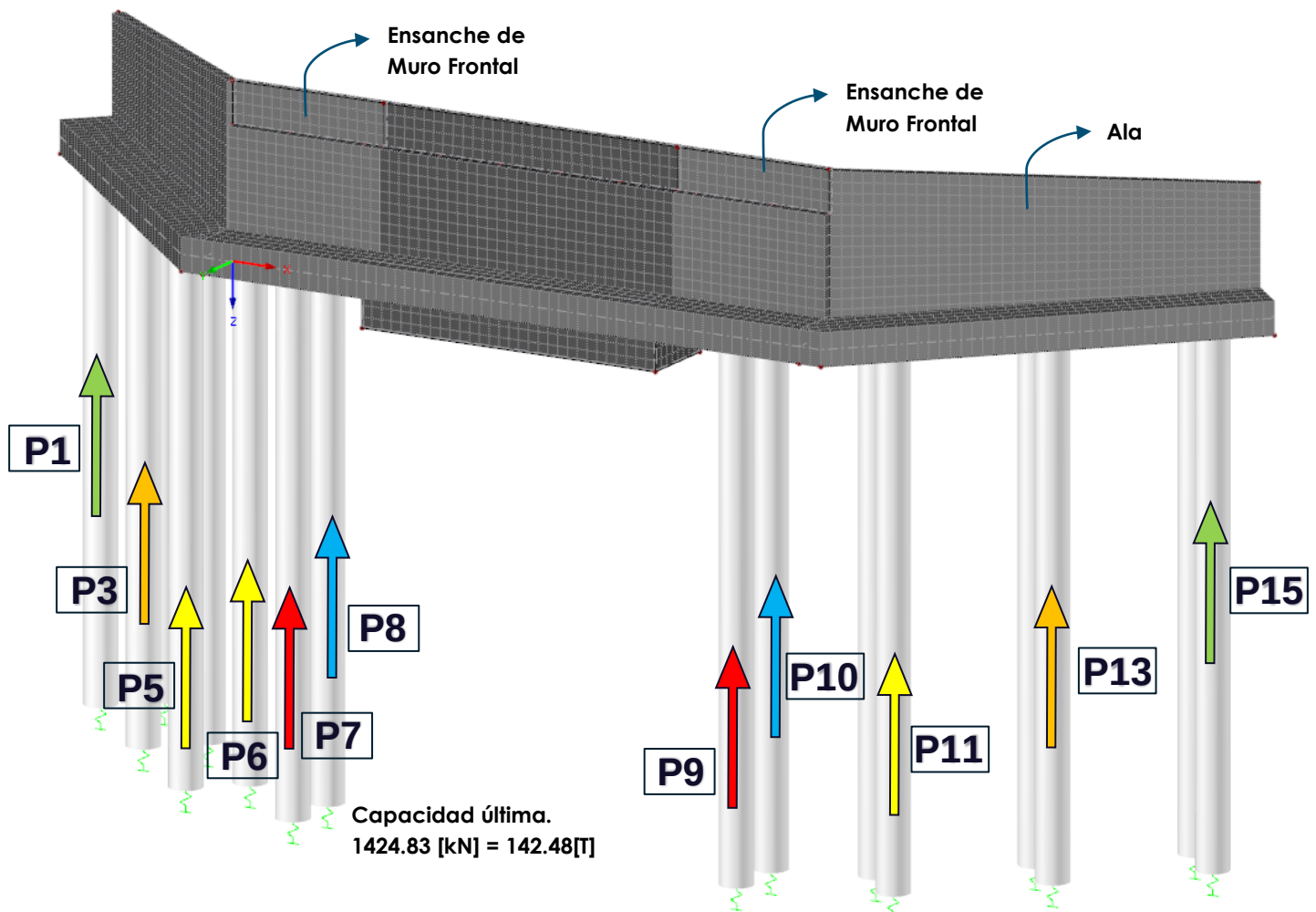


Imagen N° 3.8.6. Disposición de Pilotes original.

3.8.4 Estados de Carga y Combinaciones

Las combinaciones de carga se plantearon buscando la lógica de acción de las distintas solicitaciones en forma conjunta, tratando de alcanzar los máximos esfuerzos sobre cada uno de los elementos componentes del estribo.

Las mismas se plantearon en condición de servicio, acorde a como lo establece el Reglamento CIRSOC 201:1982.

Los Estados de Carga existentes son los siguientes:

Cargas Permanentes:

- Cargas Permanentes (CC1)

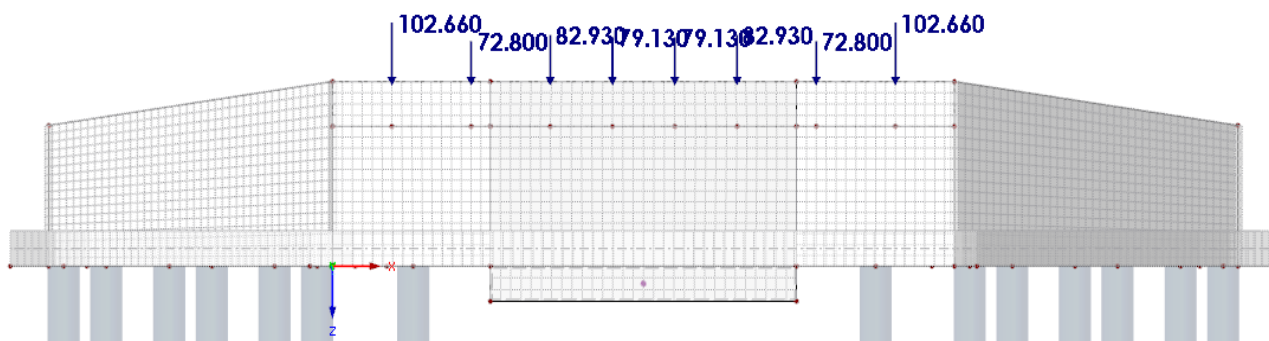


Imagen N° 3.8.7. Modelo 3D RFEM 5. Cargas Permanentes aplicadas (kN).

Pesos Propios:

- Muro Frontal + Alas + Cabezal + Pilotes (CC8)

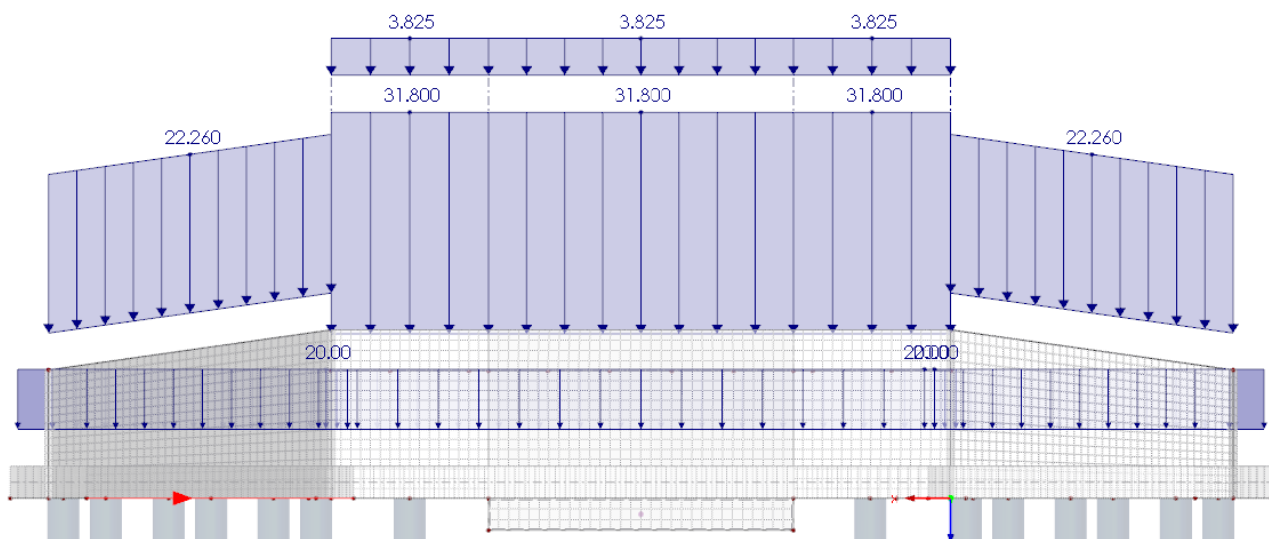


Imagen N° 3.8.8. Modelo 3D RFEM 5. Carga Pesos Propios aplicadas.

Reacción Losa de Acceso (CC9)

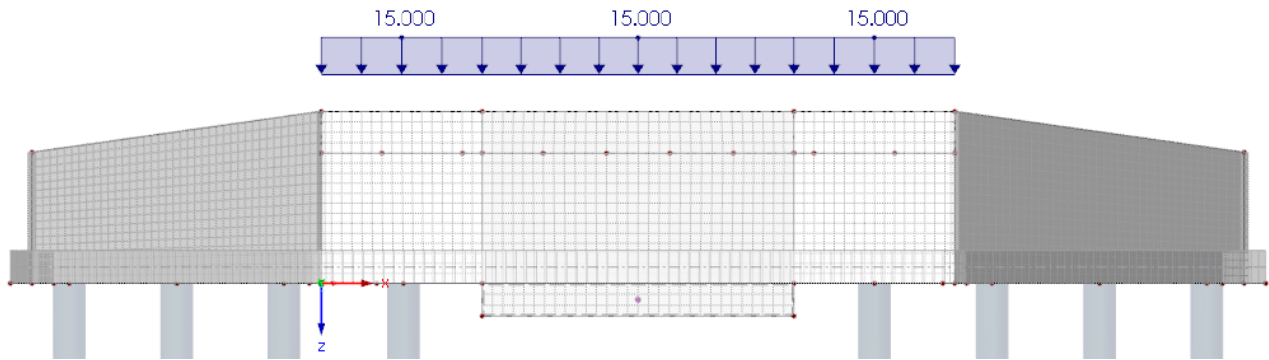


Imagen N° 3.8.9. Modelo 3D RFEM 5. Carga Losa de Acceso (kN/m).

Sobrecarga:

- Aplanadora A30 (CC2)

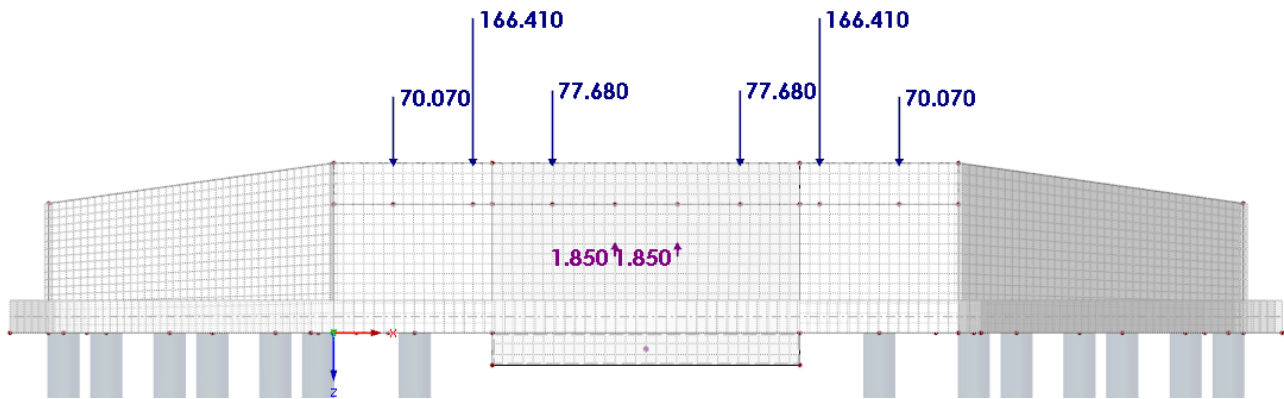


Imagen N° 3.8.10. Modelo 3D RFEM 5. Sobrecarga Aplanadora A30 aplicada (kN).

- Multitud Compacta (CC3)

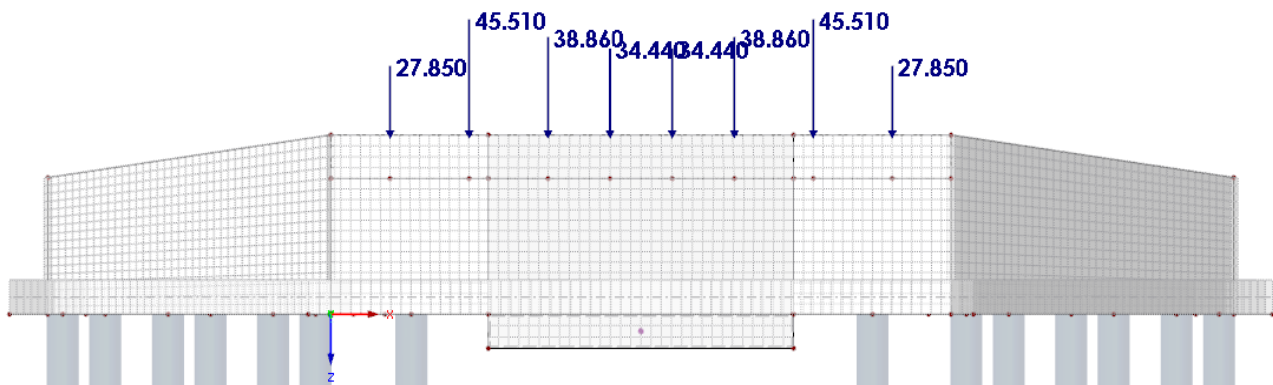


Imagen N° 3.8.11. Modelo 3D RFEM 5. Carga Multitud Compacta aplicada (kN).

Viento:

- Viento Puente cargado (CC7)

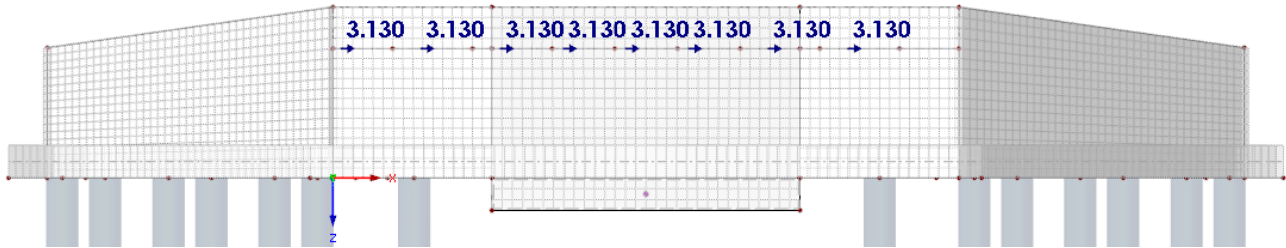


Imagen N° 3.8.12. Modelo 3D RFEM 5. Carga Viento Puente Cargado (kN).

- Viento Puente vacío (CC6)

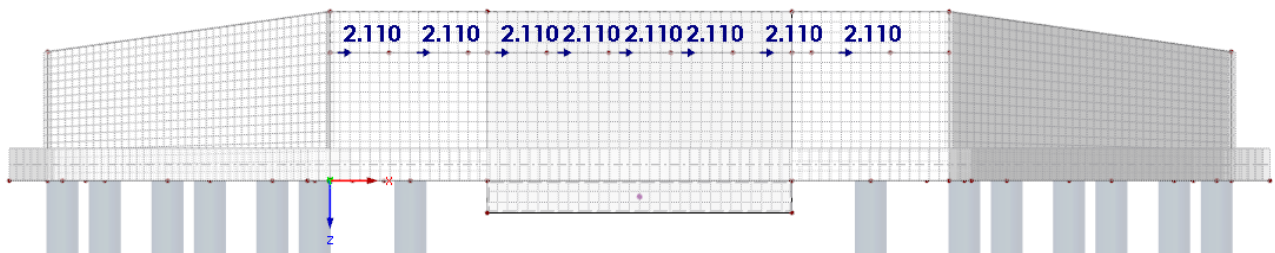


Imagen N° 3.8.13. Modelo 3D RFEM 5. Carga Viento Puente Vacío (kN).

Frenado (CC4)

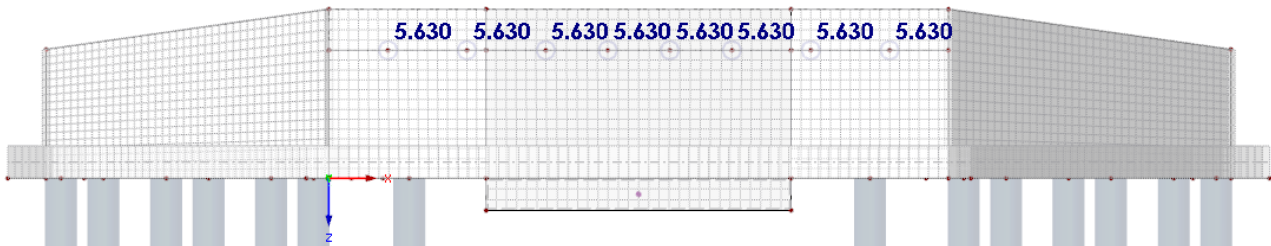


Imagen N° 3.8.14. Modelo 3D RFEM 5. Carga Frenado (kN).

Empuje de Suelos (CC5)

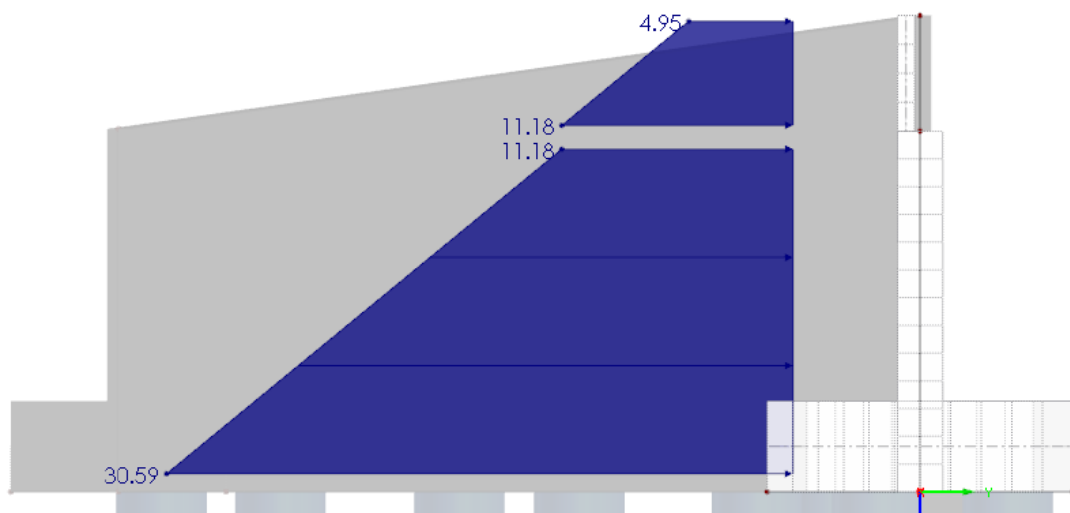


Imagen N° 3.8.15. Modelo 3D RFEM 5. Carga Empuje de Suelos (kN/m²).

Empuje de Agua (CC10)

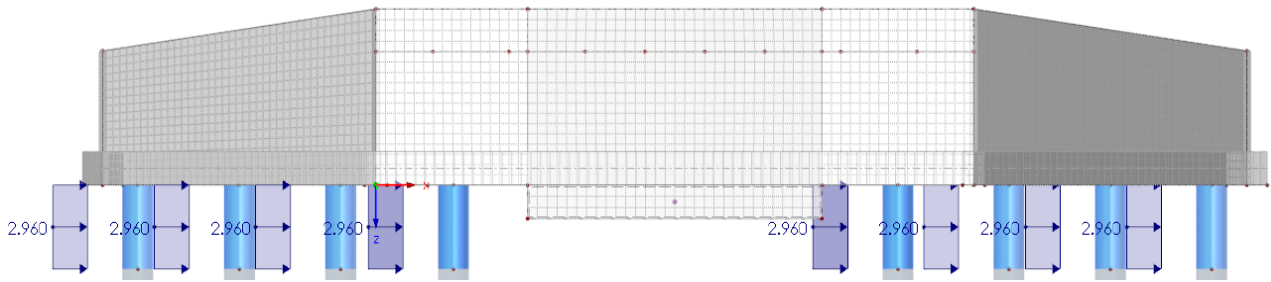


Imagen N° 3.8.16. Modelo 3D RFEM 5. Carga Empuje de Agua (kN/m).

3.8.5 HIPÓTESIS I

En primera instancia se planteó el modelo completo. Pero, en este caso, el muro existente se modelará sin su apoyo elástico, simulando el hipotético caso de que el suelo que se encuentra por debajo de la misma se haya socavado por problemas de erosión, debido a la ausencia de una protección de fondo de cauce.

De esta forma se podrá estimar la capacidad que deberán tener los pilotes a construir para soportar la carga total a la que estará sometido el estribo.

Las combinaciones en servicio planteadas para el presente trabajo son las siguientes:

- **Servicio I= CC8 + CC10** (Incluye la primera etapa de construcción del estribo, en donde no se han construido las vigas, por ende, no existe superestructura. No existe suelo detrás del muro frontal ni de las alas, y se considera la acción del agua por socavación de los pilotes).
- **Servicio II= CC1 + CC2+ CC4 + CC5 + CC7 + CC8 + CC9** (Esta combinación de cargas en servicio incluye la acción conjunta de los pesos propios, reacciones de la superestructura sobre el estribo, sobrecarga por aplanadora, frenado y la influencia del empuje de suelos sobre muro frontal y alas).
- **Servicio III= CC5 + CC8 +CC10** (En esta combinación se considera solo la acción del empuje de suelos y el peso propio del estribo completo más la influencia del agua sobre los pilotes socavados).

3.8.5.1 Resultados Obtenidos en Pilotes

Del modelo de RFEM, se analizaron los resultados obtenidos sobre pilotes, los que se detallan a continuación:

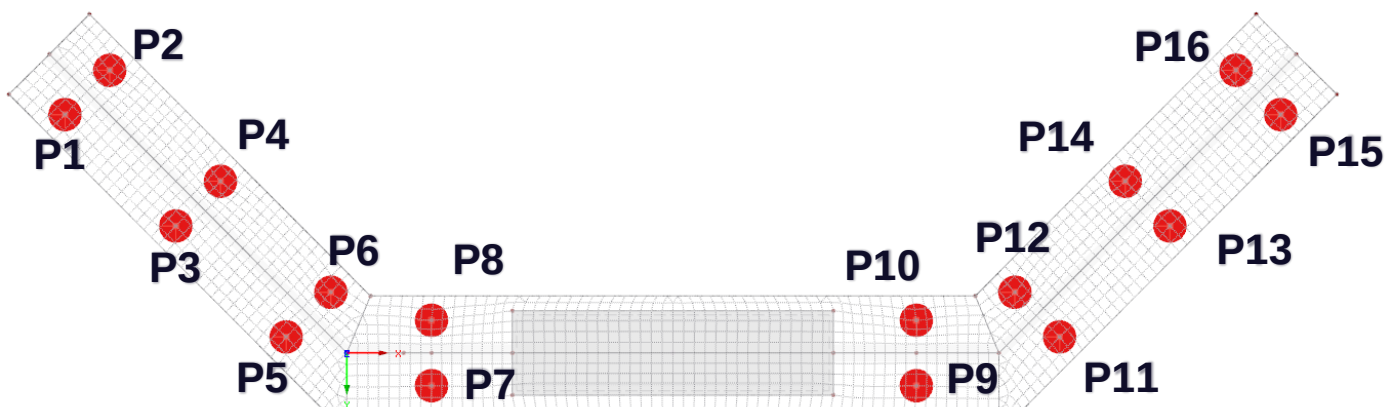


Imagen N° 3.8.17. Disposición de Pilotes HIPOTESIS I.

Combinación Servicio I:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-181.62	187.73	76.25	202.62
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-259.63	187.18	69.39	199.63
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-338.40	182.73	75.15	197.58
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-350.54	185.36	69.45	197.94
PILOTE 5	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-384.88	182.41	40.72	186.90
PILOTE 6	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-476.57	187.57	44.65	192.81
PILOTE 7	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-680.81	195.47	23.84	196.92
PILOTE 8	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-530.90	200.73	2.78	200.75

Tabla N° 3.8.3. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

Combinación Servicio II:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-173.04	206.22	63.80	215.86
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+101.57	205.34	58.66	213.55
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-406.26	202.54	58.71	210.88
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-290.30	205.17	56.76	212.88
PILOTE 5	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-645.82	204.38	22.64	205.63
PILOTE 6	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-534.04	210.14	31.97	212.56
PILOTE 7	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-768.90	218.69	33.64	221.26

PILOTE 8	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-601.38	224.92	9.63	225.12

Tabla N° 3.8.4. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio II.

Combinación Servicio III:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+90.33	144.62	128.50	193.46
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+189.04	143.85	116.88	185.35
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-12.67	137.40	136.18	193.45
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+81.89	138.81	121.82	184.68
PILOTE 5	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-115.08	133.57	104.60	169.65
PILOTE 6	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-29.35	136.85	97.39	167.97
PILOTE 7	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-157.07	145.95	13.30	146.55
PILOTE 8	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-46.96	148.21	36.69	152.68

Tabla N° 3.8.5. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio III.

Como puede verse, en esta última combinación, se observa la presencia de pilotes traccionados, lo cuales deberán ser verificados. En la Imagen N° 3.8.18 se muestran los resultados de esfuerzo axial obtenidos sobre pilotes para la Combinación de Servicio III.

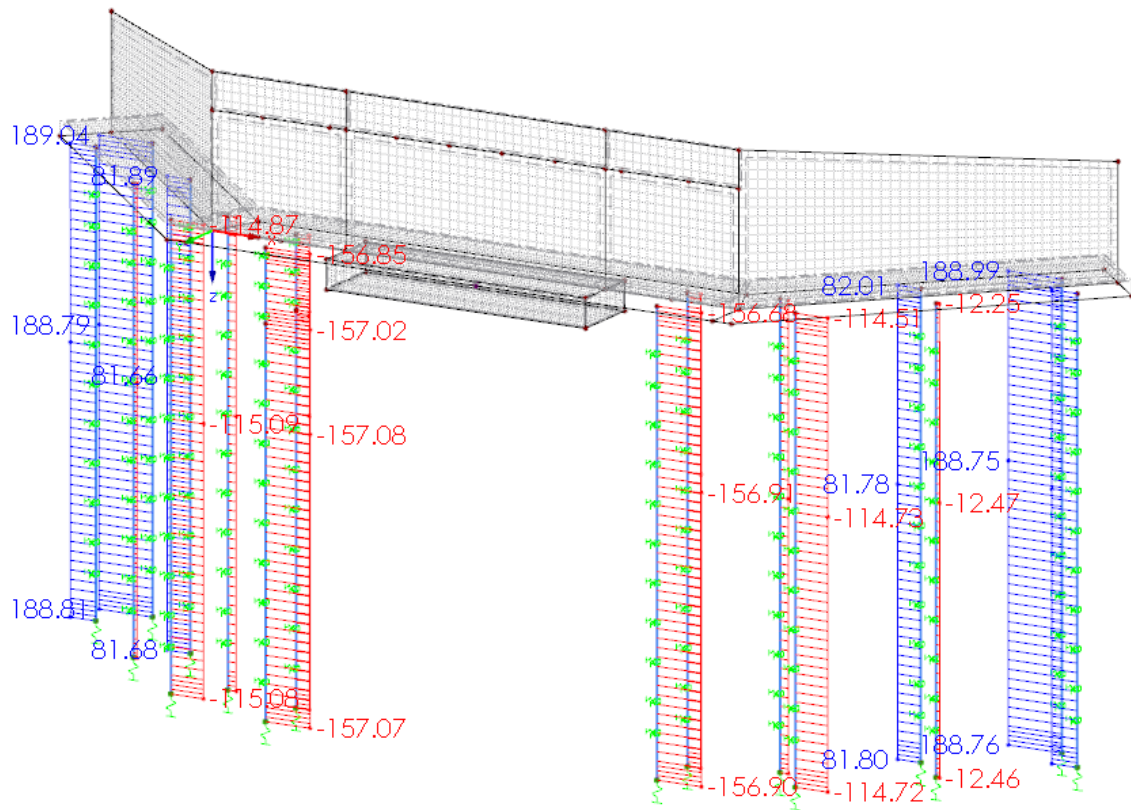


Imagen N° 3.8.18. Esfuerzo AXIAL (kN) en pilotes. Combinación Servicio III.

Ninguno de los valores de esfuerzo axial resulta superior a la Resistencia Admisible Total= **1424.83kN**, por lo que se supone correcto el diámetro adoptado para los mismos.

Sin embargo, como se nota que los mismos tienen mayor capacidad de absorber esfuerzos, se plantea una segunda hipótesis, en donde los pilotes por ala son 3, en lugar de 6, de forma de optimizarlos.

3.8.6 HIPÓTESIS II

En esta hipótesis, se propuso la disposición de 3 pilotes de 0.80m de diámetro en alas, vinculados por medio de un cabezal superior de mayores dimensiones (1.50m x 0.80m).

Las cargas a las que se encuentra sometido el modelo son iguales a las de la HIPÓTESIS I. La resistencia admisible de los pilotes es la que se determinó en el punto: 3.8.3: Determinación de Resistencia Admisible de Pilotes.

En la siguiente imagen se observa la disposición de los nuevos pilotes.

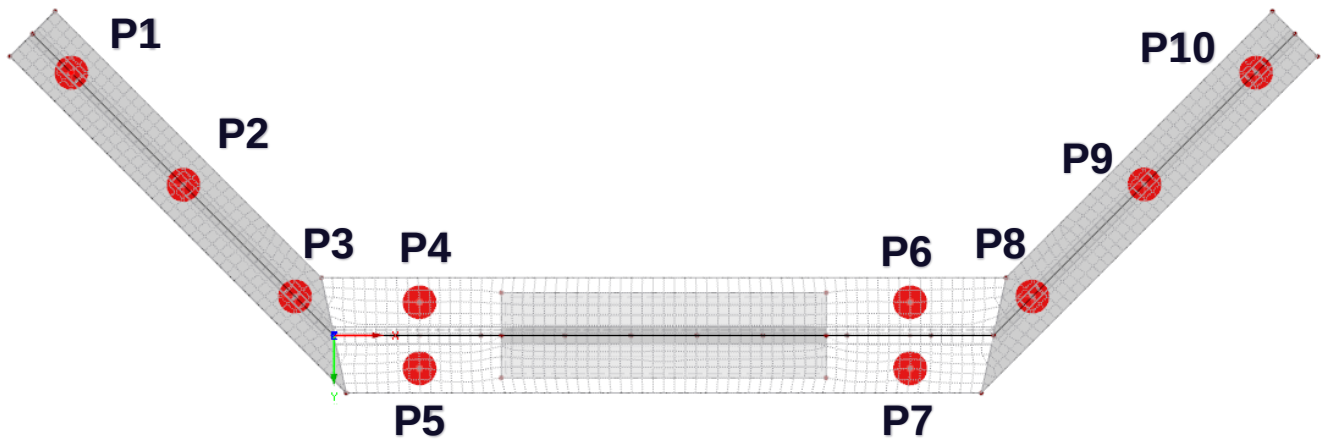


Imagen N° 3.8.19. Disposición de Pilotes HIPOTESIS II.

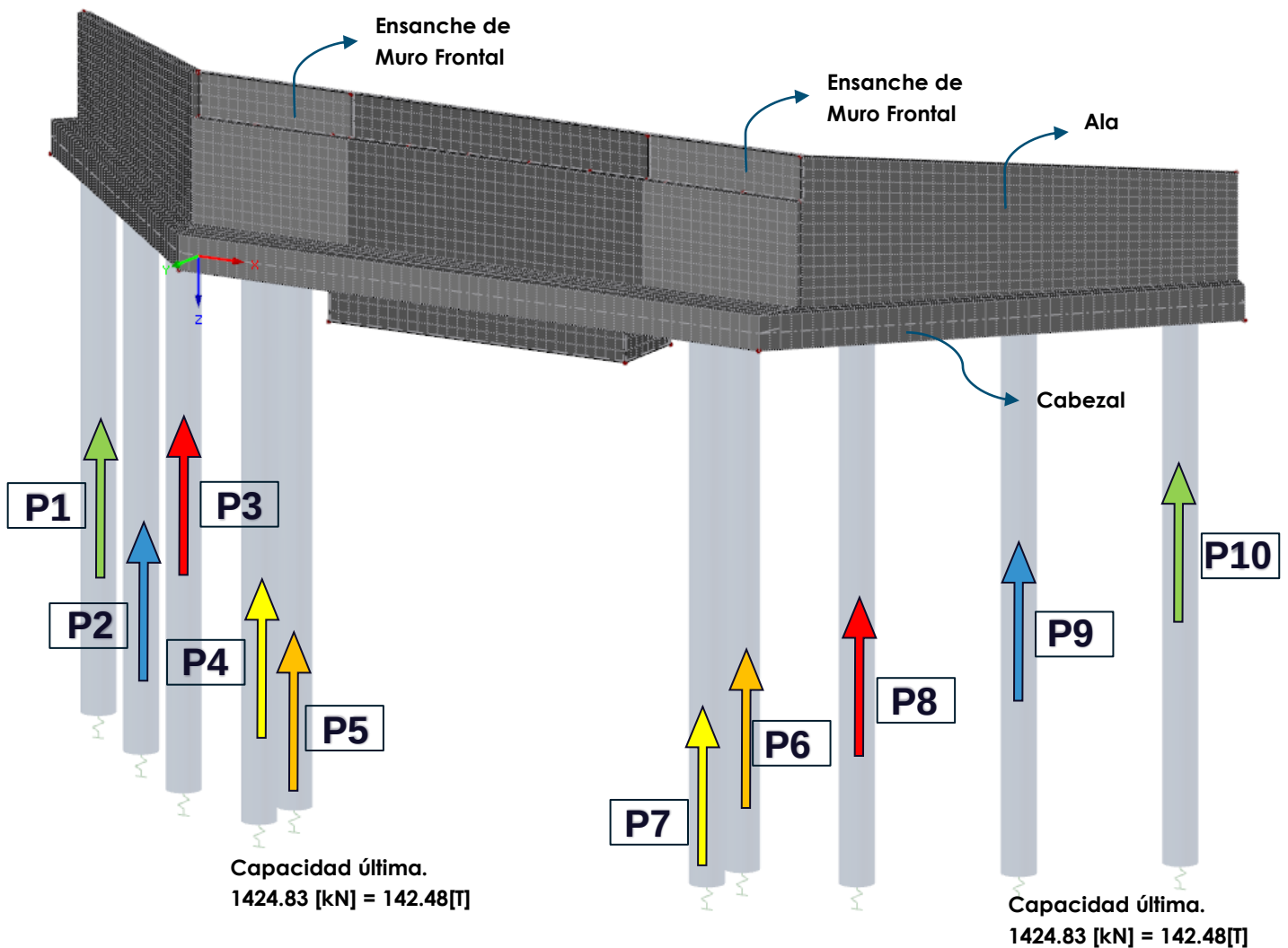


Imagen N° 3.8.20. Modelado de Estribos. HIPÓTESIS II.

3.8.6.1 Resultados Obtenidos en Pilotes

Analizando los pilotes, de acuerdo al modelo realizado, se obtuvieron los siguientes esfuerzos, correspondientes a axial y flexión:

Combinación Servicio I:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-181.62	51.89	23.54	56.98
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-259.63	54.91	22.99	59.53
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-338.40	58.71	15.68	60.77
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-350.54	41.42	5.23	41.75
PILOTE 5	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-384.88	39.56	13.98	41.96
PILOTE 6	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-302.14	35.30	43.39	55.93
PILOTE 7	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-330.60	28.88	48.06	56.07
PILOTE 8	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-284.04	33.70	38.56	51.21
PILOTE 9	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-224.13	34.51	33.57	48.14
PILOTE 10	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-165.47	37.16	29.67	47.55

Tabla N° 3.8.6. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

Combinación Servicio II:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+264.66	276.52	159.90	319.42
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-203.28	265.80	154.52	307.45
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-675.85	246.24	101.80	266.45
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-657.00	285.59	19.70	286.26
PILOTE 5	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-1009.62	271.80	13.14	272.12

PILOTE 6	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-609.15	278.71	0.15	278.71
PILOTE 7	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-955.26	262.54	13.93	262.91
PILOTE 8	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-621.36	227.89	94.67	246.77
PILOTE 9	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-166.59	249.16	151.37	291.53
PILOTE 10	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+280.16	261.42	159.31	306.14

Tabla N° 3.8.7. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio II.

Combinación Servicio III:

PILOTE 1	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+229.64	203.75	183.64	274.29
PILOTE 2	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-119.09	191.22	179.33	262.15
PILOTE 3	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-470.12	168.67	125.70	210.36
PILOTE 4	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-431.96	212.98	36.19	216.03
PILOTE 5	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-724.56	202.27	29.33	204.38
PILOTE 6	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-383.54	205.96	8.67	206.14
PILOTE 7	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-669.90	192.81	5.28	192.88
PILOTE 8	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-415.02	150.28	111.63	187.20
PILOTE 9	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	-82.37	175.44	170.13	244.38
PILOTE 10	N (kN)	Mz (kNm)	My (kNm)	Mr (kNm)
	+245.48	189.37	177.16	259.32

Tabla N° 3.8.8. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Axial y Flexión en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio III.

Ninguno de los valores de esfuerzo axial resulta superior a la Resistencia Admisible Total= **1424.83kN**, por lo cual se supone correcto el diámetro adoptado para los mismos. El máximo valor de Esfuerzo Axial se corresponde con el PILOTE 5, correspondiente a la Combinación SERVICIO II, con un valor de 1009.62kN <<< 1424.83kN.

En cuanto a los pilotes traccionados, es suficiente con verificar que la fricción que se desarrolla a lo largo de los mismos sea la necesaria para contrarrestar el esfuerzo que los solicita. Para esta Hipótesis de Cálculo, se da una situación en la que existe tracción en el caso de las Combinaciones de Servicio II y III, para los PILOTES 1 y 10.

El valor máximo obtenido es de 280.16kN=28.01t, para lo cual se verificará el mismo.

Resistencia fuste= $Alat \times Longitud$

$Alat\ 1 = \pi \times 0.80m \times 3.00m = 7.54\ m^2 \rightarrow \sigma_{fricción\ 1} = 0.28\ kg/cm^2$

$Alat\ 2 = \pi \times 0.80m \times 9.40m = 23.62\ m^2 \rightarrow \sigma_{fricción\ 2} = 0.45\ kg/cm^2$

Resistencia fuste= (7.54 m² x 2800 kg/m²) + (23.62 m² x 4500 kg/m²)= 127402 kg= 127.40t

Se verifica que la resistencia por fricción es ampliamente superior al esfuerzo que solicita a los pilotes (127.40t >>> 28.01t).

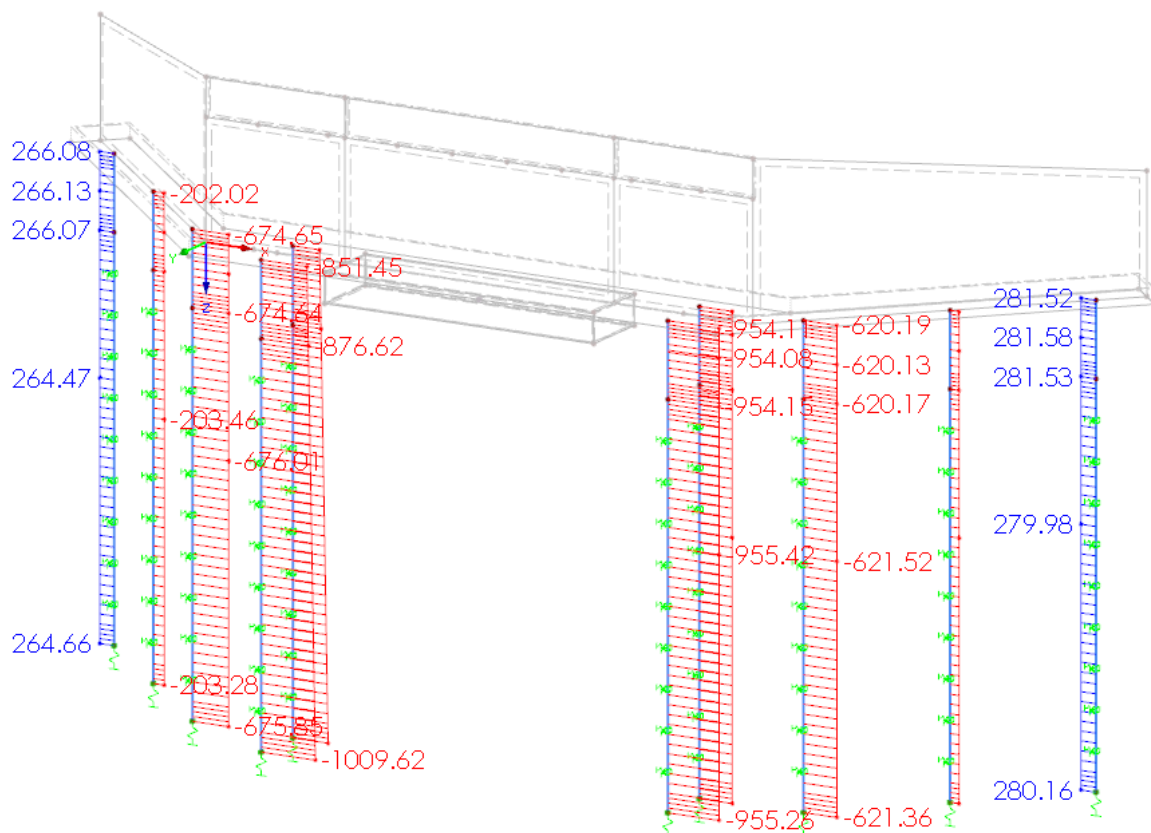


Imagen N° 3.8.21. Esfuerzo AXIAL (kN) en pilotes. Combinación Servicio II.

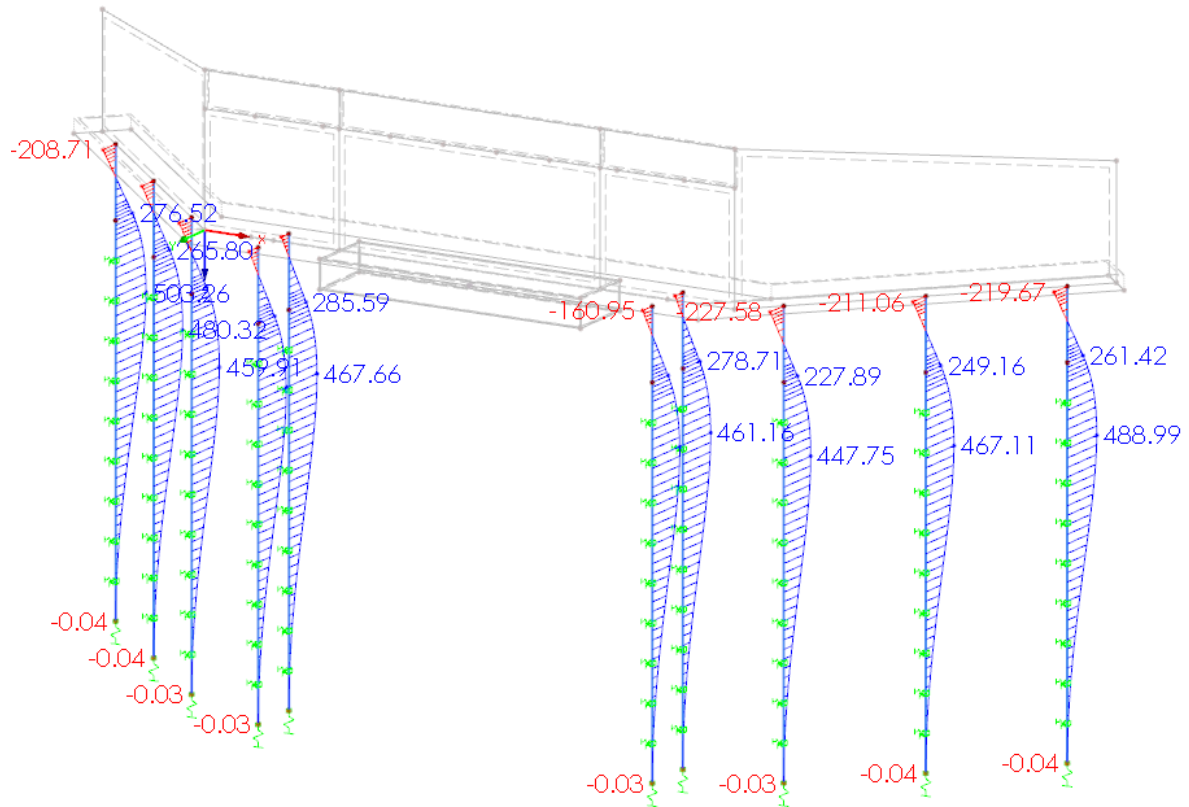


Imagen N° 3.8.22. Esfuerzo de FLEXIÓN M_z (kNm) en pilotes. Combinación Servicio II.

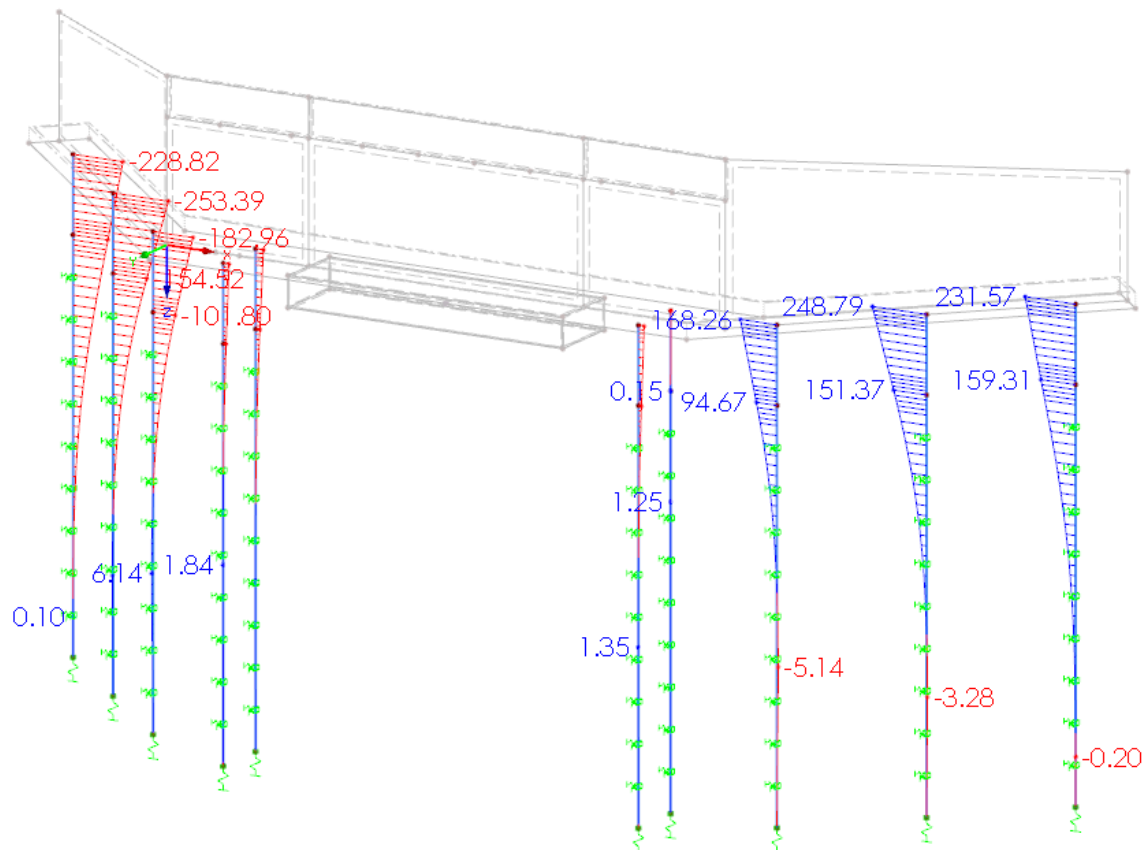


Imagen N° 3.8.23. Esfuerzo de FLEXIÓN M_y (kNm) en pilotes. Combinación Servicio II.

En la Imagen N° 3.8.24 se muestra la Tabla 1.27: Diagrama para el dimensionamiento de secciones circulares (Bst 420/500; $d_1/d=0.10$).

Los pilotes fueron dimensionados con la combinación de SERVICIO II, habiendo obtenido los siguientes valores de los parámetros m y n :

$$m = 291.53 \text{ kNm} / (0.5027 \text{ m}^2 \times 23000 \text{ kN/m}^2 \times 0.80 \text{ m}) = \mathbf{0.031}$$

$$n = 166.59 \text{ kN} / (0.5027 \text{ m}^2 \times 23000 \text{ kN/m}^2) = \mathbf{0.014}$$

$$d_1/d = 0.08 \text{ m} / 0.80 \text{ m} = 0.10$$

$$A_s \text{ total} = 0.15 \times 0.5027 \text{ m}^2 / 18.3 = 41.20 \text{ cm}^2$$

Debido a que se obtuvieron valores de armadura reducidos por los valores de los parámetros m y n utilizados, se procedió a determinar una armadura mínima, la cual se conoce que es del 1%.

$$A_s = A_b \times p = 0.5027 \text{ m}^2 \times 0.01 = 0.005027 \text{ m}^2 = 50.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Si adoptamos } d_b \text{ 20mm, } 16 d_b \text{ 20mm} = 50.24 \text{ cm}^2$$

Cabe aclarar que también se han verificado otras combinaciones de resultados, correspondientes a esfuerzos axiales y de flexión, resultando todas con armadura mínima.

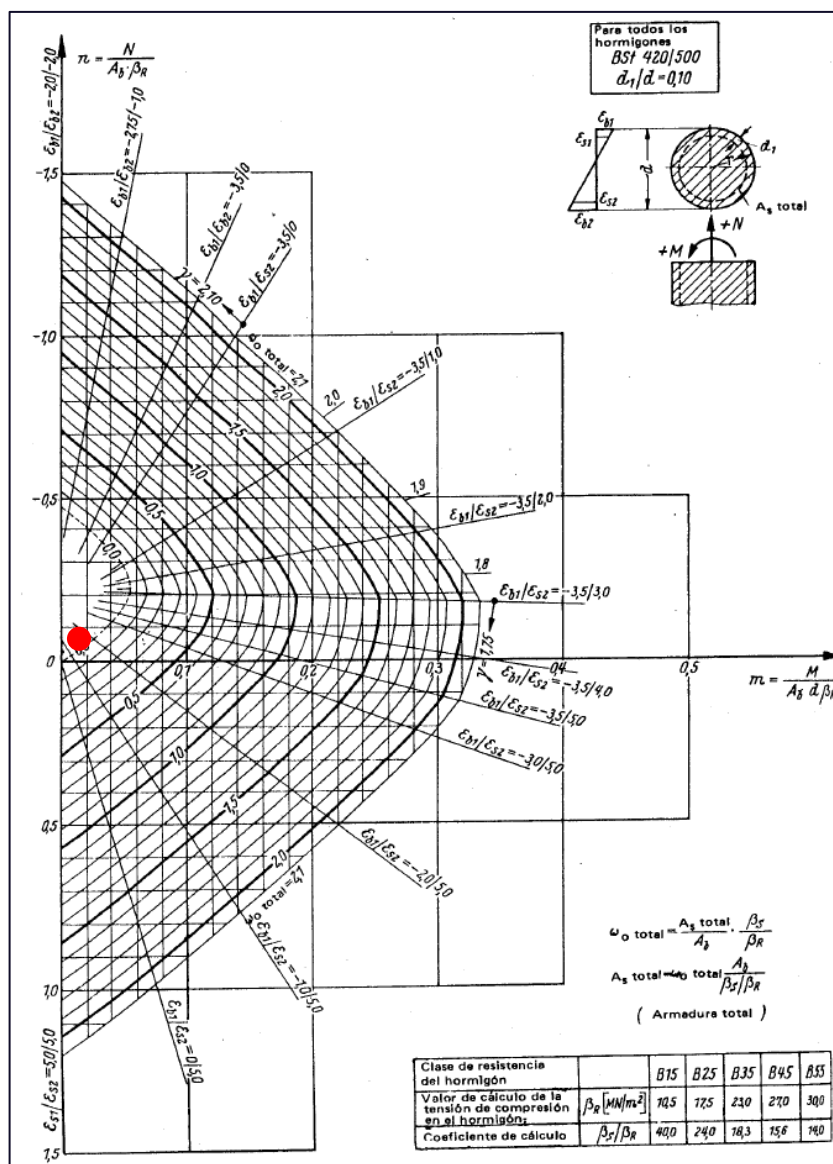


Imagen N° 3.8.24. Tabla 1.27: Diagrama para el dimensionamiento de secciones circulares.

En la imagen siguiente se expone la disposición de armadura en los pilotes, la que resulta ser igual a la de los pilotes de las pilas.

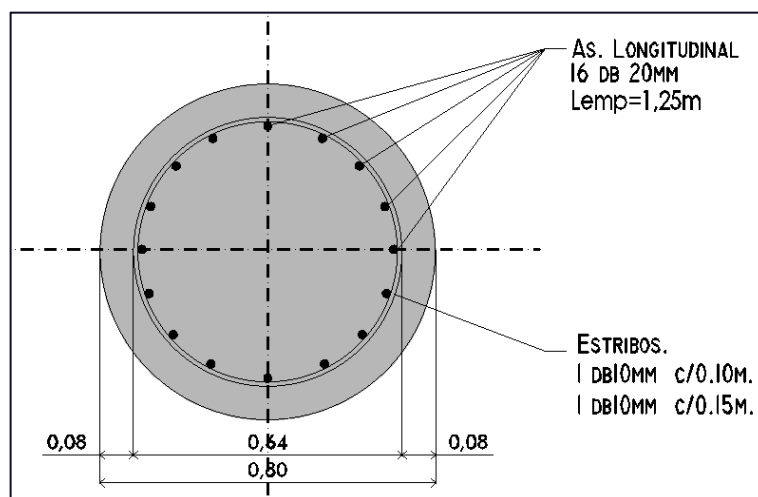


Imagen N° 3.8.25. Armado de Pilotes de Estribo.

En cuanto a los esfuerzos de corte obtenidos para las diferentes combinaciones de carga, los mismos se resumen en las siguientes tablas:

Combinación Servicio I:

PILOTE 1	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	1.25	2.40	2.70
PILOTE 2	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	1.67	2.59	3.08
PILOTE 3	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	2.45	0.95	2.63
PILOTE 4	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	1.20	3.78	3.96
PILOTE 5	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	1.62	5.91	6.13
PILOTE 6	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	0.96	12.44	12.47
PILOTE 7	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	2.40	13.73	13.94
PILOTE 8	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	0.86	11.34	11.37
PILOTE 9	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	0.17	9.69	9.69
PILOTE 10	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)

	0.98	8.25	8.30
--	------	------	------

Tabla N° 3.8.9. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Corte en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio I.

Combinación Servicio II:

PILOTE 1	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	242.58	35.00	245.09
PILOTE 2	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	230.12	49.51	235.38
PILOTE 3	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	225.64	40.74	229.29
PILOTE 4	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	205.03	8.10	205.19
PILOTE 5	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	211.16	6.70	211.26
PILOTE 6	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	204.29	0.93	204.29
PILOTE 7	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	211.38	6.33	211.47
PILOTE 8	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	227.52	36.94	230.50
PILOTE 9	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	229.97	48.77	235.08
PILOTE 10	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	240.51	36.29	243.23

Tabla N° 3.8.10. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Corte en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio II.

Combinación Servicio III:

PILOTE 1	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	238.69	43.42	242.61
PILOTE 2	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	225.32	60.41	233.28
PILOTE 3	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	220.76	52.39	226.89
PILOTE 4	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)

	197.55	16.71	205.19
PILOTE 5	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	202.29	15.37	202.87
PILOTE 6	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	197.37	0.72	197.37
PILOTE 7	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	203.10	4.28	203.14
PILOTE 8	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	223.54	42.03	227.45
PILOTE 9	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	226.24	52.92	232.35
PILOTE 10	Qy (kN)	Qz (kN)	Qr (kN)
	238.39	37.65	241.34

Tabla N° 3.8.11. Esfuerzos obtenidos en pilotes. Corte en Plano XZ e YZ. Combinación Servicio III.

El mayor de los esfuerzos de Corte en pilotes se corresponde con el obtenido en el PILOTE 1, el mismo resulta $245.09 \text{ kN} = 24.50 \text{ t}$.

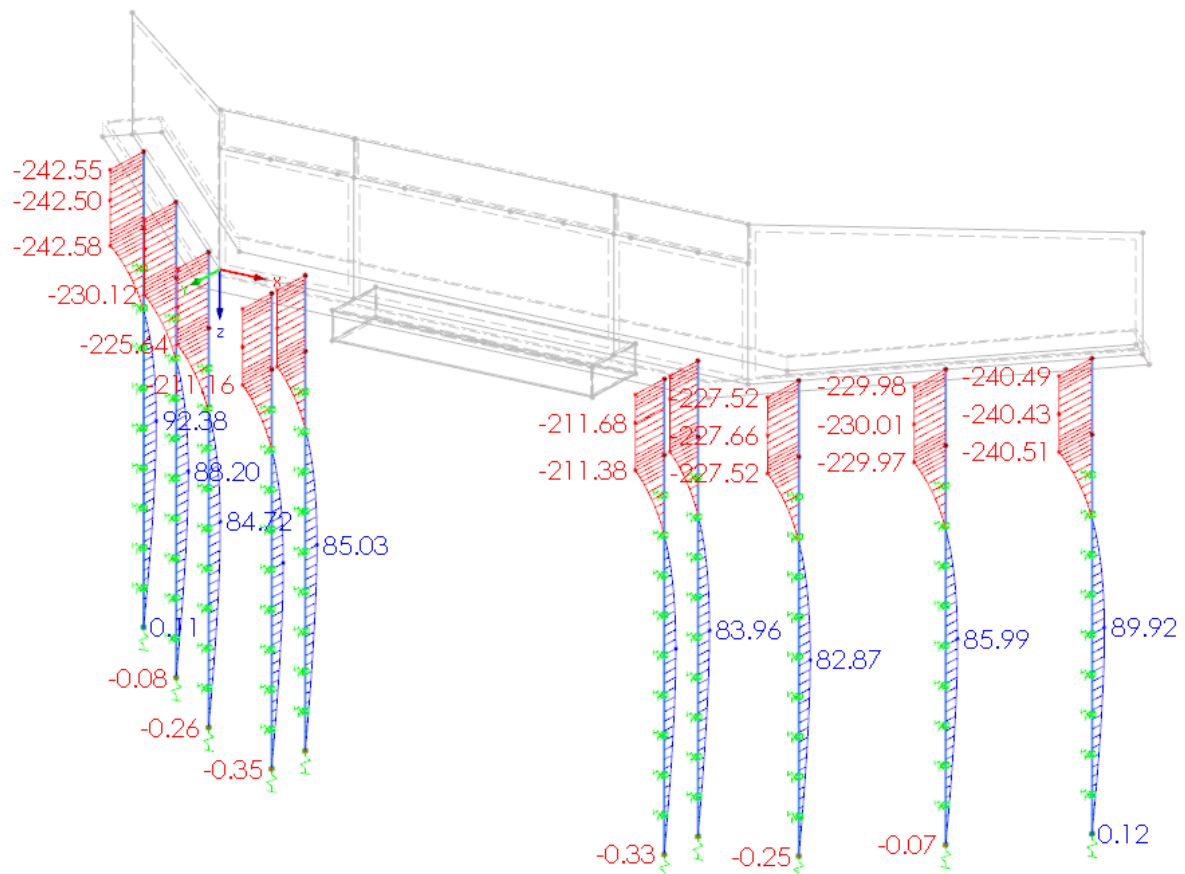


Imagen N° 3.8.25. Esfuerzo CORTE Vy (kN) en pilotes. Combinación Servicio II.

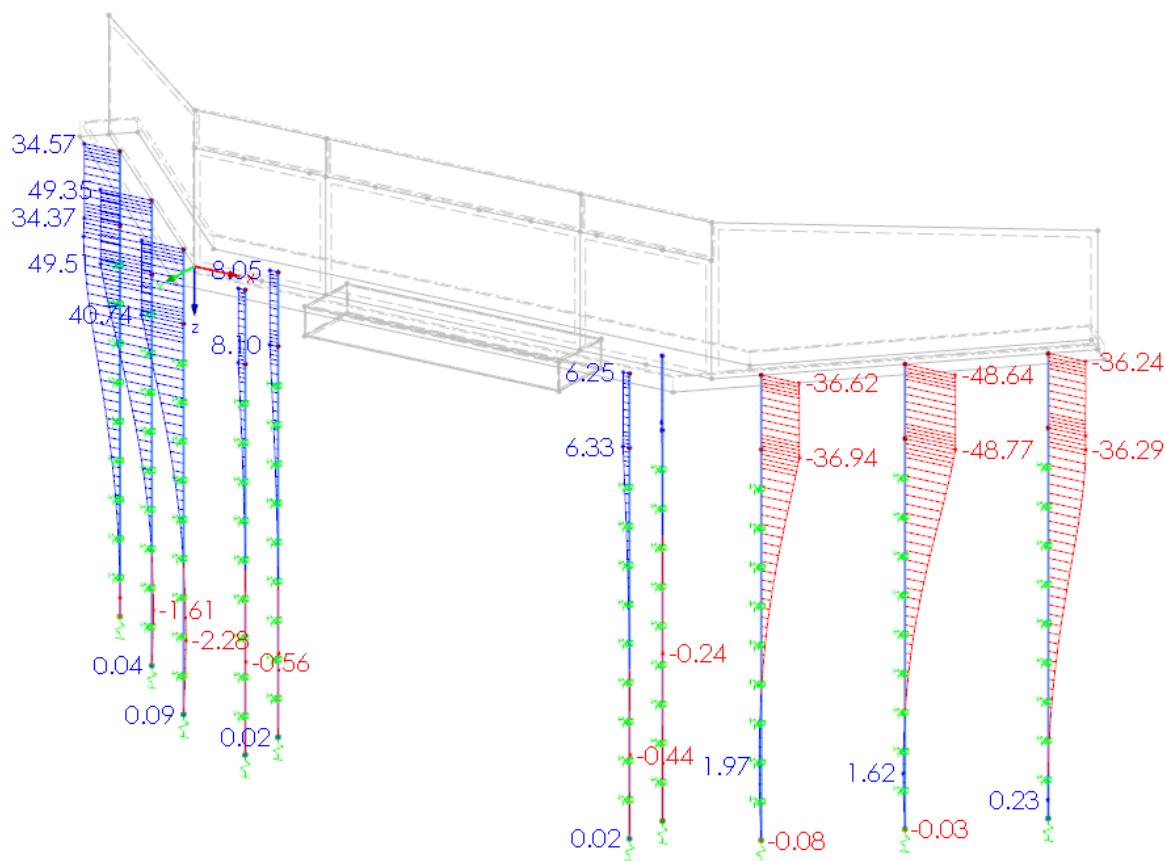


Imagen N° 3.8.26. Esfuerzo CORTE Vz (kN) en pilotes. Combinación Servicio II.

El dimensionamiento de pilotes tanto a corte como flexión puede verse en el Anexo 1: Planilla de Cálculo.

3.8.6.2 Resultados Obtenidos en Muro Frontal

Los resultados obtenidos del modelo se dividen en esfuerzos sobre muro frontal, espaldar, cabezal inferior y muro de alas.

Particularmente para el caso del muro frontal, se han analizado los esfuerzos de flexión resultantes en ambas direcciones, referidos a los ejes locales x e y, sobre el muro frontal (placa espesor 400mm).

