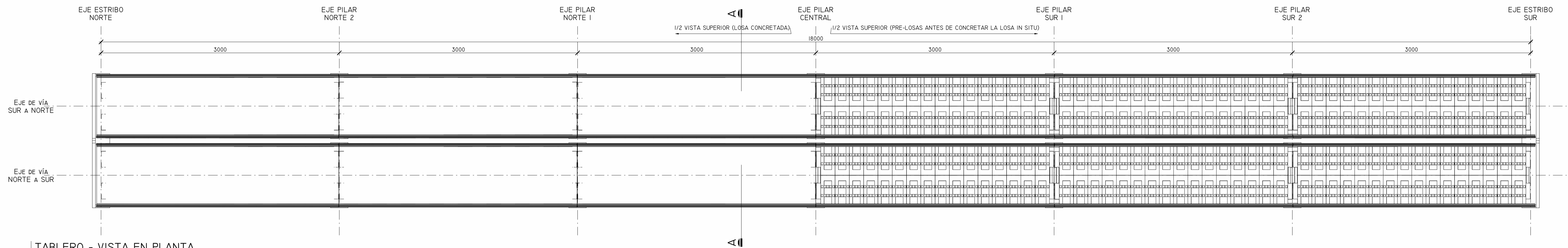


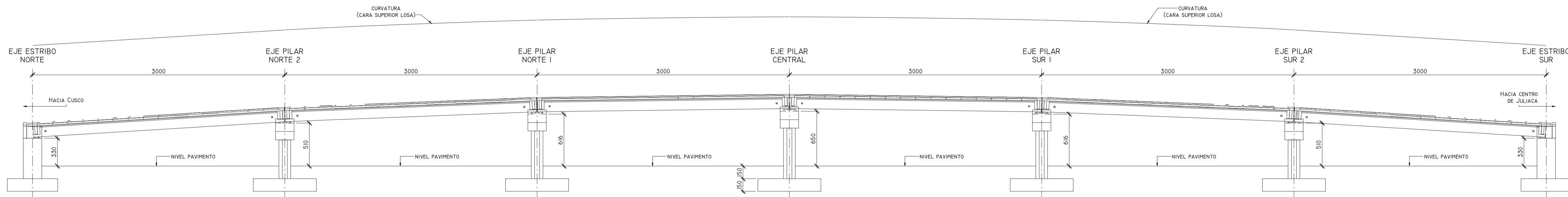
ANEXO A.

Planos de superestructura con vigas postensadas



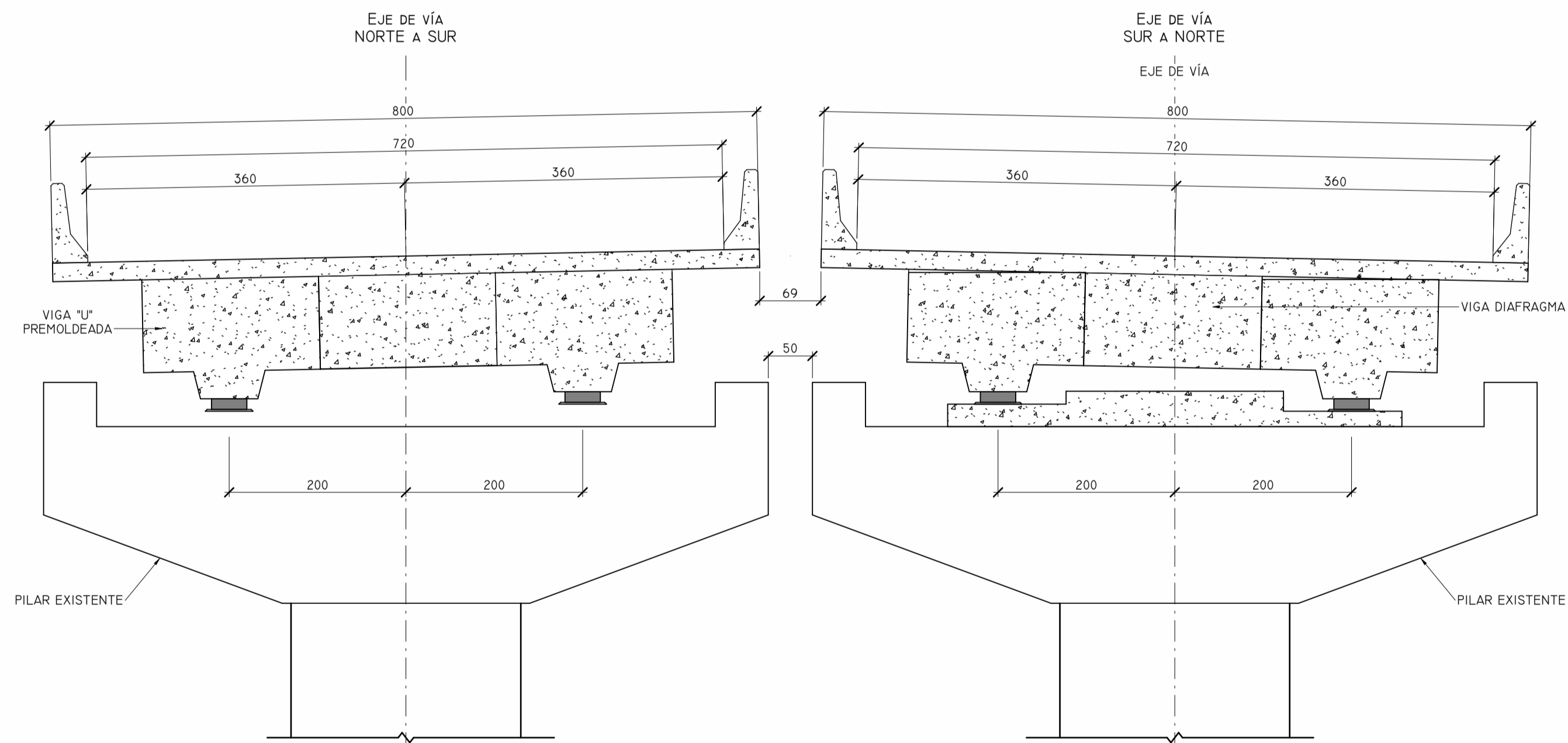
TABLERO - VISTA EN PLANTA

1 : 250



VISTA LONGITUDINAL DE ESTRUCTURA

1 : 250



SECCION TRANSVERSAL PUENTE

1 : 50

NOTAS:

LAS CARGAS MOVILES CORRESPONDE AL CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 DEL MANUAL DE PUENTES DEL PERÚ.
 LAS VIGAS PRE-MOLDEADAS SON DE CONCRETO POSTENSADO. LOS DEMAS ELEMENTOS SON DE CONCRETO ARMADO.

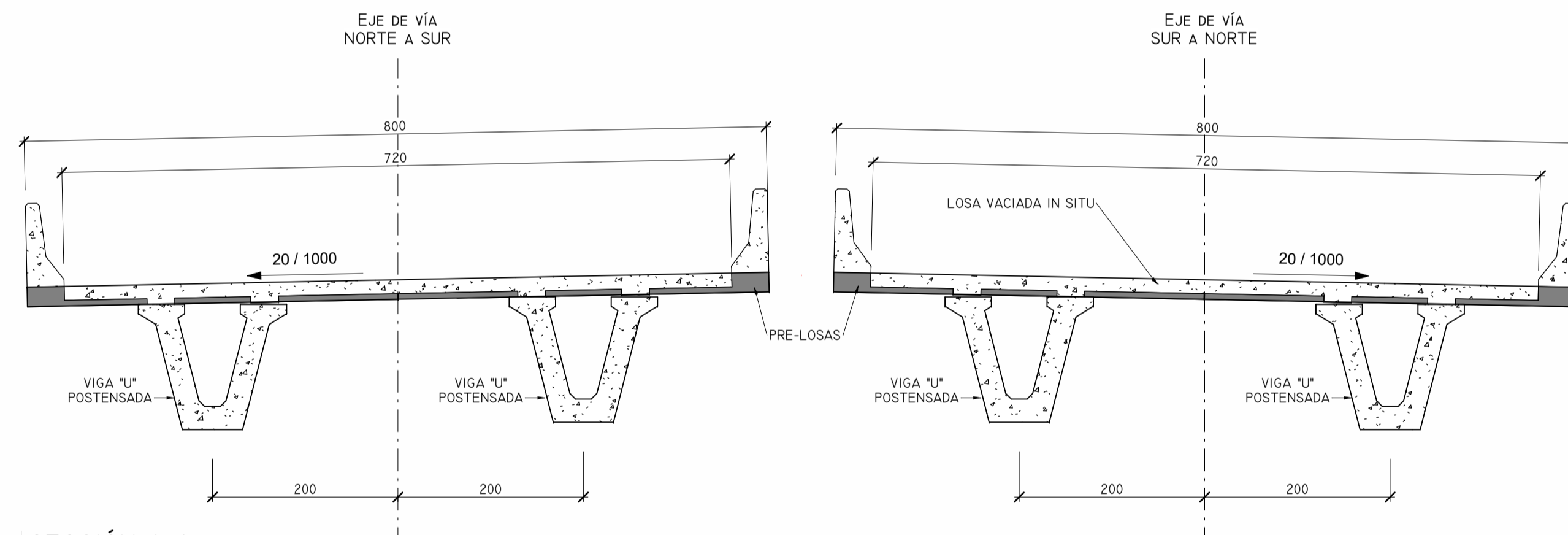
RESISTENCIAS DE CONCRETO:
 VIGAS POSTENSADAS $f'c \geq 350 \text{ KG/CM}^2$
 DIAFRAGMAS, PRE-LOSAS Y LOSA Y BARRERA "NEW JERSEY" $f'c \geq 280 \text{ KG/CM}^2$

ARMADURAS:
 PARA CONCRETO POSTENSADO ASTM A416-270 DE BAJA RELAJACIÓN
 PARA CONCRETO ARMADO ASTM A615 - GRADO 60

RECUBRIMIENTOS DE ARMADURA:
 DUCTOS DE TENDONES, ESTRIBOS CIRCUNDANTES, 4.00 CM
 CARA SUPERIOR DE LOSA Y BARRERA "NEW JERSEY"
 PRE-LOSAS DE CONCRETO ARMADO 2.50 CM
 DEMAS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO 3.00 CM

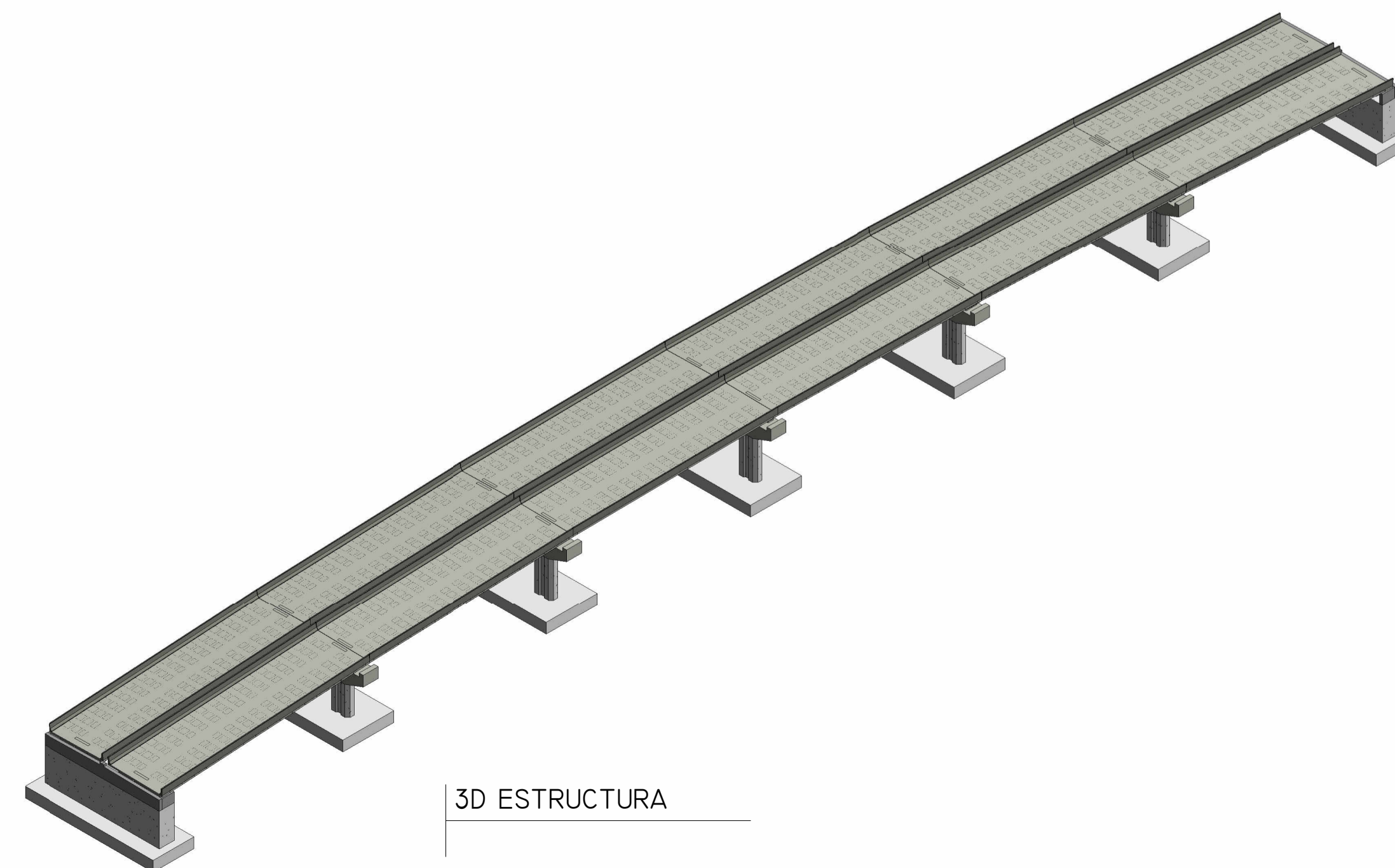
PESO DE CADA VIGA PRE-MOLDEADA = 65.50 TONELADAS

TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN CENTÍMETROS. A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

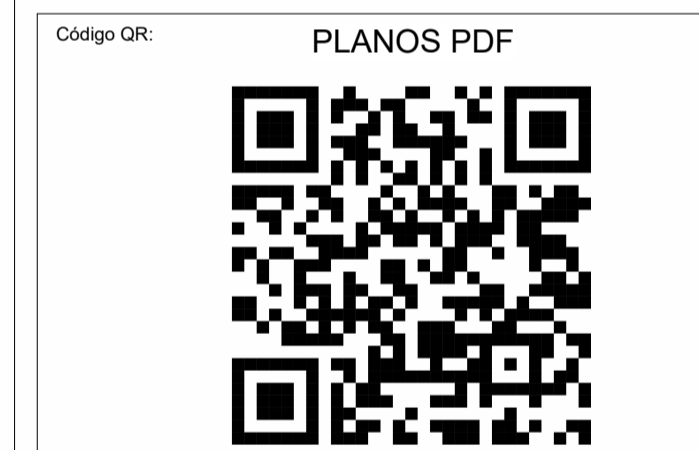


SECCIÓN A-A

1 : 50



3D ESTRUCTURA



INTERCAMBIO A
 DESNIVEL -
 SUPERESTRUCTURA CON
 VIGAS POSTENSADAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA
 Especialidad: ESTRUCTURAS

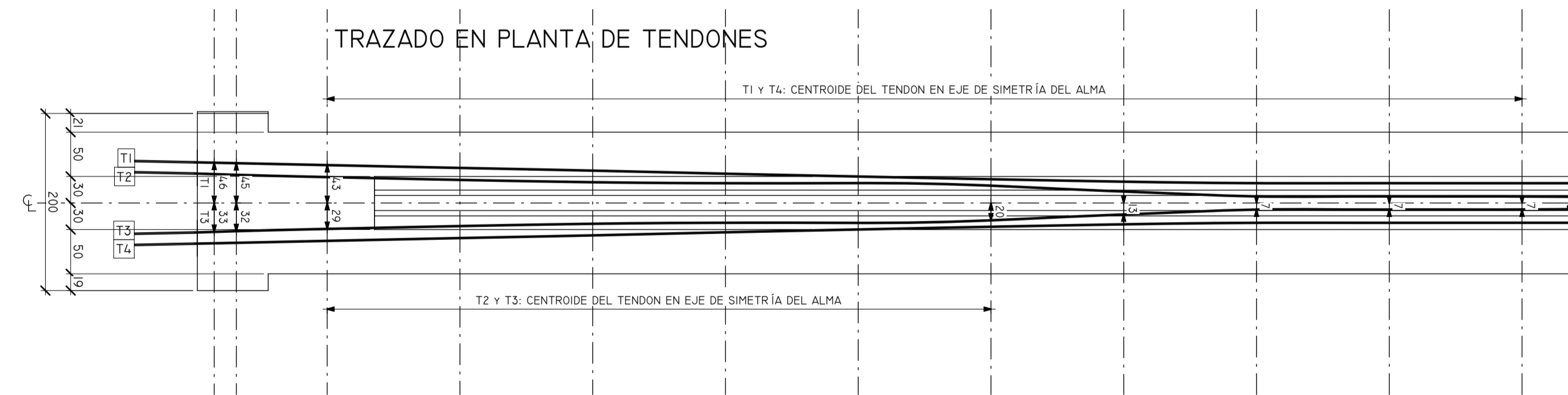
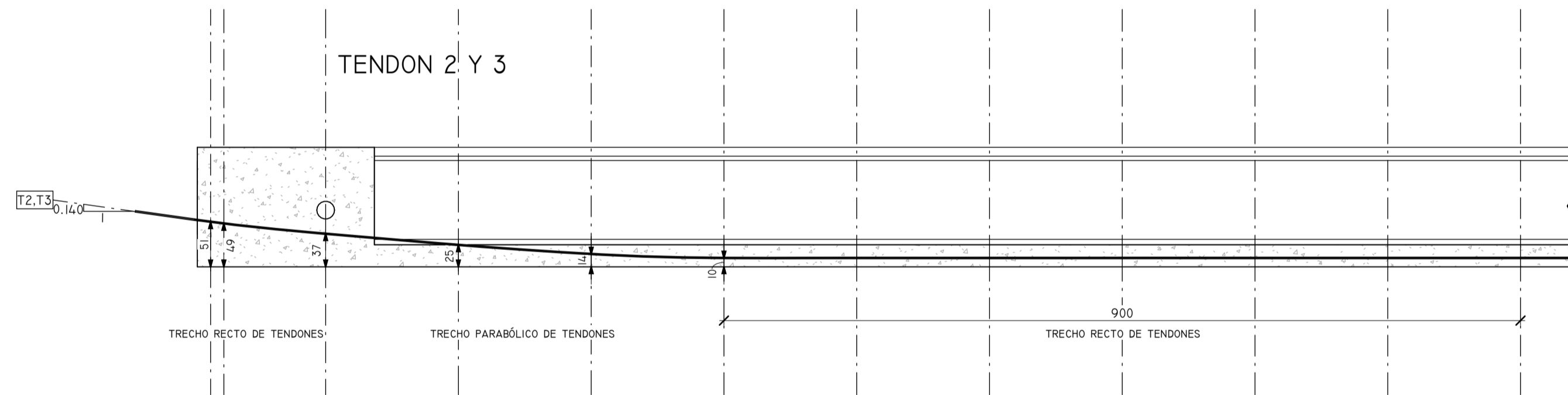
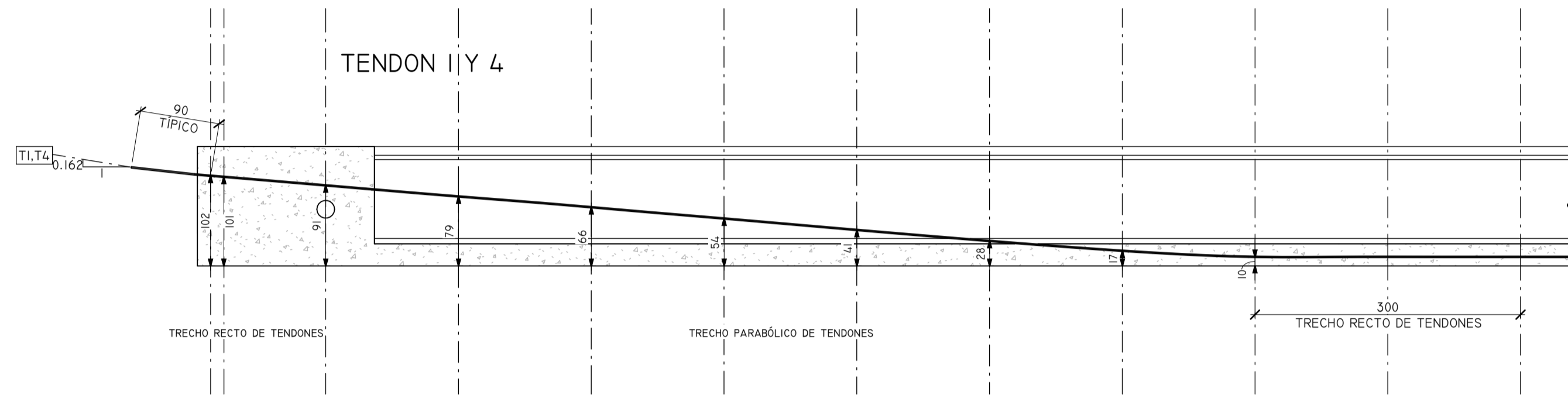
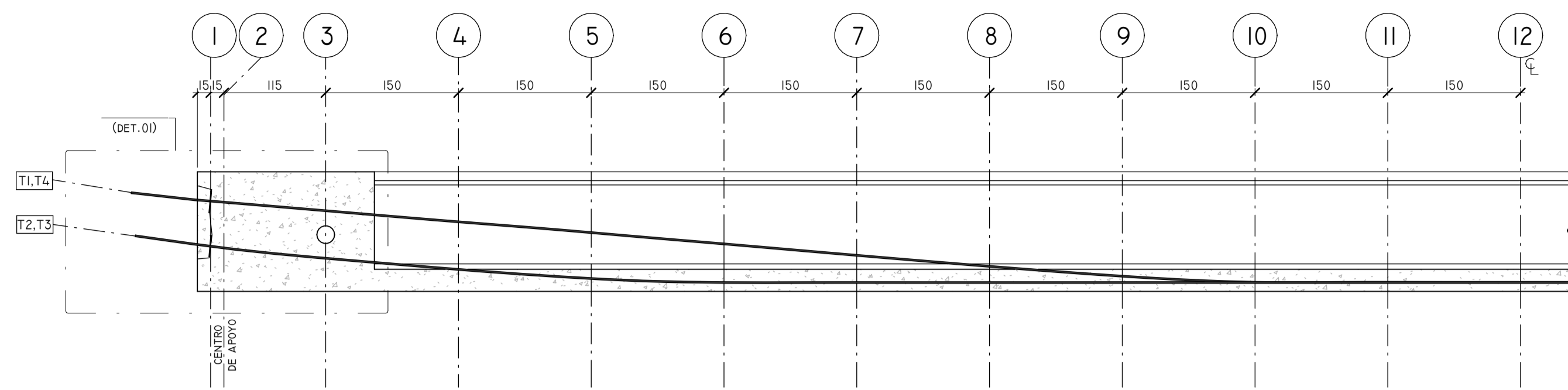
ENCOFRADO DEL
 TABLERO - PLANTA,
 ELEVACIÓN Y DETALLES

Fecha: DICIEMBRE 2022
 Elaborado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE
 Código: 151760
 Dibujado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE
 Escala: Como se indica

E-01

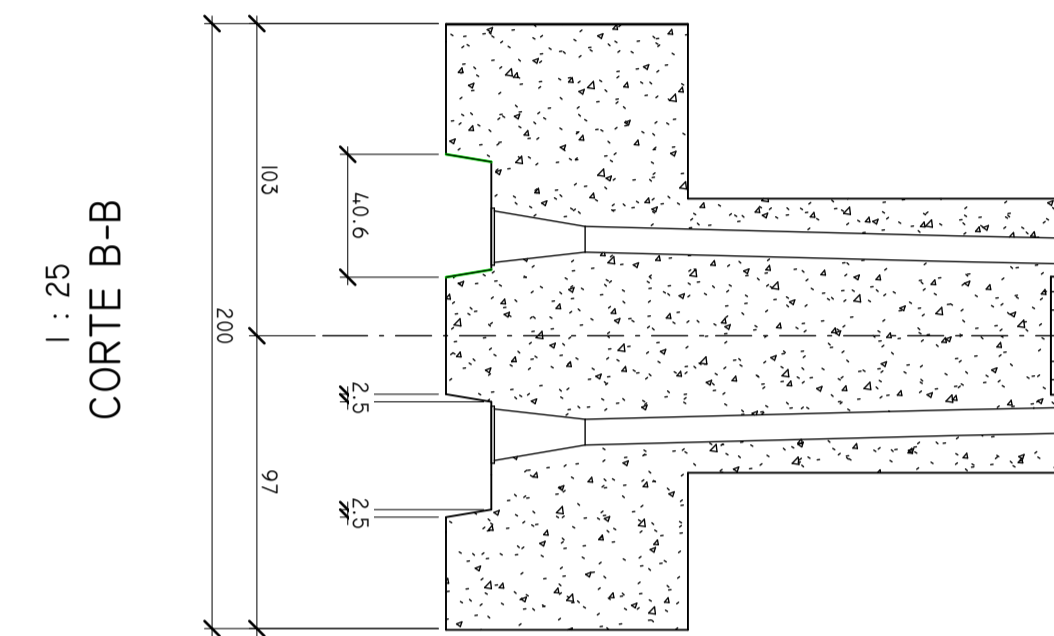
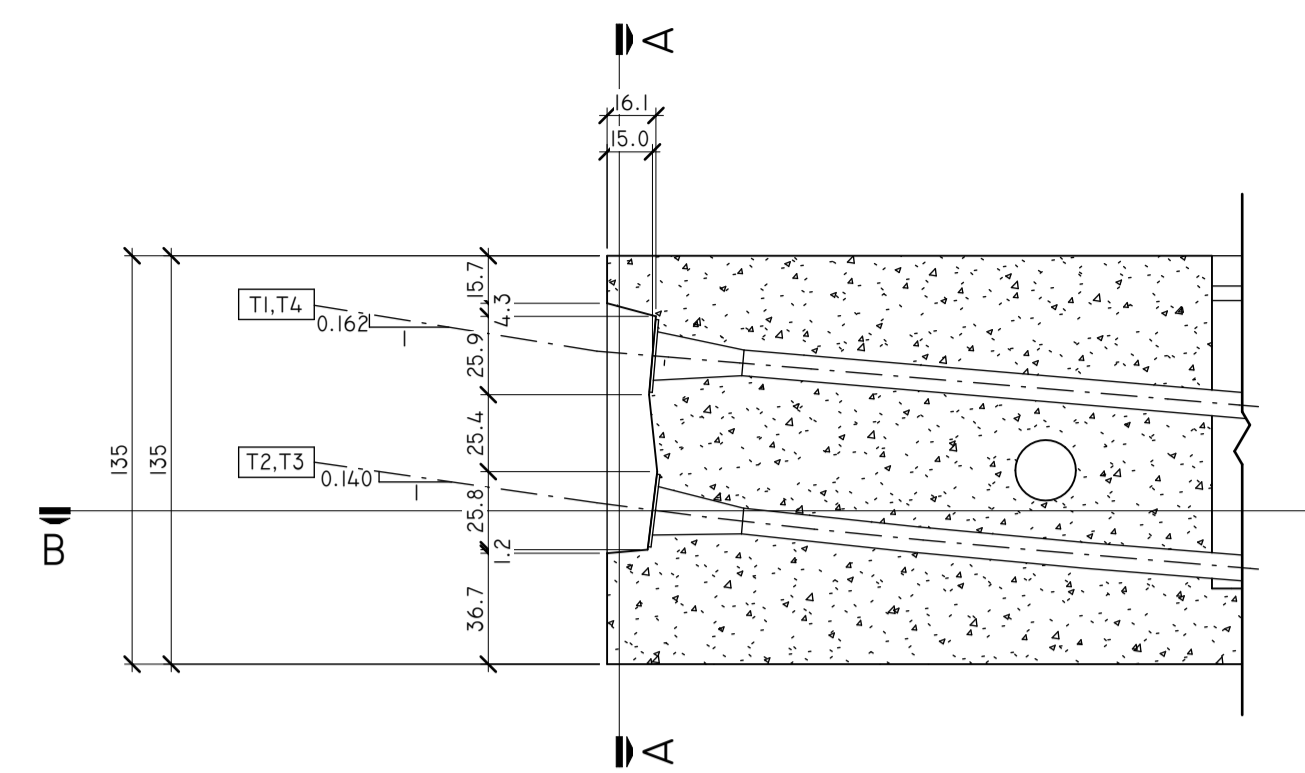
SC - TRAZADO LONGITUDINAL DE TENDONES

1 : 50



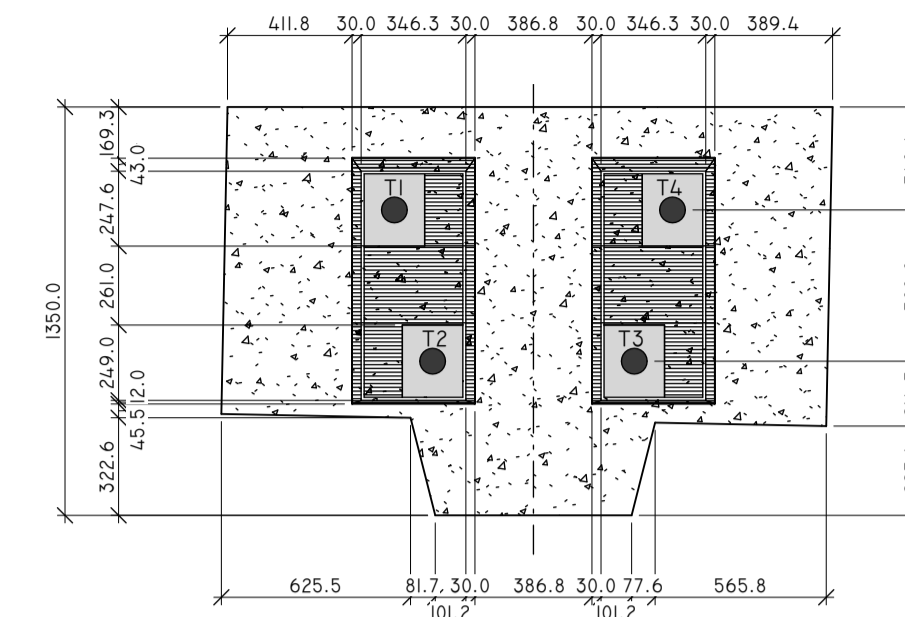
SC -DETALLE 01

1 : 25



CORTE A-A

1 : 25



METRADO DE TENDONES, DUCTOS Y DISPOSITIVOS DE ANCLAJE					
CADA TENDON ESTA COMPUESTO POR 11 (ONCE) TORONES DE Ø 15.2 MM					
FUERZA DE POSTENSADO EN EXTREMOS DE TODOS LOS TENDONES = 212 TONF					
TENDÓN	CANTIDAD POR VIGA	LONGITUDES (M)		ALARGAMIENTO DE CABLE (MM)	PESO DE CABLE (KG)
		DUCTO	TENDON		
T1 (= T4)	2	29.78	31.58	210	765.63
T2 (= T3)	2	29.75	31.55	210	764.90
PARCIAL PARA 1 VIGA		119.06	126.26		1530.52
CANTIDAD TOTAL PARA SUPERESTRUCTURA 2 VÍAS - 6 TABLEROS (24 VIGAS)					
TENDONES (KG)					36732.57
DUCTOS (M)					2857.44
DISPOSITIVOS DE ANCLAJE ACTIVOS (UND)					192.00
ORDEN DE POSTENSADO: T1 - T2 - T3- T4					

DISTANCIA DE ACOMODO DE LAS CUÑAS CONSIDERADAS = 6 MM

NOTAS:

LAS CARGAS MOVILES CORRESPONDE AL CAMIÓN DE DISEÑO HL-93 DEL MANUAL DE PUENTES DEL PERÚ.

LAS VIGAS PRE-MOLDEADAS SON DE CONCRETO POSTENSADO. LOS DEMAS ELEMENTOS SON DE CONCRETO ARMADO.

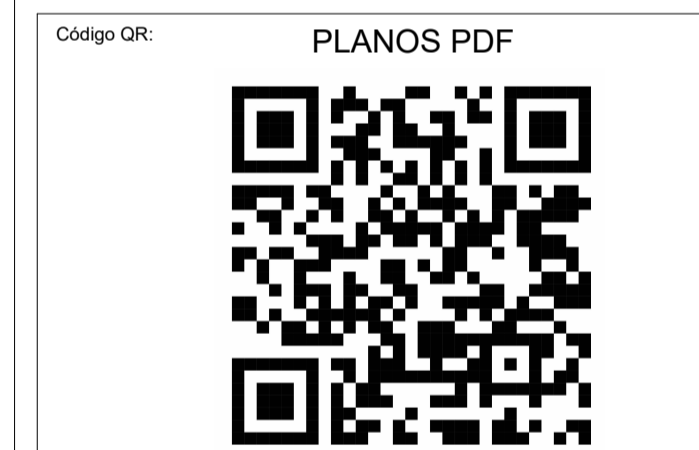
RESISTENCIAS DE CONCRETO:
 VIGAS POSTENSADAS $F'c >= 350 \text{ KG/CM}^2$
 DIAFRAGMAS, PRE-LOSAS Y LOSA Y BARRERA "NEW JERSEY" $F'c >= 280 \text{ KG/CM}^2$

ARMADURAS:
 PARA CONCRETO POSTENSADO ASTM A416-270 DE BAJA RELAJACIÓN
 PARA CONCRETO ARMADO ASTM A615 - GRADO 60

RECUBRIMIENTOS DE ARMADURA:
 DUCTOS DE TENDONES, ESTRIBOS CIRCUNDANTES, 4.00 CM
 CARA SUPERIOR DE LOSA Y BARRERA "NEW JERSEY" 2.50 CM
 PRE-LOSAS DE CONCRETO ARMADO 3.00 CM
 DEMAS ELEMENTOS DE CONCRETO ARMADO

PESO DE CADA VIGA PRE-MOLDEADA = 65.50 TONELADAS

TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN CENTÍMETROS. A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA
 Especialidad: ESTRUCTURAS

ARMADURA DE POSTENSADO - ELEVACIÓN DE TENDONES

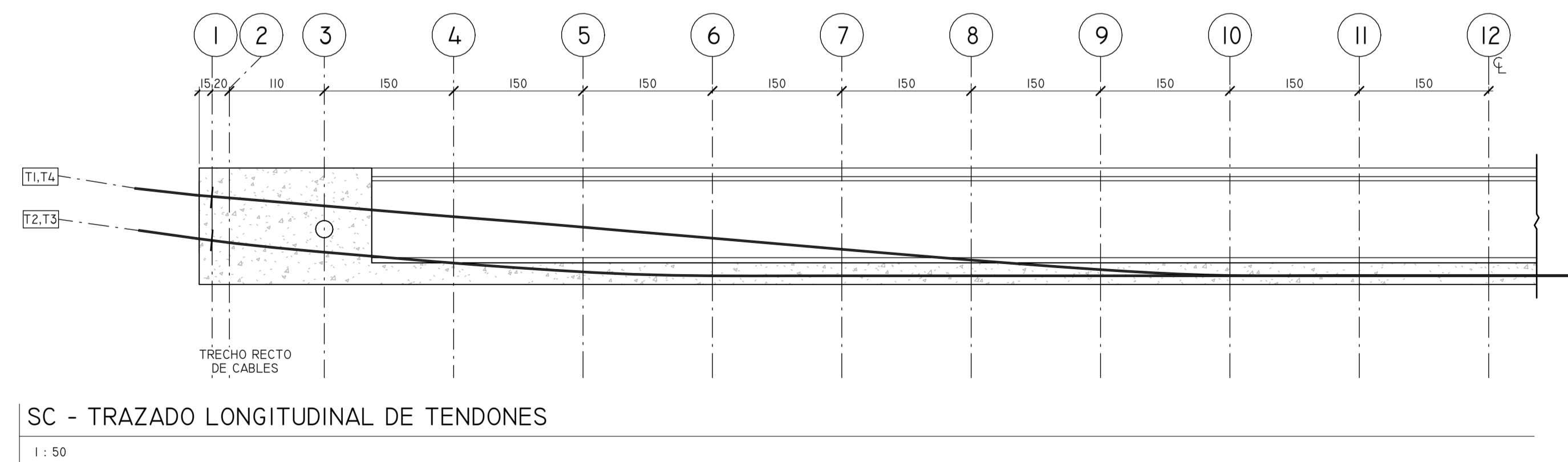
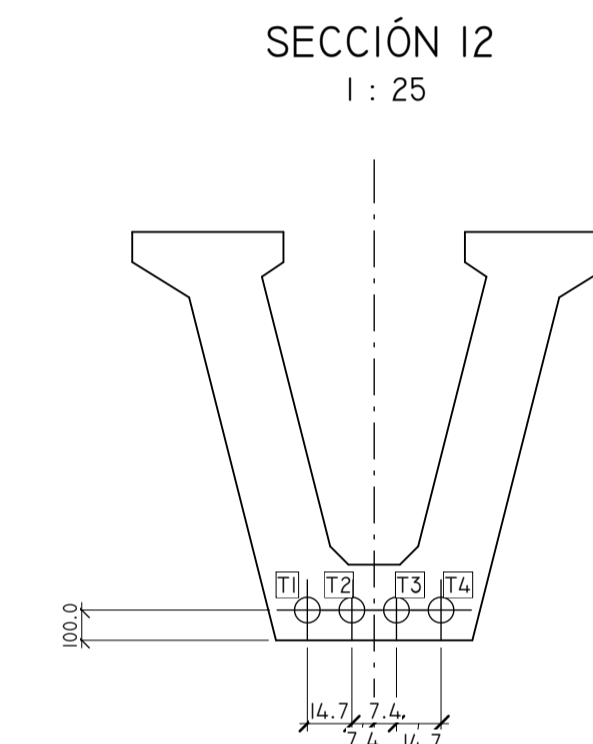
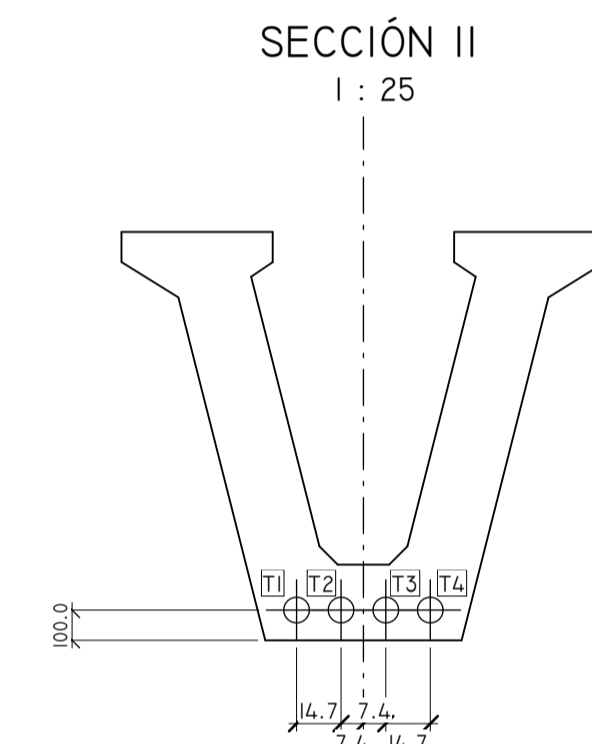
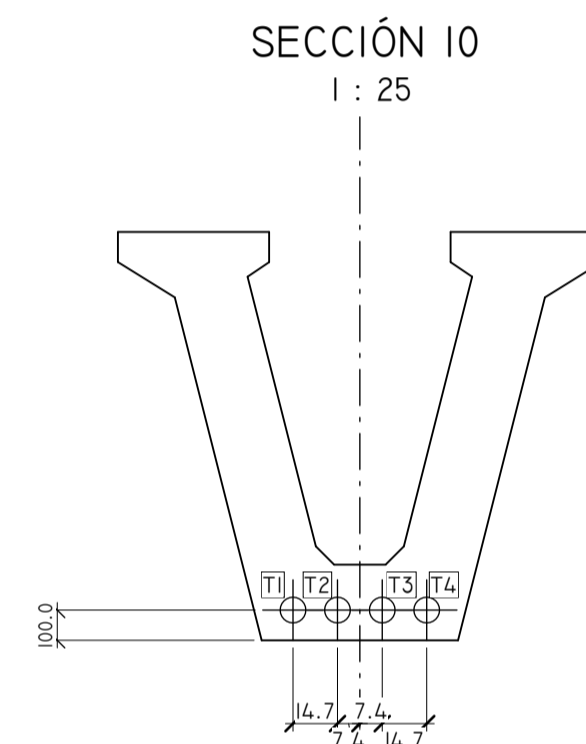
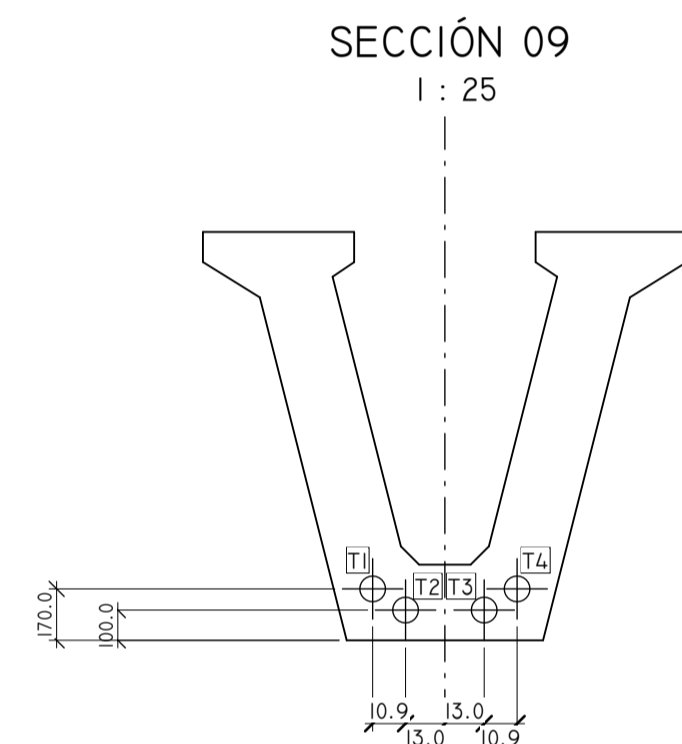
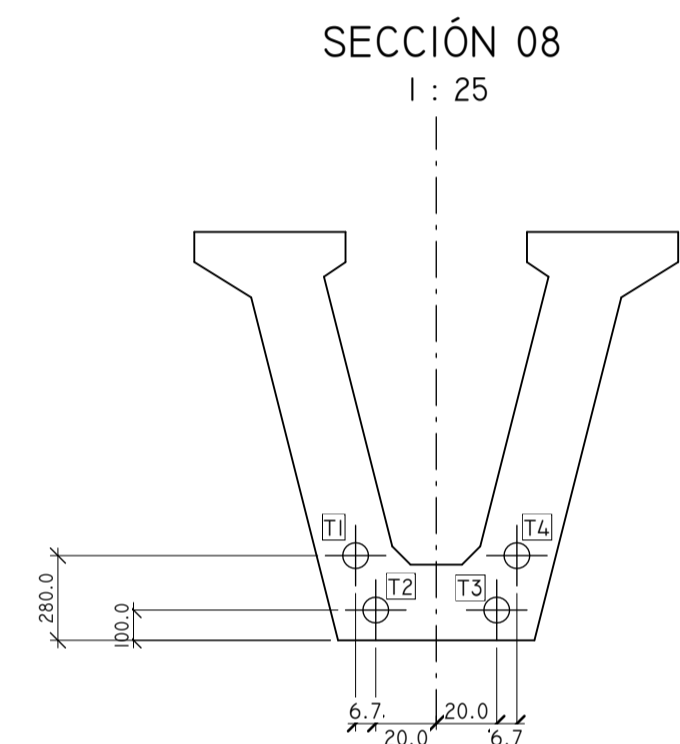
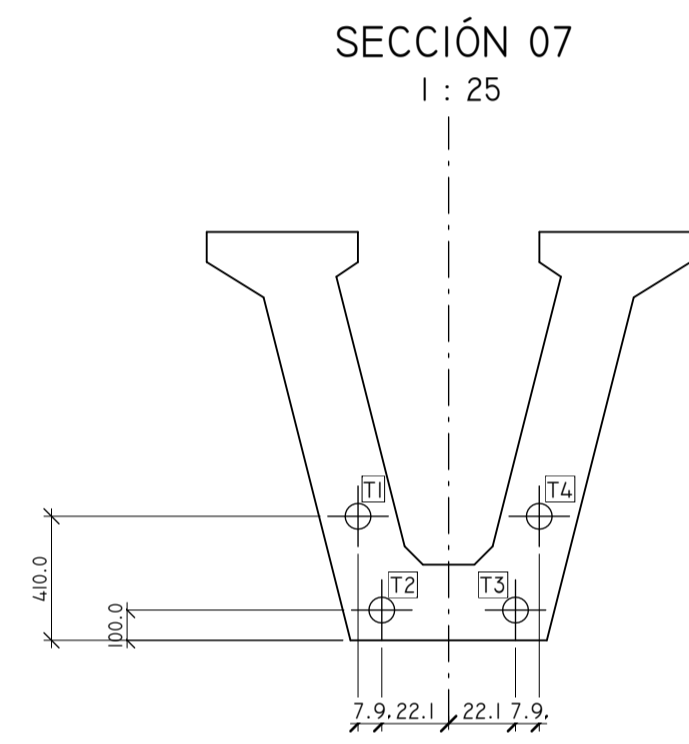
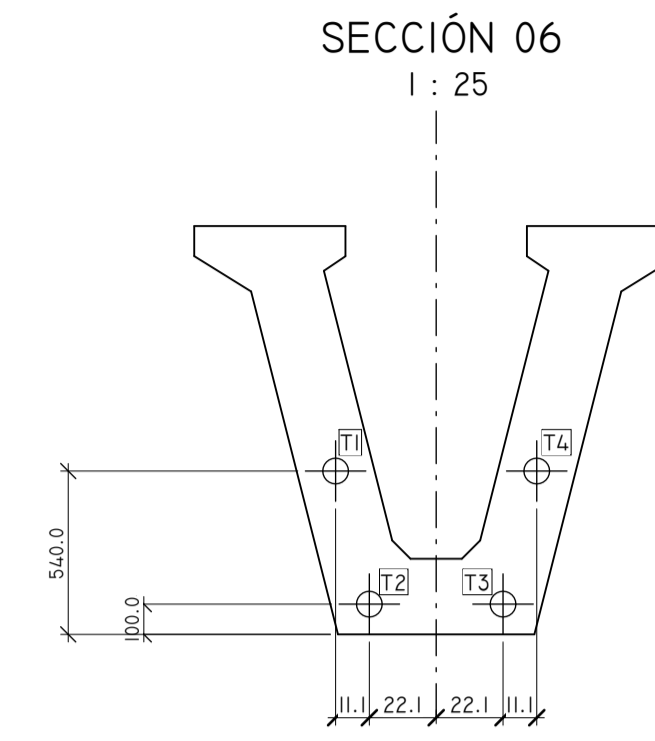
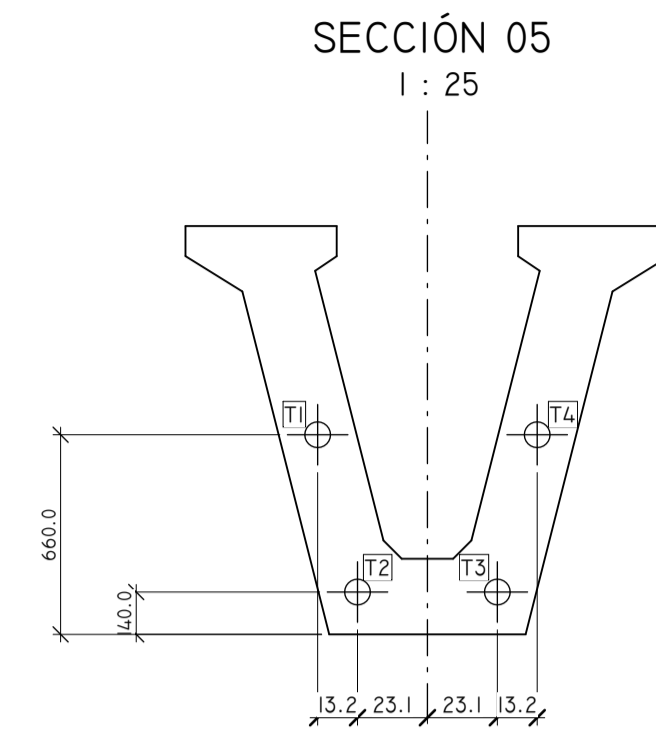
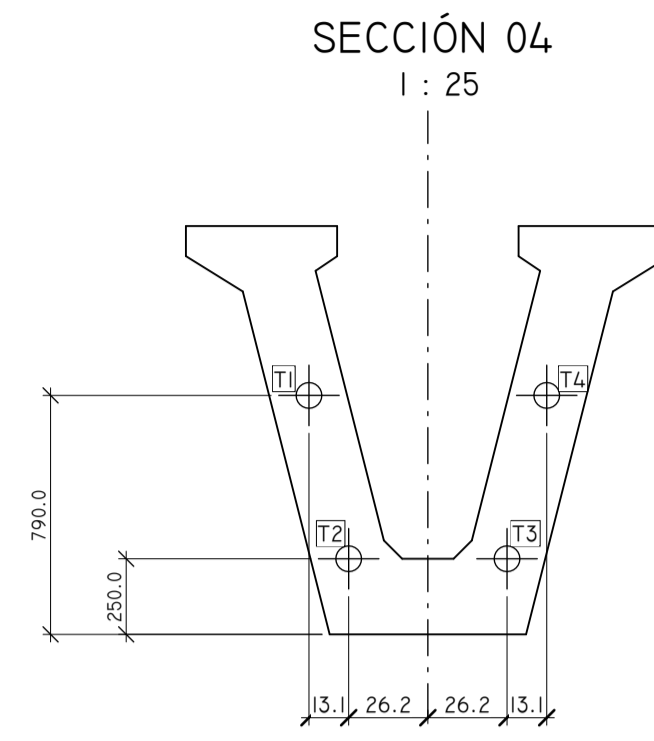
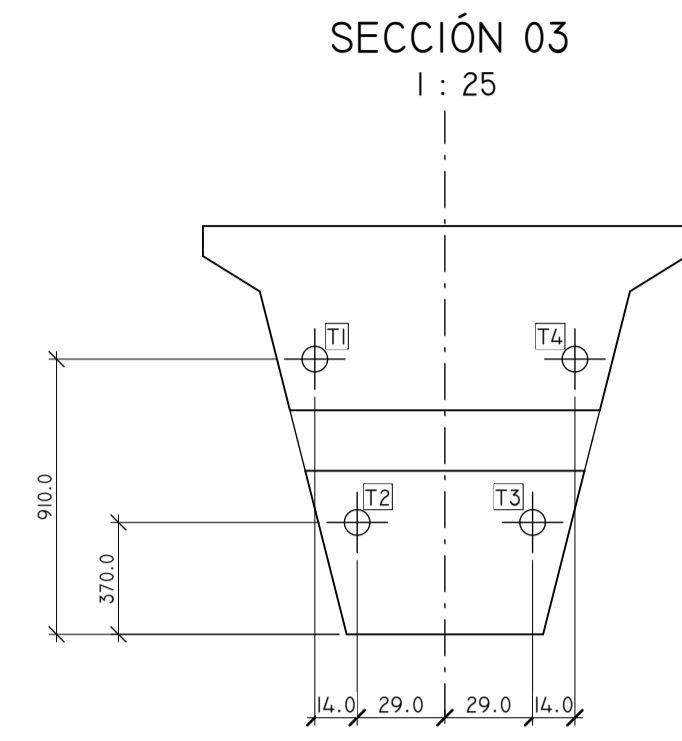
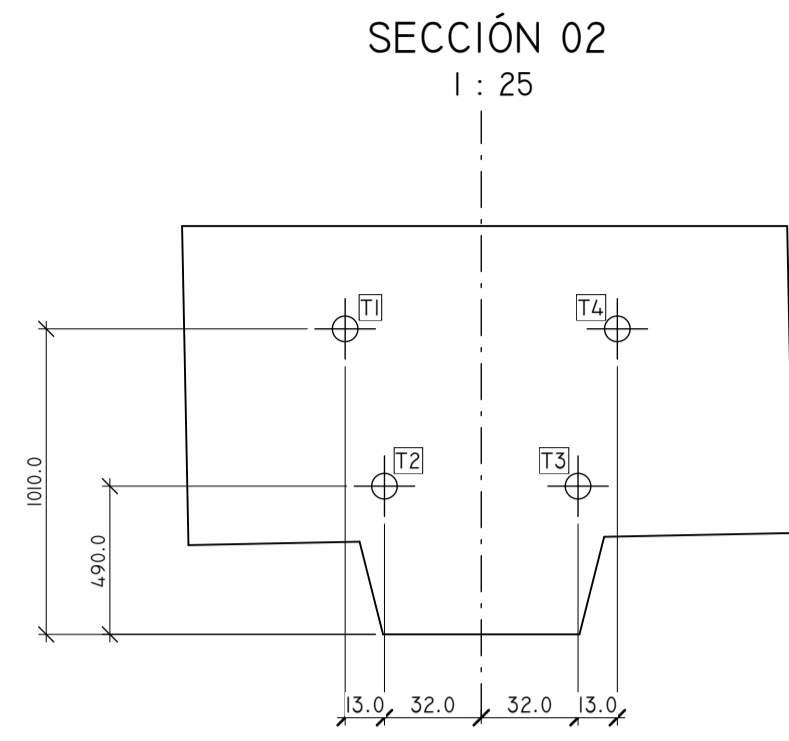
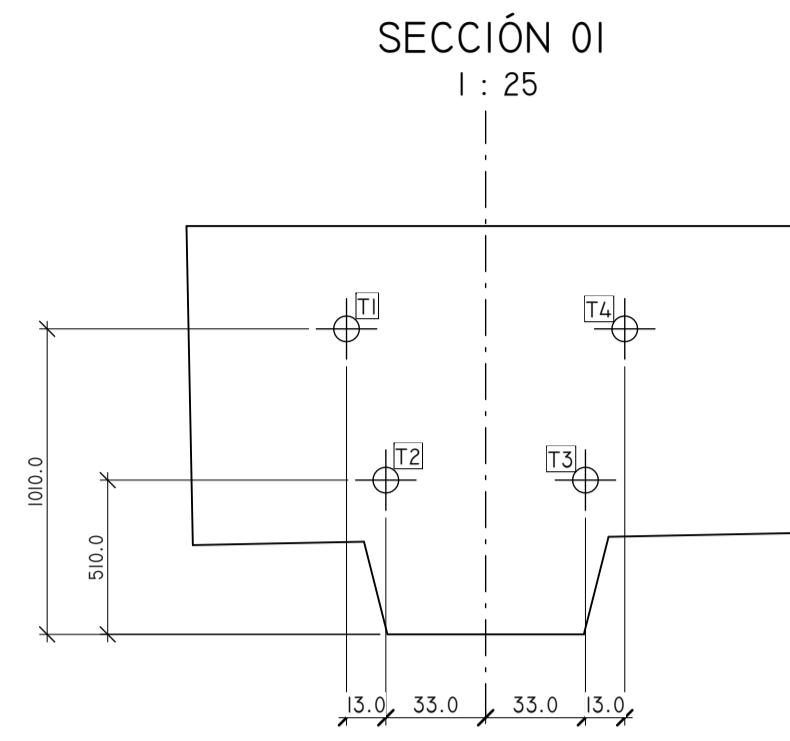
Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE
 Código: 151760

Dibujado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE

E-02

Escala: Como se indica



NOTAS:
TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN CENTÍMETROS. A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.
LOS DETALLES REFERENTES A LA ZONA DE ANCLAJE SE ENCUENTRAN EN EL PLANO E-02.

Código QR: PLANOS PDF



INTERCAMBIO A
DESNIVEL -
SUPERESTRUCTURA CON
VIGAS POSTENSADAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

ARMADURA DE
POSTENSADO -
SECCIONES
TRANSVERSALES

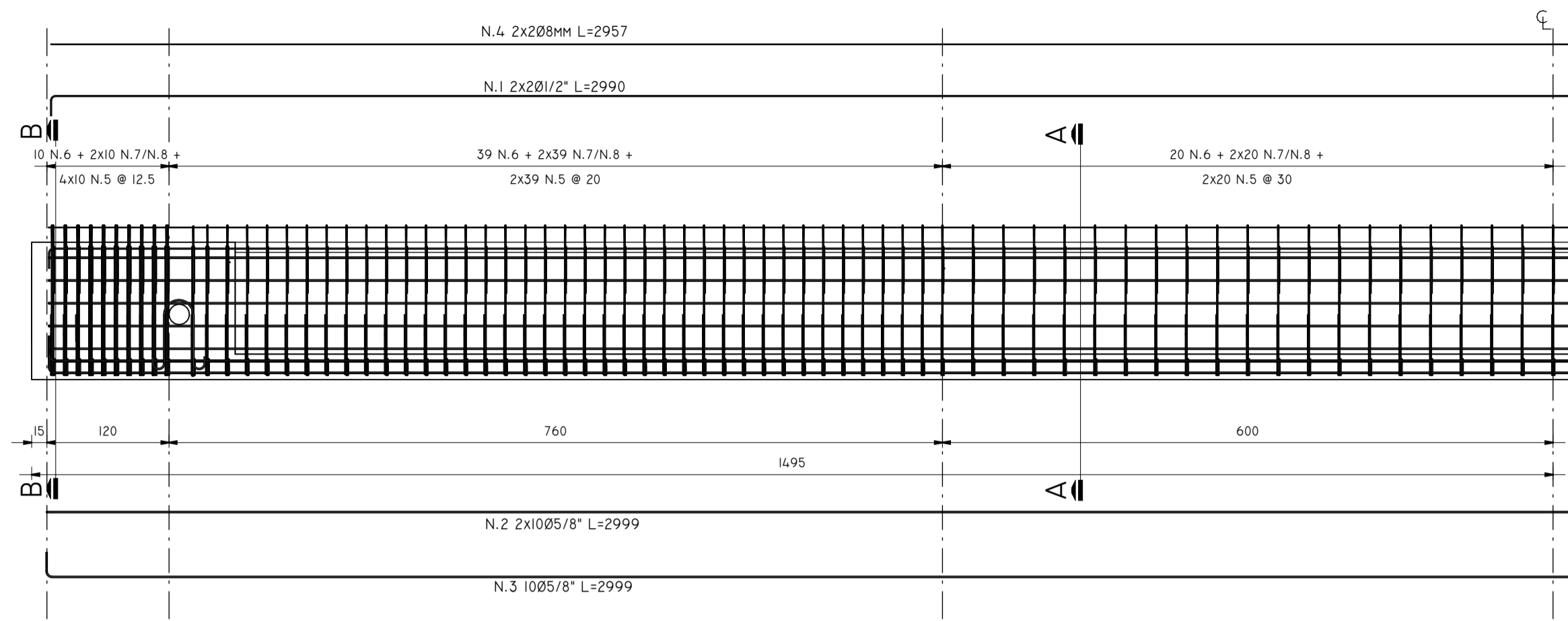
Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE
Código: 151760

Dibujado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE

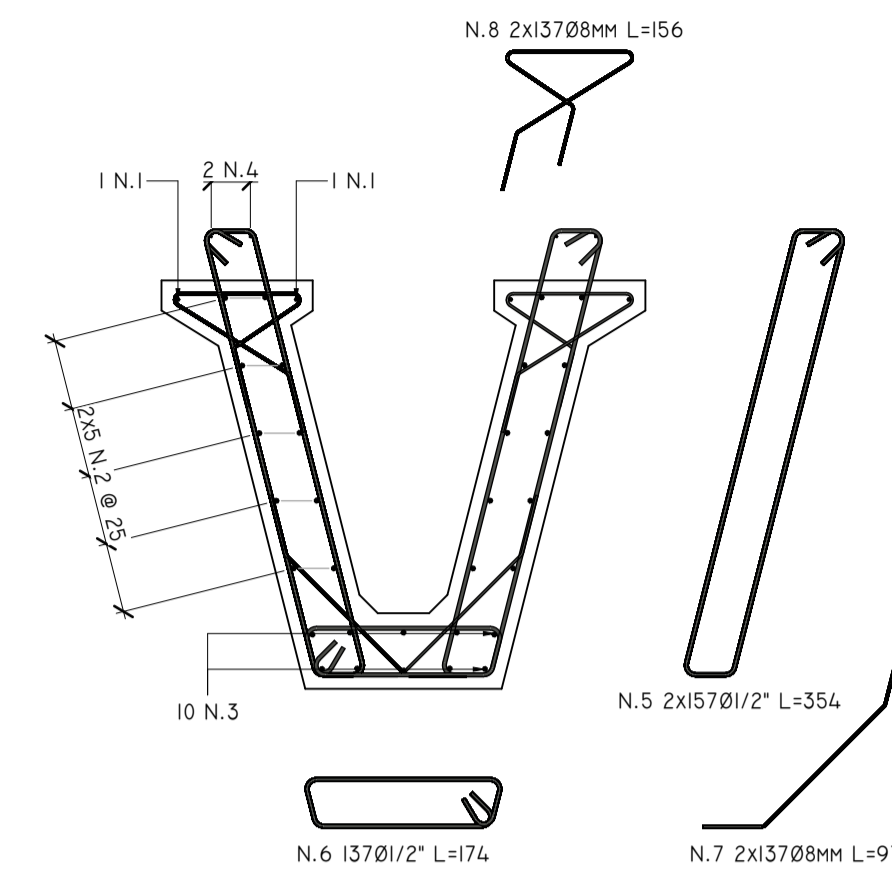
E-03

Escala: Como se indica



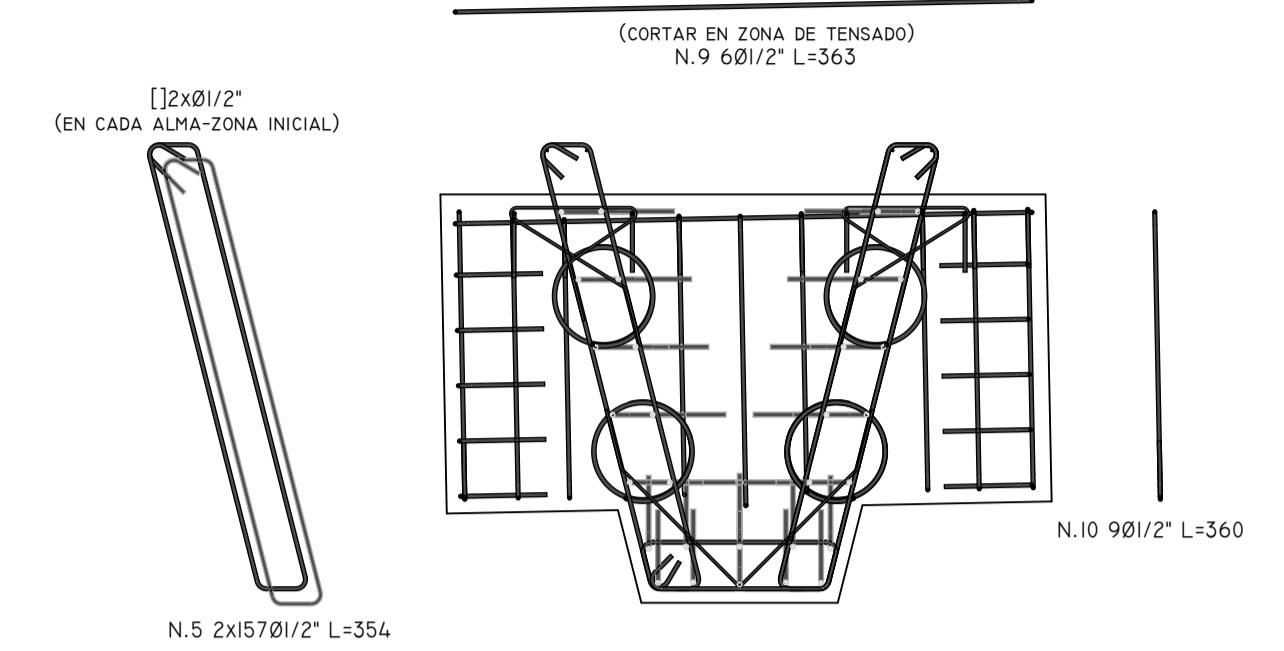
SC - VIGA PRE-MOLDEADA

1 : 50



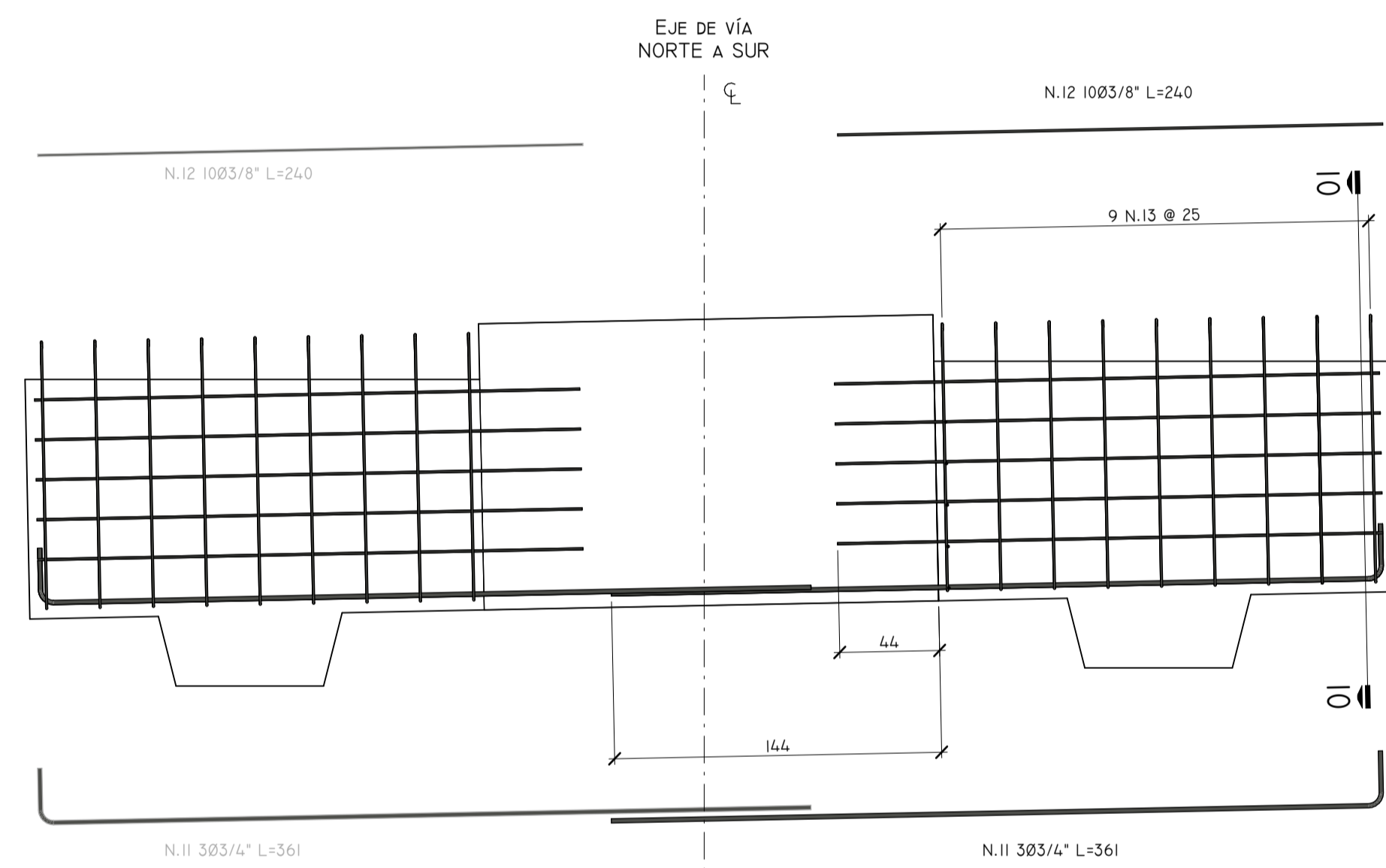
CORTE A-A

1 : 25



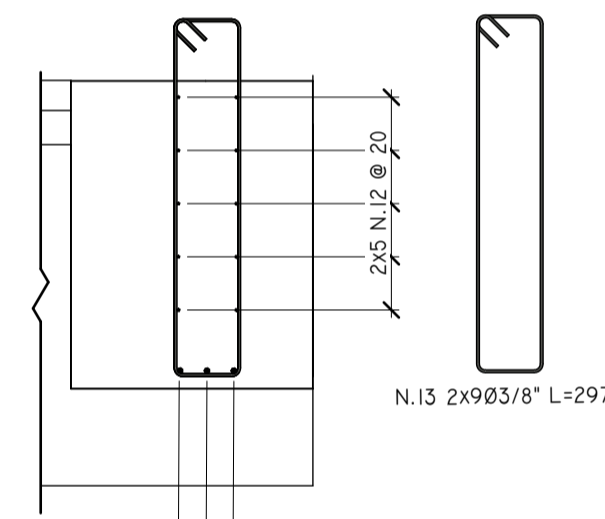
CORTE B-B

1 : 25



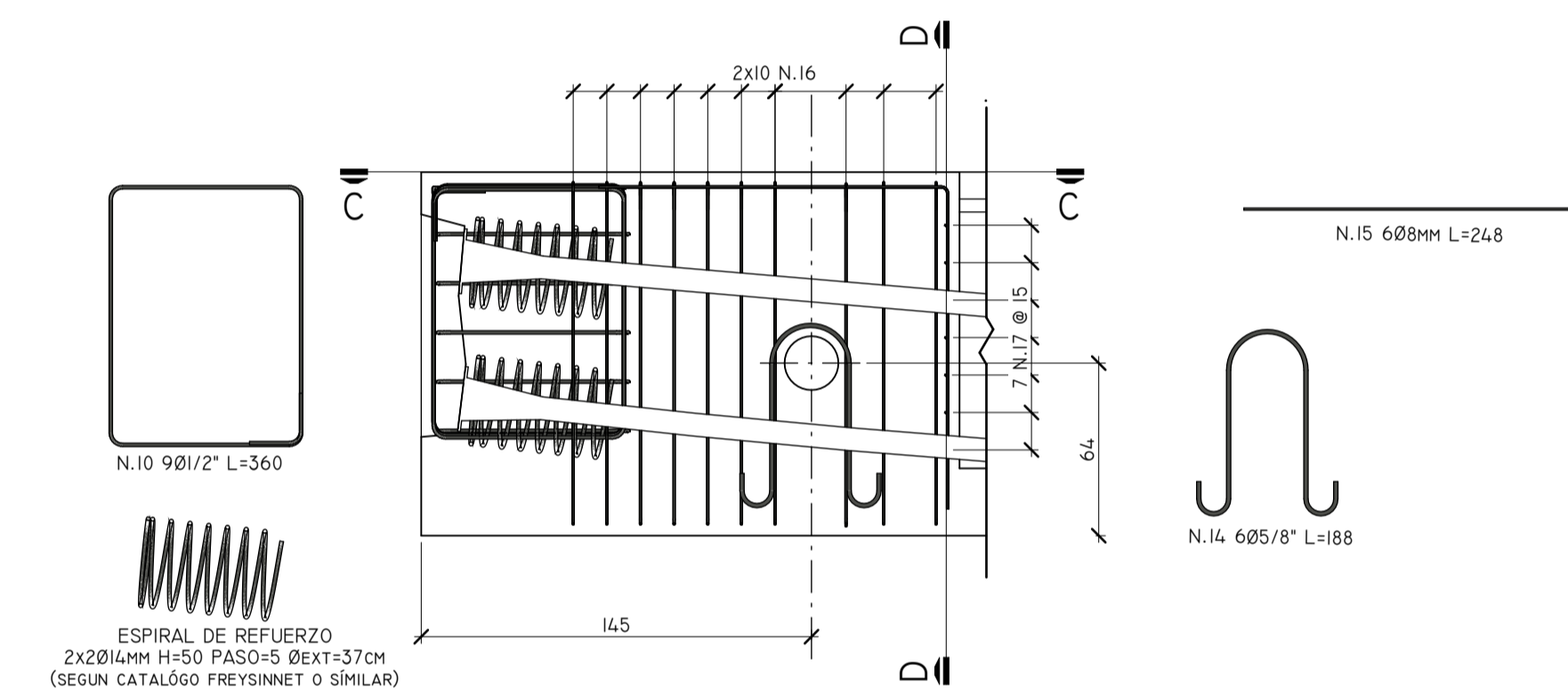
ACERO PARA VIGA DIAFRAGMA

1 : 25



SECCIÓN 01-01

1 : 25



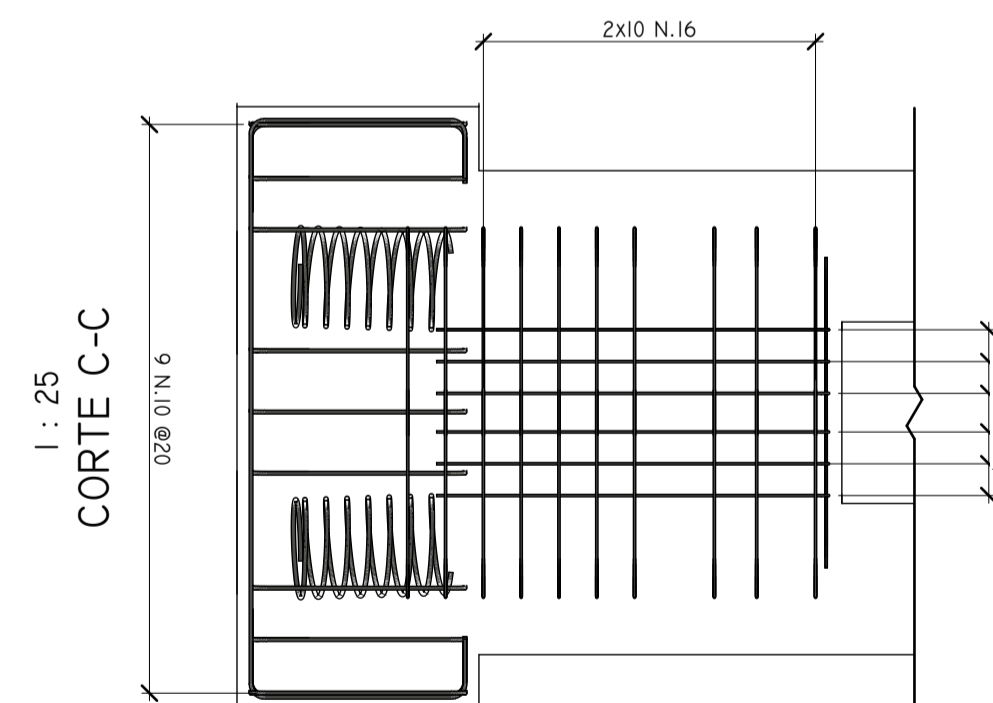
ACERO EN ZONA DE ANCLAJE

1 : 25

T.01 - ACERO PASIVO (I VIGA)				
N.	Ø (PULG.)	CANTIDAD	LONGITUD	TOTAL (CM)
1	1/2"	4	2991	11963
2	5/8"	20	2999	59981
3	5/8"	10	2999	29991
4	5/16"	4	2957	11828
5	1/2"	314	354	111056
6	1/2"	137	174	23815
7	5/16"	274	97	26447
8	5/16"	274	156	42737
9	1/2"	12	363	4355
10	1/2"	18	360	6474
11	3/4"	6	361	2164
12	3/8"	20	240	4800
13	3/8"	18	297	5337
14	5/8"	12	188	2259
15	5/16"	12	248	2978
16	5/16"	40	382	15288
17	5/16"	14	102	1428

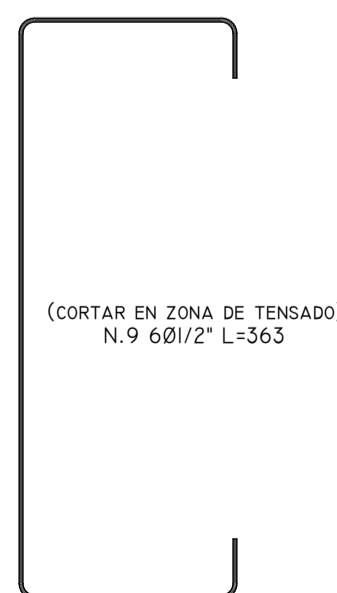
RESUMEN DE ACERO PASIVO (I VIGA PT)			
Ø (PULG.)	TOTAL (CM)	PESO LINEAL (KG/M)	PESO (KG)
5/16"	100706	0.40	402.83
3/8"	10137	0.56	56.77
1/2"	157663	0.99	1560.86
5/8"	92231	1.55	1429.58
3/4"	2164	2.24	48.47
TOTAL GENERAL	362901		3498.51

TOTAL ACERO PASIVO (24 VIGAS PT)			
Ø (PULG.)	TOTAL (CM)	PESO LINEAL (KG/M)	PESO (KG)
5/16"	2416950	0.40	9667.80
3/8"	243291	0.56	1362.43
1/2"	3783902	0.99	37460.63
5/8"	2213549	1.55	34310.01
3/4"	51933	2.24	1163.30
TOTAL GENERAL	8709626		83964.18



CORTE C-C

1 : 25



(CORTAR EN ZONA DE TENSADO)

N.9 601/2" L=363

NOTAS:

TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN CENTÍMETROS. A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

CONCRETO: F'C >= 350 KG/CM²

RECUBRIMIENTO DE ARMADURA = 3.00 CM

LA ARMADURA DE LA ZONA DE ANCLAJE FUE ADOPTADA DE LA PATENTE FREYSINET Y LA MISMA PODRA SER REEMPLAZADA POR OTRA PATENTE, CUMPLIENDO LOS REQUISITOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL.