La convención de signos que establece el software RFEM 5 para el análisis de momentos flectores en placas o superficies es la siguiente:

	Muro Frontal		Asy (cm ² /m)	Asx (cm ² /m)
	My (+) kNm/m	Mx (+) kNm/m		
SERVICIO I	13.68 cara interna	3.31 cara interna	1.58	5.48
SERVICIO II	41.78 cara externa	27.98 cara externa	5.48	5.48
SERVICIO III	58.73 cara externa	27.23 cara externa	6.96	5.48

Tabla N° 3.8.12. Momentos Flectores Mx - My en Muro Frontal.

Como puede observarse en las *Imágenes N° 3.8.29 y 3.8.30*, se incorporaron capturas de los diagramas de momentos flectores Mx y My correspondientes a los ensanches del muro frontal de estribo, de forma de poder analizar al detalle la distribución y valores de los mismos.

Como criterio de simplificación de armado de cada elemento componente del estribo, se adopta, en este caso, la misma armadura en ambas caras del muro.

Se denota que, como esfuerzo máximo de flexión en dirección "y" local, el valor es de 58.73 KNm/m, lo que arroja la siguiente armadura:

ARMADURA VERTICAL

As = 6.96 cm²/m → 1 db 16mm c/ 15cm = 13.40 cm²/m (esta armadura se considera igual en ambas caras).

Como esfuerzo de flexión en dirección "x", el valor es de 27.98 kNm/m, con lo cual la armadura que corresponde es:

ARMADURA HORIZONTAL

As = 5.48 cm²/m → 1 db 10mm c/ 14cm = 5.60 cm²/m (esta armadura se considera igual en ambas caras).

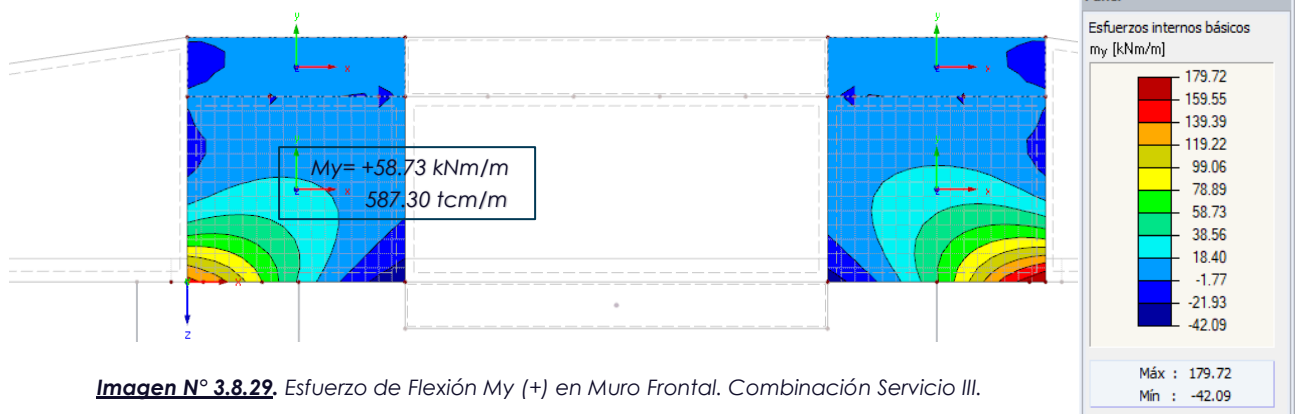


Imagen N° 3.8.29. Esfuerzo de Flexión My (+) en Muro Frontal. Combinación Servicio III.

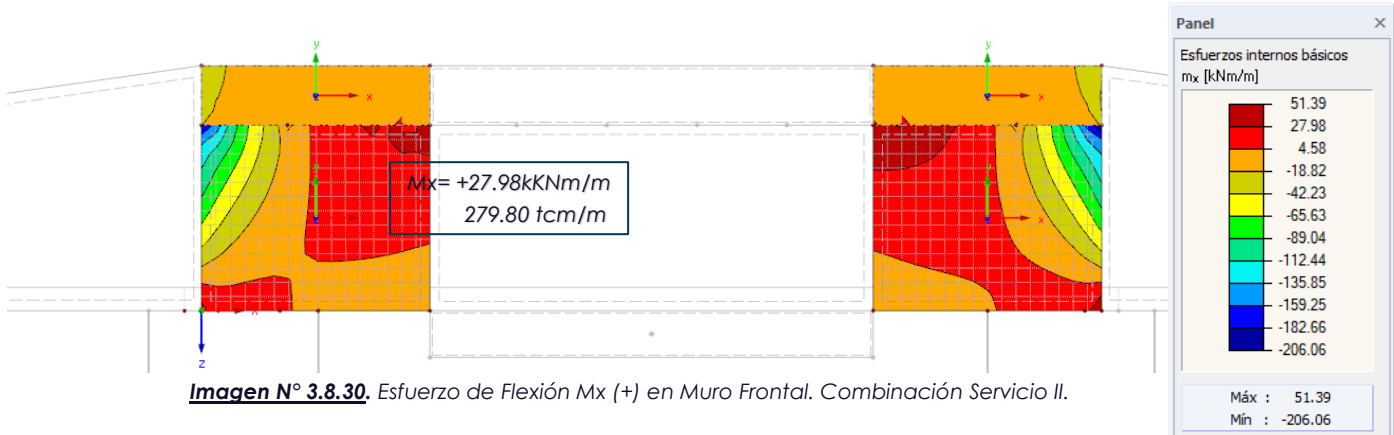


Imagen N° 3.8.30. Esfuerzo de Flexión Mx (+) en Muro Frontal. Combinación Servicio II.

La disposición de la armadura calculada se muestra en la siguiente imagen:

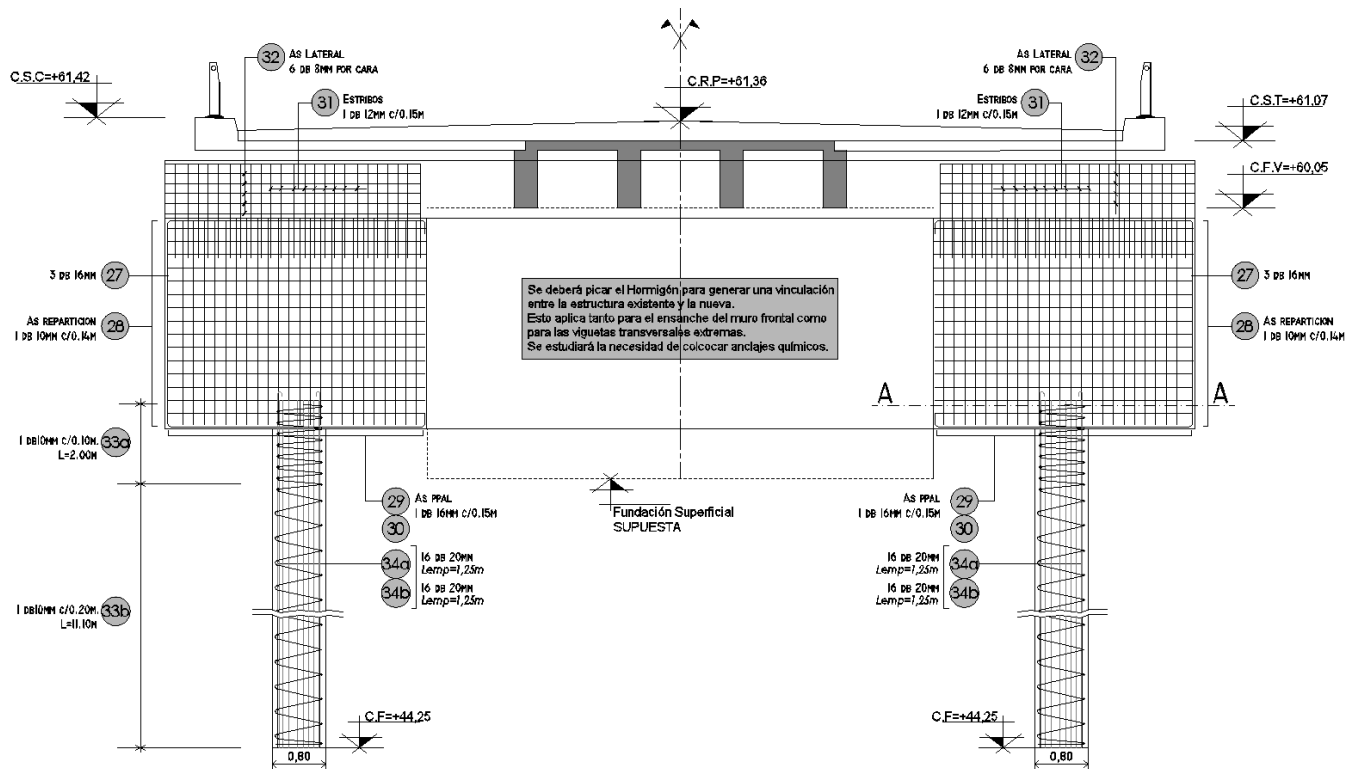


Imagen N° 3.8.31. Armado de Muro Frontal de Estribo.

Como puede notarse, se incorporó una leyenda en donde se aclara que en caso de no ser suficiente la armadura existente que se descubra para ejecutar la vinculación, será necesario incorporar anclajes químicos para garantizar la vinculación.

A modo de verificación, se muestra la distribución de tensiones σ_x (+) en la zona de vinculación de ambas estructuras, para la Combinación Servicio III, que es la que presenta mayores valores.

Observando los valores de tensiones punto a punto, se adoptó un promedio de 0.13 kN/cm^2 , con lo que obtiene la siguiente armadura:

→ $13 \text{ kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} = 52000 \text{ kg} / 2400 \text{ kg/cm}^2 = 21.66 \text{ cm}^2$; lo que equivale a 10.83 cm^2 por cara (La armadura considerada horizontal, $1 \text{ db } 10 \text{ mm } c/14 \text{ cm} = 5.60 \text{ cm}^2$ por cara).

Esto implica que la armadura propuesta no satisface la necesaria en la vinculación, por lo que se deberá estudiar la colocación de anclajes químicos.

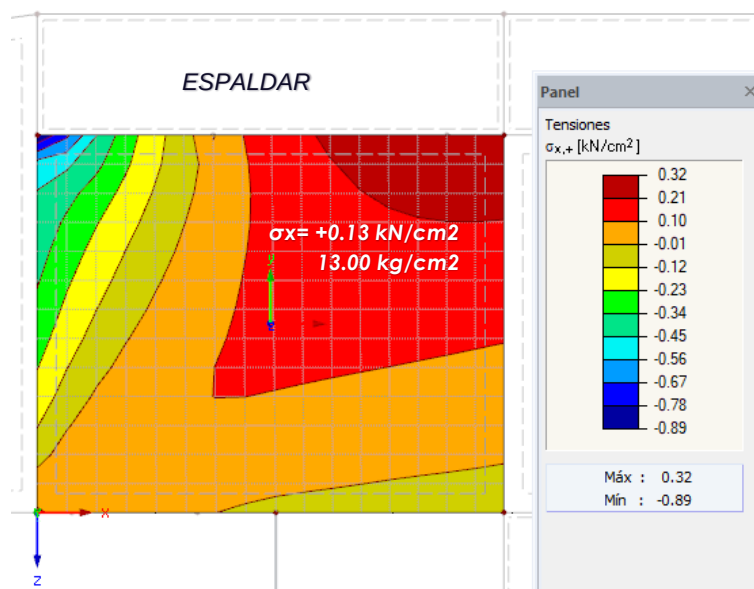


Imagen N° 3.8.32. Tensiones σ_x (+) en zona de vinculación, Combinación Servicio III.

3.8.6.3 Resultados Obtenidos en Espaldar

El espaldar es el elemento que sirve para dar contención al suelo del terraplén de acceso al puente y además, de apoyo de la losa de acceso.

Presenta un espesor de 0.15m en toda su longitud, y una altura de 0.87m. El mismo ha sido modelado en conjunto con los demás elementos del estribo.

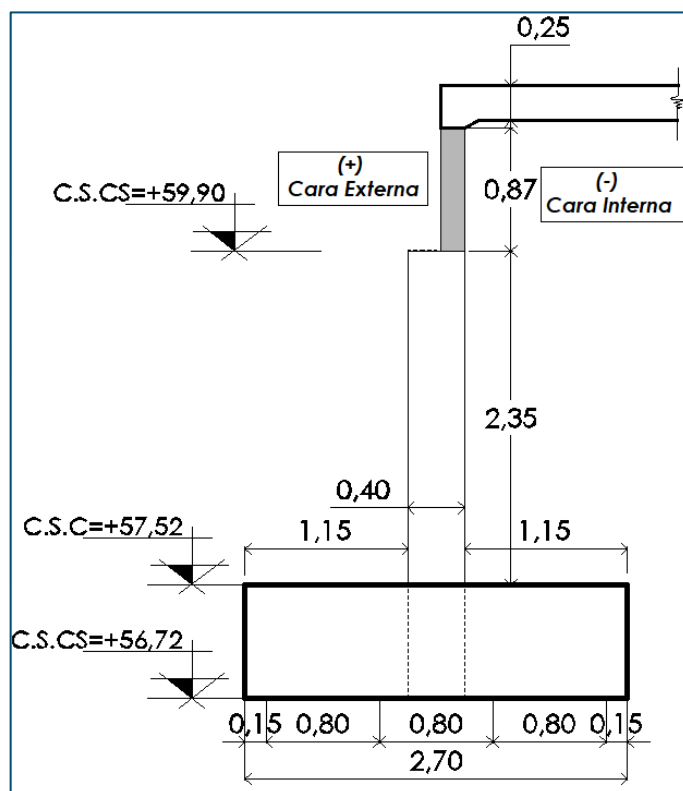


Imagen N° 3.8.33. Sección Transversal Muro Frontal con Espaldar. Cara Externa y Cara Interna.

Los resultados obtenidos sobre el mismo para las diferentes combinaciones de cargas son los siguientes:

	Espaldar		Asy (cm ² /m)	Asx (cm ² /m)
	My (+) kNm/m	Mx (+) kNm/m		
SERVICIO I	0.32 cara interna	0.55 cara externa	0.11	0.19
SERVICIO II	3.92 cara interna	3.64 cara externa	1.40	1.30
SERVICIO III	1.59 cara interna	5.44 cara externa	0.56	1.96

Tabla N° 3.8.13. Momentos Flectores Mx - My en Espaldar.

Se denota que, como esfuerzo máximo de flexión en dirección "y" local, el valor es de 3.92 KNm/m, lo que arroja la siguiente armadura:

ARMADURA VERTICAL

As= 1.80 cm²/m → 1 db 12mm c/ 15cm= 7.53 cm²/m (esta armadura se considera igual en ambas caras).

Como esfuerzo de flexión en dirección "x", el valor es de 5.44 kNm/m, con lo cual la armadura que corresponde es:

ARMADURA HORIZONTAL

As= 1.96 cm²/m → 1 db 8mm c/ 15cm= 3.35 cm²/m (esta armadura se considera igual en ambas caras).

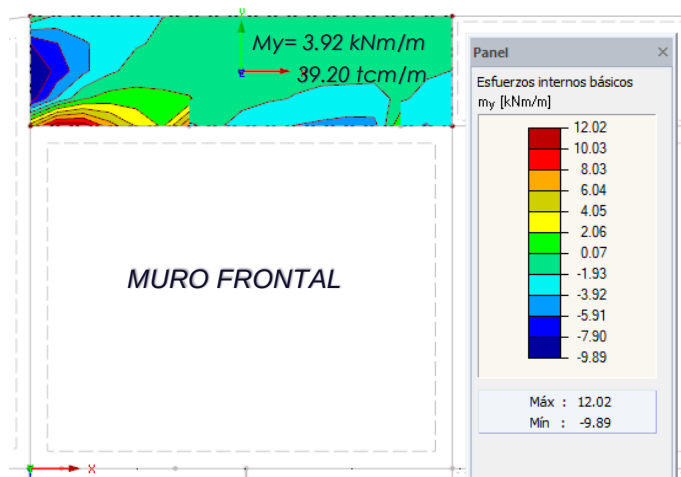


Imagen N° 3.8.34. Esfuerzo de FLEXIÓN My en Espaldar. Combinación Servicio II.

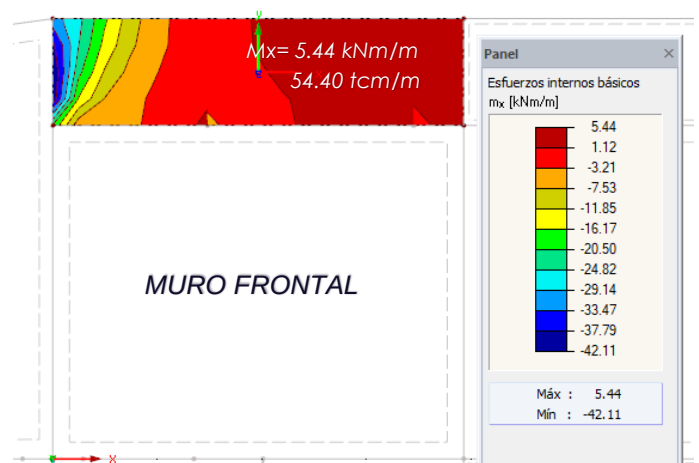


Imagen N° 3.8.35. Esfuerzo de FLEXIÓN Mx en Espaldar. Combinación Servicio III.

Como verificación de la armadura de vinculación, se sigue el mismo procedimiento que para el caso del muro frontal.

→ $18\text{kg/cm}^2 \times 50\text{cm} \times 15\text{cm} = 13500\text{kg}/2400\text{kg/cm}^2 = 5.62\text{cm}^2$; lo que equivale a 2.81cm^2 por cara (La armadura considerada horizontal, $1\text{db } 8\text{mm c}/15\text{cm} = 3.35\text{cm}^2$ por cara).

Esto implica que la armadura propuesta no satisface la necesaria en la vinculación, por lo que se deberá estudiar la colocación de anclajes químicos.

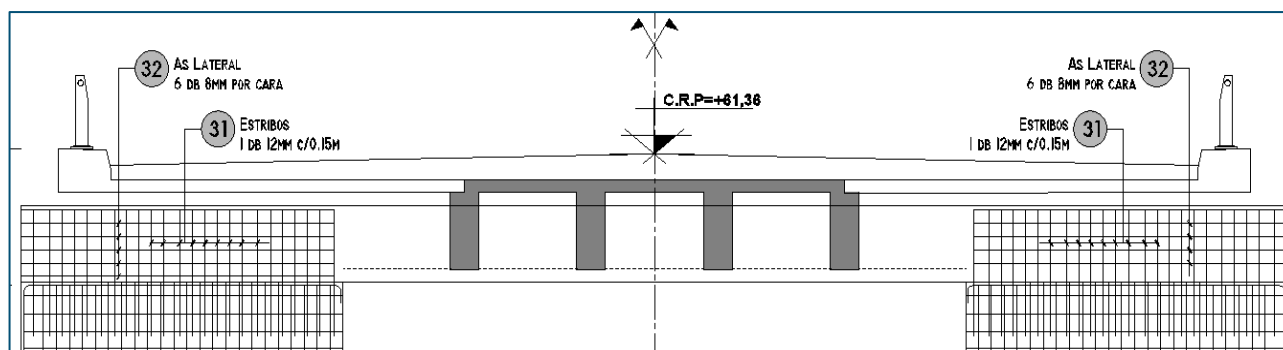


Imagen N° 3.8.36. Armado de Espaldar de Estribo.

3.8.6.4 Resultados Obtenidos en Muro de Alas

Las alas de estribo tienen como función contener el suelo de los terraplenes de acceso.

De acuerdo a como han sido proyectadas, presentan un espesor de 0.28m en toda su longitud, y una altura variable ente 4.20m y 3.20m en su extremo. Las mismas han sido modeladas en conjunto con los demás elementos del estribo.

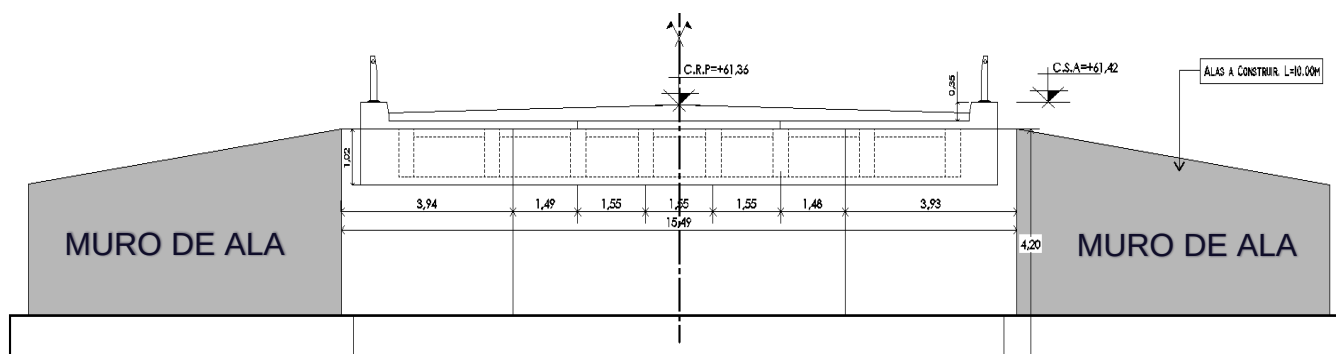


Imagen N° 3.8.37. Sección Transversal Muro Frontal con Espaldar. Cara Externa y Cara Interna.

Los resultados obtenidos sobre las mismas para las diferentes combinaciones de cargas son los siguientes:

	Alas		Asy	Asx
	My (+) kNm/m	Mx (+) kNm/m	(cm ² /m)	(cm ² /m)
SERVICIO I	3.17 cara interna	0.90 cara interna	0.54	0.15
SERVICIO II	30.92 cara interna	15.11 cara externa	5.38	2.58
SERVICIO III	40.38 cara interna	18.18 cara externa	7.07	3.13

Tabla N° 3.8.14. Momentos Flectores Mx - My en Alas.

Se denota que, como esfuerzo máximo de flexión en dirección "y" local, el valor es de 40.38 KNm/m, lo que arroja la siguiente armadura:

ARMADURA VERTICAL

$A_s = 7.07 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \text{ db } 12\text{mm c/ } 15\text{cm} = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ (esta armadura se considera igual en ambas caras).

Como esfuerzo de flexión en dirección "x", el valor es de 18.18 kNm/m, con lo cual la armadura que corresponde es:

ARMADURA HORIZONTAL

$A_s = 3.13 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \text{ db } 10\text{mm c/ } 15\text{cm} = 5.23 \text{ cm}^2/\text{m}$ (esta armadura se considera igual en ambas caras).

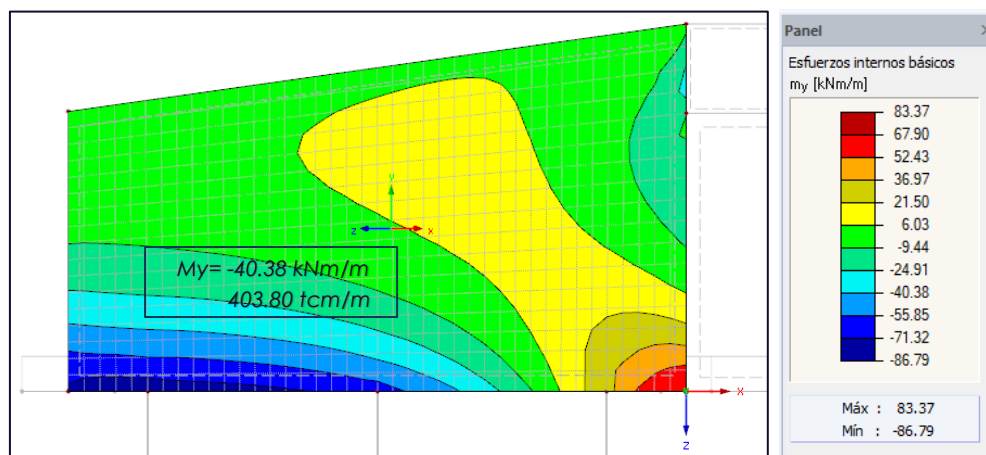


Imagen N° 3.8.38. Esfuerzo de FLEXIÓN M_y en Alas. Combinación Servicio III.

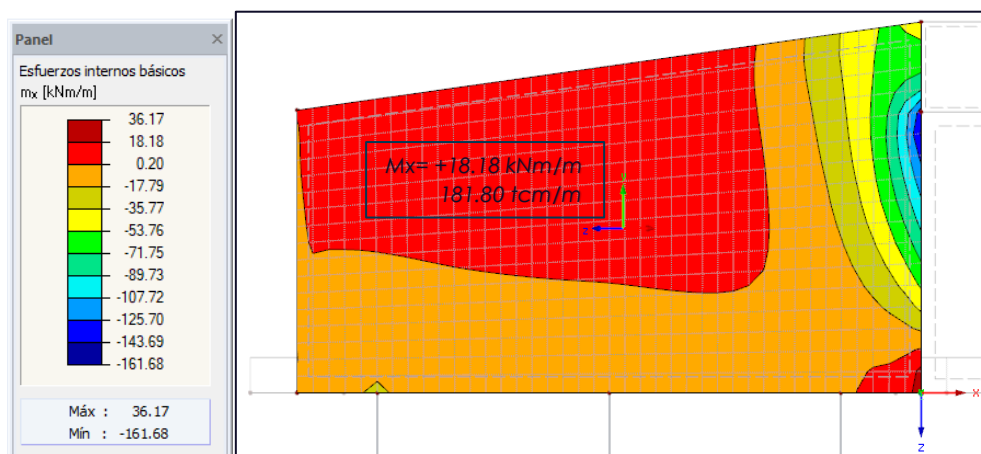


Imagen N° 3.8.39. Esfuerzo de FLEXIÓN M_x en Alas. Combinación Servicio III.

3.8.6.5 Encuentro de Muro de Alas y Muro Frontal

Para dimensionar la armadura en el encuentro entre ambos muros, se observa la flexión horizontal M_x . ADOPTAMOS $H=0.525\text{m}$ PARA EL DIMENSIONAMIENTO

Vinculación Muro Frontal y Muro de Alas		A_{sx} (cm^2/m)
	M_x (+) kNm/m	
SERVICIO I	6.81 cara externa	0.58
SERVICIO II	62.00 cara interna	5.35
SERVICIO III	65.46 cara interna	5.69

Tabla N° 3.8.15. Momentos Flectores M_x en encuentro entre muro de ala y muro frontal.

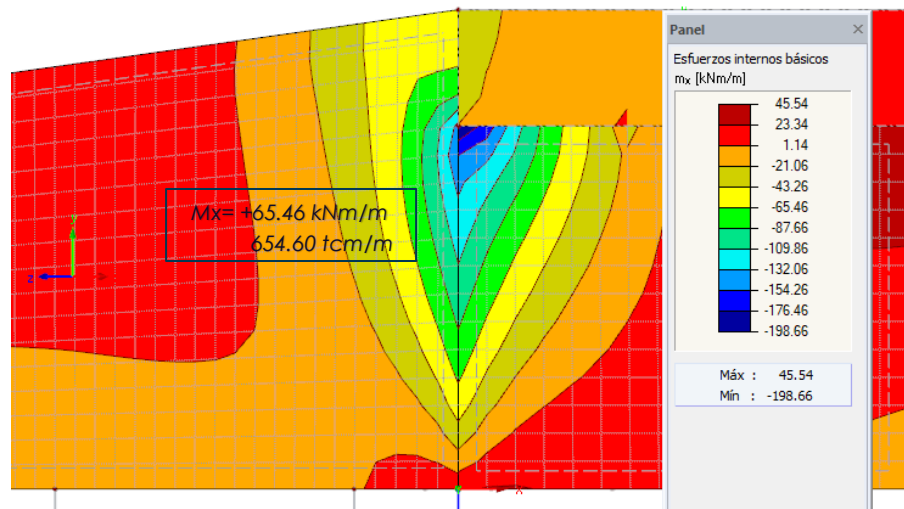


Imagen N° 3.8.40. Esfuerzo de FLEXIÓN Mx en Alas. Combinación Servicio III.

Como esfuerzo de flexión en dirección "x", el valor es de 65.46 kNm/m, con lo cual la armadura que corresponde es:

ARMADURA HORIZONTAL ENCUENTRO

$A_s = 5.69 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \text{ db } 12\text{mm c/ } 15\text{cm} = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$ (esta armadura se considera ubicada en el chanfle de encuentro entre ambos muros).

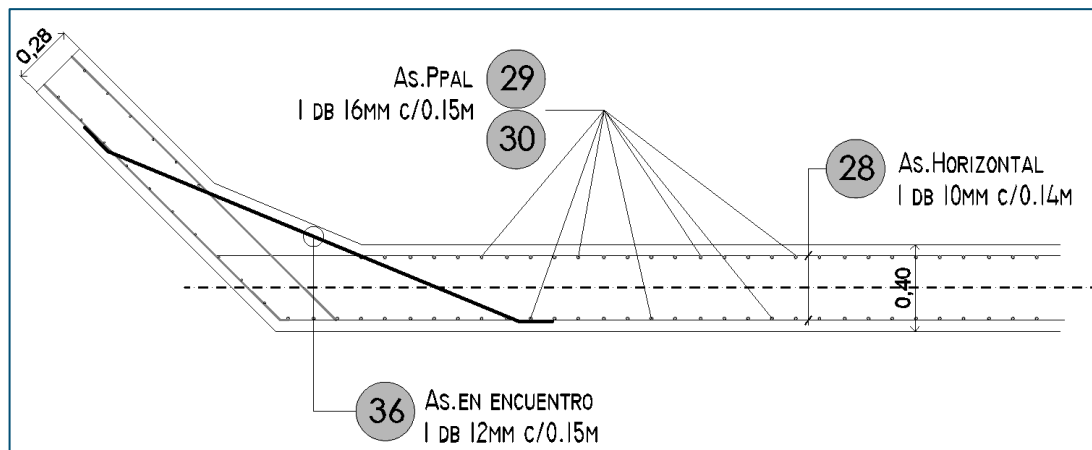


Imagen N° 3.8.41. Armado encuentro Muro Frontal y Muro de Ala.

3.8.6.6 Resultados Obtenidos en Cabezal

El cabezal inferior agrupa los pilotes que sirven de fundación al estribo, tanto al muro frontal como a las alas.

Presenta una geometría variable en planta. En el muro frontal, el mismo presenta un ancho de 2.70m y altura de 0.80m. Para el caso de las alas, el ancho es de 1.50m y la misma altura.

Los resultados obtenidos en el cabezal para las diferentes combinaciones de cargas son los siguientes:

Cabezal		Asx (cm2/m)
	Mx (+) kNm/m	
SERVICIO I	26.70 cara inferior	1.49
SERVICIO II	62.24 cara inferior	3.53
SERVICIO III	86.16 cara inferior	4.88

Tabla N° 3.8.16. Momentos Flectores Mx en Cabezal.

Se denota que, como esfuerzo máximo de flexión en dirección "x" local, el valor es de 86.16 KNm/m, lo que arroja la siguiente armadura:

ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR en "X"

En la cara superior del cabezal, el valor de flexión es de 111.53kNm/m, lo que arroja una armadura $A_{sx} = 6.36 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 1 \text{ db } 12\text{mm c/ } 15\text{cm} = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$. (se considera igual en ambas caras del cabezal).

Podría también considerarse una armadura mínima, que resulta de 0.15% de la sección del cabezal.

$$100\text{cm} \times 75\text{cm} \times 0.0015 = 11.25 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 10 \text{ db } 12\text{mm} = 12.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

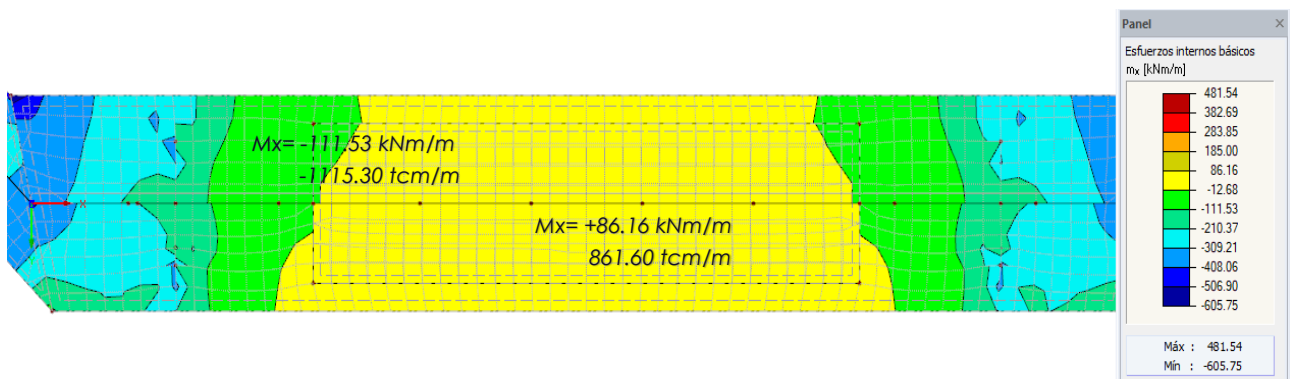


Imagen N° 3.8.42. Esfuerzo de FLEXIÓN M_x en Cabezal. Combinación Servicio III.

En cuanto a la armadura en dirección "y" local, el valor máximo es de 92.40 KNm/m, lo que arroja la siguiente armadura:

	Cabezal	
	$M_y (+)$ kNm/m	$A_{sy} (\text{cm}^2/\text{m})$
SERVICIO I	21.71 cara inferior	1.21
SERVICIO II	92.40 cara superior	5.23
SERVICIO III	58.09 cara inferior	3.27

Tabla N° 3.8.17. Momentos Flectores M_y en Cabezal.

ARMADURA SUPERIOR E INFERIOR en "Y"

$A_{sy} = 100\text{cm} \times 75\text{cm} \times 0.0015 = 11.25 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 10 \text{ db } 12\text{mm} = 11.30 \text{ cm}^2/\text{m}$ (esta armadura se considera igual en ambas caras).

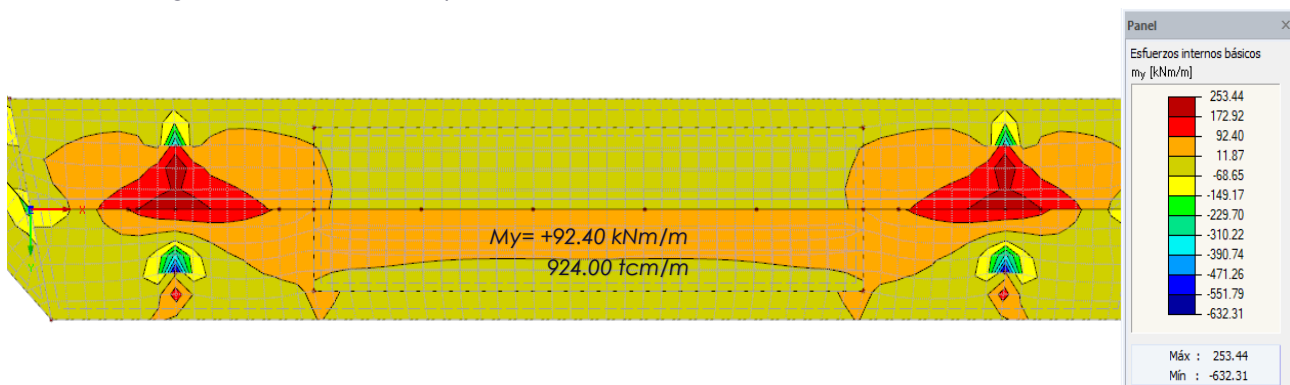


Imagen N° 3.8.43. Esfuerzo de FLEXIÓN M_y en Cabezal. Combinación Servicio II.

ARMADURA DE CORTE

Para el dimensionamiento al corte, se toman las tensiones τ_{yz} y se verifica para una sección de 1.00m x 0.80m.

Como la tensión da menos que $0.40 \times 10 \text{ kg/cm}^2 = 4 \text{ kg/cm}^2$, no se requiere armadura de corte.

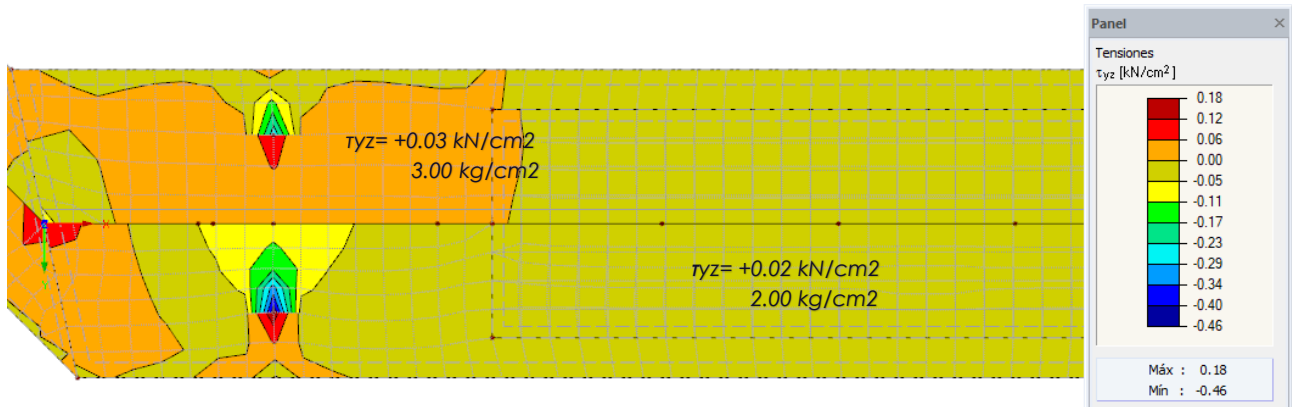


Imagen N° 3.8.44. Esfuerzo de CORTE τ_{yz} en Cabezal. Combinación Servicio III.

Para el cabezal debajo de las alas, se considera la colocación de la misma armadura.

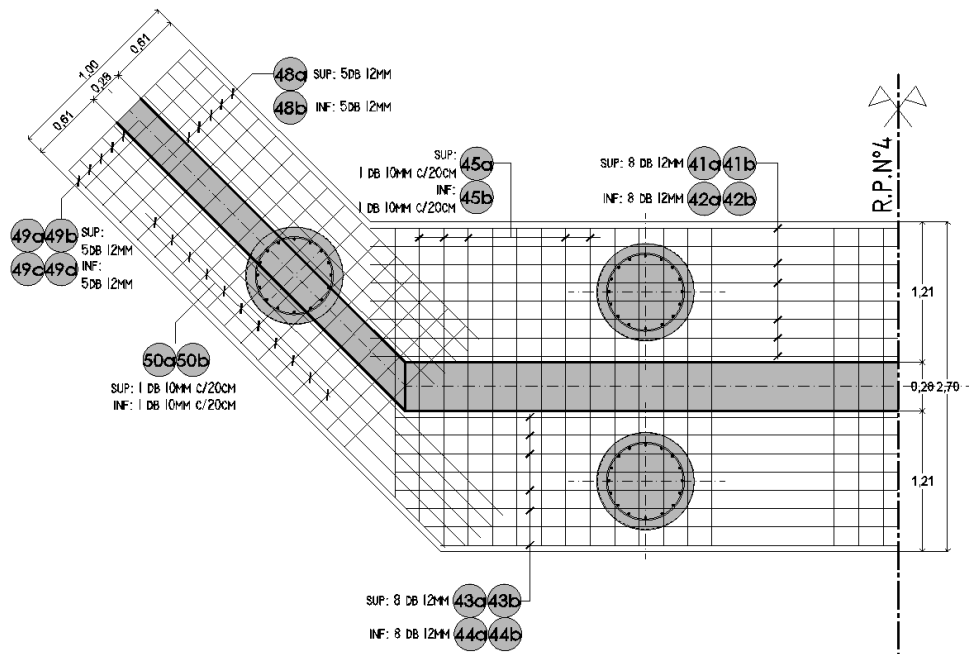
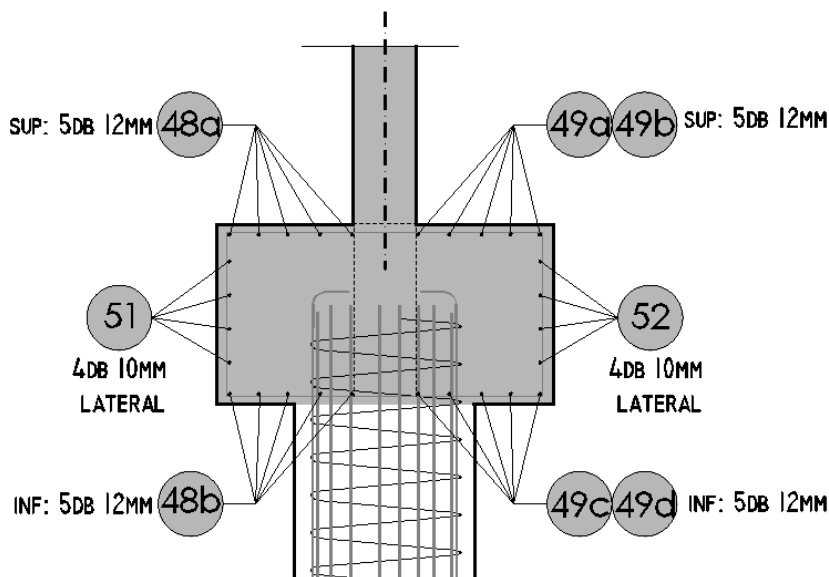


Imagen N° 3.8.45. Armado de Cabezal de Estribo.



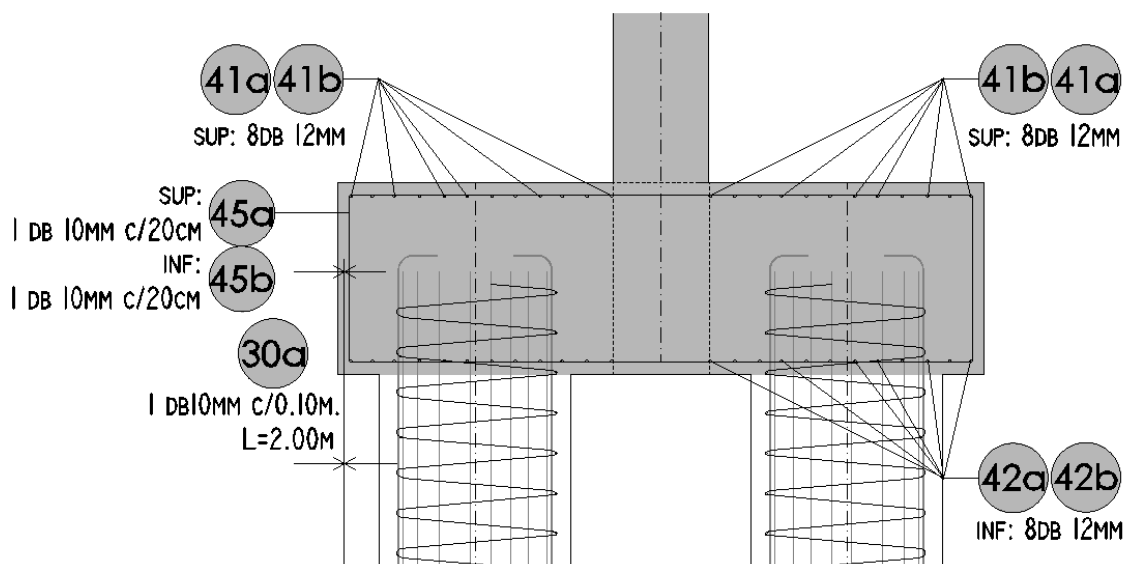


Imagen N° 3.8.46. Armado de Cabezal de Estribo.

3.8.7 Consideraciones adoptadas para Hipótesis I e Hipótesis II

Para las hipótesis planteadas denominadas como Hipótesis I e Hipótesis II, se ha adoptado como suposición que, al momento de llevar a cabo la obra, existe la posibilidad de ejecutar provisoriamente un desvío del tránsito circulante por la Ruta Provincial N°4, durante el desarrollo de los trabajos, que permita la intervención en la parte posterior de los estribos.

De esta forma, se podrá intervenir excavando el terraplén existente en los accesos al puente, llegando hasta la cota proyectada en donde se deberá ejecutar el cabezal, sin afectar la circulación en la ruta.

En el caso de que esta suposición no sea posible, es decir, que no pueda proyectarse un desvío provisorio, será necesario plantear una nueva geometría para el cabezal de estribo, que aquí se planteará como HIPÓTESIS III. La misma contemplará una interrupción del mismo detrás del estribo, evitando la intervención sobre el terraplén existente.

Previamente a la ejecución del cabezal, por ejemplo, al momento de realizar las perforaciones para ejecución de los pilotes, se deberá verificar la fundación de las alas existentes, ya que puede darse la posibilidad de que las mismas se encuentren colgadas de la estructura frontal del estribo. Esto permitirá poder llevar a cabo un replanteo de la situación actual de las fundaciones del estribo existente y poder definir cómo ejecutar la construcción del estribo.

3.8.8 HIPÓTESIS III

En esta hipótesis, se considera la misma disposición de los pilotes que para la Hipótesis II. Las cargas resultan ser iguales, pero la geometría del cabezal se modifica, logrando de esa manera evitar intervenir la parte posterior del muro del estribo.

En las siguientes imágenes, puede apreciarse la nueva geometría, la cual será modelada en el software RFEM 5, con el objetivo de obtener algunas conclusiones.

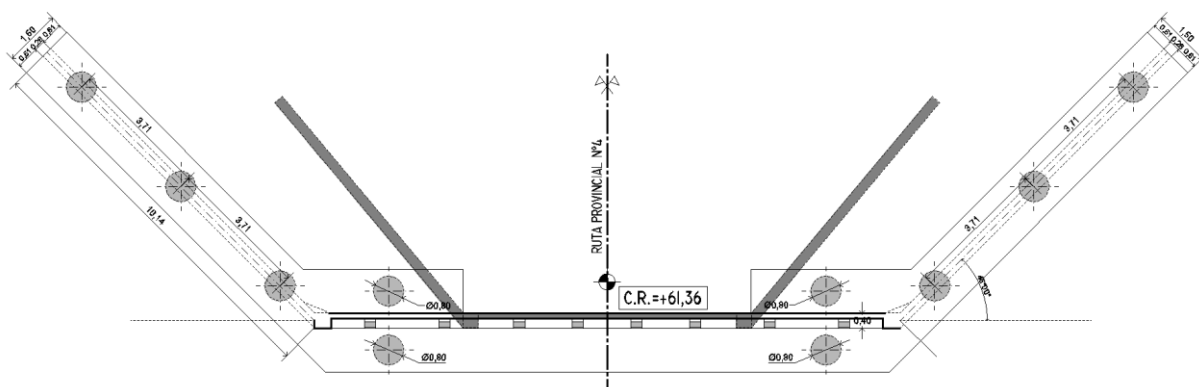


Imagen N° 3.8.47. Planta General Estribo HIPÓTESIS III.

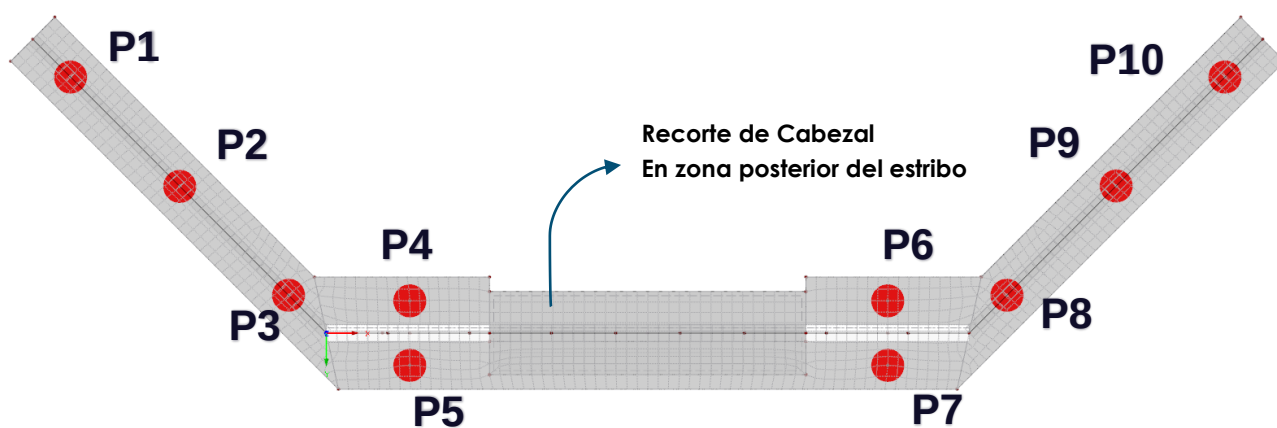


Imagen N° 3.8.48. Disposición de Pilotes HIPÓTESIS III en RFEM 5.

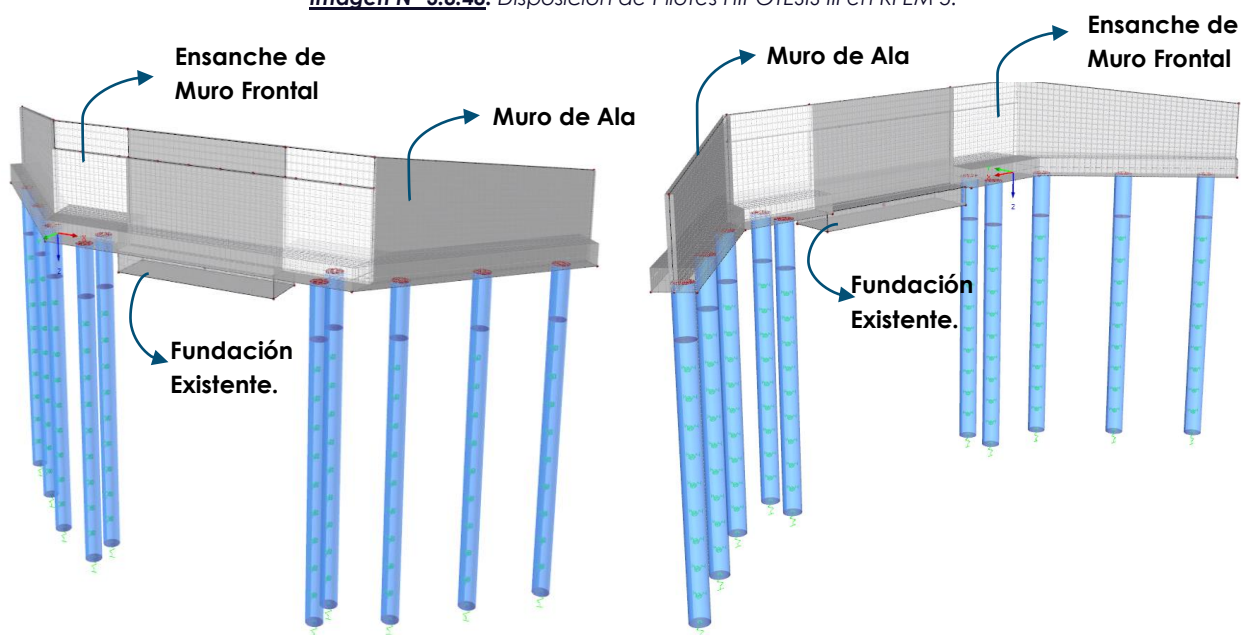


Imagen N° 3.8.49. Modelado en software RFEM 5.

Habiendo analizado los resultados que arroja el software RFEM 5 para esta Hipótesis, se observa que los mismos se encuentran en el orden de los obtenidos en la Hipótesis II. Se puede concluir que resulta una solución más que válida para el caso en el que no sea posible la ejecución de un desvío provisorio al momento de ejecutar la obra, evitando la intervención sobre el terraplén de acceso al puente.

CAPITULO 4. ENSAYOS A EJECUTAR SOBRE PILOTES.

4.1 Ensayo de Integridad

Será obligatoria la realización de ensayos de integridad sobre todos los pilotes ejecutados ya sea que pertenezcan a pilas como a estribos. Dichos ensayos podrán efectuarse mediante sistemas sónicos u otro suficientemente probado y reconocido dentro de la especialidad.

Para pilotes cuya relación Longitud / Diámetro sea igual o menor a 20 y si el diámetro es de hasta 0.80 m, se admitirá el uso del método con "martillo instrumentado". Caso contrario se remitirá al uso del método "Cross Hole".

La empresa a cargo de la obra deberá prever en la ejecución de todos los pilotes, la adecuación de los mismos con el fin de permitir la rápida ejecución de los ensayos.

Los resultados deberán consignar, como mínimo, los siguientes parámetros:

- Longitud del pilote y cota de punta efectiva según el ensayo.
- continuidad del pilote en toda su longitud.
- diámetro del pilote en la longitud ensayada.
- módulo de elasticidad longitudinal del hormigón armado del pilote.

La realización de estos ensayos no invalida la obligatoriedad de ejecutar los ensayos de carga de pilotes.

4.2 Ensayo de Capacidad de Carga Pilotes

Para la ejecución de los ensayos de carga sobre pilotes, se deberán emplear métodos de determinación de la capacidad de carga real del pilote, suficientemente probados y reconocidos como confiables en los resultados que arrojan.

De acuerdo al nivel de cargas de ensayo a alcanzar, los métodos que se podrán utilizar son:

- Carga Estática: continúa siendo la prueba de referencia y aquella en la que el modo de aplicar la carga, más se asemeja al modo en que las mismas lo harán durante la vida útil de la estructura. Por razones de practicidad, rapidez y economía, en la mayoría de los requerimientos de obra puede ser reemplazado por el "Ensayo Dinámico de Carga Mediante Serie de Eventos", donde la calidad de los resultados es muy buena.
- Carga Dinámica: este ensayo, se está consolidando a nivel mundial como una alternativa a la prueba estática de carga. Producto de su velocidad, simpleza, reducida interferencia con el avance de obra y economía se posiciona como preferencia ante el estático.

Para los ensayos de carga no se utilizarán bajo ningún concepto, elementos de la obra definitiva (otros pilotes de obra como elementos de anclaje, etc.), quedando incluido en el ensayo solamente el pilote de obra a ensayar.

4.2.1 Cantidad de Pilotes a Ensayar

Se ensayarán en total 3 (tres) pilotes. Uno en alguna de las pilas Pila y uno por cada Estribo. La posición relativa en todos los casos será la de pilotes "aguas abajo".

4.2.2 Cargas de Ensayo y Consideraciones

La carga a aplicar en el ensayo de cada uno de los pilotes será como mínimo de un orden del 50% superior a la carga vertical máxima de diseño.

La documentación que la empresa deberá presentar incluirá una copia del método de carga y de las normas de ensayo que se aplicarán, indicando:

- Estados de carga.

- Tiempo de aplicación de carga.
- Precisión en la medición de las deformaciones.
- Instrumentos a utilizar.
- Resultados esperados.
- Todo otro dato de relevancia.

CAPITULO 5. CONCLUSIONES.

5.1 Conclusión luego de finalizado el proyecto.

Las obras de ensanche de puentes resultan ser esenciales para permitir el ingreso y una circulación segura de los vehículos sobre el mismo.

La provincia de Santa Fe actualmente, cuenta con numerosos puentes con ancho de calzada reducido, lo que provoca que aquellos que se encuentran sobre rutas con altos niveles de tránsito en circulación sean los que presentan mayores tasas de siniestralidad.

El ancho de calzada en puentes de 6.00m, tiene su fundamento en que los anchos de los vehículos originalmente resultaban ser de 2.20m. Posteriormente, se admitió como ancho mínimo con la Ley N°13927, 2.40m y en la Ley N° 24494 pasó a ser de 2.60m, por lo que los puentes existentes comenzaron a resultar angostos para la circulación conjunta de 2 vehículos en distintos sentidos.

Como cuestiones a destacar del presente proyecto, se puede decir que fue fundamental poder realizar un relevamiento completo del puente, que permitiera observar al detalle cada una de sus partes. Así también es de destacar la importancia de un buen análisis visual de la estructura, como una parte fundamental al momento de desarrollar un proyecto de ensanche.

Un buen proyecto demanda muchos ensayos insitu y de laboratorio para lograr una confiabilidad adecuada en los valores de esfuerzos y tensiones a las que están sometidos los distintos componentes de la estructura, desde el suelo de fundación hasta la losa y carpeta de rodamiento.

Al momento de justificar este proyecto, contar con información del estado estructural resultó un factor de mucho valor, ya que colaboró al momento de decidir si conservar la estructura existente, o ejecutar una nueva.

En el proyecto ejecutado, se modernizó además la geometría en cuanto a las barandas, defensas en accesos y ubicación de luminancias. Además, se adecuó la señalización horizontal y vertical, aumentando notablemente las condiciones de seguridad en las adyacencias de la obra de arte.

Paralelamente a las reformas geométricas, sería conveniente evaluar la implementación de refuerzos en la estructura existente, debido a que las mismas cuentan con muchos años de vida y con importantes sobrecargas debido a la gran cantidad de accidentes que han provocado impactos de considerable magnitud que pueden haber disminuido su capacidad portante originalmente proyectada.

En un marco de austeridad económica como atraviesa frecuentemente nuestro país, este tipo de obras resultan realmente importantes y permiten elevar la vida útil de estas estructuras cuya construcción demandan inversiones importantes.

Sin dudas que este proyecto, de ejecutarse en forma conjunta con los ensanches de los demás puentes que se encuentran ubicados sobre este tramo, mejorará notablemente la transitabilidad sobre la Ruta Provincial N°4.

CAPITULO 6. IMÁGENES 3D.



Puente en perspectiva superior 3D.



Puente en perspectiva lateral 3D.



Vista lateral aguas abajo.



Vista Superior puente 3D.



Vista Superior puente 3D.



Vista Sur - Norte puente 3D.

CAPITULO 7. BIBLIOGRAFÍA.

- [1] "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado" DNV 1952.
- [2] CIRSOC 101-2005. "Reglamento Argentino de Cargas Permanentes y Sobrecargas Mínimas de Diseño para Edificios y otras Estructuras"
- [3] CIRSOC 201-2005. "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado"
- [4] CIRSOC 201-1982. "Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado"
- [5] Apuntes de la Cátedra Puentes. Ing. Edgardo Rinaudo. Curso de Posgrado Especialización Ingeniería Estructural. Año 2022.
- [6] Apuntes de la Cátedra Reparación y Reformas de Estructuras. Ing. Rubén López Curso de Posgrado Especialización Ingeniería Estructural. Año 2022.
- [7] Apuntes de la Cátedra Mecánica de Suelos y Fundaciones. Ing. Rosado, Ing. Esp. Marco Boidi. Curso de Posgrado Especialización Ingeniería Estructural. Año 2021.
- [8] Estructuras de Hormigón Armado. Tomo VI. Casos especiales del dimensionado de estructuras de hormigón armado. Autor: Fritz Leonhardt.

Software de cálculo utilizado.

- [1] RFEM 5. Software de Análisis de Estructuras por Elementos Finitos en 3D. Versión Académica para el curso de posgrado.

Anexo 1. Planilla de Cálculo.

1- DATOS GENERALES DEL PUENTE

Cantidad de Vigas Existentes=	4	u	
Cantidad de Vigas Nuevas=	4	u	
Categoría PUENTE ORIGINAL=	A-20		
Categoría PUENTE PROYECTO=	A-30		
Luz=	29,80	m	
Luz de Cálculo=	29,60	m	Sep. entre vigas existentes= 1,55 m
Ancho de Calzada Puente original=	6,00	m	
Ancho de Calzada Proyecto=	13,30	m	Sep. entre vigas nuevas= 1,97 m
a (ángulo esviaje)=	90	°	
Defensa vehicular=	0,033	t/m	
Barandas totales=	0,033	t/m	
Cantidad de Cordones=	2		
Area guardarruedas=	0,22	m2	
Ancho vereda cargado=	0,60	m	
Sección viguetas transversales=	0,11	m2	
Longitud viguetas transversales=	1,97	m	

2- MATERIALES

Hormigón Nueva Estructura

	H-38
σ'_{bk} =	38 Mpa
Ecv=	37000 Mpa

Armadura Pasiva

fy=	420 Mpa
Ec=	210000 Mpa

Tableros, Vigas, Viguetas

Peso específico=	25 KN/m3
------------------	----------

Carpeta de Rodamiento

Peso específico=	24 KN/m3
Espesor=	0,105 m

Cordón/Guardarruedas

Peso específico=	25 KN/m3
------------------	----------

Hormigón Estructura Existente

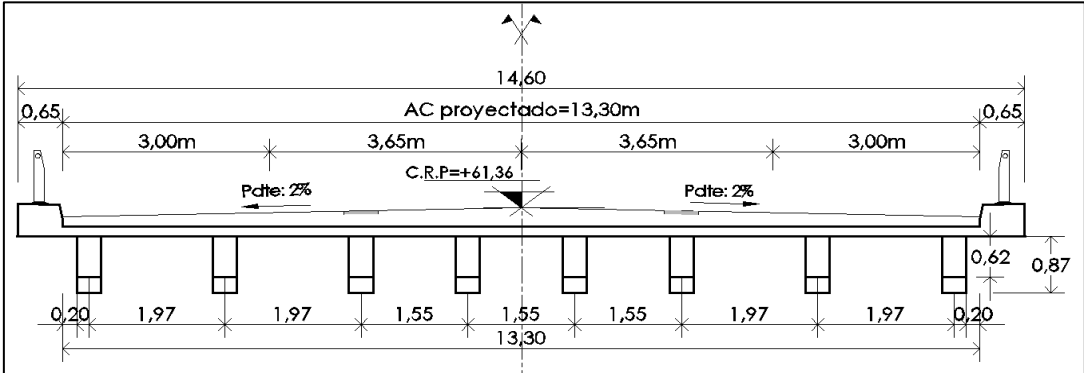
	H-30
σ'_{bk} =	30 Mpa
Ecv=	34000 Mpa

3- CÁLCULO ESTRUCTURAL

3.3 LOSA DE TABLERO

Datos Generales

Luz de cálculo=	9,95 m
Espesor de losa=	0,15 m
Peso específico Hº=	25 KN/m3
Espesor promedio de carpeta=	0,11 m
Peso específico carpeta=	25 KN/m3



Análisis de Cargas

El análisis de las cargas actuantes se realiza en base a las "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado" de la DNV (1952)

Categoría del puente=	A-30
Coefficiente de impacto=	1,40 (Valor adoptado para Losa de Tablero)

<u>Aplanadora:</u>		
Rd=	130 KN	
Rt=	85 KN	
Total=	300 KN	
Reducción para losas=		0,80
Rd'=	145,60 KN	
Rt'=	95,20 KN	
<u>Multitud Compacta:</u>		
p=	6,00 KN/m2	
p'=	8,40 KN/m2	
<u>Fuerza Horizontal:</u>		
F=	0,80 KN/m	
Aplicada a la altura del pasamanos		
<u>Sobrecarga en veredas:</u> NO APLICA		
pv=	4,00 KN/m2	

Cálculo de las Solicitaciones

El cálculo de la solicitaciones, se realiza se realiza tomando como base el cálculo simplificado de losas continuas de las "Bases para el Cálculo de Puentes de Hormigón Armado" de la DNV (1952), punto (V b 3).

Entre vigas principales - Solicitaciones en el tramo

a=	1,97 m	(distancia entre ejes de vigas)
e=	0,15 m	(espesor de la losa)

Cargas permanentes

PP losa+ carpeta de rodamiento

qp=	6,40 KN/m2	
M tramo qp=	1,03 KNm/m	(empotrado-empotrado)

Sobrecargas

Aplanadora:

Ancho activo: $B = 0,10 + 2*s + 2/3*I < 0,10 + 2*s + 2*m$

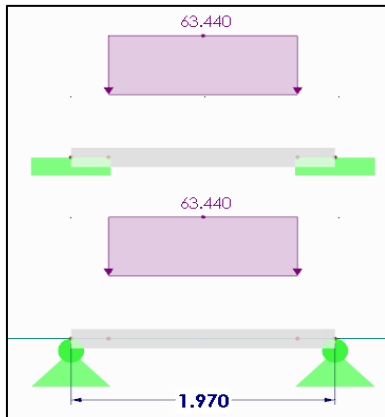
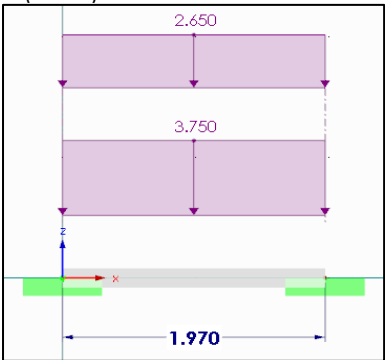
s=	0,106 m	(separación entre ejes de vigas principales)
I=	1,97 m	
B=	1,63 m	
		< 2,31

Ancho de repartición: $Ar = t + 2*s$

t=	1,20 m	
Ar=	1,41 m	
Rd'=	145,60 KN	
q Rd'= Rd'/(Ar * B):	63,44 KN/m2	
M tramo=	28,29 KNm/m	(apoyado-apoyado)
M tramo=	10,02 KNm/m	(empotrado-empotrado)
M tramo prom=	19,16 KNm/m	

Multitud Compacta:

qM=	8,40 KN/m2	
M tramo=	4,07 KNm/m	(apoyado-apoyado)
M tramo=	1,36 KNm/m	(empotrado-empotrado)
M tramo prom=	2,72 KNm/m	
M tramo sobrecarga=	19,16 KNm/m	



Entre vigas principales - Solicitaciones en los apoyos

Cargas permanentes

PP losa+ carpeta de rodamiento

qp=	6,40 KN/m2	
M apoyo pp=	-2,07 KNm/m	(empotrado-empotrado)

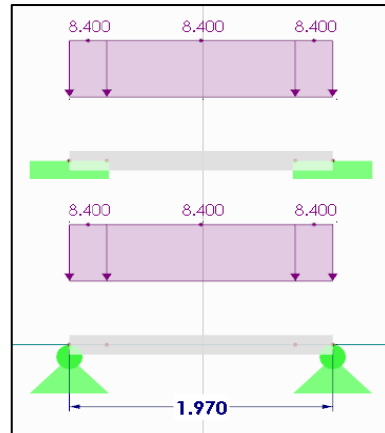
Sobrecargas

Aplanadora:

q Rd'= Rd'/(Ar * E	63,44 KN/m2	
M apoyo apla=	-18,27 KNm/m	(empotrado-empotrado)

Multitud Compacta:

qM=	8,40 KN/m2	
M apoyo mult=	-2,72 KNm/m	(empotrado-empotrado)
M tramo sobrecarga=	-18,27 KNm/m	



En el voladizo - Solicitaciones en los apoyos

Cargas permanentes

Las cargas actuantes son: Peso Propio vereda, carga de baranda y fuerza aplicada en pasamanos.

Sección	ancho (m)	alto (m)	área (m2)	Carga (KN/m)	$\frac{M_{A-A}}{A}$ (KNm/)	$\frac{M_{A-A}}{A}$ (KNm/)
Losa	0,85	0,15	0,13	3,19	0,43	1,37
Guardarruedas	-	-	0,22	5,50	0,52	2,86
Baranda peatonal	-	-	-	0,33	0,75	0,25
Fuerza pasamanos				0,80	0,90	0,72

M apoyo pp= 5,20 KNm/m

Dimensionamiento a Flexión de la Losa

Entre vigas principales

Armadura de tramo

Me= 20,19 KNm/m

b= 1,00 m

d= 0,15 m

h= 0,125 m

kh= 8,80

ke= 0,44491

As nec= 7,19 cm2/m

As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

7,53 cm2/m Armadura inferior

(Separación máxima entre ejes de fierros 15cm)

Armadura de apoyo

Me= -20,34 KNm/m

b= 1,00 m

d= 0,15 m

h= 0,125 m

kh= 8,76

ke= 0,44491

As nec= 7,24 cm2/m

As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

7,53 cm2/m Armadura superior

Armadura de repartición

c= 0,10+0,10*(B-(t+2*s))

(DNV -V-b-6)

B= 1,63 m

t= 1,20 m

s= 0,106 m

c= 0,12

c min= 0,20

As nec= 1,51 cm2/m

As adoptada= 1 db 8mm c/ 20cm

2,52 cm2/m

En el voladizo

Armadura de apoyo

Me= 5,20 KNm/m

b= 1,00 m

d= 0,15 m

h= 0,125 m

kh= 17,12

ke= 0,42999

As nec= 1,88 cm2/m

As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm

7,53 cm2/m Armadura superior

Separacion maxima entre ejes de barras: 15cm

Armadura de repartición

cmin= 0,20

As rep= 0,38 cm2/m

As adoptada= 1 db 8mm c/ 20cm

2,52 cm2/m

LOSA DE APROXIMACIÓN, DEFENSAS Y BARANDAS

Se incorporarán los planos correspondientes para cada uno de los elementos.

3.4 VIGAS LONGITUDINALES

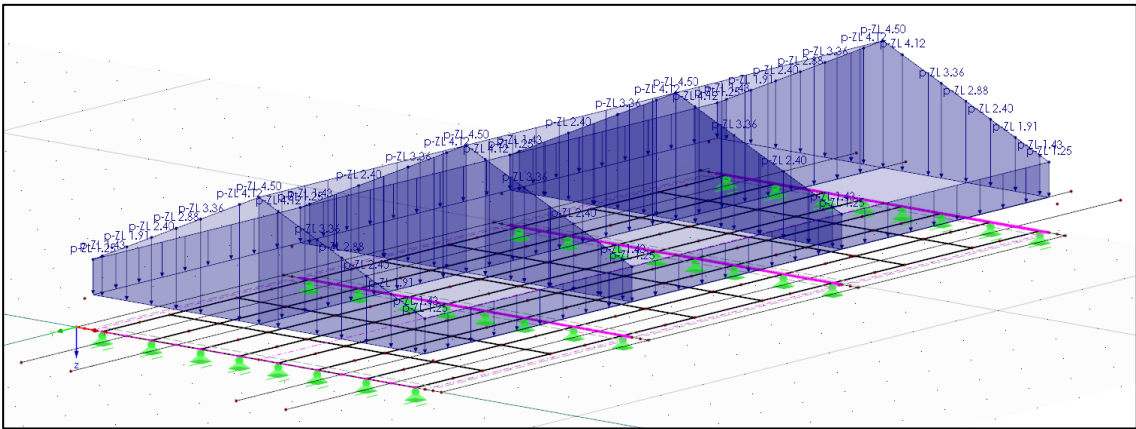
Datos Generales

Luz de cálculo=	29,60	m			
bw=	0,35	m			
h max=	0,87	m	h min=	0,62	m
ht max=	1,02	m	ht min=	0,77	m
r=	0,025	m			

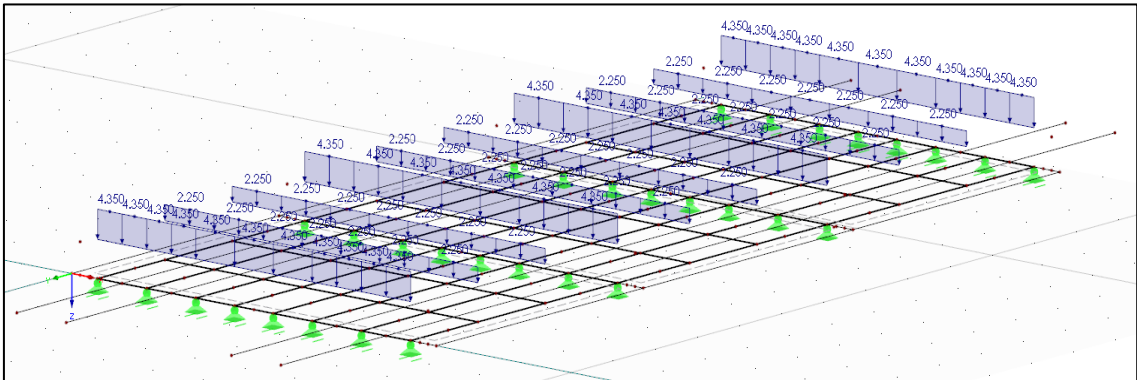
Análisis de Cargas

Cargas permanentes				
Peso Carpeta=	2,65	KN/m2	hmax cartela=	0,87 m
Peso Tablero=	3,75	KN/m2	hmin cartela=	0,62 m
Peso Viga Ppal=	6,52	KN/m	hpromedio=	0,75 m
Peso Viga Ppal=	6,74	KN/m		
Peso Vigüeta=	2,81	KN/m		
Peso Cordón=	5,45	KN/m		
Peso Baranda=	0,46	KN/m		

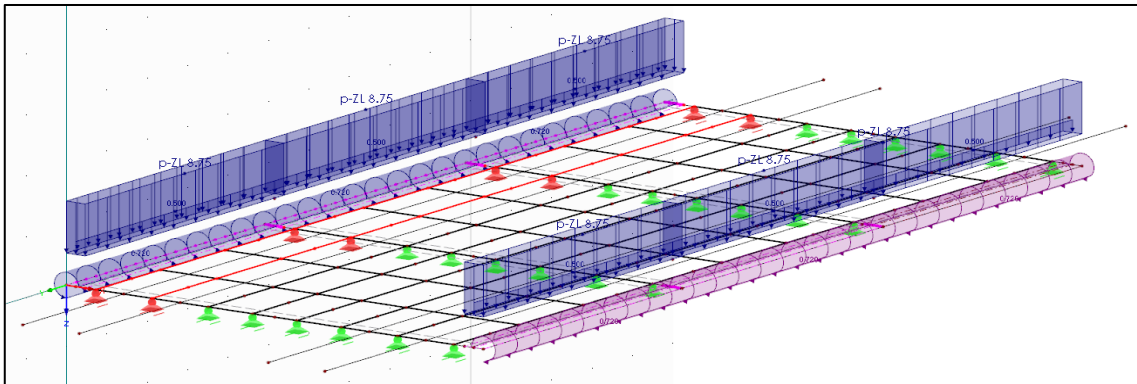
Carga Carpeta de Rodamiento:



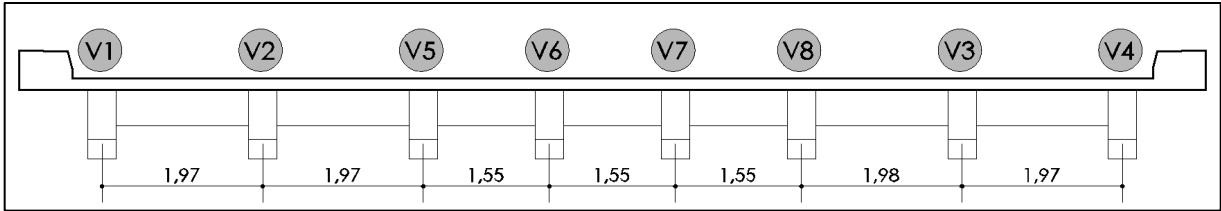
Carga Peso Propio Viguetas Transversales:



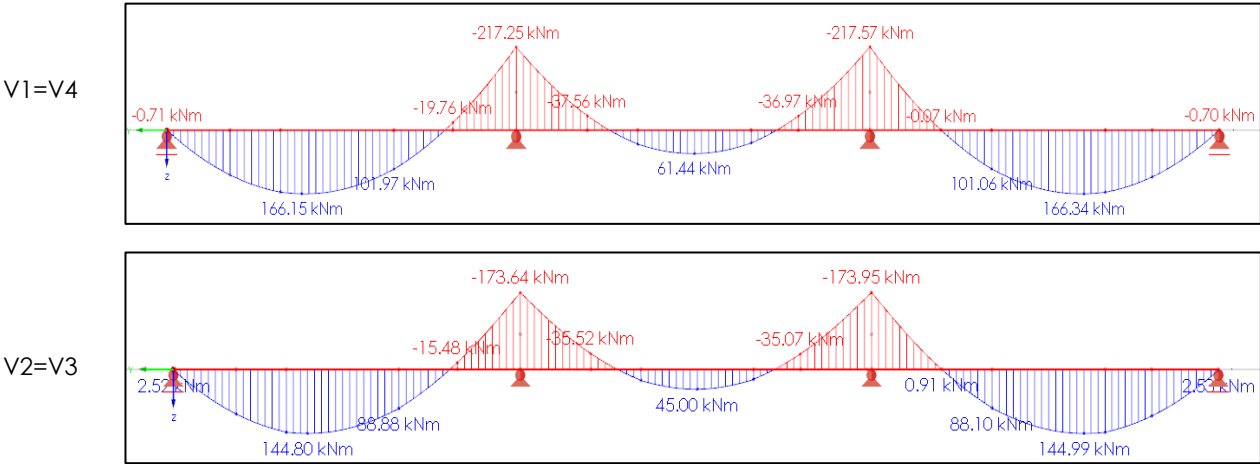
Carga Peso Propio Cordón + Baranda:



Denominación de nuevas Vigas Longitudinales:



Diagramas Esfuerzos de Flexión máximos:



Mmax V1=V4 (+)= 166,34 KNm
Mmax V1=V4 (-)= -217,57 KNm

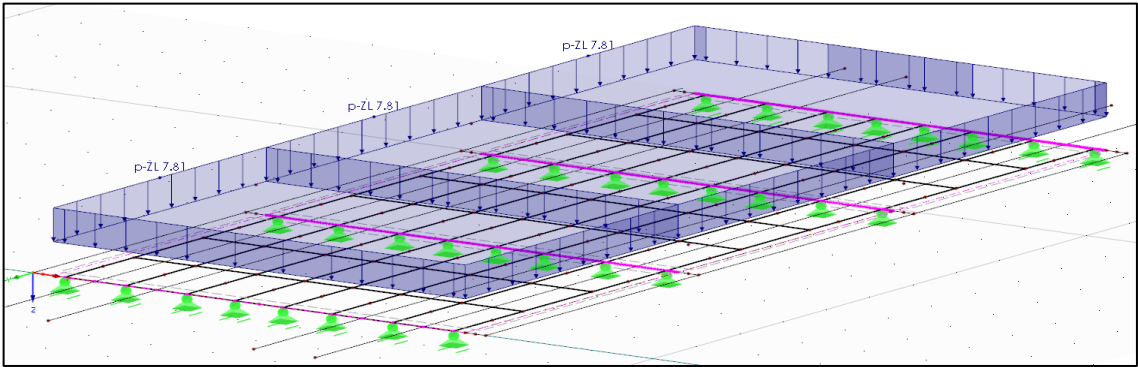
Mmax V2=V3 (+)= 144,80 KNm
Mmax V2=V3 (-)= -173,95 KNm

Sobrecargas

Coeficiente de impacto= 1,30 (1,35-0,0005*L)
Cantidad de fajas de circulacion= 4
% del pp de las aplanadoras= 90 %
Multitud Compacta:
L= 9,95 m

p= 6,00 KN/m2
p'= 7,81 KN/m2

Carga Multitud Compacta:



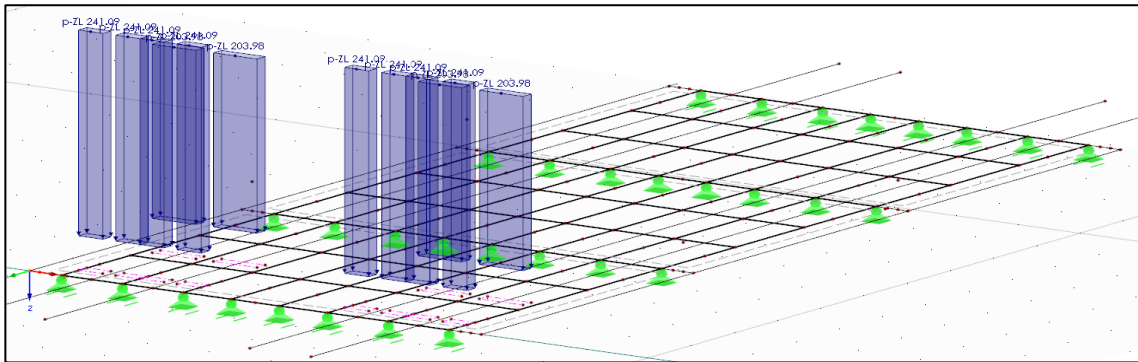
Aplanadora:				
Rd=	130 KN	→ 170 KN		Coeficiente de impacto= 1,30
Rt=	85 KN			
Total=	300 KN			

Reducción por Multitud Compacta:

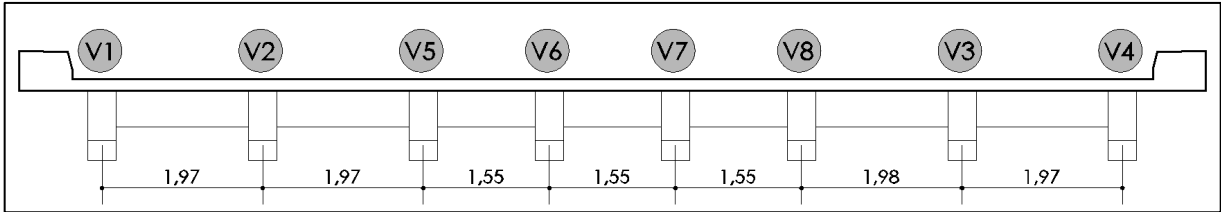
Considerando la multitud compacta como abarcando todo el ancho y largo del puente, cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora, resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para 4 aplanadoras sobre la calzada del puente:

Rd'=	106,46 KN	peso reducido al 90% y coeficiente de impacto
Rt'=	69,61 KN	peso reducido al 90% y coeficiente de impacto

Carga Aplanadora A30:

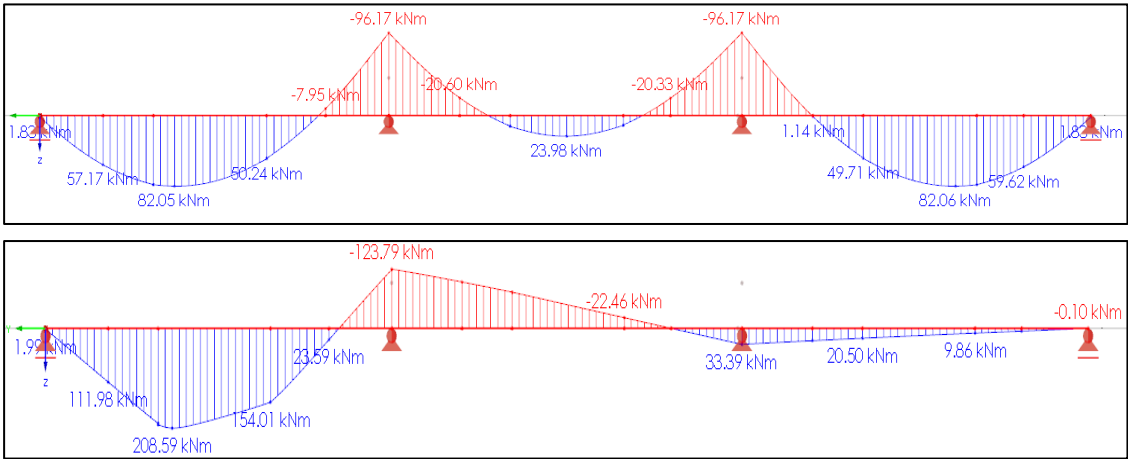


Denominación de nuevas Vigas Longitudinales:

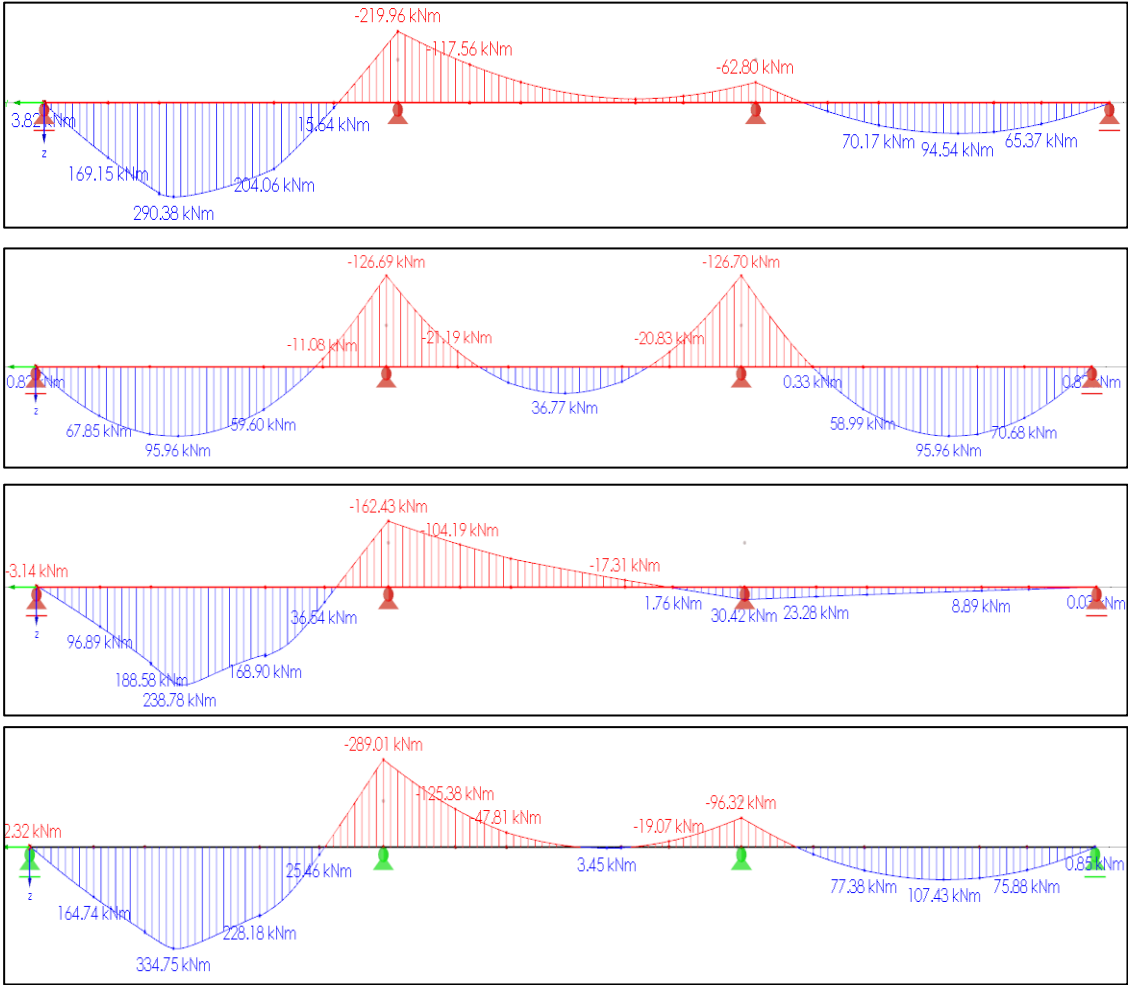


Diagramas Esfuerzos de Flexión máximos:

V1=V4

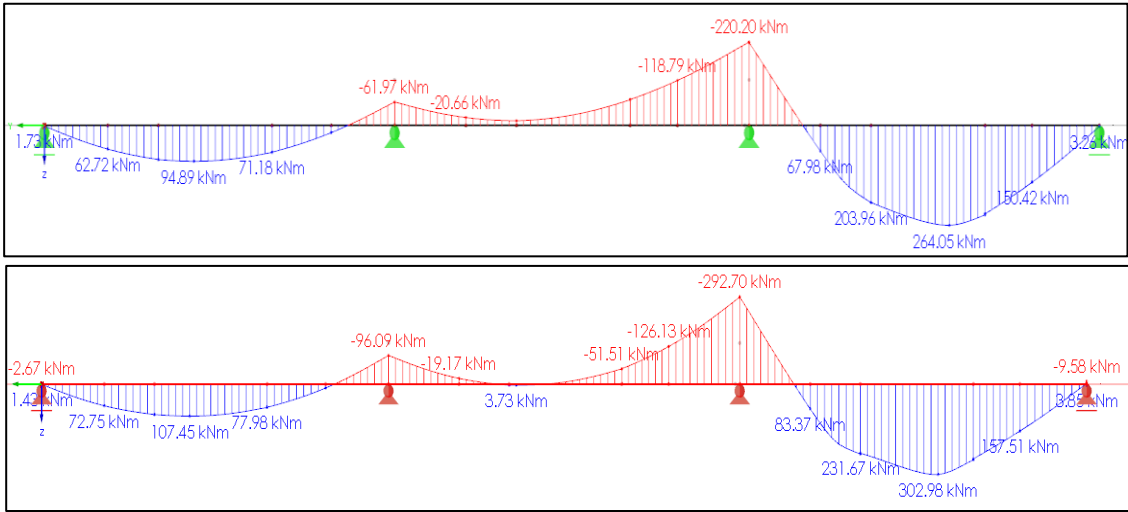


V2=V3



Mmax V1=V4 (+)= **290,38 KNm** (aplanadoras + muchedumbre)
Mmax V2=V3 (+)= **334,75 KNm** (aplanadoras + muchedumbre)

V1=V4



Mmax V1=V4 (-)= **-220,20 KNm** (aplanadoras+muchedumbre)
Mmax V2=V3 (-)= **-292,70 KNm** (aplanadoras+muchedumbre)

Momentos Resultantes

M MAX TRAMO V1=V4= **456,72 KNm** M MAX TRAMO V2=V3= **479,55 KNm**
M MAX APOYO V1=V4= **-437,77 KNm** M MAX APOYO V2=V3= **-466,65 KNm**

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

Armadura de tramo Adoptamos $r=4,50\text{cm}$
Me= **479,55 KNm**
b= 0,35 m
h= 0,77 m
kh= **6,19**

Me= **479,55 KNm**
b= 0,35 m
h= 1,02 m
kh= **8,33**

ke=0,46421

As nec=30,71 cm2

As adoptada=8 db 25mm

ke=0,44733

As nec=22,00 cm2

Armadura inferior

Adoptamos r=4,50cm

Armadura de apoyo

Me=-466,65 KNm

b=0,35 m

h=1,02 m

kh=8,44

ke=0,44733

As nec=21,41 cm2

As adoptada=6 db 25mm

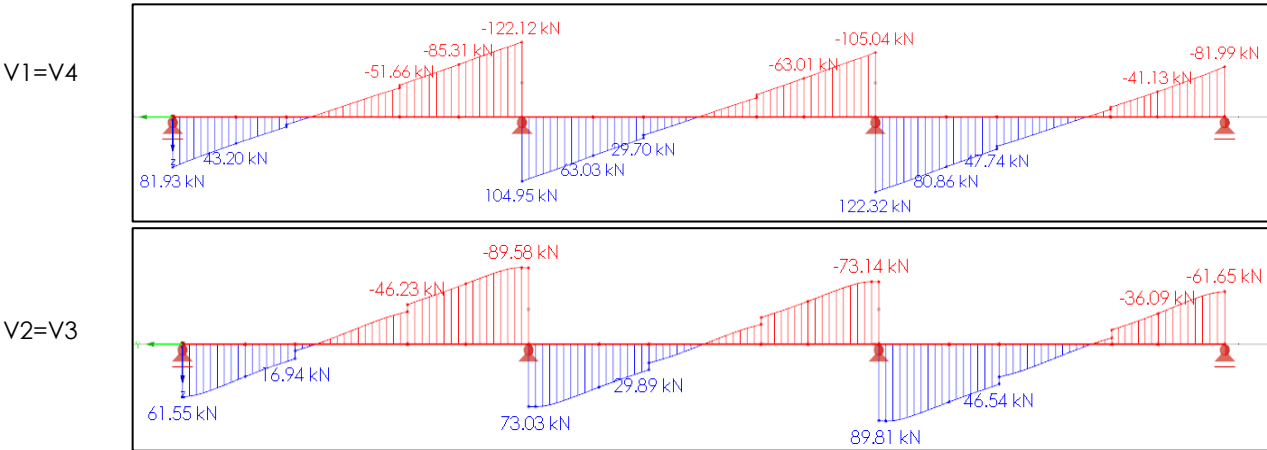
39,26 cm2

29,45 cm2

Armadura superior

Esfuerzos de Corte Resultantes

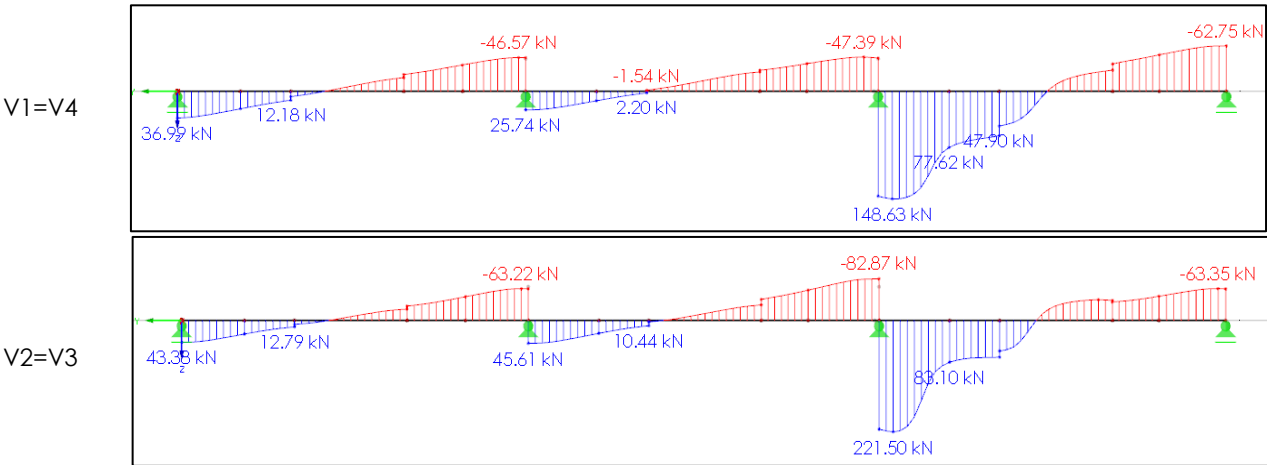
Cargas permanentes



Qmax V1=V4 (+)=122,32 KN

Qmax V2=V3 (+)=89,81 KN

Sobrecargas



Qmax V1=V4 (+)=148,63 KN

Qmax V2=V3 (+)=221,50 KN

Esfuerzos de Corte Resultantes

QMAX V1=V4=270,95 KN

Q MAX V2=V3=311,31 KN

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte

Qmax=311,31 KN

b=0,35 m

h=1,02 m

τo=10,62 kg/cm2

τcalc=10,62 kg/cm2

As=15,48 cm2/m

As adoptada=1 db 8mm c/ 15cm (4 ramas)

(DNV -V-b-6)

consideramos la menor altura

ZONA 1

15,476923

En la zona de menor altura, se considera una sepración de 20cm

H-38	kg/cm2
τo12	11
τo2	27
τo3	45

3.5 VIGUETAS TRANSVERSALES

Datos Sección Viguetas Centrales

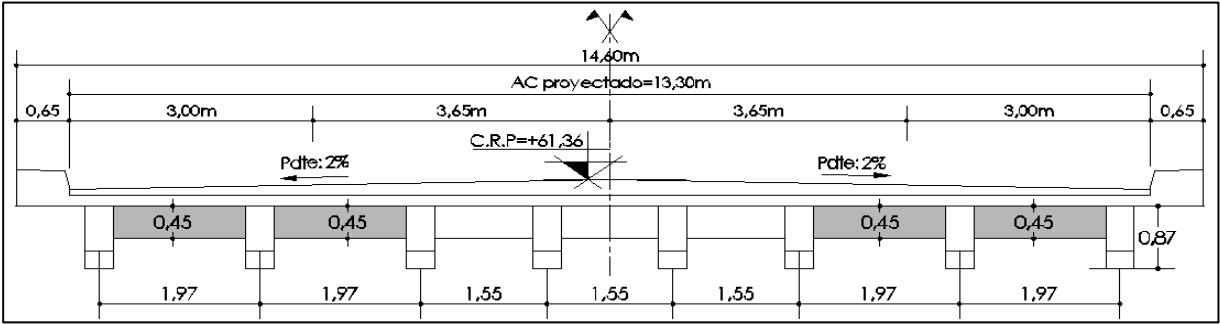
ht=	0,60	m
h=	0,45	m
bo=	0,25	m

Datos Sección Viguetas Extremas

ht=	1,02	m
h=	0,87	m
bo=	0,25	m

Análisis de Cargas

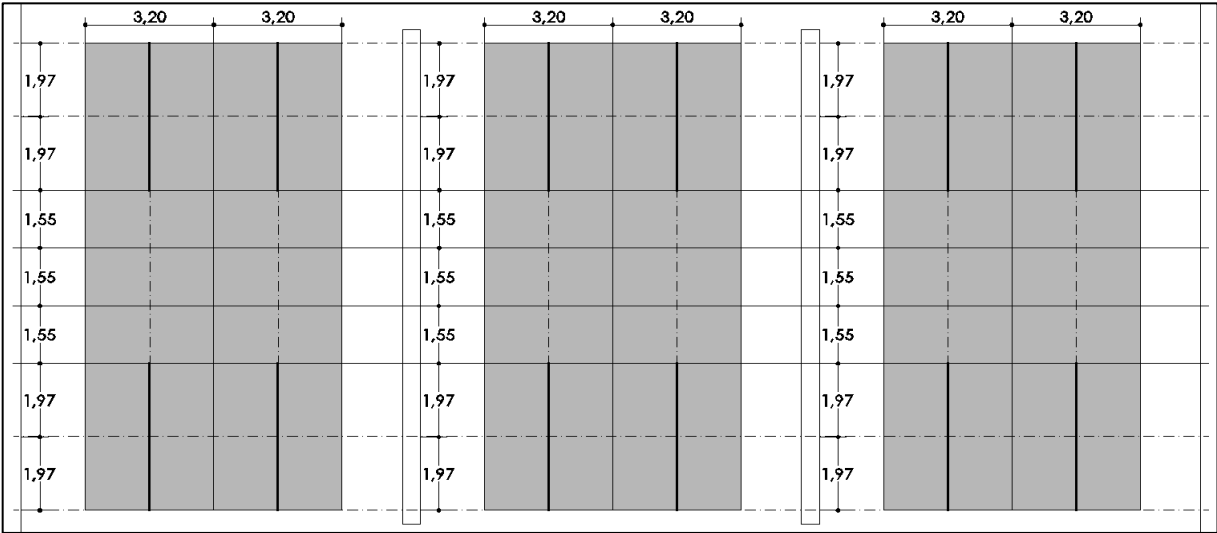
Viguetas Centrales



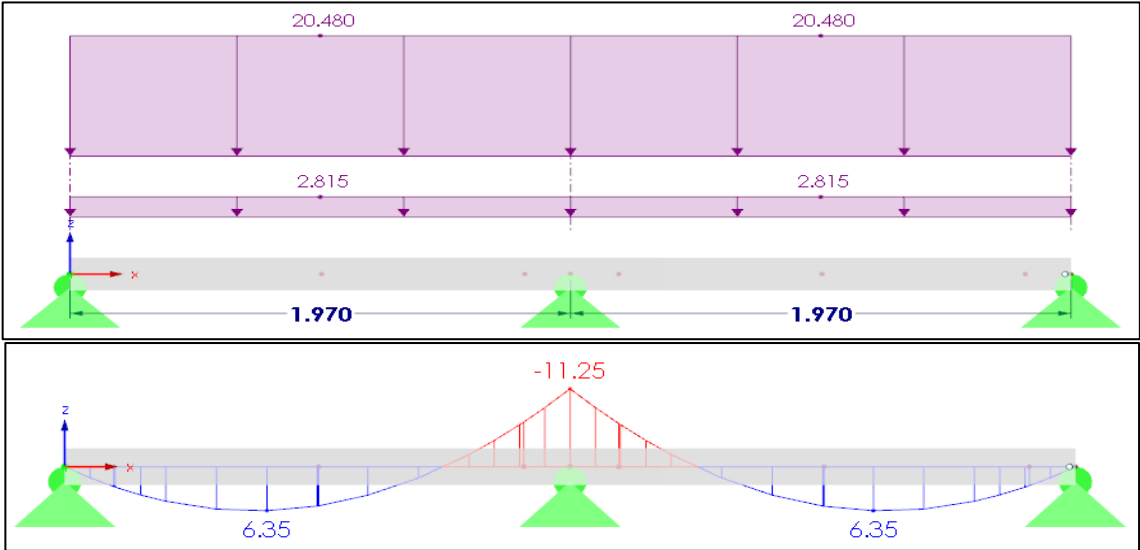
Cargas permanentes

Peso Carpeta=	2,65	KN/m2
Peso de Tablero=	3,75	KN/m2
Peso Vigüeta=	2,81	KN/m
PP losa+ carpeta de rodamiento		
qv=	23,29	KN/m

Ancho influencia= 3,20 m



Para el dimensionamiento de las viguetas, se consideran los 2 tramos nuevos a ejecutar en ambos lados. Se considera una articulación en coincidencia con la vinculación entre la estructura existente y la nueva.



Mmax v (+)= 6,35 KNm
Mmax v (-)= 11,25 KNm

Sobrecargas

Coefficiente de impacto= 1,30 (1,35-0,0005*L)

Multitud Compacta:

p= 6,00 KN/m2
p'= 7,81 KN/m2
qvm= 24,98 KN/m

Aplanadora:

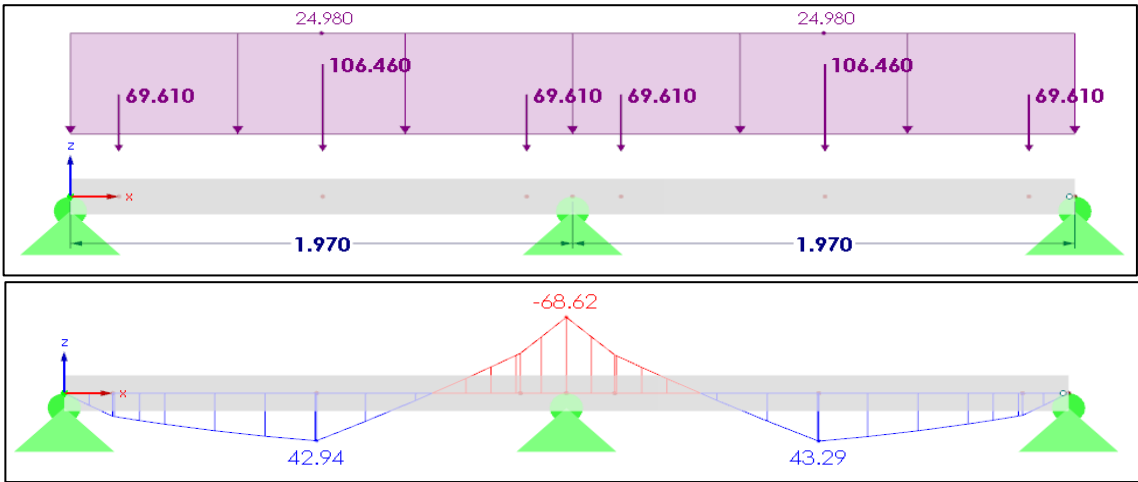
Rd= 130 KN
Rt= 85 KN
Total= 300 KN

Coefficiente impacto= 1,30

Reducción por Multitud Compacta:

Considerando la multitud compacta como abarcando todo el ancho y largo del puente, cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora, resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para 4 aplanadoras sobre la calzada del puente.

Rd'= 106,46 KN peso reducido al 90% y coeficiente de impacto
Rt'= 69,61 KN peso reducido al 90% y coeficiente de impacto



Mmax v (+)= 42,94 KNm
Mmax v (-)= 68,62 KNm

Momentos Resultantes

M MAX TRAMO= 49,29 KNm
M MAX APOYO= 79,87 KNm

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

Armadura de tramo Adoptamos r=3,50cm

Me= 49,29 KNm
b= 0,25 m
h= 0,60 m
kh= 12,72
ke= 0,43506

As nec= 3,80 cm2
As adoptada= 4 db 16mm 8,04 cm2 Armadura inferior

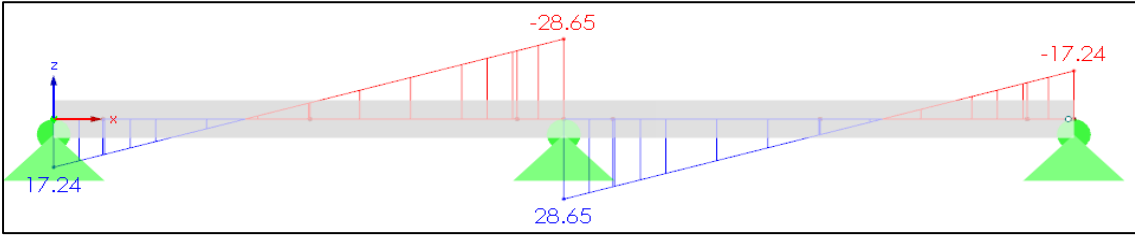
Armadura de apoyo Adoptamos r=3,50cm

Me= 79,87 KNm
b= 0,25 m
h= 0,60 m
kh= 10,00
ke= 0,44003

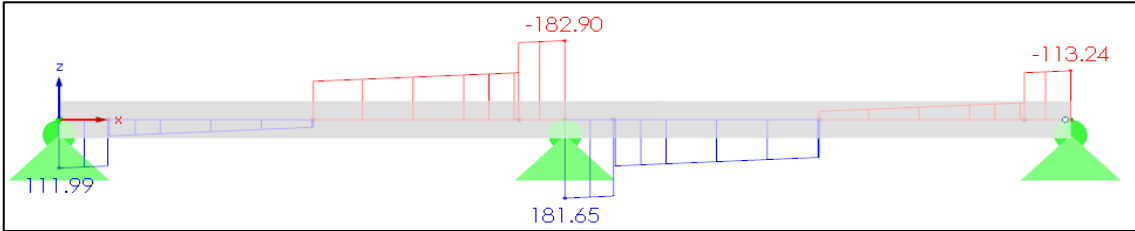
As nec= 6,22 cm2
As adoptada= 4 db 16mm 8,04 cm2 Armadura superior

Esfuerzos de Corte Resultantes

Cargas permanentes:



Sobrecargaas:



Q MAX APOYO=

28,65 KN

Q MAX APOYO=

182,90 KN

Q MAX TOTAL=

211,55 KN

cargas permanentes
muchedumbre + aplanadora

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte

Qmax=

211,55 KN

(DNV -V-b-6)

b=

0,25 m

h=

0,60 m

to=

17,62 kg/cm2

ZONA 2

tcalc=

11,49 kg/cm2

As=

10,34 cm2/m

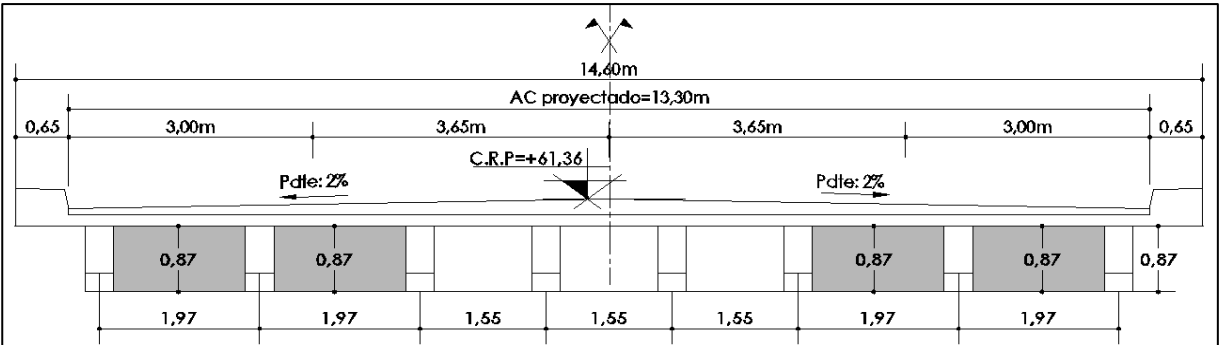
As adoptada=

1 db 10mm c/ 12cm (2 ramas)

13,08 cm2/m

H-38	kg/cm2
τ_{012}	11
τ_{02}	27
τ_{03}	45

Viguetas Extremas



Estado 1

Cargas permanentes

Peso Carpeta=

2,65 KN/m2

Ancho influencia=

1,60 m

Peso de Tablero=

3,75 KN/m2

Peso Viguetas=

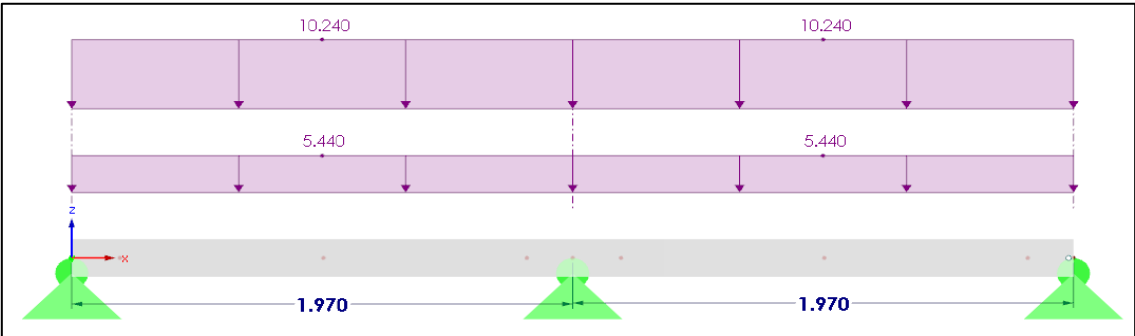
5,44 KN/m

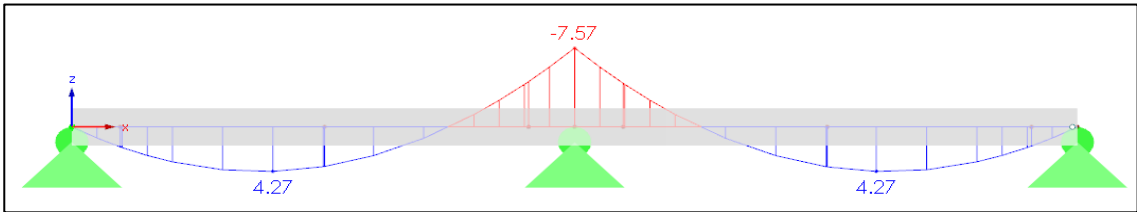
En estribos de puente

PP losa+ carpeta de rodamiento

qv=

15,68 KN/m





Mmax v (+)= 4,27 KNm
Mmax v (-)= -7,57 KNm

Sobrecargas
Coeficiente de impacto= 1,30 (1,35-0,0005*L)

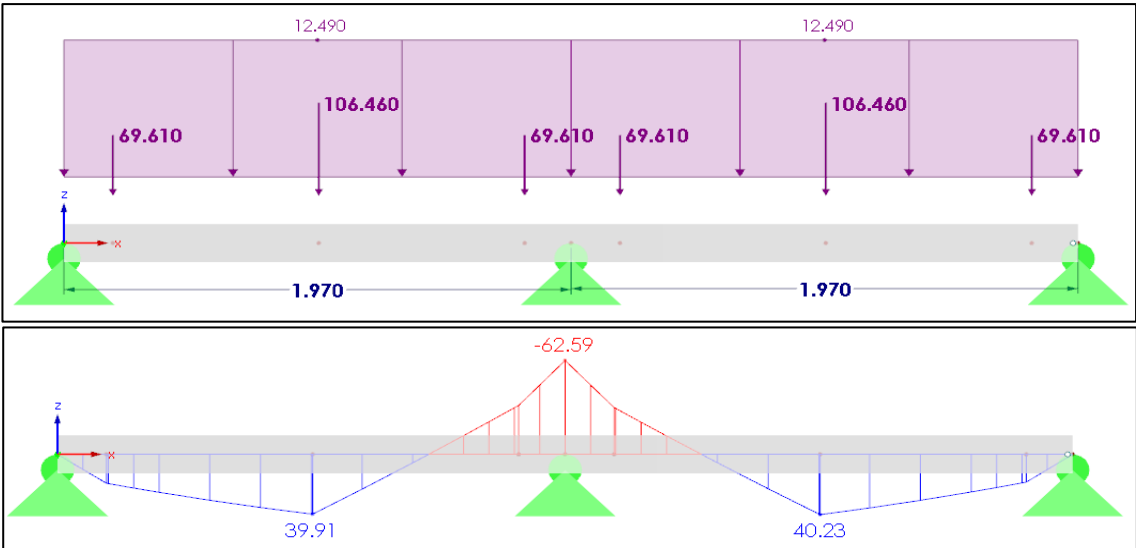
Multitud Compacta:
p= 6,00 KN/m2
p'= 7,81 KN/m2
qvm= 12,49 KN/m
Aplanadora:
Rd= 130 KN
Rt= 85 KN
Total= 300 KN

170 KN

Coeficiente impacto= 1,30

Reducción por Multitud Compacta:
Considerando la multitud compacta como que abarca todo el ancho y largo del puente, cabe una reducción de los pesos de los rodillos de aplanadora, resultando en consecuencia, las siguientes cargas de aplicación válidas para las 4 aplanadoras sobre la calzada del puente:

Rd'= 106,46 KN peso reducido al 90% y coeficiente de impacto
Rt'= 69,61 KN peso reducido al 90% y coeficiente de impacto



Mmax v (+)= 40,23 KNm
Mmax v (-)= -62,59 KNm

Momentos Resultantes

M MAX TRAMO= 44,50 KNm
M MAX APOYO= -70,16 KNm

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

Armadura de tramo Adoptamos r=3,50cm

Me= 44,50 KNm
b= 0,20 m
h= 1,02 m
kh= 20,88
ke= 0,42741
As nec= 2,96 cm2
As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm2 Armadura inferior

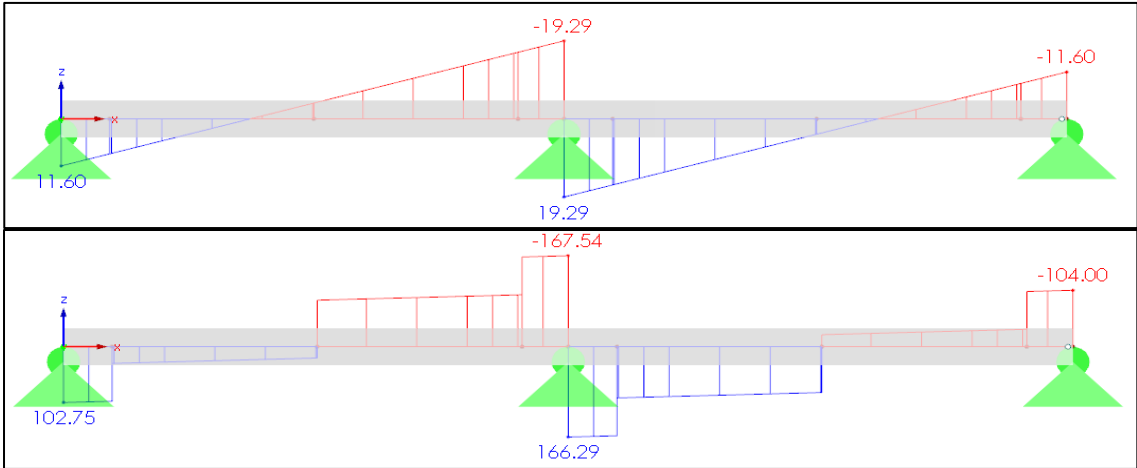
El ancho de las vigas extremas es equivalente al ancho de la pila

Armadura de apoyo

Me= -70,16 KNm
b= 0,20 m
h= 1,02 m
kh= 16,63
ke= 0,42999
As nec= 3,06 cm2

As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm2 Armadura superior

Esfuerzos de Corte Resultantes



Q MAX APOYO= 19.29 KN
Q MAX APOYO= 167.54 KN
Q MAX TOTAL= 186.83 KN

cargas permanentes
muchedumbre + aplanadora

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte

Qmax= 186.83 KN (DNV -V-b-6)
b= 0.20 m
h= 1.02 m
to= 11.16 kg/cm2 ZONA 2
tcalc= 4.61 kg/cm2
As= 3.84 cm2/m
As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm (2 ramas) 10.47 cm2/m

H-38	kg/cm2
τ_{012}	11
τ_{02}	27
τ_{03}	45

Estado 2

Consideramos las reacciones extraídas del modelo completo de entramado de vigas y viguetas.

Peso Propio Losa:

RV1=RV8=	31,90 KN	QT=	214,86 KN
RV2=RV7=	26,85 KN		
RV3=RV6=	26,06 KN		
RV4=RV5=	22,62 KN		

Peso Propio Carpeta de Rodamiento:

RV1=RV8=	7,17 KN	QT=	149,96 KN
RV2=RV7=	20,11 KN		
RV3=RV6=	22,85 KN		
RV4=RV5=	24,85 KN		

Peso Propio Vigas Longitudinales:

RV1=RV8=	23,30 KN	QT=	186,40 KN
RV2=RV7=	23,30 KN		
RV3=RV6=	23,30 KN		
RV4=RV5=	23,30 KN		

Peso Propio Viguetas Transversales:

RV1=RV8=	4,97 KN	QT=	75,78 KN
RV2=RV7=	13,06 KN		
RV3=RV6=	10,56 KN		
RV4=RV5=	9,30 KN		

TOTAL= 627,00 KN
78,38 KN por viga

Cargas correspondientes a Reacciones de Vigas Longitudinales:

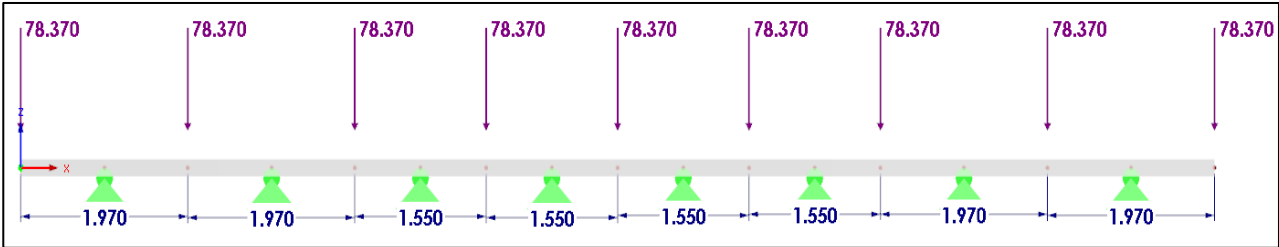


Diagrama de Esfuerzo de Flexión:

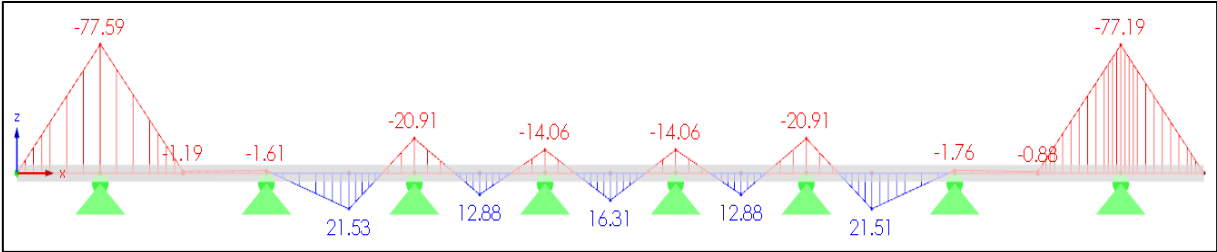
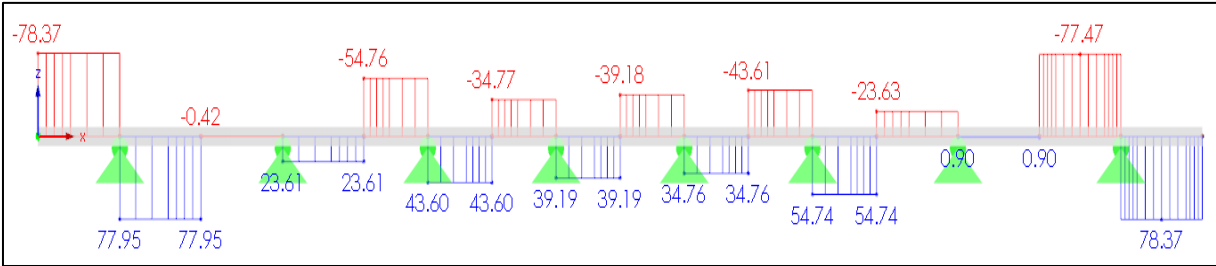


Diagrama de Esfuerzo de Corte:



Momentos Resultantes

M MAX TRAMO= 21,53 KNm
M MAX APOYO= -77,59 KNm

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

Armadura de tramo Adoptamos r=3,50cm
Me= 21,53 KNm
b= 0,20 m
h= 1,02 m
kh= 30,02
ke= 0,42212
As nec= 2,96 cm2
As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm2 Armadura inferior

Armadura de apoyo Adoptamos r=3,50cm
Me= 77,59 KNm
b= 0,20 m
h= 1,02 m
kh= 15,81
ke= 0,42999
As nec= 3,39 cm2
As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm2 Armadura superior

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte
Qmax= 78,37 KN (DNV -V-b-6)
b= 0,20 m
h= 1,02 m
to= 4,68 kg/cm2 ZONA 1
tcalc= 4,68 kg/cm2
As= 3,90 cm2/m
As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm (2 ramas) 10,47 cm2/m

H-38	kg/cm2
τ _{o12}	11
τ _{o2}	27
τ _{o3}	45

Estado 3
Cargas correspondientes a Reacciones de Vigas Longitudinales:

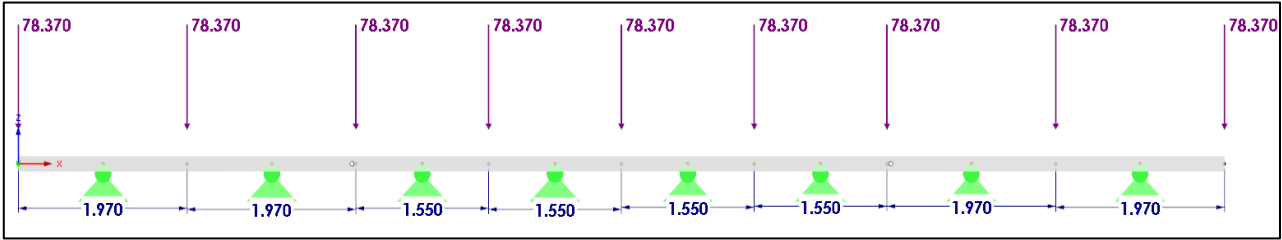


Diagrama de Esfuerzo de Flexión:

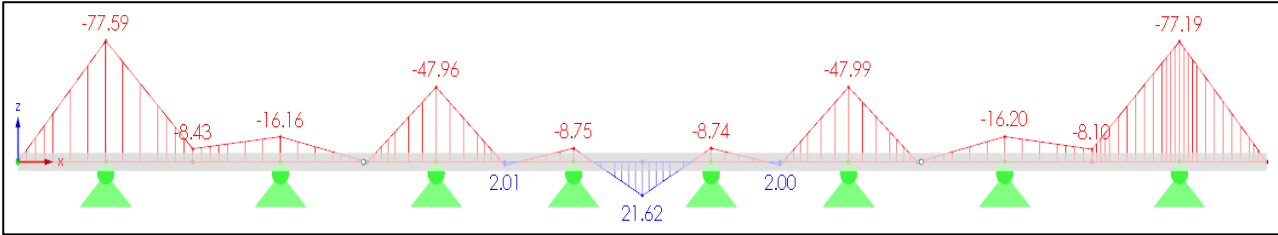
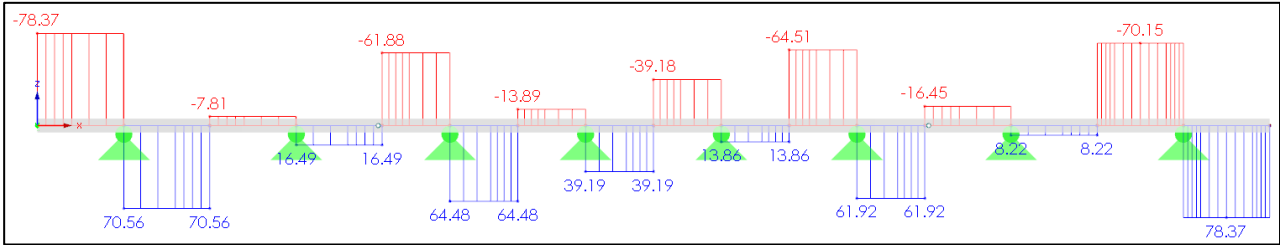


Diagrama de Esfuerzo de Corte:



Momentos Resultantes

M MAX TRAMO= 0,00 kNm
M MAX APOYO= -77,59 kNm

Dimensionamiento a Flexión de la Viga

Armadura de apoyo Adoptamos r=3,50cm
Me= 77,59 kNm
b= 0,20 m
h= 1,02 m
kh= 15,81
ke= 0,42999
As nec= 3,39 cm2
As adoptada= 3 db 16mm 6,03 cm2 Armadura superior

Dimensionamiento a Corte de la Viga

Armadura de Corte
Qmax= 78,37 kN (DNV -V-b-6)
b= 0,20 m
h= 1,02 m
to= 4,68 kg/cm2 ZONA 1
tcalc= 4,68 kg/cm2
As= 3,90 cm2/m
As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm (2 ramas) 10,47 cm2/m

H-38	kg/cm2
τ ₀₁₂	11
τ ₀₂	27
τ ₀₃	45

3.6 DISPOSITIVOS DE APOYO

De acuerdo a ejemplo práctico del libro PUENTES - Con AASHTO LRFD 2017. Autor: Arturo Rodriguez Serquén.
Apoyos de Elastómero Reforzados con Acero - MÉTODO A (Art. 14.7.6 AASHTO LRFD).