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

ARMADURA PASIVA DE VIGAS

Fecha: DICIEMBRE 2022

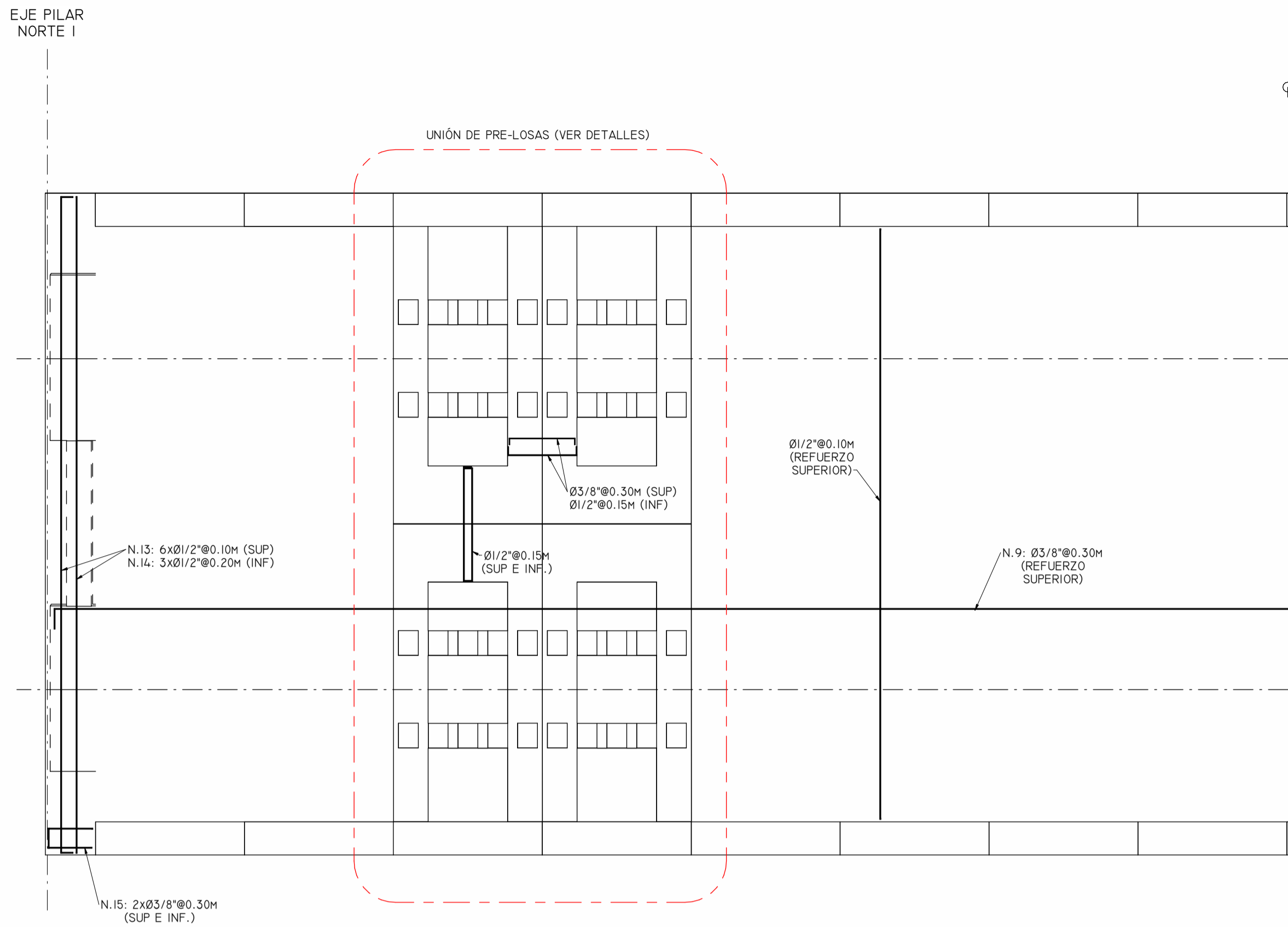
Elaborado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE

Dibujado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE

Código: 151760

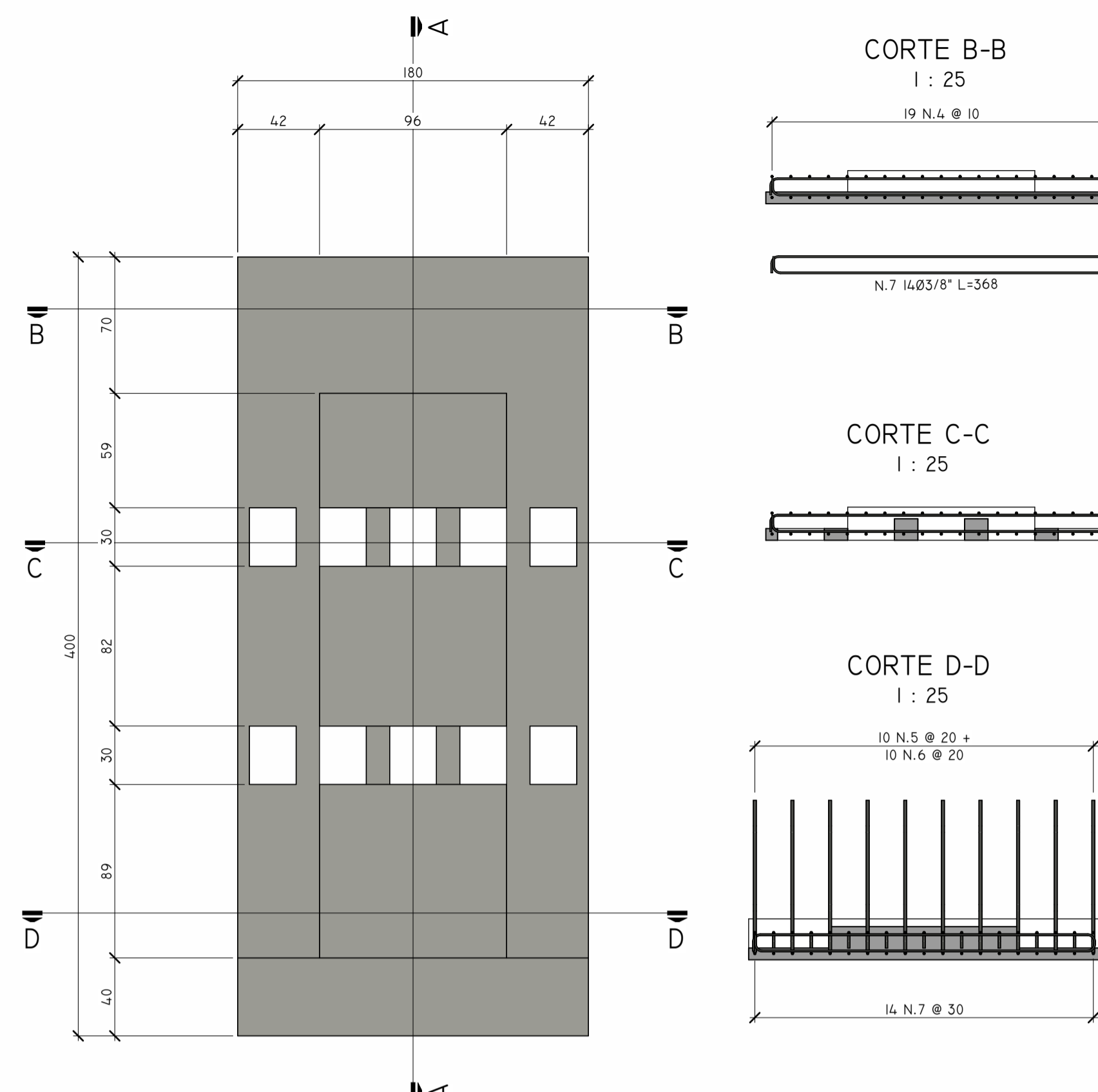
E-04

Escala: Como se indica



PL - ARMADO TÍPICO DE I TABLERO

1 : 50

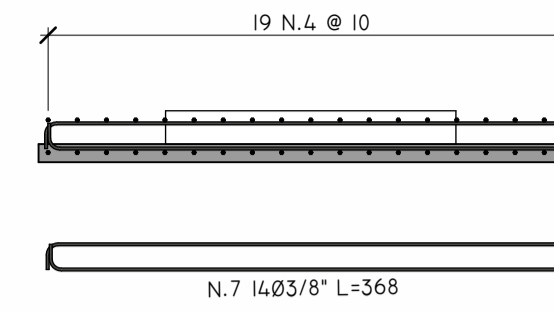


PL - PRE-LOSA (TÍPICA) x384

1 : 25

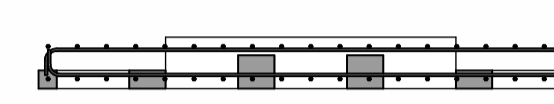
CORTE B-B

1 : 25



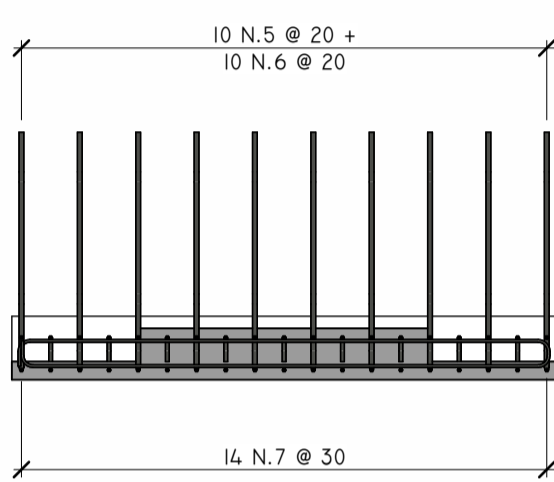
CORTE C-C

1 : 25



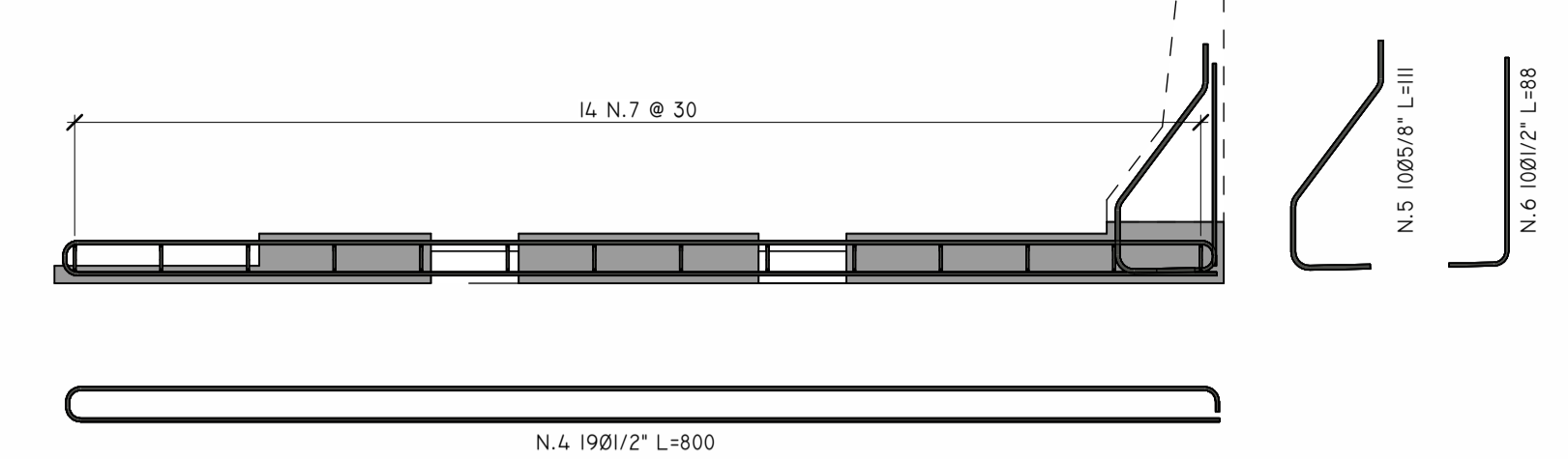
CORTE D-D

1 : 25

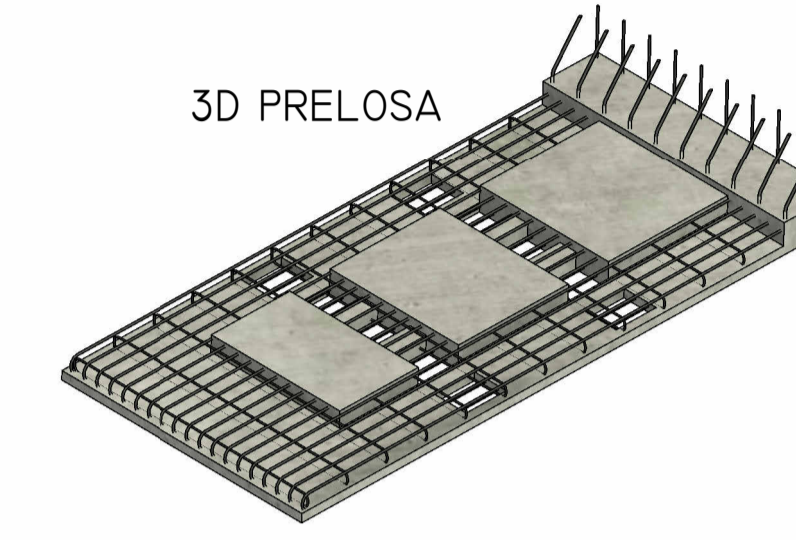


CORTE A-A

1 : 25



3D PRELOSA

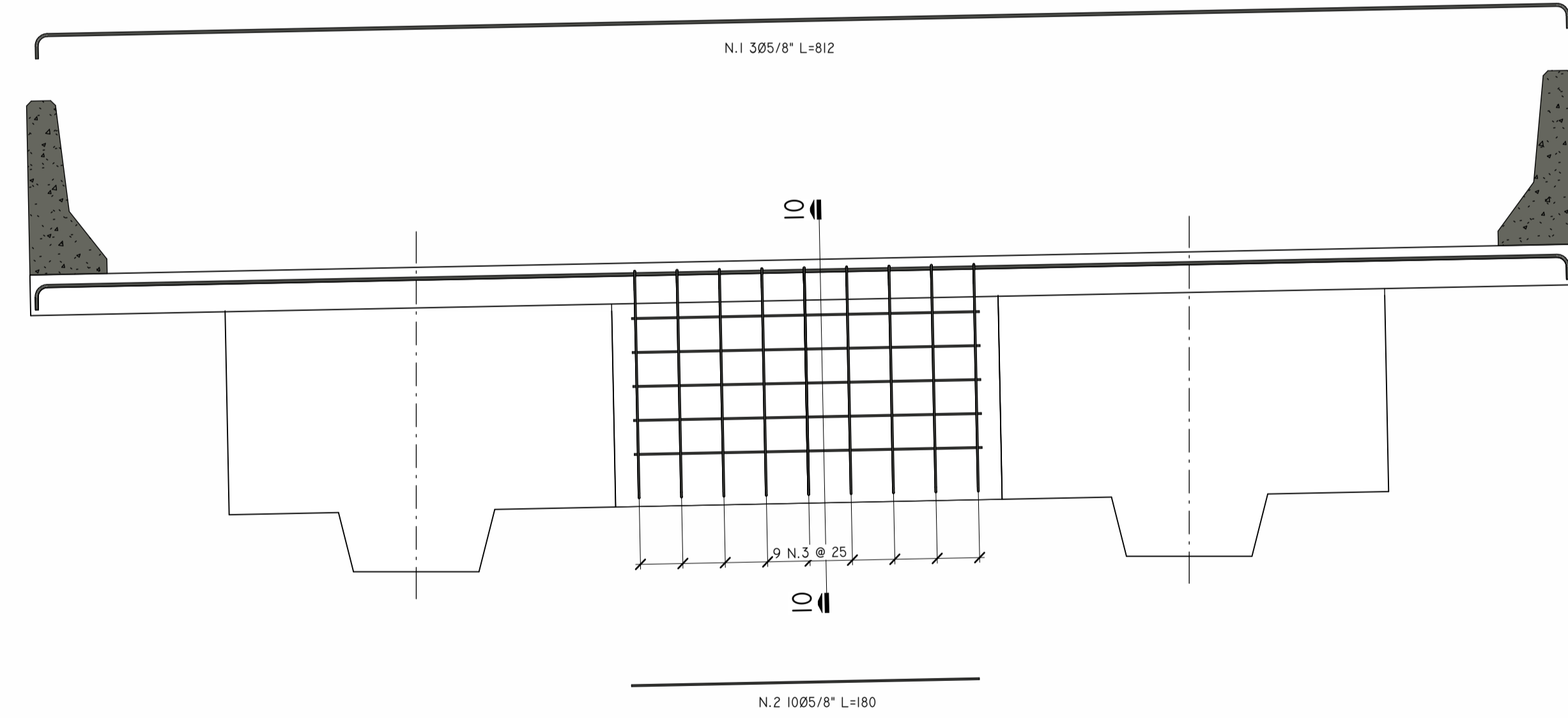


T.02 - ACERO EN PRE-LOSA (1 PIEZA)

N.	Ø (PULG.)	CANTIDAD	LONGITUD	TOTAL (CM)
4	1/2"	19	800	15194
5	5/8"	10	111	1114
6	1/2"	10	88	885
7	3/8"	14	368	5152

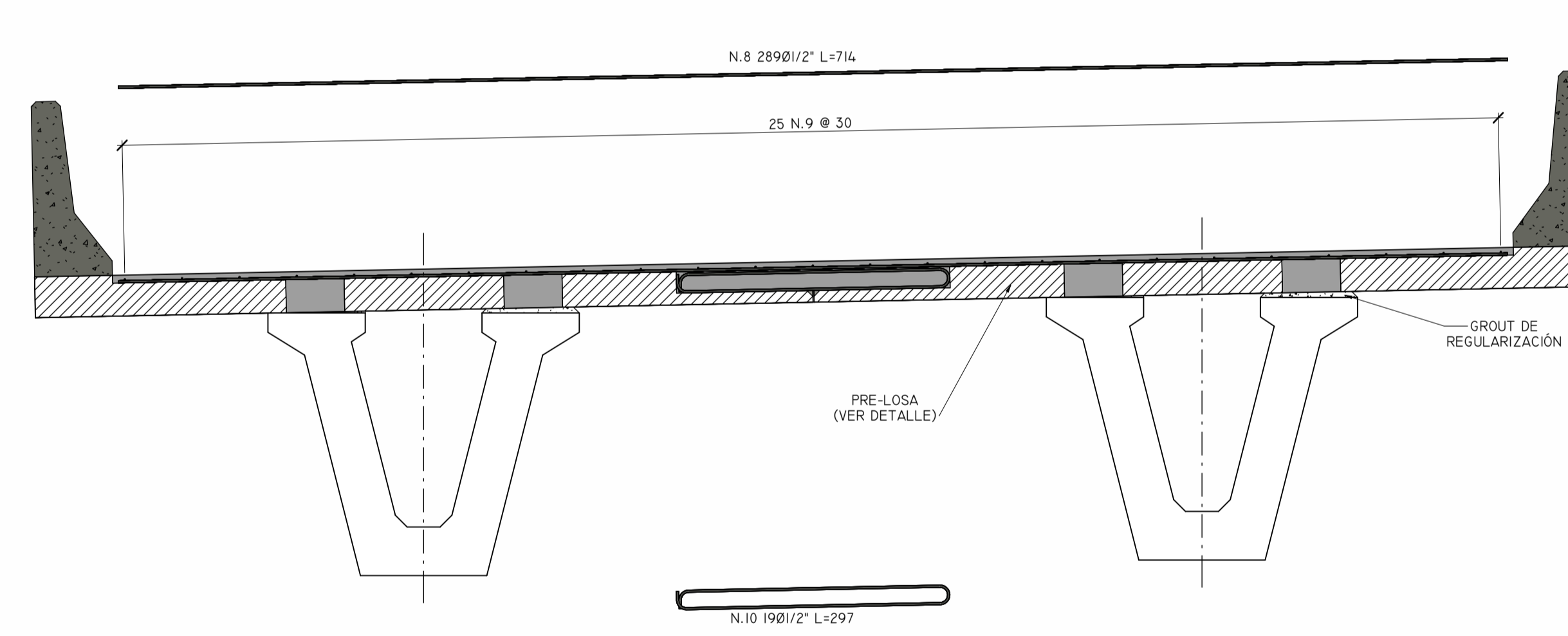
T.03 - RESUMEN PRE-LOSAS (32 PIEZAS PARA 1 TABLERO)

Ø (PULG.)	TOTAL (CM)	PESO LINEAL (KG/M)	PESO (KG)
3/8"	164860	0.56	923.22
1/2"	514531	0.99	5093.86
5/8"	35653	1.55	552.62
TOTAL GENERAL	715044		6569.70



SC - ARMADO TÍPICO DE VIGAS DIAFRAGMA

1 : 25



ARMADO TÍPICO DE LOSA VACIADA IN SITU

1 : 25

NOTAS:

TODAS LAS MEDIDAS ESTAN EN CENTÍMETROS. A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO.

CONCRETO: F'c >= 280 KG/CM²

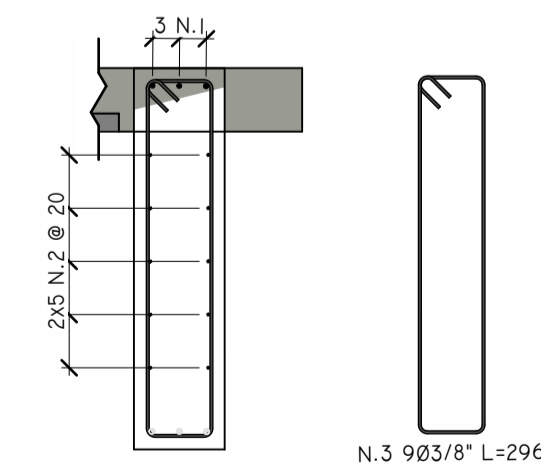
RECUBRIMIENTO DE ARMADURA DE PRE-LOSAS = 2.50 CM
 RECUBRIMIENTO DE ARMADURA DEMÁS ELEMENTOS = 3.00 CM

LAS PRE-LOSAS SE PREMOLDEARÁN EN CONDICIONES CONTROLADAS SEGÚN LOS PLANOS INDICADOS

PESO DE CADA PRELOSA = 1.80 TONELADAS

LA ARMADURA DE LA VIGA DIAFRAGMA SERÁ COMPLETADA CON EL VACIADO DE LA LOSA, RESPETANDO LOS DETALLES DE LOS PLANOS Y LAS LONGITUDES DE TRASLAPE Y ANCLAJE INDICADOS.

LAS UNIONES ENTRE PRE-LOSA Y CONCRETO VACIADO IN SITU, LA SUPERFICIE DEBERÁ DEJARSE INTENCIONALMENTE RUGOSA, Y PREVIO AL VACIADO INTEGRADOR, SE HUMECEDERÁ LA SUPERFICIE RUGOSA.

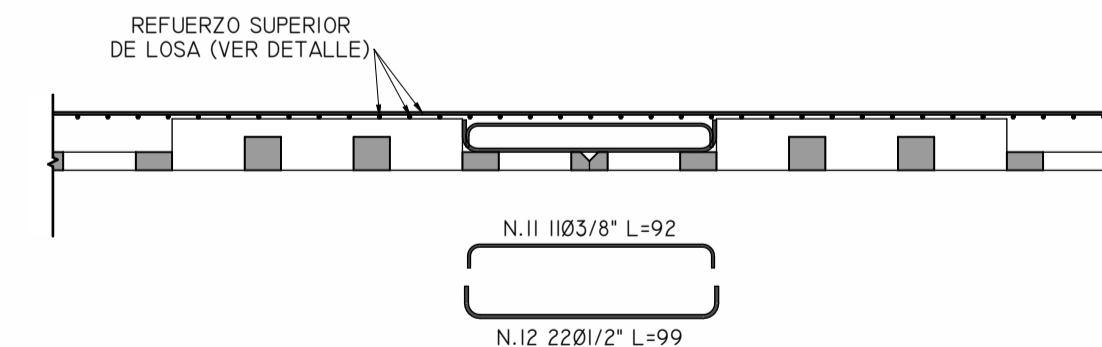


SECCIÓN 01-01

1 : 25

T.04 - ACERO PASIVO TABLERO Y DIAFRAGMA (1 TABLERO)

N.	Ø (PULG.)	CANTIDAD	LONGITUD	TOTAL (CM)
1	5/8"	6	812	4872
2	3/8"	20	180	3600
3	3/8"	18	296	5337
8	1/2"	289	714	206333
9	3/8"	25	3122	78055
10	1/2"	304	297	90162
11	3/8"	330	92	30474
12	1/2"	660	99	65281
13	1/2"	12	811	9726
14	1/2"	6	794	4764
15	3/8"	8	115	918



PERFIL - UNIÓN DE PRE-LOSAS

1 : 25

T.05 - RESUMEN ACERO PASIVO TABLERO Y DIAFRAGMA (1 TABLERO)

Ø (PULG.)	TOTAL (CM)	PESO LINEAL (KG/M)	PESO (KG)
3/8"	118385	0.56	662.95
1/2"	376266	0.99	3725.03
5/8"	4872	1.55	75.52
TOTAL GENERAL	499523		4463.51



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA
 Especialidad: ESTRUCTURAS

ARMADURA DE PRE-LOSA, LOSA VACIADA IN SITU Y VIGA DIAFRAGMA

Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE
 Código: 151760

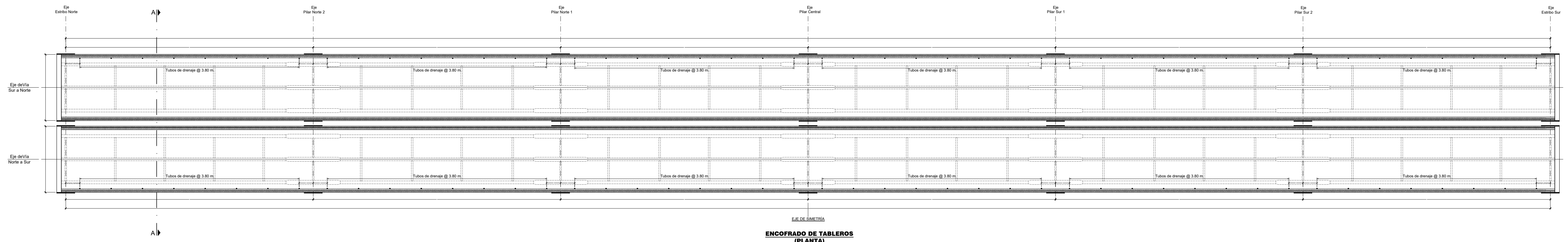
Dibujado por: ROY ALEXIS MAMANI QUISPE

E-05

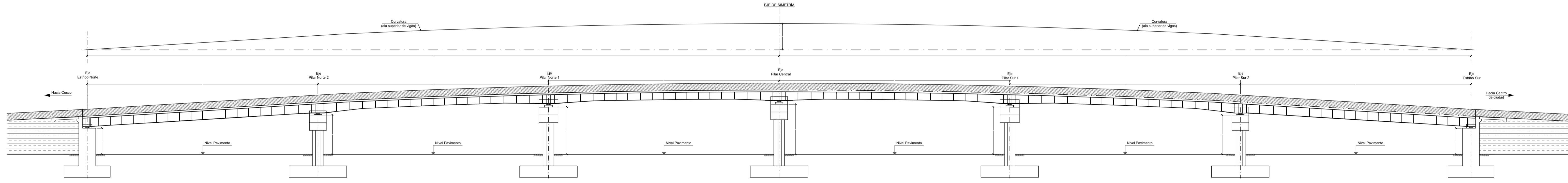
Escala: Como se indica

ANEXO B.

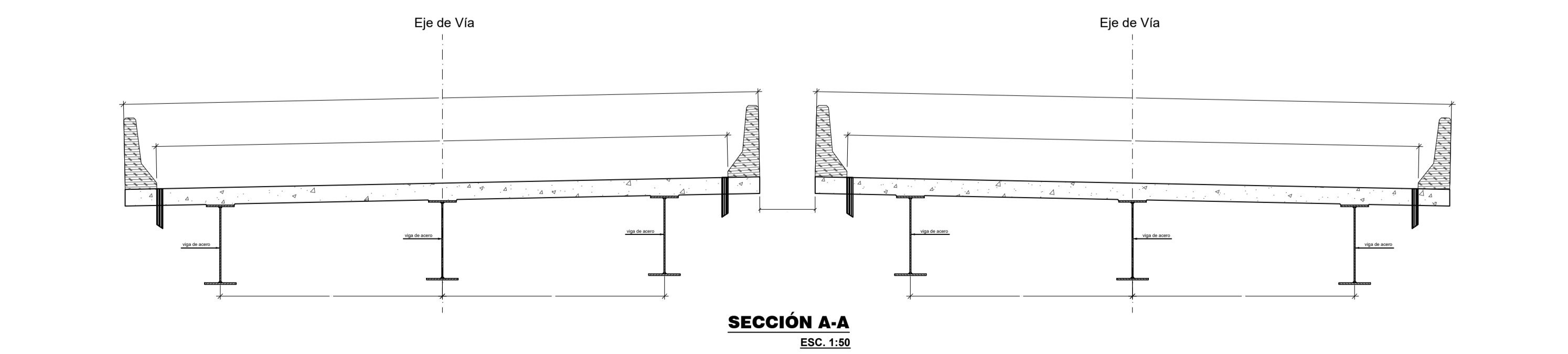
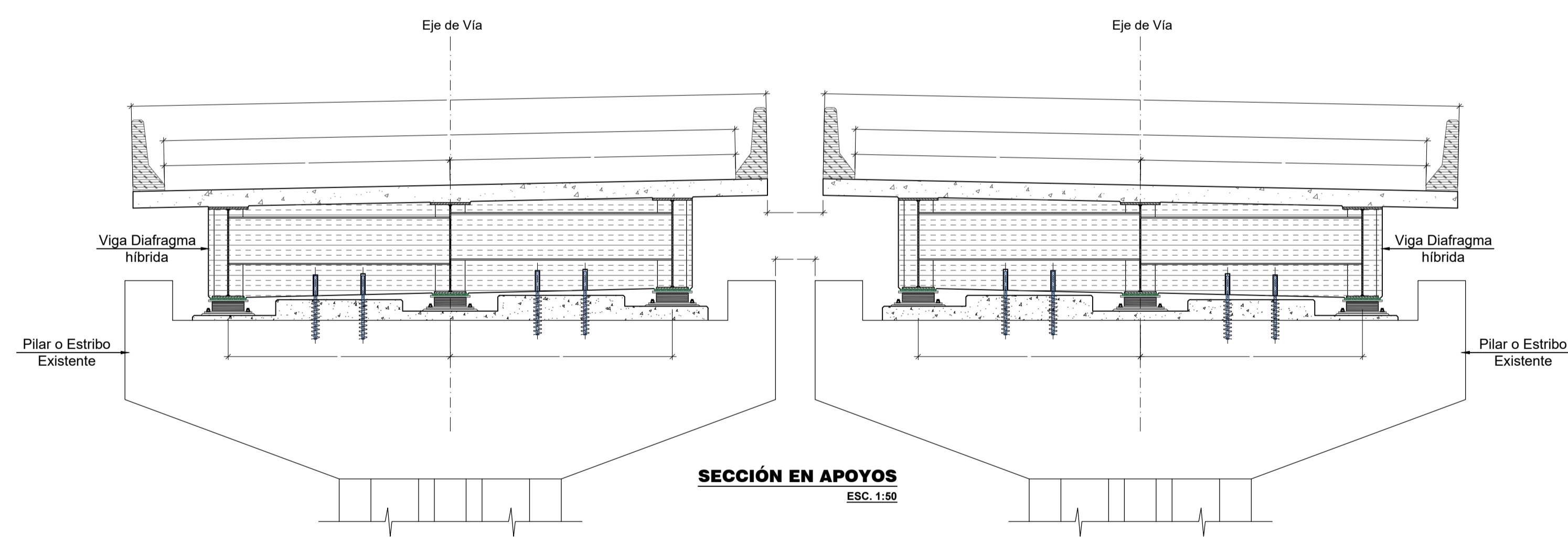
Planos de superestructura con vigas metálicas



ENCOFRADO DE TABLEROS (PLANTA)
ESC. 1:250



ENCOFRADO DE ESTRUCTURAS (ELEVACIÓN)
ESC. 1:250



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS - TABLERO	
Especificaciones de Diseño: - Especificaciones AASHTO-LRFD - Manual de Puentes-MTC de 2018 - Complementariamente ACI 318-14. Sobrecarga Vehicular de Diseño: HL-93	
CONCRETO ARMADO	LOSA - CONCRETO: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ - ACERO ASTM A-615, Grado 60: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ - RECUBRIMIENTOS LIBRES: → Superficie exterior expuesta al tráfico: 4.0 cm. → Superficie inferior: 3.0 cm.
	BARRERAS - CONCRETO: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$ - ACERO ASTM A-615, Grado 60: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$ - RECUBRIMIENTO LIBRE: 4.0 cm (min).
ACERO ESTRUCTURAL	VIGAS 1. Acero estructural para las vigas principales y rigidizadores en apoyos será de calidad ASTM A-709 grado 50, $f_y=3520 \text{ Kg/cm}^2$ o similar. 2. Acero estructural para las vigas diafragma, rigidizadores intermedios y sistema de anclaje temporal será de calidad ASTM A36 $f_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ o similar. 3. Todas las uniones de montaje serán con pernos de alta resistencia ASTM A-490 $f_y=6430 \text{ kg/cm}^2$. 4. Las superficies de contacto en las uniones con pernos de alta resistencia deberán quedar sin pintura, óxidos, aceites, residuos y secas. 5. Soldadura electrodos AWS E7018 o similar. 6. Las soldaduras en su mayoría se deben realizar en taller. No aplicar soldadura en la longitud emperrada.
	CONECTORES DE CORTE 1. Conectores tipo Nelson Stud $f_y=3520 \text{ kg/cm}^2$, $f_u=4200 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo) 2. Deberán cumplir con los requisitos de AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code.
PINTURA	- Anticorrosivo tipo Zinc Inorgánico 3 mils - Esmalte Epoxico 2 mils - Esmalte poliuretano 3 mils
	LONGITUD DE DESARROLLO, EMPALMES Y GANCHOS Las longitudes de desarrollo, empalmes y ganchos deben estar de acuerdo a lo indicado en los ítems 5.10 y 5.11 de las especificaciones AASHTO-LRFD.

Nota: Las dimensiones de las estructuras están en metros, salvo lo indicado.

Código QR: PLANOS PDF

INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

ENCOFRADO GENERAL - TABLERO EN PLANTA Y ELEVACIÓN

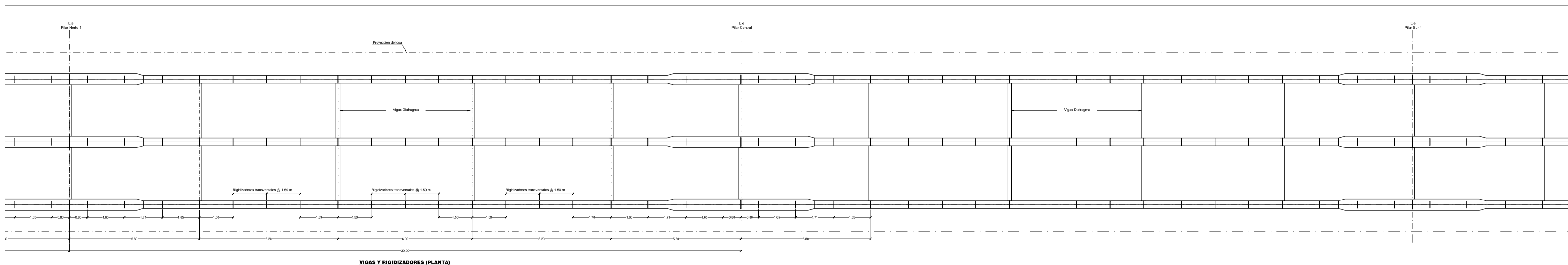
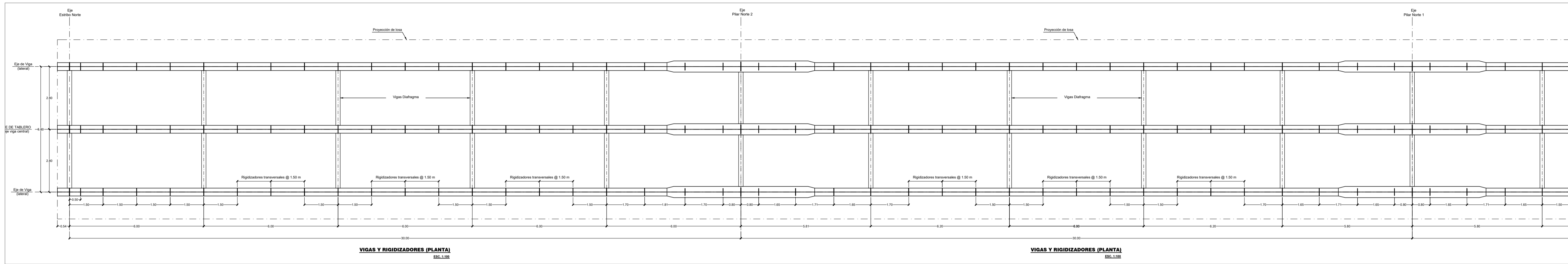
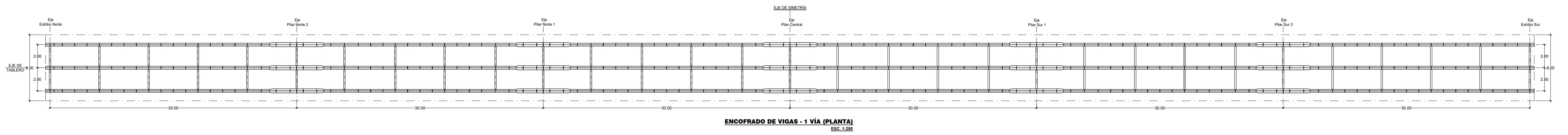
Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ESPECIALISTA ESTRUCTURAS

Dibujado por: ESP. ESTRUCTURAS

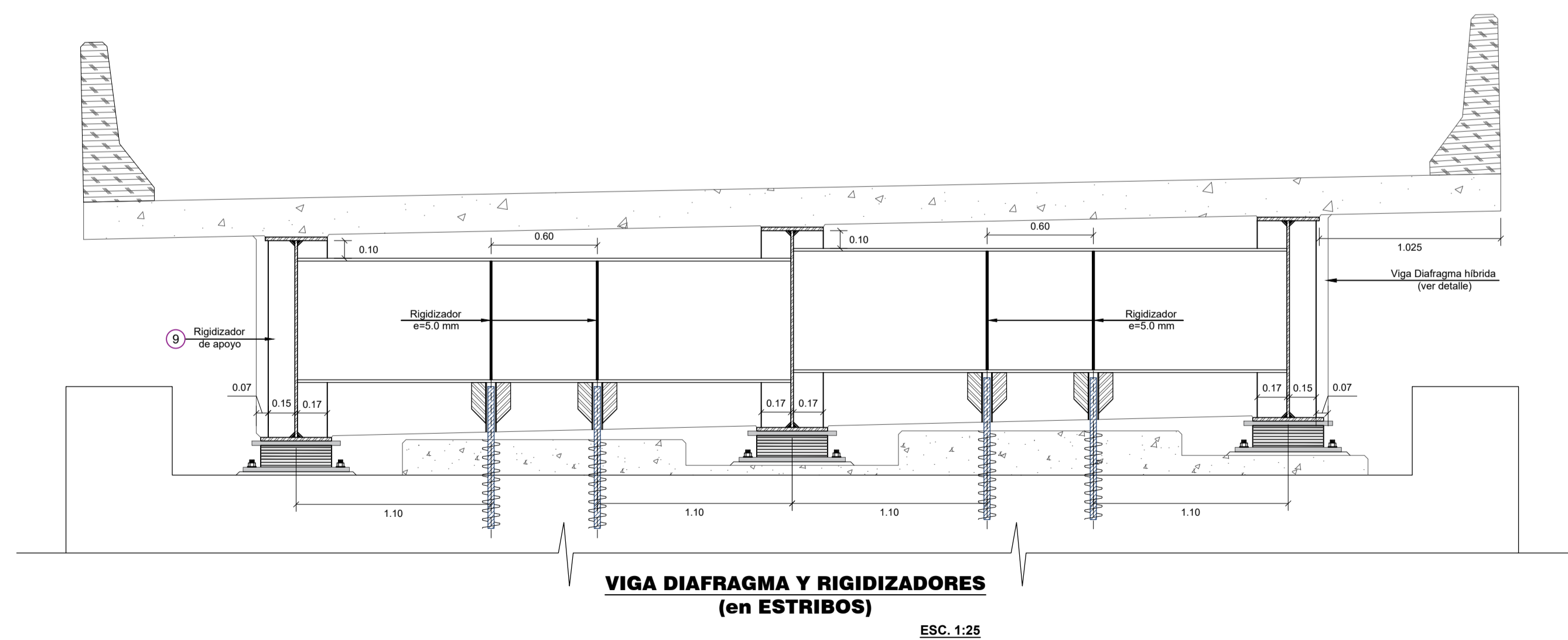
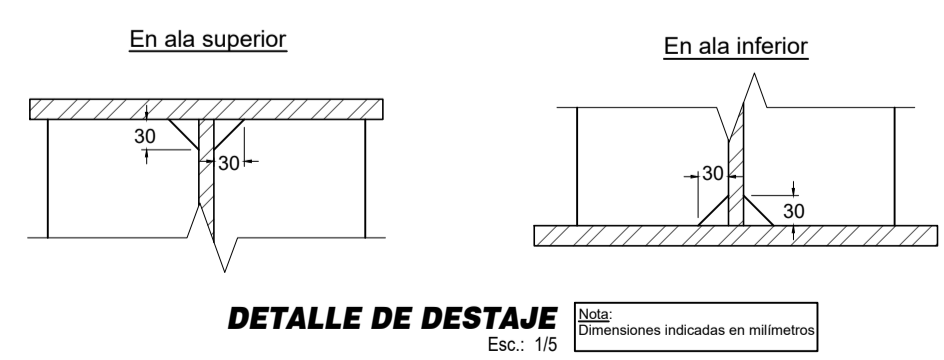
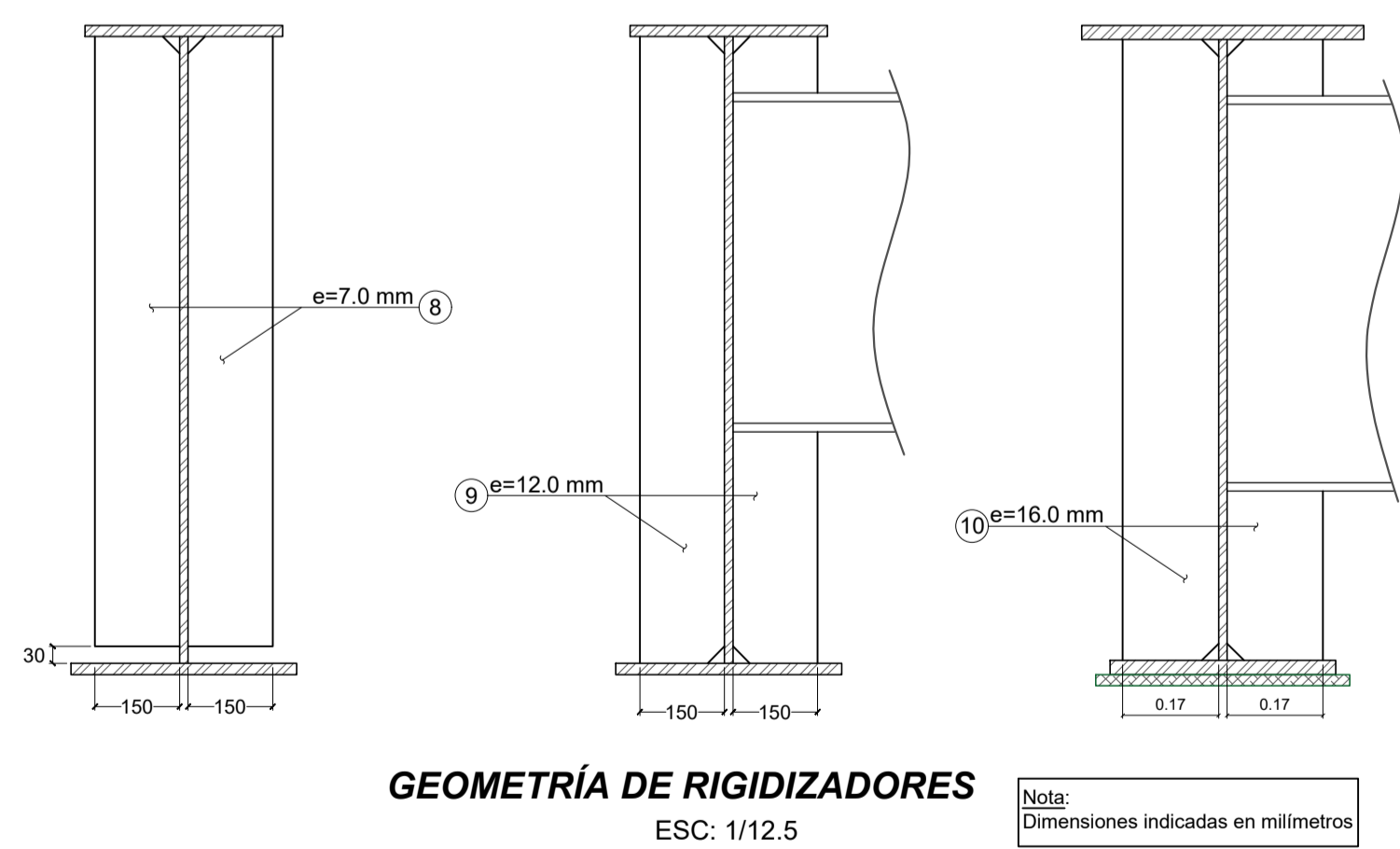
E-01

Escala: Como se indica



GEOMETRÍA DE RIGIDIZADORES - Transversales			
Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
8	Rigidizadores intermedios	7.0	150
9	Rigidizadores para diafragmas	12.0	150
10	Rigidizadores en apoyos	16.0	170 (*)

(*) Debido a la geometría de las vigas, el ancho en estribos es variable (ver detalle)