Datos Generales

a= 15,00 cm ancho del neopreno
b= 35,00 cm largo del neopreno
h= 30,00 mm altura del neopreno
e= 8,00 mm esp. capa de neopreno
n= 2,00 N° de capas de neopreno
t= 2,00 mm esp. chapa de acero
Dureza Shore= 60

Análisis de los Estados de Carga

Cargas permanentes

Rg max= 102,69 KN

Sobrecargas

Rp max= 271,84 KN

Frenado y Aceleración

Fd= 0,24 KN/m2

Fd min= 180,00 KN

R max= 11,25 KN

Viento

Puente vacío= 2,50 KN/m2

Hw1= 101,38 KN

Puente cargado= 1,50 KN/m2

Hw1= 134,09 KN

Fluencia NO HAY

Verificaciones

a) Area en planta del elastómero (Area= LxW)

Pw +Pd= 10269,00 kg

Pll= 27184,00 kg

37453,00 kg

Siendo:

σs= 87,90 kg/cm2 (14.7.6.3.2-8)

Luego:

Areq= 426,09 cm2

Para el ancho b de la viga, adoptamos W= 30cm

L= 12,17 cm

Adoptamos L= 15cm

Area total por compresión= LxW= 15cmx35cm=

525 cm2 > 426,09 cm2

b) Máxima deformación por corte en el dispositivo (Δs)

Temperatura

ΔT= 30 °C

α= 1,00E-05 °C-1 (Art. 5.4.2.2)

ΔL= 10,00 m

δ1= α x ΔT x ΔL= 3,00E-03 m

0,30 cm

Por postesado (NO CORRESPONDE)

Retracción

εc= 2,50E-04 °C

ΔL= 10,00 m

δ2= εc x ΔL= 2,50E-03 m

0,25 cm

Con γtu= 1,20 (Tabla 3.4.1-1)

Acortamiento total de la viga, estado Límite de Servicio:

Δs= 0,66 cm

c) Espesor requerido de elastómero (hrt)

hrt= 2*(Δs) (14.7.6.3.4-1)

hrt= 1,32 cm

Espesor mínimo de elastomero

d) Factor de Forma mínimo en una capa interior de neopreno (Si)

Siendo:

G= 9,14 kg/cm2 (DUREZA 60) (Tabla 14.7.6.2-1 y Art. 14.7.6.2)

σs= 71,34 kg/cm2

σs ≤ 1,25xσs (14.7.6.3.2-7)

Si ≥ 6,24

FACTOR DE FORMA MÍNIMO

e) Grosor de una capa interior del elastómero (hri)

hri ≤ 0,84 cm (14.7.5.1-1)

hri adoptado= 0,80 cm

Si adoptado= 6,56 OK!

f) Grosor de las capas exteriores (hre)

hre ≤ 0,70 x hri (Art. 14.7.6.1)

hre ≤ 0,56 cm

hri adoptado= 0,40 cm

Se adoptado= 13,13

g) Número de capas interiores (n)

Reacciones

PP Vigas PP Losa P. Adic. 102,69 KN

23,18

31,93

47,58

102,69 KN

Paso 14

Multitud

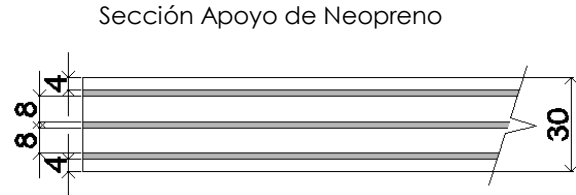
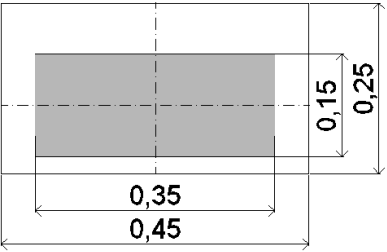
216,36

55,48

271,84 KN

1/25 sobrecarga equivalente a la multitud compacta SIN IMPACTO

Dimensiones Neopreno



hrt= 1,32 cm
n= 0,65
Adoptamos n= 2,00 capas

h) Espesor total del elastómero (hrt)

hrt= 2,40 cm Es mayor que 1,32cm

i) Espesor de las placas de refuerzo (hs)

En el Estado Límite de Servicio (14.7.5.3.5-1)
hs ≥ 0,068 cm Con hmax=hri= 0,80 cm
Adoptamos= **0,20** cm

j) Altura total del dispositivo de elastómero reforzado (H)

H= 3,00 cm

k) Estabilidad

k1) Estabilidad del dispositivo

H ≤ 5,00 cm OK! (Art. 14.7.6.3.6)
H ≤ 11,67 cm OK!

k2) Esfuerzo de compresion por carga total

Se tiene:
σs ≤ 1,25xGxSi (14.7.6.3.2-7)
σs ≤ **74,98** OK!
σs ≤ **71,34** OK! (14.7.6.3.2-8)

k3) Deformaciones por compresión en el dispositivo (Art. 14.7.6.3.3 y Art. 14.7.5.3.6)

σd= 19,56 kg/cm2 0,274 ksi
σs= 71,34 kg/cm2 0,999 ksi

CAPA	CARGA	S	(ksi)	(%)
Interior	Muerta	6,56	0,274	1,70
	Total	6,56	0,999	4,30
Exterior	Muerta	13,13	0,274	1,30
	Total	13,13	0,999	3,10

(*) Los valores extraídos de la tabla salen de la Fig. C14.7.6.3.3-1, AASHTO

Deflexión por compresion inicial del dispositivo

δ= **0,0936** cm

Deflexión por compresion inicial debido a la carga muerta

δdc= **0,038** cm

Deflexión por compresion inicial debido a la carga viva

δll= **0,056** cm

Deflexión por creep (14.7.5.3.6-3)

Cd= 0,35 para Dureza 60
δcreep= **0,013** cm

Deflexión por creep y carga viva (C14.7.5.3.6)

δcreep+ll= **0,069** < 1/8"= 0,32cm OK

Deflexión por compresion inicial de una capa interior del elastómero

δi= εint x hri < 0,09 x hri
0,043 < 0,09 OK

l) Anclaje del Dispositivo

Hu= 2029,9125 kg
2,03 t

Donde:

G= 14,06 kg/cm2 (máximo valor)

Con μ=0,20 y la carga permanente mínima en servicio= 10269kg, la fuerza de fricción que se desarrolla es:

Ff= 2053,80 kg
2,05 t OK!

Como 2,03t < 2,05t --> no se requieren anclajes. (C14.8.3.1)

n) Rotación del Dispositivo

El diseño por rotación está implícito en la geometría y requerimientos límites de esfuerzo que corresponden al Método A. No se requieren por lo tanto cálculo de rotación adicionales.

Otra Verificación para Apoyos de Neopreno

Con la verificación realizada anteriormente, de acuerdo al ejemplo práctico basado en la Norma AASHTO LRFD 2017 se observa que la altura del apoyo completo es de 30mm, y las dimensiones del mismo son 150mm x 350mm.

Se procede a dimensionar los Apoyos de Neopreno con otra metodología, para verificar las dimensiones.

Datos Generales

a=	0,15	m	ancho del neopreno
b=	0,25	m	largo del neopreno
h=	30	mm	altura del neopreno
e=	8	mm	esp. capa de neopreno
n=	2		Nº de capas de neopreno
t=	2	mm	esp. chapa de acero
Dureza Shore=	60		
Gt=	80	t/m2	(larga duracion) de acuerdo a punto 7.1.2.4 IRAM 113.091
Go=	160	t/m2	(acciones instantáneas) de acuerdo a punto 7.1.2.4 IRAM 113.091

Análisis de los Estados de Carga

<u>Cargas permanentes</u>			
Rg max=	10,269	t	
<u>Sobrecargas</u>			
Rp max=	27,184	t	
<u>Frenado y Aceleración</u>			
Fd=	0,024	t/m2	1/25 sobrecarga equivalente a la multitud compacta SIN IMPACTO
Fd min=	18,00	t	15% peso de 4 aplanadoras
R max=	1,13	t	
<u>Viento</u>			
Puente vacío=	250,00	kg/m2	
Hw1=	633,625	kg	0,63 t
Puente cargado=	150,00	KN/m2	
Hw1=	838,05	KN	0,84 t
<u>Temperatura</u>			
ΔT=	30	°C	
α=	1,00E-05	°C-1	
ΔL=	10,00	m	
δ1=	α x ΔT x ΔL=	3,00E-03 m	
		0,30	cm
<u>Retracción</u>			
εc=	2,50E-04	°C	
ΔL=	10,00	m	
δ2=	εc x ΔL=	2,50E-03 m	
		0,25	cm
<u>Fluencia</u>			
N=	22,852	t	Cargas Permanentes: 228,52 KN
A=	0,3045	m2	22,852 t
σ=	75,05	t/m2	
E=	3,70E+06	t/m2	
φ=	2		
εc=	6,08E-05		
δ3=	εc x ΔL=	0,0006 m	
		0,06	cm

Verificaciones

<u>Compresión</u>			
Tensión de Compresión máxima:			
σmax=	998,75	t/m2	< 1200,00 t/m2 OK!
Tensión de Compresión mínima:			
σmín=	273,84	t/m2	> 300,00 t/m2 NO Lo consideramos aceptable

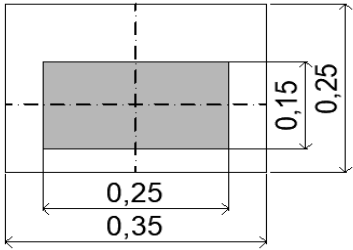
Distorsión Admisible

Acciones lentas (temperatura, retracción, fluencia):			
δviga=	δ1 + 0,50*(δ2+δ3)=	0,46	cm
δapoyo=	0,228	cm	
γ=δ/(nxe)=	0,285	< 0,50	OK!

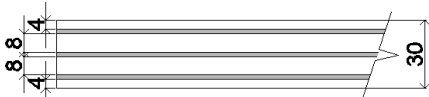
Acciones lentas e instantáneas:			
δfrenado=	0,003000	m	
δviento=	0,002235	m	
δtotal=	5,235	mm	
γ=δ/(nxe)=	0,327	< 0,70	OK!

Deslizamiento

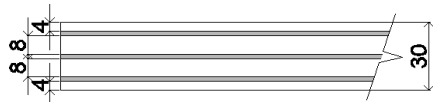
Fviento=	0,84	t	
Ffrenado=	1,13	t	1,97
F desp. lentos=	0,85	t	0,98
Ft=	1,84	t	
Rmin=	10,269	t	
μ=	0,183		
			σmín= 31,60 t/m2



F= 1,72 t <		$\mu \times R_{\min}=$	1,88	t		
<u>Tensión Tangencial</u>						
s=	5,86			$\sigma_{\max}=$	998,7 t/m2	
tv=	255,6791467 t/m2					
	255,6791467 t/m2	<	3G=	480 t/m2	OK!	
<u>Estabilidad</u>						
a/5=	0,03 m	>	exn=	0,016 m	OK!	
exn=	0,016 m	>	a/10=	0,0150 m	OK!	
<u>Rotación Admisible</u>						
Rotación de la viga por:						
cargas permanent		0,00040 radianes				
sobrecargas:		0,00056 radianes				
		0,00096 radianes				
aadm=	0,01707 radianes	OK!				
<u>Placas de Acero de Zunchado</u>						
$\sigma_{\max}=$	998,75 t/m2					
$\sigma_e=$	24000,00 t/m2					
s=	5,86					
ts>	(a/s)x($\sigma_{\max}/\sigma_e$)=	0,00107 m				
		1,0653 mm	OK!			



NOTA:
APOYOS DE NEOPRENO 150x250x30MM
2 CAPAS DE NEOPRENO= 8MM
3 CHAPAS DE ACERO= 2MM
2 CAPAS DE COBERTURA DEL PAQUETE= 4MM
DUREZA SHORE 60
CANTIDAD: 16



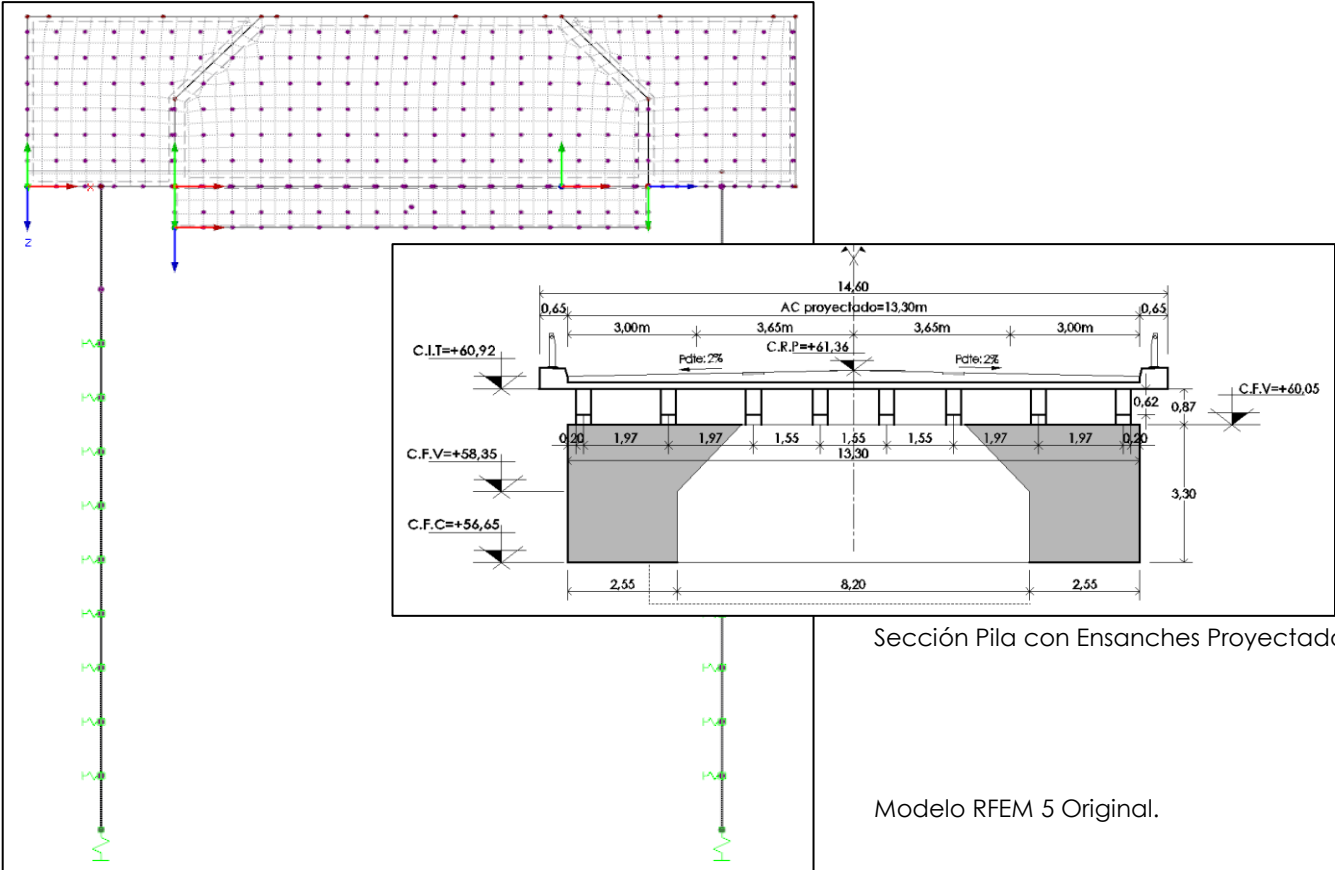
NOTA:
APOYOS DE NEOPRENO 150x250x30mm
2 CAPAS DE NEOPRENO= 8mm
3 CHAPAS DE ACERO= 2mm
2 CAPAS DE COBERTURA DEL PAQUETE= 4mm
DUREZA SHORE 60
CANTIDAD: 16

Con la verificación realizada, se observa la diferencia de medidas respecto del dimensionamiento anterior (150mmx350mm), se adopta como dimensiones definitivas (150mm x 250mm).

3.7 PILAS

Características Generales

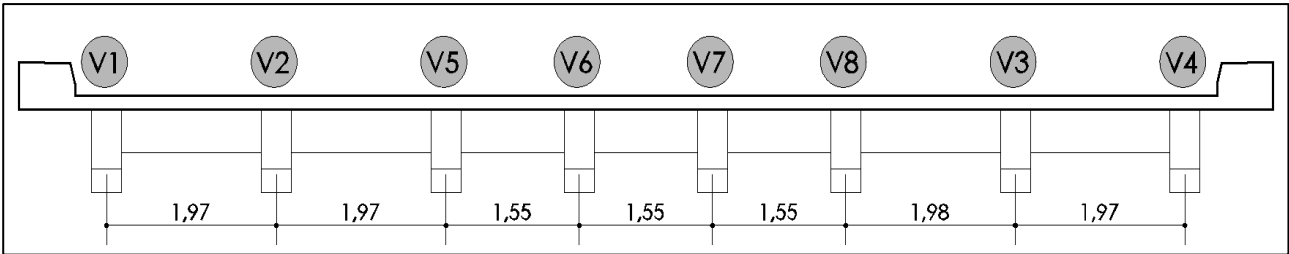
Las pilas del puente están conformadas por muros tipo pantalla, con espesor de 0,45m.
Se modeló la pila original y sus ensanches con los esfuerzos correspondientes solicitantes.
Para la fundación se modeló el apoyo de los ensanches de pila sobre pilotes de diámetro 0,80m.
El muro original se modeló sobre un apoyo del tipo elástico, considerado de acuerdo al Estudio de Suelos.
Se consideraron las reacciones sobre las pilas actuando la sobrecarga sin el coeficiente de impacto.



Datos Generales Sección Muro Pantalla

ht=	3,30 m
bp=	0,45 m
lo=	8,20 m
lf=	13,30 m

Fuerzas Adicionales



Cargas Permanentes

Peso Propio Carpeta de Rodamiento (CC4)

Fpcr V1=V4=	21,47	KN
Fpcr V2=V3=	54,11	KN
Fpcr V5=V8=	63,48	KN
Fpcr V6=V7=	68,68	KN

Peso Propio Losa de Tablero (CC3)

Fplt V1=V4=	86,87	KN
Fplt V2=V3=	76,30	KN
Fplt V5=V8=	71,81	KN
Fplt V6=V7=	62,74	KN

Peso Propio Vigas (CC1)

Fppv=	63,60	KN
-------	-------	----

Peso Propio Viguetas Transversales (CC2)

Fpvt V1=V4=	8,17	KN
Fpvt V2=V3=	19,57	KN
Fpvt V5=V8=	16,49	KN
Fpvt V6=V7=	14,51	KN

Peso Propio Cordones + Baranda (CC5)

Fv+b V1=V4=	92,05	KN
Fv+b V2=V3=	-21,96	KN
Fv+b V5=V8=	-0,16	KN
Fv+b V6=V7=	-1,53	KN

Peso Propio Muro Pantalla (CC6)

Fpmp=	37,13	KN/m
-------	-------	------

Peso Propio Pilotes (CC13)

Fpp=	12,57	KN/m
------	-------	------

Sobrecargas

Aplanadora (CC7)

Fa V1=V4=	81,12	KN
Fa V2=V3=	203,59	KN
Fa V5=V8=	93,21	KN
Fa V6=V7=	-4,82	KN

Multitud Compacta (CC8)

Fm V1=V4=	78,26	KN
Fm V2=V3=	125,21	KN
Fm V5=V8=	107,95	KN
Fm V6=V7=	95,07	KN

Fuerzas Adicionales

Viento Puente Vacío (CC10)

hvv=	1,36	m
ph=	2,50	KN/m2
bvv=	9,95	m
Fvv=	33,83	KN
Fvv por apoyo=	4,23	KN

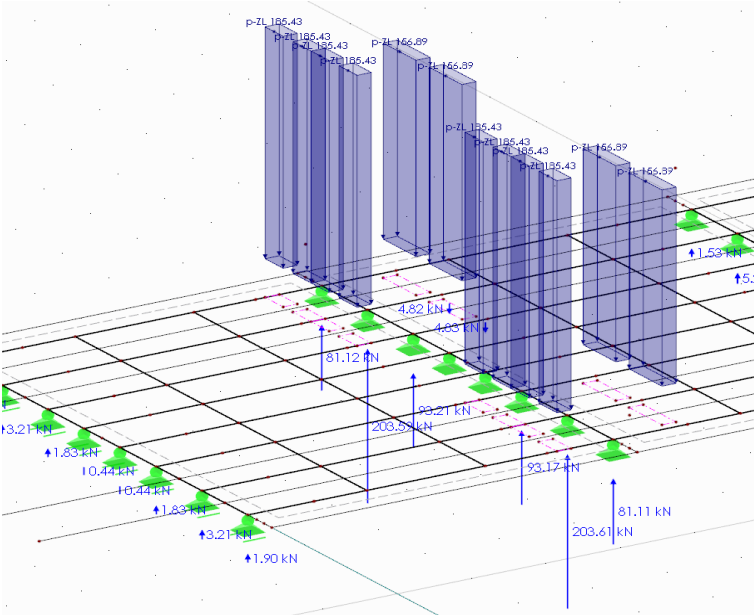
Viento Puente Cargado (CC9)

hvc=	3,36	m
ph=	1,50	KN/m2
bvv=	9,95	m
Fvv=	50,15	KN
Fvc por apoyo=	6,27	KN

Agua (CC12)

dp=	0,80	m
v=	2,50	m/s
Fa=	2,96	KN/m

Esquema Aplanadoras A30 SIN IMPACTO



Se debe repartir entre todos los apoyos de la Pila.

Se debe repartir entre todos los apoyos de la Pila.

Frenado de Vehículos (CC11)

Ff= 0,225
Ff= 180,00 KN
Ff= 5,63 KN

Se debe repartir entre todos los apoyos del puente.

Combinaciones de Estados de Carga

Para obtener los mayores esfuerzos tanto en ensanches de pila, como en fundaciones, se han generado diferentes combinaciones de cargas. Las mismas, se detallan a continuación:

- SERVICIO 1= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5+CC6+CC10+CC12+CC13
- SERVICIO 2= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5+CC6+CC7+CC8+CC9+CC11+CC13
- SERVICIO 3= CC1+CC2+CC3+CC4+CC5+CC6+CC7+CC8+CC11+CC13

Hipótesis I

Se planteó el modelo completo de la pila, incluyendo los ensanches con sus respectivas fundaciones.

El muro preexistente se modeló sobre una fundación del tipo directa, los ensanches sobre 2 pilotes de diámetro 0,80m. Sin embargo, se evaluó el modelo, suponiendo la socavación de la fundación existente de manera de obtener la mayor carga sobre los pilotes incorporados.

Hipótesis II

En esta hipótesis, se dispusieron como fundación, 4 pilotes de 0.80m de diámetro, vinculados por medio de un cabezal superior de mayores dimensiones (2.70m x 0.80m) que el original de Hipótesis I.

Consideraciones para el armado

Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.

En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para $d_b < 16mm$ para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre. Para el caso de pilotes, el recubrimiento mínimo exigido es de 50mm. Se adoptó 80mm.

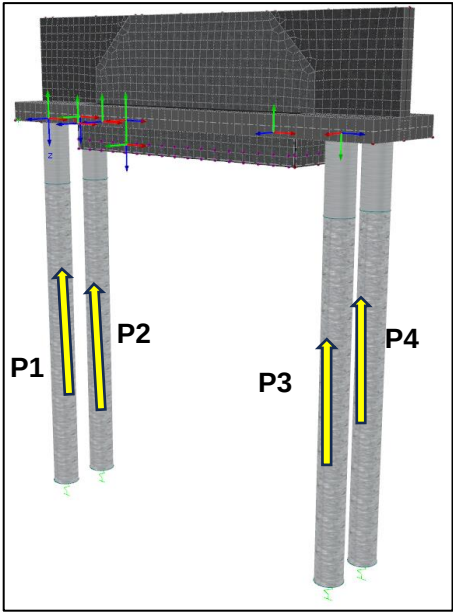
Resumen de Resultados Obtenidos en Pilotes de Software RFEM 5

Combinación: SERVICIO I

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	1015,08	29,56	2,15	29,64
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	1015,08	29,56	2,15	29,64
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	1036,18	29,78	63,09	69,77
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	1036,18	29,78	63,09	69,77

Combinación: SERVICIO II → Máximo Esfuerzo Axial

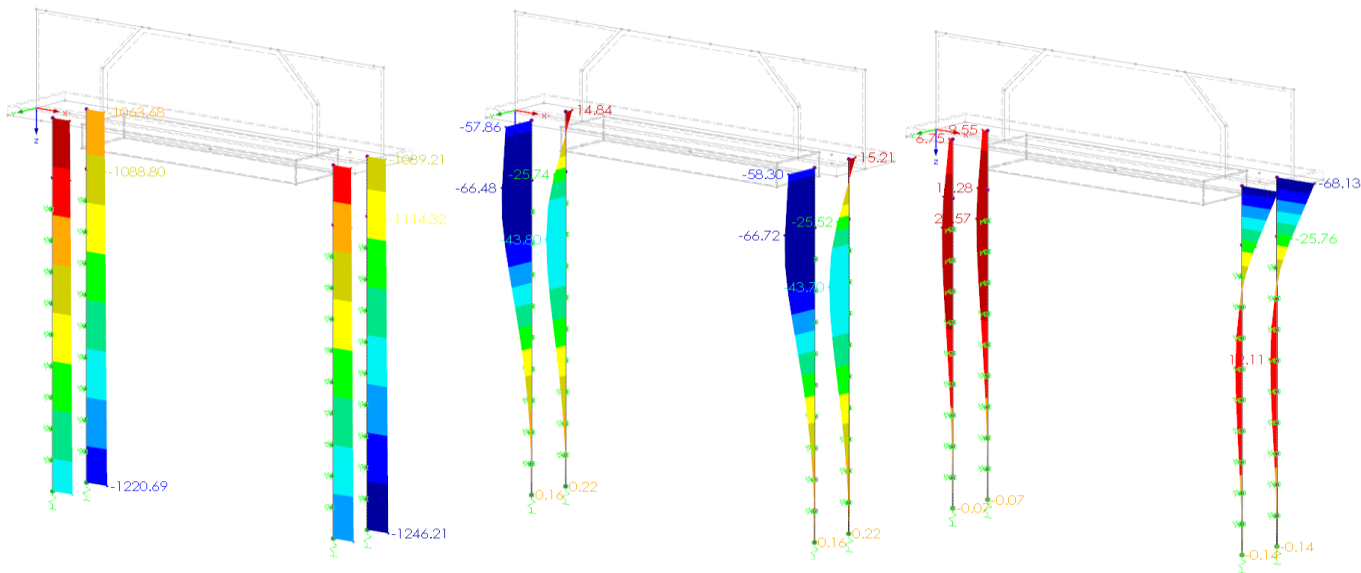
PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	1178,14	57,86	6,75	58,25
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	1220,69	14,84	9,55	17,65
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	1203,67	58,30	65,29	87,53
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	1246,21	15,21	68,13	69,81



Ag= 0,5027 m2
 $\beta R=$ 23000 kN/m2
d= 0,80 m

m= 0,0095
n= 0,1041

As total= 50,27 cm2



Combinación: SERVICIO III

PILOTE 1	N(kN)	Mz	My	Mr
	1191,28	58,08	35,89	68,27
PILOTE 2	N(kN)	Mz	My	Mr
	1233,83	15,06	38,70	41,53
PILOTE 3	N(kN)	Mz	My	Mr
	1190,53	58,08	36,16	68,42
PILOTE 4	N(kN)	Mz	My	Mr
	1233,07	14,99	38,98	41,76

El dimensionamiento de los pilotes, se realiza utilizando la Tabla 1.27 del cuaderno 220 de la Comision Alemana para el Dimensionamiento de los Elementos de Hormigón Armado.

En este caso, para todas las combinaciones planteadas, la armadura a colocar es la mínima= 50,27 cm2

MAXIMO ESFUERZO AXIAL EN PILOTES:

P1= 1191,28 kN
P2= 1233,83 kN
P3= 1203,67 kN
P4= 1246,21 kN

RESISTENCIA ADMISIBLE DE PILOTES:

Radm= 1424,29 kN

Para todas las combinaciones de cargas, la armadura de los pilotes es la minima que se determina

Considerando la cuantia admisible: 1% a 8%

As= 50,27 cm2
16 db 20mm = 50,27 cm2

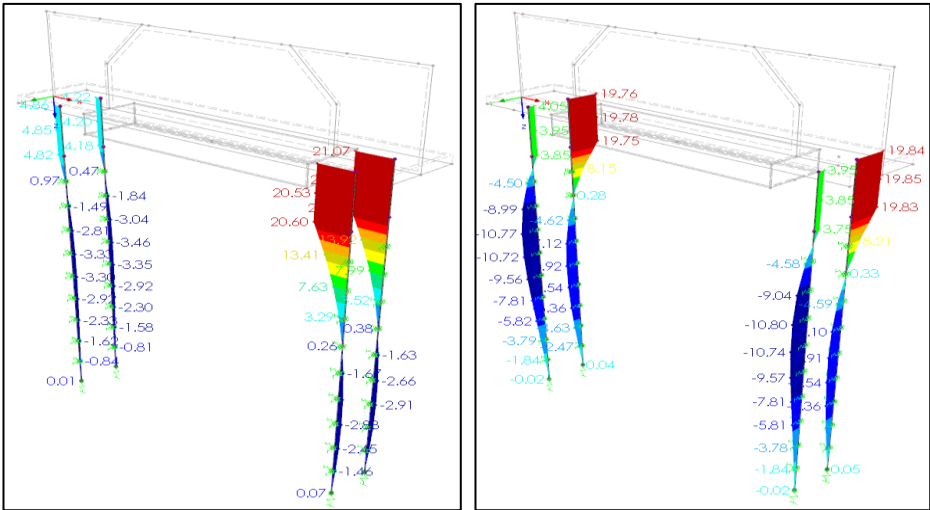
Esfuerzo de Corte
Combinación: SERVICIO I

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	6,47	7,36	9,80
PILOTE 2	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	6,47	7,36	9,80
PILOTE 3	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	6,52	21,69	22,65
PILOTE 4	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	6,52	21,69	22,65

Combinación: SERVICIO II ➡ Máximo Esfuerzo de Corte en Pilotes.

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	4,05	4,86	6,33

PILOTE 2	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	19,76	4,22	20,21
PILOTE 3	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	3,95	20,43	20,81
PILOTE 4	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	19,84	21,07	28,94



Combinación: SERVICIO III

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	4,00	7,79	8,76
PILOTE 2	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	19,81	8,43	21,53
PILOTE 3	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	4,00	7,78	8,75
PILOTE 4	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	19,79	8,43	21,51

Dimensionamiento a Corte Pilotes

Qr max= 2,89 t
b= 0,56 m
h= 0,56 m
to= 1,08 kg/cm2
tcalc= 1,08 kg/cm2
As= 2,53 cm2/m
As adoptada= 1 db 10mm c/ 20cm 7,85 cm2/m
En todos los pilotes
En el metro superior adoptamos 1 db 10mm c/10cm= 15,70 cm2/m

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201(1982)

To1= LIM. ZONA 1	10,00	Kg/cm2.-
To2= LIM. ZONA 2	24,00	Kg/cm2.-
To3= LIM. ZONA 3	40,00	Kg/cm2.-

Resultados Obtenidos Muro Frontal

El dimensionamiento a flexión y corte se ha realizado por medio del análisis de tensiones del modelo en el Informe.

Consideraciones para el armado

Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.

En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para db<16mm para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre. Para el caso de pilotes, el recubrimiento mínimo exigido es de 50mm. Se adoptó 80mm.

Resultados Obtenidos en Cabezal

El dimensionamiento a flexión y corte se ha realizado por medio del análisis de tensiones del modelo en el Informe.

Consideraciones para el armado

Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.

En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para db<16mm para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre.

Dimensionamiento a Corte Cabezal
Zona I

t max	2,00 kg/cm2
b=	100,00 cm
h=	80,00 cm
To=	2,51 kg/cm2
tcalc=	2,51 kg/cm2
As=	10,46 cm2/m
As adoptada=	1 db 10mm c/ 20cm
	15,70 cm2/m

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201 (1982)

To1= LIM. ZONA 1	10,00 Kg/cm2.-
To2= LIM. ZONA 2	24,00 Kg/cm2.-
To3= LIM. ZONA 3	40,00 Kg/cm2.-

Dimensionamiento a Corte Cabezal
Zona II

t max	5,00 kg/cm2
b=	100,00 cm
h=	80,00 cm
To=	6,27 kg/cm2
tcalc=	2,51 kg/cm2
As=	10,46 cm2/m
As adoptada=	1 db 10mm c/ 15cm
	20,93 cm2/m

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201 (1982)

To1= LIM. ZONA 1	10,00 Kg/cm2.-
To2= LIM. ZONA 2	24,00 Kg/cm2.-
To3= LIM. ZONA 3	40,00 Kg/cm2.-

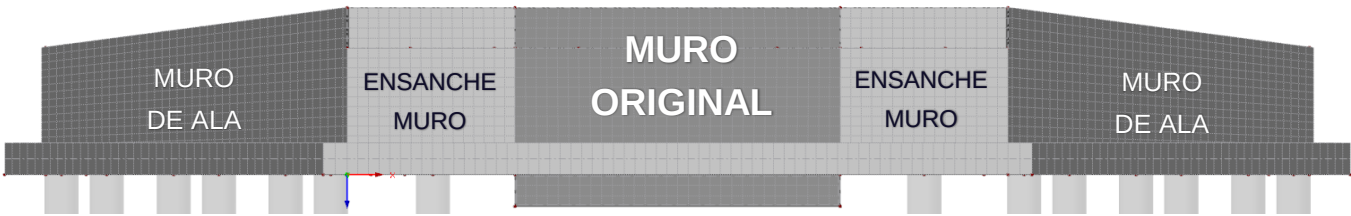
3.8 ESTRIBOS

Características Generales

Los muros de estribo, estan conformados por un tabique tipo muro pantalla, con un espesor de 0,40m.
A los fines del cálculo, se modeló el estribo original y sus ensanches, con las solicitaciones correspondientes.
Para la fundación, se consideró el apoyo de los ensanches de muro de estribo sobre pilotes, mientras que el muro original, se modeló sustentado por un apoyo del tipo elástico.

Datos Generales Sección Estribos

ht=	3,18 m	he=	1,02 m
bp=	0,40 m	be=	0,20 m
lo=	7,62 m	lo=	7,62 m
lf=	15,49 m	lf=	15,49 m



Fuerzas Adicionales

Cargas Permanentes

Peso Propio Carpeta de Rodamiento (E1)

Fpcr V1=V4=	7,17 KN
Fpcr V2=V3=	20,10 KN
Fpcr V5=V8=	22,77 KN
Fpcr V6=V7=	24,85 KN

Peso Propio Losa de Tablero (E1)

Fplt V1=V4=	31,90 KN
Fplt V2=V3=	26,85 KN
Fplt V5=V8=	26,06 KN
Fplt V6=V7=	22,63 KN

Peso Propio Vigas (E1)

Fppv=	23,18 KN
-------	----------

Peso Propio Viguetas Transversales (E1)

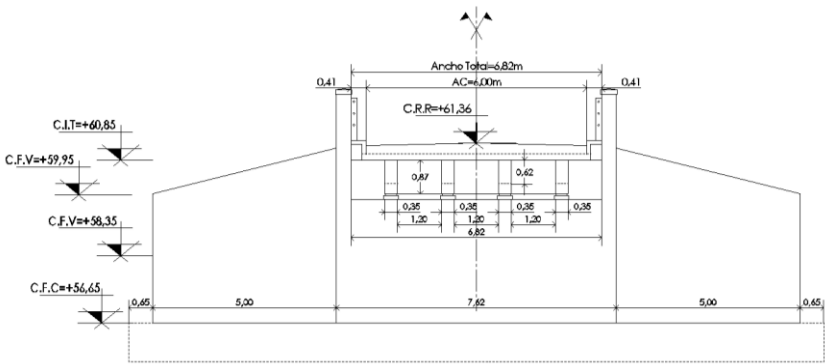
Fpvt V1=V4=	4,98 KN
Fpvt V2=V3=	13,08 KN
Fpvt V5=V8=	10,58 KN
Fpvt V6=V7=	9,31 KN

Peso Propio Vereda + Baranda (E1)

Fv+b V1=V4=	35,43 KN
Fv+b V2=V3=	-10,41 KN
Fv+b V5=V8=	0,34 KN
Fv+b V6=V7=	-0,84 KN

Peso Propio Muro Pantalla (E2)

Fpmp=	31,80 KN/m
-------	------------



Vista Estribo Original.

Fppespalda=	3,83	KN/m
Fpala=	22,26	KN/m
Fpcab=	20,00	KN/m2

Peso Propio Pilotes (E2)

Fpp=	12,57	KN/m
------	-------	------

Sobrecargas

Aplanadora (E3)

Fa V1=V4=	70,07	KN
Fa V2=V3=	166,41	KN
Fa V5=V8=	77,68	KN
Fa V6=V7=	-1,85	KN

Muchedumbre (E3)

Fm V1=V4=	27,85	KN
Fm V2=V3=	45,51	KN
Fm V5=V8=	38,86	KN
Fm V6=V7=	34,44	KN

Fuerzas Adicionales

Viento Puente Vacío (E4)

hvv=	1,36	m
ph=	2,50	KN/m2
bvv=	4,98	m
Fvv=	16,92	KN
Fvv por apoyo=	2,11	KN

Viento Puente Cargado (E5)

hvc=	3,36	m
ph=	1,50	KN/m2
bvv=	4,98	m
Fvv=	25,07	KN
Fvc por apoyo=	3,13	KN

Agua (E6)

dp=	0,80	m
v=	2,50	m/s
Fa=	2,96	KN/m

Frenado de Vehículos (E7)

Ff=	0,225	
Ff=	180,00	KN
Ff=	5,63	KN

Empuje de Suelos (E8)

Para la determinación de los empujes de suelo, se considera un suelo de relleno de peso específico $\gamma=18,50$ KN/m3 y un ángulo de fricción interno $\phi=30^\circ$

Estimamos el coeficiente de empuje ACTIVO

ka=	0,33	
γ =	18,50	KN/m3
ϕ =	30 °	
p=	$ka * \gamma * H$	

Para los cálculos consideramos una sobrecarga de 15 KN/m2 sobre la cota de la rasante; las presiones serían:

p1=	4,95	KN/m2
p2=	11,18	KN/m2
p3=	30,59	KN/m2

Se aplican las cargas como presiones sobre las superficies.

Losa de Acceso (E9)

q=	6,00	KN/m2
l=	5,00	m
ql=	15,00	KN/m

Los esquemas con las cargas aplicadas pueden verse en el Informe principal del trabajo.

Combinaciones de Estados de Carga

Para obtener las mayores solicitaciones sobre los ensanches de muro frontal y pilotes, se han combinado distintos estados de carga, de forma de alcanzar las maximas solicitaciones sobre cada uno de los elementos.

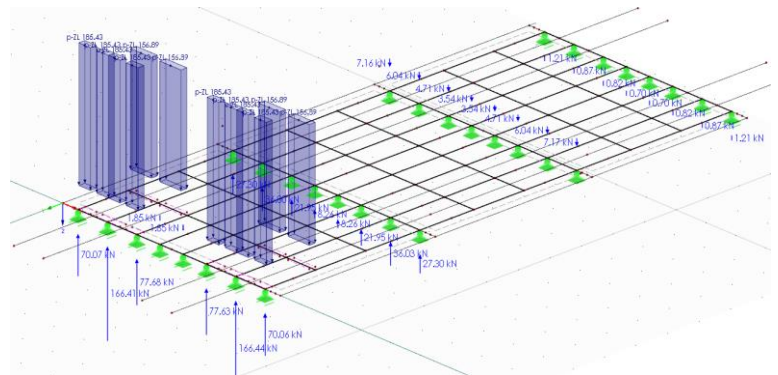
Las combinaciones de carga planteadas fueron las siguientes:

- SERVICIO 1= CC8+CC10
- SERVICIO 2= CC1+CC2+CC4+CC5+CC7+CC8+CC9
- SERVICIO 3= CC5+CC8+CC10

Hipótesis I

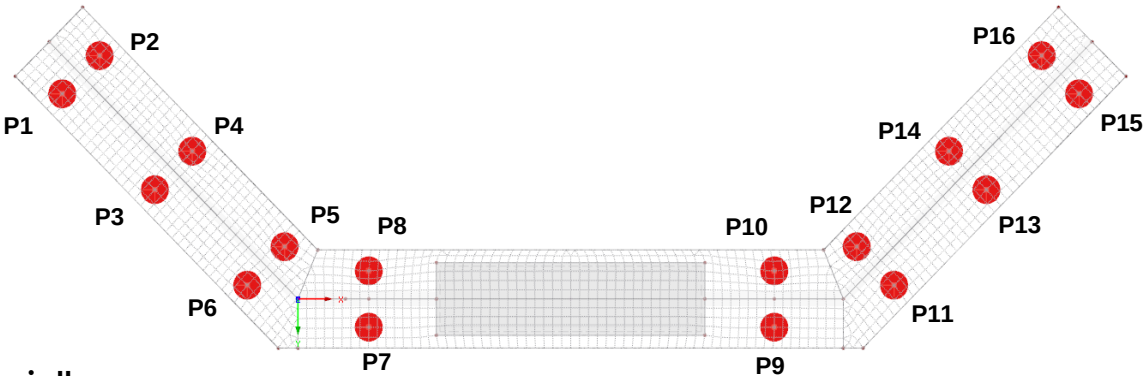
El muro preexistente se modeló sobre una fundación del tipo directa, los ensanches sobre 4 pilotes de diámetro 0,80m. Sin embargo, se evaluó el modelo, suponiendo la socavación de la fundación existente de manera de obtener

(Paso 14/132)



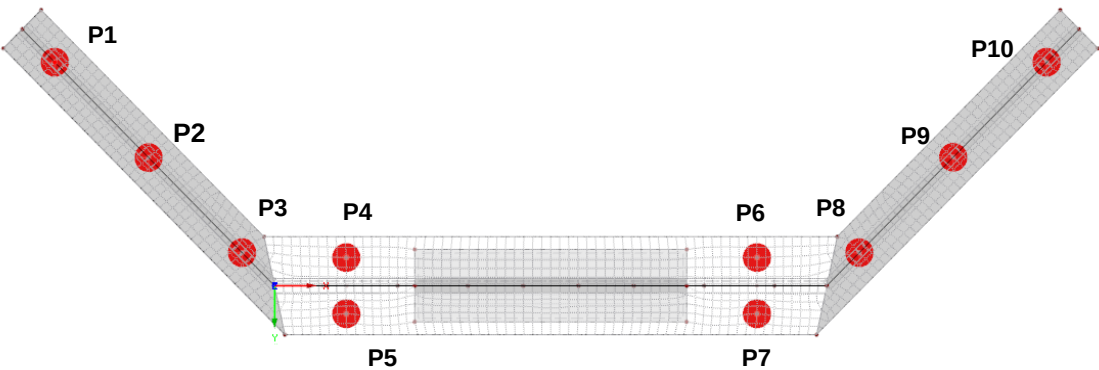
Ubicación de Aplanadora A30 para esfuerzo máximo.

la mayor carga sobre los pilotes incorporados.
Las alas se plantearon originalmente, apoyadas sobre 6 pilotes de 0.80m de diámetro cada una.



Hipótesis II
Se modeló completo el estribo., incluyendo los ensanches y muros de ala con sus respectivas fundaciones.
El muro frontal existente se supuso sobre una fundación del tipo directa.
En esta hipótesis, también se consideró la ausencia de apoyo de en la fundación directa, debido a posibles problemas de socavación. Las alas se plantearon ahora sobre 3 pilotes de 0.80m de diámetro cada una.

Consideraciones para el armado
Los recubrimientos se determinaron de acuerdo al Reglamento CIRSOC 201:2005.
En el punto 7.7: "Recubrimiento de Hormigón", Tabla 7.7.1 para clases de exposición tipo A1 y A2, el Reglamento establece un recubrimiento mínimo de 30mm para $d_b < 16\text{mm}$ para hormigón en contacto vertical con el suelo o expuesto al aire libre.



Resumen de Resultados Obtenidos en Pilotes Planta General de Estribo con disposición de Pilotes.
Los resultados detallados para cada combinación de carga, se muestran en el Informe principal del presente trabajo
A modo de resumen, se muestra el dimensionamiento de los pilotes de acuerdo a los resultados obtenidos en la Combinación de Servicio II.

Esfuerzo de Flexión
Combinación: SERVICIO II

PILOTE 9	N(kN)	Mz	My	Mr
	166,59	249,16	151,37	291,54

Ag= 0,503 m2
βR= 23000 kN/m2
d= 0,80 m

m= 0,0315
n= 0,0144
As total= 50,27 cm2

El dimensionamiento de los pilotes, se realiza utilizando la Tabla 1.27 del cuaderno 220 de la Comision Alemana para el Dimensionamiento de los Elementos de Hormigón Armado.
En este caso, para todas las combinaciones planteadas, la armadura a colocar es la mínima= 50,27 cm2
MAXIMO ESFUERZO AXIAL EN PILOTES:

P1=	264,66 kN	P6=	609,15 kN
P2=	259,63 kN	P7=	955,26 kN
P3=	675,85 kN	P8=	621,36 kN
P4=	657,00 kN	P9=	224,13 kN
P5=	1009,62 kN	P10=	280,16 kN

RESISTENCIA ADMISIBLE DE PILOTES: Radm= 1424,29 kN
Para todas las combinaciones de cargas, la armadura de los pilotes es la minima que se determina
Considerando la cuantia admisible: 1% a 8%
As= 50,27 cm2

16 db 20mm = 50,27 cm2

Esfuerzo de Corte
Combinación: SERVICIO II

PILOTE 1	Qy (KN)	Qz (KN)	Qr
	242,58	35	245,09

Dimensionamiento a Corte Pilotes

Qr max= 24,50 t
b= 0,56 m
h= 0,56 m
To= 9,19 kg/cm2
tcalc= 3,68 kg/cm2
As= 8,59 cm2/m
As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm 10,47 cm2/m
En todos los pilotes
En el metro superior adoptamos 1 db 10mm c/10cm= 15,70 cm2/m

TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201(1982)

To1= LIM. ZONA 1	10,00	Kg/cm2.-
To2= LIM. ZONA 2	24,00	Kg/cm2.-
To3= LIM. ZONA 3	40,00	Kg/cm2.-

Resumen de Resultados Obtenidos en Muro Frontal
Dimensionamiento a Flexión

Armadura Vertical Adoptamos r=3,50cm
My= 58,73 KNm
b= 1,00 m
h= 0,40 m
kh= 15,06
ke= 0,43254
As nec= 6,96 cm2/m
As adoptada= 1 db16mm c/ 11cm 18,27 cm2/m Armadura Vertical

Armadura Horizontal Adoptamos r=3,50cm
Mx= 27,98 KNm
b= 1,00 m
h= 0,40 m
kh= 21,82
ke= 0,42741
As nec= 5,48 cm2/m
As adoptada= 1 db10mm c/ 14cm 5,61 cm2/m Armadura Horizontal

Resumen de Resultados Obtenidos en Espaldar
Dimensionamiento a Flexión

Armadura Vertical Adoptamos r=3,00cm
My= 3,92 KNm
b= 1,00 m
h= 0,15 m
kh= 19,17
ke= 0,42999
As nec= 1,80 cm2/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm 7,53 cm2/m Armadura Vertical

Armadura Horizontal Adoptamos r=3,00cm
Mx= 5,44 KNm
b= 1,00 m
h= 0,15 m
kh= 16,27
ke= 0,43254
As nec= 1,96 cm2/m
As adoptada= 1 db8mm c/ 15cm 3,35 cm2/m Armadura Horizontal

Resumen de Resultados Obtenidos en Muro de Ala
Datos Generales Sección Muro de Ala

hmax=	4,20	m	hmin=	3,20	m
bbase=	0,28	m	bsup=	0,28	m
lo=	10,00	m			

Dimensionamiento a Flexión

Armadura Vertical Adoptamos r=3,00cm
My= 40,38 KNm/m
b= 1,00 m
h= 0,28 m

kh= 12,44
ke= 0,43755
As nec= 7,07 cm2/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm 7,53 cm2/m Armadura Vertical
Armadura Horizontal Adoptamos r=3,00cm
My= 18,18 KNm
b= 1,00 m
h= 0,28 m
kh= 18,54
ke= 0,42999
As nec= 3,75 cm2/m
As adoptada= 1 db 10mm c/ 15cm 5,23 cm2/m Armadura Horizontal

Resumen de Resultados Obtenidos en Cabezal
Dimensionamiento a Flexión

Armadura Superior e Inferior en "X" Adoptamos r=5,00cm
My= 111,53 KNm/m
b= 1,00 m
h= 0,80 m
kh= 22,46
ke= 0,42741
As nec= 6,36 cm2/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm 7,53 cm2/m Armadura Superior e Inferior en "x"
Armadura Superior e Inferior en "Y" Adoptamos r=5,00cm
My= 92,40 KNm
b= 1,00 m
h= 0,80 m
kh= 24,67
ke= 0,42479
As nec= 5,23 cm2/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm 7,53 cm2/m Armadura Superior e Inferior en "y"

Dimensionamiento a Corte Cabezal

t max 3,00 kg/cm2
b= 100,00 cm
h= 80,00 cm
to= 3,76 kg/cm2
tcalc= 1,51 kg/cm2
As= 6,29 cm2/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm 15,07 cm2/m
ZONA 1 → TENSIONES LIMITE s/ CIRSOC 201 (1982)
To1= LIM. ZONA 1 10,00 Kg/cm2.-
To2= LIM. ZONA 2 24,00 Kg/cm2.-
To3= LIM. ZONA 3 40,00 Kg/cm2.-
t max 2,00 kg/cm2
b= 100,00 cm
h= 80,00 cm
to= 2,51 kg/cm2
tcalc= 1,00 kg/cm2
As= 4,17 cm2/m
As adoptada= 1 db12mm c/ 15cm 15,07 cm2/m
Cumple la armadura dispuesta en direccion "y"

Anexo 2. Estudio de Suelo.

Estudio de suelo recopilado, utilizado para los cálculos de ensanche del puente.

INFORME TECNICO N° 603

OBRA: PUENTE S/ A° CAPIVARA I
R.P.N° 4

TRAMO: R.P.N° 61 – SAN CRISTOBAL



AGOSTO 2022

<u>ESTUDIO DE SUELO</u>	: N° 603
<u>OBRA</u>	: ENSANCHE PUENTE EN RUTA PROVINCIAL N° 4 Y ARROYO CAPIVARA I
<u>LUGAR</u>	: RUTA PROVINCIAL N° 4
<u>TRAMO</u>	: SAN CRISTOBAL - ELISA

INFORME TECNICO

1) OBJETO DEL ESTUDIO

- 1) - Estudiar las características de los suelos para determinar el perfil geotécnico en el lugar del emplazamiento de la obra de referencia, y establecer su capacidad portante.
- 2) - Proveer datos necesarios al proyectista para verificar la fundación propuesta.
- 4) - Recomendaciones generales y particulares desde el punto constructivo adaptadas a las condiciones del suelo estudiado.

2) CARACTERISTICAS DEL TERRENO Y DE LA OBRA

1) LUGAR:

El lugar del Estudio de Suelo se realizó en la Ruta Provincial N° 4 y el Arroyo Capivara I, en el tramo comprendido entre la localidad de San Cristóbal y la localidad de Elisa.

2) OBRA:

Se ejecutará un ensanche del Puente existente

3) TRABAJO DE CAMPO

Se efectuaron dos perforaciones P1 y P2 (de aproximadamente 14,00 metros de profundidad), medidos desde boca de pozo.

En ellas se realizaron Ensayos de Penetración o Penetración Terzaghi - S.P.T - (IRAM N° 10517/70), empleando toma muestras de puntas intercambiables, con el fin de determinar la densificación de los estratos.

En correspondencia con cada ensayo, se tomaron muestras de los suelos para posteriores ensayos mecánicos, físicos, de identificación, y humedad natural.

El número, ubicación y profundidades de las perforaciones fue determinado sobre la base a las características físicas y mecánicas de los estratos detectados durante el avance, en relación a las características generales de la obra.

4) ENSAYOS DE LABORATORIO

Sobre las muestras obtenidas se efectuaron los siguientes ensayos y determinaciones:

1) - Ensayos físicos de identificación:

1) Descripción de los suelos mediante análisis tacto-visual - (IRAM N° 10535/59)

- 2) Tamizado de suelos por vía húmeda para determinar el pasante de t_{200} (P_{200}) y material de residuo - (IRAM N° 10507/59)
- 3) En suelos cohesivos se determinaron las constantes Hídricas de Atterberg
Limite liquido (LL) - (IRAM N° 10501/68)
Limite plástico (LP) - (IRAM N° 10502/68)
Índice de plasticidad (IP) - (IRAM N° 10502/68)
- 4) Humedad natural (ω) - (IRAM 10519/70)
- 5) Determinación de densidades húmedas (δ_h) y secas (δ_s)
- 6) Clasificación de suelos mediante el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos - SUCS - (IRAM 10509/81)

2) - Ensayos mecánicos:

- 1) Ensayos triaxiales rápidos, o ensayos U.U. escalonados (IRAM N° 10529/74).
- 2) Determinación de los Parámetros de Corte: cohesión " c_u ", ángulo de fricción interna " ϕ_u ", Módulo de elasticidad " E " y Módulo de compresibilidad volumétrico " m_v ".
- 3) - Determinación de las tensiones:
 - 1) Tensiones admisibles de punta
 - 2) Tensiones admisibles de fricción
 - 3) Coeficiente de balasto horizontal
 - 4) Coeficiente de balasto vertical

5) RESULTADO DE ENSAYOS

Todos los ensayos en el terreno y laboratorio se encuentran representados en planillas adjuntas.

6) ANÁLISIS DEL PERFIL GEOTECNICO

Se indican a continuación los distintos estratos detectados y sus principales características físicas - mecánicas.

La densificación está cuantificada por el resultado "N" del ensayo de penetración (S.P.T). Se tomo como cota arbitraria 100,00 (m) a la cota rasante del pavimento del puente existente.

PERFORACIÓN 1 - 2 (Profundidades están referidas a la boca del pozo)

E1: 97,00 (m) a -94,00 (m): Arcilla algo limosa parda oscura

Densificación "blanda"

N prom. = 4 golpes

E2: 94,00 (m) a -90,00 (m): Limo algo arcilloso pardo

Densificación "compacta"

N prom. = 15 golpes

E3: 90,00 (m) a 88,00 (m): Limo pardo algo arcilloso con nódulos calcáreos

Densificación "muy compacta"

N prom. = 28 golpes

E4: 88,00 (m) a -85,00 (m): Limo pardo algo arcilloso

Densificación "compacto"

N prom. = 15 golpes

E5: 85,00 (m) a -83,00 (m): Limo pardo algo arcilloso

Densificación "compacto"

N prom. = 25 golpes

7) RECOMENDACIONES GEOTECNICAS PARTICULARES

FUNDACION INDIRECTA - PILOTES PRE-EXCAVADOS IN SITU

Otra posibilidad es realizar la fundación mediante pilotes o pilotines pre-excavados in situ de sección circular constante se recomiendan realizarlos de una profundidad de ente 14,00 metros a 16,00 metros, medidos desde cota de bozo, donde se encuentran un manto de limos pardos de densificación muy dura.

Tensión admisible de punta desde los 8,50 metros de profundidad hacia abajo

$$\sigma_{adm} = 3,00 \text{ kg/cm}^2$$

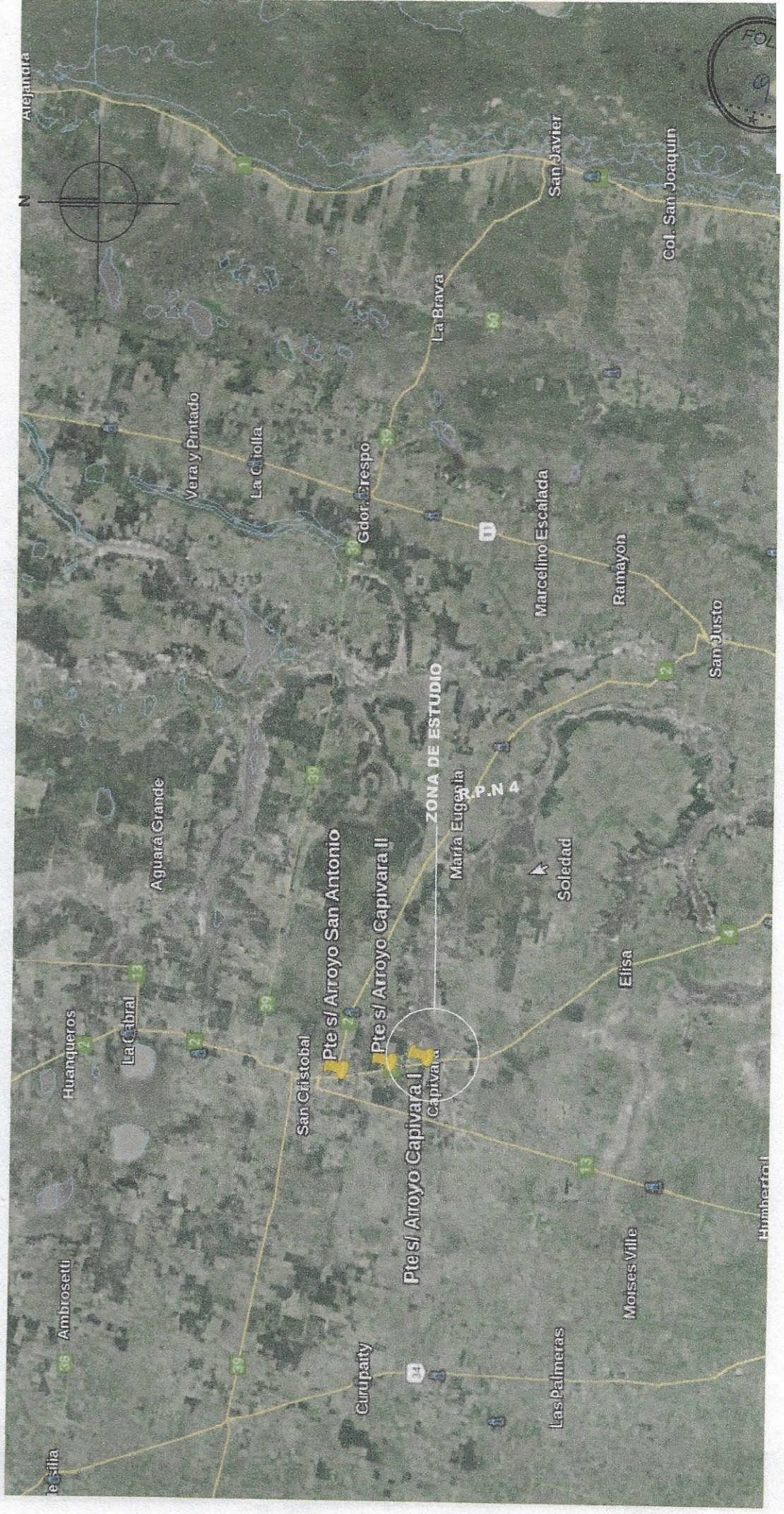
8) ACLARACIONES

Los alcances de este estudio se limitan al terreno y a las obras indicadas en el punto 2, a los objetivos requeridos en el punto 1, y durante un tiempo razonable para el inicio y finalización de las obras.

CROQUIS DE UBICACIÓN

PLANO DE UBICACION

OBRA: PUENTE S/ ARROYO CAPIVARA I
R.P.N 4, TRAMO: SAN CRISTOBAL - R.P.N 61



UBICACIÓN PLANIMETRICAS
DE LAS PERFORACIONES

UBICACION DE PERFORACIONES

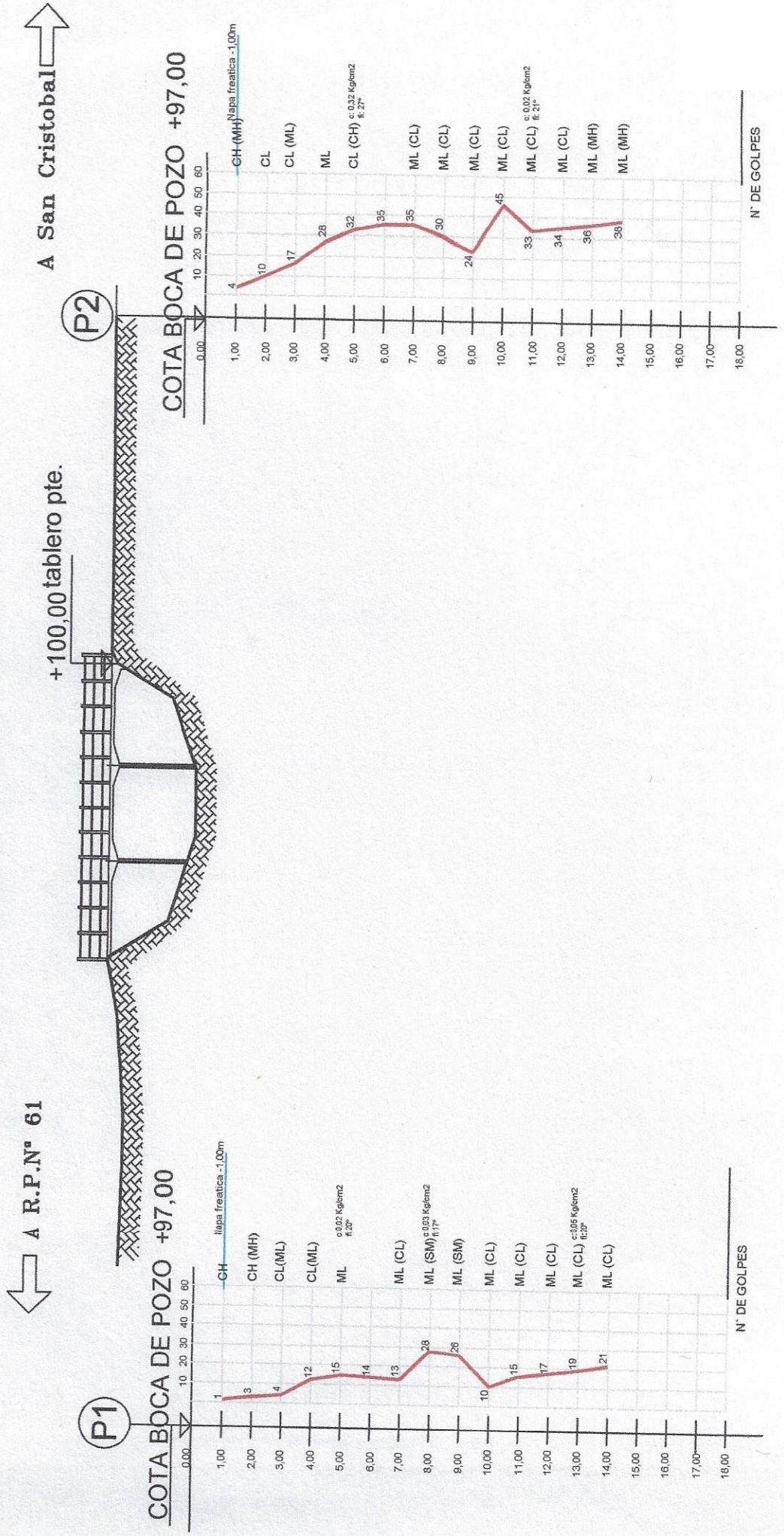
OBRA: PUENTE S/ ARROYO CAPIVARA I
R.P.N 4, TRAMO: SAN CRISTOBAL - R.P.N 61



PERFIL ESTRATIGRAFICO

OBRA: R.P.N° 4, Pte. s/ Arroyo Capivara I
Tramo: R.P.N° 61 - San Cristobal

PERFIL ESTRATIGRAFICO



PERFORACION

P1, y P2

OBRA : ENSANCHE PUENTE EN R.P. Nº 4 Y Aº. CAPIVARA I						PLANILLA : Nº 1			
LUGAR : RUTA PROVINCIAL Nº 4						ESTUDIO : Nº 603			
TRAMO : SAN CRISTOBAL - ELISA						PERFORACION : 1			
FECHA : AGOSTO 2022						BOCA DE POZO : 97.00			
						NAPA FREATICA : 96.00			
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	DESCRIPCION TACTO VISUAL	PLASTICIDAD			HUM	GRANULOMETRIA		DENSIDADES	
		LL	LP	IP	Nat.	P T 4	P T 200	Hum.	Seca
		(%)	(%)	(%)	(%)		(%)	(kg/cm3)	(kg/cm3)
0.00	Cota boca de pozo	-							
0,70 - 1,00	Arcilla negra	53.5	25.3	28.2	25.5	98.5	99.5	1.87	1.49
1,70 - 2,00	Arcilla parda oscura	63.4	27.1	36.3	30.0	100.0	98.0	1.88	1.45
2,70 - 3,00	Arcilla algo limosa parda	40.8	25.1	15.7	21.8	100.0	96.0	1.89	1.55
3,70 - 4,00	Arcilla algo limosa parda	47.2	24.5	22.7	30.4	100.0	97.5	1.90	1.46
4,70 - 5,00	Arcilla algo limosa parda	47.2	29.3	17.9	31.0	100.0	95.2	1.91	1.46
5,70 - 6,00									
6,70 - 7,00	Limo algo arcilloso pardo	46.2	30.6	15.6	26.4	100.0	97.5	1.86	1.47
7,70 - 8,00	Limo algo arcilloso pardo	47.1	31.3	15.8	28.9	100.0	56.0	1.96	1.52
8,70 - 9,00	Limo algo arcilloso pardo	48.0	31.2	16.8	33.8	100.0	72.0	2.01	1.50
9,70 - 10,00	Limo algo arcilloso pardo	46.8	30.3	16.5	30.6	100.0	83.5	1.85	1.42
10,70 - 11,00	Limo algo arcilloso pardo	46.3	29.1	17.2	27.0	100.0	95.5	1.88	1.48
11,70 - 12,00	Limo algo arcilloso pardo	45.4	28.3	17.1	27.5	100.0	76.5	1.89	1.48
12,70 - 13,00	Limo algo arcilloso pardo	46.9	33.9	13.0	30.7	100.0	79.0	1.90	1.45
13,70 - 14,00	Limo algo arcilloso pardo	41.4	30.0	11.4	29.3	100.0	79.0	1.89	1.46

SE DISEÑO CON UN VALOR ARBITRARIO DE 100,00 (m) A LA COTA RASANTE DEL PUENTE

LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS A LA BOCA DE POZO

OBRA : ENSANCHE PUENTE EN R.P.Nº 4 Y Aº. CAPIVARA I					PLANILLA : N° 5.2		
LUGAR : RUTA PROVINCIAL Nº 4					ESTUDIO : N° 603		
TRAMO : SAN CRISTOBAL - ELISA					PERFORACION : P 1		
FECHA : AGOSTO 2022					BOCA DE POZO : 97.00		
					NAPA FREATICA : 96.00		
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	DESCRIPCION TACTO VISUAL	TIPO DE SUELO CLASIF. S.U.C.S	SPT N GOLPES 30 (cm)	COEF. DE BALASTO VERTICAL (kg/cm3)	COEF. DE BALASTO HORIZONTAL (kg/cm3)	TENSION DE FRICCION ADMISIBLE (kg/cm2)	TENSION DE PUNTA ADMISIBLE (kg/cm2)
0.00	Cota boca de pozo	-	-	-	-	-	-
0,70 - 1,00	Arcilla negra	CH	1	0.20	0.09	0.01	0.10
1,70 - 2,00	Arcilla parda oscura	CH(MH)	3	0.60	0.13	0.04	0.40
2,70 - 3,00	Arcilla algo limosa	CL(ML)	4	0.80	0.15	0.05	0.50
3,70 - 4,00	Arcilla algo limosa	CL(ML)	12	2.47	0.43	0.16	1.50
4,70 - 5,00	Limo	ML	15	3.15	0.55	0.20	2.00
5,70 - 6,00			14	2.92	0.51	0.18	1.70
6,70 - 7,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	13	2.69	0.47	0.17	1.60
7,70 - 8,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	28	7.12	1.13	0.36	3.70
8,70 - 9,00	Limo arenoso pardo	ML(CL)	26	6.36	1.04	0.34	3.50
9,70 - 10,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	10	2.03	0.35	0.13	1.30
10,70 - 11,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	15	3.15	0.55	0.20	2.00
11,70 - 12,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	17	3.64	0.64	0.22	2.20
12,70 - 13,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	19	4.16	0.73	0.25	2.50
13,70 - 14,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	21	4.72	0.82	0.27	2.80

SE DISEÑO CON UN VALOR ARBITRARIO DE 100.00 (m) A LA COTA RASANTE DEL PUENTE

LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS A LA BOCA DE POZO

OBRA : ENSANCHE PUENTE EN R.P.Nº 4 Y Aº. CAPIVARA I						PLANILLA : Nº 3			
LUGAR : RUTA PROVINCIAL Nº 4						ESTUDIO : Nº 603			
TRAMO : SAN CRISTOBAL - ELISA						PERFORACION : 2			
FECHA : AGOSTO 2022						BOCA DE POZO : 97.00			
						NAPA FREATICA : 96.00			
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	DESCRIPCION TACTO VISUAL	PLASTICIDAD			HUM	GRANULOMETRIA		DENSIDADES	
		L L	L P	I P	Nat.	P T 4	P T 200	Hum.	Seca
		(%)	(%)	(%)	(%)		(%)	(kg/cm3)	(kg/cm3)
0.00	Cota boca de pozo								
0,70 - 1,00	Arcilla negra	66.9	30.3	36.6	34.0	100.0	98.0	1.87	1.40
1,70 - 2,00	Arcilla	45.2	22.6	22.6	38.3	100.0	98.0	1.90	1.37
2,70 - 3,00	Arcilla algo limosa	46.8	25.2	21.6	29.5	100.0	97.0	1.91	1.47
3,70 - 4,00	Limo	46.6	31.8	14.8	25.7	100.0	98.0	1.91	1.52
4,70 - 5,00	Arcilla	49.1	25.3	23.8	30.6	100.0	99.0	1.92	1.47
5,70 - 6,00									
6,70 - 7,00	Limo algo arcilloso	40.8	26.5	14.3	27.1	100.0	90.0	1.93	1.52
7,70 - 8,00	Limo algo arcilloso	42.9	28.6	14.3	32.3	100.0	55.0	1.94	1.47
8,70 - 9,00	Limo algo arcilloso	40.5	26.5	14.0	24.6	100.0	96.0	1.98	1.59
9,70 - 10,00	Limo algo arcilloso	48.4	29.2	19.2	25.7	100.0	97.0	1.90	1.51
10,70 - 11,00	Limo algo arcilloso	46.0	27.2	18.8	22.0	100.0	94.5	1.89	1.55
11,70 - 12,00	Limo algo arcilloso	45.5	27.3	18.2	26.7	100.0	95.0	1.91	1.51
12,70 - 13,00	Limo pardo	48.6	29.8	18.8	22.1	100.0	94.0	1.90	1.56
13,70 - 14,00	Limo pardo	49.7	31.9	17.8	28.2	100.0	85.0	1.95	1.52

SE DESIGNO CON UN VALOR ARBITRARIO DE 100,00 (m) A LA COTA RASANTE DEL PUENTE

LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS A LA BOCA DE POZO

OBRA : ENSANCHE PUENTE EN R.P.Nº 4 Y Aº. CAPIVARA I					PLANILLA : N° 4		
LUGAR : RUTA PROVINCIAL Nº 4					ESTUDIO : Nº 603		
TRAMO : SAN CRISTOBAL - ELISA					PERFORACION : P 2		
FECHA : AGOSTO 2022					BOCA DE POZO : 97.00		
					NAPA FREATICA : 96.00		
PROFUNDIDAD DE LA MUESTRA (m)	DESCRIPCION TACTO VISUAL	TIPO DE SUELO CLASIF. S.U.C.S	SPT N GOLPES 30 (cm)	COEF. DE BALASTO VERTICAL (kg/cm3)	COEF. DE BALASTO HORIZONTAL (kg/cm3)	TENSION DE FRICCION ADMISIBLE (kg/cm2)	TENSION DE PUNTA ADMISIBLE (kg/cm2)
0.00	Cota boca de pozo	-	-	-	-	-	-
0,70 - 1,00	Arcilla negra	CH(MH)	4	0.80	0.15	0.05	0.80
1,70 - 2,00	Arcilla	CL	10	2.03	0.35	0.13	1.30
2,70 - 3,00	Arcilla algo limosa	CL(ML)	17	3.64	0.64	0.22	2.20
3,70 - 4,00	Limo	ML	28	7.12	1.13	0.36	3.70
4,70 - 5,00	Arcilla	CL(CH)	32	8.89	1.32	0.42	4.30
5,70 - 6,00			35	10.47	1.46	0.46	4.70
6,70 - 7,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	35	10.47	1.46	0.46	4.70
7,70 - 8,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	30	7.96	1.23	0.39	4.00
8,70 - 9,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	24	5.66	0.95	0.31	3.20
9,70 - 10,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	45	17.80	1.91	0.59	6.00
10,70 - 11,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	33	9.39	1.36	0.43	4.40
11,70 - 12,00	Limo algo arcilloso	ML(CL)	34	9.92	1.41	0.44	4.50
12,70 - 13,00	Limo pardo	ML(MH)	36	11.05	1.50	0.47	4.80
13,70 - 14,00	Limo pardo	ML(MH)	38	12.31	1.59	0.49	5.10

SE DESIGNO CON UN VALOR ARBITRARIO DE 100,00 (m) A LA COTA RASANTE DEL PUENTE

LAS PROFUNDIDADES ESTAN REFERIDAS A LA BOCA DE POZO

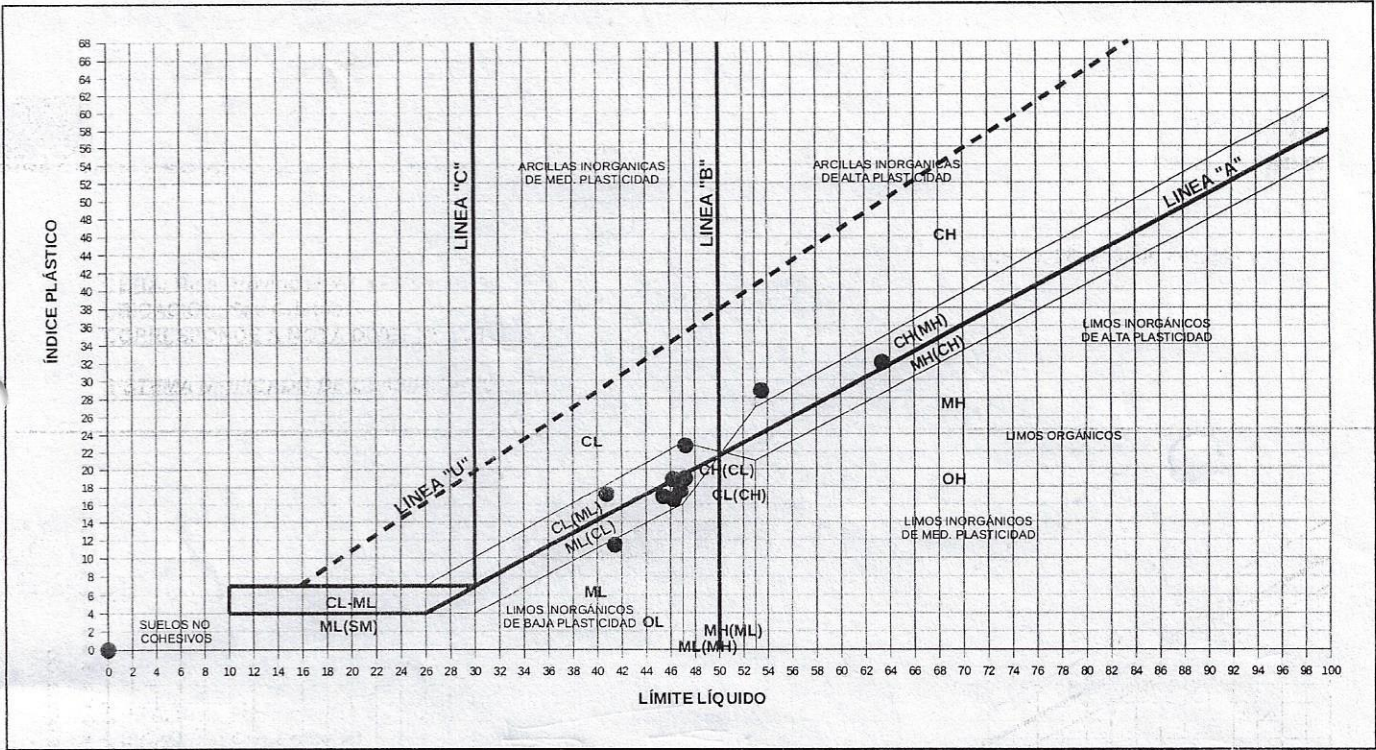
CLASIFICACION DE SUELOS

(S.U.C.S.)

Santa Fe, 18 de Julio 2022.

OBRA: Ruta Provincial N.º 4 – Puente Capivara i
UBICACIÓN: San Cristobal
CORRESPONDE A NOTA DIYET N° 11.811

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS S.U.C.S.



MUESTRA N°	Perforación	Profundidad	L.L.	L.P. %	I.P. %	pT4 %	pT200 %	Clas. S.U.C.S.	ÍNDICE DE GRUPO	Obs. Retenido Tamiz N° 200
237.266	1	0,70 – 1,00	53,5	24,7	28,8	100,0	99,5	CH	33	
237.267	1	1,70 – 2,00	63,4	31,4	32,0	100,0	98,0	CH(MH)	38	
237.268	1	2,70 – 3,00	40,8	23,6	17,2	100,0	96,0	CL(ML)	18	
237.269	1	3,70 – 4,00	47,2	24,5	22,7	100,0	97,5	CL(ML)	25	
237.270	1	4,70 – 5,00	47,2	28,2	19,0	100,0	95,2	ML	21	
237.271	1	6,70 – 7,00	46,2	27,3	18,9	100,0	97,5	ML(CL)	22	
237.272	1	7,70 – 8,00	0,0	0,0	0,0	100,0	56,0	ML(SM)	0	
237.273	1	8,70 – 9,00	0,0	0,0	0,0	100,0	72,0	ML(SM)	0	
237.274	1	9,70 – 10,00	46,8	29,3	17,5	100,0	83,5	ML(CL)	16	
237.275	1	10,70 – 11,00	46,3	29,7	16,6	100,0	95,5	ML(CL)	19	
237.276	1	11,70 – 12,00	45,4	28,5	16,9	100,0	76,5	ML(CL)	14	
237.277	1	12,70 – 13,00	46,9	28,2	18,7	100,0	79,0	ML(CL)	16	
237.278	1	13,70 – 14,00	41,4	30,0	11,4	100,0	70,0	ML(CL)	8	

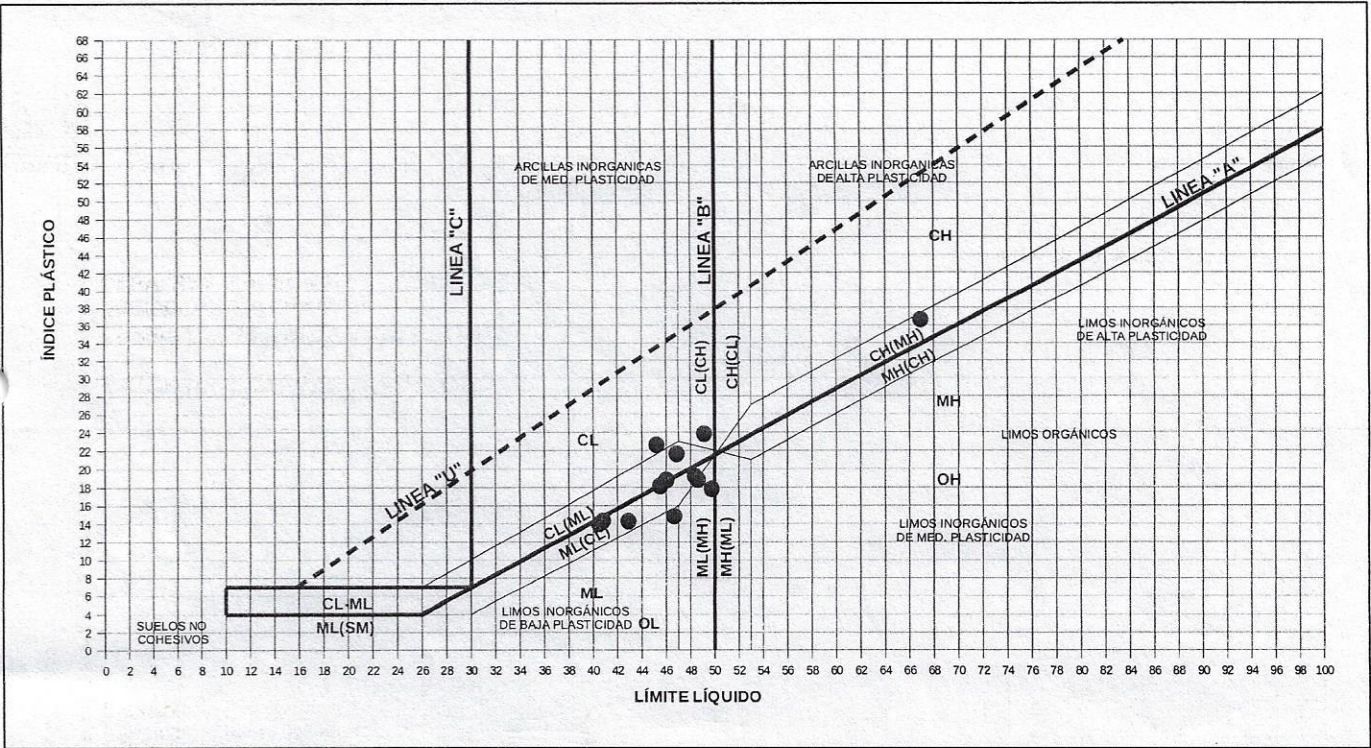
G	GRAVA (GRAVEL)
M	LIMO (MO)
S	ARENA (SAND)
C	ARCILLA (CLAY)
Pt	TURBA (PEAT)
O	ORGÁNICO
W	BIEN GRADUADO
P	MAL GRADUADO
L	BAJA
H	ALTA

Referencias:
- Tamizado de Suelo por Vía Húmeda: IRAM 10.507 - 1.986 (VN-E1-89)
- Límite Líquido: IRAM 10.501 - 2.00768 (VN-E2-89)
- Límite Plástico - Índice de Plasticidad: IRAM 10.502 - 1.968 (VN-E3-89)
- Bandas y nomenclatura de transición entre los distintos grupos de suelos.
Elaborado por los Ings. Anselmo José Fabbri y Tarcisio Perini – 1990.

Santa Fe, 18 de Julio 2022.

OBRA: Ruta Provincial N.º 4 – Puente Capivara i
UBICACIÓN: San Cristobal
CORRESPONDE A NOTA DIYET N.º 11.811

SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS S.U.C.S.



MUESTRA N°	Perforación	Profundidad	L.L.	L.P.	I.P.	pT4	pT200	Clas. S.U.C.S.	ÍNDICE DE GRUPO	Obs. Retenido Tamiz N° 200
237.279	2	0,70 – 1,00	66,9	30,3	36,6	100,0	98,0	CH(MH)	43	
237.280	2	1,70 – 2,00	45,2	22,6	22,6	100,0	98,0	CL	25	
237.281	2	2,70 – 3,00	46,8	25,2	21,6	100,0	97,0	CL(ML)	24	
237.282	2	3,70 – 4,00	46,6	31,8	14,8	100,0	98,0	ML	19	
237.283	2	4,70 – 5,00	49,1	25,3	23,8	100,0	99,0	CL(CH)	27	
237.284	2	6,70 – 7,00	40,8	26,5	14,3	100,0	90,0	ML(CL)	14	
237.285	2	7,70 – 8,00	42,9	28,6	14,3	85,0	55,0	ML(CL)	6	Presencia de nódulos
237.286	2	8,70 – 9,00	40,5	26,5	14,0	100,0	96,0	ML(CL)	16	
237.287	2	9,70 – 10,00	48,4	29,2	19,2	100,0	97,0	ML(CL)	23	
237.288	2	10,70 – 11,00	46,0	27,2	18,8	100,0	94,5	ML(CL)	21	
237.289	2	11,70 – 12,00	45,5	27,3	18,2	100,0	95,0	ML(CL)	20	
237.290	2	12,70 – 13,00	48,6	29,8	18,9	100,0	94,0	ML(MH)	21	
237.291	2	13,70 – 14,00	49,7	31,9	17,8	100,0	85,0	ML(MH)	18	

G	GRAVA (GRAVEL)
M	LIMO (MO)
S	ARENA (SAND)
C	ARCILLA (CLAY)
Pt	TURBA (PEAT)
O	ORGÁNICO
W	BIEN GRADUADO
P	MAL GRADUADO
L	BAJA
H	ALTA

Referencias:
- Tamizado de Suelo por Vía Húmeda: IRAM 10.507 - 1.986 (VN-E1-89)
- Límite Líquido: IRAM 10.501 - 2.00768 (VN-E2-89)
- Límite Plástico - Índice de Plasticidad: IRAM 10.502 - 1.968 (VN-E3-89)
- Bandas y nomenclatura de transición entre los distintos grupos de suelos.
Elaborado por los Ings. Anselmo José Fabbri y Tarcisio Perini – 1990.

ENSAYOS TRIAXIALES

Gráfico TENSION NORMAL-TENSION DE CORTE
(Círculo de Mohr - Envolvente de Coulomb)

Obra: PUENTE CAPIVARA Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 1 Prof.: 4.70/ 5.00 m Estudio N° 603 Fecha: 08-09-2022

Comb.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ	E	μ	c	ϕ
Círc.	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	cm ² /Kg	Kg/cm ²	
1-2	1	0.95	0.78	122.0	0.0055	0.06	16° 30'
2-3	2	1.75	1.82	95.9	0.0070	0.00	23° 59'
1-3	3	3.12	3.64	85.6	0.0078	0.00	20° 33'
Promedios:				101.2	0.0067	0.02	20° 41'

N° Golpes : 34
E / N° Golpes: 2.98

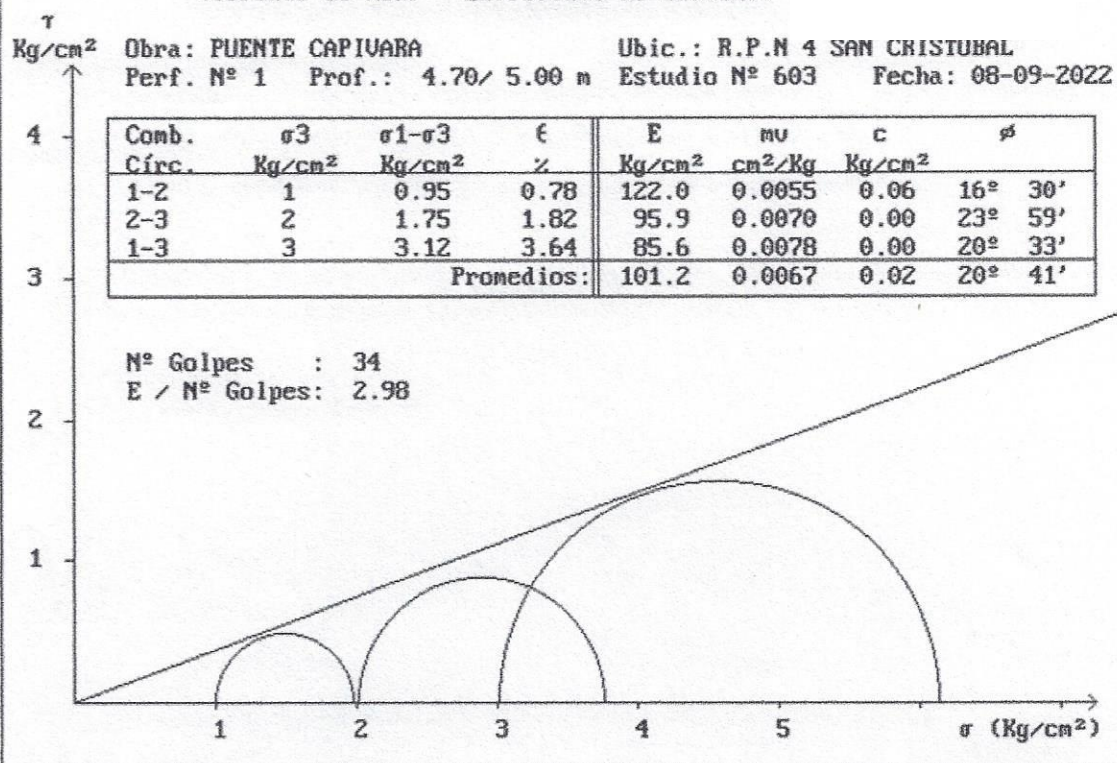


Gráfico TENSOR NORMAL DESVIADOR
DEFORMACION ESPECIFICA
MODULO E

$\sigma_1 - \sigma_3$
(Kg/cm²)

Obra : PUENTE CAPIVARA
Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 1 Prof.: 4.70/ 5.00 m

Fecha: 08-09-2022
Estudio N° 603

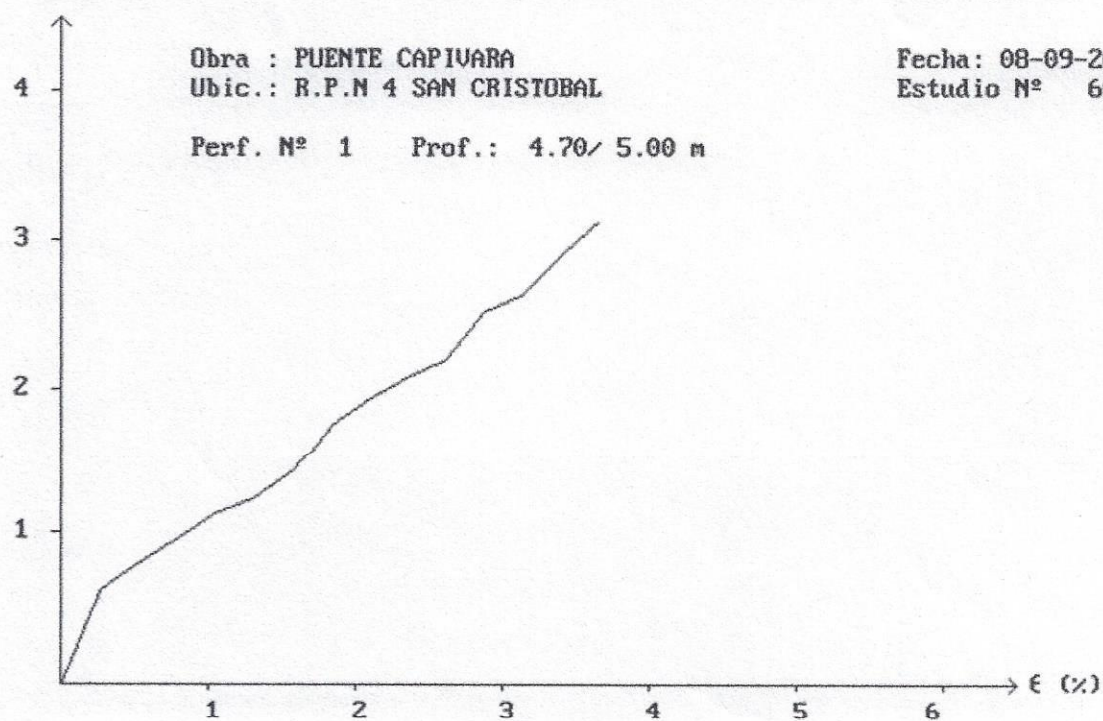


Gráfico TENSION NORMAL-TENSION DE CORTE
(Círculo de Mohr - Envolvente de Coulomb)

Obra: PUENTE CAPIVARA Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 1 Prof.: 7.70/ 8.00 m Estudio N° 603 Fecha: 08-09-2022

Comb.	σ_3	$\sigma_1 - \sigma_3$	ϵ	E	μ	c	ϕ
Círc.	Kg/cm ²	Kg/cm ²	%	Kg/cm ²	cm ² /Kg	Kg/cm ²	
1-2	1	0.86	0.78	110.8	0.0060	0.00	17° 48'
2-3	2	1.75	1.82	95.9	0.0070	0.07	16° 22'
1-3	3	2.53	2.86	88.5	0.0075	0.01	17° 6'
Promedios:				98.4	0.0068	0.03	17° 25'

N° Golpes : 50
E / N° Golpes: 1.97

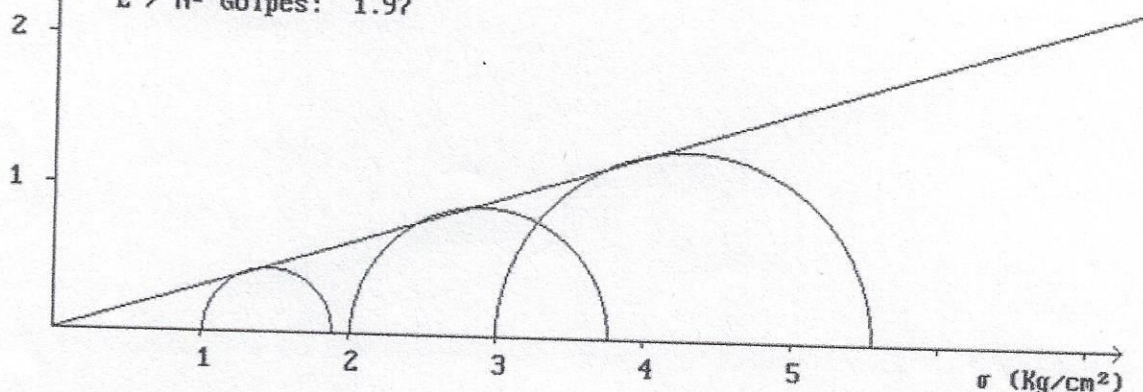


Gráfico TENSOR NORMAL DESVIADOR
DEFORMACION ESPECIFICA
MODULO E

$\sigma_1 - \sigma_3$
(Kg/cm²)

Obra : PUENTE CAPIVARA
Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 1 Prof.: 7.70/ 8.00 m

Fecha: 08-09-2022
Estudio N° 603

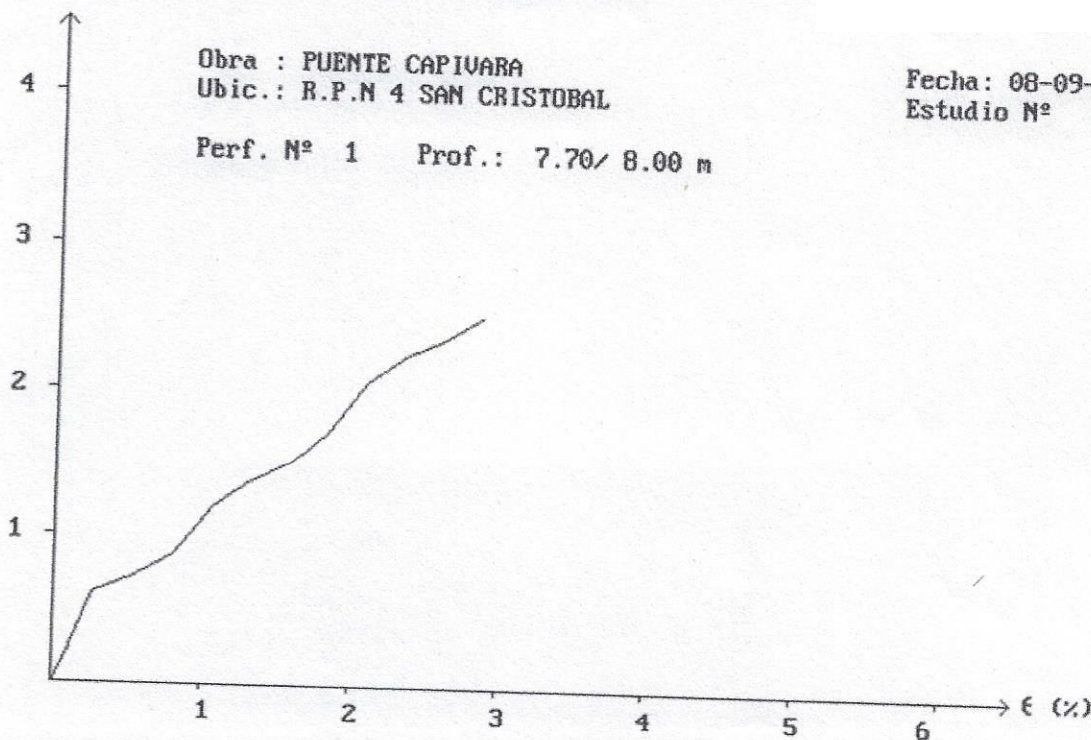


Gráfico TENSION NORMAL-TENSION DE CORTE
(Círculo de Mohr - Envolvente de Coulomb)

Obra: PUENTE CAPIVARA Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 1 Prof.: 12.20/13.00 m Estudio N° 603 Fecha: 08-09-2022

Comb. Círc.	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	ϵ %	E Kg/cm ²	μ cm ² /Kg	c Kg/cm ²	ϕ
1-2	1	1.06	1.04	101.5	0.0066	0.14	14° 51'
2-3	2	1.75	2.08	83.9	0.0079	0.00	26° 41'
1-3	3	3.38	3.64	92.8	0.0072	0.00	21° 32'
Promedios:				92.7	0.0072	0.05	20° 41'

N° Golpes : 21
E / N° Golpes: 4.42

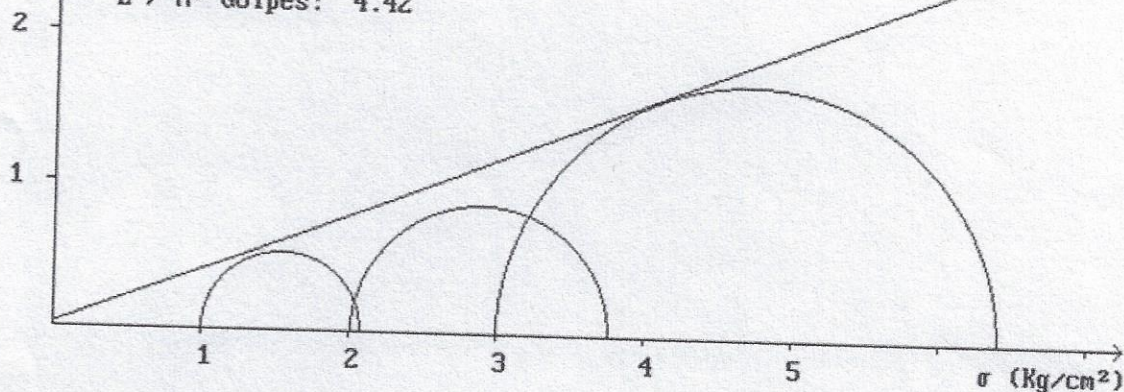


Gráfico TENSOR NORMAL DESVIADOR
DEFORMACION ESPECIFICA
MODULO E

$\sigma_1 - \sigma_3$
(Kg/cm²)

Obra : PUENTE CAPIVARA
Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 1 Prof.: 12.20/13.00 m

Fecha: 08-09-2022
Estudio N° 603

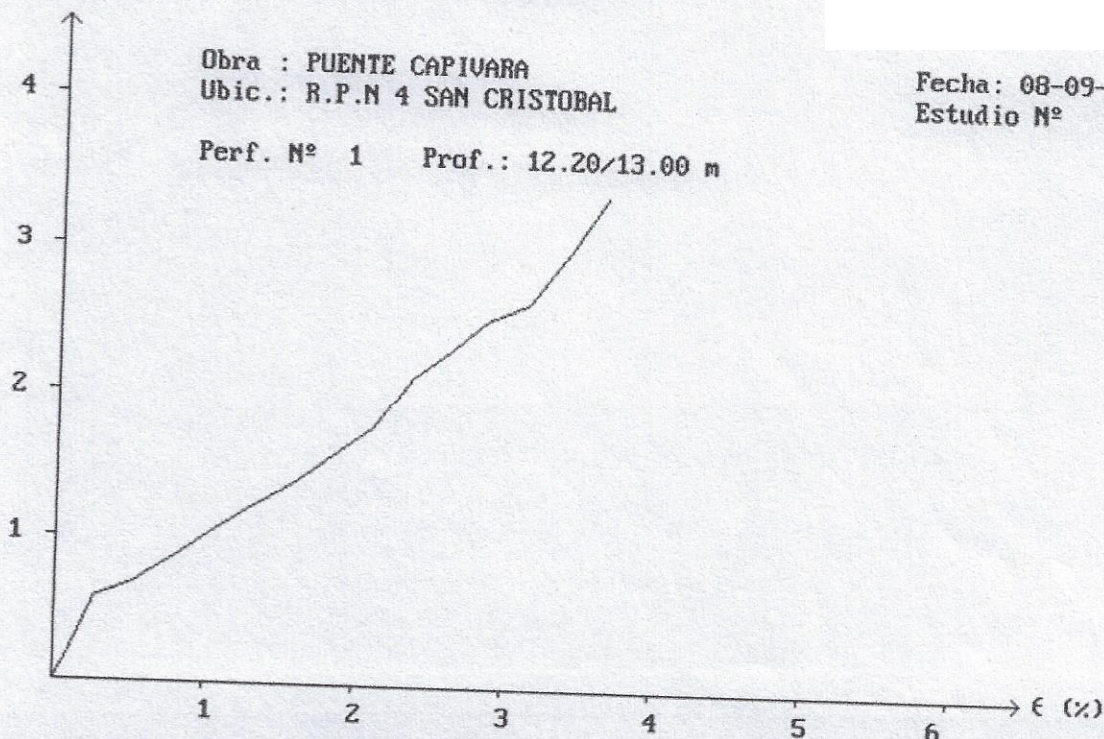


Gráfico TENSION NORMAL-TENSION DE CORTE
(Círculo de Mohr - Envolvente de Coulomb)

Obra: PUENTE CAPIVARA Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 2 Prof.: 4.70/ 5.00 m Estudio N° 603 Fecha: 08-09-2022

Comb. Círc.	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	ϵ %	E Kg/cm ²	μ cm ² /Kg	c Kg/cm ²	ϕ
1-2	1	2.51	1.04	241.7	0.0028	0.16	29° 47'
2-3	2	4.49	2.08	215.8	0.0031	0.55	24° 11'
1-3	3	5.88	3.12	188.4	0.0035	0.25	27° 10'
Promedios:				215.3	0.0031	0.32	27° 23'

N° Golpes : 45
E / N° Golpes: 4.78

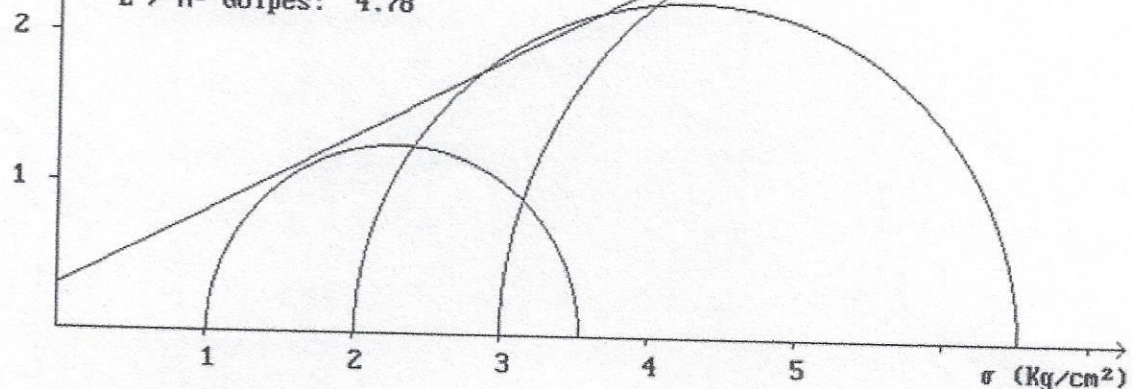


Gráfico TENSOR NORMAL DESVIADOR
DEFORMACION ESPECIFICA
MODULO E

$\sigma_1 - \sigma_3$
(Kg/cm²)

Obra : PUENTE CAPIVARA
Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 2 Prof.: 4.70/ 5.00 m

Fecha: 08-09-2022
Estudio N° 603

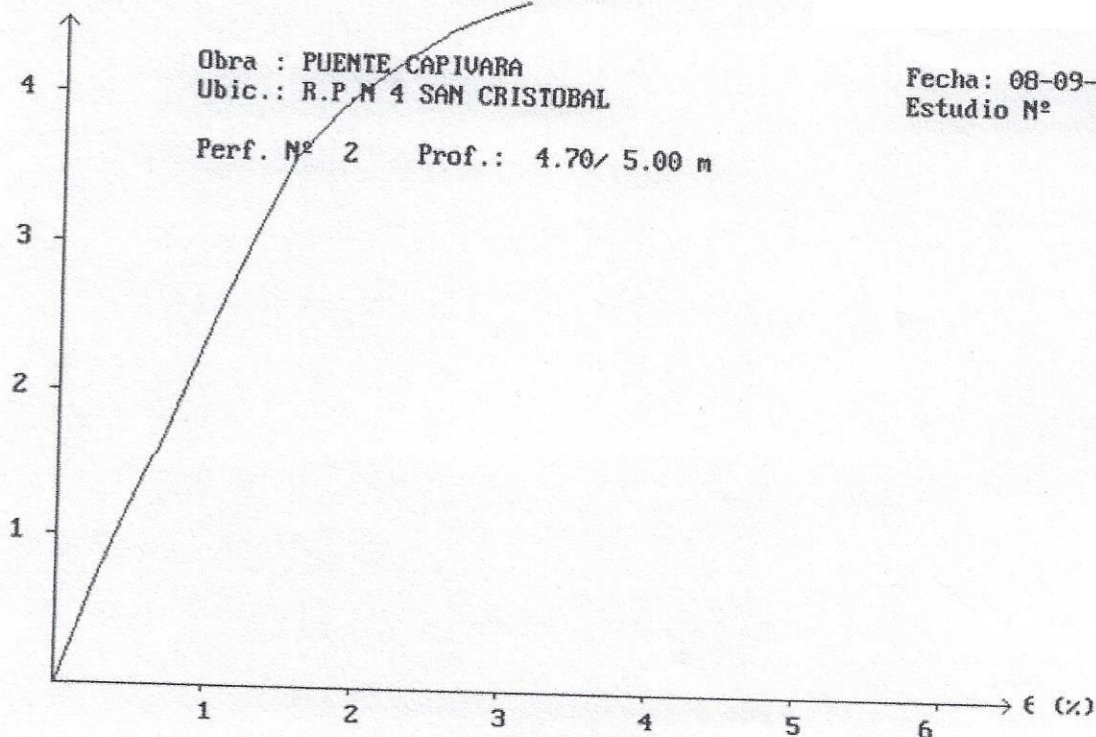


Gráfico TENSION NORMAL-TENSION DE CORTE
(Círculo de Mohr - Envolvente de Coulomb)

Obra: PUENTE CAPIVARA Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 2 Prof.: 10.70/11.00 m Estudio N° 603 Fecha: 08-09-2022

Comb. Círc.	σ_3 Kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ Kg/cm ²	ϵ %	E Kg/cm ²	μ cm ² /Kg	C Kg/cm ²	ϕ
1-2	1	1.23	1.04	118.3	0.0056	0.03	21° 26'
2-3	2	2.38	2.08	114.5	0.0058	0.01	21° 39'
1-3	3	3.55	3.38	105.1	0.0063	0.02	21° 32'
Promedios:				112.7	0.0059	0.02	21° 32'

N° Golpes : 30
E / N° Golpes: 3.76

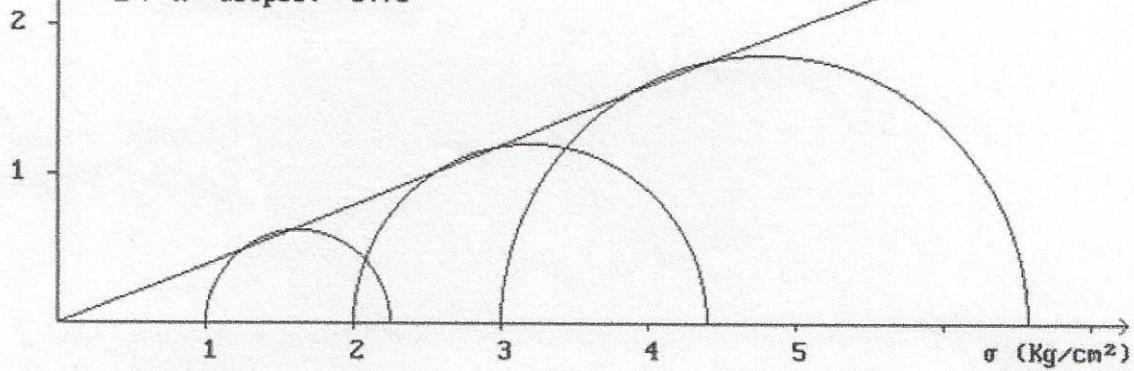
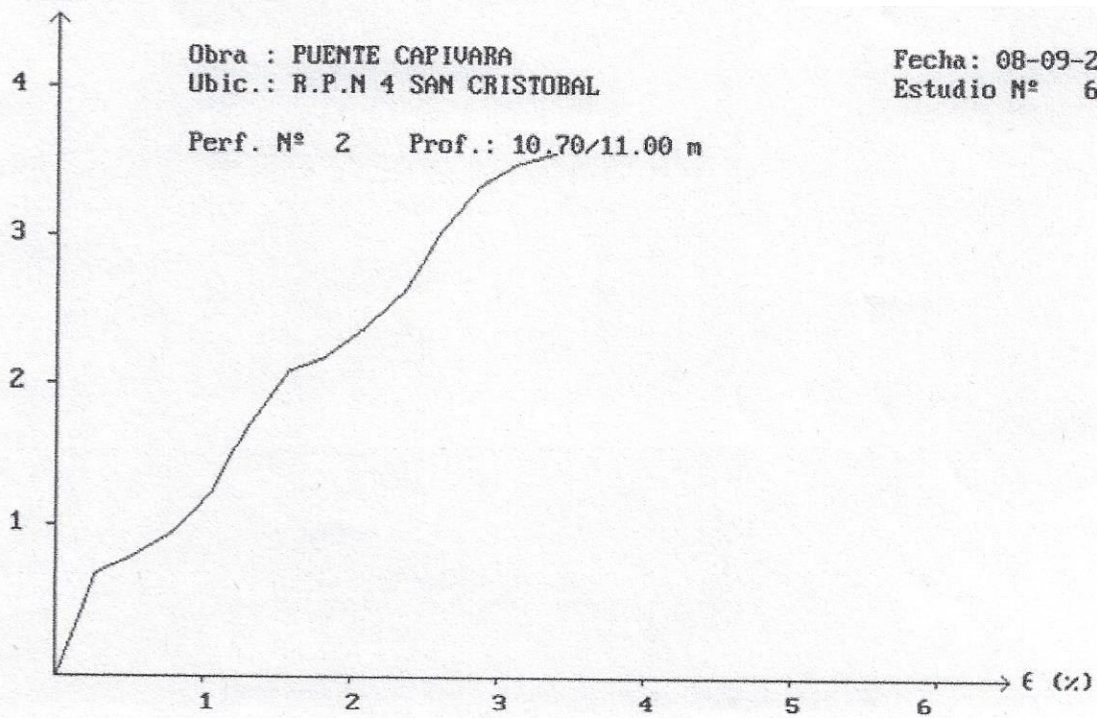


Gráfico TENSOR NORMAL DESVIADOR
DEFORMACION ESPECIFICA
MODULO E

$\sigma_1 - \sigma_3$
(Kg/cm²)

Obra : PUENTE CAPIVARA
Ubic.: R.P.N 4 SAN CRISTOBAL
Perf. N° 2 Prof.: 10.70/11.00 m

Fecha: 08-09-2022
Estudio N° 603



ANALISIS QUIMICO DE AGUAS

INFORME TÉCNICO

ANÁLISIS QUÍMICO DE AGUA

OBRA: RUTA PROVINCIAL N°4 PTE CAPIVARA I (SAN CRISTOBAL)

LUGAR EXTRACCIÓN: AGUA DE PERFORACIÓN

MUESTRA DIYET N°: 237.292

FECHA DE INGRESO: 13/06/2022

FECHA DE ANÁLISIS: 14/06/2022

NOTA N°: 11.811

RESULTADOS

DETERMINACIONES EFECTUADAS	RESULTADOS	UNIDADES
COLOR	AMBAR	-
OLOR	INODORA	-
ASPECTO	LÍMPIDA	-
pH	8,1	-
CONDUCTIVIDAD ESPECÍFICA	20000	μS/cm
RESIDUO SÓLIDO	15000	mg/l
CARBONATOS	0	mg/l CO_3^{2-}
BICARBONATOS	610	mg/l HCO_3^-
CLORUROS	4800	mg/l Cl^-
SULFATOS	4550	mg/l SO_4^{2-}
CALCIO	240	mg/l Ca^{2+}
MAGNESIO	30	mg/l Mg^{2+}
ALCALINOS	5187	mg/l Na^+
DUREZA TOTAL	720	mg/l CaCO_3
ANHÍDRIDO CARBÓNICO AGRESIVO	0,0	mg/l CO_2

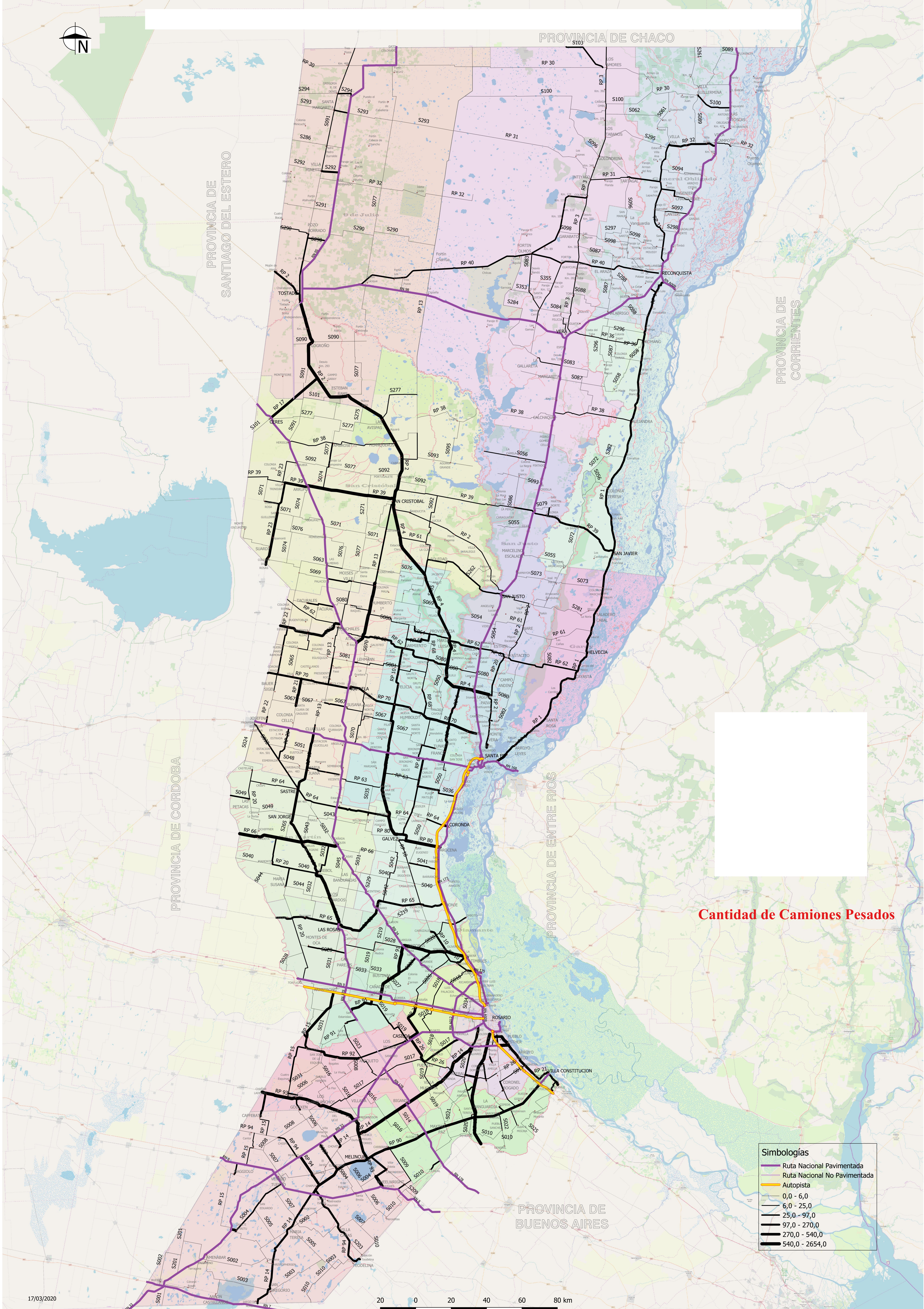
CONCLUSIONES:

La muestra analizada **PRESENTA** características de **MUY FUERTE AGRESIVIDAD QUÍMICA** hacia las estructuras de hormigón armado de Cemento Portland, debido a su contenido de **Sales de Sulfatos**

COMENTARIO: Si bien la estructura analizada NO PRESENTA signos marcados de deterioro por agresividad química debida a Sales de Sulfatos, a los fines del presente trabajo, se plantea el uso de CEMENTO ARS para todos los elementos que conforman la Infraestructura del Puente.

Anexo 3. Datos Tránsito Camiones Pesados.

Se anexa un Plano de la Provincia de Santa Fe, en donde se indican con claridad los porcentajes de vehículos pesados circulantes por las rutas de mayor importancia.



Anexo 4. Fichas Técnicas productos Sika.

Se incorporan a modo de referencia, las fichas técnicas de algunos productos de la marca Sika, empleados para el recambio de apoyos tipo rodillos metálicos por apoyos de neopreno, en el caso de vigas existentes.

HOJA TÉCNICA

Sikadur®-42

GROUT EPOXI DE PRECISIÓN PARA NIVELACIÓN Y ANCLAJE DE ESTRUCTURAS O EQUIPOS DE ALTOS REQUERIMIENTOS.

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

Sikadur®-42, es un mortero epóxico de 3 componentes, 100% sólido, de altas resistencias, diseñado para apoyar equipos y maquinaria con altos requerimientos, sometidos a cargas dinámicas o fuertes vibraciones.

USOS

Sikadur®-42 sólo debe ser utilizado por profesionales con experiencia demostrable

Sikadur®-42 se utiliza para:

- Grouting de alta resistencia inicial.
- Grouting de maquinaria con fuerte vibración e impactos.
- Grouting de precisión de equipos, maquinaria y estructuras.
- Grouting de motores, compresores, bombas, molinos, etc.
- Grouting bajo rieles de servicio pesado, etc.

CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Alta resistencia a compresión, tracción y corte.
- Alta resistencia al impacto.
- Rápida adquisición de resistencia.
- Excelente adherencia, incluso en superficies húmedas.
- Alta resistencia química.
- Listo para usar, juego predosificado.
- Sin retracción.
- Fluido.

INFORMACIÓN DEL PRODUCTO

Base química	Comp. A: Polímeros epoxi líquidos y aditivos Comp. B: Endurecedores Comp. C: Cemento portland seleccionado con aditivos y agregados
Presentación	Juego (A+B+C) de 28 Kg.
Color	Gris Oscuro
Vida útil	Se recomienda utilizar antes de los 9 meses de la fecha de elaboración que figura en el envase.
Condiciones de almacenamiento	Almacenar en envases originales, bien cerrados y no deteriorados. En lugar

seco y fresco, protegido de las heladas y radiación solar directa, a temperaturas entre + 5°C y + 35°C.
Acondicionar el producto entre 20°C y 27°C, durante 48 hs antes de su empleo.

Densidad (A+B+C): Aprox. 2.0 kg/dm³

INFORMACIÓN TÉCNICA

Módulo de elasticidad a compresión Resistencia a la compresión (23°C), valores aproximados.

1 día	~ 73 MPa
7 días	~ 88 MPa
28 días	~ 98 MPa

Módulo de elasticidad a flexión Resistencia a la flexión (23°C), valores aproximados.

1 día	~ 23 MPa
7 días	~ 26 MPa
28 días	~ 28 MPa

INFORMACIÓN DE APLICACIÓN

Consumo 2,0 Kg de Sikadur® 42 por litro de relleno.

INSTRUCCIONES DE APLICACIÓN

CALIDAD DEL SUSTRATO

El sustrato debe estar estructuralmente sano y libre de todo rastro de contaminantes, partículas sueltas o mal adheridas, lechadas de cemento, aceites y grasas, etc.

Temperatura del Sustrato +15° C mín. / +30° C máx.

Temperatura Ambiente +15° C mín. / +30° C máx.

Tiempo de Aplicación 35 minutos a 23°C

Tiempo de Mezclado ~ 5 minutos

PREPARACIÓN DEL SUSTRATO

Hormigón:

Al momento de aplicarse Sikadur®-42, el hormigón debe encontrarse limpio, sin polvo, agua, partes sueltas o mal adheridas, etc. El hormigón debe tener su resistencia de diseño (mínimo 20 Mpa) y estar estable en sus dimensiones. Se requiere de un espesor mínimo de 2,5 cm bajo la placa para anchos de hasta 40 cm y un mínimo de 5 cm para anchos de hasta 80 cm.

Para una adecuada limpieza es recomendable el uso de chorro de arena u otros métodos mecánicos tales como pulidora, granallas de acero, un tratamiento enérgico con escobilla de acero, picado, etc.

Las perforaciones para anclajes o camisas de los mismos deben estar secas.

Metales:

Deben encontrarse limpios, sin óxido, grasa, aceite, pinturas, etc. Se recomienda un tratamiento con chorro de arena a metal blanco (SP2 – 1/2) para obtener la máxima adherencia.

Aplique el grout inmediatamente para evitar que se oxide de nuevo.

Para prevenir la formación de bolsas de aire, se recomienda que la placa base tenga perforaciones de ventilación en su periferia o en cualquier otro lugar de difícil acceso para el grout.

Encofrados:

La consistencia fluida de Sikadur®-42 requiere del uso de encofrados alrededor de la placa base para mantener el producto en su lugar hasta su endurecimiento.

El encofrado debe permitir mantener una altura de presión mínima de 10 cm del grout sobre el nivel inferior de la placa. La utilización de una caja-buzón de 30 cm o más de altura facilitará el vaciado y escurrimiento del grout.

El encofrado debe quedar separado 7-12 cm de la placa en el lado de vaciado y 2-5 cm en los otros lados. Para prevenir filtraciones o absorción selle completamente el encofrado. Aplique polietileno o un desmoldante tipo Sika Separol® para prevenir la adherencia del grout a los encofrados.

La materialización de juntas de expansión es recomendable en grandes extensiones para minimizar el riesgo de fisuras en el grout (máximo 0,75 – 1 m en cada dirección).

MEZCLADO

Mezclar individualmente cada componentes (A y B) hasta obtener una consistencia uniforme en cada componente.

Mezcle todo el contenido de los componentes A y B en el recipiente del componente A por 3 minutos con un taladro de bajas revoluciones (300 - 450 rpm). Durante el mezclado raspe las paredes y el fondo con

una espátula al menos una vez para garantizar la mezcla completa de los dos componentes. Vacíe todo el contenido de los componentes A y B en un recipiente para mezclar morteros, asegurándose que las paredes y el fondo no contienen residuos de los componentes A y B. Agregue todo el componente C de manera lenta y mezcle hasta que la mezcla esté totalmente homogénea aproximadamente 5 minutos. El grout mezclado debe mantenerse agitado previo a la colocación.

MÉTODO / HERRAMIENTAS DE APLICACIÓN

Vaciar Sikadur®-42 por un solo lado de la placa para eliminar aire atrapado, hasta que escurra hacia el lado opuesto. Pueden utilizarse varillas o cables para facilitar la colocación.

La mezcla debe colocarse en forma continua y rápida, asegurándose de preparar la cantidad suficiente para cada aplicación.

La colocación debe asegurar el llenado completo de todos los espacios bajo las placas y lograr un íntimo contacto con todas las superficies.

Mantener el grout sobre el nivel inferior de la placa base para asegurar el íntimo contacto con el grout. El nivel final del grout debe ser superior (mínimo 3 mm) al nivel de la superficie inferior de la placa base.

LIMPIEZA DE HERRAMIENTAS

Limpie todas las herramientas y equipos de aplicación con Sika Thinner inmediatamente después de su uso. El material ya curado sólo se podrá remover por medios mecánicos.

LIMITACIONES

La temperatura del ambiente y sustrato debe ser mínimo 15°C y máximo 30°C.

Acondicionar el producto entre 20°C y 27°C durante 48 hs. Antes de su empleo.

Bajas temperaturas afectan adversamente la fluidez y la velocidad de endurecimiento.

La placa base debe ser protegida del sol directo y de la lluvia 24 horas antes y 48 horas después de la colocación del grout.

Espesor mínimo 25 mm.

Espesor máximo 100 mm.

El componente C debe ser mantenido seco.

Mezcle el juego completo, sin fraccionar los componentes.

VALORES BASE

Todos los datos que se indican en esta Hoja Técnica, están basados en ensayos de laboratorio. Las mediciones en obra de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

RESTRICCIONES LOCALES

Observe, por favor, que como resultado de regulaciones locales específicas desempeño de este producto puede cambiar de acuerdo a las regulaciones locales de país a país. Consultar la Hoja Técnica del producto para una descripción exacta de los campos de aplicación.

ECOLOGÍA, SEGURIDAD E HIGIENE

Para información y advertencias sobre el manipuleo, almacenaje y disposición de productos químicos, los usuarios deben referirse a la Hoja de Seguridad en su versión más reciente, la cual contienen información física, ecológica, toxicológica y otros datos relacionados a la seguridad. (Consultar la Hoja de Seguridad del producto solicitándola al fabricante).

NOTAS LEGALES

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento y la experiencia actual de Sika de sus productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con todas y cada una de las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede ofrecer de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno brindado, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. Corresponde al usuario evaluar la conveniencia del producto para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos en cualquier momento y sin necesidad de notificación alguna. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados bajo las presentes condiciones y de conformidad con los términos de las Condiciones Generales de Venta y Suministro al momento de efectuarlos. Los usuarios deben obligatoriamente conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas Técnicas de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

Sika Argentina S.A.I.C.

www.sika.com.ar

Juan Bautista Alberdi 5250

(B1678CSI) Caseros

Teléfono: 4734-3500

Asesoramiento Técnico: 4734-3502/3532

info.gral@ar.sika.com



IRAM
GESTIÓN
DE LA CALIDAD
IR-9000-02



IRAM
GESTIÓN
AMBIENTAL
IR-14000-007



IRAM
GESTIÓN
SEGURA
IR-18000-017



Hoja técnica

Sikadur®-42

Octubre 2019, Versión 01.01

020202010010000001

Sikadur-42-es-AR-(10-2019)-1-1.pdf

HOJA TÉCNICA

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®

Puente de adherencia para hormigón y protección anticorrosiva de armaduras

DESCRIPCIÓN DEL PRODUCTO

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® es un producto a base de cemento y resinas epoxi modificadas, de 3 componentes con inhibidor de la corrosión, usado como puente de adherencia y protección anticorrosiva en armaduras.

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® cumple los requerimientos de la norma EN 1504-7.

USOS

- Conveniente para el control de áreas anódicas (Principio 11, método 11.1 de la EN 1504-9).
- Adecuado en la reparación del hormigón como protección contra la corrosión de armaduras.
- Adecuado como puente de adherencia entre hormigón y mortero.

CARACTERÍSTICAS / VENTAJAS

- Contiene la tecnología EpoCem® - puente de adherencia superior
- Tiempos abiertos prolongados para la reparación con morteros
- Compatible con los morteros de reparación Sika® MonoTop®
- Excelente adherencia al hormigón y el acero
- Contiene inhibidor de corrosión
- Certificado para aplicaciones bajo condiciones de carga dinámica
- Buena resistencia a la penetración de aguas y cloruros
- Alta resistencia a tensiones de corte
- Pot Life extendido
- Fácil de mezclar
- Aplicado a pinceleta o usando pistola de aplicación de pinturas.

INFORMACIÓN DEL PRODUCTO

Base química	Cemento Portland, resina epoxi, agregados seleccionados y aditivos
Presentación	Juego predosificado de 4 kg.
Apariencia / Color	Componentes mezclados color gris cemento. Componente A: Líquido color blanco. Componente B: Líquido incoloro. Componente C: Agregado color gris cemento.
Vida útil	6 meses desde su fecha de fabricación.
Condiciones de almacenamiento	Conservar en sus envases originales bien cerrados y no deteriorados, en lugar seco y fresco, a temperaturas comprendidas entre + 5 °C y + 25 °C.
Densidad	A+B+C mezclado: ~2.0 kg/l a 23 °C

INFORMACIÓN TÉCNICA

Resistencia a compresión	40 N/mm ² (MPa) después de 28 días.
Resistencia a flexión	10 N/mm ² (MPa) después de 28 días

Hoja técnica

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®

Abril 2019, Versión 03.02

020302020050000001

Adherencia	$\geq 1.5 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$ (después de 28 días)	(EN 1542)
Adherencia por corte	Pasa	(EN 15184)
Coeficiente de expansión térmica	$\sim 18 \times 10^{-6} \text{ m/ (m} \times ^\circ\text{C)}$	(EN 1770)
Resistencia a la difusión de vapor de agua	$\mu\text{H}_2\text{O} \sim 500$	
Resistencia a la difusión de dióxido de carbono	$\mu\text{CO}_2 \sim 7300$	
Ensayo de corrosión	Cumple	(EN 15183)

INFORMACIÓN DEL SISTEMA

Estructura del sistema	SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® es parte de la línea de morteros de reparación de Sika® y cumple con la parte pertinente a la norma Europea EN 1504.		
	Puente de adherencia / Refuerzo de protección contra corrosión	SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®	
	Mortero de reparación de bajo espesor	Sika MonoTop®-620	
	Mortero de reparación estructural	Sika MonoTop®-615	

INFORMACIÓN DE APLICACIÓN

Consumo	<u>Como revestimiento de protección contra la corrosión de la armadura:</u> ~ 2 kg por m² y capa de aplicación (~ 1mm espesor). En total un mínimo de 2 manos, espesor de capa (~ 2mm espesor). <u>Como puente de adherencia sobre sustrato:</u> > 1.5 a 2.0 kg por m² /mm dependiente de las condiciones del sustrato.			
Temperatura ambiente	+5 °C mín. / +30 °C máx.			
Temperatura del sustrato	+5 °C mín. / +30 °C máx.			
Vida útil de la mezcla	~ 3 horas (a +20 °C)			
Tiempo de espera / repintado	Maximo tiempo de espera antes de la aplicación del mortero de reparación. Los morteros de reparación Sika® y hormigones de no rápido fraguado pueden ser aplicados sobre SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® dentro de un tiempo máximo de:			
	+5 °C	+10 °C	+20 °C	+30 °C
	6 hora	5 hrs	2 hrs	1 hrs

INSTRUCCIONES DE APLICACIÓN

CALIDAD DEL SUSTRATO / PRE-TRATAMIENTO

Hormigón:

El sustrato debe estar limpio, seco y sin restos de contaminantes como suciedad, materiales sueltos y materiales que reduzcan la adherencia o impidan el mojado de los materiales de reparación.