Código QR: PLANOS PDF



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

DISTRIBUCIÓN DE DIAFRAGMAS Y RIGIDIZADORES

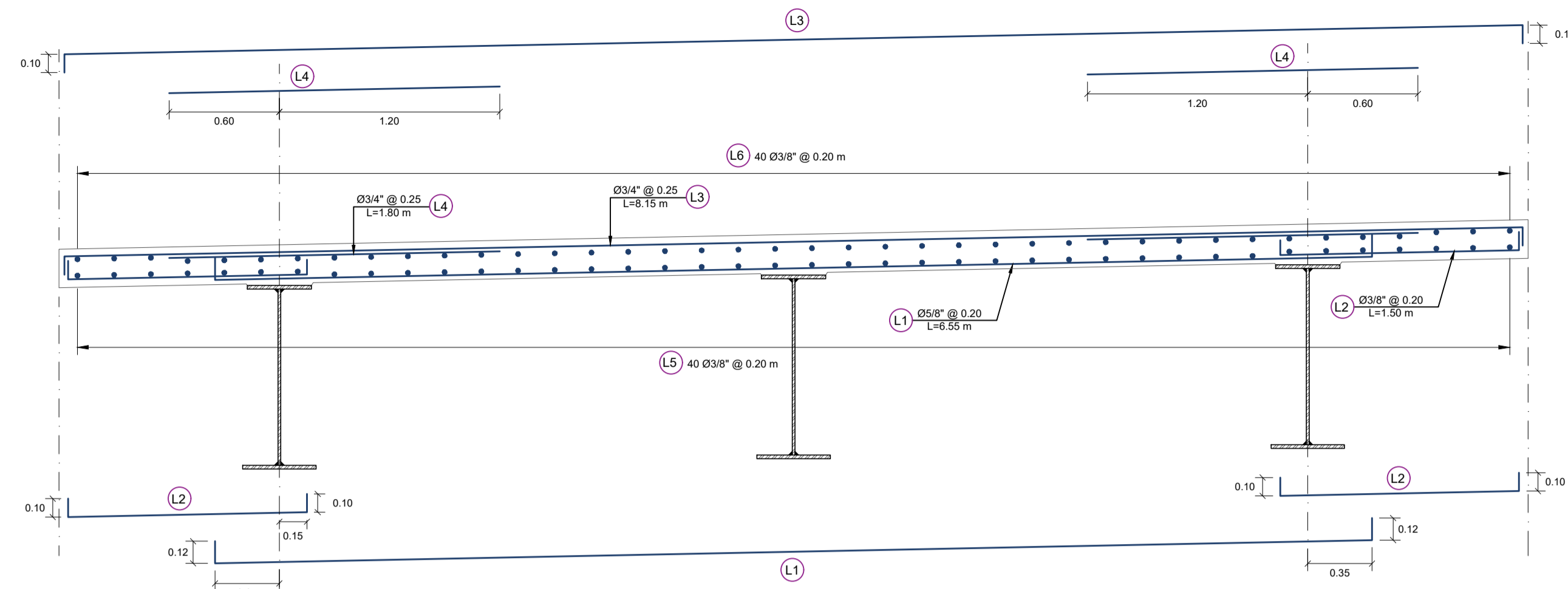
Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ESPECIALISTA ESTRUCTURAS

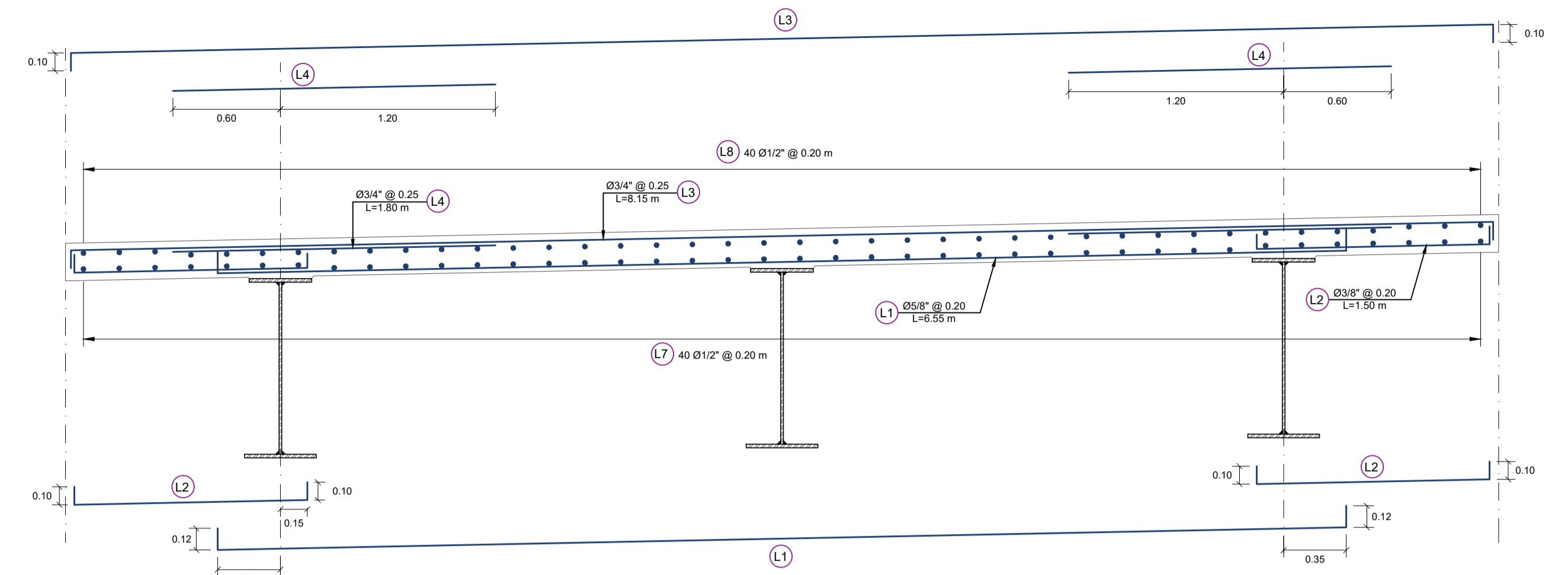
Dibujado por: ESP. ESTRUCTURAS

E-02

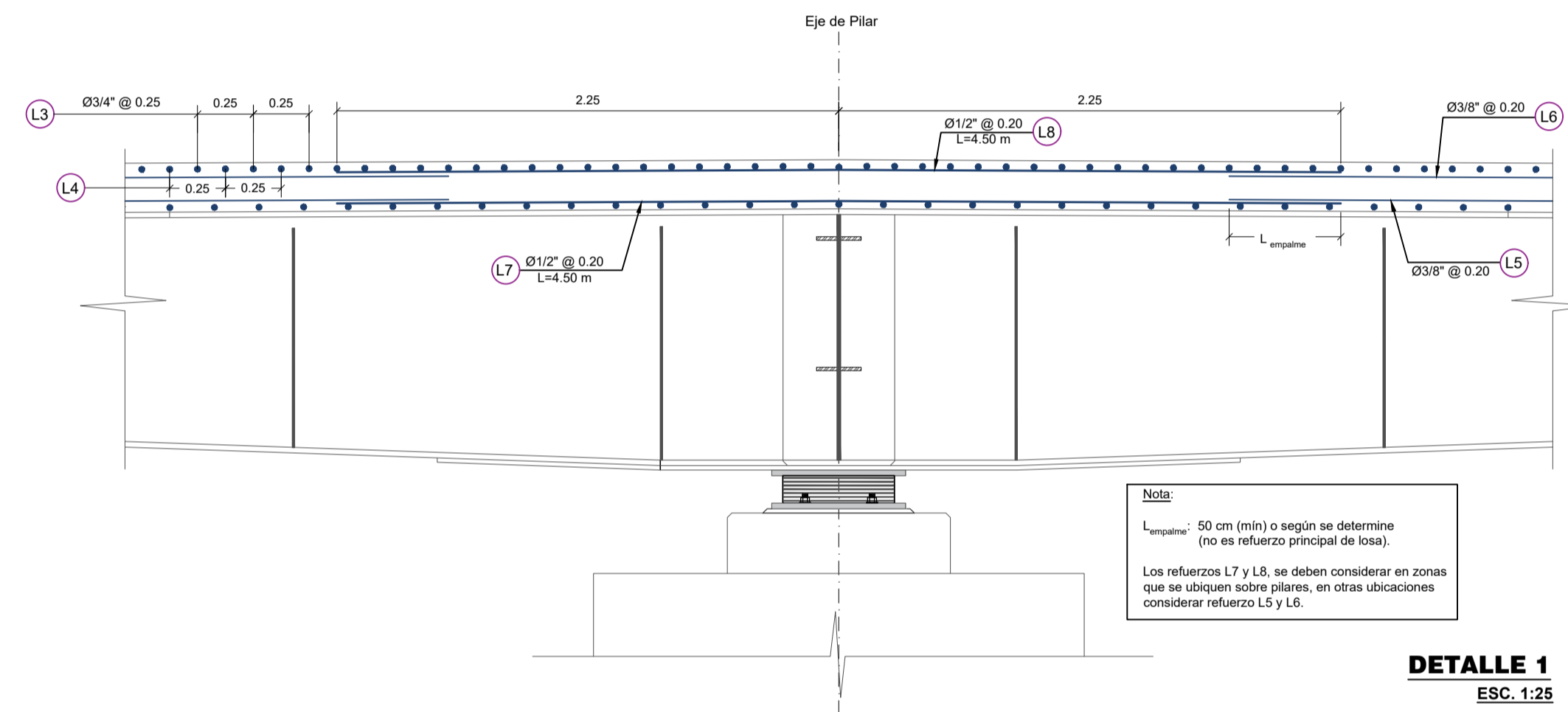
Escala: Como se indica



REFUERZO EN LOSA
(armado típico, excepto sobre pilares)
ESC. 1:25



REFUERZO EN LOSA - SOBRE PILARES
(ver detalle 1)
ESC. 1:25



DETALLE 1
ESC. 1:25

Ø	ELEMENTOS EN COMPRESION		ELEMENTOS EN TRACCION		LONGITUD DE GANCHO(cm)
	$f_c=210\text{kg/cm}^2$	$f_c=280\text{kg/cm}^2$	$f_c=210\text{kg/cm}^2$	$f_c=280\text{kg/cm}^2$	
Ø1"	29.00	25.00	55.00	47.00	15.00
Ø1.2"	38.00	34.00	73.00	62.00	20.00
Ø1.5"	48.00	42.00	91.00	78.00	25.00
Ø2"	57.00	49.00	109.00	94.00	30.00
Ø2.5"	77.00	66.00	142.00	120.00	35.00

Los empalmes corresponden a Clase B, no deberá empalmarse más del 50% del refuerzo diseñado para una sección



* El cuadro se debe tomar en forma referencial, se recomienda revisar AASHTO LRFD 5.10 y 5.11

Código QR: PLANOS PDF



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

ENCOFRADO Y ARMADO DE LOSA

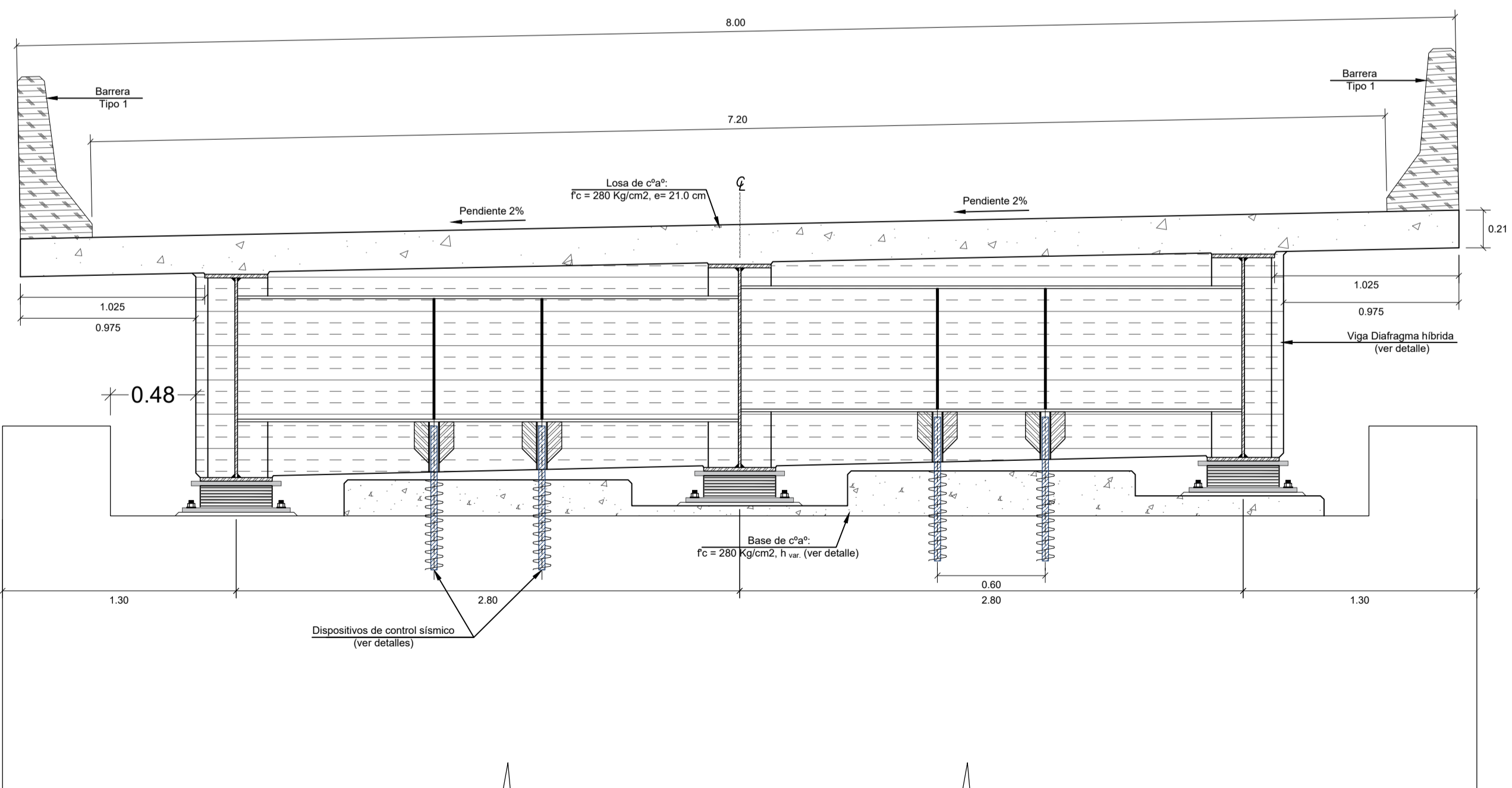
Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ESPECIALISTA ESTRUCTURAS

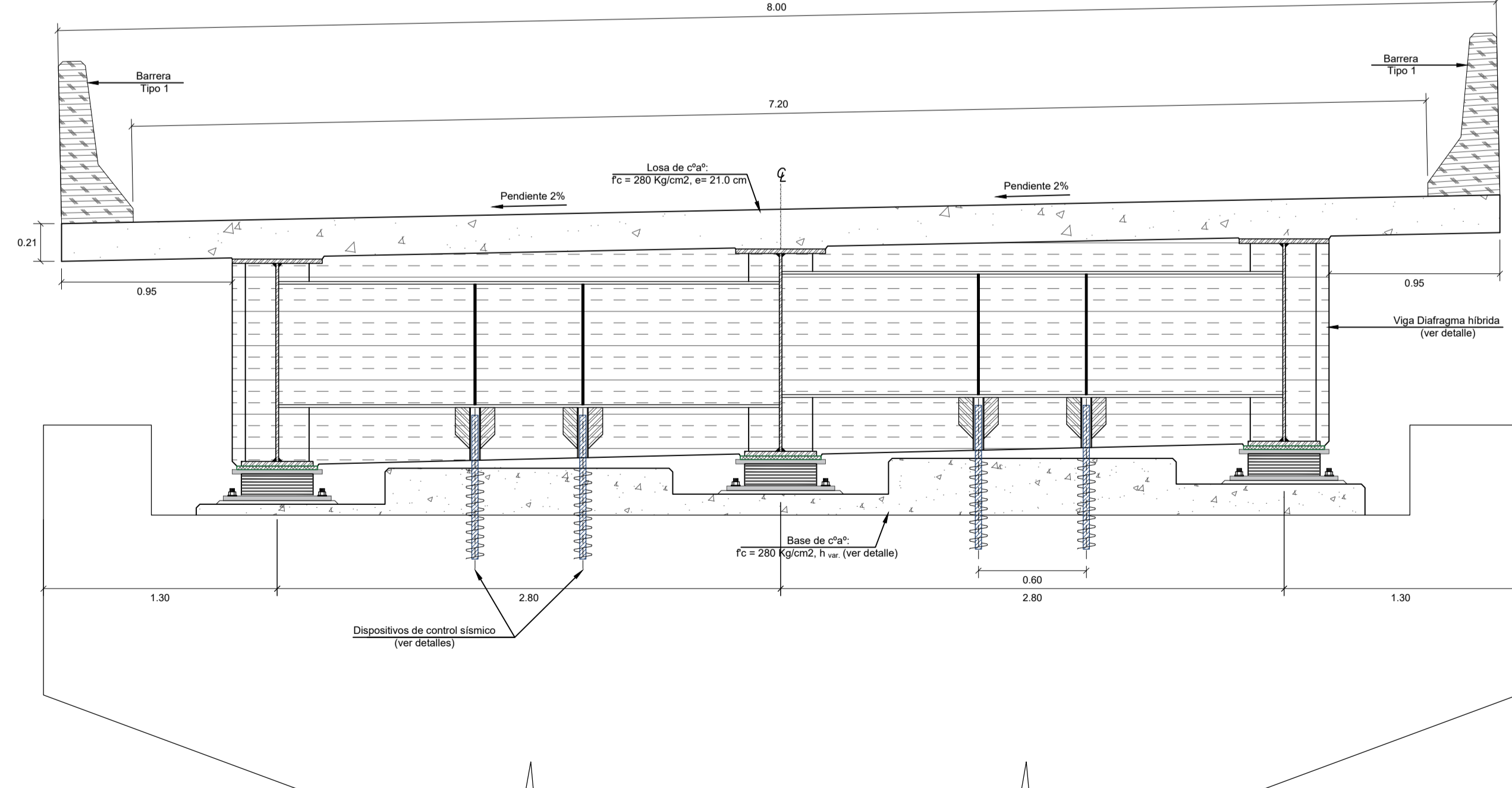
Dibujado por: ESP. ESTRUCTURAS

E-03

Escala: Como se indica

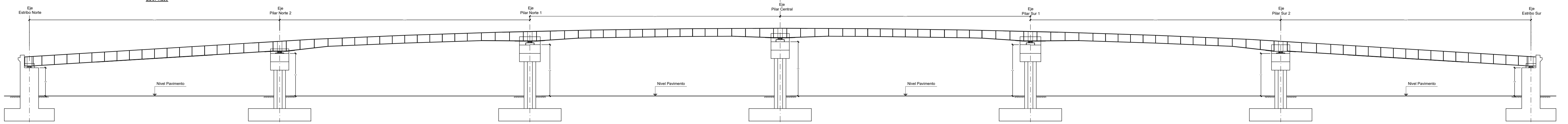


ENCOFRADO DE TABLERO
(en estribos)
ESC. 1:25

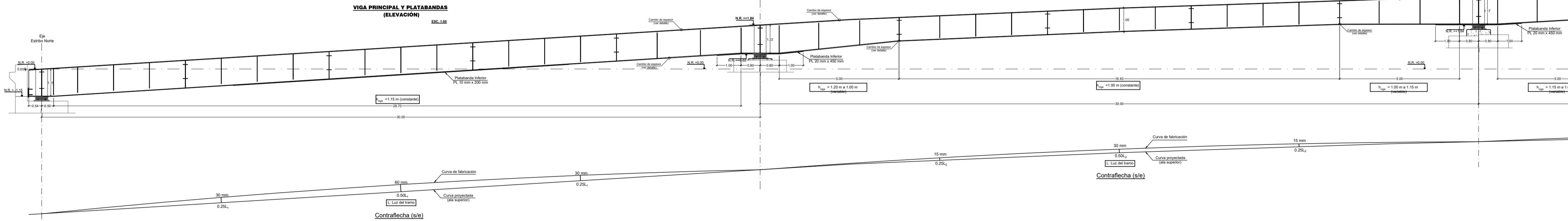


ENCOFRADO DE TABLERO
(en pilares)
ESC. 1:25

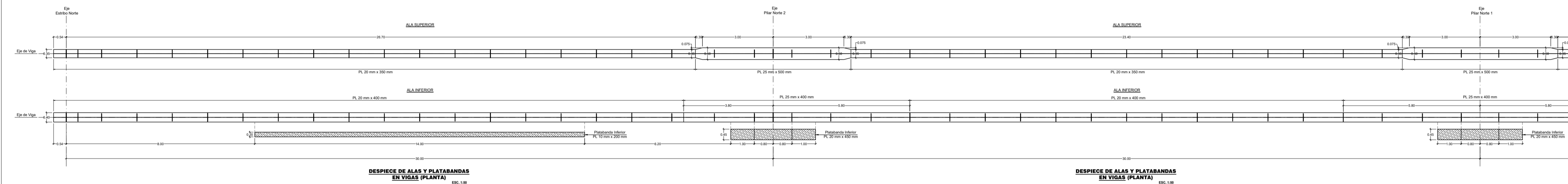
ENCOFRADO DE VIGA LATERAL (ELEVACIÓN)
ESC. 1:250



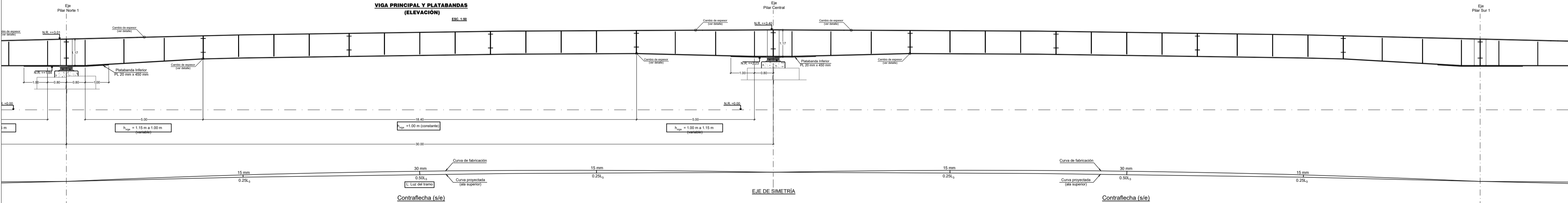
VIGA PRINCIPAL Y PLATABANDAS (ELEVACIÓN)
ESC. 1:50



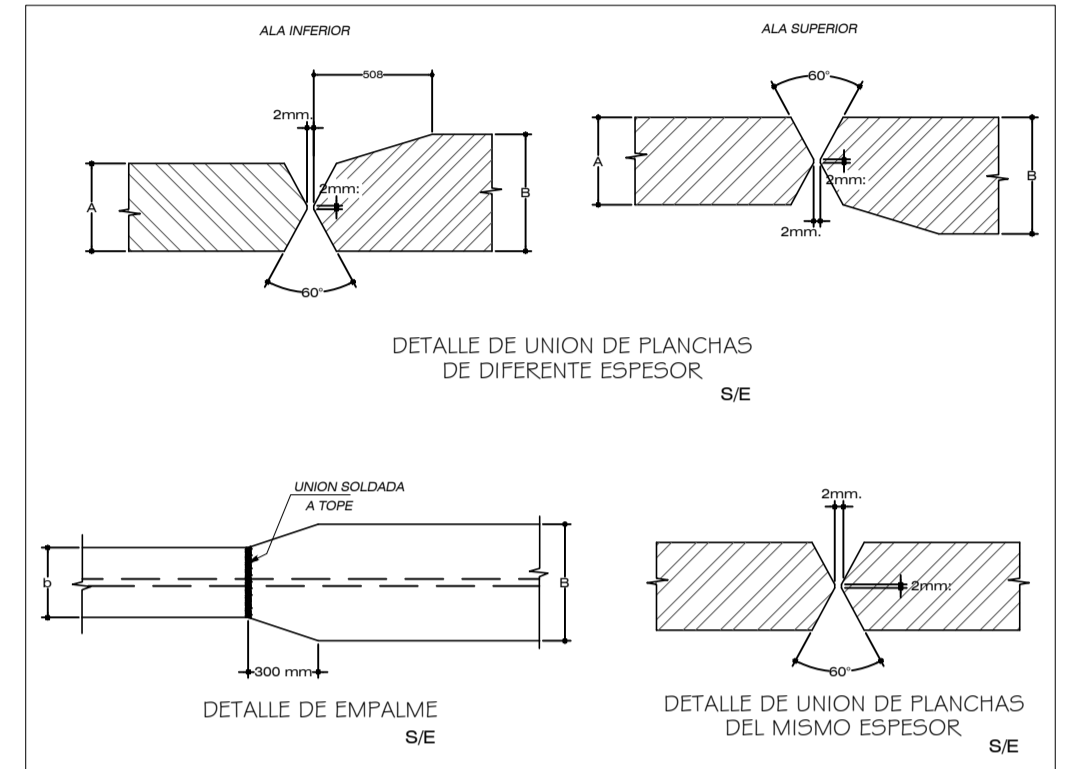
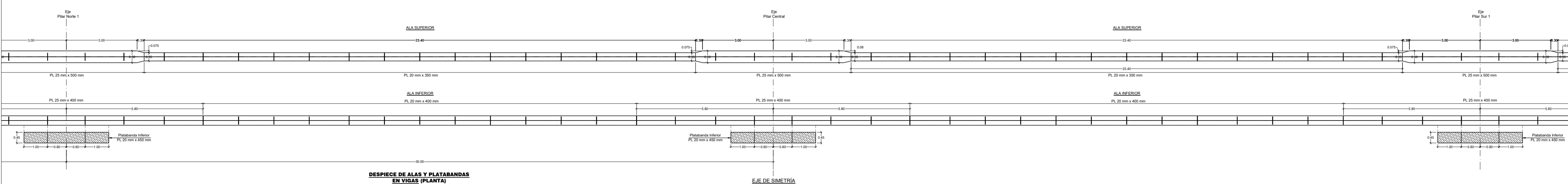
DESPIECE DE ALAS Y PLATABANDAS EN VIGAS (PLANTA)
ESC. 1:50



VIGA PRINCIPAL Y PLATABANDAS (ELEVACIÓN)
ESC. 1:50



DESPIECE DE ALAS Y PLATABANDAS EN VIGAS (PLANTA)
ESC. 1:50



Código QR: PLANOS PDF



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

DESPIECE DE VIGAS

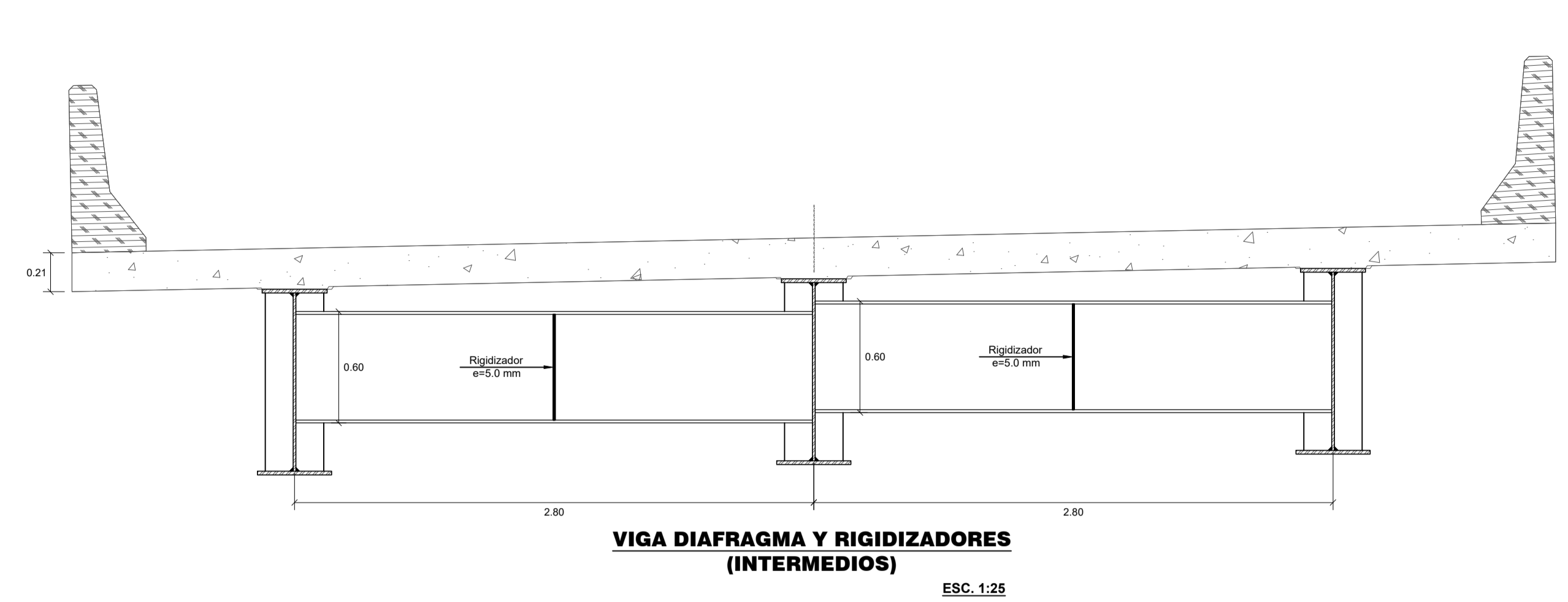
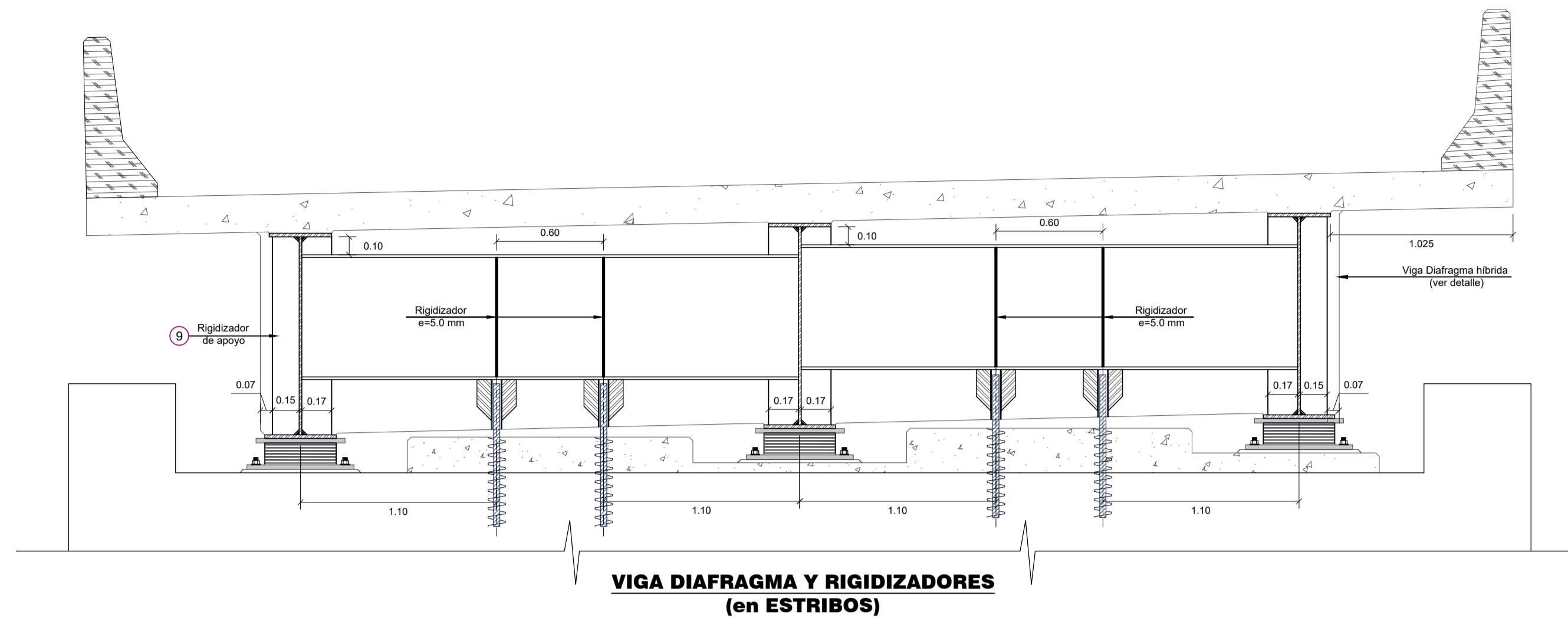
Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ESPECIALISTA ESTRUCTURAS

Dibujado por: ESP. ESTRUCTURAS

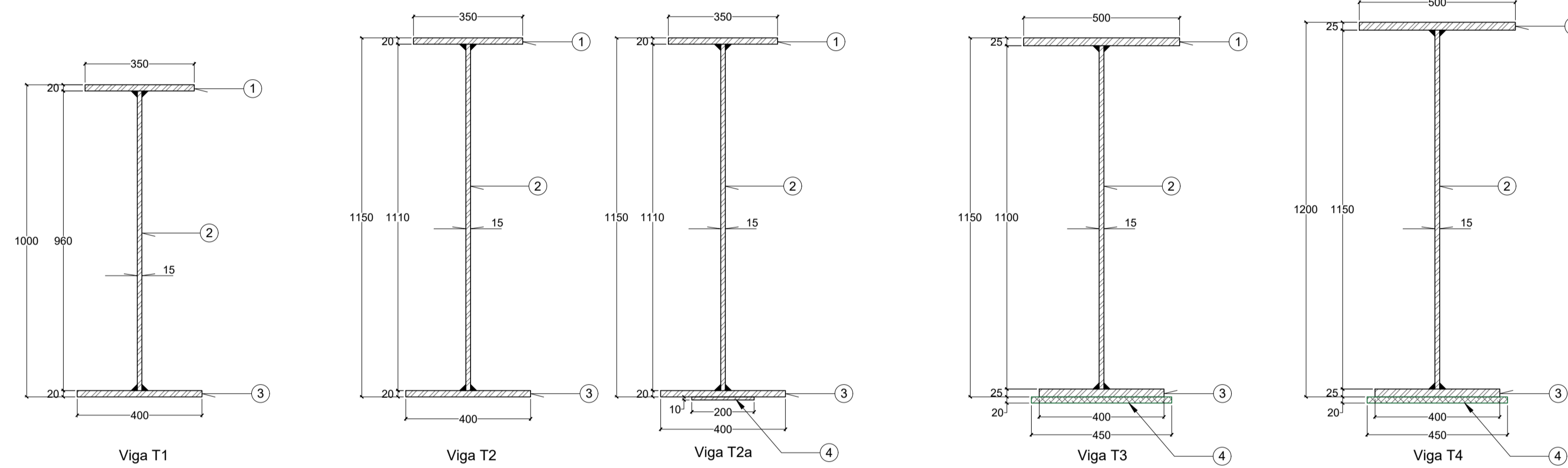
E-04

Escala: Como se indica



VIGA DIAFRAGMA Y RIGIDIZADORES (INTERMEDIOS)

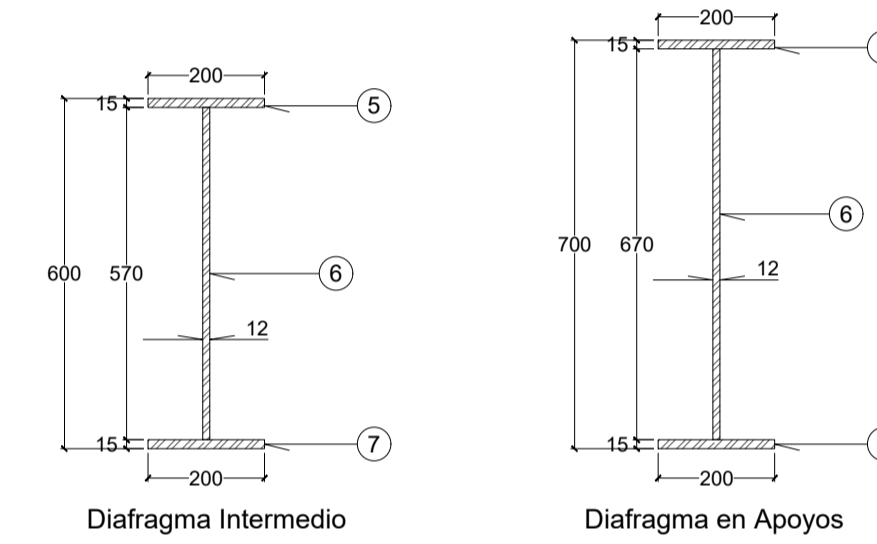
ESC. 1:25



GEOMETRÍA DE VIGAS

ESC. 1/12.5

Nota:
Dimensiones indicadas en milímetros



GEOMETRÍA DE VIGAS DIAFRAGMA

ESC. 1/12.5

GEOMETRÍA DE VIGAS METÁLICAS - T1

Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
1	Ala Superior	20.0	350
2	Alma	15.0	960
3	Ala Inferior	20.0	400

Observaciones:
La geometría corresponde a la zona central de los tramos ubicados entre pilares, ver planos de despiece de vigas en planta y elevación.

GEOMETRÍA DE VIGAS METÁLICAS - T2 y T2a

Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
1	Ala Superior	20.0	350
2	Alma	15.0	1110
3	Ala Inferior	20.0	400
4	Platabanda en Ala Inferior	10.0	200

Observaciones:
La geometría corresponde a los siguientes tramos:
- Pilar Norte 2 a Estribo Norte
- Pilar Sur 2 a Estribo Sur
T2 en zona de estribos y T2a al centro de luz de tramos indicados, ver planos de despiece de vigas en planta y elevación.

GEOMETRÍA DE VIGAS METÁLICAS - T3

Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
1	Ala Superior	25.0	500
2	Alma	15.0	1100
3	Ala Inferior	25.0	400
4	Platabanda en Ala Inferior	20.0	450

Observaciones:
La geometría corresponde a las zonas ubicadas sobre los pilares, ver planos de despiece de vigas en planta y elevación.

GEOMETRÍA DE VIGAS METÁLICAS - T4

Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
1	Ala Superior	25.0	500
2	Alma	15.0	1150
3	Ala Inferior	25.0	400
4	Platabanda en Ala Inferior	20.0	450

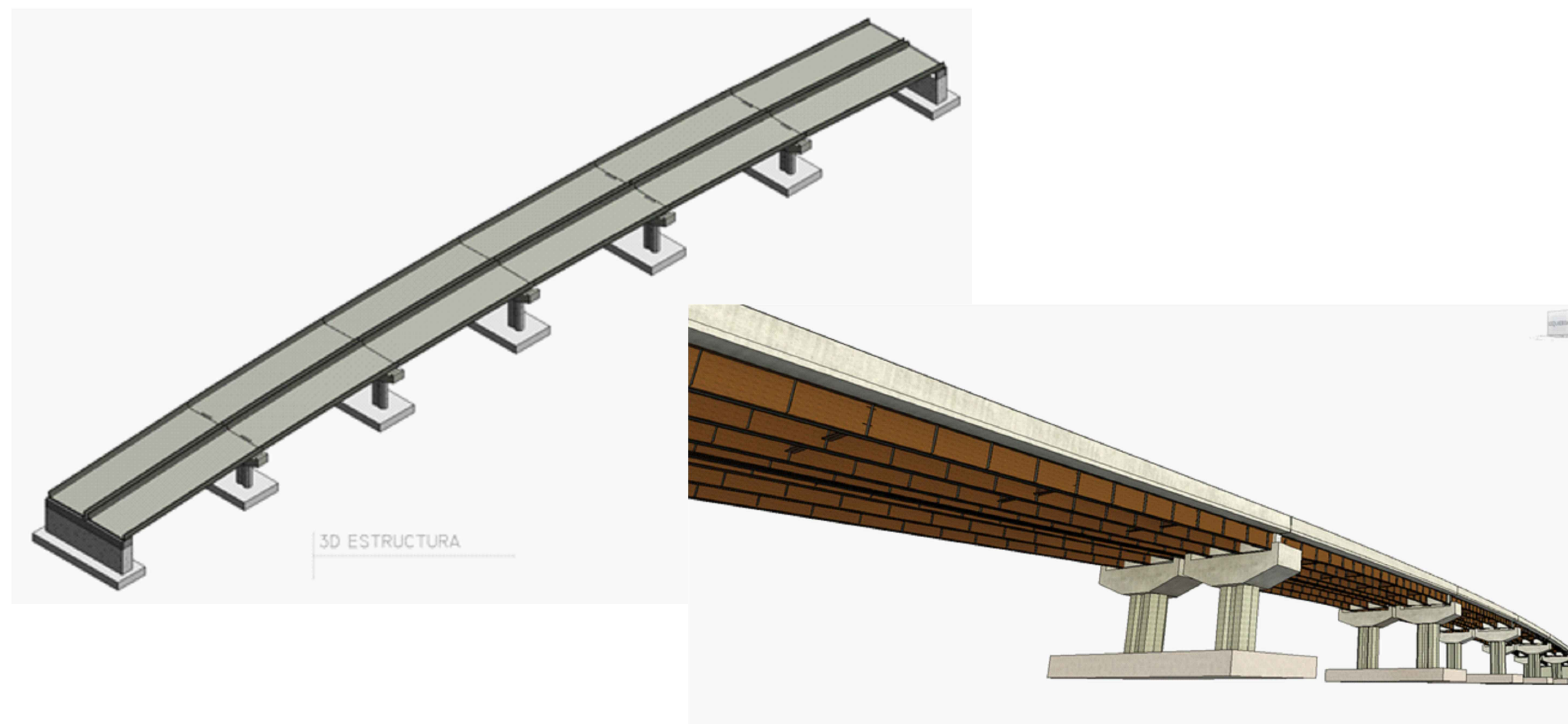
Observaciones:
La geometría corresponde a las zonas ubicadas sobre los pilares:
- Pilar Norte 2 y Pilar Sur 2
ver planos de despiece de vigas en planta y elevación.