Las partes sueltas o débiles del hormigón eliminarse por medios mecánicos. La superficie a tratar debe estar pre humedecida y no permitir que se seque antes de la aplicación del mortero de reparación cementicio. La superficie debe adquirir una apariencia oscura, sin brillos y sin encharcamientos.

Acero de refuerzo:

Se deberá retirar todo resto de óxido, descascaramientos, morteros, hormigón, polvo, grasa, aceite y todo material que contribuya a la corrosión debe ser eliminado y el acero de refuerzo limpiado a nivel SA 2 de acuerdo a la ISO 8501-1. Las superficies deben ser preparadas utilizando técnicas de limpieza por granallado o hidrolavado de alta presión.

MEZCLADO

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® debe mezclarse utilizando una mezcladora eléctrica de baja velocidad ($<250 \text{ rpm}$).

Agitar fuertemente los componentes A y B antes de abrir los envases. Verter los componentes líquidos A y B en un recipiente adecuado para la mezcla y mezclar

Hoja técnica

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®

Abril 2019, Versión 03.02

020302020050000001

durante 30 segundos. Mientras se siguen mezclando los componentes A + B se añade lentamente el componente C (polvo). Mezclar los tres componentes juntos durante un mínimo de 3 minutos, minimizando la adición de aire. Dejar reposar durante 5 – 10 minutos hasta que el material de recubrimiento presente una consistencia de suave goteo, óptima para ser colocada con pincel.

¡NO AGREGAR AGUA!

APLICACIÓN

Como protección contra la corrosión del acero de refuerzo

Aplicar la primer mano de aproximadamente 1 mm de espesor, utilizando pinceleta de cerda dura o con pistola aplicadora de pinturas sobre la superficie correctamente preparada. Aplicar una segunda mano cuando la primer mano esté dura superficialmente, que no se hunda la uña del dedo (~ 2 – 3 horas a +20° C).

Como puente de adherencia:

Aplicar con pinceleta de cerda dura o pistola aplicadora sobre el sustrato correctamente preparado. Para lograr una buena adherencia, SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® debe penetrar bien en el sustrato, rellenando todos los poros (espesor mínimo de capa de 0.5 mm).

Recién colocado SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® debe ser protegido de la contaminación y la lluvia hasta la colocación del mortero de reparación.

Aplicación bajo carga dinámica:

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem® ha sido testeado con los siguientes morteros de reparación Sika y se encuentra certificado para aplicaciones bajo carga dinámica. Consulte las Hojas Técnicas de estos productos para más información:

Proceso vía húmeda:

Protección contra la corrosión y/o puente de adherencia	SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®
---	-------------------------------

Reparación y recubrimiento	Sika MonoTop®-615
----------------------------	-------------------

TRATAMIENTO DE CURADO

Proteja el mortero fresco de la lluvia mientras el material no haya curado.

LIMPIEZA DE HERRAMIENTAS

Las herramientas y los útiles de aplicación deberán limpiarse inmediatamente después de su uso con agua.

Una vez curado/endurecido el material sólo podrá eliminarse por medios mecánicos.

LIMITACIONES

- Consulte el Método de aplicación para reparación del hormigón utilizando los sistemas Sika MonoTop® para más información sobre la preparación del sustrato o hacer referencia a las recomendaciones de la norma europea EN 1504-10
- Evite la aplicación bajo acción directa del sol y/o fuerte viento y/o lluvia.
- No añadir agua a la mezcla.
- Aplicar solo sobre superficies firmes y sustratos preparados.
- No se recomienda para su uso con hormigones de fragüe rápido o morteros del mismo tipo.

VALORES BASE

Todos los datos que se indican en esta Hoja Técnica, están basados en ensayos de laboratorio. Las mediciones en obra de estos datos pueden variar debido a circunstancias más allá de nuestro control.

RESTRICCIONES LOCALES

Observe, por favor, que como resultado de regulaciones locales específicas desempeño de este producto puede cambiar de acuerdo a las regulaciones locales de país a país. Consultar la Hoja Técnica del producto para una descripción exacta de los campos de aplicación.

ECOLOGÍA, SEGURIDAD E HIGIENE

El usuario debe leer las Fichas de Datos de Seguridad correspondientes más recientes antes de utilizar cualquier producto. Para obtener información y asesoramiento sobre la manipulación, el almacenamiento y la eliminación seguros de los productos químicos, los usuarios deberán consultar la Hoja de Datos de Seguridad (SDS) más reciente que contenga datos físicos, ecológicos, toxicológicos y otros relacionados con la seguridad.

NOTAS LEGALES

Esta información y, en particular, las recomendaciones relativas a la aplicación y uso final del producto, están dadas de buena fe, basadas en el conocimiento y la experiencia actual de Sika de sus productos cuando son correctamente almacenados, manejados y aplicados, en situaciones normales, dentro de su vida útil y de acuerdo con todas y cada una de las recomendaciones de Sika. En la práctica, las posibles diferencias en los materiales, soportes y condiciones reales en el lugar de aplicación son tales, que no se puede ofrecer de la información del presente documento, ni de cualquier otra recomendación escrita, ni de consejo alguno brindado, ninguna garantía en términos de comercialización o idoneidad para propósitos particulares, ni obligación alguna fuera de cualquier relación legal que pudiera existir. Corresponde al usuario evaluar la conveniencia del producto para la aplicación y la finalidad deseadas. Sika se reserva el derecho de modificar las propiedades de sus productos en cualquier momento y sin necesidad de notificación alguna. Se reservan los derechos de propiedad de terceras partes. Los pedidos son aceptados bajo las presentes condiciones y de conformidad con los términos de las Condiciones Generales de Venta y Suministro al momento de efectuarlos. Los usuarios deben obligatoriamente conocer y utilizar la versión última y actualizada de las Hojas Técnicas de Productos, copias de las cuales se mandarán a quién las solicite.

Sika Argentina S.A.I.C.

www.sika.com.ar

Juan Bautista Alberdi 5250

(B1678CSI) Caseros

Teléfono: 4734-3500

Asesoramiento Técnico: 4734-3502/3532

info.gral@ar.sika.com



GESTIÓN
DE LA CALIDAD
RS-9000-02



GESTIÓN
AMBIENTAL
RS-18000-007



GESTIÓN
SEGURA
RS-18000-017

Hoja técnica

SikaTop® Armatec®-110 EpoCem®

Abril 2019, Versión 03.02

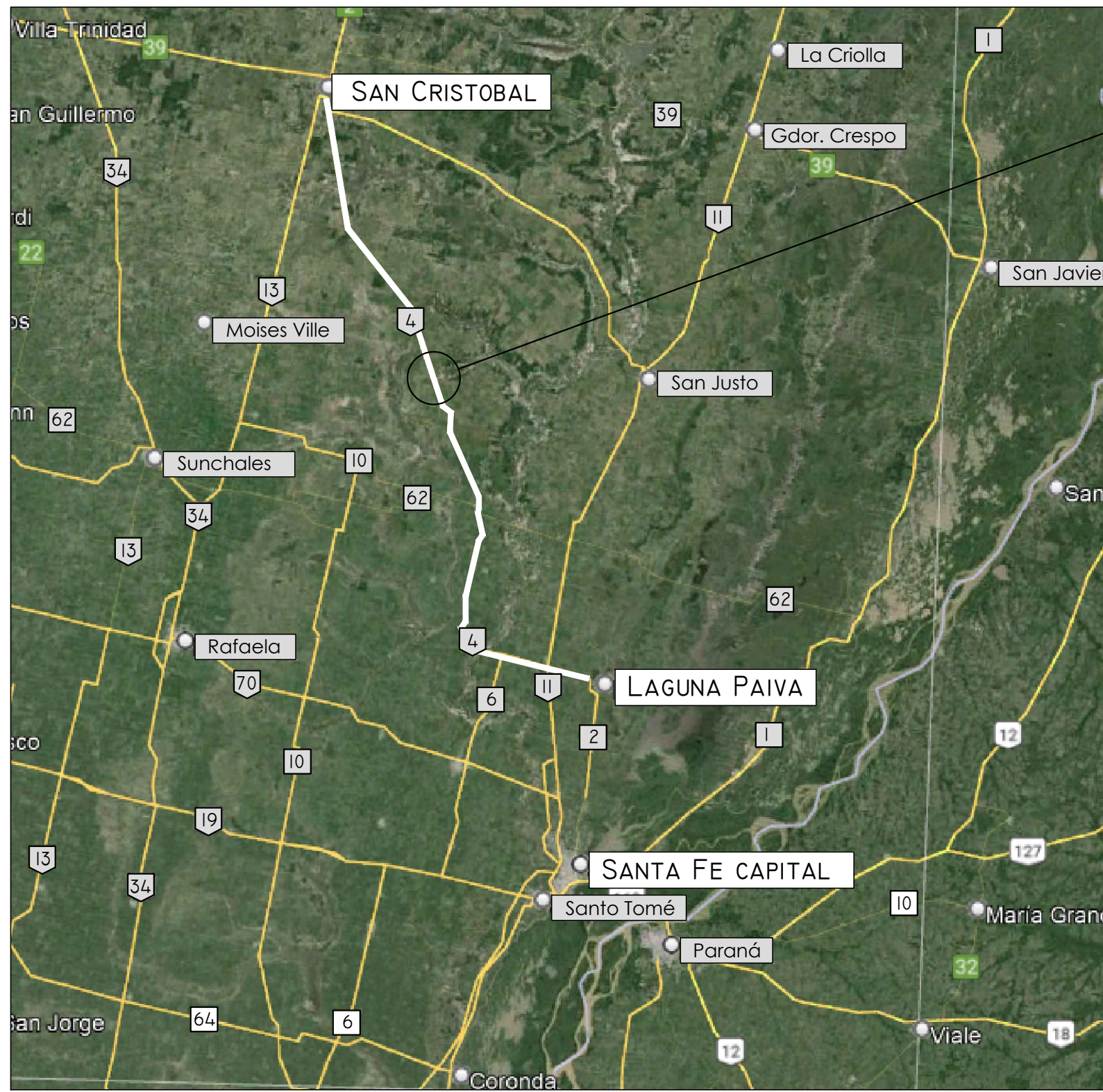
020302020050000001

SikaTopArmaterc-110EpoCem-es-AR-(04-2019)-3-2.pdf

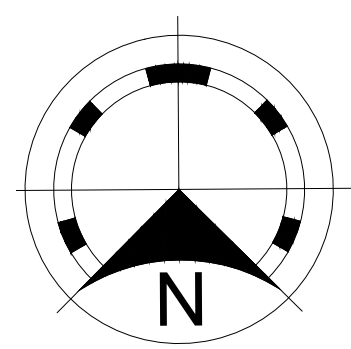
Anexo 5. Planimetrías.

Con respecto a la planimetría incorporada el presente proyecto, se optó solo por incorporar los planos más representativos de toda la documentación elaborada. Los mismos fueron preparados con fines académicos, resaltando sectores de interés.

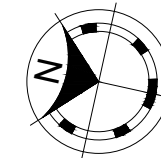
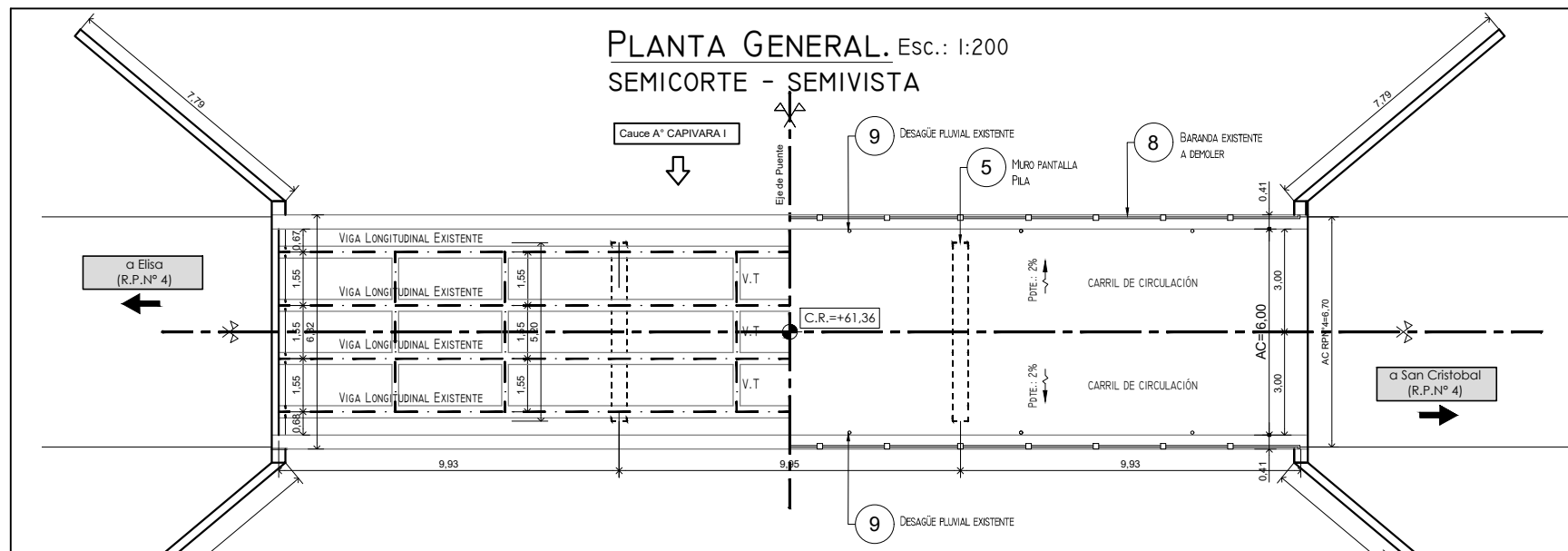
En el cuerpo del presente proyecto, donde fue estrictamente necesario, se hicieron extractos de la documentación original entregada. (Armaduras, planillas de cortado y doblado, etc.).



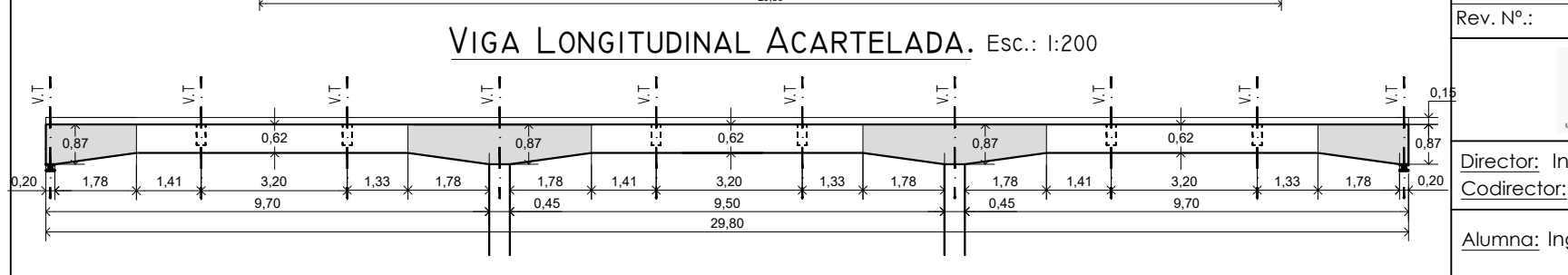
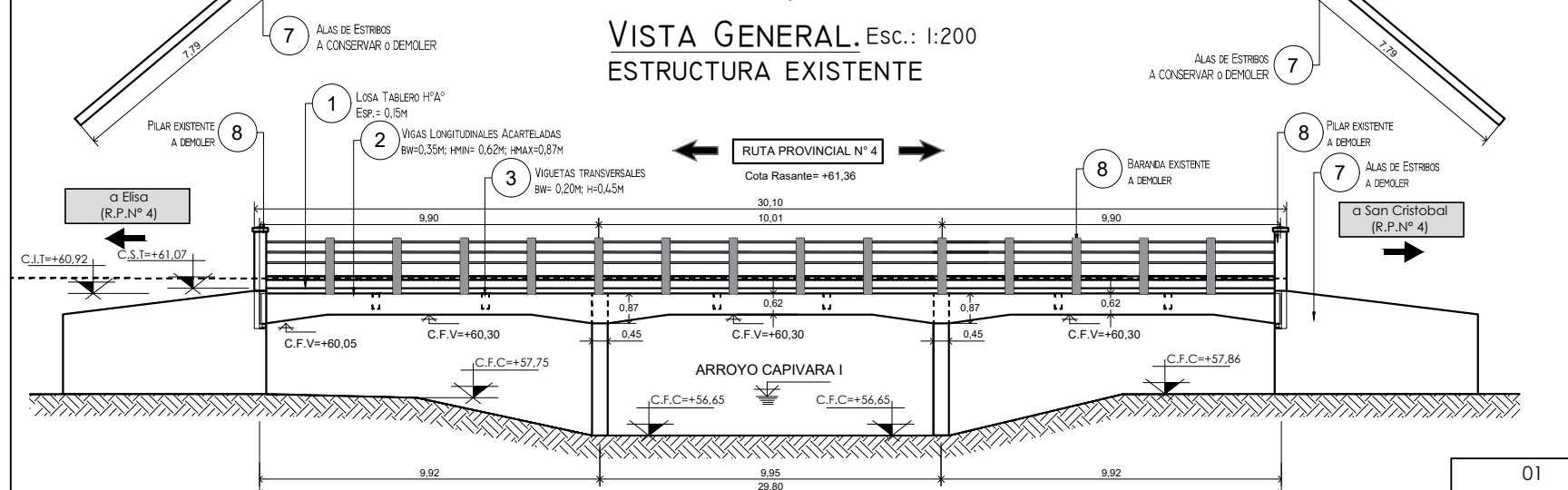
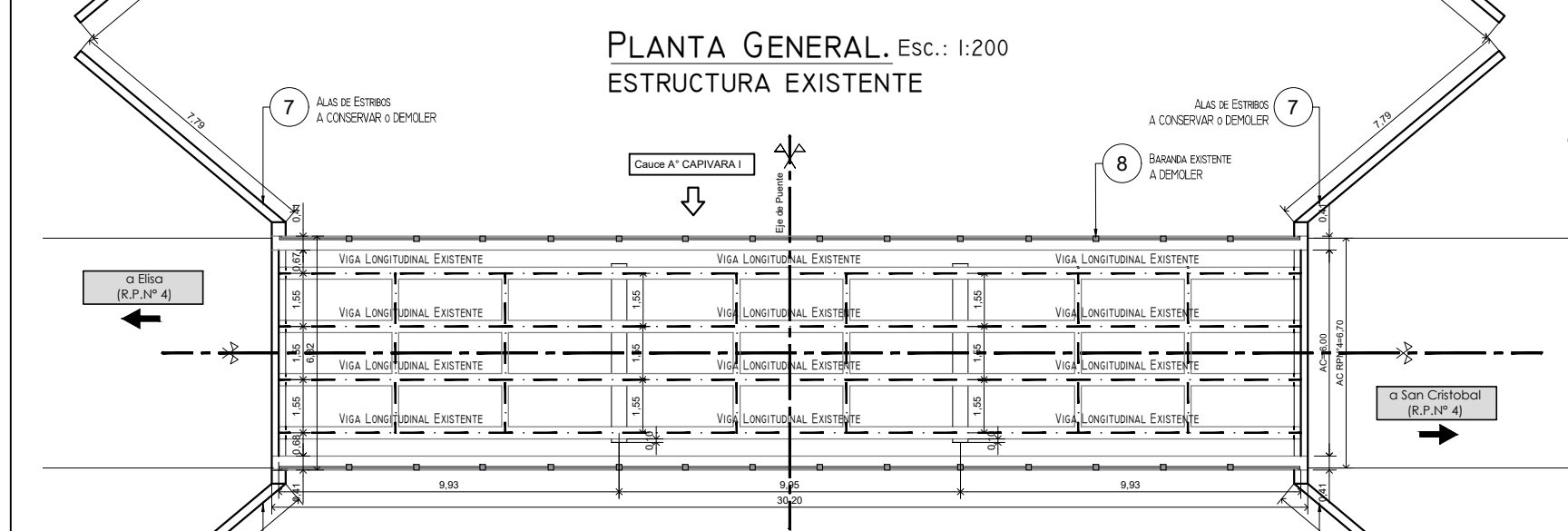
**UBICACIÓN
PUENTE EN ESTUDIO**



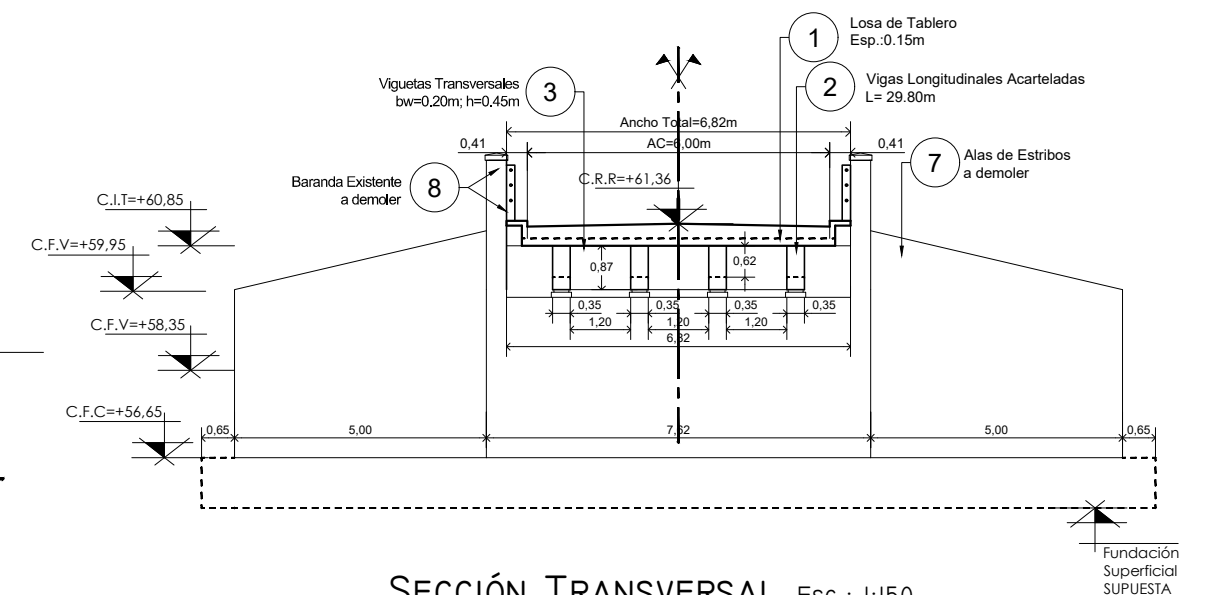
01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO		
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: Croquis de Ubicación.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 01



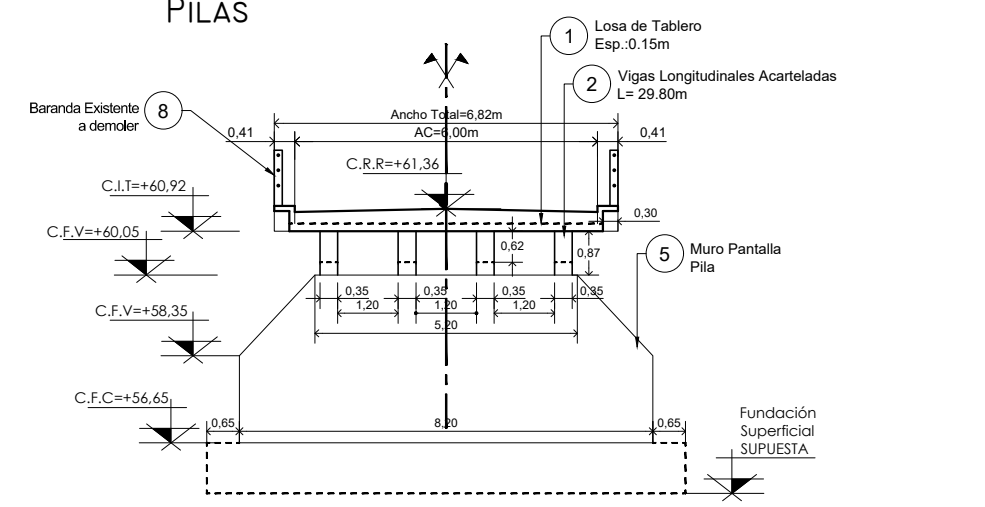
- MATERIALES:**
- SUPERESTRUCTURA H-30 (ENSAYO RCS EN LABORATORIO)
 - INFRAESTRUCTURA H-21
 - ACERO LISO
- REFERENCIAS:**
1. LOSA TABLERO H²A² (ESP. 0,15m)
 2. VIGAS LONGITUDINALES ACARTELADAS (L = 29,80 m)
 3. VIGUETAS TRANSVERSALES (BW=0,20 m; H=0,45 m)
 4. CARPETA DE RODAMIENTO DE CAC
 5. MURO PANTALLA/ PILA
 6. MURO FRONTAL ESTRIBO
 7. ALAS DE ESTRIBOS A DEMOLER
 8. BARANDA EXISTENTE A DEMOLER
 9. DESAGÜE PLUVIAL EXISTENTE



SECCIÓN TRANSVERSAL. Esc.: 1:150 ESTRIBOS

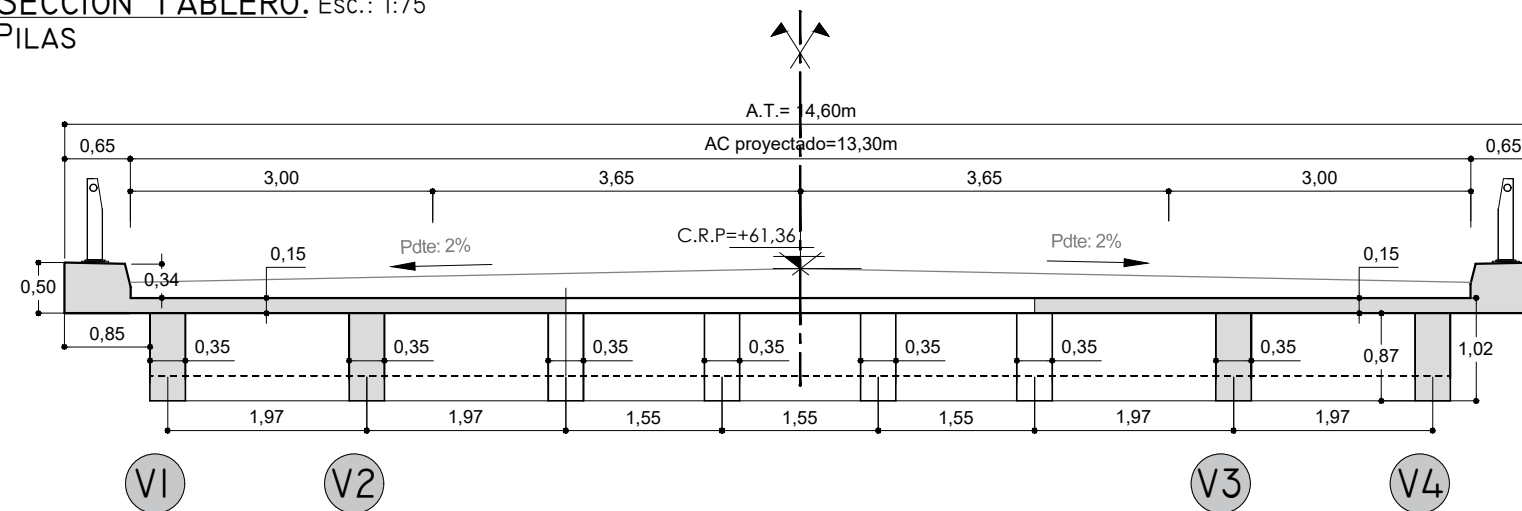


SECCIÓN TRANSVERSAL. Esc.: 1:150 PILAS

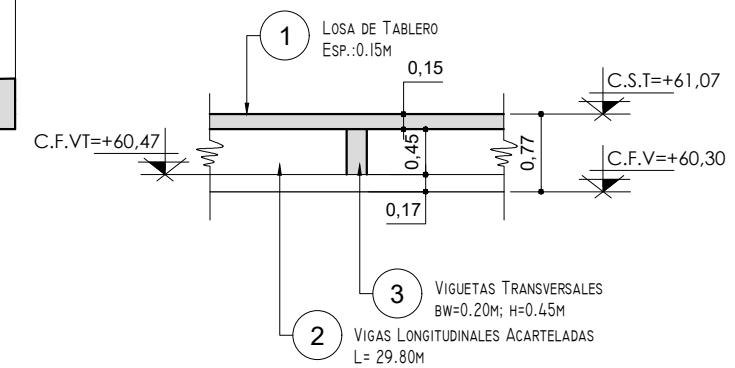


01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: Relevamiento.	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 02

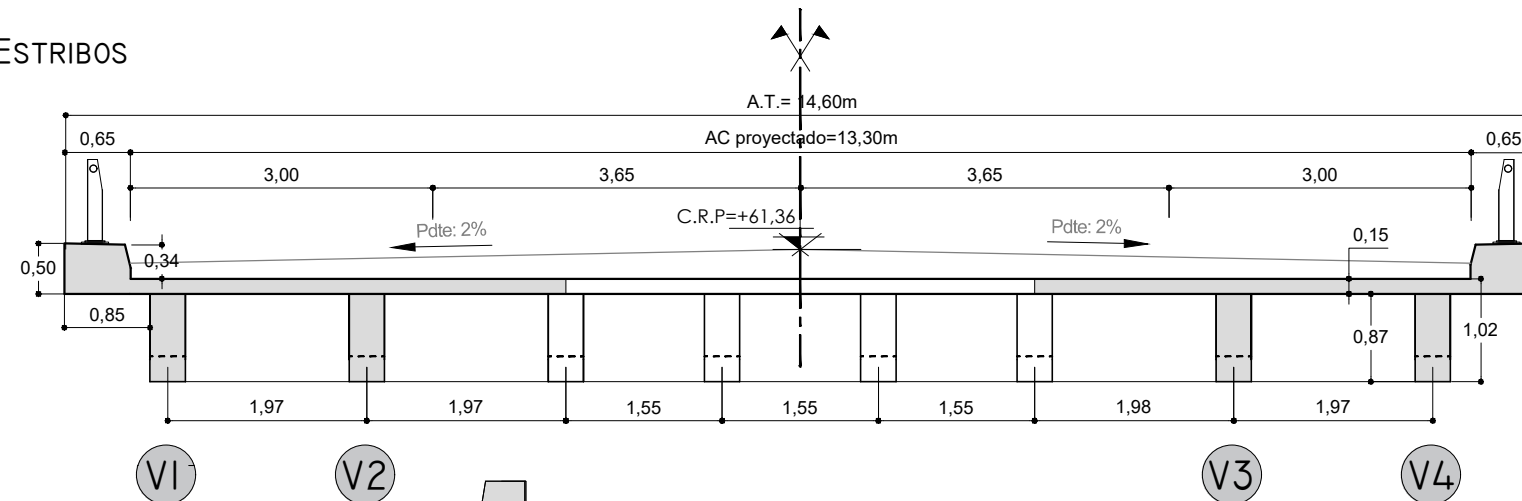
SECCIÓN TABLERO. Esc.: 1:75
PILAS



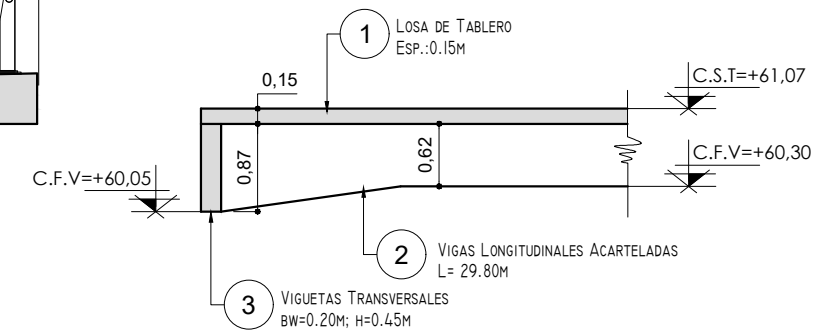
SECCIÓN TABLERO. Esc.: 1:100
ESTRIBOS



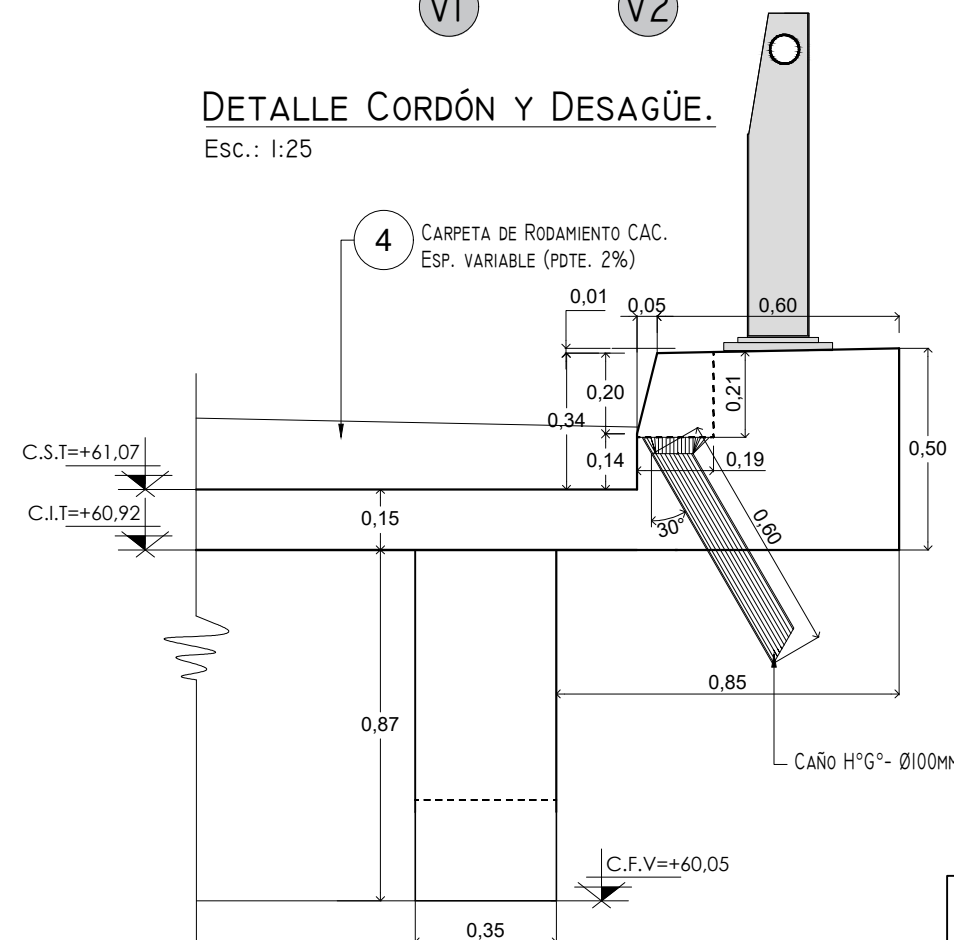
ESTRIBOS



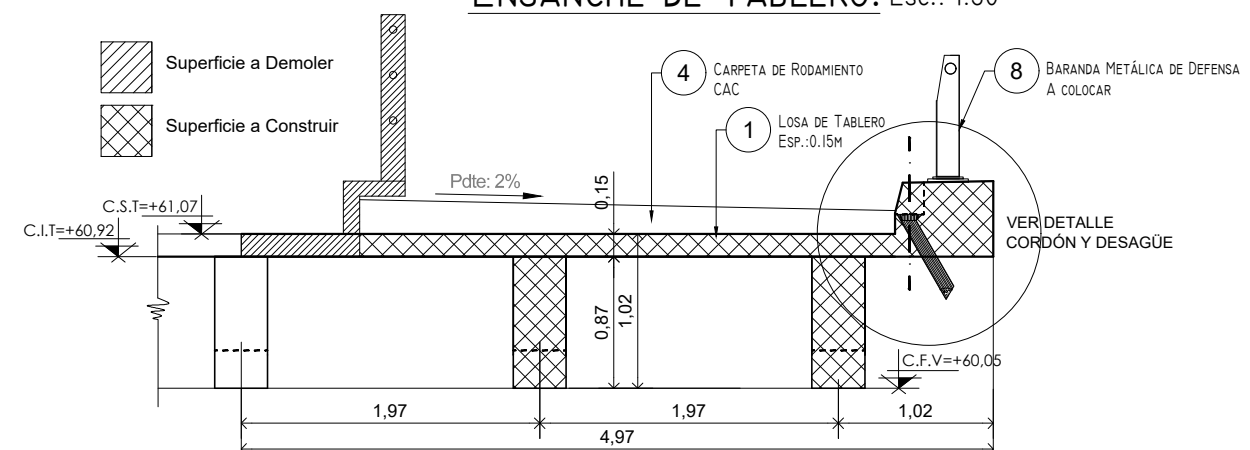
SECCIÓN TABLERO. Esc.: 1:100
ESTRIBOS



DETALLE CORDÓN Y DESAGÜE.
Esc.: 1:25



ENSANCHE DE TABLERO. Esc.: 1:50



MATERIALES:

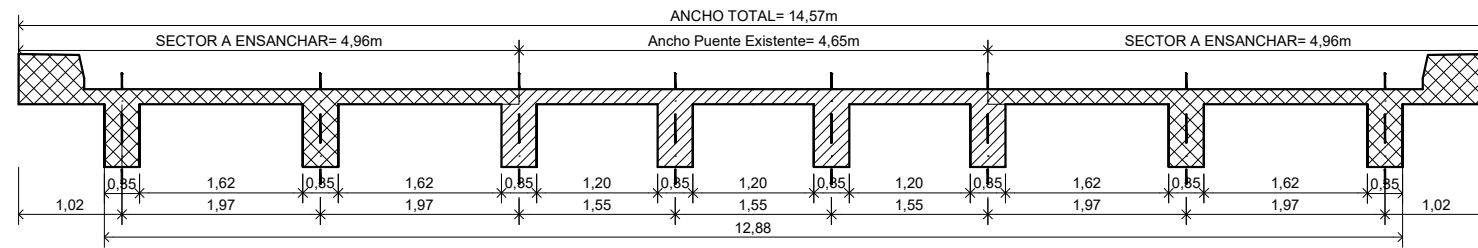
- SUPERESTRUCTURA H-40
- INFRAESTRUCTURA H-30 CON CEMENTO ARS
- ACERO AS PASIVA 420 MPA

RECUBRIMIENTOS:

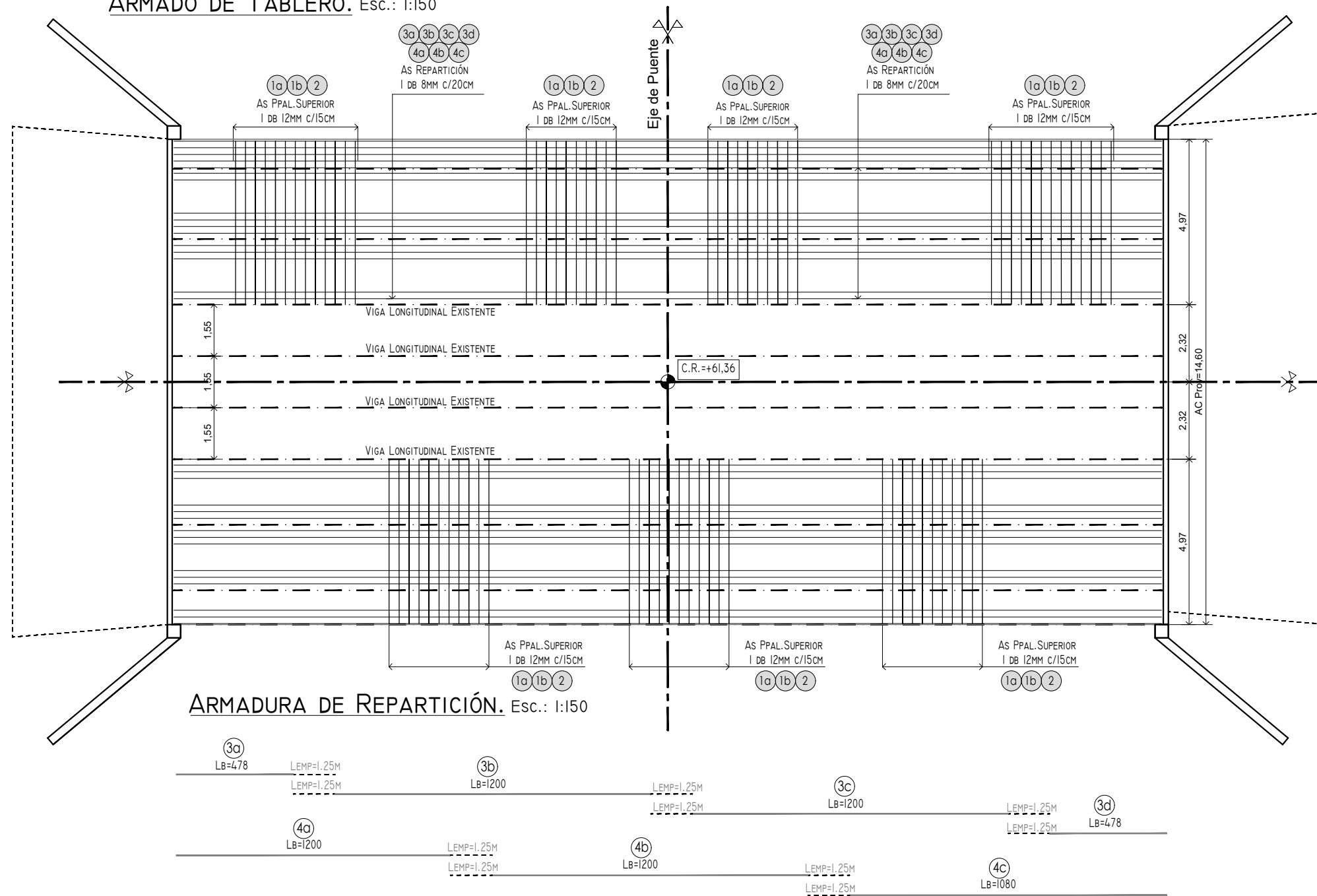
- TABLERO 2,50CM
- VIGAS, VIGUETAS 3,50CM
- MURO PANTALLA 3,50CM
- MURO DE ALA, CABEZAL 5,00CM
- PILOTES 8,00CM

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNR Universidad Nacional de Rosario UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>		
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Losa de Tablero. Geometría.	<u>Escala:</u> indicadas	<u>Fecha:</u> Mayo 2024
				<u>PLANO N°:</u> 05

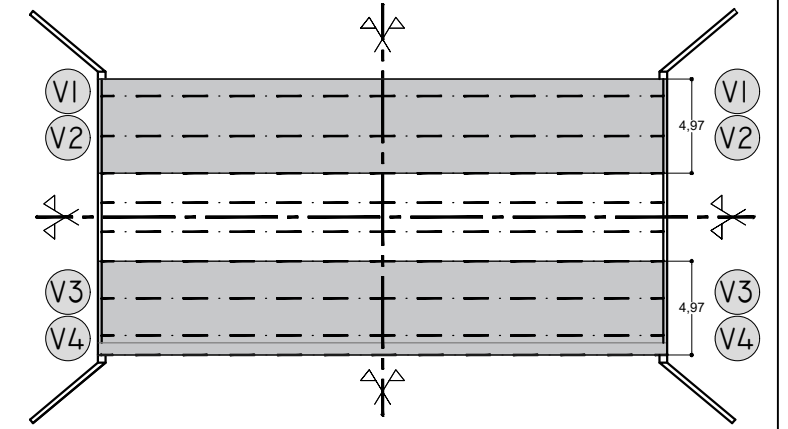
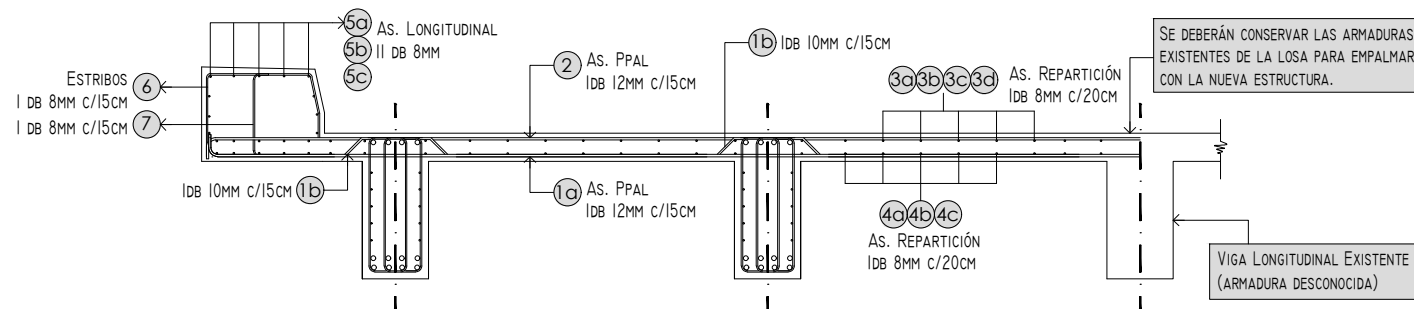
ENSANCHE DE TABLERO. Esc.: 1:150



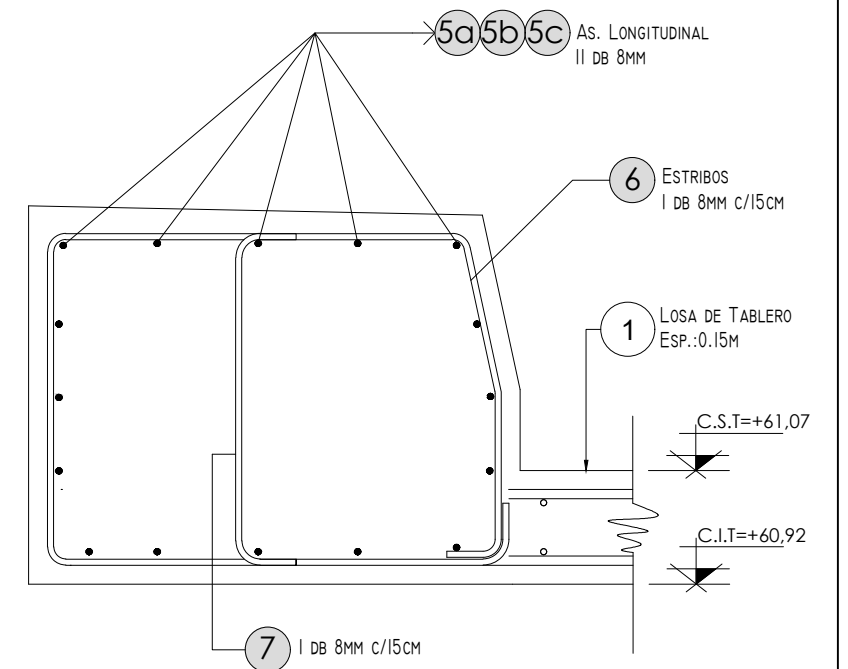
ARMADO DE TABLERO. Esc.: 1:150



ARMADO TABLERO. Esc.: 1:25



DETALLE CORDÓN. Esc.: 1:10



MATERIALES:

- SUPERESTRUCTURA H-40
- INFRAESTRUCTURA H-30 CON CEMENTO
- ACERO AS PASIVA 420 MPA

RECUBRIMIENTOS:

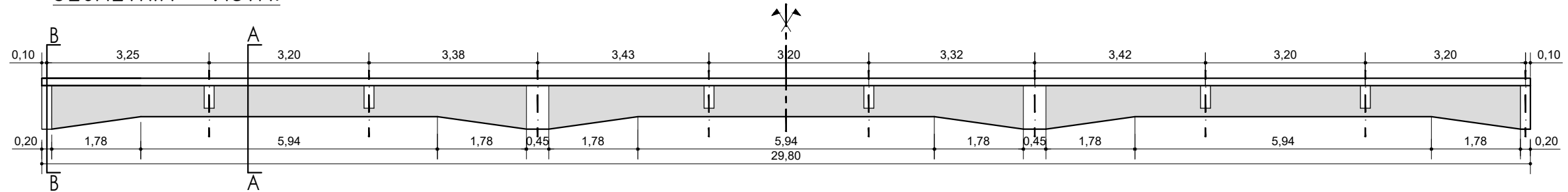
-TABLERO	2,50CM
-VIGAS, VIGUETAS	3,50CM
-MURO PANTALLA	3,50CM
-MURO DE ALA, CABEZAL	5,00CM
-PILOTES	8,00CM

REFERENCIAS:

- I. LOSA TABLERO H²A² (ESP. 0,15M)
2. VIGAS LONGITUDINALES ACARTELADAS (L = 29,80 M)
3. VIGUETAS TRANSVERSALES (BW=0,20 M; H=0,45 M)
4. CARPETA DE RODAMIENTO DE CAC
5. MURO PANTALLA/ PILA
6. MURO FRONTAL ESTRIBO
7. ALAS DE ESTRIBOS
8. BARANDA METÁLICA DE DEFENSA
9. DESAGÜE PLUVIAL
10. LOSA DE AROXINACIÓN
- II. JUNTA DE DILATACIÓN TIPO THORMACK

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>		
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Losa de Tablero. Armaduras.	<u>Escala:</u> indicadas	<u>Fecha:</u> Mayo 2024
				06

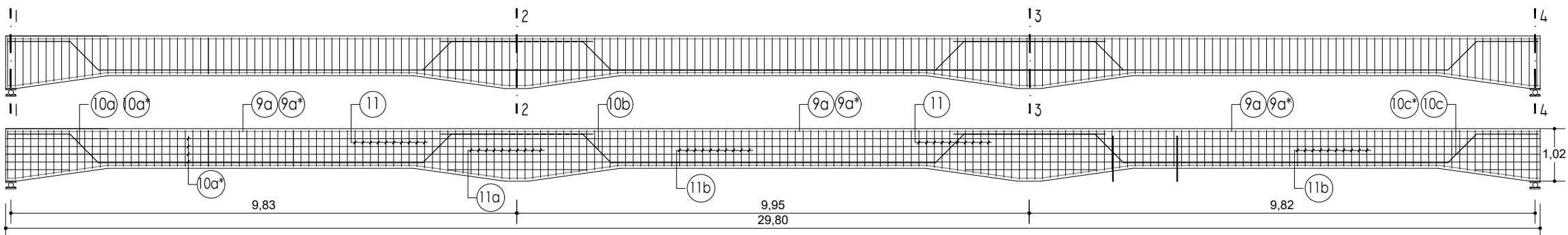
GEOMETRÍA - VISTA. Esc.: 1:100



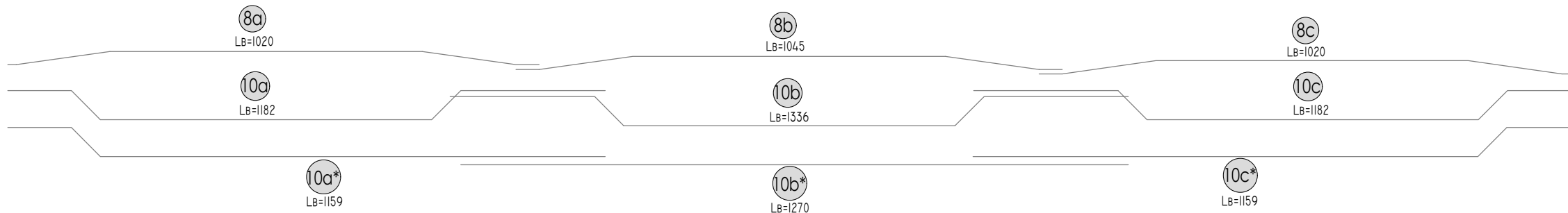
ARMADURA SUPERIOR VIGAS. Esc.: 1:100



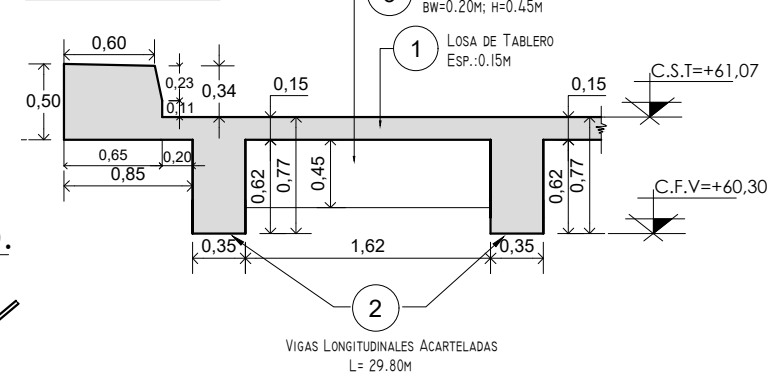
ARMADURA - VISTA. Esc.: 1:100



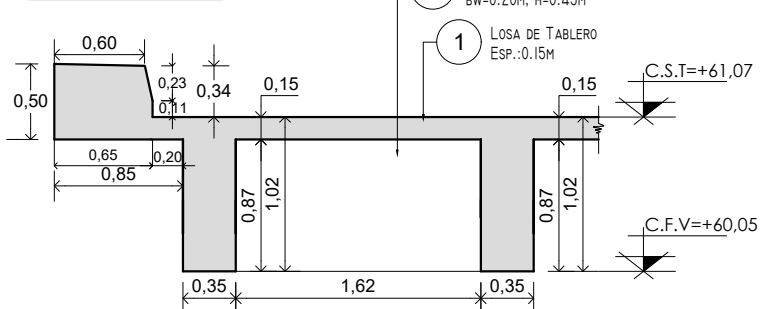
ARMADURA INFERIOR VIGAS. Esc.: 1:100



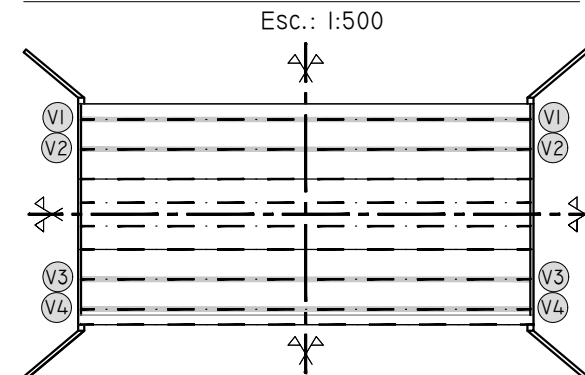
CORTE A-A. Esc.: 1:50



CORTE B-B. Esc.: 1:50



CROQUIS ENSANCHE DE TABLERO. Esc.: 1:500



MATERIALES:

- SUPERESTRUCTURA H-40
- INFRAESTRUCTURA H-30 CON CEMENTO ARS
- ACERO AS PASIVA 420 MPA

REFERENCIAS:

1. LOSA TABLERO H³A³ (ESP. 0,15M)
2. VIGAS LONGITUDINALES ACARTELADAS (L = 29,80 M)
3. VIGUETAS TRANSVERSALES (BW=0,20 M; H=0,45 M)
4. CARPETA DE RODAMIENTO DE CAC
5. MURO PANTALLA/ PILA
6. MURO FRONTAL ESTRIBO
7. ALAS DE ESTRIBOS
8. BARANDA METÁLICA DE DEFENSA
9. DESAGÜE PLUVIAL
10. LOSA DE AROXIMACIÓN
11. JUNTA DE DILATACIÓN TIPO THORMACK

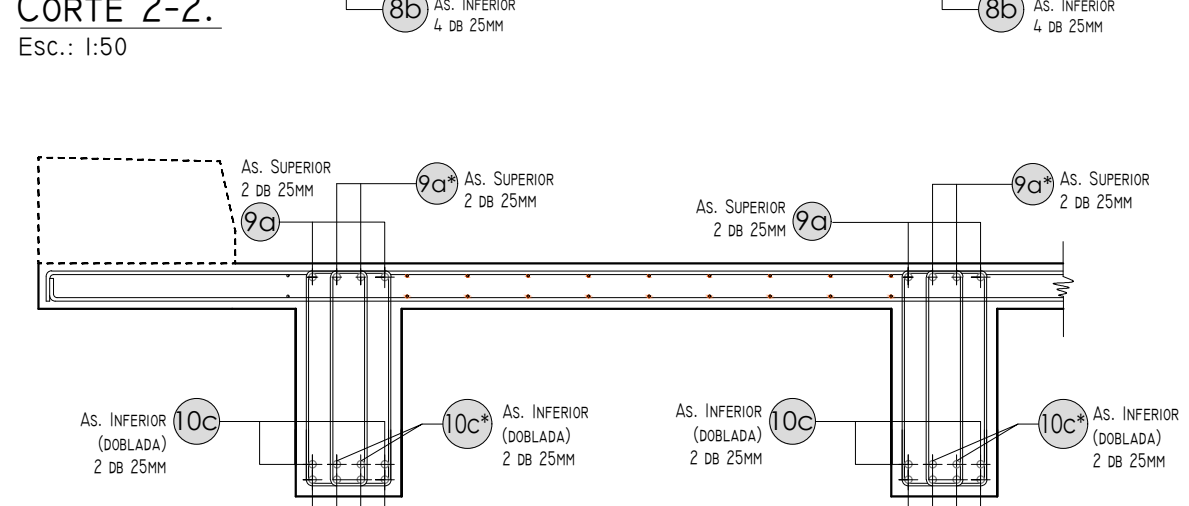
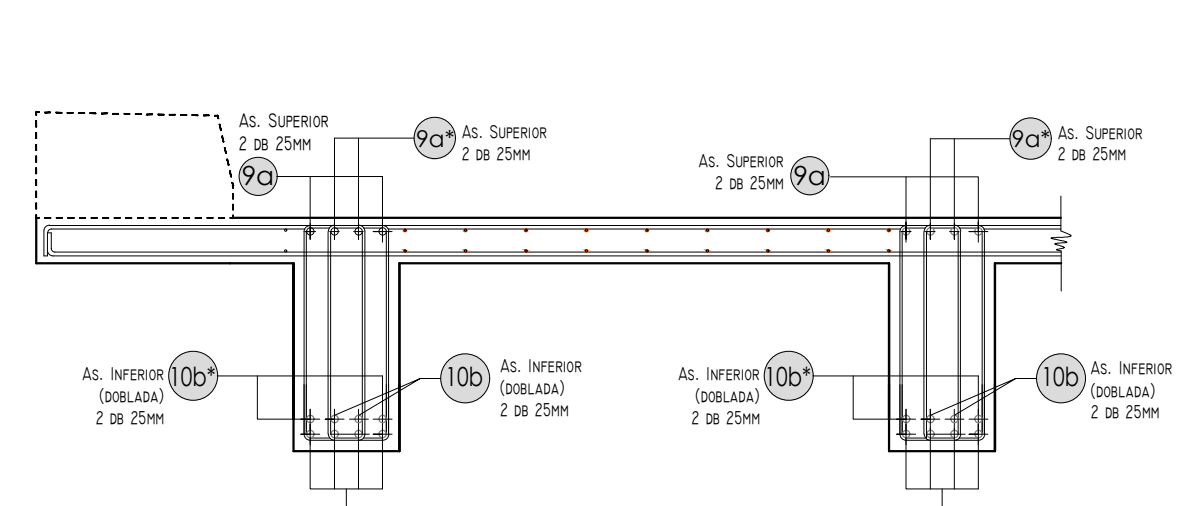
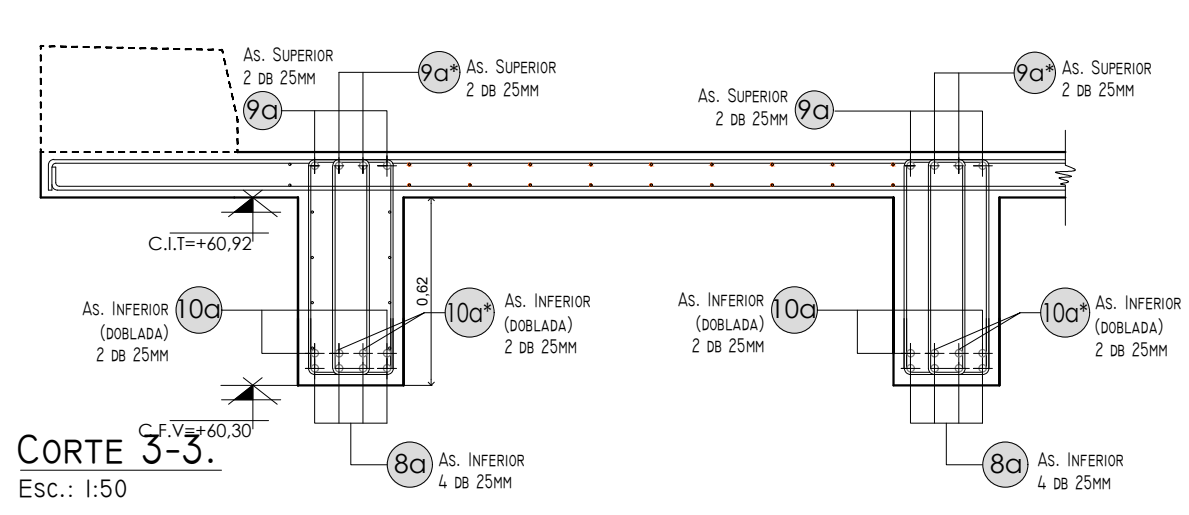
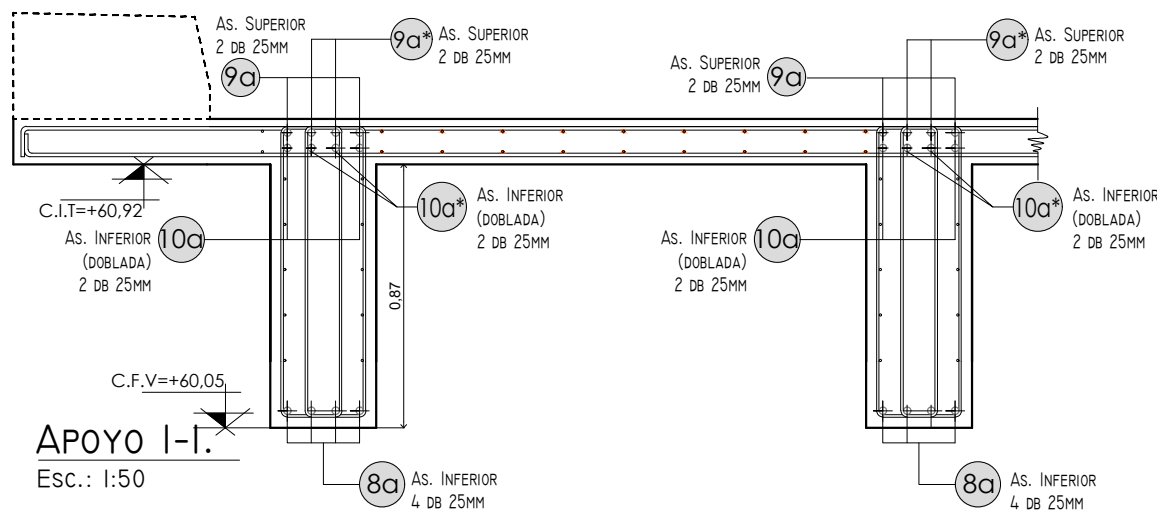
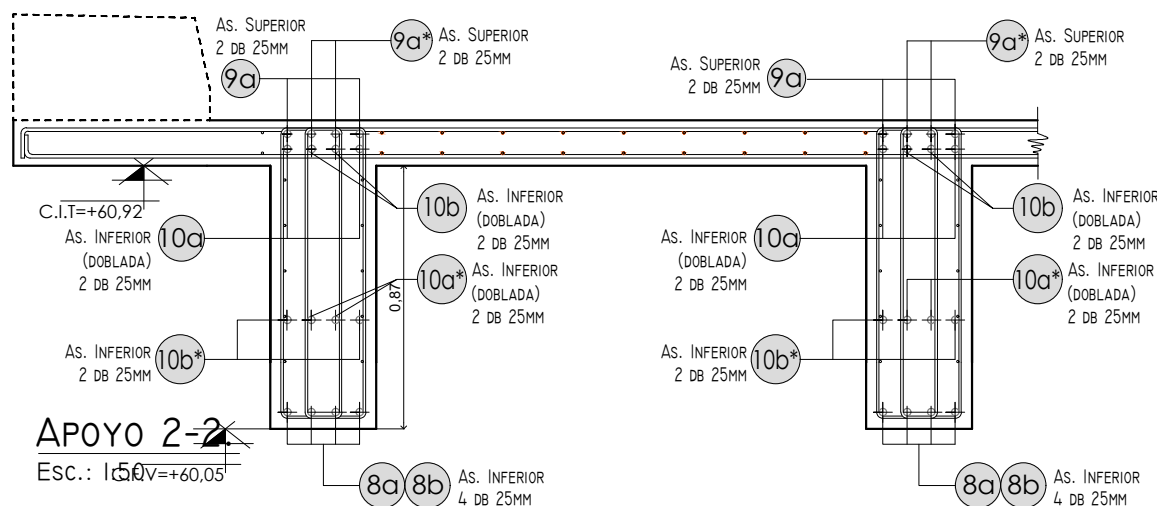
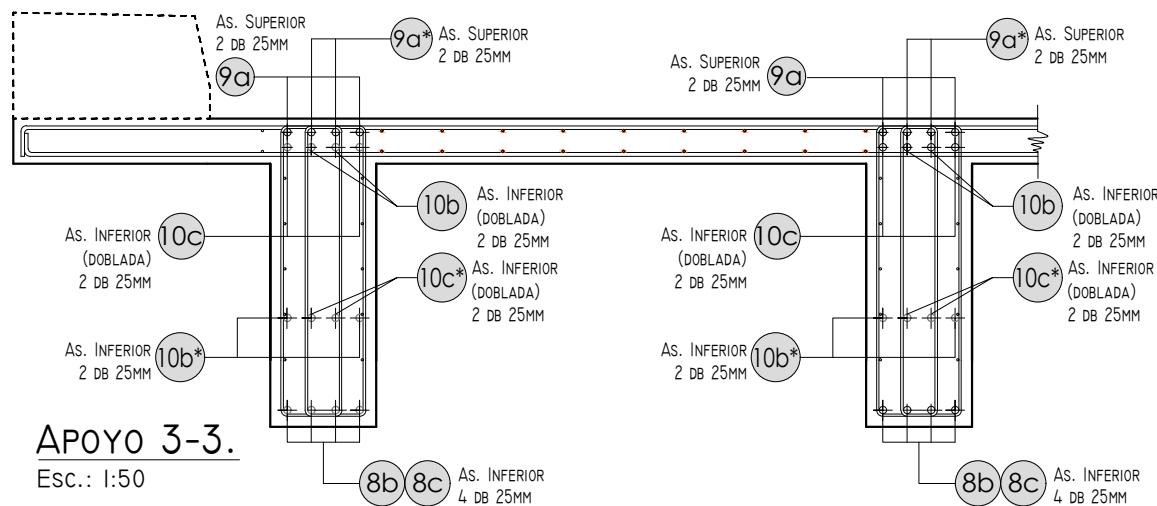
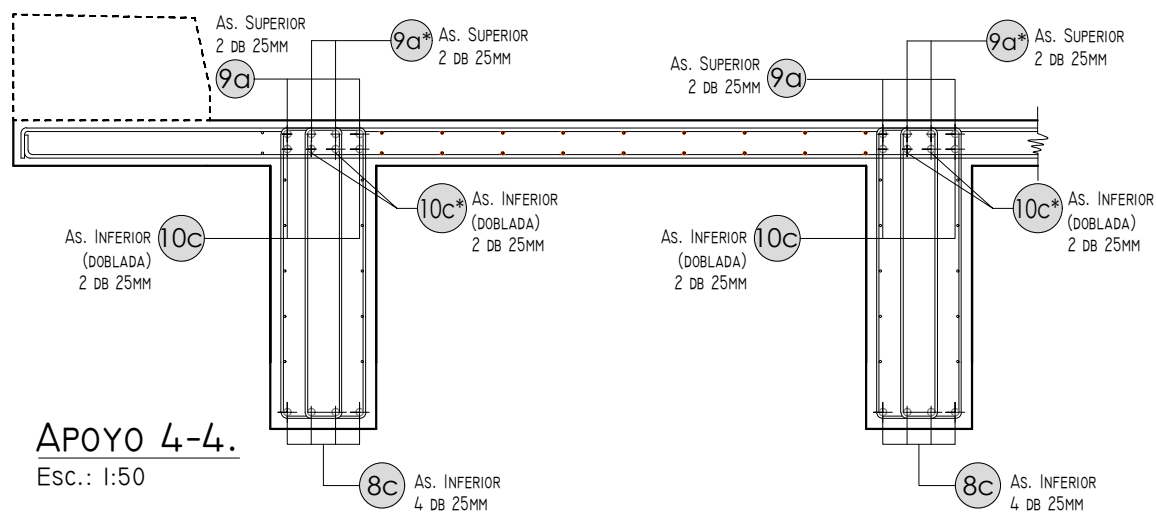
RECUBRIMIENTOS:

- TABLERO 2,50CM
- VIGAS, VIGUETAS 3,50CM
- MURO PANTALLA 3,50CM
- MURO DE ALA, CABEZAL 5,00CM
- PILOTES 8,00CM

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
UNR Universidad Nacional de Rosario FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL FCEIA		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: Superestructura. Vigas Longitudinales.	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 07

NOTAS:

EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA B.-

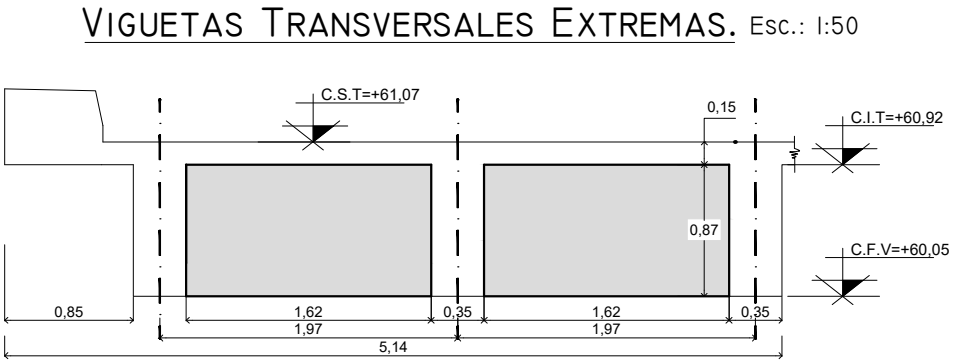
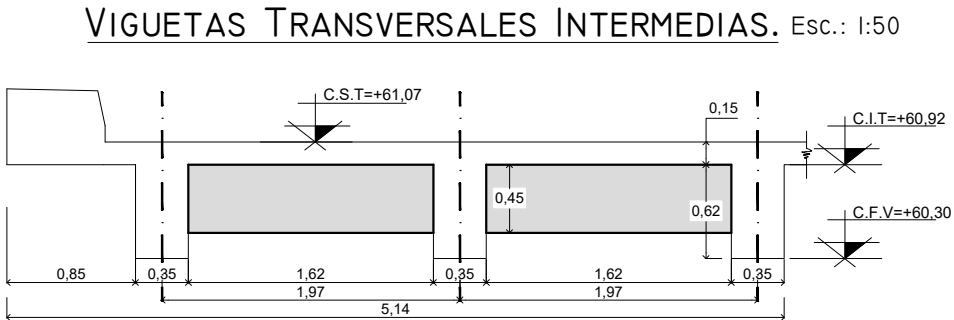
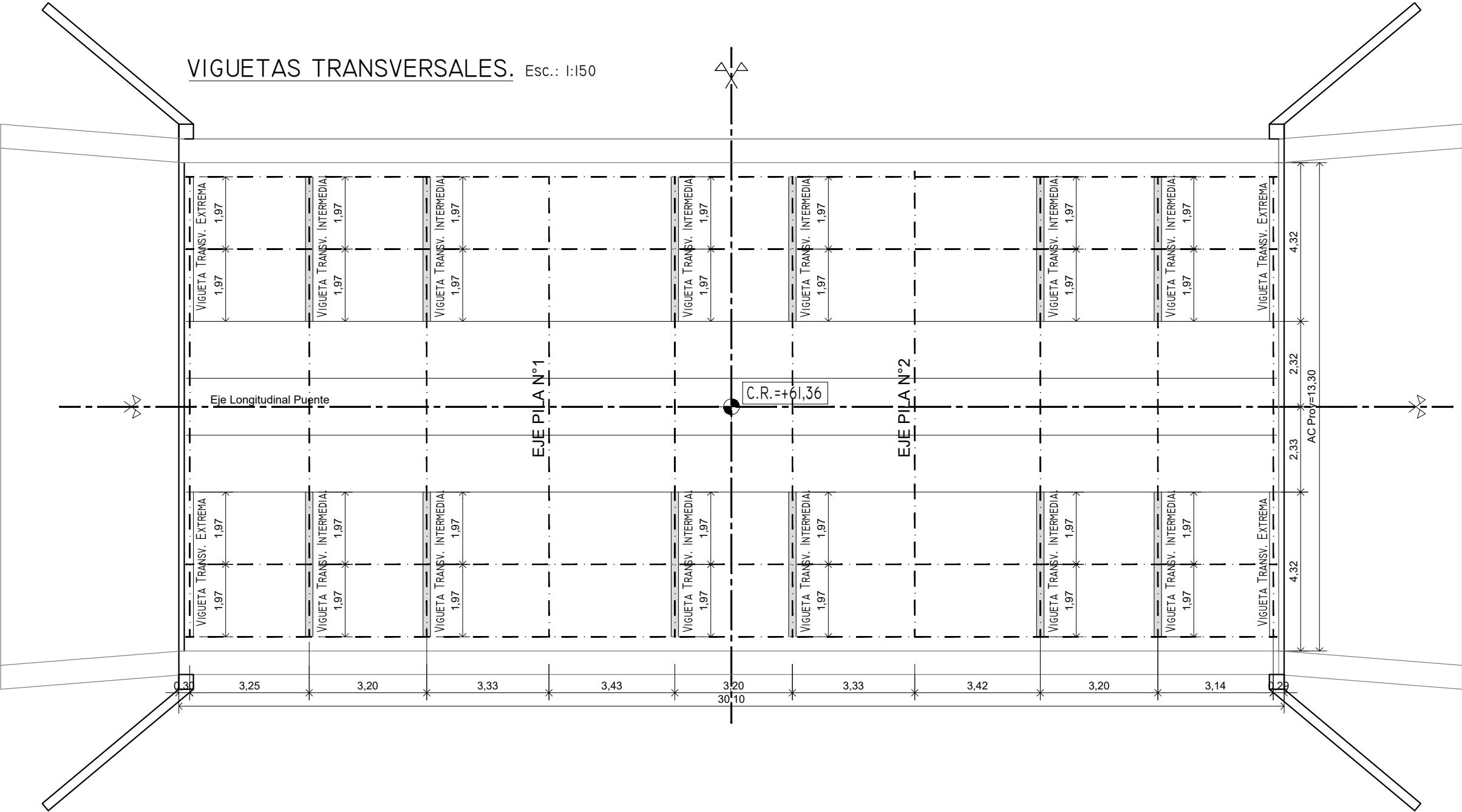


RECUBRIMIENTOS:	
-TABLERO	2,50cm
-VIGAS, VIGUETAS	3,50cm
-MURO PANTALLA	3,50cm
-MURO DE ALA, CABEZAL	5,00cm
-PILOTES	8,00cm

MATERIALES:	
-SUPERESTRUCTURA	H-40
-INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
-ACERO AS PASIVA	420 MPA

NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA B.-

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.			
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.			
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL			
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>			
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Superestructura. Vigas Longitudinales.	<u>Escala:</u> indicadas	<u>Fecha:</u> Mayo 2024	<u>PLANO N°:</u> 08



MATERIALES:

- SUPERESTRUCTURA H-40
- INFRAESTRUCTURA H-30 CON CEMENTO ARS
- ACERO AS PASIVA 420 MPA

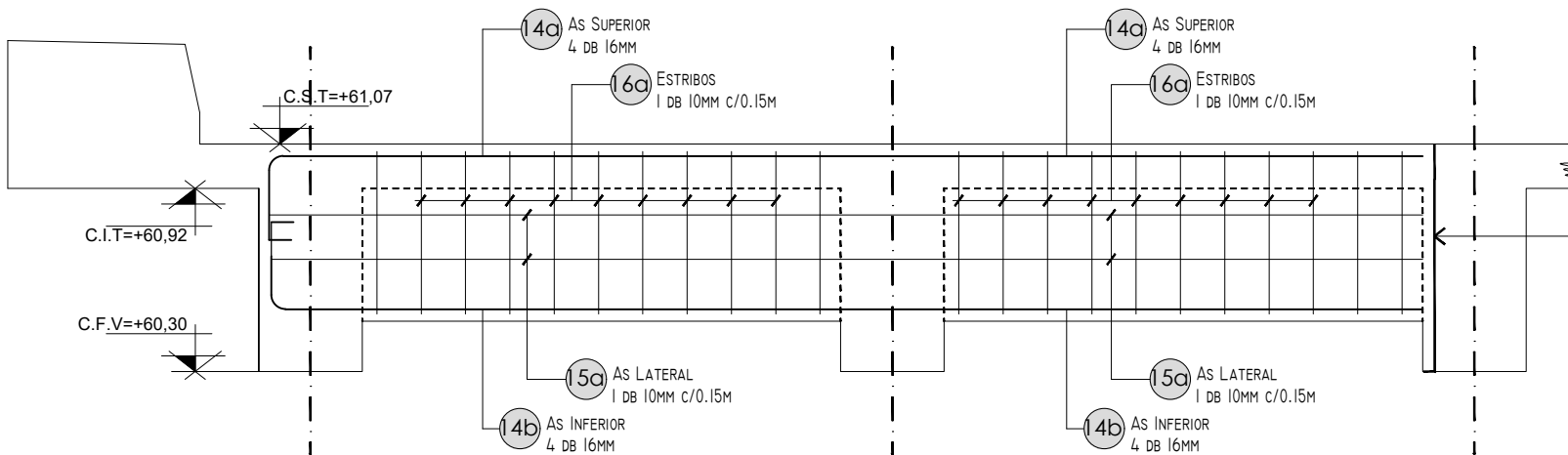
RECUBRIMIENTOS:

- TABLERO 2,50CM
- VIGAS, VIGUETAS 3,50CM
- MURO PANTALLA 3,50CM
- MURO DE ALA, CABEZAL 5,00CM
- PILOTES 8,00CM

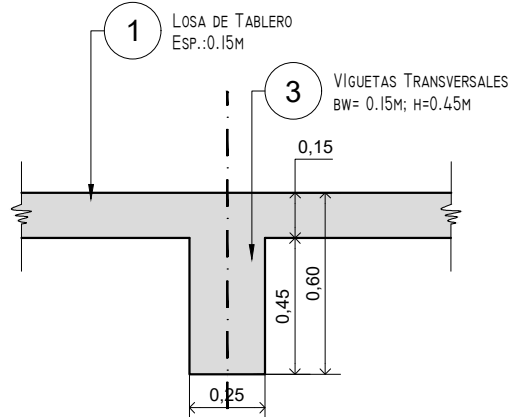
01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.			
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.			
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL			
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO			
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.		Descripción: Superestructura. Viguetas Transversales.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 09

ARMADO VIGUETAS INTERMEDIAS. Esc.: 1:25

VIGUETAS TRANSVERSALES INTERMEDIAS. Esc.: 1:25

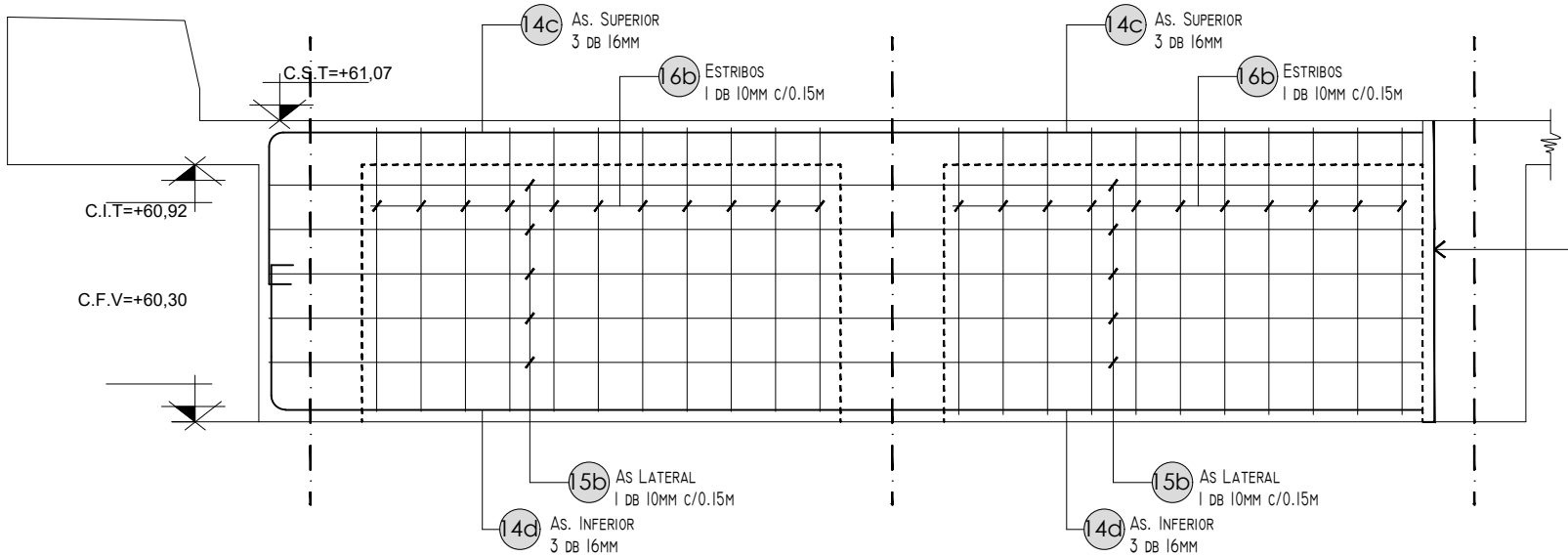


SE DEBERÁ PICAR EL HORMIGÓN PARA GENERAR UNA VINCULACIÓN ENTRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE Y LA NUEVA. SE ESTUDIARÁ LA NECESIDAD DE COLOCAR ANCLAJES QUÍMICOS.



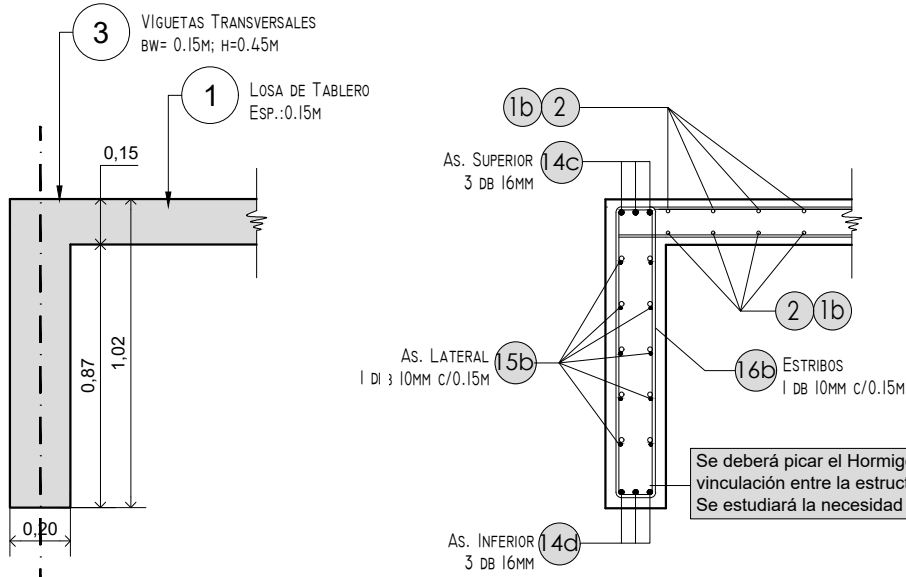
Se deberá picar el Hormigón para generar una vinculación entre la estructura existente y la nueva. Se estudiará la necesidad de colocar anclajes químicos.

VIGUETAS TRANSVERSALES EXTREMAS. Esc.: 1:25



SE DEBERÁ PICAR EL HORMIGÓN PARA GENERAR UNA VINCULACIÓN ENTRE LA ESTRUCTURA EXISTENTE Y LA NUEVA. SE ESTUDIARÁ LA NECESIDAD DE COLOCAR ANCLAJES QUÍMICOS.

ARMADO VIGUETAS EXTREMAS. Esc.: 1:25



Se deberá picar el Hormigón para generar una vinculación entre la estructura existente y la nueva. Se estudiará la necesidad de colocar anclajes químicos.

MATERIALES:	
-SUPERESTRUCTURA	H-40
-INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
-ACERO AS PASIVA	420 MPA

RECUBRIMIENTOS:	
-TABLERO	2,50cm
-VIGAS, VIGUETAS	3,50cm
-MURO PANTALLA	3,50cm
-MURO DE ALA, CABEZAL	5,00cm
-PILOTES	8,00cm

NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA C.-

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.			
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.			
 UNR Universidad Nacional de Rosario		UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL			
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO			
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.		Descripción: Superestructura. Viguetas Transversales.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 10

SECCIÓN PILAS. Esc.: 1:100

A.T. = 14,60m
AC proyectado = 13,30m

0,65m
3,00m
3,65m
3,65m
3,00m
0,65m

C.I.T. = +60,92
Pdte: 2%
C.R.P. = +61,36
Pdte: 2%

A.L.
L.C.
L.B.
B

0,87m
2,50m
0,80m

C.S.Cl. = +57,55
C.I.Cl. = +56,75
A.Total Pila = 13,30m

CORTE A-A. Esc.: 1:100

The diagram shows a cross-section of a bridge with a total length of 13.70. The bridge is supported by piers (EJE DE PILA) and spans (EJE DE VIGA). The dimensions are as follows:

Span (EJE DE VIGA)	Pier (EJE DE PILA)	Span (EJE DE VIGA)	Pier (EJE DE PILA)	Span (EJE DE VIGA)	Pier (EJE DE PILA)	Span (EJE DE VIGA)	Pier (EJE DE PILA)	Span (EJE DE VIGA)	Pier (EJE DE PILA)	Span (EJE DE VIGA)
0.57		1.97		1.97		1.55		1.55		1.55
1.98		1.98		0.57						

The total length of the bridge is 13.70. The width of the bridge deck is 1.12. The height of the piers is 0.45.

SECCIÓN PILAS CON ENSANCHE. Esc.: 1:100

AC Proyectado= 13,30m
AC Actual= 6,00m

C.I.T.=+60,92
C.R.P.=+61,36
C.F.V.=+60,05
C.S.Cl.=+57,55
C.I.Cl.=+56,75
C.F.=+44,25

Pdte: 2%

0,65
0,87
3,30
12,50
0,80
0,80

4,05
0,53
0,53
0,53
0,50
0,50
0,50

Se deberá picar el Hormigón para generar una vinculación entre la estructura existente y la nueva.
Según la armadura que se encuentre se propondrán anclajes químicos.

Fundación Superficial SUPUESTA

CORTE C-C. Esc.: 1:100

The diagram illustrates the cross-section of a bridge structure, labeled "CORTE C-C. Esc.: 1:100". It shows the following components and dimensions:

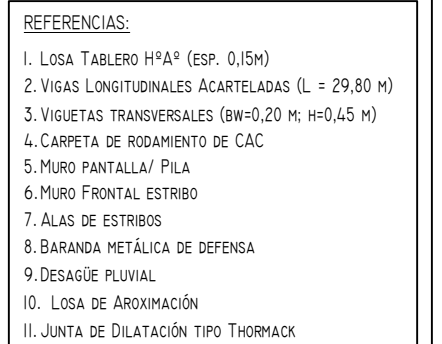
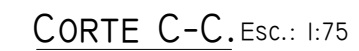
- Viga Longitudinal Proyectada:** The top horizontal beam, with a width of 0.15 m.
- Elevations:**
 - C.I.T. = +60.92 (Center of Gravity of the Top)
 - C.F.V. = +60.05 (Center of Gravity of the Viga)
 - C.I.Ci = +56.75 (Center of Gravity of the Column)
 - C.F. = +44.25 (Center of Gravity of the Foundation)
- Dimensions:**
 - Vertical dimensions: 0.87 m, 1.02 m, 0.62 m, 2.50 m, 0.80 m, 12.50 m.
 - Horizontal dimensions: 0.45 m, 2.70 m, 0.55 m, 1.60 m, 0.80 m.
- Cabezal Inferior:** The lower head, with a width of 2.70 m and a height of 0.80 m.
- Piers:** Two vertical piers, each with a width of 0.80 m and a height of 12.50 m.

- I. LOSA TABLERO H²A² (ESP. 0,15m)
2. VIGAS LONGITUDINALES ACARTELADAS (L = 29,80 m)
3. VIGUETAS TRANSVERSALES (BW=0,20 m; h=0,45 m)
4. CARPETA DE RODAMIENTO DE CAC
5. MURO PANTALLA/ PILA
6. MURO FRONTAL ESTRIBO
7. ALAS DE ESTRIBOS
8. BARANDA METÁLICA DE DEFENSA
9. DESAGÜE PLUVIAL
10. LOSA DE AROXIMACIÓN
- II. JUNTA DE DILATACIÓN TIPO THORMACK

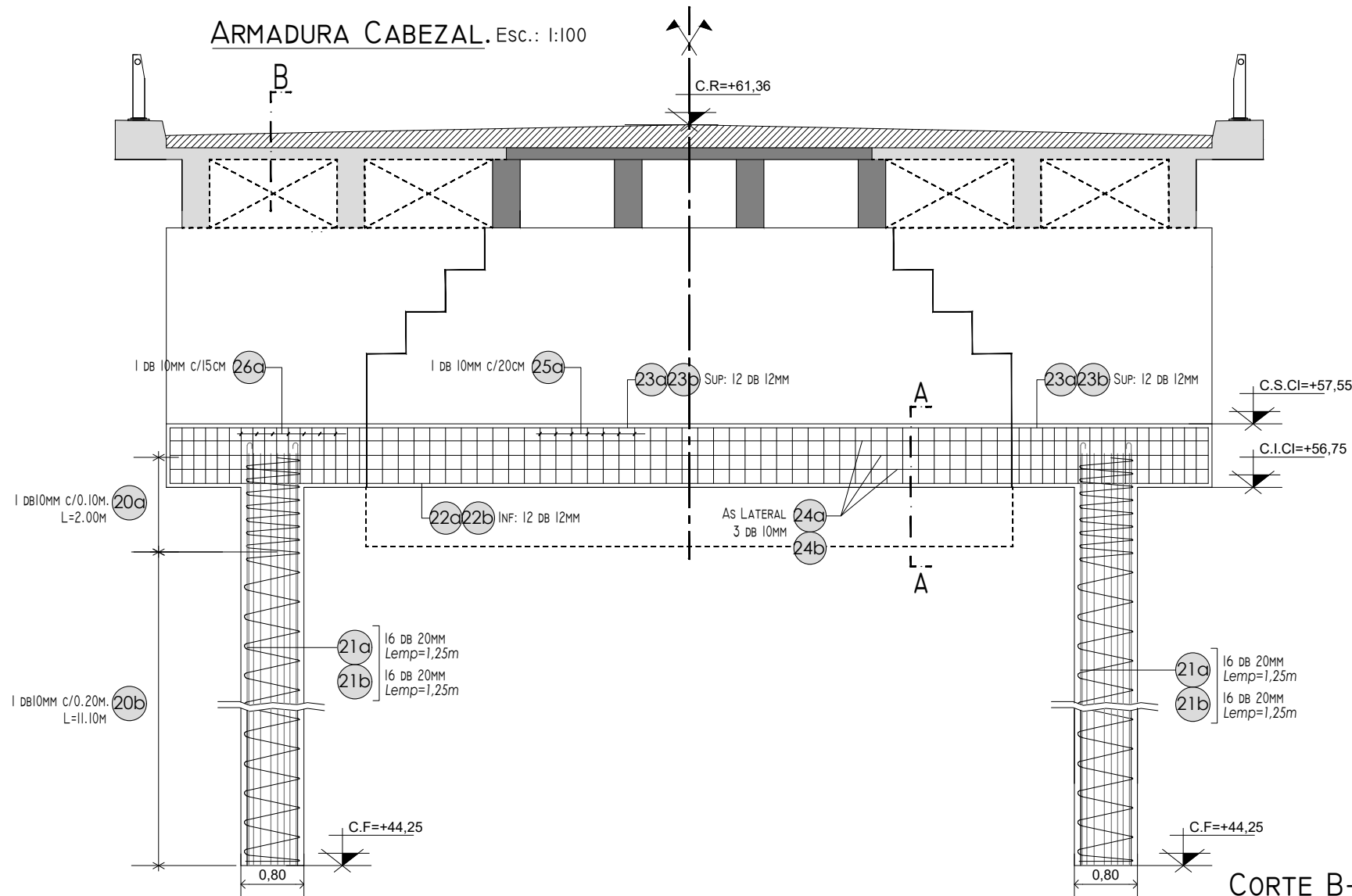
- TABLERO	2,50CM
- VIGAS, VIGUETAS	3,50CM
- MURO PANTALLA	3,50CM
- MURO DE ALA, CABEZAL	5,00CM
- PILOTES	8,00CM

-SUPERESTRUCTURA	H-40
-INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
-ACERO AS PASIVA	420 MPA

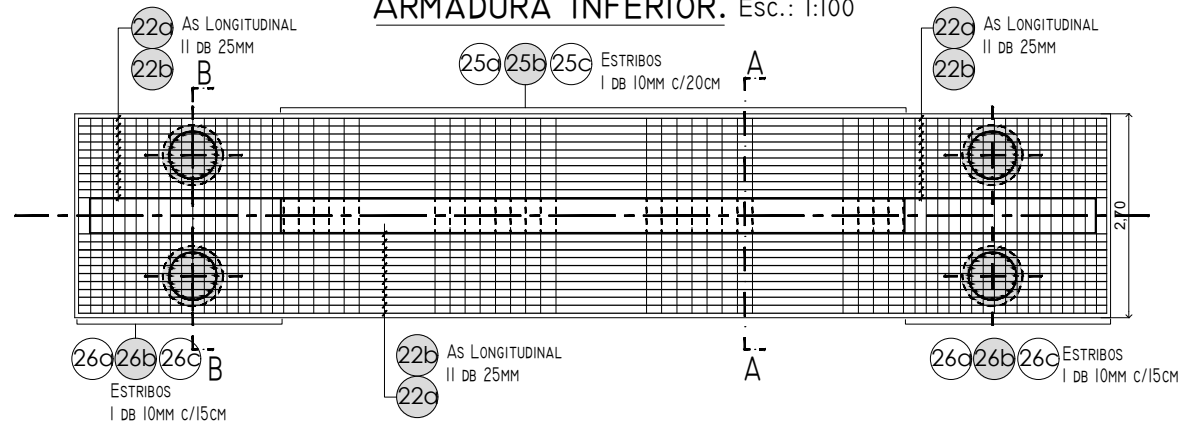
01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.			
Rev. N°.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.			
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 					
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>			
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Infraestructura. Pilas. Geometría.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 11



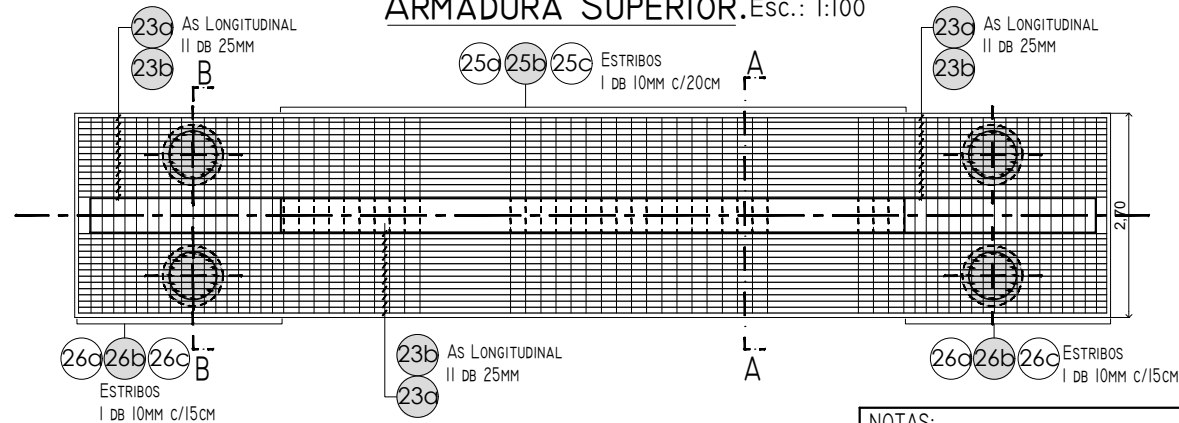
ARMADURA CABEZAL. Esc.: 1:100



ARMADURA INFERIOR. Esc.: 1:100



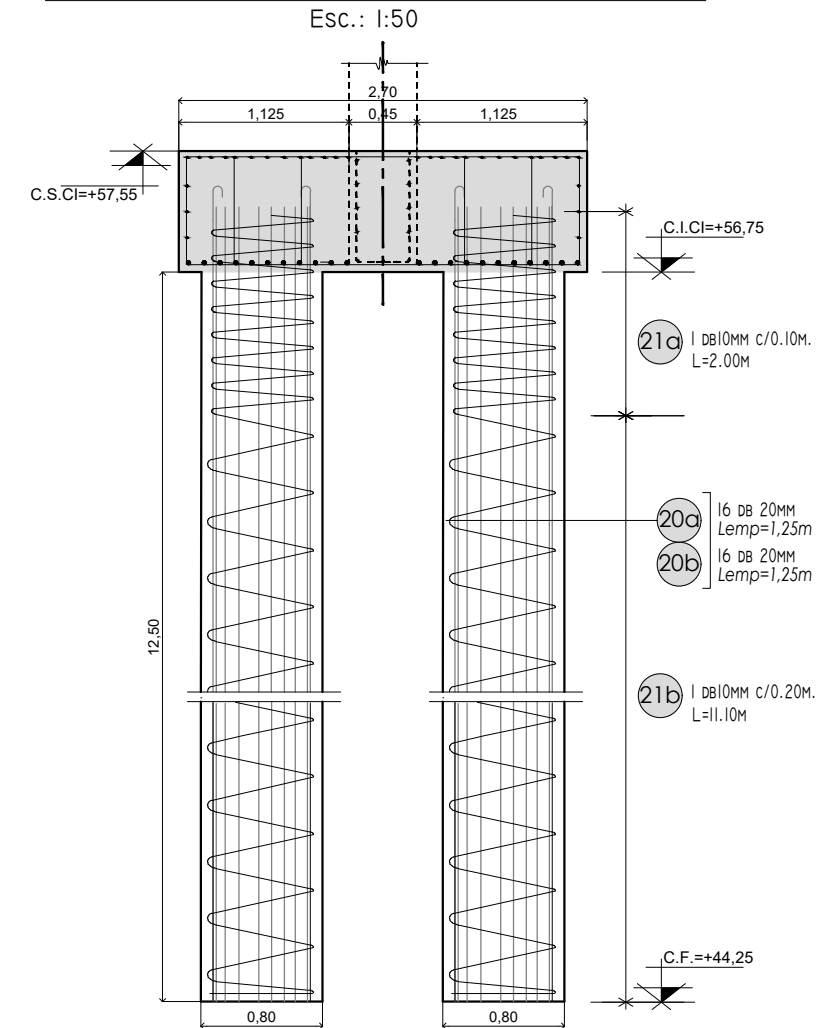
ARMADURA SUPERIOR. Esc.: 1:100



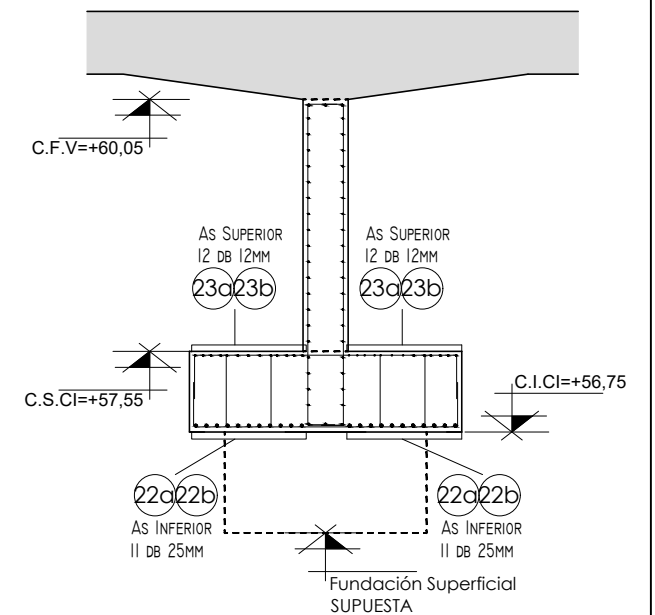
MATERIALES:	
- SUPERESTRUCTURA	H-40
- INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
- ACERO AS PASIVA	420 MPA
RECUBRIMIENTOS:	
- TABLERO	2,50CM
- VIGAS, VIGETAS	3,50CM
- MURO PANTALLA	3,50CM
- MURO DE ALA, CABEZAL	5,00CM
- PILOTES	8,00CM

NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLAS D Y E.

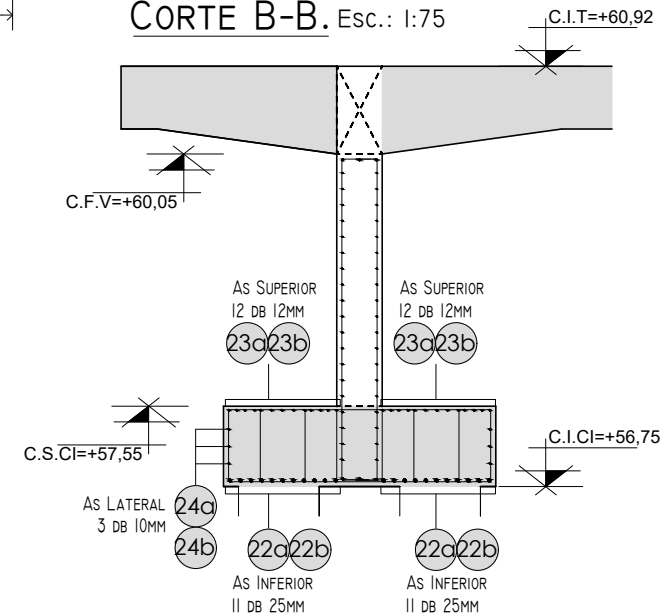
DETALLE ARMADO CABEZAL - PILOTES. Esc.: 1:50



CORTE A-A. Esc.: 1:75



CORTE B-B. Esc.: 1:75



01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
UNR Universidad Nacional de Rosario FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: Infraestructura. Pilas. Armaduras.	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 13

1.50
0.23 0.67

C.S.T.=+61.07

0.15

0.25

0.05

0.87

C.I.LA.=+60.82

C.S.C.=+59.90

0.15

0.40

2.35

2.70

1.15

1.15

C.S.C.=+57.52

C.S.S.=+56.72

0.15

0.80

0.80

0.80

0.15

0.55

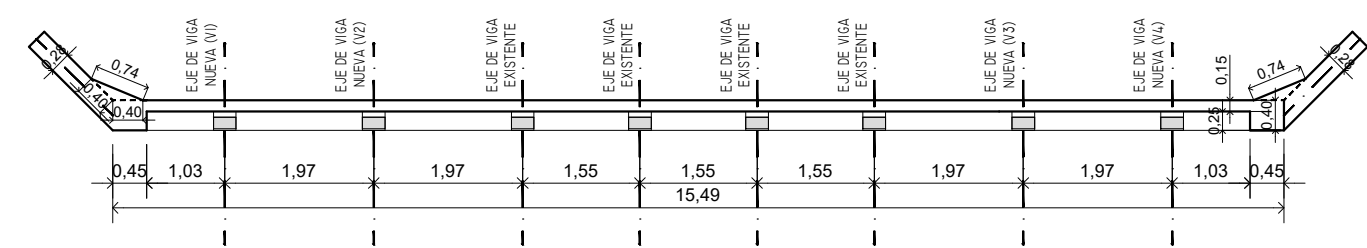
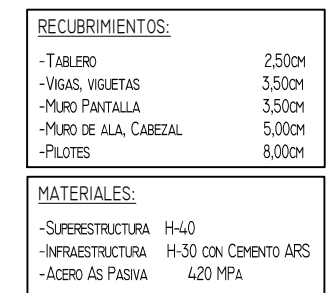
1.60

0.55

C.F.=+44.25

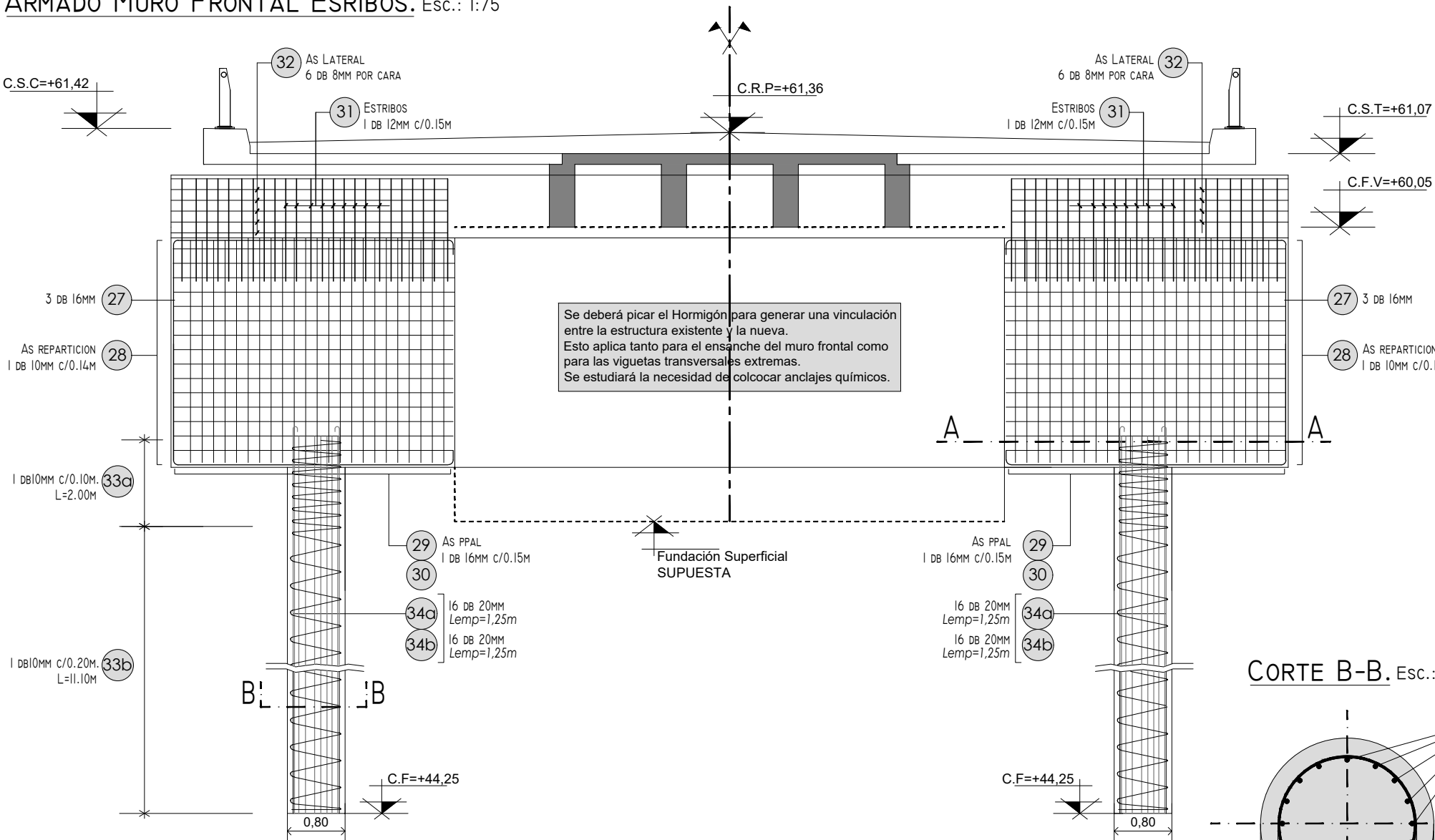
0.80

0.80

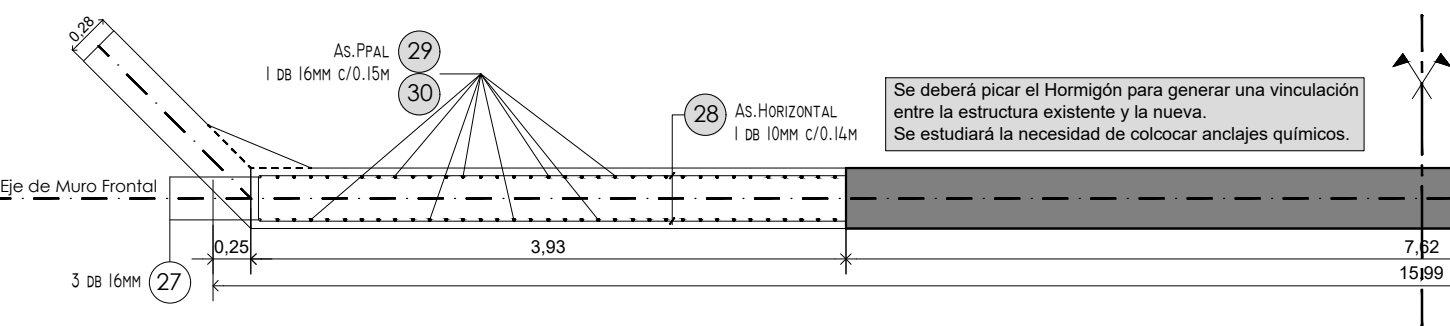


01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>		
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Infraestructura. Estribos. Geometría.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024
		PLANO N°: 14		

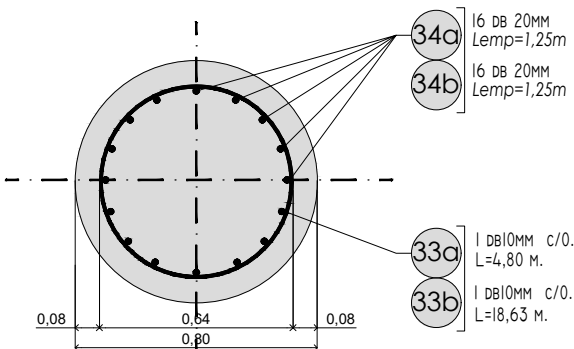
ARMADO MURO FRONTAL ESRIBOS. Esc.: 1:75



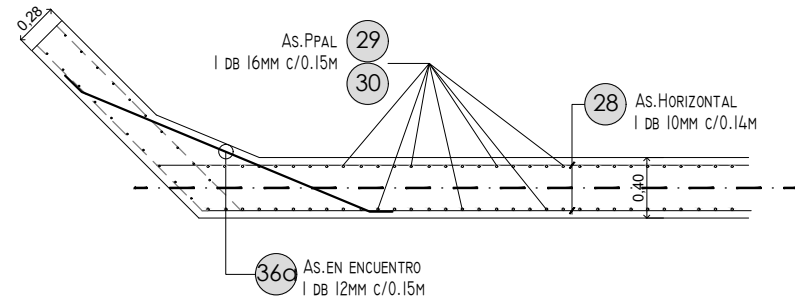
CORTE A-A. Esc.: 1:50



CORTE B-B. Esc.: 1:25



DETALLE ENCUESTRO DE MUROS. Esc.: 1:50

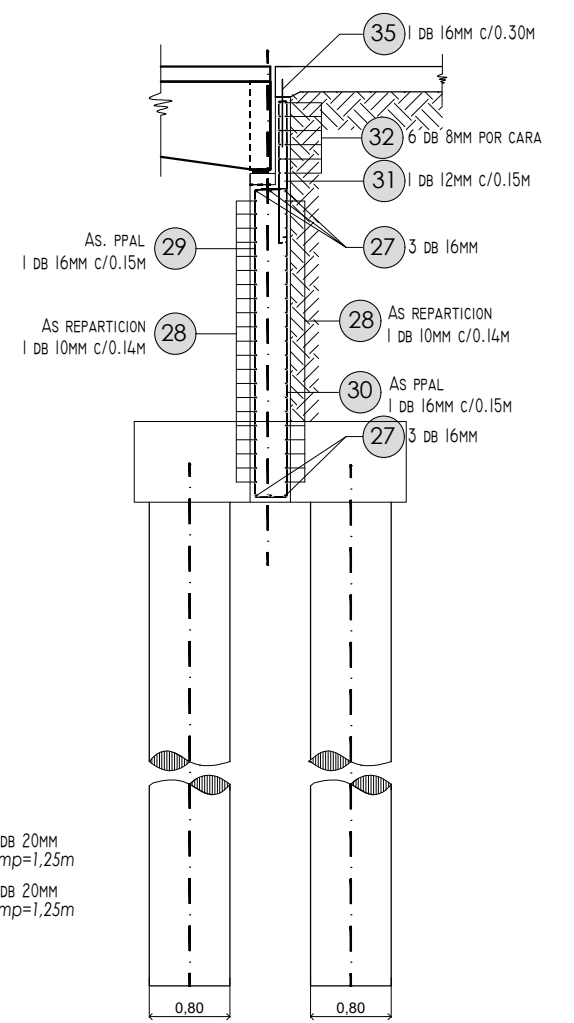


NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA F.-

MATERIALES:	
-SUPERESTRUCTURA	H-40
-INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
-ACERO AS PASIVA	420 MPA

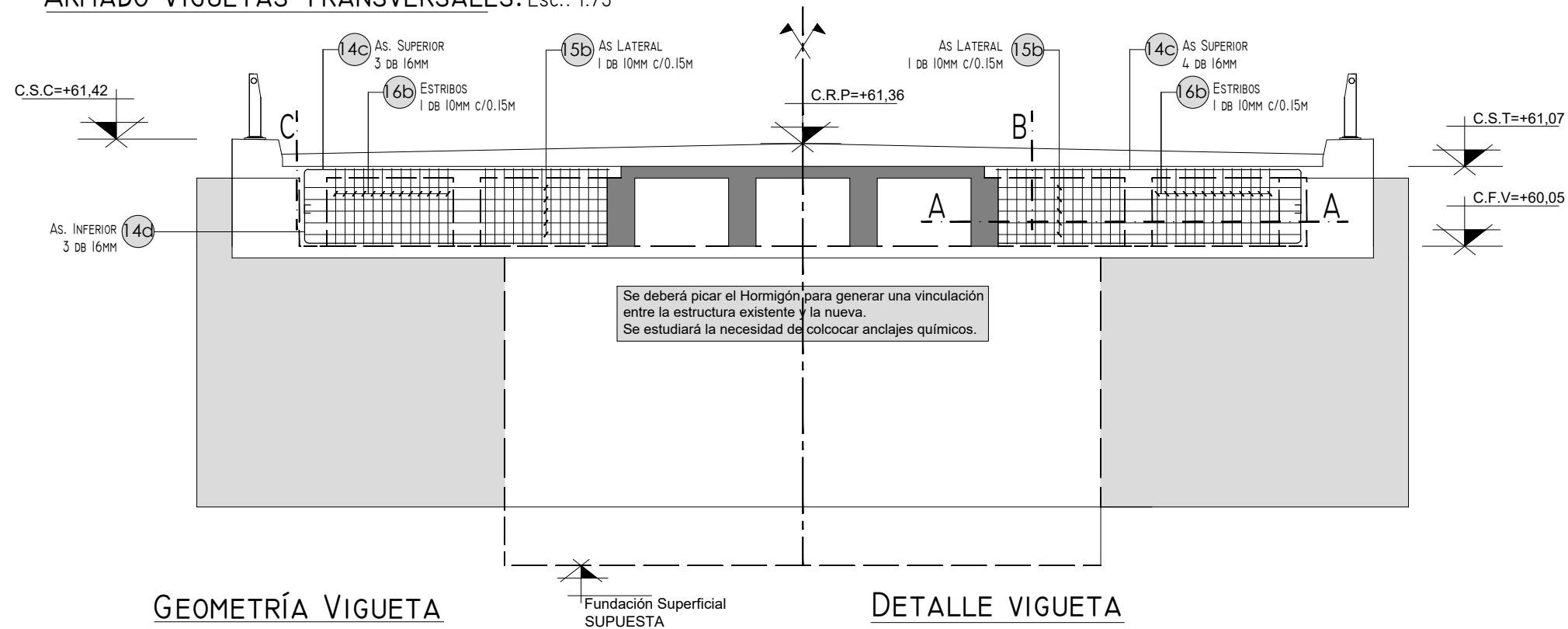
RECUBRIMIENTOS:	
-TABLERO	2,50CM
-VIGAS, VIGUETAS	3,50CM
-MURO PANTALLA	3,50CM
-MURO DE ALA, CABEZAL	5,00CM
-PILOTES	8,00CM

ARMADO MURO FRONTAL. Esc.: 1:75



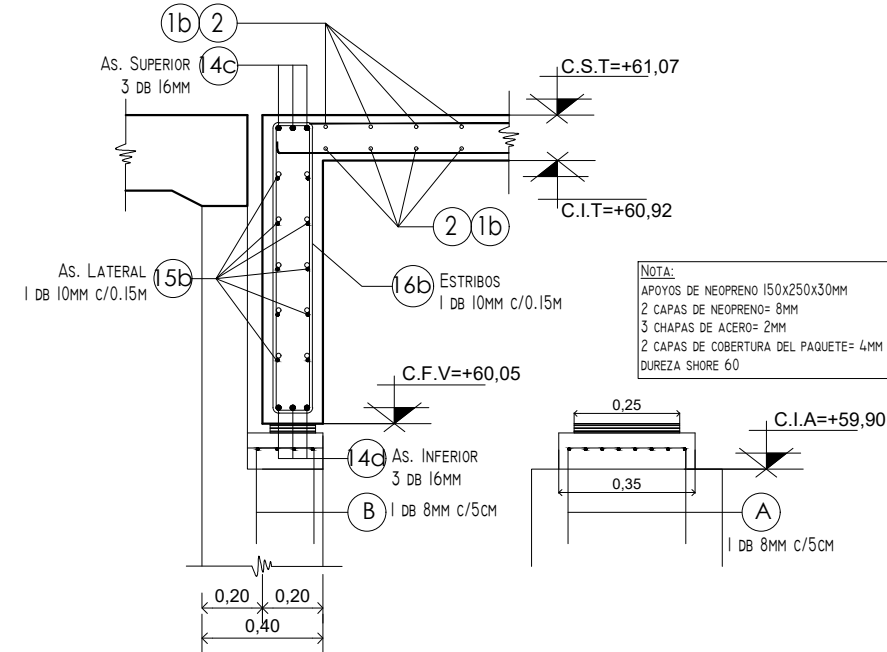
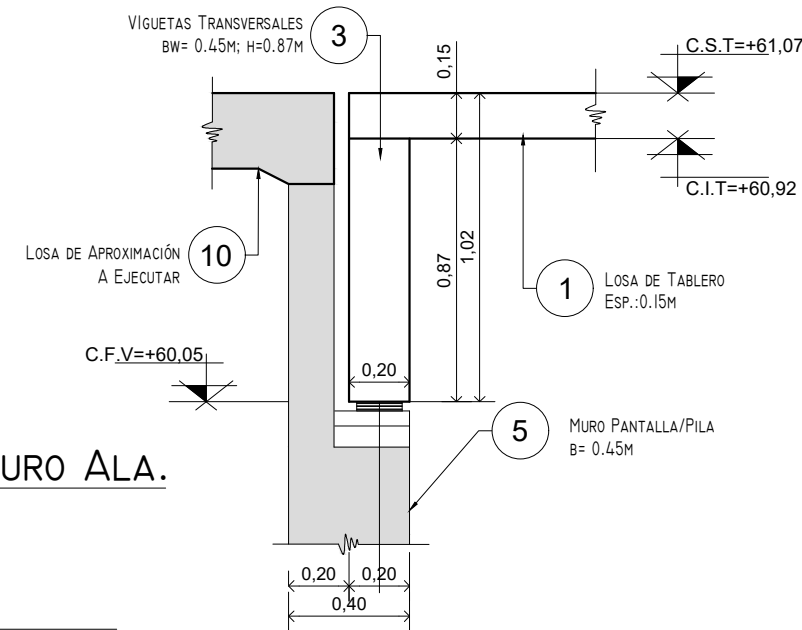
01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNR Universidad Nacional de Rosario UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>		
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.	<u>Descripción:</u> Infraestructura. Estribos. Armaduras.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 15

ARMADO VIGUETAS TRANSVERSALES. Esc.: 1:75

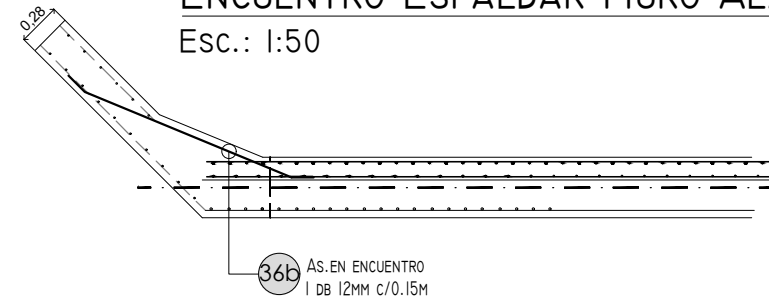


GEOMETRÍA VIGUETA
CORTE B-B. Esc.: 1:25

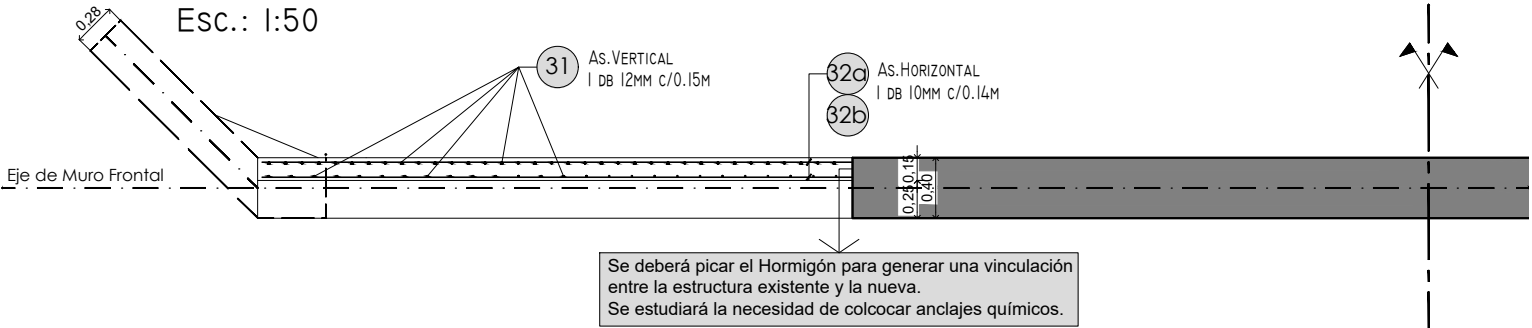
DETALLE VIGUETA
CORTE B-B. Esc.: 1:25



ENCUENTRO ESPALDAR-MURO ALA.
Esc.: 1:50



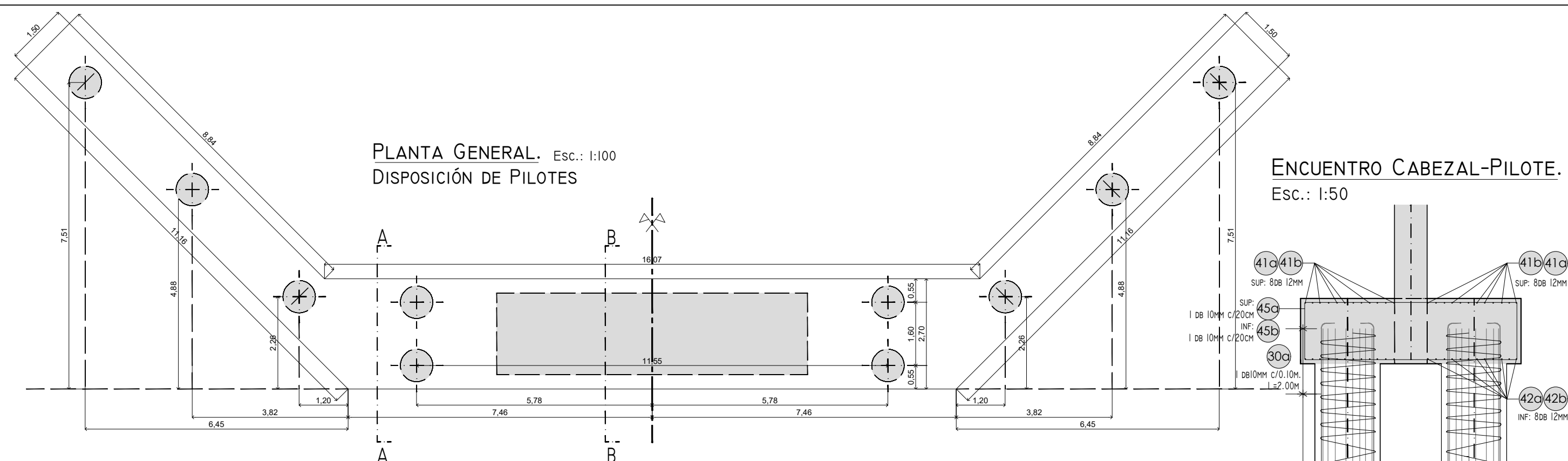
CORTE A-A.
Esc.: 1:50



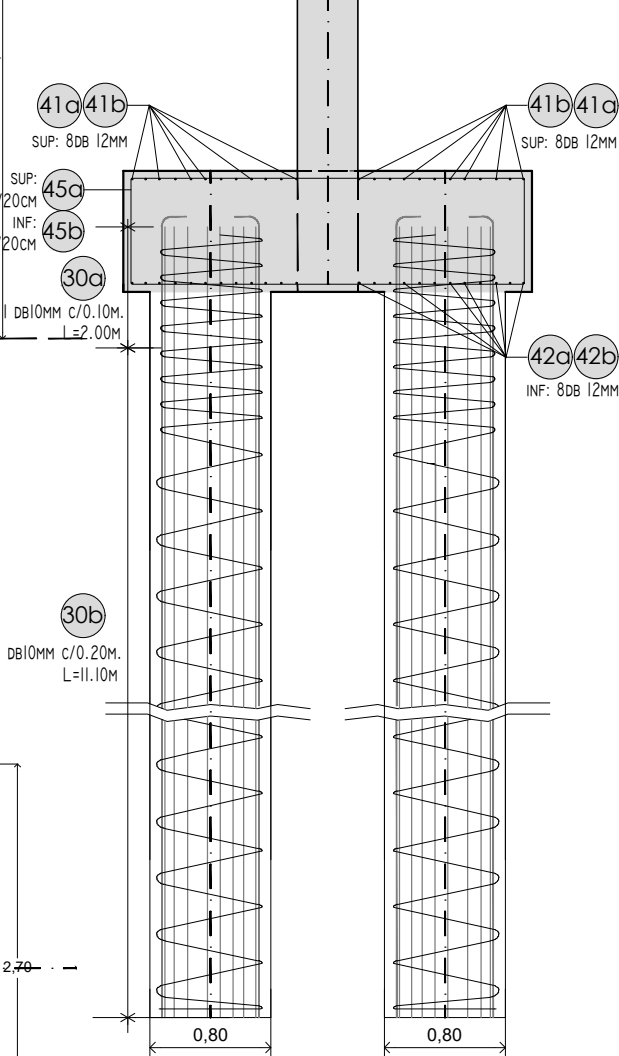
NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA F.-

MATERIALES:		RECUBRIMIENTOS:	
-SUPERESTRUCTURA	H-40	-TABLERO	2,50cm
-INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS	-VIGAS, VIGUETAS	3,50cm
-ACERO AS PASIVA	420 MPA	-MURO PANTALLA	3,50cm
		-MURO DE ALA, CABEZAL	5,00cm
		-PILOTES	8,00cm

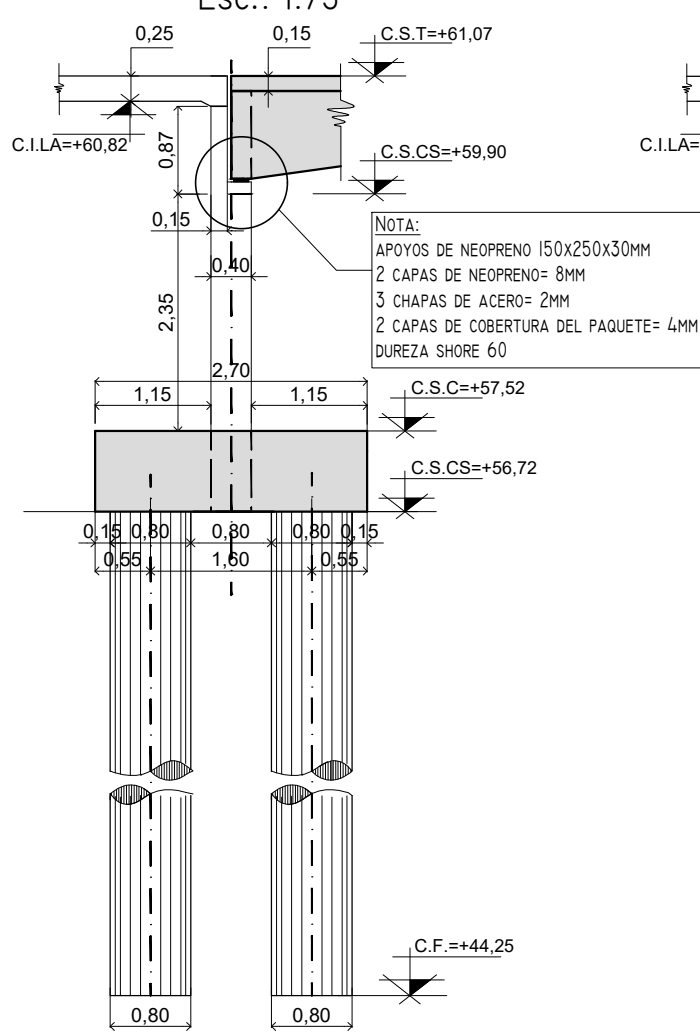
01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL		
				
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO		
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.		Descripción: Infraestructura. Estribos. Armaduras.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024
		PLANO N°: 16		



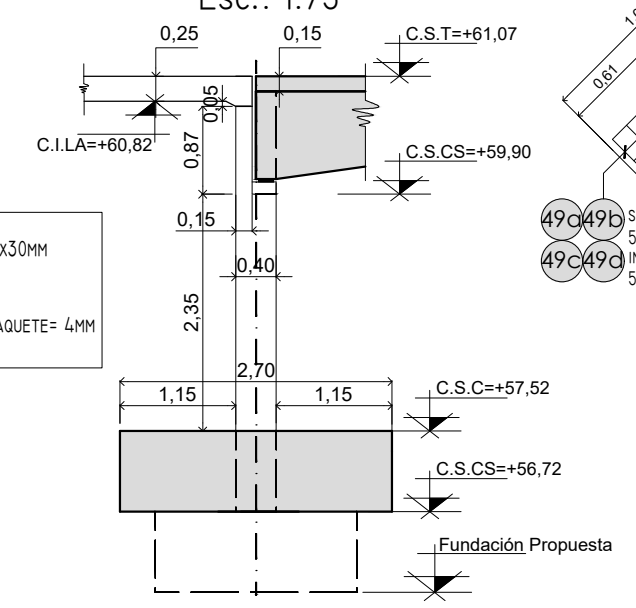
ENCUENTRO CABEZAL-PILOTE.
Esc.: 1:50



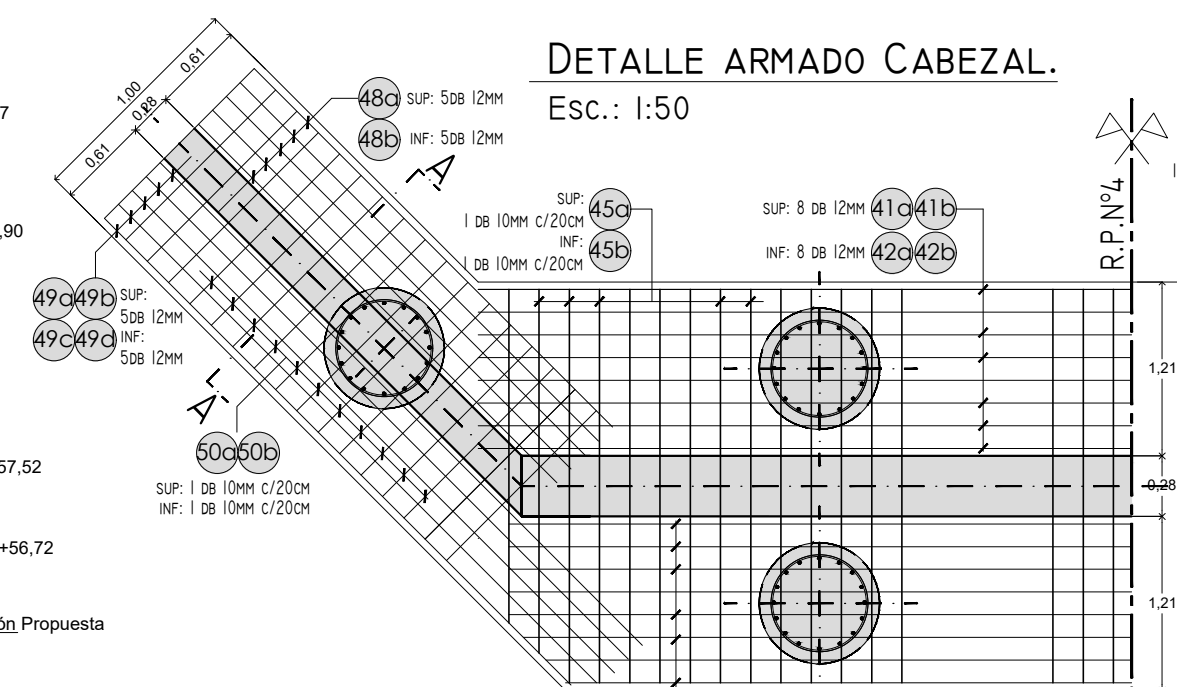
CORTE A-A.
Esc.: 1:75



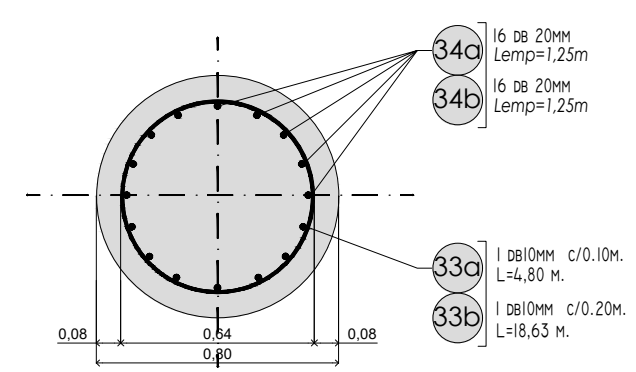
CORTE B-B.
Esc.: 1:75



DETALLE ARMADO CABEZAL.
Esc.: 1:50



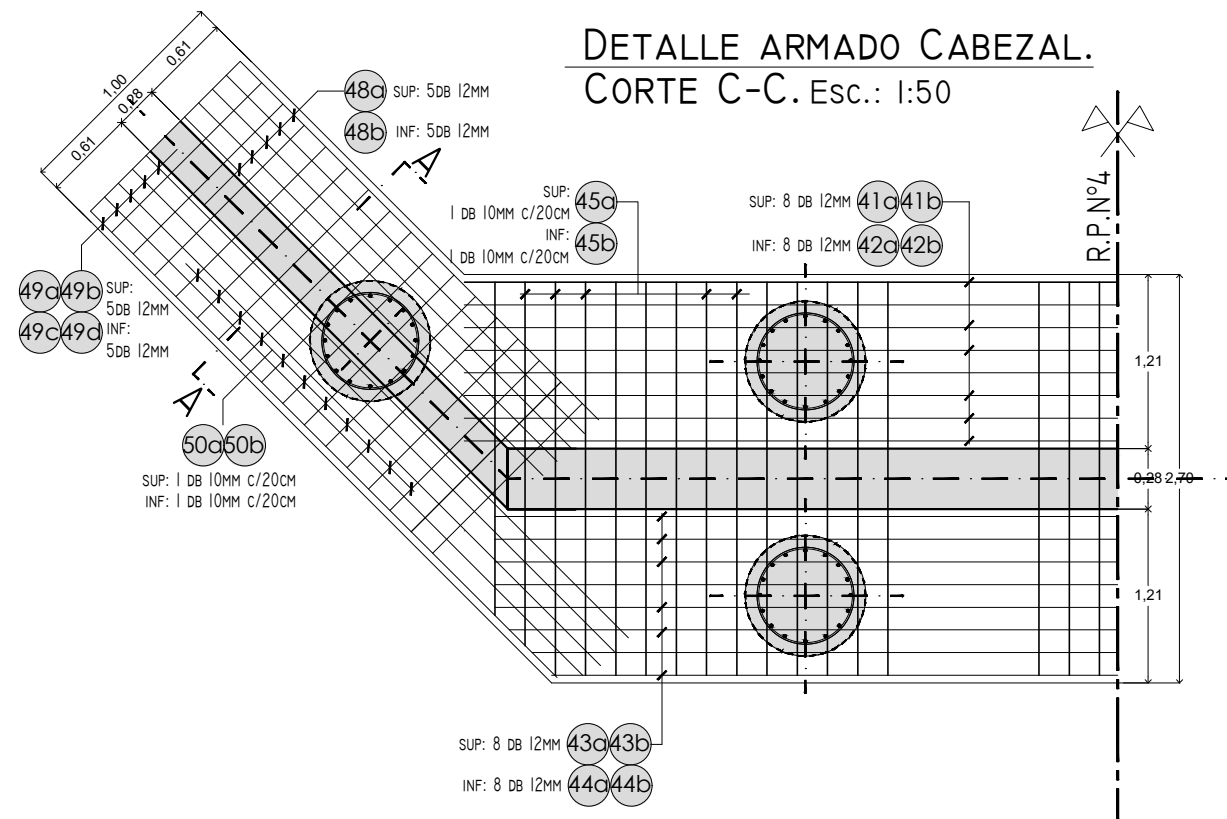
DETALLE ARMADO PILOTES. Esc.: 1:25



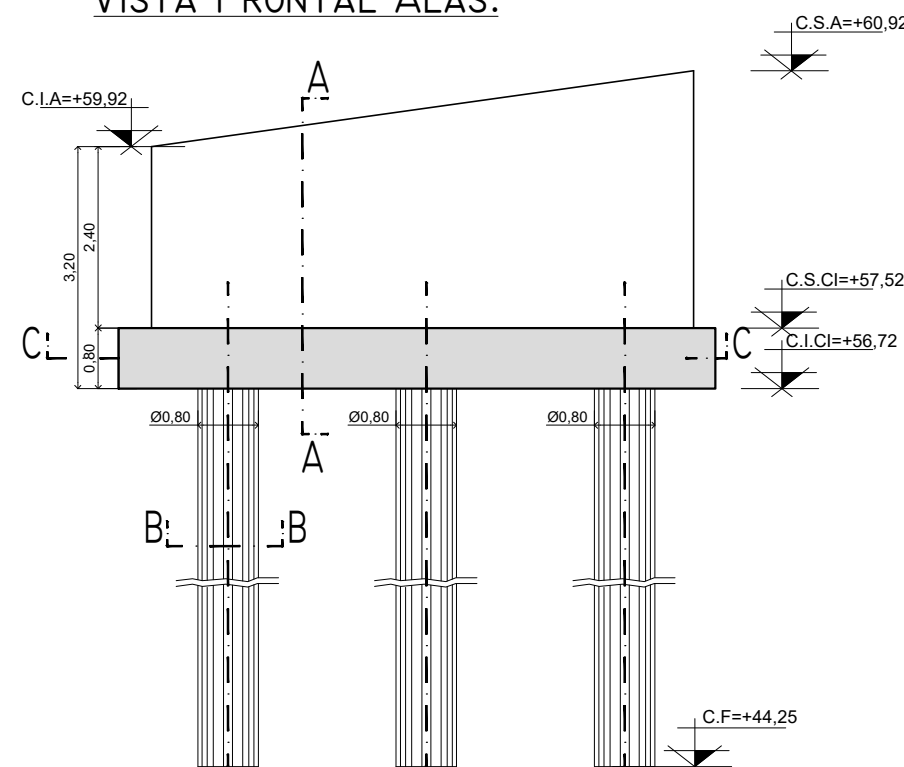
MATERIALES:		RECUBRIMIENTOS:	
- SUPERESTRUCTURA	H-40	- TABLERO	2,50cm
- INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS	- VIGAS, VIGUETAS	3,50cm
- ACERO AS PASIVA	420 MPA	- MURO PANTALLA	3,50cm
		- MURO DE ALA, CABEZAL	5,00cm
		- PILOTES	8,00cm

NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA F.-

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL				
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>		
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.	<u>Descripción:</u> Infraestructura. Estribos. Armaduras.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 17



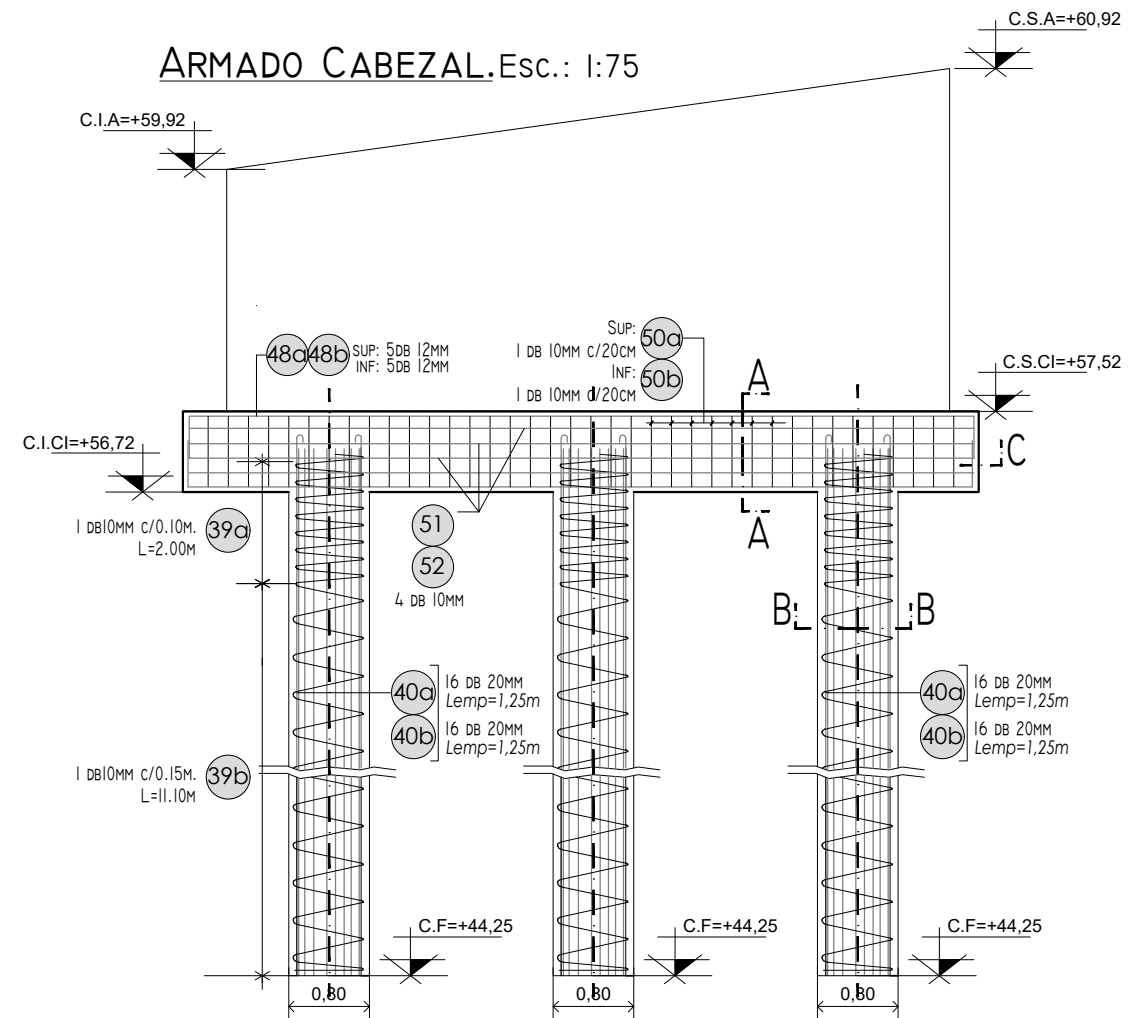
VISTA FRONTAL ALAS.



NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA F.-

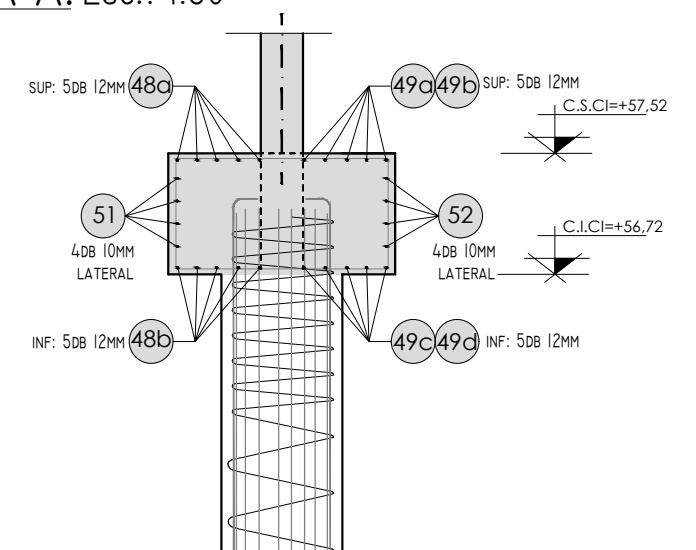
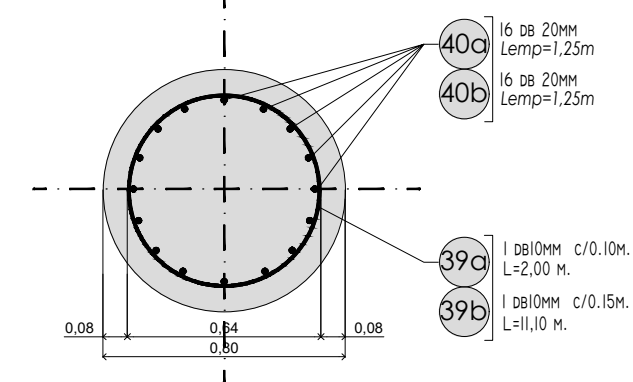
MATERIALES:	
-SUPERESTRUCTURA	H-40
-INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
-ACERO AS PASIVA	420 MPA

RECUBRIMIENTOS:	
-TABLERO	2,50CM
-VIGAS, VIGUETAS	3,50CM
-MURO PANTALLA	3,50CM
-MURO DE ALA, CABEZAL	5,00CM
-PILOTES	8,00CM



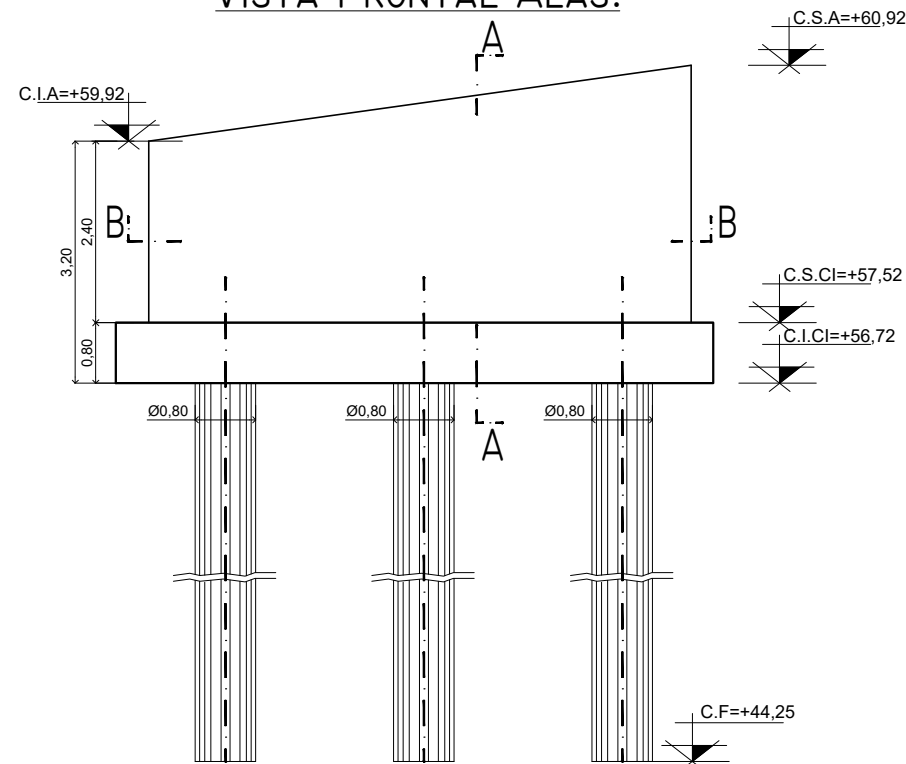
CORTE A-A. Esc.: 1:50

CORTE B-B. Esc.: 1:25

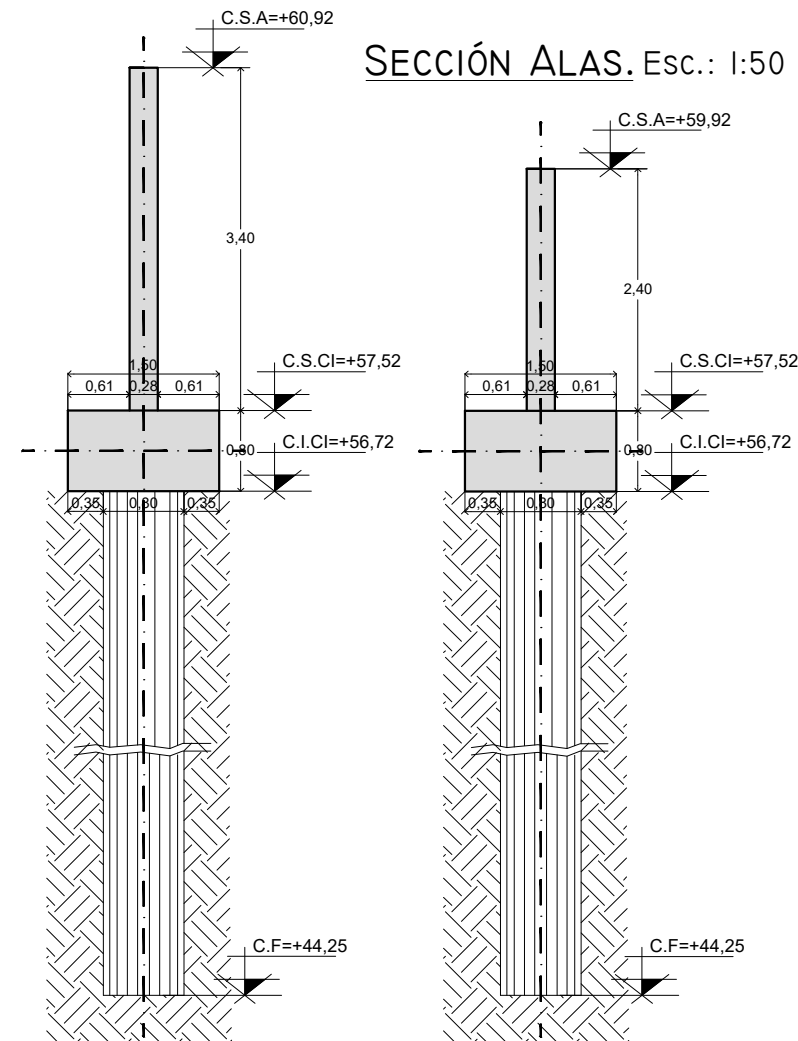


01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. Nº:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
		UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Codirector: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO		
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.		Descripción: Cabezal. Geometría. Armaduras.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024
				PLANO Nº: 18

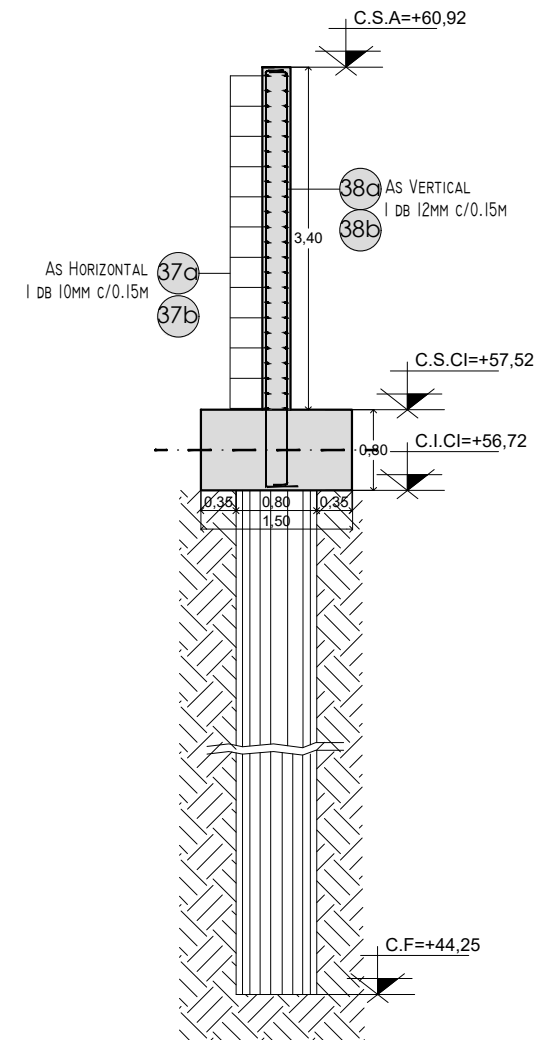
VISTA FRONTAL ALAS.



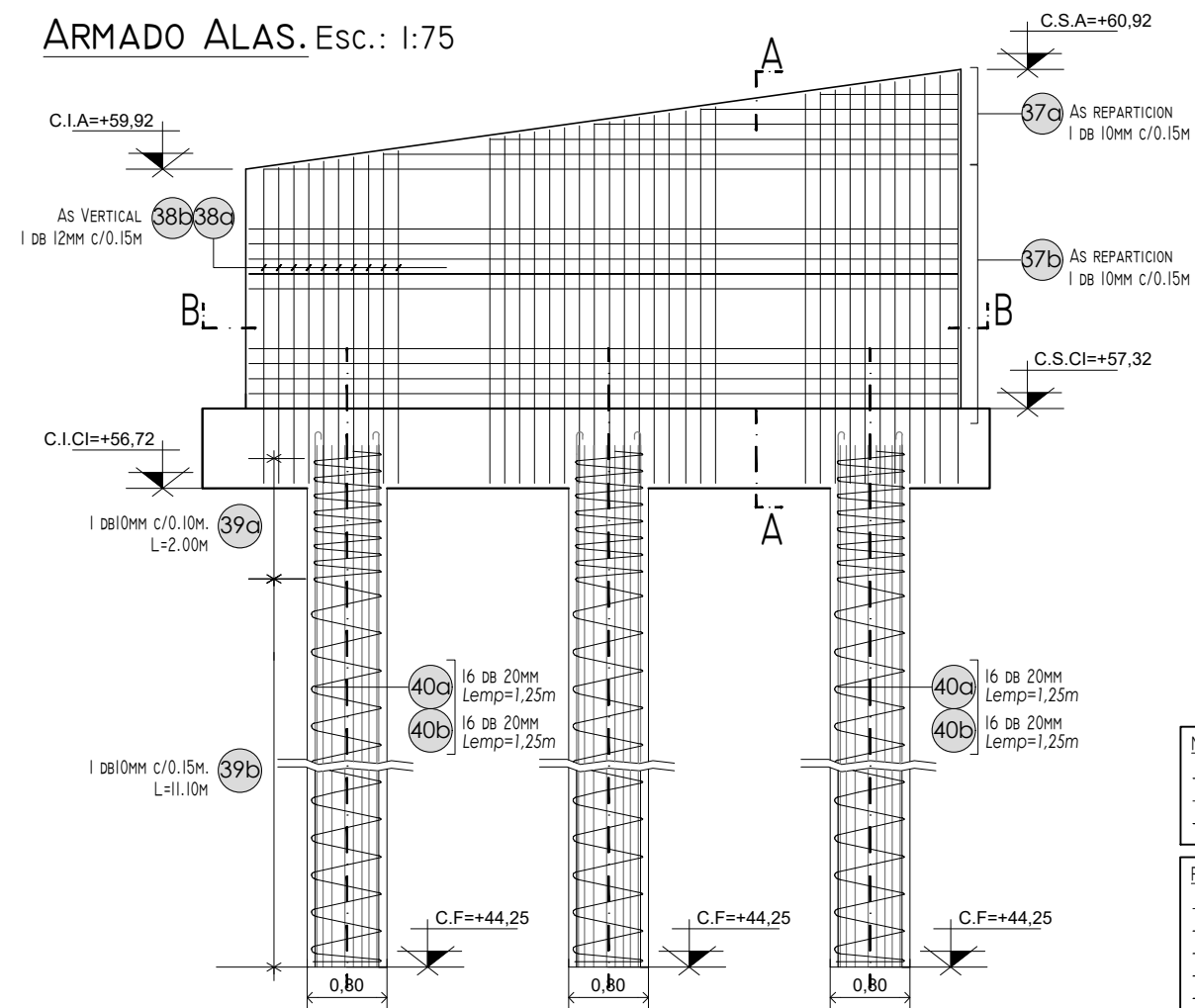
SECCIÓN ALAS. Esc.: 1:50



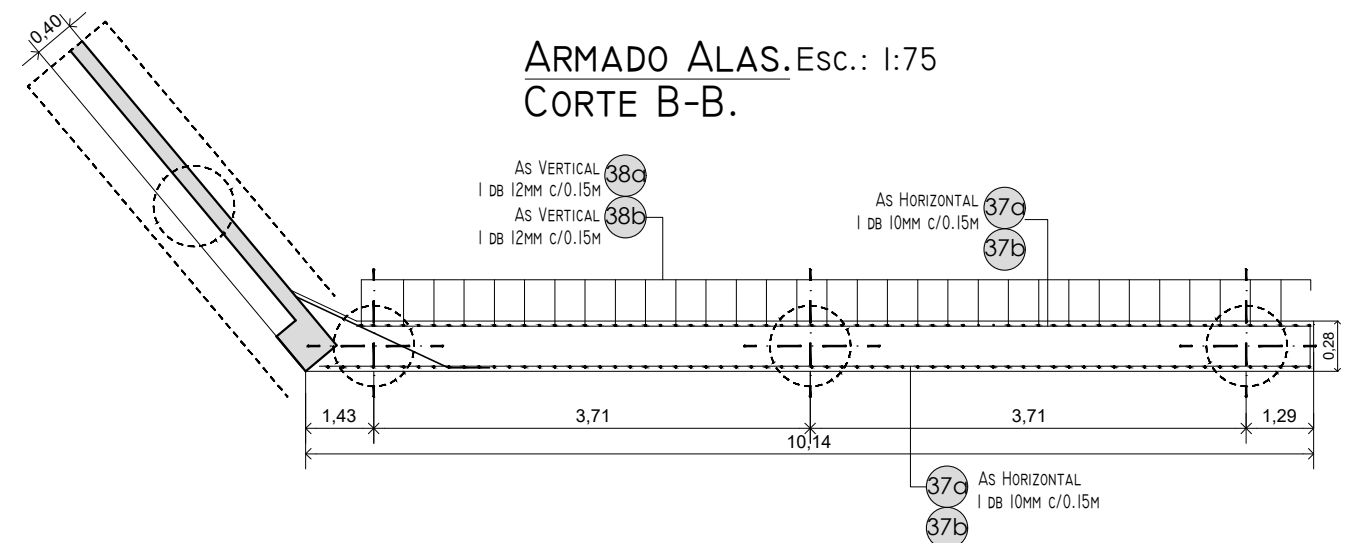
CORTE A-A. Esc.: 1:50



ARMADO ALAS. Esc.: 1:75



ARMADO ALAS. Esc.: 1:75 CORTE B-B.



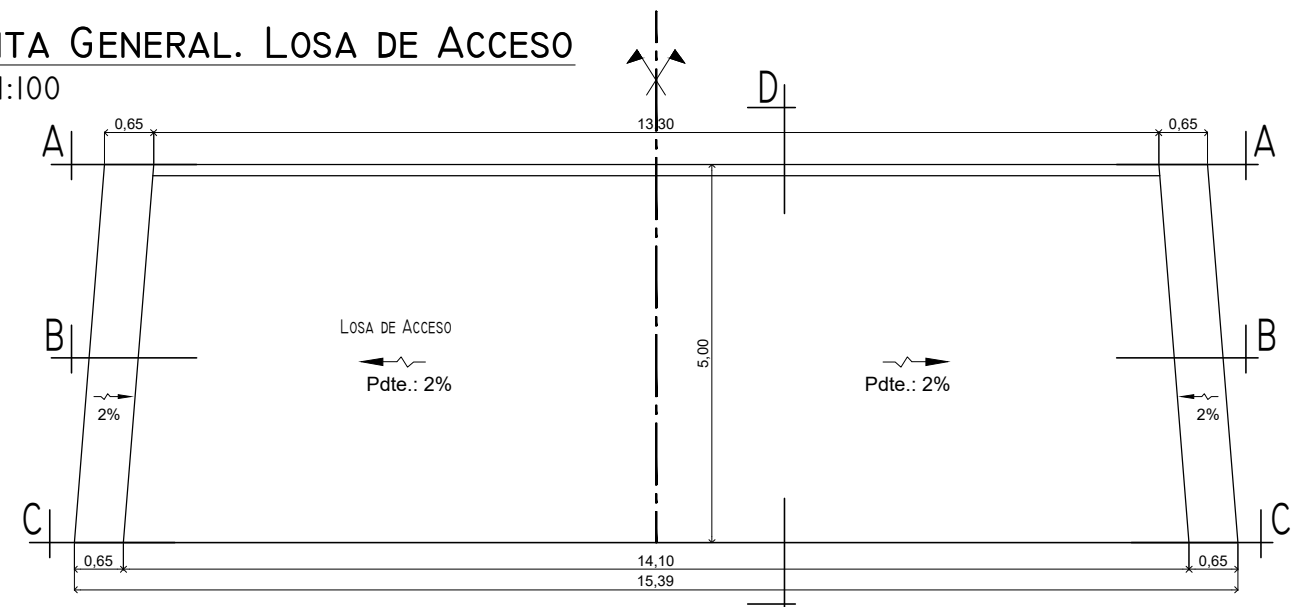
NOTAS:
EL CORTADO Y DOBLADO DE HIERROS PUEDE VERSE EN LA PLANILLA F.-

MATERIALES:	
- SUPERESTRUCTURA	H-40
- INFRAESTRUCTURA	H-30 CON CEMENTO ARS
- ACERO AS PASIVA	420 MPA
RECUBRIMIENTOS:	
- TABLERO	2,50cm
- VIGAS, VIGUETAS	3,50cm
- MURO PANTALLA	3,50cm
- MURO DE ALA, CABEZAL	5,00cm
- PILOTES	8,00cm

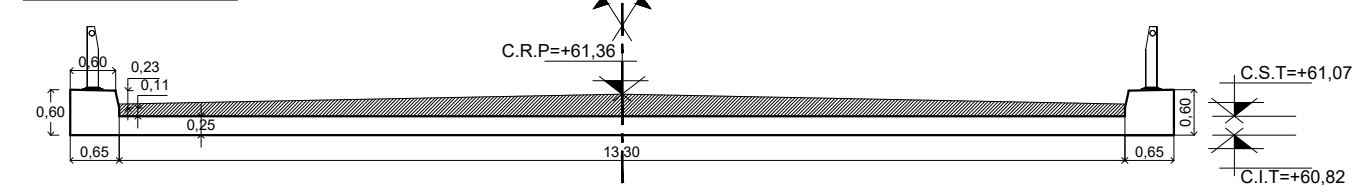
01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>		
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Muro de Alas. Geometría. Armaduras.	<u>Escala:</u> indicadas	<u>Fecha:</u> Mayo 2024
		<u>PLANO N°:</u> 19		

PLANTA GENERAL. LOSA DE ACCESO

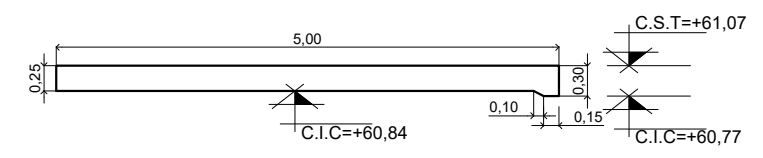
Esc.: 1:100



CORTE A-A

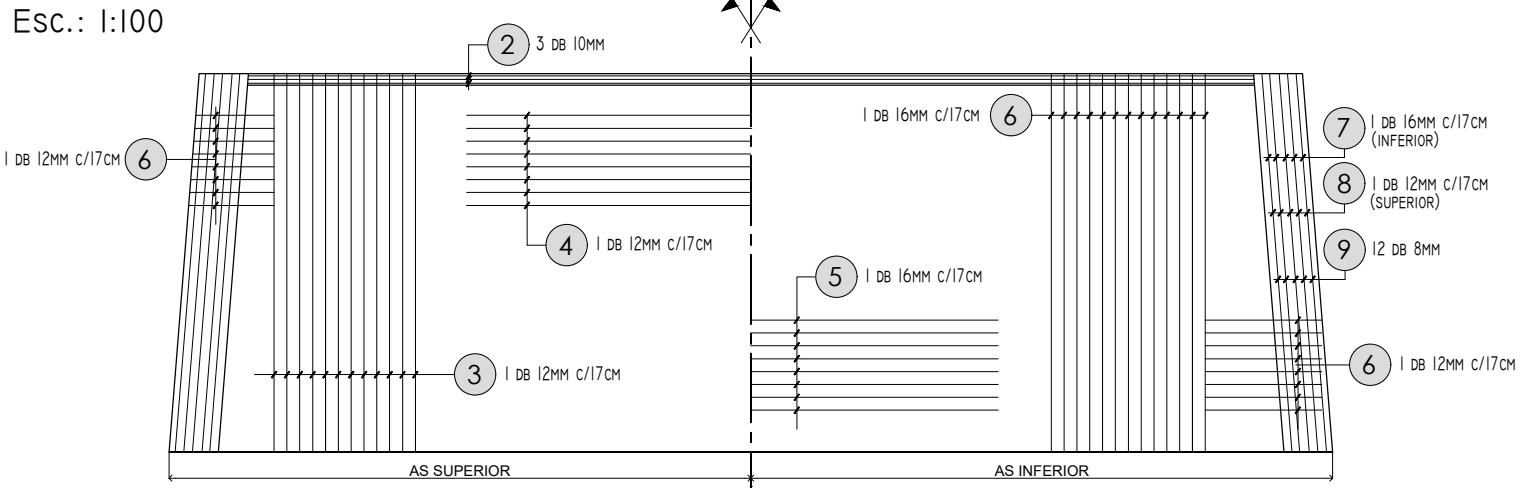


CORTE D-D

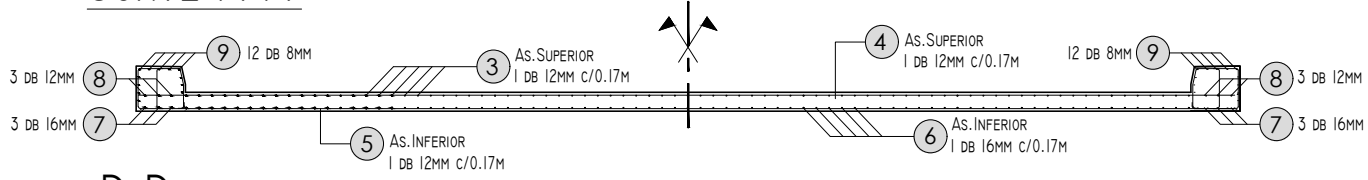


ARMADO LOSA DE ACCESO

Esc.: 1:100

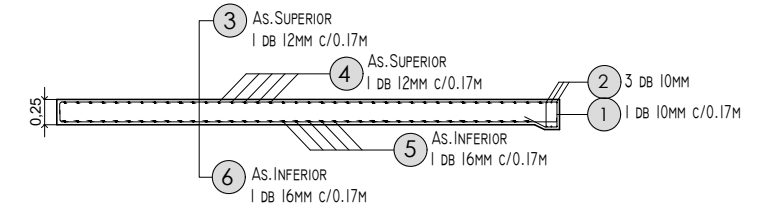


CORTE A-A. Esc.: 1:100



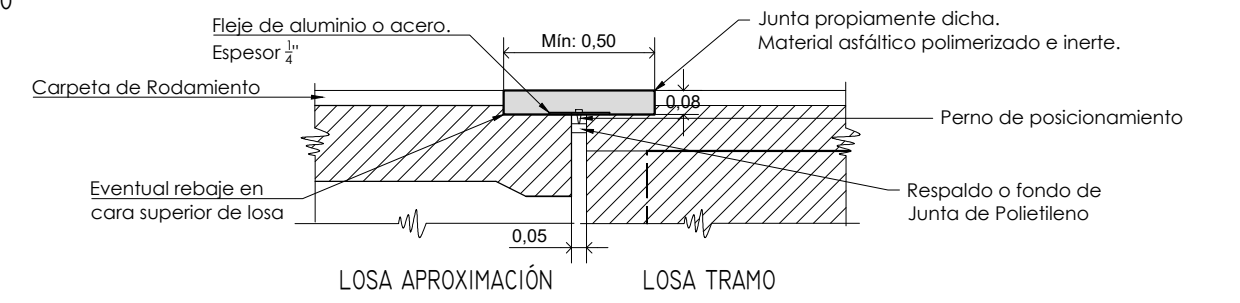
CORTE D-D.

Esc.: 1:100



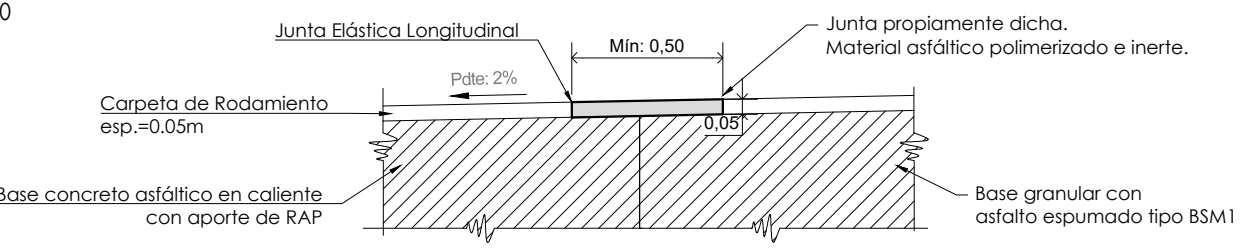
JUNTA DE DILATACIÓN.
TIPO THORMACK O SIMILAR

Esc.: 1:20



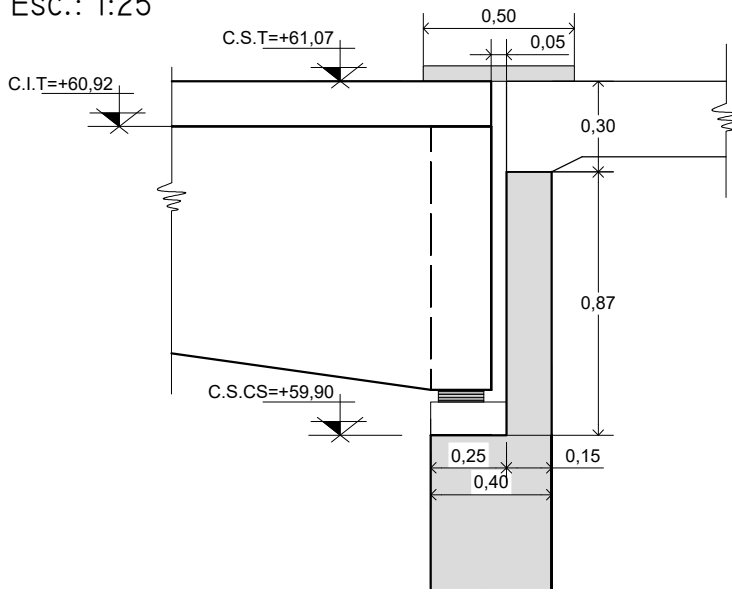
JUNTA ELÁSTICA LONGITUDINAL.

Esc.: 1:20



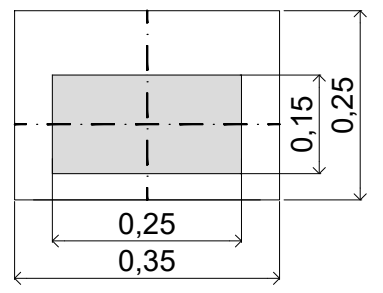
DETALLE ESTRIBO-JUNTA DILATACIÓN.

Esc.: 1:25



GEOMETRÍA DE BANCADAS.

Esc.: 1:20



APOYO DE NEOPRENO. ESTRIBOS

Esc.: 1:50 - MEDIDAS EN MM



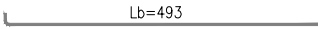
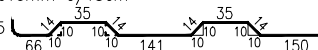
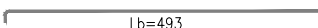
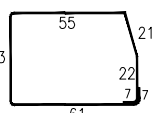
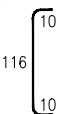
NOTA:
APOYOS DE NEOPRENO 150x250x30MM
2 CAPAS DE NEOPRENO= 8MM
3 CHAPAS DE ACERO= 2MM
2 CAPAS DE COBERTURA DEL PAQUETE= 4MM
DUREZA SHORE 60
CANTIDAD: 16

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.			
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.			
 UNR Universidad Nacional de Rosario UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 					
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Codirector:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>			
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> Losa de Acceso, Apoyos, Juntas.	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024	PLANO N°: 20

ENSANCHE DE TABLERO

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD PARA ENSANCHE DE TABLERO.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	Nº ELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte (m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
1a	12	1 db12mm c/15cm 25  Lb=493	199	2	398	5,13	2041,74	1813,06
1b	10	1 db10mm c/15cm 15  35	199	2	398	4,98	1982,04	1222,92
2	12	1 db12mm c/15cm 25  Lb=493	199	2	398	5,13	2041,74	1813,06
3a	8	1 db8mm c/20cm (arriba) Lb=478 Lemp=1.25m	24	2	48	4,78	229,44	90,63
3b		1 db8mm c/20cm (arriba) Lemp=1.25m Lb=1200 Lemp=1.25m	24	2	48	12,00	576,00	227,52
3c		1 db8mm c/20cm (arriba) Lemp=1.25m Lb=1200 Lemp=1.25m	24	2	48	12,00	576,00	227,52
3d		1 db8mm c/20cm (arriba) Lemp=1.25m Lb=478	24	2	48	4,78	229,44	90,63
4a	8	1 db8mm c/20cm (abajo) Lb=1200 Lemp=1.25m	24	2	48	12,00	576,00	227,52
4b		1 db8mm c/20cm (abajo) Lemp=1.25m Lb=1200 Lemp=1.25m	24	2	48	12,00	576,00	227,52
4c		1 db8mm c/20cm (abajo) Lemp=1.25m Lb=1080	24	2	48	10,80	518,40	227,52
5a	8	1 db8mm c/20cm (abajo) Lb=1200 Lemp=1.25m	11	2	22	12,00	264,00	104,28
5b		1 db8mm c/20cm (abajo) Lemp=1.25m Lb=1200 Lemp=1.25m	11	2	22	12,00	264,00	104,28
5c		1 db8mm c/20cm (abajo) Lemp=1.25m Lb=1080	11	2	22	10,80	237,60	93,85
6	8	1 db8mm c/15cm 	199	2	398	2,16	859,68	339,57
7	8	1 db8mm c/15cm 	199	2	398	2,16	859,68	339,57

NOTAS IMPORTANTES.

TOTAL Tablero y Cordón (kg): 7149,45

HORMIGON H-40 MPa

Acero ADN 420.

CIRSOC 201 - 2005.

Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 25 mm.

Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas Fecha: Mayo 2024 PLANILLA: A

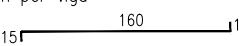
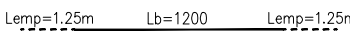
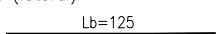
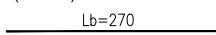
NOTA: CANTIDAD PARA CUATRO (4) VIGAS LONGITUDINALES
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.			
Rev. N°:	Fecha.	Descripción de la Revisión.			
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 					
<u>Director:</u> Ing.: Edgardo Rinaudo. <u>Co-Director:</u> Ing.: Rubén Lopez.		<u>TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO</u>			
<u>Alumna:</u> Ing.: Ariana Cantarutti.		<u>Descripción:</u> PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	<u>Escala:</u> indicadas	<u>Fecha:</u> Mayo 2024	<u>PLANILLA:</u> B

VIGAS LONGITUDINALES

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD PARA CUATRO (4) VIGAS LONGITUDINALES
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
11c	16	2 db16mm por viga 15  15	2	8	16	1,90	30,40	48,03
12a	10	2 db10mm (lateral)  Lb=1200 Lemp=1.25m	8	4	32	12,00	384,00	236,93
12b	10	2 db10mm (lateral)  Lemp=1.25m Lb=1200 Lemp=1.25m	8	4	32	12,00	384,00	236,93
12c	10	2 db10mm (lateral)  Lemp=1.25m Lb=823	8	4	32	8,23	263,36	162,49
13a	10	2 db10mm (lateral)  Lb=125	4	4	16	1,25	20,00	12,34
13b	10	2 db10mm (lateral)  Lb=270	4	4	16	2,70	43,20	26,65
TOTAL Vigas Longitudinales (kg): 8186,46								

NOTAS IMPORTANTES.

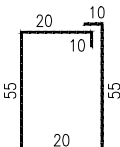
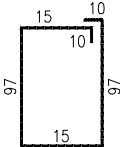
HORMIGON H-40 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 35 mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANILLA: B

VIGUETAS TRANSVERSALES

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL PARA VIGUETAS TRANSVERSALES
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
14a	16	2 db16mm (arriba) 34└ ₁₀ 385	4	12	48	4,29	205,92	325,35
14b	16	2 db16mm (abajo) 34└ ¹⁰ 385	4	12	48	4,29	205,92	325,35
14c	16	3 db16mm (arriba) 57└ ₁₀ 385	3	4	12	4,52	54,24	85,70
14d	16	3 db16mm (abajo) 57└ ¹⁰ 385	3	4	12	4,52	54,24	85,70
15a	10	4 db10mm (lateral) 390	4	12	48	3,90	187,20	115,50
15b	10	10 db10mm (lateral) 390	10	4	40	3,90	156,00	96,25
16a	10	1 db10mm c/15cm 	22	12	264	1,70	448,80	276,91
16b	10	1 db10mm c/15cm 	22	4	88	2,44	214,72	132,48

TOTAL Viguetas Transversales (kg): 1443,24

NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-40 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 35 mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANILLA: C

PILAS - MURO FRONTAL

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL PARA DOS (2) PILAS.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
17	16	3 db16mm 	6	2	12	9,79	117,48	185,62
18a	8	1db8mm c/15cm 	22	2	44	5,35	235,40	92,98
18b	8	1db8mm c/15cm 	20	2	40	7,35	294,00	116,13
19a	12	1db12mm c/10cm 	80	2	160	3,20	512,00	454,66
19b	12	1db12mm c/10cm 	48	2	96	0,96	92,64	82,26
20a	10		4	2	8	40,60	324,80	100,20
20b			4	2	8	116,35	930,80	287,15
21a	20	16 db20mm 	16	8	128	12,00	1536,00	3793,92
21b	20	16 db20mm 	16	8	128	2,30	294,40	727,17

TOTAL PILAS (kg): 6227,02

Muro Frontal (kg): 931,23

Pilotes (kg): 5295,79

NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-30 MPa

Acero ADN 420.

CIRSOC 201 - 2005.

Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 50 mm. Pilotes: 80 mm.

Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas Fecha: Mayo 2024 PLANILLA: D

PILAS - CABEZAL INFERIOR

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL DOS (2) PILAS.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
22a	25	22 db25mm 50└──────────┘ 1150 Intercalar empalme: 150cm	22	2	44	12,00	528,00	2032,80
22b		22 db25mm Intercalar empalme: 150cm ─────────┘50 360	22	2	44	4,10	180,40	694,54
23a	12	24 db25mm 50└──────────┘ 1133 Intercalar empalme: 100cm	24	2	48	12,00	576,00	511,49
23b		24 db25mm Intercalar empalme: 150cm ─────────┘50 360	24	2	48	4,10	196,80	174,76
24a	10	3 db10mm (lateral) ──────────┘ 1200 Intercalar empalme: 60cm	6	2	12	12,00	144,00	88,85
24b		3 db10mm (lateral) Intercalar empalme: 60cm ─────────┘ 220	6	2	12	2,20	26,40	16,29
25a	10	1 db10mm c/20cm 50└──────────┘50 260	41	2	82	3,60	295,20	182,14
25b		1 db10mm c/20cm 50└──────────┘50 260	41	2	82	3,60	295,20	182,14
25c		db10mm c/20cm 44 10 10 70 70 44	82	2	164	2,48	406,72	250,95
26a	10	1 db10mm c/15cm 50└──────────┘50 260	37	2	74	3,60	266,40	164,37
26b		1 db10mm c/15cm 50└──────────┘50 260	37	2	74	3,60	266,40	164,37
26c		db10mm c/15cm 44 10 10 70 70 44	74	2	148	2,48	367,04	226,46
				TOTAL Cabezal Inferior (kg): 4689,15				

NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-30 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 50 mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANILLA: E

ESTRIBOS - MURO FRONTAL Y ESPALDAR

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL DOS (2) ESTRIBOS.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	Nº ELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
27	16	3 db16mm 	6	2	12	11,09	133,08	210,27
28	10	1db10mm c/14cm 	46	2	92	8,06	741,52	457,52
29	16	1db16mm c/15cm 	54	2	108	3,38	365,04	576,76
30	16	1db16mm c/15cm 	54	2	108	3,38	365,04	576,76
31	12	1db12mm c/15cm 	54	2	108	2,98	321,84	285,79
32	8	6db 8mm por cara 	24	2	48	3,88	186,24	73,56
33a	10		4	2	8	40,60	324,80	200,40
33b			4	2	8	116,35	930,80	574,30
34a	20	16 db20mm 1200 Empalme: 125cm	64	2	128	12,00	1536,00	3793,92
34b	20	16 db20mm 230 Empalme: 125cm	64	2	128	2,30	294,40	727,17
35	16	1db16mm c/30cm 60	26	2	52	0,60	31,20	49,30
36a	12	1db16mm c/30cm 30 205 30	42	2	84	2,65	222,60	197,67
36b	12	30 148 30	14	2	28	2,08	58,24	51,72

TOTAL Muro Frontal + Espalдар (kg): 7775,14

TOTAL Muro Frontal (kg): 2479,35

TOTAL Pilotes (kg): 5295,79

NOTAS IMPORTANTES.

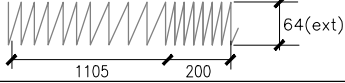
HORMIGON H-30 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 50 mm. Pilotes: 80mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas
		Fecha: Mayo 2024
		PLANILLA: F

ESTRIBOS - MURO DE ALAS

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL DOS (2) ESTRIBOS.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
37a	10	db10mm c/15cm (horizontal) var. 170-935	14	4	56	5,52	309,12	190,73
37b		db10mm c/15cm (horizontal) 945 20	34	4	136	9,65	1312,40	809,75
38a	12	1 db12mm c/15cm (cara interior) var. 305-405 13 55	66	4	264	4,23	1116,72	991,65
38b		1 db12mm c/15cm (cara exterior) var. 305-405 13 55	66	4	264	4,23	1116,72	991,65
39a	10		3	4	12	40,60	487,20	300,60
39b			3	4	12	116,35	1396,20	861,45
40a	20	16 db20mm 1200 Empalme: 125cm	48	4	192	12,00	2304,00	5690,88
40b	20	16 db20mm 230 Empalme: 125cm	48	4	192	2,30	441,60	1090,75

TOTAL Muro de Alas (kg): 10927,46

TOTAL Muro de Alas (kg): 2983,77

TOTAL Pilotes (kg): 7943,68

NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-30 MPa

Acero ADN 420.

CIRSOC 201 - 2005.

Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 35 mm. Pilotes: 80mm.

Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANILLA: G

ESTRIBOS - CABEZAL INFERIOR
PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL DOS (2) ESTRIBOS.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	Nº ELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
41a	12	8 db12mm (superior) 50 1150	8	2	16	12,00	192,00	170,50
41b		8 db12mm (superior) 484 50 Intercalar empalme: 72cm	8	2	16	5,34	85,44	75,87
42a	12	8 db12mm (inferior) 50 1150	8	2	16	12,00	192,00	170,50
42b		8 db12mm (inferior) 484 50 Intercalar empalme: 72cm	8	2	16	4,93	78,88	70,05
43a	12	8 db12mm (superior) 50 1150	8	2	16	12,00	192,00	170,50
43b		8 db12mm (superior) 443 50 Intercalar empalme: 72cm	8	2	16	4,93	78,88	70,05
44a	12	8 db12mm 50 1150	8	2	16	12,00	192,00	170,50
44b		8 db12mm 484 50 Intercalar empalme: 72cm	8	2	16	4,93	78,88	70,05
45a	10	1 db10mm c/20cm 50 260 50	79	2	158	3,60	568,80	350,95
45b		1 db10mm c/20cm 50 260 50	79	2	158	3,60	568,80	350,95
46a	10	4 db10mm (lateral) 1200 Intercalar empalme: 100cm	4	2	8	12,00	96,00	59,23
46b		4 db10mm (lateral) 350 Intercalar empalme: 60cm	4	2	8	3,50	28,00	17,28
47a	10	4 db10mm (lateral) 1200 Intercalar empalme: 100cm	4	2	8	12,00	96,00	59,23
47b		4 db10mm (lateral) 470 Intercalar empalme: 60cm	4	2	8	4,70	37,60	23,20
48a	12	5 db12mm (superior) 50 1015 50	5	4	20	11,15	223,00	198,02
48b		5 db12mm (inferior) 50 1015 50	5	4	20	11,15	223,00	198,02

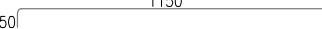
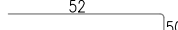
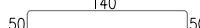
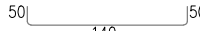
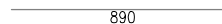
NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-30 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 50 mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNR Universidad Nacional de Rosario UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO		
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.		Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024
PLANILLA:				H

MURO DE ALAS - CABEZAL INFERIOR
PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL DOS (2) ESTRIBOS.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
49a	12	5 db12mm (superior) 50 	5	4	20	12,00	240,00	213,12
49b		5 db12mm (superior)  Intercalar empalme: 72cm	8	2	16	4,93	78,88	70,05
49c		5 db12mm (inferior) 50 	8	2	16	12,00	192,00	170,50
49d		5 db12mm (inferior)  Intercalar empalme: 72cm	8	2	16	4,93	78,88	70,05
50a	10	1 db10mm c/20cm 50 	98	2	196	2,40	470,40	290,24
50b		1 db10mm c/20cm 50 	98	2	196	2,40	470,40	290,24
51	10	4 db10mm (lateral) 	8	2	16	8,90	142,40	87,86
52		4 db10mm (lateral) 	8	2	16	11,15	178,40	110,07
TOTAL Cabezal (kg):						3526,99		

NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-30 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 50 mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.		
Rev. N°.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.		
 UNR Universidad Nacional de Rosario UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 				
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO		
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.		Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas	Fecha: Mayo 2024
				PLANILLA: H

LOSAS DE ACCESO

PLANILLA DE CORTADO Y DOBLADO

NOTA: CANTIDAD TOTAL DOS (2) LOSAS DE ACCESO.
TODAS LAS MEDIDAS DEBERÁN VERIFICARSE ANTES DEL CORTE Y DOBLADO.

POS.	Ø (mm)	FORMA	CANT. PARCIAL	NºELEM.	CANT. TOTAL	Longitud Corte(m)	Longitud Total (m)	PESO (kg.)
1	16	1db10mm c/17cm 	79	2	158	0,88	139,04	85,79
2	10	3 db 10mm 	3	2	6	13,30	79,80	49,24
3	12	1db12mm c/17cm 	80	2	160	5,72	915,20	812,70
4	12	1db12mm c/17cm 	30	2	60	15,23	913,80	1443,80
5	16	1db16mm c/17cm 	30	2	60	15,23	913,80	1443,80
6	12	1db16mm c/17cm 	80	2	160	5,20	832,00	1314,56
7	16	6 db 16mm 	6	2	12	4,90	58,80	92,90
8	12	6 db 12mm 	6	2	12	4,90	58,80	52,21
9	8	12 db 8mm 	24	2	48	4,90	235,20	92,90
10	8	1 db8mm c/17cm 	58	2	116	2,28	264,48	104,47
11	8	1 db8mm c/15cm 	58	2	116	0,73	84,68	33,45
TOTAL Losas de Acceso (kg): 5225,82								

NOTAS IMPORTANTES.

HORMIGON H-30 MPa
Acero ADN 420.
CIRSOC 201 - 2005.
Recubrimiento Mínimo (en todos los casos): 30 mm.
Ganchos en Armaduras S/CIRSOC 201. Cap. 7. Tabla 7.1.3.

01	01-05-2024.	Primer Revisión. Se informará Revisión 02.
Rev. Nº.:	Fecha.	Descripción de la Revisión.
 UNIVERSIDAD NACIONAL DE ROSARIO FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS, INGENIERÍA Y AGRIMENSURA ESPECIALIZACIÓN EN INGENIERÍA ESTRUCTURAL 		
Director: Ing.: Edgardo Rinaudo. Co-Director: Ing.: Rubén Lopez.		TRABAJO FINAL DE CARRERA DE POSGRADO
Alumna: Ing.: Ariana Cantarutti.	Descripción: PLANILLA CORTADO Y DOBLADO	Escala: indicadas
	Fecha: Mayo 2024	PLANILLA: 1