GEOMETRÍA DE VIGAS METÁLICAS - Diafragmas Intermedios

Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
5	Ala Superior	15.0	200
6	Alma	12.0	570
7	Ala Inferior	15.0	200

GEOMETRÍA DE VIGAS METÁLICAS - Diafragmas en apoyos

Item	Descripción	Espesor (mm)	Ancho (mm)
5	Ala Superior	15.0	200
6	Alma	12.0	670
7	Ala Inferior	15.0	200



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS - TABLERO

Especificaciones de Diseño:
- Especificaciones AASHTO-LRFD
- Manual de Puentes-MTC de 2018
- Complementariamente ACI 318-14
Sobrecarga Vehicular de Diseño: HL-93

	LOSA	
CONCRETO ARMADO	- CONCRETO: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
	- ACERO ASTM A-615, Grado 60: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	
CONCRETO ARMADO	- RECUBRIMIENTOS LIBRES: → Superficie exterior expuesta al tráfico: 4.0 cm. → Superficie inferior: 3.0 cm.	
	- BARRERAS	
CONCRETO ARMADO	- CONCRETO: $f'c = 280 \text{ kg/cm}^2$	
	- ACERO ASTM A-615, Grado 60: $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$	
CONCRETO ARMADO	- RECUBRIMIENTO LIBRE: 4.0 cm (mín).	
	- VIGAS	
ACERO ESTRUCTURAL	1. Acero estructural para las vigas principales y rigidizadores en apoyos será de calidad ASTM A-709 grado 50, $f_y=3520 \text{ Kg/cm}^2$ o similar.	
	2. Acero estructural para las vigas diafragma, rigidizadores intermedios y sistema de anclaje temporal será de calidad ASTM A36 $f_y=2530 \text{ Kg/cm}^2$ o similar.	
ACERO ESTRUCTURAL	3. Todas las uniones de montaje serán con pernos de alta resistencia ASTM A-490 $f_y=6430 \text{ kg/cm}^2$.	
	4. Las superficies de contacto en las uniones con pernos de alta resistencia deberán quedar sin pintura, óxidos, aceites, residuos y sucos.	
ACERO ESTRUCTURAL	5. Soldadura electrodos AWS E7018 o similar.	
	6. Las soldaduras en su mayoría se deben realizar en taller. No aplicar soldadura en la longitud empalmada.	
CONECTORES DE CORTE	1. Conectores tipo Nelson Stud $f_y=3520 \text{ kg/cm}^2$, $f_u=4200 \text{ kg/cm}^2$ (mínimo)	
	2. Deberán cumplir con los requisitos de AASHTO/AWS D1.5M/D1.5 Bridge Welding Code.	
PINTURA	- Anticorrosivo tipo Zinc Inorgánico	3 mils
	- Esmalte Epoxico	2 mils
	- Esmalte poliuretano	3 mils
- LONGITUD DE DESARROLLO, EMPALMES Y GANCHOS Las longitudes de desarrollo, empalmes y ganchos deben estar de acuerdo a lo indicado en los ítems 5.10 y 5.11 de las especificaciones AASHTO-LRFD.		

Nota: Las dimensiones de las estructuras están en metros, salvo lo indicado.

Código QR: PLANOS PDF



INTERCAMBIO A DESNIVEL - SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS

Ubicación: PUNO - SAN ROMÁN - JULIACA

Especialidad: ESTRUCTURAS

DETALLE DE VIGAS Y VISTAS 3D

Fecha: DICIEMBRE 2022

Elaborado por: ESPECIALISTA ESTRUCTURAS

Dibujado por: ESP. ESTRUCTURAS

E-05

Escala: Como se indica

ANEXO C.

Memoria de cálculo de viga cajón postensada

DIMENSIONAMIENTO DE ACERO DE PRESFUERZO

DATOS DEL PROBLEMA

A) De los materiales

$$\gamma := 1$$

“Coeficiente segun densidad del concreto”

$$f'c_{losa} := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

“Resistencia a la compresión de la losa”

$$f'c_{viga} := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

“Resistencia a la compresión de la viga”

$$f'ci_{viga} := 350 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

“Resistencia a la compresión de la viga al postensar”

$$\gamma_{concreto} := 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

“Peso especifico del concreto”

$$Ec_{viga} := 120000 \cdot 0.15^2 \cdot \left(\frac{f'c_{viga}}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = 31.617 \text{ GPa}$$

Módulo de elasticidad de viga

$$Ec_{losa} := 120000 \cdot 0.15^2 \cdot \left(\frac{f'c_{losa}}{\text{ksi}} \right)^{0.33} \cdot \text{ksi} = 29.372 \text{ GPa}$$

Módulo de elasticidad de losa

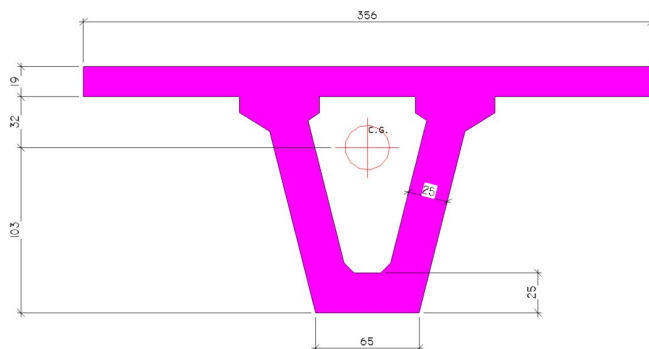
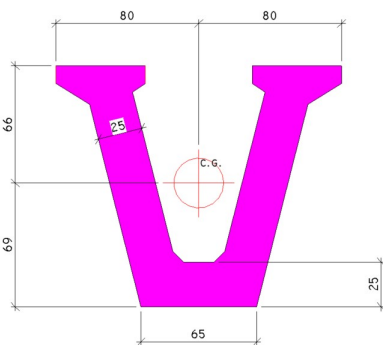
$$\beta_{1_viga} := 0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'c_{viga} - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 0.8$$

Factor del bloque de esfuerzos (viga)

$$\beta_{losa} := 0.85 - \frac{0.05 \cdot \left(f'c_{losa} - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 0.85$$

Factor del bloque de esfuerzos (losa)

B) Propiedades geométricas de viga no compuesta y compuesta



$$A_c := 0.819099 \text{ m}^2$$

$$y_t := 0.657 \text{ m}$$

$$y_b := 0.693 \text{ m}$$

$$I_g := 0.145861 \text{ m}^4$$

$$Z_b := \frac{I_g}{y_b} = 0.21 \text{ m}^3$$

$$Z_t := \frac{I_g}{y_t} = 0.222 \text{ m}^3$$

$$k_b := \frac{Z_t}{A_c} = 0.271 \text{ m}$$

$$k_t := \frac{-Z_b}{A_c} = -0.257 \text{ m}$$

$$d_p := 1.25 \text{ m}$$

$$e_{0_max} := y_b - 0.10 \text{ m} = 0.593 \text{ m}$$

$$b_w := 0.25 \text{ m}$$

$$\eta_c := \left(\frac{f'_{c_{losa}}}{f'_{c_{viga}}} \right)^{0.33} = 0.929$$

$$b_e := 4 \text{ m}$$

$$b_{tr} := \eta_c \cdot b_e = 3.716 \text{ m}$$

$$h_f := 0.19 \text{ m}$$

$$A_{cc} := 1.494739 \text{ m}^2$$

$$y_{tc} := 0.507 \text{ m}$$

$$y_{bc} := 1.033 \text{ m}$$

$$I_{gc} := 0.357194 \text{ m}^4$$

$$Z_{bc} := \frac{I_{gc}}{y_{bc}} = 0.346 \text{ m}^3$$

$$Z_{tc} := \frac{I_{gc}}{y_{tc}} = 0.705 \text{ m}^3$$

$$y'_{tc} := y_{tc} - h_f = 0.317 \text{ m}$$

$$Z'_{tc} := \frac{I_{gc}}{y'_{tc}} = 1.127 \text{ m}^3$$

$$k_{bc} := \frac{Z_{tc}}{A_{cc}} = 0.471 \text{ m}$$

$$k_{tc} := \frac{-Z_{bc}}{A_{cc}} = -0.231 \text{ m}$$

$$e_{0c_max} := y_{bc} - 0.10 \text{ m} = 0.933 \text{ m}$$

$$d_{pc} := d_p + h_f = 1.44 \text{ m}$$

C) Del análisis estructural

Algunos de los valores a continuación se tomaron del modelo estructural en MIDAS CIVIL.

$$L := 30 \text{ m}$$

“Luz típica de la viga simplemente apoyada”

Suma de momentos externos en viga pre-moldeada - sección central

$$M_{GP} := A_c \cdot \gamma_{concreto} \cdot \frac{L^2}{8} = 221.157 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{"Peso propio"}$$

$$M_S := (0.21 \text{ m} \cdot b_e) \cdot \left(\gamma_{concreto} \cdot \frac{L^2}{8} \right) = 226.8 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{"Peso de la losa"}$$

$$M_p := M_{GP} + M_S = 447.957 \text{ tonnef} \cdot m$$

Suma de momentos externos actuantes solo en la sección compuesta - sección central

$$M_{DW} := 68.1 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{"Recapeo a futuro"}$$

$$M_{DC_1} := 56.3 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{"Barrera New Jersey"}$$

$$M_{LL_IM} := 406.1 \text{ tonnef} \cdot m \quad \text{"Carga viva vehicular"}$$

$$M_c := M_{DW} + M_{DC_1} + M_{LL_IM} = 530.5 \text{ tonnef} \cdot m$$

D) De las perdidas preliminares en el acero presforzado

$$f_{pu} := 1860 \text{ MPa} \quad \text{"Esfuerzo último de Aps"}$$

$$f_{py} := 0.90 \cdot f_{pu} = 1674 \text{ MPa} \quad \text{"Esfuerzo de fluencia Aps"}$$

$$f_{pj} := 0.90 \cdot f_{py} = 1506.6 \text{ MPa} \quad \text{"Esfuerzo límite en Aps al presforzar"}$$

$$f_{pi} := 0.70 \cdot f_{pu} = 1302 \text{ MPa} \quad \text{"Esfuerzo límite en Aps, luego de transferencia"}$$

$$E_{ps} := 28000 \text{ ksi} = 193.0532 \text{ GPa} \quad \text{"Modulo de elasticidad del acero de presfuerzo"}$$

$$\eta := 1 - 0.16 = 0.84 \quad \text{"Perdidas a lo largo del tiempo - preliminar"}$$

E) Del acero de refuerzo ASTM A615 - Grado 60

$$A_{s_Ø\#3} := 0.71 \text{ cm}^2 \quad \text{"Area para As Ø3/8" "}$$

$$A_{s_Ø\#4} := 1.29 \text{ cm}^2 \quad \text{"Area para As Ø1/2" "}$$

$$A_{s_Ø\#5} := 1.99 \text{ cm}^2 \quad \text{"Area para As Ø5/8" "}$$

$$E_s := 29000 \text{ ksi} = 199.948 \text{ GPa} \quad \text{"Módulo de elasticidad"}$$

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{"Esfuerzo de fluencia"}$$

DETERMINACIÓN DE ACERO DE PRESFUERZO

A) Esfuerzos límites en el concreto

Esfuerzos permisibles en la etapa inicial

$$\sigma_{ci_max} := 0.6 \cdot f'_{ci_vig} = 20.594 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ti_max} := -0.63 \cdot \sqrt{f'_{ci_vig} \cdot \text{MPa}} = -3.691 \text{ MPa}$$

Esfuerzos permisibles en la etapa final

$$\sigma_{cs_max} := 0.45 \cdot f'_{c_vig} = 15.445 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts_max} := -\min(0.19 \cdot \gamma \cdot \sqrt{f'_{c_vig} \cdot \text{ksi}}, 0.60 \text{ ksi}) = -2.923 \text{ MPa}$$

B) Dimensionamiento de acero de presfuerzo para ELS-III

Esfuerzos actuantes en la fibra inferior para condición de servicio III

$$\sigma_{ts_ELSIII} := -\frac{(M_p + M_{DW} + M_{DC-1} + M_{LL-IM} \cdot 0.8)}{Z_{bc}} = -25.446 \text{ MPa}$$

SolverResolutorResolutor prueba

$$F_{\infty 0} := 600 \text{ tonnef}$$
$$\frac{F_{\infty 0}}{A_{cc}} + \frac{F_{\infty 0} \cdot e_{oc_max} \cdot y_{bc}}{I_{gc}} + \sigma_{ts_ELSIII} = \sigma_{ts_max}$$
$$F_{\infty} := \text{find}(F_{\infty 0}) = 682.087 \text{ tonnef}$$

$$F_{\infty} = 682.087 \text{ tonnef}$$

“Fuerza del acero de presfuerzo efectiva requerida”

$$F_{i_req} := \frac{F_{\infty}}{\eta} = 812.008 \text{ tonnef}$$

“Fuerza del acero de presfuerzo inicial requerida”

Empleamos torones de 15.2mm (0.6") - según catalogo Freyssinet de pretensado

$$A_{\phi 15.2mm} := 1.40 \text{ cm}^2$$

$$A_{ps_req} := \frac{F_{i_req}}{f_{pi}} = 61.16 \text{ cm}^2$$

$$N_{torones_req} := \frac{A_{ps_req}}{A_{\phi 15.2mm}} = 43.686$$

Empleamos 44 torones de $\varnothing 15.2\text{mm}$ (0.6")

$$N_{\text{torones}} := 44$$

$$F_i := N_{\text{torones}} \cdot f_{pi} \cdot A_{\varnothing 15.2\text{mm}} = 817.845 \text{ tonnef}$$

$$F_{\infty} := F_i \cdot (\eta) = 686.99 \text{ tonnef}$$

C) Verificamos los esfuerzos en la sección no compuesta y compuesta

Esfuerzos actuantes en la fibra inferior para condición de servicio I y III

Esfuerzos en el concreto, para la sección no compuesta (antes de las perdidas)

$$\sigma_{ti} := \left(\frac{F_i}{A_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0_max}}{k_b} \right) + \frac{M_{GP}}{Z_t} = -1.862 \text{ MPa} \quad "<" \quad \sigma_{ti_max} = -3.691 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} := \left(\frac{F_i}{A_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0_max}}{k_t} \right) - \frac{M_{GP}}{Z_b} = 22.084 \text{ MPa} \quad "<" \quad \sigma_{ci_max} = 20.594 \text{ MPa}$$

Esfuerzos en el concreto, para la sección compuesta (condición de servicio)

$$\sigma_{cs} := \left(\frac{F_{\infty}}{A_{cc}} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0c_max}}{k_{bc}} \right) + \frac{(M_p + M_c)}{Z_{tc}} = 9.205 \text{ MPa} \quad "<" \quad \sigma_{cs_max} = 15.445 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} := \left(\frac{F_{\infty}}{A_{cc}} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0c_max}}{k_{tc}} \right) + \sigma_{ts_ELSI} = -2.761 \text{ MPa} \quad "<" \quad \sigma_{ts_max} = -2.923 \text{ MPa}$$

```
if ( $\sigma_{ti} \geq \sigma_{ti\_max}$ )  $\wedge$  ( $\sigma_{ci} \leq \sigma_{ci\_max}$ )  $\wedge$  ( $\sigma_{cs} \leq \sigma_{cs\_max}$ )  $\wedge$  ( $\sigma_{ts} \geq \sigma_{ts\_max}$ ) = "ALERTA. revisar condiciones"  
|| "OK, se cumple condiciones"  
else  
|| "ALERTA. revisar condiciones"
```

Se ha verificado que los esfuerzos permisibles no son superados en el centro del vano.

D) Verificamos los esfuerzos en la sección no compuesta y compuesta, ahora con las perdidas definitivas calculadas en el acápite de pérdidas de esfuerzos (ver mas adelante).

$$\eta := 0.885$$

$$F_j := 779.404 \text{ tonnef}$$

$$F_{\infty} := 689.782 \text{ tonnef}$$

Esfuerzos actuantes en la fibra inferior para condición de servicio I y III

Esfuerzos en el concreto, para la sección no compuesta (antes de las pérdidas)

$$\sigma_{ti} := \left(\frac{F_i}{A_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0_max}}{k_b} \right) + \frac{M_{GP}}{Z_t} = -1.315 \text{ MPa} \quad ">" \quad \sigma_{ti_max} = -3.691 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ci} := \left(\frac{F_i}{A_c} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0_max}}{k_t} \right) - \frac{M_{GP}}{Z_b} = 20.562 \text{ MPa} \quad "<" \quad \sigma_{ci_max} = 20.594 \text{ MPa}$$

Esfuerzos en el concreto, para la sección compuesta (condición de servicio)

$$\sigma_{cs} := \left(\frac{F_\infty}{A_{cc}} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0c_max}}{k_{bc}} \right) + \frac{(M_p + M_c)}{Z_{tc}} = 9.187 \text{ MPa} \quad "<" \quad \sigma_{cs_max} = 15.445 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ts} := \left(\frac{F_\infty}{A_{cc}} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0c_max}}{k_{tc}} \right) + \sigma_{ts_ELSI} = -2.669 \text{ MPa} \quad ">" \quad \sigma_{ts_max} = -2.923 \text{ MPa}$$

if $(\sigma_{ti} \geq \sigma_{ti_max}) \wedge (\sigma_{ci} \leq \sigma_{ci_max}) \wedge (\sigma_{cs} \leq \sigma_{cs_max}) \wedge (\sigma_{ts} \geq \sigma_{ts_max}) = \text{"OK, se cumple condiciones"}$

|| "OK, se cumple condiciones"

else

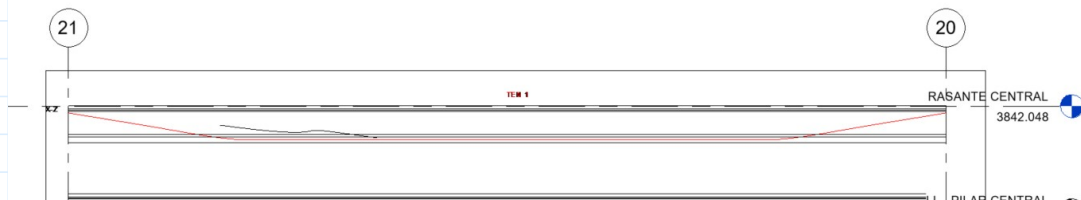
|| "ALERTA. revisar condiciones"

Se ha verificado que los esfuerzos permisibles no son superados en el centro del vano.

CÁLCULO DE PERDIDAS EN EL ACERO DE PRESFUERZO (Postensado)

DATOS DEL PROBLEMA

A) Del perfil del tendón



En la viga simplemente apoyada, se cuenta con 02 perfiles típicos del tendón (02 tendones para cada perfil - en cada alma). Los perfiles están configurados por un primer tramo recto de 1 metro con pendiente negativa, luego se aproximan a la losa inferior de forma parabólica y en la parte baja vuelven a ser rectos con la máxima excentricidad práctica.

DETERMINACIÓN DE LAS PÉRDIDAS

A) Pérdidas por acortamiento elástico - AASHTO 5.9.3.2.3

5.9.3.2.3b—Post-Tensioned Members

The loss due to elastic shortening in post-tensioned members, other than slab systems, may be taken as:

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_c} f_{cgp} \quad (5.9.3.2.3b-1)$$

$$N_{tendones} := 4$$

Número de tendones

$$n_p := \frac{E_{ps}}{E_{Cviga}} = 6.106$$

Ratio de módulos de elasticidad Aps / concreto

Según el diseño preliminar, tenemos:

$$A_{ps} := N_{torones} \cdot A_{\phi 15.2mm} = 61.6 \text{ cm}^2$$

"Área total de acero de presfuerzo"

$$F_i := A_{ps} \cdot f_{pi} = 817.845 \text{ tonnef}$$

"Fuerza del presfuerzo máx, luego de transferencia"

$$e_0 := e_{0_max} = 0.593 \text{ m}$$

"Excentricidad al centro del vano - viga no compuesta"

$$M_{GP} = 221.157 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

"Momento por PP de viga no compuesta"

$$f_{cgp} := \left(\frac{F_i}{A_c} + \frac{F_i \cdot e_0^2}{I_g} \right) - \left(\frac{M_{GP} \cdot e_0}{I_g} \right) = 20.31 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} := \left(\frac{N_{tendones} - 1}{2 \cdot N_{tendones}} \right) \cdot n_p \cdot f_{cgp} = 46.506 \text{ MPa}$$

B) Pérdidas por fricción - AASHTO 5.9.3.2.2

$$K := 0.0002 \cdot \frac{1}{ft} = 0.000656 \frac{1}{m}$$

"Parametros AASHTO - T.5.9.3.2.2b-1"

$$\mu := 0.20$$

"Propiedades del perfil del tendón 1 - configuración geométrica del tendón"

$$e_{0_1}(x) := (0.083 \cdot x - 0.34) \text{ m}$$

"x < 1m"

$$e_{0_2}(x) := \left(0.593 - \frac{0.85}{11^2} \cdot (x - 12)^2 \right) \text{ m}$$

"1m < x < 12m"

$$e_{0_3}(x) := 0.593 \text{ m}$$

"12m < x < 18m"

"Verificamos la pérdida en la sección central del vano"

$$e_{0_1}'(x) := \frac{d}{dx} \left(e_{0_1}(x) \cdot \frac{1}{m} \right) \rightarrow 0.083$$

$$e_{0_2}'(x) := \frac{d}{dx} \left(e_{0_2}(x) \cdot \frac{1}{m} \right) \rightarrow -0.014049586776859504132 \cdot x + 0.16859504132231404959$$

$$e_{0_1}'(1) = 0.083 \text{ rad}$$

$$e_{0_2}'(1) = 0.1545 \text{ rad}$$

$$\alpha_1 := |e_{0_2}'(1) - e_{0_1}'(1)| + e_{0_2}'(1) = 0.226 \text{ rad} \quad \text{"Suma de cambios angulares"}$$

$$\Delta f_{pF}(x, \alpha) := f_{pF} \cdot (1 - e^{-(k \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$$

$$\Delta f_{pF}(15 \text{ m}, \alpha_1) = 80.712 \text{ MPa}$$

"Perdida por fricción al centro del vano para tendón 01"

"Propiedades del perfil del tendón 2 - configuración geométrica del tendón"

$$e_{0_1}(x) := (0.1084 \cdot x + 0.16) \text{ m}$$

"x < 1m"

$$e_{0_2}(x) := \left(0.5926 - \frac{0.3246}{5^2} \cdot (x - 6)^2 \right) \text{ m}$$

"1m < x < 6m"

$$e_{0_3}(x) := 0.593 \text{ m}$$

"6m < x < 24m"

"Verificamos la perdida en la sección central del vano"

$$e_{0_1}(x) := \frac{d}{dx} \left(e_{0_1}(x) \cdot \frac{1}{m} \right) \rightarrow 0.1084$$

$$e_{0_2}(x) := \frac{d}{dx} \left(e_{0_2}(x) \cdot \frac{1}{m} \right) \rightarrow -0.025968 \cdot x + 0.155808$$

$$e_{0_1}'(1) = 0.1084 \text{ rad}$$

$$e_{0_2}'(1) = 0.1298 \text{ rad}$$

$$\alpha_2 := |e_{0_2}'(1) - e_{0_1}'(1)| + e_{0_2}'(1) = 0.151 \text{ rad} \quad \text{"Suma de cambios angulares"}$$

$$\Delta f_{pF}(x, \alpha) := f_{pF} \cdot (1 - e^{-(k \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$$

$$\Delta f_{pF}(15 \text{ m}, \alpha_2) = 59.217 \text{ MPa}$$

"Perdida por fricción al centro del vano para tendón 02"

C) Pérdidas por acuñaamiento del anclaje - AASHTO 5.9.3.2.1

"Para tendón 1 - en el centro del vano"

$$l := \frac{L}{2} = 15 \text{ m}$$

"Distancia hasta la sección central"

$$z := \Delta f_{pF}(15 \text{ m}, \alpha_1) + \Delta f_{pES} = 127.218 \text{ MPa}$$

"Perdidas hasta la sección central"

$$f_{pJ1} := 1506.6 \text{ MPa} - z = 1379.382 \text{ MPa}$$

"Esfuerzo en Aps antes de la transferencia"

$$\delta := 6 \text{ mm}$$

"Distancia de acomodo de las cuñas"

$$\lambda := \left(\frac{z}{l}\right) \cdot \frac{1}{f_{pJ1}} = 0.006 \frac{1}{\text{m}}$$

"Parámetro de características por fricción"

$$X := \sqrt{\frac{E_{ps} \cdot \delta}{(z \div l)}} = 11.687 \text{ m}$$

"Distancia donde se disipa totalmente la perdida por acuanamiento de anclaje"

$$f_p(X) := f_{pJ1} \cdot e^{-\lambda \cdot X}$$

$$f_p(0 \text{ m}) = 1379.382 \text{ MPa}$$

$$f_p(X) = 1283.744 \text{ MPa}$$

"Perdida en la zona de anclaje - inicio del tramo"

$$\Delta f_{p0} := 2 \cdot f_{pJ1} \cdot \lambda \cdot X = 198.231 \text{ MPa}$$

No hay perdida por acuanamiento de anclaje al centro del vano debido a que el valor de X es menor a L/2. Se puede comprobar lo mismo para todos los tendones.

"Esfuerzo resultante en el centro del vano"

$$f_{pJ1} = 1379.382 \text{ MPa}$$

"El esfuerzo máximo luego de la transferencia se ubica en X, esto es:"

$$f_{pJ_max} := f_{pJ} - \Delta f_{pF}(X, \alpha_1) - \Delta f_{pES} = 1382.486 \text{ MPa}$$

"Segun AASHTO debemos limitar este esfuerzo a $f_{pi} = 0.70 \cdot f_{pu}$ "

$$f_{pi} = 1302 \text{ MPa}$$

"Por ende debemos reducir el esfuerzo inicial de transferencia, adoptamos"

$$f_{pj} := 1350 \text{ MPa}$$

"Esfuerzo inicial aplicado al presforzar"

"Recalculamos las perdidas"

$$\Delta f_{pES} = 46.506 \text{ MPa}$$

"Por acortamiento elástico"

"Para tendón 1 y 2 (valor promedio) - centro del vano"

$$\Delta f_{pF}(x, \alpha) := f_{pJ} \cdot (1 - e^{-(K \cdot x + \mu \cdot \alpha)})$$

$$z := \frac{\Delta f_{pF}(15 \text{ m}, \alpha_1) + \Delta f_{pF}(15 \text{ m}, \alpha_2)}{2} + \Delta f_{pES} = 109.198 \text{ MPa}$$

$$f_{pJ1} := f_{pJ} - z = 1240.802 \text{ MPa} \quad \text{"Esfuerzo en Aps antes de la transferencia"}$$

$$\lambda := \left(\frac{z}{l}\right) \cdot \frac{1}{f_{pJ1}} = 0.006 \frac{1}{\text{m}}$$

$$1350 \text{ MPa} \cdot 11 \cdot 1.4 \text{ cm}^2 = 211.999 \text{ tonnef}$$

$$X := \sqrt{\frac{E_{ps} \cdot \delta}{(z \div l)}} = 12.614 \text{ m} \quad \frac{212 \text{ tonnef} \cdot 30 \text{ m}}{11 \cdot 1.4 \text{ cm}^2 \cdot E_{ps}} = 0.21 \text{ m}$$

"El esfuerzo máximo luego de la transferencia se ubica en X, esto es:"

$$f_{pJ_max} := f_{pJ} - \Delta f_{pF}(X, \alpha_1) - \Delta f_{pES} = 1233.174 \text{ MPa} \quad "<" \quad 0.7 \cdot f_{pu} = 1302 \text{ MPa}$$

"No hay perdida por acuíamiento de anclaje al centro del vano, por ende"

$$f_{pJ} := f_{pJ1} = 1240.802 \text{ MPa} \quad \text{"Esfuerzo inicial, luego de perdidas instantáneas"}$$

D) Pérdidas dependientes del tiempo por relajación del acero, creep y contracción del concreto - ESTIMACIÓN APROXIMADA SEGUN AASHTO 5.9.3.3.

Va a ser necesario determinar el parámetro de humedad relativa promedio anual de Juliaca, para lo cual se ha recurrido a una base de datos climática (<https://es.climate-data.org>) y se ha promediado la humedad relativa entre los años 1991 a 2019.

$$H := 56.7 \quad \text{"Humedad relativa anual promedio en Juliaca (%)"}$$

$$V_h := 1.7 - 0.01 \cdot H = 1.133$$

$$V_{st} := \frac{5}{1 + \frac{f'_{ci\text{viga}}}{\text{ksi}}} = 0.836$$

"Perdidas por relajación segun AASHTO 5.9.3.4.2c"

$$K_L := 30 \quad \text{"Para torones de baja relajación"}$$

$$\Delta f_{pR1} := \frac{f_{pi}}{K_L} \cdot \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0.55\right) = 7.909 \text{ MPa} \quad \text{"Perdida inicial por relajación"}$$

$$\Delta f_{pR2} := \Delta f_{pR1} \quad \text{"Perdida diferida por relajación"}$$

$$\Delta f_{pR} := \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pR2} = 15.818 \text{ MPa} \quad \text{"Perdida total por relajación"}$$

"Perdidas totales dependientes del tiempo segun AASHTO 5.9.3.3"

Este método aproximado se considera satisfactorio para los fines de este proyecto, debido a que se cumple con lo dispuesto en AASHTO 5.9.3.3 para poder emplear este método. En la siguiente ecuación el primer termino corresponde a las perdidas por creep; el segundo por acortamiento y el último corresponde a las perdidas por relajación.

$$\Delta f_{pLT} := 10 \cdot \frac{f_{pi} \cdot A_{ps}}{A_{cc}} \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st} + (12 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st}) \text{ ksi} + \Delta f_{pR} \quad (12 \cdot \gamma_h \cdot \gamma_{st}) \text{ ksi} = 78.403 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pLT} = 142.677 \text{ MPa}$$

"Perdidas totales dependientes del tiempo"

$$f_{p\infty} := f_{pi} - \Delta f_{pLT} = 1098.125 \text{ MPa}$$

"Esfuerzo efectivo luego de todas las pérdidas"

$$\eta := \frac{f_{p\infty}}{f_{pi}} = 0.885$$

"Porcentaje de pérdidas dependientes del tiempo"

$$\frac{f_{p\infty}}{f_{pi}} = 0.813$$

"Porcentaje de pérdidas totales"

E) Fuerzas inducidas por el acero de presfuerzo luego de perdidas iniciales y en condiciones de servicio (luego de todas las pérdidas)

$$f_{pi} = 1240.802 \text{ MPa}$$

$$f_{p\infty} = 1098.125 \text{ MPa}$$

$$A_{ps} = 61.6 \text{ cm}^2$$

$$F_i := f_{pi} \cdot A_{ps} = 779.404 \text{ tonnef}$$

"Fuerza total luego de perdidas instantáneas"

$$F_{\infty} := f_{p\infty} \cdot A_{ps} = 689.782 \text{ tonnef}$$

"Fuerza total luego de todas las pérdidas"

DIMENSIONAMIENTO DE ACERO PASIVO

DETERMINACIÓN DE ACERO PASIVO POR FLEXIÓN

A) DISEÑO POR FLEXIÓN

Datos para As presfuerzo y concreto

Primero hemos de verificar si para resistir la flexión solamente con el acero de presfuerzo y asumimos además que el bloque de compresiones cae en la losa.

$$A_{ps} = 61.6 \text{ cm}^2$$

Acero de presfuerzo

$$\alpha_j := 0.85$$

Constante de bloque de esfuerzos

$$\beta_1 := \beta_{losa}$$

Factor del bloque de esfuerzos para f'c (280 kg/cm²)

$$d_e := d_{pc} = 1.44 \text{ m} \quad \text{Peralte efectivo}$$

$$b := b_e = 4 \text{ m} \quad \text{Ancho de ala superior (losa)}$$

Modificadores de carga según AASHTO - 1.3.3, 1.3.4 y 1.3.5

$$\eta_D := 1.00 \quad \text{"Por ductilidad"}$$

$$\eta_R := 1.05 \quad \text{"Por rebundancia"}$$

$$\eta_I := 1.00 \quad \text{"Por importancia"}$$

$$\eta_{ELR} := \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I = 1.05$$

Momento crítico para ELR-I

$$M_{DC_total} := M_{DC_1} + M_{GP} + M_S = 504.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} = 68.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{LL_IM} = 406.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_u := \eta_{ELR} \cdot (1.25 \cdot M_{DC_total} + 1.50 \cdot M_{DW} + 1.75 \cdot M_{LL_IM}) = 1515.3 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$k := 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0.28$$

$$c := \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{\alpha_1 \cdot f'_{c\text{losa}} \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot \frac{f_{pu}}{d_{pc}}} = 14.044 \text{ cm}$$

$$a := \beta_1 \cdot c = 11.937 \text{ cm}$$

"<"

$$h_f = 0.19 \text{ m}$$

if $a \leq h_f$ = "Comportamiento de sección rectangular"
|| "Comportamiento de sección rectangular"
else
|| "Comportamiento de sección T"

Por lo tanto se ha verificado que el bloque de compresiones cae dentro de la losa. Entonces el comportamiento es de sección rectangular.

Calculamos la resistencia nominal a flexión de la sección central.

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_{pc}} \right) = 1809.207 \text{ MPa} \quad \text{Esfuerzo efectivo en acero de presfuerzo}$$

$$\epsilon_c := 0.003$$

Deformación unitaria límite del concreto

$$\epsilon_{ps} := \frac{d_{pc} - c}{c} \cdot \epsilon_c = 0.028 \quad ">" \quad 0.005 \quad \text{Deformación unitaria en acero de presfuerzo}$$

Por lo tanto se trata de una sección controlada por tracción, según AASHTO 5.6.2

$$\phi_{flexion} := 1.00 \quad \text{"factor de reducción, según AASHTO 5.5.4.2"}$$

$$M_n := A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_{pc} - \frac{a}{2} \right) = 1568.649 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_u = 1515.303 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if $\phi_{flexion} \cdot M_n \geq M_u$ = "OK. La sección resiste por flexión"
 || "OK. La sección resiste por flexión"
 else
 || "ALERTA: Se necesita acero pasivo por flexión"

Verificamos la cantidad de refuerzo máximo

No es aplicable en la actual normativa AASHTO (2020)

Verificamos la cantidad de refuerzo mínimo, según AASTHO 5.6.3.3

$$\lambda := 1 \quad \text{"Para concreto de densidad normal"}$$

$$\gamma_1 := 1.6 \quad \text{"Para estructuras no segmentalmente prefabricadas"}$$

$$\gamma_2 := 1.1 \quad \text{"Para tendones adheridos"}$$

$$\gamma_3 := 1.0 \quad \text{"Para acero de presforzado"}$$

$$f_r := 0.24 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c_{losa} \cdot ksi} = 3.302 \text{ MPa} \quad \text{"Módulo de ruptura"}$$

$$f_{cpe} := \left(\frac{F_{\infty}}{A_{cc}} \right) \cdot \left(1 - \frac{e_{0c_max}}{k_{tc}} \right) = 22.778 \text{ MPa} \quad \text{"Esf. compresión a altura del tendón"}$$

$$M_{dnc} := M_p \quad \text{"Momento por peso propio de viga compuesta"}$$

$$M_{cr} := \gamma_3 \cdot \left(\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot |f_{cpe}| \right) \cdot Z_{bc} - M_{dnc} \cdot \left(\frac{Z_{bc}}{Z_b} - 1 \right)$$

$$M_{cr} = 781.781 \text{ tonnef} \cdot \text{m} \quad \text{"Momento de agrietamiento según AASHTO 5.6.3.3"}$$

$$M_{cr} := \min(1.33 \cdot M_u, M_{cr}) = 781.781 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

```

if  $M_n \geq M_{cr}$ 
  || "OK, se cumple con el refuerzo mínimo"
else
  || "ALERTA: Se necesita acero mínimo"

```

= "OK, se cumple con el refuerzo mínimo"

Se ha verificado que con el acero de presfuerzo calculado ya se cumple con la demanda de refuerzo mínimo, por ende solo falta revisar la demanda de acero por retracción y temperatura.

Verificamos la cantidad de refuerzo por retracción y temperatura, según AASTHO 5.10.6

$$A_{cc} = 2316.85 \text{ in}^2$$

$$P_{cc} := 6.895 \text{ m} = 271.457 \text{ in}$$

"Perímetro de la sección a reforzar"

$$f_y = 59.738 \text{ ksi}$$

"Esfuerzo de fluencia de acero grado 60"

$$A_{s_temperatura} := \left(\frac{1.30 \cdot \frac{A_{cc}}{\text{in}^2}}{\frac{P_{cc}}{\text{in}} \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}}} \right) \cdot \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} = 0.186 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$$

```

if  $0.11 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}} \leq A_{s\_temperatura} \leq 0.60 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$ 
  || "Acero por temperatura VALIDO."
else
  || "Modificar acero por temperatura."

```

= "Acero por temperatura VALIDO."

$$A_{s_temperatura} = 3.931 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Acero requerido por temperatura en contorno de viga.

$$s_{max} := \min(3 \cdot b_w, 18 \text{ in}) = 45.72 \text{ cm}$$

Espaciamiento máximo permitido

"Empleamos As Ø1/2" @ 0.30 m"

$$A_{s_Ø0.5in} := 1.29 \text{ cm}^2$$

$$s := 0.30 \text{ m}$$

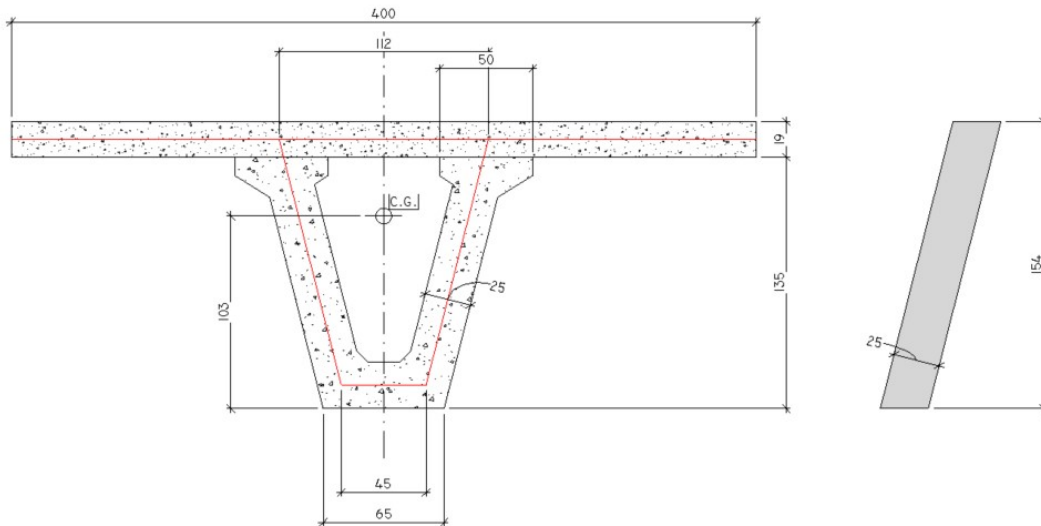
$$\frac{A_{s_Ø0.5in}}{s} = 4.3 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad ">" \quad A_{s_temperatura} = 3.931 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

"Entonces usamos Ø1/2 @ 0.30 m, en todas las caras expuestas"

DIMENSIONAMIENTO DE ACERO DE POR CORTE - TORSIÓN

DATOS DEL PROBLEMA

B) Geometría de la viga compuesta, considerando 1 alma como la sección por cortante



$$h := 1.54 \text{ m}$$

“Altura de viga compuesta”

$$b_v := 0.25 \text{ m}$$

“Ancho efectivo de 1 alma”

$$L = 30 \text{ m}$$

“Luz libre entre eje de apoyos”

$$b_{\text{apoyo}} := 50 \text{ cm}$$

“Ancho de apoyo - eje longitudinal (a verificar)”

$$h_f = 0.19 \text{ m}$$

“Ancho de ala superior - losa”

$$b_{tr} = 3.716 \text{ m}$$

“Ancho efectivo losa”

$$A_{cc} = 1.495 \text{ m}^2$$

“Area de viga compuesta”

$$I_{gc} = 0.357 \text{ m}^4$$

“Inercia de viga compuesta”

$$e_{0c_max} = 0.933 \text{ m}$$

“Excentricidad de presfuerzo - centro de vano”

B) Del acero de presfuerzo y reforzado - solo 1 alma

Del acero de refuerzo pasivo - dimensionado previamente

$$A_s := \frac{8 \cdot A_s_{\phi_{\#5}}}{2} = 7.96 \text{ cm}^2$$

“As refuerzo flexión para 1 alma”

$$d_s := h - 12.50 \text{ cm} = 1.415 \text{ m}$$

“distancia a centroide A_s ”

Del acero de presfuerzo - dimensionado previamente

$$A_{ps} = 61.6 \text{ cm}^2$$

$$d_{pc} = 1.44 \text{ m}$$

“En el centro del vano”

$$f_{ps} := 1807.75 \text{ MPa}$$

“Esfuerzo en A_{ps} (iterativo)”

$$c := \frac{A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps}}{0.85 \cdot f'_{c_{losa}} \cdot \theta_{losa} \cdot b_e} = 14.446 \text{ cm}$$

“Recalculado para acero provisto”

$$a := \theta_{losa} \cdot c = 12.279 \text{ cm}$$

“Profundidad, bloque de compresiones”

$$k := 2 \cdot \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0.28$$

$$f_{ps} := f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_{pc}} \right) = 1807.754 \text{ MPa}$$

$$d_{pc_sc} := 0.89 \text{ m}$$

Peralte efectivo de acero de presfuerzo en sección crítica

$$d_e := \frac{A_s \cdot d_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot d_{pc_sc} \cdot f_{ps}}{A_s \cdot f_y + A_{ps} \cdot f_{ps}} = 0.905 \text{ m}$$

Peralte efectivo en sección crítica

$$F_\infty = 689.782 \text{ tonnef}$$

Fuerza de presfuerzo total (4 tendones) luego de toda pérdida

C) Del análisis estructural - ELR-I para sección crítica

Fuerzas internas obtenidas en **1 solo alma**, a 1.35 m de la cara de apoyo (a verificar)

$$V_{u_sc} := \frac{191.3}{2} \text{ tonnef}$$

Cortante ELR-1 en sección crítica

$$N_{u_sc} := \frac{0.33}{2} \text{ tonnef}$$

Axial ELR-1 en sección crítica

$$M_{u_sc} := \frac{266.00}{2} \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento ELR-1 en sección crítica

$$T_{u_sc} := -85.36 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Torsión ELR-1 para toda la viga

DISEÑO POR CORTANTE Y TORSIÓN SEGUN AASHTO

A) DISEÑO POR CORTANTE SEGUN AASHTO 5.7

$$d_v := d_e - \frac{a}{2} = 0.844 \text{ m}$$

$$d_v := \max(d_v, 0.9 \cdot d_e, 0.72 \cdot h) = 1.109 \text{ m}$$

La sección crítica sería a: $d_v + 0.50/2 = 1.35 \text{ m}$

“Calculamos el aporte al cortante del acero de presfuerzo, para cada tendón”

$$\alpha_1 := 4.7062 \text{ deg} = 0.082 \text{ rad}$$

“Ángulo de inclinación - Tendon 01”

$$\alpha_2 := 5.3941 \text{ deg} = 0.094 \text{ rad}$$

“Ángulo de inclinación - Tendon 02”

$$V_{p1} := \frac{F_{\infty}}{4} \cdot \sin(\alpha_1) = 14.149 \text{ tonnef}$$

$$V_{p2} := \frac{F_{\infty}}{4} \cdot \sin(\alpha_2) = 16.211 \text{ tonnef}$$

$$V_p := V_{p1} + V_{p2} = 30.359 \text{ tonnef}$$

“Resistencia del Aps al corte”

$$\phi_{\text{corte}} := 0.90$$

“Para CORTE y TORSIÓN - A.5.5.4.2”

$$v := \frac{V_{u_{sc}} - \phi_{\text{corte}} \cdot V_p}{\phi_{\text{corte}} \cdot b_v \cdot d_v} = 2.686 \text{ MPa}$$

“Esfuerzo cortante en concreto - A.5.7.2.8”

$$f_{po} := f_{pi} = 179.963 \text{ ksi}$$

“Esfuerzo inicial en acero de presfuerzo”

“Asumiendo al menos el refuerzo mínimo transversal”

$$M_{u_{sc}} = 133 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$(V_{u_{sc}} - V_p) \cdot d_v = 72.394 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M'_u := \max(M_{u_{sc}}, (V_{u_{sc}} - V_p) \cdot d_v) = 133 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

“según AASHTO 5.7.4.2”

Procedimiento para calcular beta y theta, según AASHTO 5.7.3.4.2

“Posteriormente verificamos que acero por torsión es requerido - AASHTO 5.7.3.4.2”

$$A_o := 1.042 \text{ m}^2$$

“Area de flujo de cortante - A.5.7.4.2”

$$V_{\text{eff}} := V_{u_{sc}} + \frac{|T_{u_{sc}}| \cdot d_s}{2 \cdot A_o} = 153.608 \text{ tonnef}$$

“Cuando hay torsión - A.5.7.3.4.2-6”

$$\varepsilon_s := \frac{\left(\frac{M'_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_{u_sc} + (V_{eff} - V_p) - A_{ps} \cdot f_{po} \right)}{(E_s \cdot A_s + E_{ps} \cdot A_{ps})} = -0.004$$

“Segun las consideraciones finales de este articulo en AASHTO (2020)”

$$A_{ct} := b_v \cdot \frac{h}{2} = 0.193 \text{ m}^2$$

$$\varepsilon_s := \frac{\left(\frac{M'_u}{d_v} + 0.5 \cdot N_{u_sc} + (V_{eff} - V_p) - A_{ps} \cdot f_{po} \right)}{(E_s \cdot A_s + E_{ps} \cdot A_{ps} + E_{c_{viga}} \cdot A_{ct})} = -0.000707$$

$$\varepsilon_s := \max(\varepsilon_s, -0.40 \cdot 10^{-3}) = -0.0004$$

$$\varepsilon_s := 0$$

“Tomamos este valor, a favor de la seguridad”

$$\beta := \frac{4.8}{1 + 750 \cdot \varepsilon_s} = 4.8$$

$$\vartheta := (29 + 3500 \cdot \varepsilon_s) \text{ deg} = 29 \text{ deg}$$

“Calculamos la resistencia al corte del concreto y la requerida por el acero según AASHTO 5.7.3.3”

$$V_c := 0.0316 \cdot \beta \cdot \left(\sqrt{f'_{c_{viga}} \cdot \text{ksi}} \right) \cdot b_v \cdot d_v$$

$$V_c = 65.956 \text{ tonnef}$$

“Resistencia al corte del concreto”

$$V_{n_max} := 0.25 \cdot f'_{c_{viga}} \cdot b_v \cdot d_v + V_p = 272.909 \text{ tonnef}$$

“Limite Vc + Vs”

$$V_s := \frac{V_{u_sc}}{\phi_{corte}} - V_p - V_c = 9.962 \text{ tonnef}$$

“Cortante que debe ser resistida por el acero”

“Calculo acero transversal por corte”

$$\alpha := 90 \text{ deg}$$

“Estribos verticales”

$$\phi_{ducto} := 8.50 \text{ cm}$$

“Diametro ducto, según catálogo Freysinnet”

$$b_w = 0.25 \text{ m}$$

“Ancho bruto del alma”

$$\delta := 2$$

“Factor de corrección por ducto - 2 para grouted”

$$\lambda_{ducto} := 1 - \delta \cdot \left(\frac{\phi_{ducto}}{b_w} \right)^2 = 0.769$$

$$A_{v_entre_s_req} := \left(\frac{V_s}{\lambda_{ducto} \cdot f_y \cdot in \cdot d_v \cdot (\cot(\vartheta) + \cot(\alpha)) \cdot \sin(\alpha)} \right) \cdot \frac{in^2}{in} = 1.542 \frac{cm^2}{m}$$

“Refuerzo mínimo por corte, según AASHTO 5.7.2.5”

$$\phi_{corte} \cdot \frac{(V_c + V_p)}{2} = 43.342 \text{ tonnef} \quad V_{u_sc} = 95.65 \text{ tonnef}$$

$\text{if } \phi_{corte} \cdot \frac{(V_c + V_p)}{2} < V_{u_sc}$	= “Al menos refuerzo transversal mínimo”
$\quad \parallel \text{ “Al menos refuerzo transversal mínimo”}$	
$\quad \text{else}$	
$\quad \parallel \text{ “No es necesario refuerzo transversal”}$	

“Refuerzo transversal mínimo - A.5.7.2.6”

$$A_{v_entre_s_min} := \frac{0.0316 \cdot \left(\sqrt{\frac{f'c_{viga}}{ksi}} \cdot ksi \right) \cdot b_v}{f_y} = 0.012 \frac{in^2}{in}$$

$$A_{v_entre_s_min} = 2.951 \frac{cm^2}{m}$$

$$A_{v_entre_s_req} := \max(A_{v_entre_s_req}, A_{v_entre_s_min}) = 2.951 \frac{cm^2}{m} \quad \text{Acero de refuerzo requerido por corte}$$

“Escogemos diametro de estribo a usar ϕ 3/8" (2 ramas) @ 30cm”

$$A_v := 2 \cdot A_s_{\phi_{\#3}} = 1.42 \text{ cm}^2 \quad s := 30 \text{ cm}$$

$$A_{v_entre_s_provisto} := \frac{2 \cdot 0.71 \text{ cm}^2}{s} = 4.733 \frac{cm^2}{m} \quad ">" \quad A_{v_entre_s_req} = 2.951 \frac{cm^2}{m}$$

“Revisamos espaciamento máximo - A.5.7.2.6”

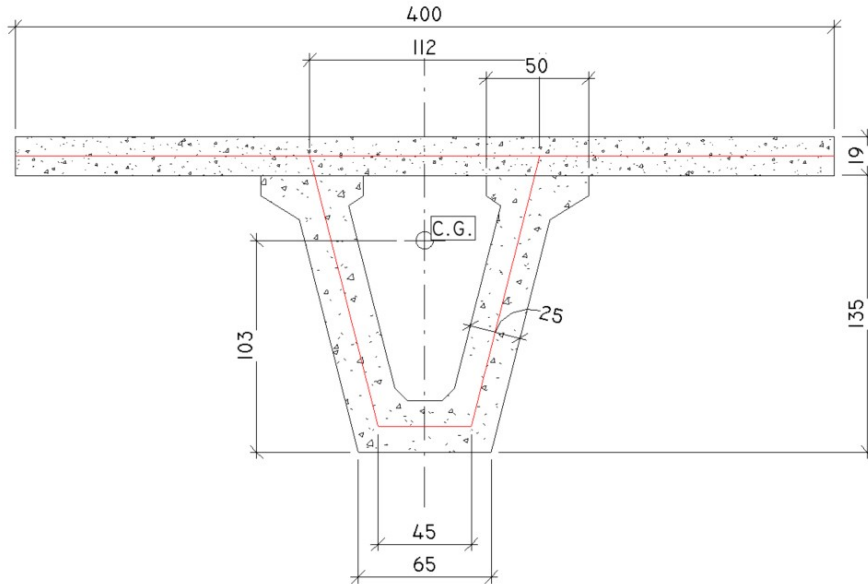
$$s_{max} := \text{if } V_{u_sc} < 0.1 \cdot f'c_{viga} \cdot b_v \cdot d_v = 60.96 \text{ cm}$$

$\quad \parallel \min(0.8 \cdot d_v, 24 \text{ in})$
$\quad \text{else}$
$\quad \parallel \min(0.4 \cdot d_v, 12 \text{ in})$

“El espaciamiento elegido esta cumpliendo con el espaciamiento minimo requerido”
“Refuerzo transversal por cortante (sección crítica) es $\varnothing 3/8" @ 0.30 \text{ m}$ ”

B) DISEÑO POR TORSIÓN, según AASHTO 5.7

“Propiedades de la sección torcida - completa”



$$b_w := b_v = 25 \text{ cm}$$

“Ancho de alma”

$$A_g := A_{cc} = 1.495 \text{ m}^2$$

“Area total de la sección compuesta”

$$A_o = 1.042 \text{ m}^2$$

Área encerrada por flujo de cortante

$$b_e := h_f = 0.19 \text{ m}$$

Menor espesor de alas o almas

Del análisis estructural - Fuerzas internas en la viga entera en la sección crítica

$$T_{u_{sc}} := |T_{u_{sc}}| = 85.36 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$V_{u_{sc}} := 2 \cdot V_{u_{sc}} = 191.3 \text{ tonnef}$$

$$N_{u_{sc}} := 2 \cdot N_{u_{sc}} = 0.33 \text{ tonnef}$$

$$M_{u_{sc}} := 2 \cdot M_{u_{sc}} = 266 \text{ m} \cdot \text{tonnef}$$

Condición de verificación de torsión - según AASHTO 5.7.2.1-3

$$\phi_{torsión} := 0.90$$

“Esfuerzo medio en el centroide de la sección por presfuerzo”

$$f_{pc} := \frac{F_{\infty}}{A_{cc}} = 4.526 \text{ MPa}$$

$$K := \min \left(\sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.126 \cdot \sqrt{f'c_{viga} \cdot ksi}}}, 2 \right) = 1.826$$

$$T_{cr} := (0.126 \cdot K \cdot \sqrt{f'c_{viga} \cdot ksi} \cdot 2 \cdot A_o \cdot b_e) = 142.918 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$T_{u_sc} = 85.36 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$T_{u_min} := \phi_{torsión} \cdot T_{cr} \cdot 0.25 = 32.157 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

“Según AASHTO 5.7.2.1”

if $T_{u_sc} > T_{u_min}$	= “Refuerzo por torsión necesitado”
“Refuerzo por torsión necesitado”	
else	
“No se necesita refuerzo por torsión”	

“VERIFICAMOS RESISTENCIA POR TORSIÓN REQUERIDA, SEGÚN AASHTO 5.7.3.6.2”

$$A_{t_entre_s_req} := \frac{\left(\frac{T_{u_sc}}{\phi_{torsión}} \right)}{2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot(\vartheta) \cdot \lambda_{ducto}} = 7.813 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$T_{n_req} := A_{t_entre_s_req} \cdot (2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot(\vartheta)) \cdot \lambda_{ducto} = 94.844 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

“Resistencia total requerida por cortante y torsión - AASHTO”

$$A_{T_entre_s_req} := A_{t_entre_s_req} + A_{v_entre_s_req}$$

$$A_{T_entre_s_req} = 10.763 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

“Empleamos estribos cerrados en almas y ala inferior $\phi 1/2 @ 0.20$ ”

$$A_t := 2 \cdot A_{s_phi\#4} = 2.58 \text{ cm}^2$$

$$s := 0.20 \text{ m}$$

$$A_{t_entre_s_provisto} := \frac{A_t}{s} = 12.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$T_n := \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y \cdot \cot(\vartheta)}{s} \cdot \lambda_{ducto}$$

$$T_n = 156.602 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

"Torsión resistente de la sección"

$$T_{u_sc} = 85.36 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

if $\phi_{torsión} \cdot T_n > T_{u_sc}$

|| "Cumple por TORSIÓN - refuerzo transversal"

else

|| "verificar por TORSIÓN"

= "Cumple por TORSIÓN - refuerzo transversal"

"Acero longitudinal por torsión, según AASTHO 5.7.3.6.3"

$$\rho_h := 4.97 \text{ m}$$

"Perímetro - líneas centro de estribos externos"

$$A_l := \frac{T_{n_req} \cdot \rho_h}{2 \cdot A_o \cdot f_y} = 53.854 \text{ cm}^2$$

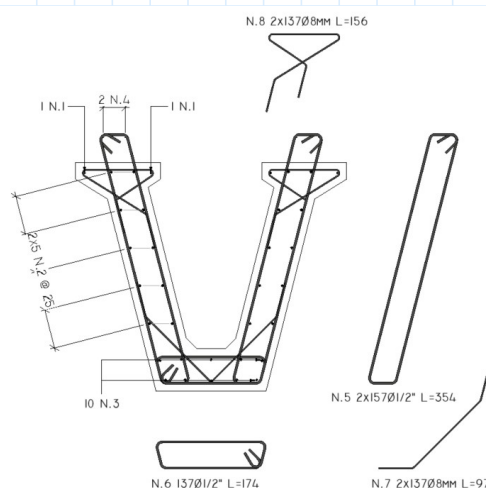
"Acero longitudinal adicional - secciones huecas"

$$N_{Asl} := \frac{A_l}{A_{s_Ø\#5}} = 27.063$$

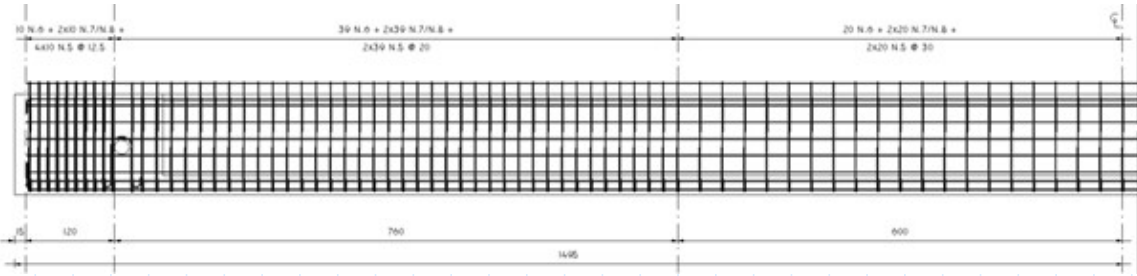
"Número de barras de Ø5/8" distribuidas alrededor de la sección para soportar la torsión"

Resumen de refuerzo por cortante y torsión:

Acero longitudinal: 30 x Ø5/8"
Acero transversal: Ø1/2" @ 0.20 m (estribos cerrados en almas y ala inferior a 1.35 m del eje de apoyo)

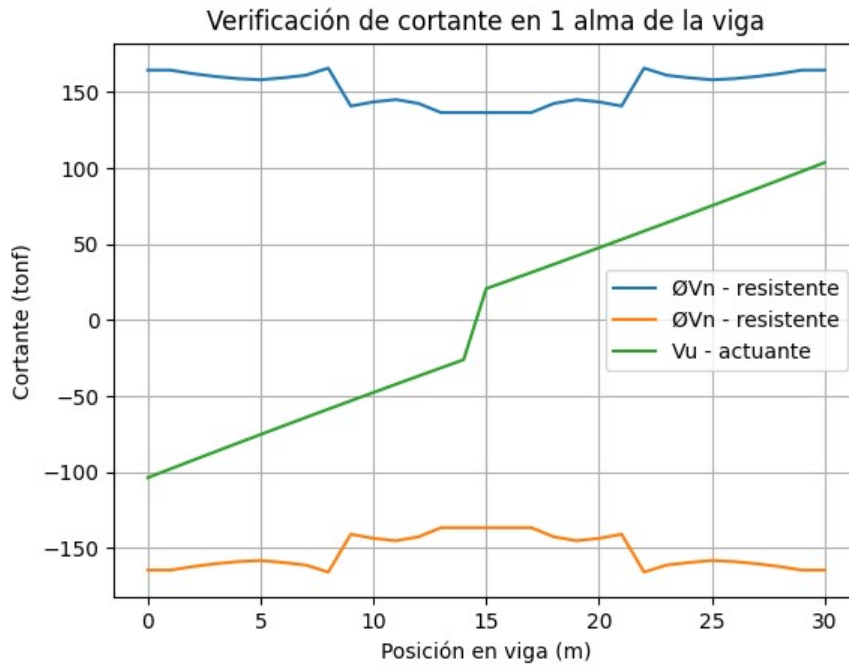


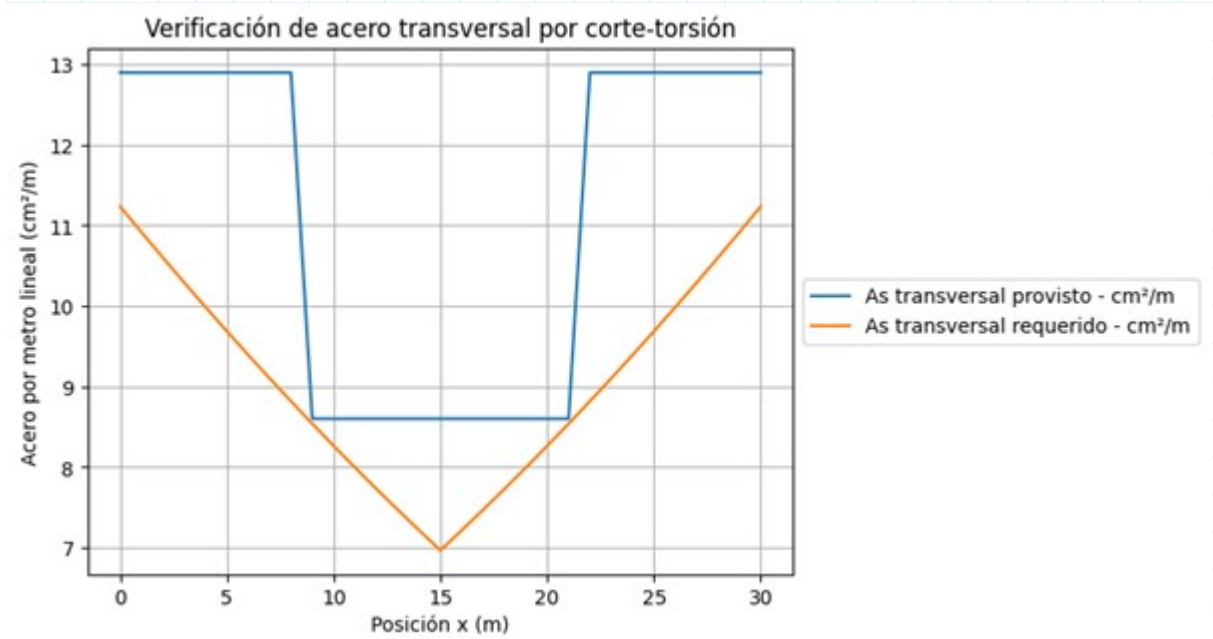
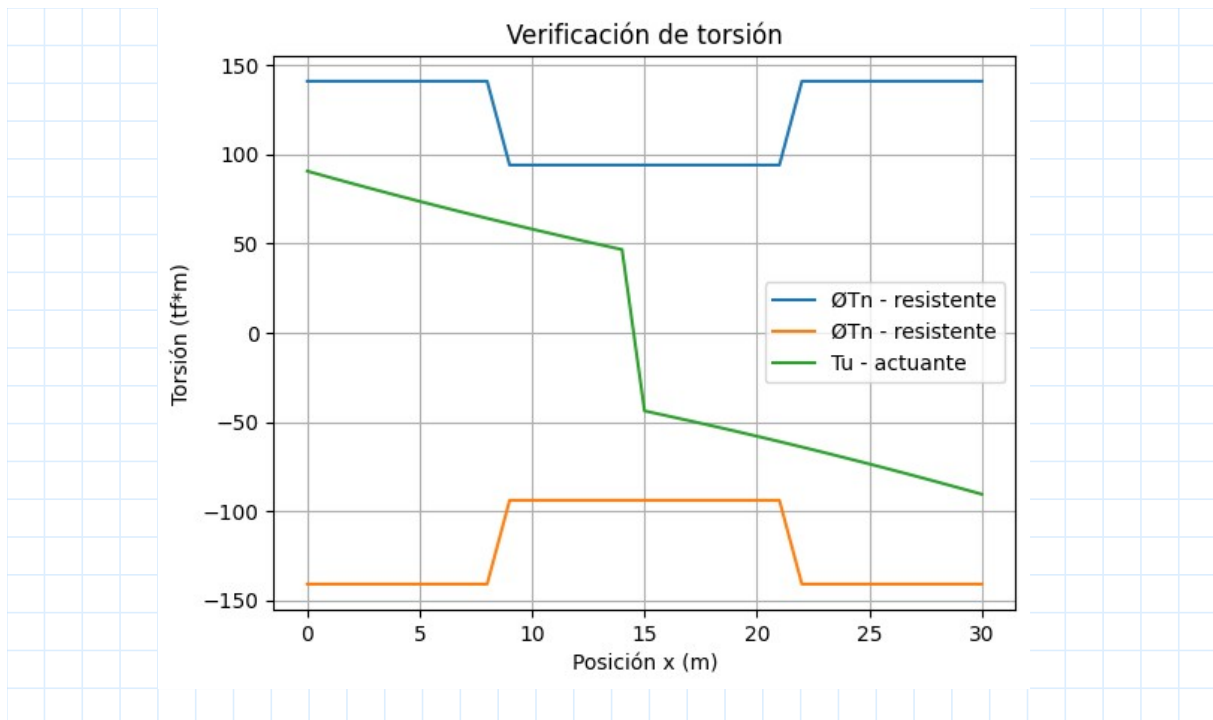
Ahora verificamos a lo largo de toda la viga, con la distribución de estribos de Ø1/2" @ 0.30 m a partir de 9.00 m, como se indica a continuación.



Elem	Load	Part	Axial (tonf)	Shear-y (tonf)	Shear-z (tonf)	Torsion (tonf*m)	Moment-y (tonf*m)	Moment-z (tonf*m)
0	EL-R-I(all)	J[2]	0.4	0	-207.25	90.54	0	0.18
1	EL-R-I(all)	J[2]	0.38	0	-195.77	87.04	200.07	0.17
2	EL-R-I(all)	J[3]	0.33	0	-184.34	83.6	385.78	0.15
3	EL-R-I(all)	J[4]	0.29	0	-172.98	80.21	557.14	0.13
4	EL-R-I(all)	J[5]	0.26	0	-161.69	76.88	714.14	0.12
5	EL-R-I(all)	J[6]	0.21	0	-150.45	73.6	856.79	0.1
6	EL-R-I(all)	J[7]	0.15	0	-139.27	70.38	985.08	0.08
7	EL-R-I(all)	J[8]	0	0	-128.16	67.21	1099.01	0
8	EL-R-I(all)	J[9]	0	0	-117.1	64.1	1198.59	0
9	EL-R-I(all)	J[10]	0	0	-106.11	61.04	1283.81	0
10	EL-R-I(all)	J[11]	0	0	-95.18	58.04	1354.68	0
11	EL-R-I(all)	J[12]	0	0	-84.31	55.1	1415.24	0
12	EL-R-I(all)	J[13]	0	0	-73.5	52.2	1461.44	0
13	EL-R-I(all)	J[14]	0	0	-62.75	49.37	1493.28	0
14	EL-R-I(all)	J[15]	0	0	-52.07	46.59	1510.77	0
15	EL-R-I(all)	J[16]	0	0	41.44	-43.86	1513.9	0
16	EL-R-I(all)	J[17]	0	0	52.07	-46.59	1510.77	0
17	EL-R-I(all)	J[18]	0	0	62.75	-49.37	1493.28	0
18	EL-R-I(all)	J[19]	0	0	73.5	-52.2	1461.44	0
19	EL-R-I(all)	J[20]	0	0	84.31	-55.1	1415.24	0
20	EL-R-I(all)	J[21]	0	0	95.18	-58.04	1354.68	0
21	EL-R-I(all)	J[22]	0	0	106.11	-61.04	1283.81	0
22	EL-R-I(all)	J[23]	0	0	117.1	-64.1	1198.59	0
23	EL-R-I(all)	J[24]	0	0	128.16	-67.21	1099.01	0
24	EL-R-I(all)	J[25]	0	0	139.27	-70.38	985.08	0
25	EL-R-I(all)	J[26]	0.15	0	150.45	-73.6	856.79	0.08
26	EL-R-I(all)	J[27]	0.21	0	161.69	-76.88	714.14	0.1
27	EL-R-I(all)	J[28]	0.26	0	172.98	-80.21	557.14	0.12
28	EL-R-I(all)	J[29]	0.29	0	184.34	-83.6	385.78	0.13
29	EL-R-I(all)	J[30]	0.33	0	195.77	-87.04	200.07	0.15
30	EL-R-I(all)	J[31]	0.38	0	207.25	-90.54	0	0.17

Para la verificación en cada sección de la viga se han elaborado scripts de python, que verifican la sección por corte y/o torsión y se anexaran como parte del presente trabajo de investigación.





C) DISEÑO POR CORTANTE HORIZONTAL SEGUN AASHTO 5.7.4

Consideramos el análisis para **1 solo alma**, como se hizo para verificar cortante vertical. Todos los cálculos posteriores son realizados para la sección crítica, a 1.35m del eje del apoyo.

$$V_{u1} := \frac{V_{u_sc}}{2} = 95.65 \text{ tonnef}$$

$$b_{vi} := 0.50 \text{ m}$$

"Ancho de contacto en la interfaz viga-losa"

$$cg_{bot_ten} := 65.5 \text{ cm}$$

Distancia desde la fibra interior al centroide del acero de presfuerzo.:

$$d_v := \left(h - \frac{h_f}{2} \right) - cg_{bot_ten} = 0.79 \text{ m}$$

Distancia vertical del centroide del ala superior al centroide del acero de presfuerzo

$$A_{vf} := A_{t_entre_s_provisto} = 12.9 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

"Acero transversal provisto corte corte-torsión"

Calculamos el esfuerzo cortante y la fuerza que actúa en la interfaz.

$$v_{ui} := \frac{V_{u1}}{b_{vi} \cdot d_v} = 0.344 \text{ ksi}$$

$$V_{ui} := v_{ui} \cdot b_{vi} = 121.076 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Los parámetros a usar para calcular la cortante resistente, según AASHTO 5.7.4.4 son:

$$c := 0.28 \text{ ksi} = 1.931 \text{ MPa}$$

$$\mu := 1.0$$

$$K_1 := 0.30$$

$$K_2 := 1.80 \text{ ksi} = 12.411 \text{ MPa}$$

"Para concreto de densidad normal"

Calculamos y verificamos la fuerza resistente nominal al corte en la interfaz, V_{ni} .

$$L_{vi} := 1.00 \text{ m}$$

"Longitud a analizar para cortante horizontal"

$$A_{cv} := b_{vi} \cdot L_{vi} = 0.5 \text{ m}^2$$

"Área a analizar por cortante horizontal"

$$P_c := 0$$

"Adoptado a favor de la seguridad"

$$V_{ni} := \frac{c \cdot A_{cv}}{\text{m}} + \mu \cdot (A_{vf} \cdot f_y + P_c) = 152.61 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

if $\phi_{corte} \cdot V_{ni} > V_{ui}$

|| "OK. Resistencia por corte horizontal suficiente"

else

|| "ALERTA: No cumple por cortante horizontal"

= "OK. Resistencia por corte horizontal suficiente"

Verificamos si se cumple con el refuerzo por corte horizontal mínimo, según AASHTO 5.7.4.2

$$A_{vf_min} := \left(0.05 \cdot \frac{A_{cv}}{f_y} \right) \cdot \frac{\text{ksi}}{\text{m}} = 4.185 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

```

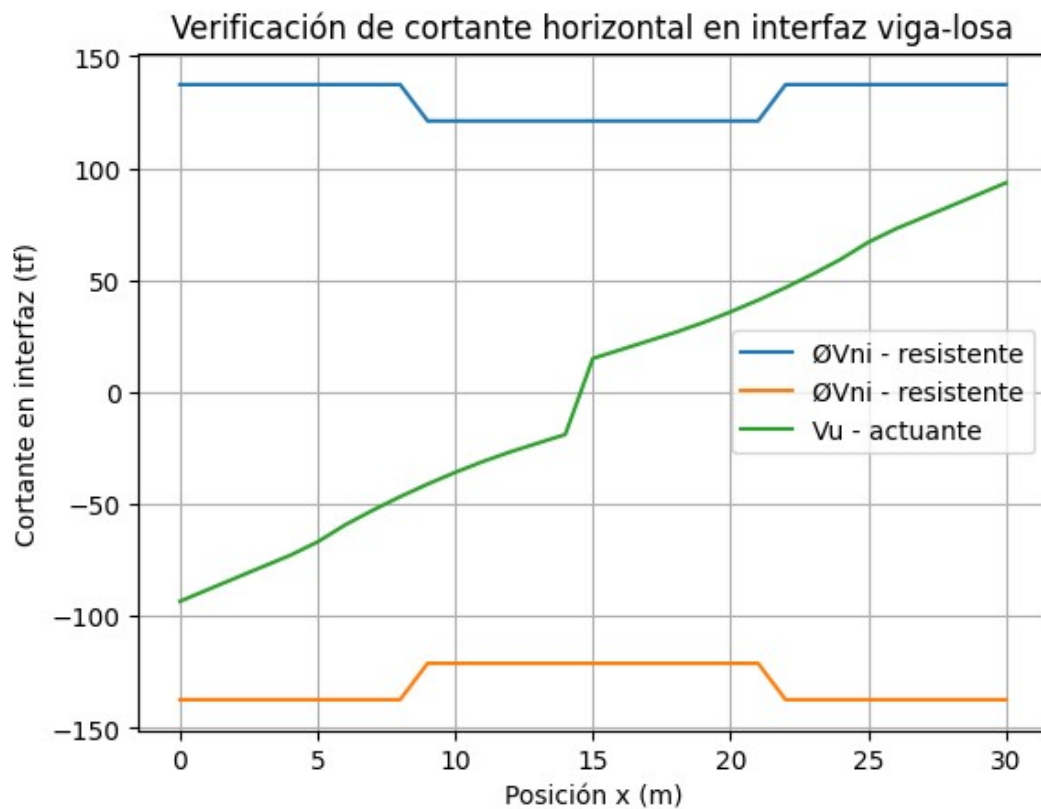
if  $A_{vf} > A_{vf\_min}$ 
    || "OK. Se cumple con el refuerzo mínimo"
else
    || "ALERTA: No cumple refuerzo mínimo"
= "OK. Se cumple con el refuerzo mínimo"

```

Se ha corroborado que la cantidad de refuerzo necesario, en resumen es:

Acero longitudinal: 30 x $\varnothing 5/8"$
Acero transversal: $\varnothing 1/2"$ @ 0.20 m (estribos cerrados en almas y ala inferior a 1.35 m del eje de apoyo)

Verificamos el cortante horizontal a cada metro a lo largo de toda la viga y obtenemos el siguiente gráfico.



VERIFICACIÓN DE DEFLEXIONES

VERIFICACIÓN DE DEFLEXIÓN SEGÚN AASHTO

A) DEFLEXIÓN POR CARGA VIVA SEGUN ARTÍCULO 2.5.2.6.2 DE AASHTO (2020)

Obtenemos la deflexión por carga viva crítica, mediante una carga equivalente:

$$M_{LL_IM} = 406.1 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$w_{eq_LL_IM} := \frac{M_{LL_IM} \cdot 8}{L^2} = 3.61 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$\Delta_{LL_IM} := \frac{5}{384} \cdot \frac{w_{eq_LL_IM} \cdot L^4}{E C_{viga} \cdot I_{gc}} = 3.306 \text{ cm}$$

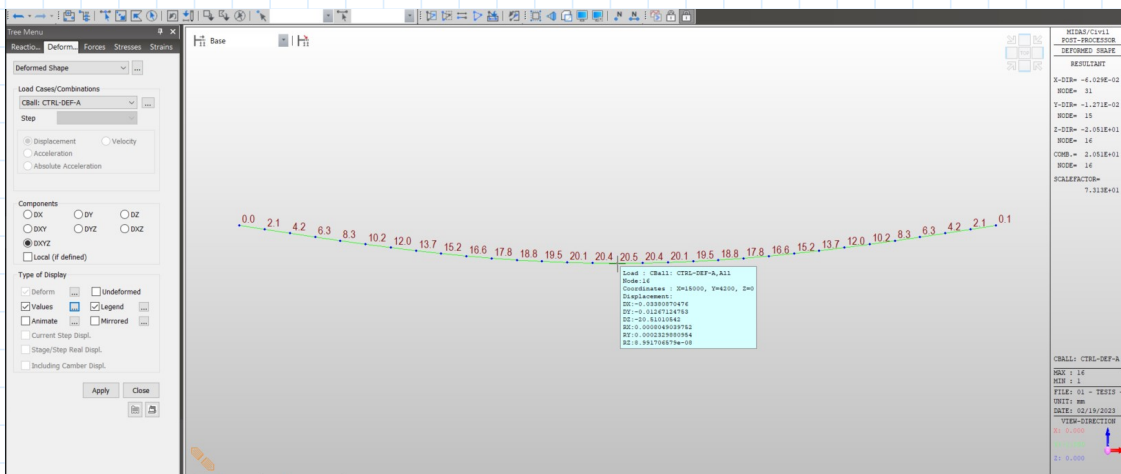
El límite permitido según el artículo 2.5.2.6.2 de AASHTO (2020) es:

$$\Delta_{LL_IM_max} := \frac{L}{800} = 3.75 \text{ cm}$$

if $\Delta_{LL_IM} < \Delta_{LL_IM_max}$ = "OK. Se cumple con deflexión permitida"
 || "OK. Se cumple con deflexión permitida"
 else
 || "ALERTA: No cumple deflexión permitida"

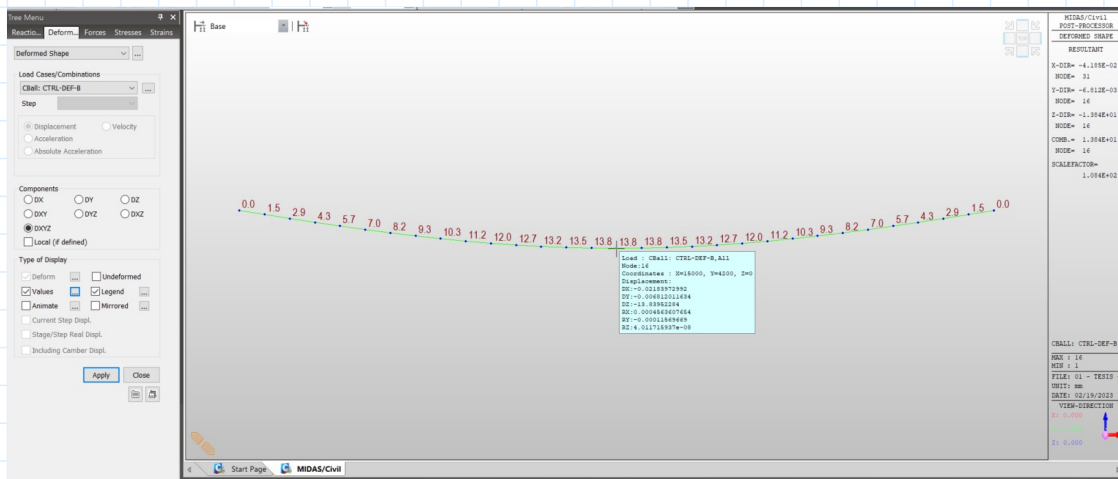
Podemos obtener un análisis más sofisticado, empleando el modelo computacional, en el cual se considera la deformación más desfavorable para las cargas móviles aplicadas, que en este caso son:

1. Considerando solo el camión de carga (con impacto)



$$\Delta_{LL_IM_01} := 20.50 \text{ mm}$$

2. Considerando 25% del camión de carga (con impacto) y sobrecarga.



$$\Delta_{LL_IM_02} := 13.80 \text{ mm}$$

$$\Delta_{LL_IM} := \max(\Delta_{LL_IM_01}, \Delta_{LL_IM_02}) = 2.05 \text{ cm}$$

if $\Delta_{LL_IM} < \Delta_{LL_IM_max}$ = "OK. Se cumple con deflexión permitida"
 || "OK. Se cumple con deflexión permitida"
 else
 || "ALERTA: No cumple deflexión permitida"

Se ha verificado que las deflexiones máximas de carga viva por AASHTO no son superadas y se considera satisfactorio este resultado.

DISEÑO DE ZONA DE ANCLAJE POR BIELA Y TIRANTE SEGUN AASHTO

A) CONDICIONES DE APLICACIÓN AASHTO

Realizaremos la verificación para 1 alma

$$b_w = 0.25 \text{ m}$$

$$b_{e_1_alma} := \frac{b_{tr}}{2} = 1.858 \text{ m}$$

$$h = 1.54 \text{ m}$$

$$h_f = 0.19 \text{ m}$$

$$A_{cc_1_alma} := \frac{A_{cc}}{2} = 0.747 \text{ m}^2$$

Área equivalente para 1 alma

$$I_{gc_1_alma} := \frac{I_{gc}}{2} = 0.179 \text{ m}^4$$

Inercia equivalente para 1 alma

$$w_G := A_{cc_1_alma} \cdot 2.4 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3} = 1.794 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

“Presforzado”

$$F_{i_1_alma} := \frac{F_i}{2} = 389.702 \text{ tonnef}$$

Fuerza inicial de presfuerzo en 1 alma

$$F_{\infty_1_alma} := \frac{F_{\infty}}{2} = 344.891 \text{ tonnef}$$

Fuerza final de presfuerzo en 1 alma

“Del análisis estructural”

$$V_{u_1_alma} := \frac{197.4 \text{ tonnef}}{2} = 98.7 \text{ tonnef}$$

Cortante última en 1 alma en apoyo

1. Verificar si es permitido método STM según código ACI (referencia)

$$d_e := 0.7 \cdot h = 1.078 \text{ m}$$

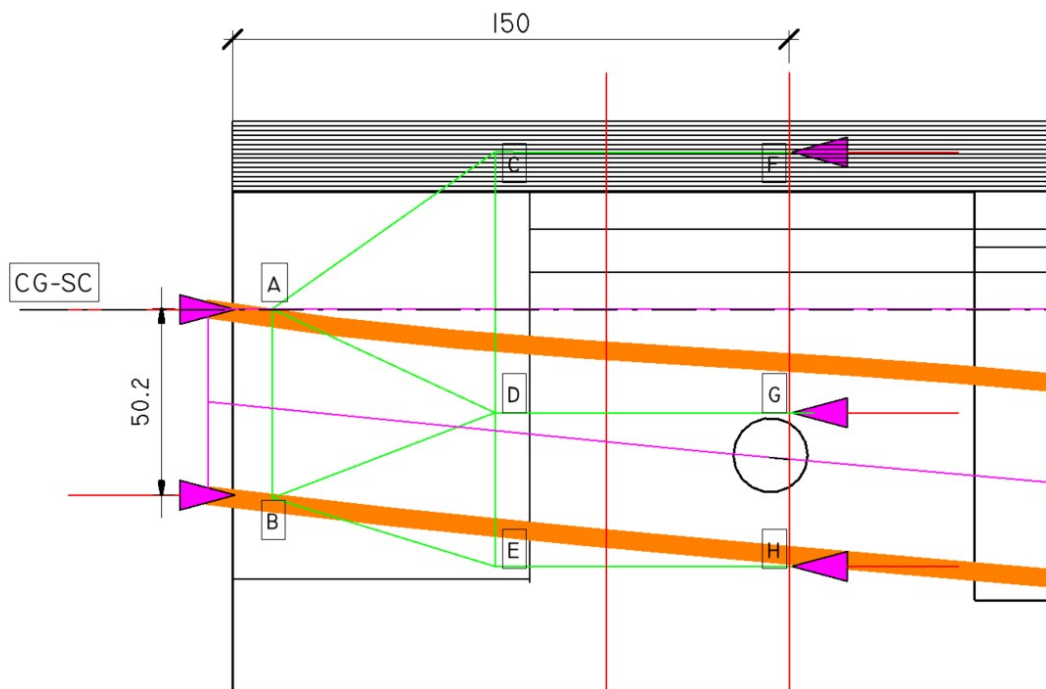
Peralte aproximado en apoyo

$$10 \cdot \sqrt{f'c_{viga}} \cdot \text{psi} \cdot b_w \cdot d_e = 133.688 \text{ tonnef}$$

```
if  $V_{u\_1\_alma} < 10 \cdot \sqrt{f'c_{viga}} \cdot \text{psi} \cdot b_w \cdot d_e$  = "OK"  
  || "OK"  
else  
  || "STM no aplicable"
```

2. Definir y aislar región D

La sección de viga completa tiene como dimensiones 2.00 m y 1.50 m, se optó por tomar 1.50 m para la "región D" en análisis. Medida desde el extremo de la viga.



3. Encontrar las reacciones y calcular resultantes en contorno de "región D"

1. La reacción esta abajo de la sección "OK"
2. La resultante del presfuerzo esta dentro del núcleo "kern" de la sección - $k_t \leq e \leq k_b$

$$e_{0_1.50m} := 35.9 \text{ cm}$$

$$e_{0_apoyo} := 0.25 \text{ m}$$

```

if  $k_{tc} \leq e_{0\_1.50m} \leq k_{bc}$  = "OK"
  || "OK"
else
  || "NO SE CUMPLE"
  
```

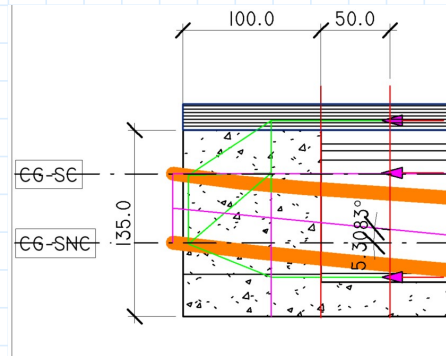
3. La pendiente de la fuerza de presfuerzo es menor que 5°

$$\alpha := 5.30 \text{ deg}$$

```

if  $\alpha \leq 5 \text{ deg}$  = "NO SE CUMPLE"
  || "OK"
else
  || "NO SE CUMPLE"
  
```

Consideramos ACEPTABLE esta situación.



4. La reacción no mayorada en el apoyo es menor que el 15% de la fuerza de presfuerzo

$$R_s := \frac{(78.5 + 57)}{2} \text{ tonnef} = 67.75 \text{ tonnef}$$

$$0.15 \cdot F_{\infty_1_alma} = 51.734 \text{ tonnef}$$

```

if  $R_s \leq 0.15 \cdot F_{i\_1\_alma}$  = "NO SE CUMPLE"
  || "OK"
else
  || "NO SE CUMPLE"
  
```

La fuerza del apoyo podría considerarse en el diseño para una mejor representación del comportamiento estructural de esta zona, sin embargo, la incidencia será poco significativa y tomaremos la decisión de no tomarla en cuenta y se ha de buscar una holgura a favor de la seguridad en los resultados.

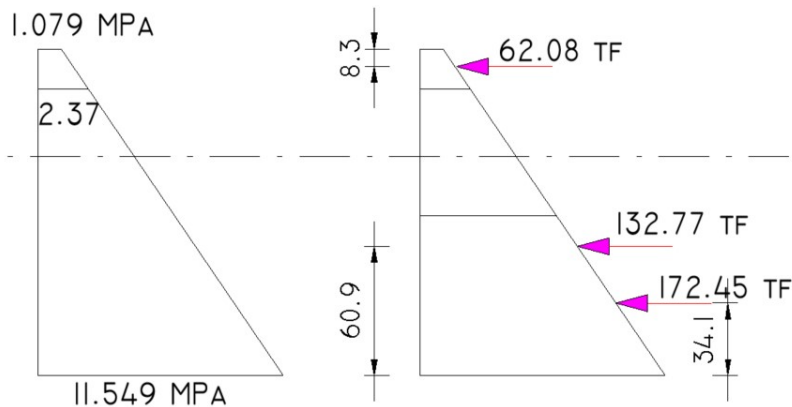
Determinamos ahora los esfuerzos en la cara derecha de la región D.

$$\sigma_{top} := \frac{F_{\infty_1_alma}}{A_{cc_1_alma}} \cdot \left(1 - \frac{e_{0_1.50m}}{k_{bc}} \right) = 1.079 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bot} := \frac{F_{\infty 1_alma}}{A_{cc_1_alma}} \cdot \left(1 - \frac{e_{0_1.50m}}{k_{tc}} \right) = 11.549 \text{ MPa}$$

El esfuerzo en la parte inferior del ala superior es:

$$\sigma := \frac{F_{\infty 1_alma}}{A_{cc_1_alma}} - \frac{F_{\infty 1_alma} \cdot e_{0_1.50m} \cdot (y_{tc} - h_f)}{I_{gc_1_alma}} = 2.37 \text{ MPa}$$



Definimos un modelo preliminar STM para definir las fuerzas de contorno.

Al lado izquierdo ponemos las fuerzas del tendón donde corresponden, mientras que para el lado derecho descomponemos en 3: C1, C2 y C3

Para C1, que debe tener equivalencia con el trapecio NMRS de esfuerzos

$$C1 := \frac{F_{\infty 1_alma}}{2} = 172.446 \text{ tonnef}$$

SolverResVidAiremate prueba

$$h1_0 := 50 \text{ cm}$$

$$\frac{\sigma_{bot} + \left(\sigma_{bot} - \left(\frac{\sigma_{bot} - \sigma_{top}}{h} \right) \cdot h1_0 \right)}{2} \cdot b_w \cdot h1_0 = C1$$

$$h1 := \text{Find}(h1_0) = 0.752 \text{ m}$$

$$\sigma_{aux} := \sigma_{bot} - \frac{h1}{h} \cdot (\sigma_{bot} - \sigma_{top}) = 6.433 \text{ MPa}$$

$$A_{rectangulo} := h1 \cdot \sigma_{aux} = 4.84 \text{ m} \cdot \text{MPa}$$

$$A_{triangulo} := h1 \cdot \frac{(\sigma_{bot} - \sigma_{aux})}{2} = 1.924 \text{ m} \cdot \text{MPa}$$

$$z1 := \frac{\frac{h1}{2} \cdot A_{rectangulo} + \frac{h1}{3} \cdot A_{triangulo}}{A_{rectangulo} + A_{triangulo}} = 0.341 \text{ m}$$

“medido desde abajo”

De igual forma para C3, a cargo de verificación fuerza y posición de C3

$$C3 := \frac{(\sigma_{top} + \sigma)}{2} \cdot (b_{e_{1_alma}} \cdot h_f) = 62.078 \text{ tonnef}$$

$$z3 := 0.083 \text{ m} = 0.083 \text{ m} \quad \text{"medido desde arriba"}$$

$$C2 := F_{\infty_{1_alma}} - C1 - C3 = 110.368 \text{ tonnef}$$

Señalar los datos de prueba

$$x_{2_0} := 0 \text{ cm}$$

$$F_{\infty_{1_alma}} \cdot e_{0_{1.50m}} = C1 \cdot (y_{bc} - z1) - C3 \cdot (y_{tc} - z3) + C2 \cdot x_{2_0}$$

$$x_2 := \text{Find}(x_{2_0}) = 0.278 \text{ m}$$

$$z2 := y_{bc} - x_2 = 0.755 \text{ m} \quad \text{"medido desde fibra inferior"}$$

Verificamos el equilibrio, faltando el de momentos de momento

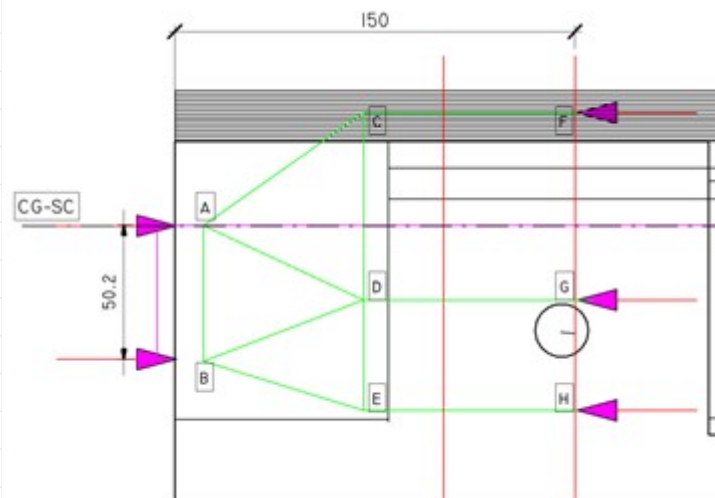
$$\Delta M_F := F_{\infty_{1_alma}} \cdot (e_{0_{1.50m}} - e_{0_{apoyo}}) = 37.593 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$C_{\Delta MF} := \frac{\Delta M_F}{h - z1 - z3} = 33.671 \text{ tonnef}$$

Agregar esta fuerza en C1 y C3 según corresponda, para lograr equilibrio

$$C3 := C3 + C_{\Delta MF} = 95.749 \text{ tonnef}$$

$$C1 := C1 - C_{\Delta MF} = 138.775 \text{ tonnef}$$

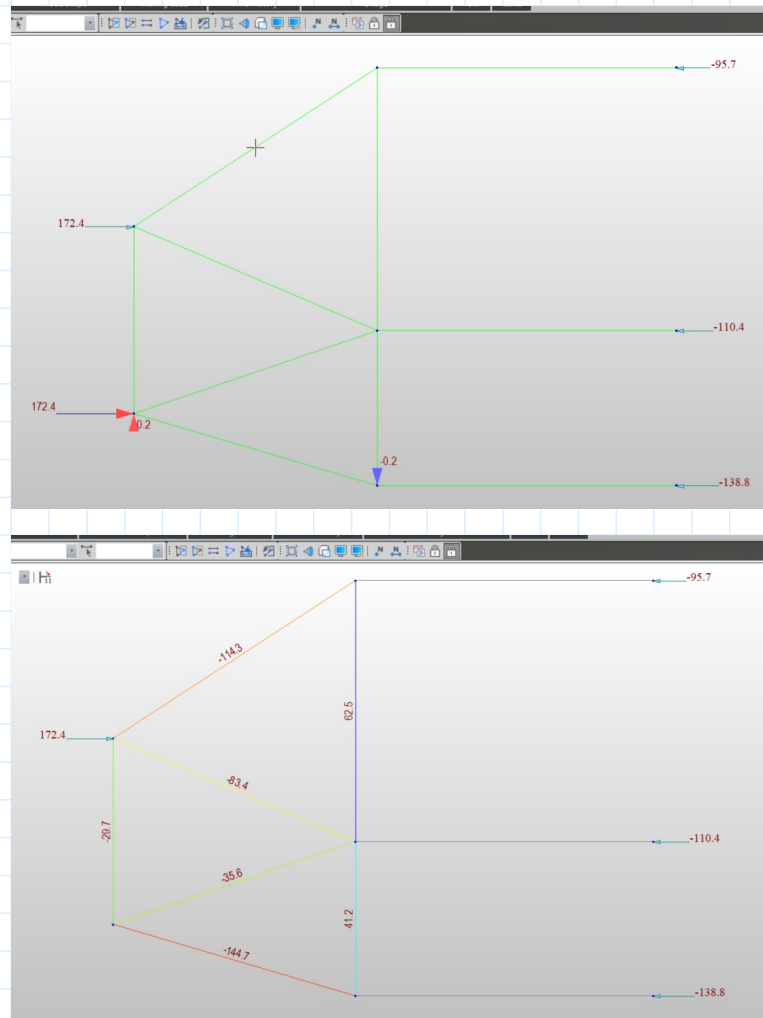


4. Definir modelo STM para análisis estructural

Ya podemos construir el modelo STM, elegimos que los nudos de cambio de dirección estén a 70 cm del lado izquierdo y estén a 10 cm del mismo lado para los nudos de los anclajes, para que el elemento biela o tirante generado ahí tenga un ancho.

5. Calculamos la fuerzas en las bielas y tirantes

Resolvemos la armadura en el paquete estructural MIDAS CIVIL 2022 v.1.2



6 y 7. Seleccionamos dimensiones para el modelo STM y verificamos la capacidad de las bielas en el centro e interfaz del nodo

Asumimos comportamiento de botella para todas las barras inclinadas. Para ello calculamos el ancho mínimo para cada biela por compresión.

Nodos	Tipo de nodo	β_n	$f_{cu} = 0.85 \cdot \beta_n \cdot f'_c$ (kg/cm ²)	ϕf_{cu} (kg/cm ²)
a,b	CCC	0.85	252.875	177.0125
c,d,e	CCT	0.75	223.125	156.1875

Tipo de biela	Biela	Nodo inicial	Nodo final	β_s	β_n	$f_{cu} \leq 0.85 \beta f'c$ (kg/cm ²)	$\emptyset f_{cu}$ (kg/cm ²)	Fuerza en biela C (ton)	Fuerza mayorada Cu = 1.2 C (ton)	Profundidad de biela t (cm)
PRISMÁTICO	cf	CCT		1	0.75	223.1	156.2	95.7	114.8	185.8
	dg	CCT		1	0.75	223.1	156.2	110.4	132.5	25
	eh	CCT		1	0.75	223.1	156.2	138.8	166.6	25
	ab	CCC	CCC	1	0.85	252.9	177.0	29.7	35.6	25
INCLINADO (mínimo refuerzo en rejilla)	ac	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	114.3	137.2	25*
	ad	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	83.4	100.1	25
	bd	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	35.6	42.7	25
	be	CCC	CCT	0.75	0.75	223.1	156.2	144.7	173.6	25

Podemos verificar que los anchos de las bielas se encuentran dentro de las dimensiones de la viga; incluyendo el ancho de la biela AB, con un ancho de 8.05 cm.

Esfuerzos detrás de las placas de anclaje. Son permitidos mayores esfuerzos que en nudos convencionales debido a que se pone refuerzo en espiral en esta zona.

$$A_{placa_anclaje} := 20 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm} = 480 \text{ cm}^2$$

NUDO A - actuante

$$\sigma_{u_A} := \frac{1.2 \cdot 172.4 \text{ tonnef}}{20 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}} = 42.267 \text{ MPa}$$

NUDO B - actuante

$$\sigma_{u_B} := \frac{1.2 \cdot 172.4 \text{ tonnef}}{20 \text{ cm} \cdot 24 \text{ cm}} = 42.267 \text{ MPa}$$

En ninguno de los casos se cumple, pero según ecuación N.4.47 cuando existe refuerzo en espiral el esfuerzo resistente se calcula como sigue:

$$f'_{ci} := f'_{ci \text{ viga}}$$

$$A_1 := A_{placa_anclaje}$$

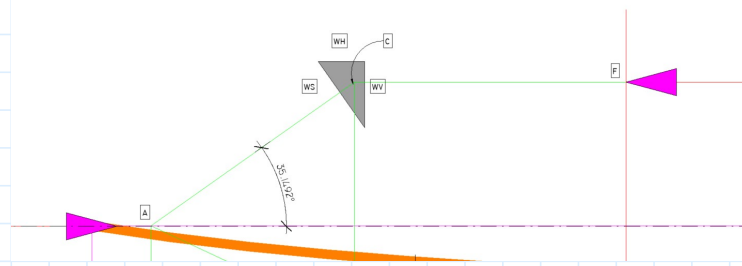
$$A_2 := 4 A_1$$

Comprobado geoméricamente

$$\sigma_{bi} := 0.75 \cdot f'_{ci} \cdot \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} = 51.485 \text{ MPa}$$

if $\sigma_{u_A} \leq \sigma_{bi} \wedge \sigma_{u_B} \leq \sigma_{bi}$ "OK, se soporta el esfuerzo" else "ALERTA. Revisar esfuerzo"	= "OK, se soporta el esfuerzo"
---	--------------------------------

Verificamos la zona nodal en "C" y por ende el mínimo ancho del tirante CD (más traccionado). Tomamos los anchos ya obtenidos de la tabla anterior.



$$w_{CF} := 3.96 \text{ cm}$$

equivalente a "wv"

$$w_{AC} := 35.13 \text{ cm}$$

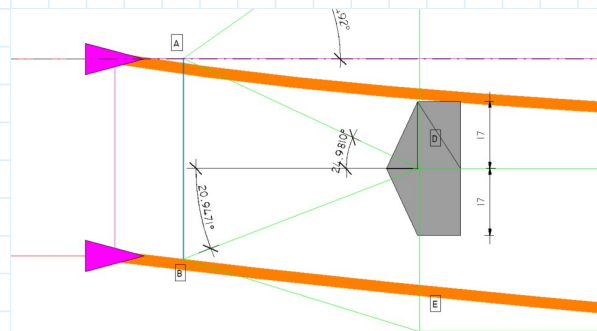
equivalente a "ws"

$$\vartheta_1 := 35.1492 \text{ deg}$$

$$w_h := \frac{w_{AC} - w_{CF} \cdot \cos(\vartheta_1)}{\sin(\vartheta_1)} = 55.396 \text{ cm}$$

Un ancho mínimo del tirante CD.

Verificamos la zona nodal en "D"



$$w_{AD} := 25.63 \text{ cm}$$

$$w_{DG} := 33.93 \text{ cm}$$

$$\vartheta_2 := 24.981 \text{ deg}$$

$$w_h := \frac{w_{AD} - 0.5 \cdot w_{DG} \cdot \cos(\vartheta_2)}{\sin(\vartheta_2)} = 24.276 \text{ cm}$$

Un ancho mínimo del tirante CD.

Gobierna el ancho mayor, en este caso 56 cm y será el empleado para distribuir la armadura.

Finalmente diseñaremos el acero correspondiente para soportar la tracción del tirante CD en su ancho correspondiente:

$$T_u \leq \phi T_n$$

Tirante "CD" - Diseño de acero para soportar la tracción actuante.

$$T_{u_{cd}} := 62.50 \text{ tonnef}$$

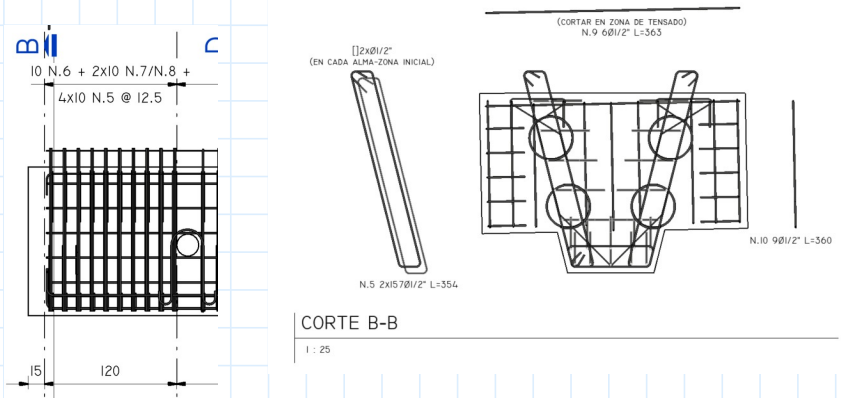
$$A_{st_ab} := \frac{1.2 \cdot T_{u_cd}}{0.90 \cdot f_y} = 19.841 \text{ cm}^2$$

Distribuimos esta cantidad de acero en el tirante con ancho 56 cm y consideramos las 2 ramas del estribo a colocarse que resistirán la tracción identificada.

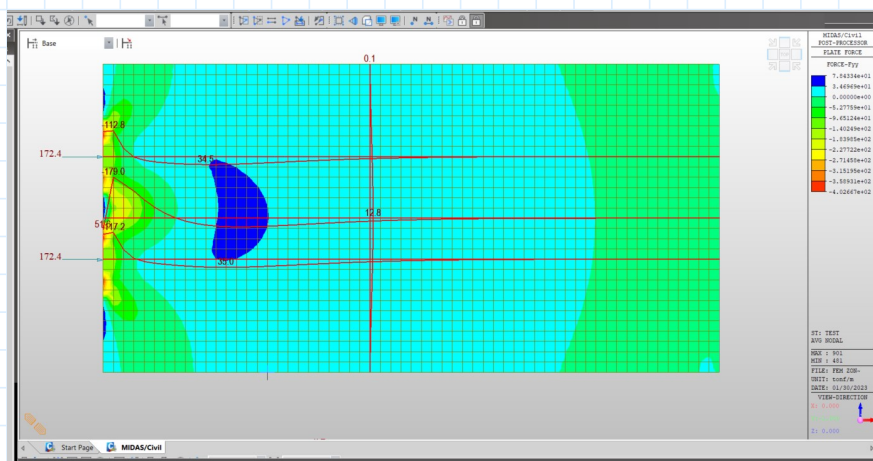
$$A_{st_req} := \frac{A_{st_ab}}{56.00 \text{ cm}} = 35.431 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{st_provisto} := \frac{4 \cdot A_{s_Ø\#4}}{0.125 \text{ m}} = 41.28 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Finalmente decidimos distribuir paquetes de 2 estribos por paquete de Ø1/2" @ 0.125 m en ambos extremos de la viga, empezando en los dispositivos de anclaje hasta 1.30 m (sección crítica) desde el eje de los dispositivos de anclaje, en las secciones posteriores se considera que es suficiente el refuerzo obtenido por cortante torsión del diseño de región "B" calculado previamente.



Adicionalmente se ha realizado un modelo cualitativo de elementos finitos para visualizar la zona de anclaje que esta en tracción efectivamente y se muestra a continuación.



En el modelo de elementos finitos (FEM) se puede comprobar que la zona de tracción este comprendida entre 0.30 m y 2.00 m aproximadamente, pero que la zona con esfuerzos importantes de tracción es justamente hasta 1.30 m. Los valores obtenidos difieren del modelo de biela-tirante debido a que este modelo es solo cualitativo.

ANEXO D.

Memoria de cálculo de verificación de vigas metálicas

VIGA DE ACERO EXTERIOR - TRAMO CENTRAL

DATOS DEL PROBLEMA

A) De la geometría del puente y su sección

$$L := 30 \text{ m}$$

luz del tramo

$$S := 2.80 \text{ m}$$

distancia entre vigas

$$d_{ex} := 1.20 \text{ m}$$

longitud de volado

$$t := 0.21 \text{ m}$$

espesor de losa

$$Viga := \text{val: exterior } \downarrow$$

tipo de viga: "exterior" o "interior"

B) De los materiales

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

resistencia a la compresión del concreto

$$\gamma_{\text{concreto}} := 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

peso específico del concreto armado

$$F_{y_{50}} := 3520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia del acero estructural A-709

$$F_{y_{36}} := 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia del acero estructural A36

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia del acero A-615

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c := 33000 \cdot \left(\left(\frac{\gamma_{\text{concreto}}}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{ksi}} = 268520.652 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

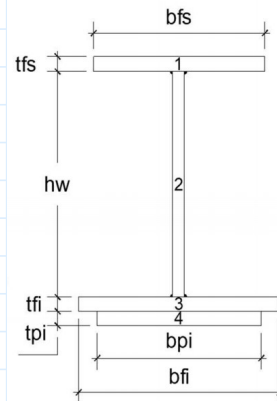
Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s := 2000000.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Relación modular:
$$n := \frac{E_s}{E_c} = 7.448$$

C) Datos geométricos de viga de acero

b_{fs}	0.35	m	ancho de ala superior
t_{fs}	0.02		espesor de ala superior
h_w	0.91		altura de alma
t_w	0.015		espesor de alma
b_{fi}	0.40		ancho de ala inferior
t_{fi}	0.02		espesor de ala inferior
b_{pi}	0.00		ancho de platabanda en ala inferior
t_{pi}	0.00		espesor de platabanda en ala inferior



Propiedades de la sección no compuesta (nc)

Momento de inercia

Sección	A' (m^2)	Y' (m)	$A'Y'$ (m^3)	$A'Y'^2$ (m^4)	I (m^4)
1	0.0070000	0.9400000	0.0065800	0.0061852	0.0000002
2	0.0136500	0.4750000	0.0064838	0.0030798	0.0009420
3	0.0080000	0.0100000	0.0000800	0.0000008	0.0000003
4	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
“Σ”	0.0286500	0	0.0131438	0.0092658	0.0009425

$$A_{viga} := A'(4) = 0.029 \text{ m}^2$$

$$y_b := \frac{A'Y'(4)}{A'(4)} = 0.459 \text{ m}$$

$$y_t := (h_w + t_{fs} + t_{fi}) - y_b = 0.491 \text{ m}$$

$$I_g := I(4) + A'Y'^2(4) - A'(4) \cdot y_b^2 = 0.004178 \text{ m}^4$$

$$Z_b := \frac{I_g}{y_b} = 0.009108 \text{ m}^3$$

$$Z_t := \frac{I_g}{y_t} = 0.008506 \text{ m}^3$$

Límites de proporcionalidad de la sección - AASHTO 6.10.2

Proporción en alma:

Si tiene rigidizador longitudinal: $h_w/t_w < 300$

Si no tiene rigidizador longitudinal: $h_w/t_w < 150$

Alma con rigidizador longitudinal??

Rpta := bool: no

limite := if (Rpta = "si", 300, 150) = 150

$$\frac{h_w}{t_w} = 60.667$$

Revisión := if $\left(\frac{h_w}{t_w} < \text{limite}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Proporción en alas (superior e inferior):

Ala superior

Revisión := if $\left(\frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} \leq 12, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Revisión := if $\left(b_{fs} \geq \frac{h_w}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Revisión := if $\left(t_{fs} \geq 1.1 \cdot t_w, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Ala inferior

Revisión := if $\left(\frac{b_{fi}}{2 \cdot t_{fi}} \leq 12, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Revisión := if $\left(b_{fi} \geq \frac{h_w}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Revisión := if $\left(t_{fi} \geq 1.1 \cdot t_w, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Además debe cumplirse: $0.1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10$

I_{yc}: Momento de inercia del ala en compresión

I_{yt}: Momento de inercia del ala en tracción

$$I_{yc} := \frac{b_{fs} \cdot t_{fs}^3}{12} = 23.333 \text{ cm}^4$$

$$I_{yt} := \frac{b_{fi} \cdot t_{fi}^3}{12} = 26.667 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 0.875$$

Revisión := if $\left(0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$ Revisión = "Cumple"

Propiedades de la sección compuesta

Determinación del ancho efectivo de losa (Be)

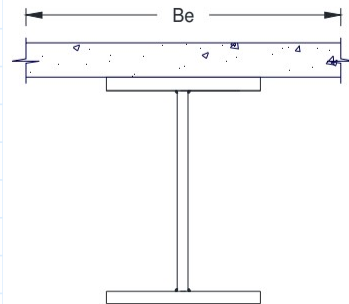
Viga interior:

$$S_i := S \quad S_i = 2.8 \text{ m}$$

Viga exterior:

$$S_e := \frac{S}{2} + d_{ex} \quad S_e = 2.6 \text{ m}$$

$$B_e := \text{if}(Viga = \text{"exterior"}, S_e, S_i) = 2.6 \text{ m}$$



Propiedades de la sección compuesta 3n - "Long term - LT"

Área de concreto

$$A_{c_{3n}} := \frac{B_e \cdot t}{3 \cdot n} = 0.0244 \text{ m}^2$$

Inercia de losa de concreto

$$I_{c_{losa}} := \frac{B_e \cdot t^3}{12} = 0.002 \text{ m}^4$$

$$y_{losa} := (h_w + t_{fi} + t_{fs}) + \frac{t}{2} = 1.055 \text{ m}$$

clave	A'	Y'	$A'Y'$	$A'Y'^2$	I
	(m^2)	(m)	(m^3)	(m^4)	(m^4)

“viga”	0.0287	0.4588	0.0131	0.0060	0.0042
“losa”	0.0244	1.0550	0.0258	0.0272	0.0020
0	0.0531	0	0.0389	0.0332	0.0062

$$y_{bc_LT} := \frac{A'Y'(2)}{A'(2)} = 0.733 \text{ m}$$

$$y_{ic_LT} := (h_w + t_{fs} + t_{fi}) + t - y_{bc_LT} = 0.427 \text{ m}$$

$$y_{isc_LT} := y_{ic_LT} - t = 0.217 \text{ m}$$

$$I_{gc_LT} := I(2) + A'Y'^2(2) - A'(2) \cdot y_{bc_LT}^2 = 0.010903 \text{ m}^4$$

$$Z_{bc_LT} := \frac{I_{gc_LT}}{y_{bc_LT}} = 0.0149 \text{ m}^3$$

$$Z_{ic_LT} := \frac{I_{gc_LT}}{y_{ic_LT}} = 0.0255 \text{ m}^3$$

$$Z_{isc_LT} := \frac{I_{gc_LT}}{y_{isc_LT}} = 0.0501 \text{ m}^3$$

Propiedades de la sección compuesta n - "Short term - ST"

Área de concreto

$$A_{c_n} := \frac{B_e \cdot t}{n} = 0.0733 \text{ m}^2$$

Inercia de losa de concreto

$$I_{c_losa} = 0.002 \text{ m}^4$$

$$y_{losa} = 1.055 \text{ m}$$

clave	A' (m^2)	Y' (m)	$A'Y'$ (m^3)	$A'Y'^2$ (m^4)	j (m^4)
"viga"	0.0287	0.4588	0.0131	0.0060	0.0042
"losa"	0.0733	1.0550	0.0773	0.0816	0.0020
0	0.1020	0	0.0905	0.0876	0.0062

$$y_{bc_ST} := \frac{A'Y'(2)}{A'(2)} = 0.887 \text{ m}$$

$$y_{ic_ST} := (h_w + t_{fs} + t_{fi}) + t - y_{bc_ST} = 0.273 \text{ m}$$

$$y_{isc_ST} := y_{ic_ST} - t = 0.063 \text{ m}$$

$$I_{gc_ST} := I(2) + A'Y'^2(2) - A'(2) \cdot y_{bc_ST}^2 = 0.013503 \text{ m}^4$$

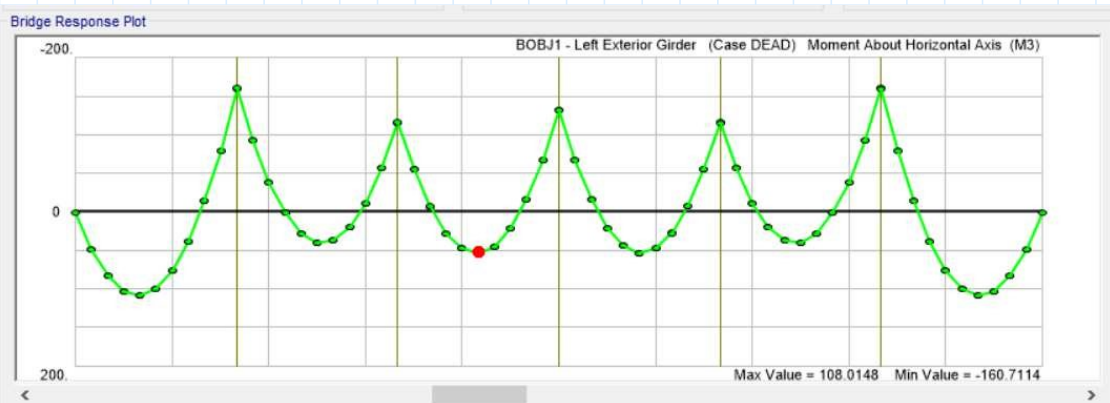
$$Z_{bc_ST} := \frac{I_{gc_ST}}{y_{bc_ST}} = 0.0152 \text{ m}^3$$

$$Z_{ic_ST} := \frac{I_{gc_ST}}{y_{ic_ST}} = 0.0495 \text{ m}^3$$

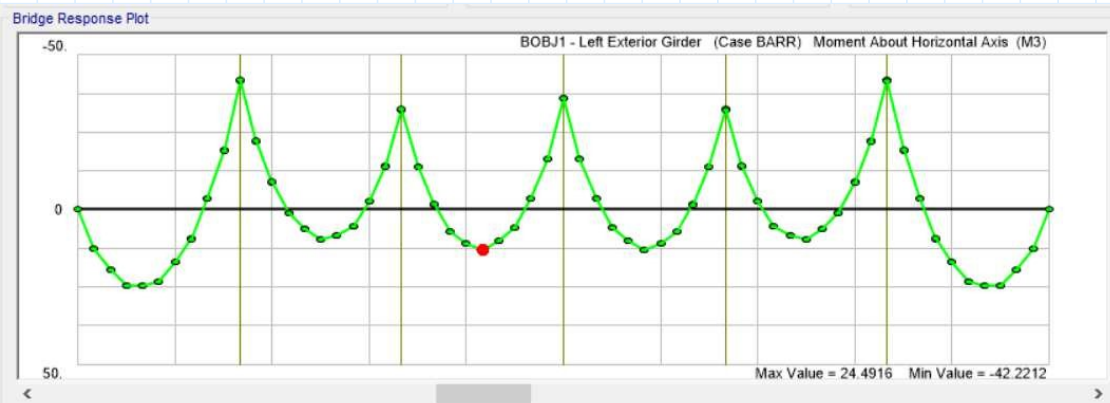
$$Z_{isc_ST} := \frac{I_{gc_ST}}{y_{isc_ST}} = 0.2152 \text{ m}^3$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

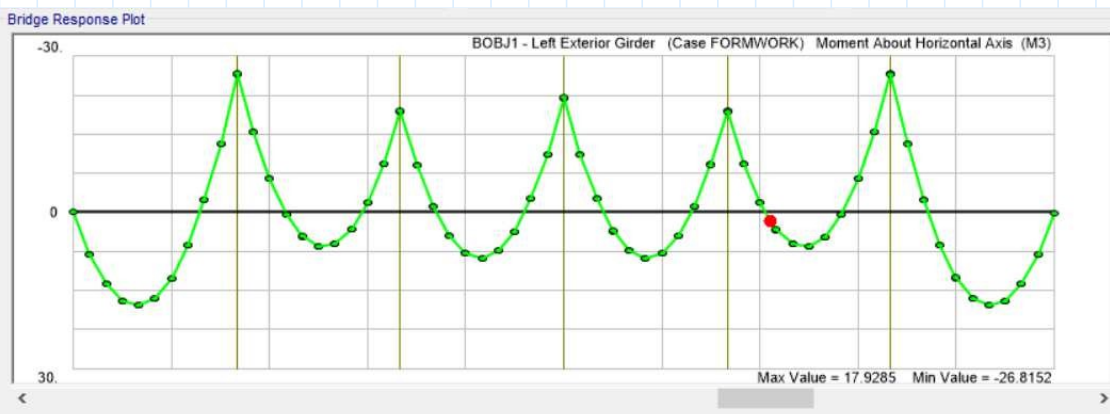
Para determinar los esfuerzos, se han utilizado los resultados del análisis estructural:



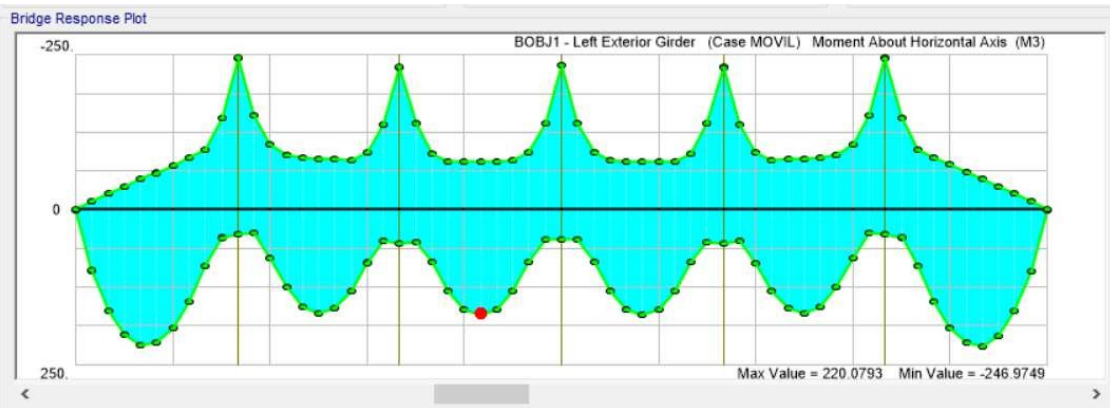
Momento por cargas permanentes: peso propio (vigas exteriores)



Momento por cargas permanentes: barreras de concreto (vigas exteriores)



Momento por cargas permanentes: encofrado y accesorios (vigas exteriores)



Momento por sobrecarga móvil HL-93 (vigas exteriores)

DISEÑO ESTRUCTURAL Y VERIFICACIONES SEGÚN AASHTO LRFD

A) Determinación de esfuerzos

1.- Para carga no compuesta

a) Momento por p.p. y losa de concreto DC1

$$M_{nc} := 53.10 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{nc}}{Z_b}$$

$$\sigma_{sb} = 5830.3 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{st} := \frac{M_{nc}}{Z_t}$$

$$\sigma_{st} = 6242.79 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{nc_DC1_1} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{st} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 5830.3 \\ 6242.79 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

b) Momento por encofrado y accesorios DC1

$$M_{nc} := 8.90 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{nc}}{Z_b}$$

$$\sigma_{sb} = 977.21 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{st} := \frac{M_{nc}}{Z_t}$$

$$\sigma_{st} = 1046.34 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{nc_DC1_2} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{st} \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 977.21 \\ 1046.34 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

2.- Para carga compuesta 3n

a) Momento por barreras DC2

$$M_{vb} := 12.83 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{vb}}{Z_{bc_LT}}$$

$$\sigma_{sb} = 862.09 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{vb}}{Z_{tsc_LT}}$$

$$\sigma_{sts} = 255.86 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{cc} := \frac{M_{vb}}{Z_{tc_LT}}$$

$$\sigma_{cc} = 502.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{\sigma_{cc}}{3 \cdot n}$$

$$\sigma_c = 22.51 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{3n_DC2} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{cc} \\ \sigma_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 862.09 \\ 255.86 \\ 502.98 \\ 22.51 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

2.- Para carga compuesta n

a) Momento por sobrecarga móvil LL+IM

$$M_{sc} := 170.30 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc_ST}}$$

$$\sigma_{sb} = 11189.71 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc_ST}}$$

$$\sigma_{sts} = 791.32 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{cc} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc_ST}}$$

$$\sigma_{cc} = 3439.75 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_c := \frac{\sigma_{cc}}{n}$$

$$\sigma_c = 461.82 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{n_LL_IM} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{cc} \\ \sigma_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 11189.71 \\ 791.32 \\ 3439.75 \\ 461.82 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

b) Momento por viento WS (ELR-III)

$$M_{sc} := 2.80 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc_ST}}$$

$$\sigma_{sb} = 183.98 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc_ST}}$$

$$\sigma_{sts} = 13.01 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{cc} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc_ST}}$$

$$\sigma_{cc} = 56.55 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_c := \frac{\sigma_{cc}}{n}$$

$$\sigma_c = 7.59 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{n_WS_ELR_III} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{cc} \\ \sigma_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 183.98 \\ 13.01 \\ 56.55 \\ 7.59 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

c) Momento por viento WS (ELR-V)

$$M_{sc} := 1.40 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc_ST}}$$

$$\sigma_{sb} = 91.99 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc_ST}}$$

$$\sigma_{sts} = 6.51 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{cc} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc_ST}}$$

$$\sigma_{cc} = 28.28 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_c := \frac{\sigma_{cc}}{n}$$

$$\sigma_c = 3.8 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{n_WS_ELR_V} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{cc} \\ \sigma_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 91.99 \\ 6.51 \\ 28.28 \\ 3.8 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

d) Momento por sismo EQ

$$M_{sc} := 6.80 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc_ST}}$$

$$\sigma_{sb} = 446.8 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc_ST}}$$

$$\sigma_{sts} = 31.6 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{cc} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc_ST}}$$

$$\sigma_{cc} = 137.35 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_c := \frac{\sigma_{cc}}{n}$$

$$\sigma_c = 18.44 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{n_EQ} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{cc} \\ \sigma_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 446.8 \\ 31.6 \\ 137.35 \\ 18.44 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

B) Verificación de esfuerzos permisibles

Estado límite - Resistencia I

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1.25 \cdot \sigma_{3n_DC2}, 1.75 \cdot \sigma_{n_LL_IM} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{cc} (tf/m ²)	Concreto σ_c (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1.25	7287.88	7803.48	0.00	0.00
M(nc)	DC1	1.25	1221.51	1307.93	0.00	0.00
M(3n)	DC2	1.25	1077.61	319.82	628.72	28.14
M(n)	LL+IM	1.75	19582.00	1384.80	6019.57	808.19
		Σ	29168.99	10816.04		836.33

Estado límite - Resistencia III

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1.25 \cdot \sigma_{3n_DC2}, 1.00 \cdot \sigma_{n_WS_ELR_III} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{cc} (tf/m ²)	Concreto σ_c (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1.25	7287.88	7803.48	0.00	0.00
M(nc)	DC1	1.25	1221.51	1307.93	0.00	0.00
M(3n)	DC2	1.25	1077.61	319.82	628.72	28.14
M(n)	WS	1	183.98	13.01	56.55	7.59
		Σ	9770.97	9444.24		35.73

Estado límite - Resistencia V

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1.25 \cdot \sigma_{3n_DC2}, 1.35 \cdot \sigma_{n_LL_IM}, 1.00 \cdot \sigma_{n_WS_ELR_V} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{cc} (tf/m ²)	Concreto σ_c (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1.25	7287.88	7803.48	0.00	0.00
M(nc)	DC1	1.25	1221.51	1307.93	0.00	0.00
M(3n)	DC2	1.25	1077.61	319.82	628.72	28.14
M(n)	LL+IM	1.35	15106.11	1068.28	4643.67	623.46

M(n)	WS	1	91.99	6.51	28.28	3.80
		Σ	24785.09	10506.01		655.39

Estado límite - Evento extremo I

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1 \cdot \sigma_{3n_DC2}, 0.5 \cdot \sigma_{n_LL_IM}, 1 \cdot \sigma_{n_EQ} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	ccc (tf/m ²)	Concreto σ_c (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1	5830.30	6242.79	0.00	0.00
M(nc)	DC1	1	977.21	1046.34	0.00	0.00
M(3n)	DC2	1	862.09	255.86	502.98	22.51
M(n)	LL+IM	0.5	5594.86	395.66	1719.88	230.91
M(n)	EQ	1	446.80	31.60	137.35	18.44
		Σ	13711.25	7972.24		271.86

Factores de resistencia

Acero estructural: $\phi_{flexion} := 1.00$
 Concreto armado: $\phi_{comp_controlada} := 0.90$

Verificación de esfuerzos

Verificación en fibra inferior:

$$\text{Mat} := \begin{bmatrix} \sigma_{b_ELR_I} \\ \sigma_{b_ELR_III} \\ \sigma_{b_ELR_V} \\ \sigma_{b_ELEE_I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 29168.99 \\ 9770.97 \\ 24785.09 \\ 13711.25 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2} \quad F_{y_50} = 35200 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$\text{Revisión} := \text{if}(\max(\text{Mat}) < \phi_{flexion} \cdot F_{y_50}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$

$\text{Revisión} = \text{"Cumple"}$

Verificación en fibra superior:

$$\text{Mat} := \begin{bmatrix} \sigma_{t_ELR_I} \\ \sigma_{t_ELR_III} \\ \sigma_{t_ELR_V} \\ \sigma_{t_ELEE_I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 10816.04 \\ 9444.24 \\ 10506.01 \\ 7972.24 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2} \quad F_{y_50} = 35200 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$\text{Revisión} := \text{if}(\max(\text{Mat}) < \phi_{flexion} \cdot F_{y_50}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$

$\text{Revisión} = \text{"Cumple"}$

Verificación en el concreto:

$$Mat := \begin{bmatrix} \sigma_{concreto_ELR_I} \\ \sigma_{concreto_ELR_III} \\ \sigma_{concreto_ELR_V} \\ \sigma_{concreto_ELE_I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 836.33 \\ 35.73 \\ 655.39 \\ 271.86 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad f_c = 2800 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

Revisión := if (max(Mat) < $\phi_{comp_controlada} \cdot f_c$, "Cumple", "Revisar")
Revisión = "Cumple"

C) Verificación de la capacidad de la sección - Estado Límite de Resistencia

$$A_{viga} = 0.029 \text{ m}^2$$

$$A_{losa} := B_e \cdot t = 0.546 \text{ m}^2$$

$$B_e = 2.6 \text{ m}$$

$$h_w = 0.91 \text{ m}$$

$$h_t := h_w + t_{fs} + t_{fi} = 0.95 \text{ m}$$

$$t = 0.21 \text{ m}$$

Verificación si la sección es COMPACTA (flexión positiva) - AASHTO 6.10.6.2.2

La sección debe satisfacer el límite de esbeltez del alma: $\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$

D_{cp}: Profundidad del alma en compresión en el momento plástico

$$A_{rt} := 8.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del refuerzo superior}$$

$$A_{ri} := 8.52 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del refuerzo inferior}$$

$$P_{rt} := f_y \cdot A_{rt} \quad \text{Fuerza del refuerzo superior en sección totalmente plástica}$$

$$P_s := 0.85 \cdot f_c \cdot A_{losa} \quad \text{Fuerza en el concreto (losa)}$$

$$P_{rb} := f_y \cdot A_{ri} \quad \text{Fuerza del refuerzo inferior en sección totalmente plástica}$$

$$P_c := F_{y_50} \cdot b_{fs} \cdot t_{fs} \quad \text{Fuerza en ala superior}$$

$$P_w := F_{y_50} \cdot h_w \cdot t_w \quad \text{Fuerza en alma}$$

$$P_t := F_{y_50} \cdot b_{fi} \cdot t_{fi} \quad \text{Fuerza en ala inferior}$$

$$\begin{bmatrix} P_{rt} \\ P_s \\ P_{rb} \\ P_c \\ P_w \\ P_t \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 35.78 \\ 1299.48 \\ 35.78 \\ 246.4 \\ 480.48 \\ 281.6 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Fuerza plástica en sección de acero

Fuerza plástica en losa

$$P_c + P_w + P_t = 1008.48 \text{ tonnef}$$

$$P_{rt} + P_s + P_{rb} = 1371.05 \text{ tonnef}$$

Por lo tanto, el eje neutro plástico se encuentra en la losa

Aproximación:
$$a := \frac{A_{viga} \cdot F_{y_50}}{0.85 \cdot f_c \cdot B_e}$$

$$a = 0.163 \text{ m}$$

Verificamos el caso del eje neutro plástico

Caso := val: 5 ▾

$$\text{Caso} = \text{"Pt+Pw+Pc+Prb} \geq (c_{rt}/t_s) \cdot P_s + P_{rt}\text{"}$$

$$c_{rt} := 4 \text{ cm}$$

Distancia entre superficie de losa y eje de acero superior

$$P_t + P_w + P_c + P_{rb} = 1044.26 \text{ tonnef}$$

$$\left(\frac{c_{rt}}{t}\right) \cdot P_s + P_{rt} = 283.3 \text{ tonnef}$$

$$\text{Revisión} := \text{if} \left(P_t + P_w + P_c + P_{rb} > \left(\frac{c_{rt}}{t}\right) \cdot P_s + P_{rt}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right)$$

Revisión = "Cumple"

Por lo tanto, hemos confirmado que se trata del caso V

$$Y := t \cdot \left(\frac{P_{rb} + P_c + P_w + P_t - P_{rt}}{P_s} \right)$$

$$Y = 0.163 \text{ m}$$

Evaluamos la esbeltez

Ya que PNA (eje neutro plástico) se encuentra en la losa

$$D_{cp} := 0 \text{ m}$$

$$2 \cdot \frac{D_{cp}}{t_w} = 0 \quad 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}} = 89.625$$

$$\text{Revisión} := \text{if} \left(2 \cdot \frac{D_{cp}}{t_w} < 3.76 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Por lo tanto, la sección es compacta

Calculamos el momento plástico

$$d_{rt} := 0.123 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del refuerzo superior

$$d_c := 0.057 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del ala superior

$$d_{rb} := 0.017 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del refuerzo inferior

$$d_w := 0.522 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del alma

$$d_t := 0.987 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del ala inferior

$$M_p := \left(\frac{Y^2 \cdot P_s}{2 \cdot t} \right) + (P_{rt} \cdot d_{rt} + P_{rb} \cdot d_{rb} + P_c \cdot d_c + P_w \cdot d_w + P_t \cdot d_t)$$

$$M_p = 629.982 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Verificar la condición: $D_p \leq 0.1 \cdot D_t$

$$D_p := Y = 0.163 \text{ m}$$

$$D_t := (h_w + t_{fs} + t_{fi}) + t = 1.16 \text{ m}$$

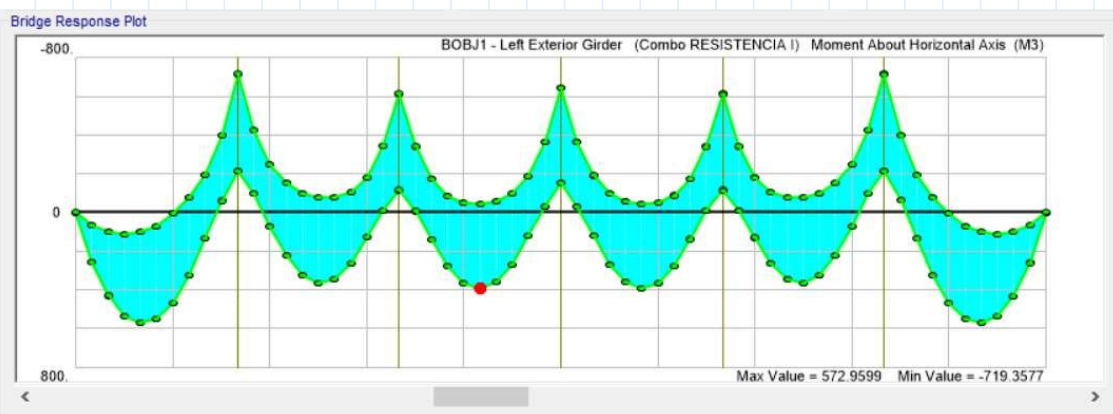
$$\text{Revisión} := \text{if}(D_p < 0.1 \cdot D_t, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Revisar"}$$

Por lo tanto, no se cumple esta condición. Entonces:

$$M_n := \text{if}(\text{Revisión} = \text{"Cumple"}, M_p, M_p \cdot \left(1.07 - 0.7 \cdot \frac{D_p}{D_t} \right))$$

$$M_n = 612.125 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Verificación de la resistencia



Momento - Estado Límite de Resistencia I (vigas exteriores)

$$\phi_{flexion} = 1$$

$$M_u := 391.30 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Estado límite de resistencia I (CSI Bridge)

$$M_r := \phi_{flexion} \cdot M_n = 612.125 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(M < \phi_{flexion} \cdot M_n, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

La relación demanda capacidad es:

$$\frac{M_u}{M_r} = 0.639$$

Certificación de la ductilidad de la sección

Tanto secciones compactas y no compactas, deben cumplir: $D_p < 0.42 \cdot D_t$

$$D_p = 0.163 \text{ m} \quad 0.42 \cdot D_t = 0.487 \text{ m}$$

Revisión := if ($D_p < 0.42 \cdot D_t$, "Cumple", "Revisar") Revisión = "Cumple"

D) DISEÑO DE RIGIDIZADORES TRANSVERSALES - AASHTO 6.10.9

Verificar la resistencia a corte de la sección

Se debe verificar: $V_u \leq \phi_v \cdot V_n$

Donde: $V_n = C V_p$ $V_p = 0.58 \cdot F_{yw} h_w t_w$

El valor de C, se obtiene según lo siguiente:

Si: $\frac{h_w}{t_w} \leq 1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \rightarrow C = 1$

Si: $1.12 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} < \frac{h_w}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.12}{\frac{h_w}{t_w}} \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}}$

Si: $\frac{h_w}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{E k}{F_{yw}}} \rightarrow C = \frac{1.57}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2} \left(\frac{E k}{F_{yw}}\right)$

$k = 5 + \frac{5}{\left(\frac{d_o}{D}\right)^2}$ Coeficiente corte-pandeo, se puede asumir como 5 para almas no rigidizadas

$k := 5$

$$\frac{h_w}{t_w} = 60.667 \quad 1.12 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_{y_50}}} = 59.696 \quad 1.40 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_{y_50}}} = 74.62$$

Condicion := val: 2 ▾

$C := \text{if } \text{Condicion} = 3$

$$\left\| \frac{1.57}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)^2} \cdot \left(\frac{E_s \cdot k}{F_{y_50}}\right) \right\|$$

else if $\text{Condicion} = 2$

$C = 0.984$

$$\left\| \begin{array}{l} \frac{1.12}{\left(\frac{h_w}{t_w}\right)} \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k}{F_{y_{50}}}} \\ \text{else} \\ 1 \end{array} \right.$$

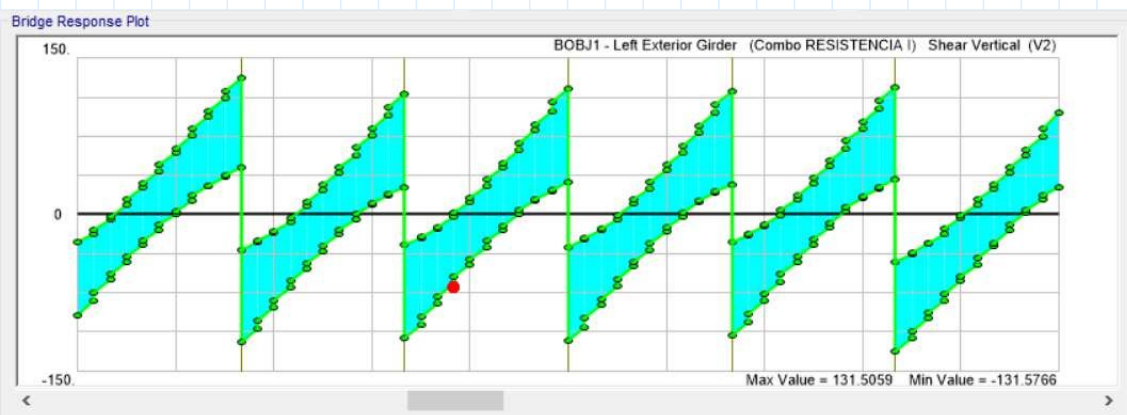
Entonces: $V_p := 0.58 \cdot F_{y_{50}} \cdot h_w \cdot t_w$

$V_p = 278.678 \text{ tonnef}$

$V_n := C \cdot V_p$

$V_n = 274.22 \text{ tonnef}$

Verificación de la resistencia



Cortante - Estado Límite de Resistencia I (vigas exteriores)

$\phi_{corte} := 1$

$V_u := 85.10 \text{ tonnef}$

Estado límite de resistencia I (CSI Bridge)

$V_r := \phi_{corte} \cdot V_n = 274.22 \text{ tonnef}$

$Revisión := \text{if}(V_u < V_r, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$ $Revisión = \text{"Cumple"}$

La relación demanda capacidad es:

$\frac{V_u}{V_r} = 0.31$

La viga planteada podrá resistir las solicitaciones máximas de cortante, pero se colocarán rigidizadores transversales para incrementar la seguridad por estados de carga cíclica de fatiga.

Geometría y espaciamiento de rigidizadores transversales - A.6.10.11

El alma se considera rigidizada si:

- No tiene rigidizador longitudinal, el espaciamiento entre rigidizadores debe ser menor que:

$3 \cdot h_w = 2.73 \text{ m}$

- Si tiene rigidizador longitudinal, el espaciamiento entre rigidizadores debe ser menor que:

$$1.5 \cdot h_w = 1.365 \text{ m}$$

$t_p := 0.70 \text{ cm}$ Espesor de rigidizador (asumido)

Ancho proyectado (debe satisfacer lo siguiente):

$$bt > 2.0 \text{ in} + \frac{h_w}{30} = 8.113 \text{ cm}$$

$$16 \cdot t_p = 11.2 \text{ cm} \geq bt \geq \frac{b_{fs}}{4} = 8.75 \text{ cm}$$

$b_t := 13.00 \text{ cm}$ Ancho de rigidizador (asumido)

Verificamos el momento de inercia de los rigidizadores: $I_t > b \cdot t_w^3 \cdot J$

Donde:

$d_o := 140 \text{ cm}$ menor ancho del panel del alma

$$b := \min(d_o, h_w) = 91 \text{ cm}$$

$$h_w = 0.91 \text{ m}$$

$$J := \max\left(2.5 \cdot \left(\frac{d_o}{h_w}\right)^2 - 2.0, 0.5\right) = 3.917$$

I_t : Inercia del rigidizador respecto al centroide (considerando rigidizadores a ambos lados)

$$I_t := \frac{t_p \cdot (2 \cdot b_t + t_w)^3}{12} = 1213.15 \text{ cm}^4$$

$$b \cdot t_w^3 \cdot J = 1203.06 \text{ cm}^4$$

Revisión := if($I_t > b \cdot t_w^3 \cdot J$, "Cumple", "Revisar") **Revisión** = "Cumple"

Por lo tanto, se usara 1 rigidizador a cada lado del alma de la viga principal:

2PL 7 mm x 130 mm

D) DISEÑO DE RIGIDIZADORES DE APOYO - AASHTO 6.10.9

Serán diseñados como miembros a compresión para resistir las cargas verticales

Ancho proyectado:

$$b_t \leq 0.48 t_p \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

Donde:

$t_p := 1.00 \text{ cm}$ Espesor de rigidizador (asumido)

$b_t := 12.00 \text{ cm}$ Ancho de rigidizador (asumido)

$$0.48 \cdot t_p \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}} = 11.442 \text{ cm}$$

$$\text{Revisión} := \text{if} \left(b_t < 0.48 \cdot t_p \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right) \quad \text{Revisión} = \text{"Revisar"}$$

Consideramos el espesor b_t como acceptable

Resistencia por aplastamiento

Se debe evitar que los rigidizadores de apoyo entren en contacto con el cordón de soldadura que une el alma con las alas, para lo cual se realiza un recorte del ancho obteniéndose un área reducida A_{pn} que soporta aplastamiento. En este caso asumiremos en: 3.0 cm la reducción del ancho del rigidizador.

$$N_{\text{rigidizadores}} := 4 \quad \text{Número de rigidizadores en ambos lados del alma}$$

$$A_{pn_reducida} := N_{\text{rigidizadores}} \cdot (t_p \cdot b_t - 3 \text{ cm} \cdot t_p) = 36 \text{ cm}^2$$

La resistencia nominal al aplastamiento es:

$$R_{sb_n} := 1.4 \cdot A_{pn_reducida} \cdot F_{y_50} = 177.408 \text{ tonnef}$$

Verificación de la resistencia

$$\phi_{\text{bearing}} := 1 \quad \text{factor de resistencia al aplastamiento}$$

$$V_u := 118 \text{ tonnef} \quad \text{cortante máxima}$$

$$R_{sb_r} := \phi_{\text{bearing}} \cdot R_{sb_n} = 177.408 \text{ tonnef}$$

$$\text{Revisión} := \text{if} (V_u < R_{sb_r}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

La relación demanda capacidad es:

$$\frac{V_u}{R_{sb_r}} = 0.665$$

Resistencia axial de los rigidizadores del apoyo

Los rigidizadores se calculan como columnas comprimidas. El área efectiva A , corresponde a los rigidizadores más el área del alma incrementado en $9 \cdot t_w$ a cada lado de los rigidizadores.

$$S_{\text{rig}} := 5.00 \text{ cm}$$

$$A_{\text{rig}} := A_{pn_reducida} + t_w \cdot (18 \cdot t_w + S_{\text{rig}}) = 84 \text{ cm}^2$$

Verificación por esbeltez

$$Kl := 0.75 \cdot h_w = 68.25 \text{ cm}$$

Long. efectiva de columna

$$I_{rig} := (2 \cdot t_p) \cdot \frac{(2 \cdot b_t + t_w)^3}{12} = 2763.56 \text{ cm}^4$$

Inercia (respecto a eje de alma de viga)

$$r := \sqrt{\frac{I_{rig}}{A_{rig}}} = 5.736 \text{ cm}$$

radio de giro

$$\frac{Kl}{r} = 11.899$$

$$\text{Revisión} := \text{if} \left(\frac{Kl}{r} \leq 120, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Resistencia axial

Factor de resistencia axial:

$$\lambda := \left(\frac{Kl}{\pi \cdot r} \right)^2 \cdot \left(\frac{F_{y50}}{E_s} \right) = 0.025$$

$$P_n := \text{if } \lambda \leq 2.25$$

$$\left\| \begin{array}{l} F_{y50} \cdot A_{rig} \cdot 0.66^\lambda \\ \text{else} \\ 0.88 \cdot F_{y50} \cdot \frac{A_{rig}}{\lambda} \end{array} \right.$$

$$P_n = 292.594 \text{ tonnef}$$

Resistencia axial afectada por factor de carga:

$$\phi_{comp} := 0.90$$

$$P_r := \phi_{comp} \cdot P_n = 263.335 \text{ tonnef}$$

$$P_u := 151.90 \text{ tonnef}$$

Reacción (ELR I)

$$\text{Revisión} := \text{if} (P_u < P_r, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Por lo tanto, se usara 2 rigidizadores a cada lado del alma de la viga principal:
4PL 10 mm x 120 mm

VIGA DE ACERO EXTERIOR - TRAMO CENTRAL

DATOS DEL PROBLEMA

A) De la geometría del puente y su sección

$$L := 30 \text{ m}$$

luz del tramo

$$S := 2.80 \text{ m}$$

distancia entre vigas

$$d_{ex} := 1.20 \text{ m}$$

longitud de volado

$$t := 0.21 \text{ m}$$

espesor de losa

$$Viga := \text{val: exterior } \downarrow$$

tipo de viga: "exterior" o "interior"

B) De los materiales

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

resistencia a la compresión del concreto

$$\gamma_{concreto} := 2.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^3}$$

peso específico del concreto armado

$$F_{y_{50}} := 3520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia del acero estructural A-709

$$F_{y_{36}} := 2520 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia del acero estructural A36

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

esfuerzo de fluencia del acero A-615

Módulo de elasticidad del concreto:

$$E_c := 33000 \cdot \left(\left(\frac{\gamma_{concreto}}{\frac{\text{kip}}{\text{ft}^3}} \right)^{1.5} \right) \cdot \sqrt{f_c \cdot \text{ksi}} = 268520.652 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

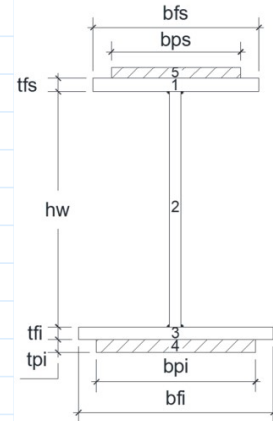
Módulo de elasticidad del acero:

$$E_s := 2000000.0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Relación modular:
$$n := \frac{E_s}{E_c} = 7.448$$

C) Datos geométricos de viga de acero

b_{fs}	0.50	ancho de ala superior
t_{fs}	0.025	espesor de ala superior
h_w	1.10	altura de alma
t_w	0.015	espesor de alma
b_{fi}	0.40	ancho de ala inferior
t_{fi}	0.025	espesor de ala inferior
b_{pi}	0.45	ancho de platabanda en ala inferior
t_{pi}	0.025	espesor de platabanda en ala inferior
b_{ps}	0.00	ancho de platabanda en ala superior
t_{ps}	0.00	espesor de platabanda en ala superior



Propiedades de la sección no compuesta (nc)

Momento de inercia

Sección	A' (m ²)	Y' (m)	A'Y' (m ³)	A'Y' ² (m ⁴)	I (m ⁴)
1	0.0125000	1.1625000	0.0145313	0.0168926	0.0000007
2	0.0165000	0.6000000	0.0099000	0.0059400	0.0016638
3	0.0100000	0.0375000	0.0003750	0.0000141	0.0000005
4	0.0112500	0.0125000	0.0001406	0.0000018	0.0000006
5	0.0000000	1.1750000	0.0000000	0.0000000	0.0000000
Σ	0.0502500		0.0249469	0.0228484	0.0016655

$$A_{viga} = 0.05 \text{ m}^2$$

$$y_b = 0.496 \text{ m}$$

$$H_{tot} := h_w + t_{fs} + t_{fi} + t_{pi} + t_{ps} = 1.175 \text{ m}$$

$$y_t := H_{tot} - y_b = 0.679 \text{ m}$$

$$I_g = 0.012129 \text{ m}^4$$

$$Z_b := \frac{I_g}{y_b} = 0.024431 \text{ m}^3$$

$$Z_t := \frac{I_g}{y_t} = 0.017875 \text{ m}^3$$

Límites de proporcionalidad de la sección - AASHTO 6.10.2

Proporción en alma:

Si tiene rigidizador longitudinal: $h_w/t_w < 300$

Si no tiene rigidizador longitudinal: $h_w/t_w < 150$

Alma con rigidizador longitudinal??

Rpta :=

$$\text{limite} := \text{if}(Rpta = \text{"si"}, 300, 150) = 150$$

$$\frac{h_w}{t_w} = 73.333$$

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(\frac{h_w}{t_w} < \text{limite}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Proporción en alas (superior e inferior):

Ala superior

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(\frac{b_{fs}}{2 \cdot t_{fs}} \leq 12, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(b_{fs} \geq \frac{h_w}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(t_{fs} \geq 1.1 \cdot t_w, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Ala inferior

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(\frac{b_{fi}}{2 \cdot t_{fi}} \leq 12, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(b_{fi} \geq \frac{h_w}{6}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(t_{fi} \geq 1.1 \cdot t_w, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Además debe cumplirse: $0.1 \leq I_{yc}/I_{yt} \leq 10$

I_{yc} : Momento de inercia del ala en compresión

I_{yt} : Momento de inercia del ala en tracción

$$I_{yc} := \frac{b_{fs} \cdot t_{fs}^3}{12} = 65.104 \text{ cm}^4$$

$$I_{yt} := \frac{b_{fi} \cdot t_{fi}^3}{12} = 52.083 \text{ cm}^4$$

$$\frac{I_{yc}}{I_{yt}} = 1.25$$

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Propiedades de la sección compuesta

Determinación del ancho efectivo de losa (Be)

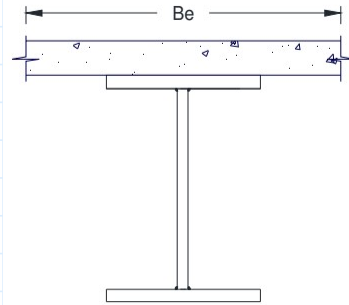
Viga interior:

$$S_i := S \quad S_i = 2.8 \text{ m}$$

Viga exterior:

$$S_e := \frac{S}{2} + d_{ex} \quad S_e = 2.6 \text{ m}$$

$$B_e := \text{if}(Viga = \text{"exterior"}, S_e, S_i) = 2.6 \text{ m}$$



Propiedades de la sección agrietada

Inercia del refuerzo superior

$$\left[\begin{array}{l} \varnothing_{ref} \\ A_{ref} \end{array} \right] := \text{Diametro: } \varnothing 1/2'' \text{ v}$$

$$A_{ref} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := 12$$

$$A_{s_sup} := N_{varillas} \cdot A_{ref} = 15.24 \text{ cm}^2$$

$$rec_{sup} := 4.00 \text{ cm}$$

$$I_{var} := \frac{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{ref}}{2} \right)^4}{4} = 0.128 \text{ cm}^4$$

$$I_{s_sup} := N_{varillas} \cdot I_{var} = 1.53 \text{ cm}^4$$

$$y_{s_sup} := 1.365 \text{ m}$$

Inercia del refuerzo inferior

$$\left[\begin{array}{l} \varnothing_{ref} \\ A_{ref} \end{array} \right] := \text{Diametro: } \varnothing 1/2'' \text{ v}$$

$$A_{ref} = 1.27 \text{ cm}^2$$

$$N_{varillas} := 12$$

$$A_{s_inf} := N_{varillas} \cdot A_{ref} = 15.24 \text{ cm}^2$$

$$rec_{inf} := 3.00 \text{ cm}$$

$$I_{var} := \frac{\pi \cdot \left(\frac{\varnothing_{ref}}{2} \right)^4}{4} = 0.128 \text{ cm}^4$$

$$I_{s_inf} := N_{varillas} \cdot I_{var} = 1.53 \text{ cm}^4$$

$$y_{s_inf} := 1.225 \text{ m}$$

Entradas

$$excel_{\text{"B2:B4"}} := \begin{bmatrix} A_{s_sup} & y_{s_sup} \\ A_{s_inf} & y_{s_inf} \\ A_{viga} & y_b \end{bmatrix} \quad excel_{\text{"F2:F4"}} := \begin{bmatrix} I_{s_sup} \\ I_{s_inf} \\ I_g \end{bmatrix}$$

Sección	A' (m ²)	Y' (m)	A'Y' (m ³)	A'Y' ² (m ⁴)	I (m ⁴)
As_sup	0.0015240	1.3650000	0.0020803	0.0028396	0.0000000
As_inf	0.0015240	1.2250000	0.0018669	0.0022870	0.0000000
Viga	0.0502500	0.4964552	0.0249469	0.0123850	0.0121289
Σ	0.0532980		0.0288940	0.0175115	0.0121289

Salidas

$$A_{viga_sc} := excel_{\text{"B5"}} \cdot m^2$$

$$y_{bc} := \frac{excel_{\text{"D5"}} \cdot m^3}{A_{viga_sc}}$$

$$I_{gc} := excel_{\text{"F5"}} \cdot m^4 + excel_{\text{"E5"}} \cdot m^4 - A_{viga_sc} \cdot y_{bc}^2$$

$$A_{viga_sc} = 0.053 \text{ m}^2$$

$$y_{bc} = 0.542 \text{ m}$$

$$y_{tc} := y_{s_sup} - y_{bc} = 0.823 \text{ m}$$

$$y_{tsc} := y_{tc} - (y_{s_sup} - (y_{s_inf} - rec_{inf})) = 0.653 \text{ m}$$

$$I_{gc} = 0.013976 \text{ m}^4$$

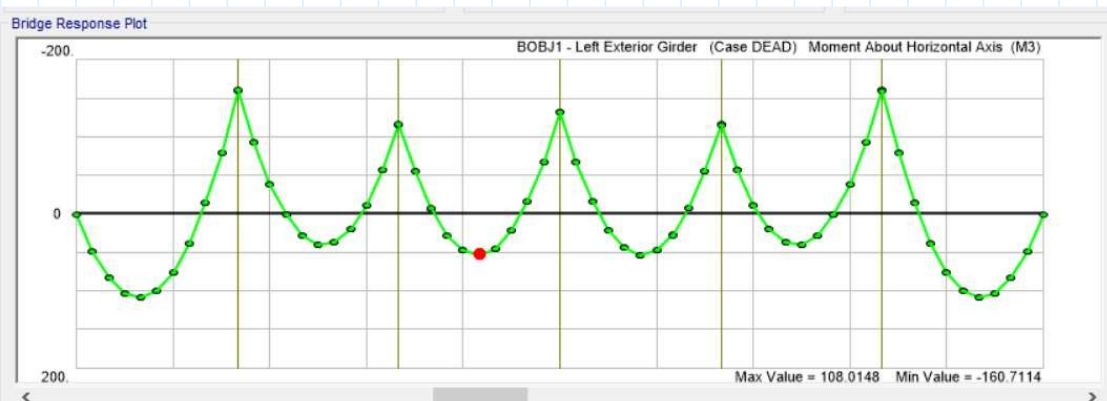
$$Z_{bc} := \frac{I_{gc}}{y_{bc}} = 0.025781 \text{ m}^3$$

$$Z_{tc} := \frac{I_{gc}}{y_{tc}} = 0.016985 \text{ m}^3$$

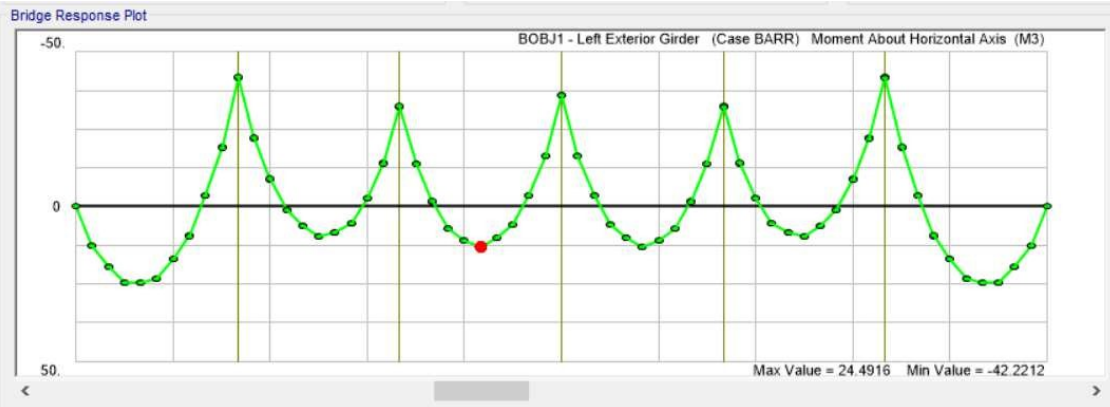
$$Z_{tsc} := \frac{I_{gc}}{y_{tsc}} = 0.021407 \text{ m}^3$$

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

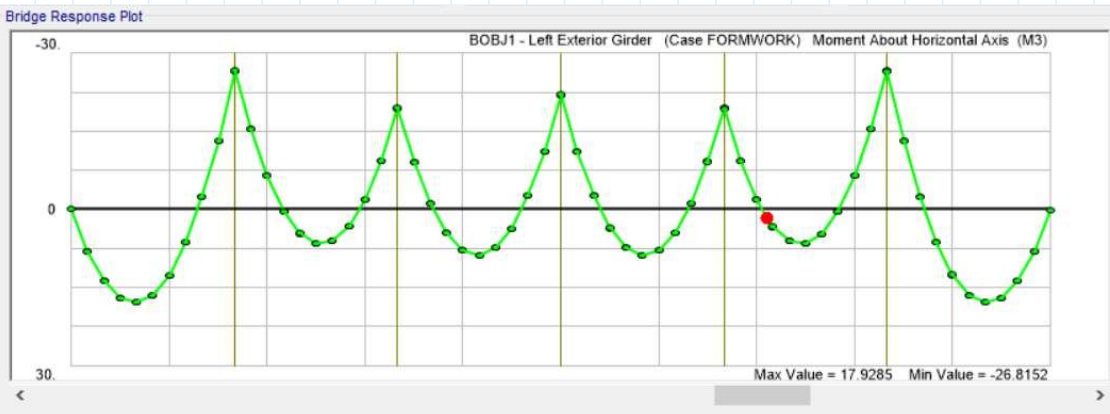
Para determinar los esfuerzos, se han utilizado los resultados del análisis estructural:



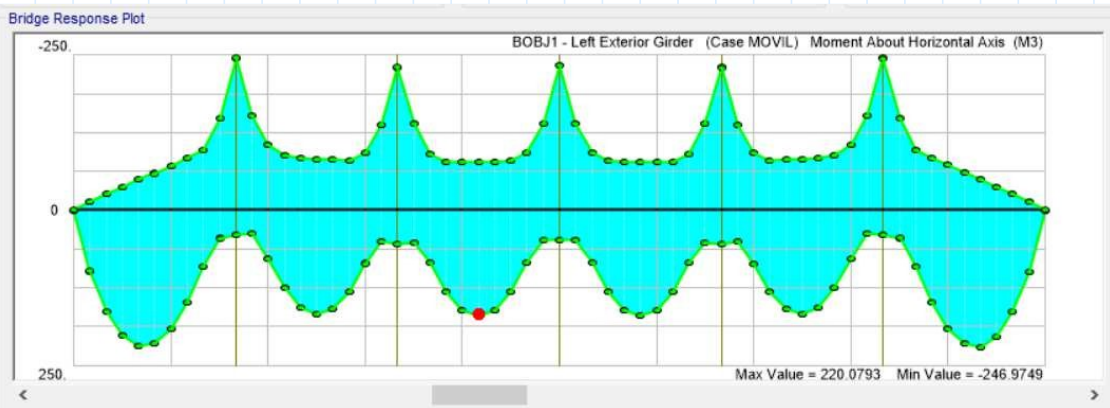
Momento por cargas permanentes: peso propio (vigas exteriores)



Momento por cargas permanentes: barreras de concreto (vigas exteriores)



Momento por cargas permanentes: encofrado y accesorios (vigas exteriores)



Momento por sobrecarga móvil HL-93 (vigas exteriores)

A) Determinación de esfuerzos

1.- Para carga no compuesta

a) Momento por p.p. y losa de concreto DC1

$$M_{nc} := 160.85 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{nc}}{Z_b}$$

$$\sigma_{sb} = 6583.85 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{st} := \frac{M_{nc}}{Z_t}$$

$$\sigma_{st} = 8998.67 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{nc_DC1_1} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{st} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 6583.85 \\ 8998.67 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad M_{DC1} := M_{nc}$$

b) Momento por encofrado y accesorios DC1

$$M_{nc} := 20.20 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{nc}}{Z_b}$$

$$\sigma_{sb} = 826.82 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{st} := \frac{M_{nc}}{Z_t}$$

$$\sigma_{st} = 1130.08 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{nc_DC1_2} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{st} \\ 0 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 826.82 \\ 1130.08 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad M_{DC1} := M_{DC1} + M_{nc}$$

2.- Para sección compuesta y agrietada

a) Momento por barreras DC2

$$M_{vb} := 42.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{vb}}{Z_{bc}}$$

$$\sigma_{sb} = 1638.04 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{vb}}{Z_{tsc}}$$

$$\sigma_{sts} = 1972.69 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ref_sup} := \frac{M_{vb}}{Z_{tc}}$$

$$\sigma_{ref_sup} = 2486.35 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sc_DC2} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{ref_sup} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1638.04 \\ 1972.69 \\ 2486.35 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2} \quad M_{DC2} := M_{vb}$$

a) Momento por sobrecarga móvil LL+IM

$$M_{sc} := 245.45 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc}}$$

$$\sigma_{sb} = 9520.65 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc}}$$

$$\sigma_{sts} = 11465.72 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ref_sup} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc}}$$

$$\sigma_{ref_sup} = 14451.23 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sc_LL_IM} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{ref_sup} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 9520.65 \\ 11465.72 \\ 14451.23 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

b) Momento por viento WS (ELR-III)

$$M_{sc} := 2.80 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc}}$$

$$\sigma_{sb} = 108.61 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc}}$$

$$\sigma_{sts} = 130.8 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ref_sup} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc}}$$

$$\sigma_{ref_sup} = 164.85 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sc_WS_ELR_III} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{ref_sup} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 108.61 \\ 130.8 \\ 164.85 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

c) Momento por viento WS (ELR-V)

$$M_{sc} := 1.50 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc}}$$

$$\sigma_{sb} = 58.18 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc}}$$

$$\sigma_{sts} = 70.07 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{ref_sup} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc}}$$

$$\sigma_{ref_sup} = 88.31 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{sc_WS_ELR_V} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{ref_sup} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 58.18 \\ 70.07 \\ 88.31 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

d) Momento por sismo EQ

$$M_{sc} := 15.60 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\sigma_{sb} := \frac{M_{sc}}{Z_{bc}}$$

$$\sigma_{sb} = 605.1 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{sts} := \frac{M_{sc}}{Z_{tsc}}$$

$$\sigma_{sts} = 728.72 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{ref_sup} := \frac{M_{sc}}{Z_{tc}}$$

$$\sigma_{ref_sup} = 918.47 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$\sigma_{sc_EQ} := \begin{bmatrix} \sigma_{sb} \\ \sigma_{sts} \\ \sigma_{ref_sup} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 605.1 \\ 728.72 \\ 918.47 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

B) Verificación de esfuerzos permisibles

Estado límite - Resistencia I

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1.25 \cdot \sigma_{sc_DC2}, 1.75 \cdot \sigma_{sc_LL_IM} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{ref_sup} (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1.25	8229.81	11248.33	0.00
M(nc)	DC1	1.25	1033.52	1412.60	0.00
M(agriet)	DC2	1.25	2047.55	2465.87	3107.94
M(agriet)	LL+IM	1.75	16661.14	20065.01	25289.65
		Σ	27972.03	35191.81	28397.59

Estado límite - Resistencia III

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1.25 \cdot \sigma_{sc_DC2}, 1.00 \cdot \sigma_{sc_WS_ELR_III} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{ref_sup} (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1.25	8229.81	11248.33	0.00
M(nc)	DC1	1.25	1033.52	1412.60	0.00
M(agriet)	DC2	1.25	2047.55	2465.87	3107.94
M(agriet)	WS	1	108.61	130.80	164.85
		Σ	11419.49	15257.59	3272.80

Estado límite - Resistencia V

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1.25 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1.25 \cdot \sigma_{sc_DC2}, 1.35 \cdot \sigma_{sc_LL_IM}, 1.00 \cdot \sigma_{sc_WS_ELR_V} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{ref_sup} (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1.25	8229.81	11248.33	0.00
M(nc)	DC1	1.25	1033.52	1412.60	0.00
M(agriet)	DC2	1.25	2047.55	2465.87	3107.94
M(agriet)	LL+IM	1.35	12852.88	15478.72	19509.16
M(agriet)	WS	1	58.18	70.07	88.31
		Σ	24221.95	30675.59	22705.41

Estado límite - Evento extremo I

$$\text{Matriz} := \frac{\left(\text{augment} \left(1 \cdot \sigma_{nc_DC1_1}, 1 \cdot \sigma_{nc_DC1_2}, 1 \cdot \sigma_{sc_DC2}, 0.5 \cdot \sigma_{sc_LL_IM}, 1 \cdot \sigma_{sc_EQ} \right) \right)^T}{\frac{\text{tonnef}}{m^2}}$$

Estado	Patrón de carga	Factor de carga	Ala inferior σ_b (tf/m ²)	Ala superior σ_t (tf/m ²)	σ_{ref_sup} (tf/m ²)
M(nc)	DC1	1	6583.85	8998.67	0.00
M(nc)	DC1	1	826.82	1130.08	0.00
M(agriet)	DC2	1	1638.04	1972.69	2486.35
M(agriet)	LL+IM	0.5	4760.33	5732.86	7225.61
M(agriet)	EQ	1	605.10	728.72	918.47
		Σ	14414.13	18563.02	10630.44

Factores de resistencia

Acero estructural: $\phi_{flexion} := 1.00$

Verificación de esfuerzos

Verificación en fibra inferior:

$$\text{Mat} := \begin{bmatrix} \sigma_{b_ELR_I} \\ \sigma_{b_ELR_III} \\ \sigma_{b_ELR_V} \\ \sigma_{b_ELEE_I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 27972.03 \\ 11419.49 \\ 24221.95 \\ 14414.13 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$F_{y_50} = 35200 \frac{\text{tonnef}}{m^2}$$

$$f_t := \max(\text{Mat})$$

Revisión := if (max(Mat) < $\phi_{flexion} \cdot F_{y_50}$, "Cumple", "Revisar")

Revisión = "Cumple"

Verificación en fibra superior:

$$Mat := \begin{bmatrix} \sigma_{t_ELR_I} \\ \sigma_{t_ELR_III} \\ \sigma_{t_ELR_V} \\ \sigma_{t_ELEE_I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 35191.81 \\ 15257.59 \\ 30675.59 \\ 18563.02 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$F_{y_50} = 35200 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$f_c := \max(Mat)$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(\max(Mat) < \phi_{flexion} \cdot F_{y_50}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Verificación en el refuerzo (de la losa)

$$Mat := \begin{bmatrix} \sigma_{refuerzo_ELR_I} \\ \sigma_{refuerzo_ELR_III} \\ \sigma_{refuerzo_ELR_V} \\ \sigma_{refuerzo_ELE_I} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 28397.59 \\ 3272.8 \\ 22705.41 \\ 10630.44 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$f_y = 42000 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(\max(Mat) < f_y, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

C) Verificación de la capacidad de la sección - Estado Límite de Resistencia

$$A_{viga_sc} = 0.053 \text{ m}^2$$

$$B_e = 2.6 \text{ m}$$

$$h_w = 1.1 \text{ m}$$

$$h_t := H_{tot} = 1.175 \text{ m}$$

$$t = 0.21 \text{ m}$$

Verificación si la sección es COMPACTA (flexión negativa) - AASHTO 6.10.6.2.3

La sección debe satisfacer el límite de esbeltez del alma:

$$\frac{2D_c}{t_w} \leq 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$f_t = 27972.03 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

esfuerzo en ala en tensión

$$f_c = 35191.81 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

esfuerzo en ala en compresión

$$D_c := \left(\frac{f_c}{f_c + f_t} \right) \cdot h_t - t_{fs}$$

profundidad del alma en compresión

$$D_c = 0.63 \text{ m}$$

$$\frac{2 \cdot D_c}{t_w} = 83.95$$

$$5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}} = 135.87$$

$$\text{Revisión} := \text{if} \left(\frac{2 \cdot D_c}{t_w} \leq 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"} \right) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Por lo tanto, el alma no es esbelta; usar **Apéndice A6.2**

Si: $\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw}(D_{cp})$ el alma será compacta

Calculamos D_{cp} : profundidad del alma en compresión en el momento plástico

$$A_{rt} := A_{s_sup} = 15.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del refuerzo superior}$$

$$A_{ri} := A_{s_inf} = 15.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Área del refuerzo inferior}$$

$$P_{rt} := f_y \cdot A_{rt} \quad \text{Fuerza del refuerzo superior en sección totalmente plástica}$$

$$P_{rb} := f_y \cdot A_{ri} \quad \text{Fuerza del refuerzo inferior en sección totalmente plástica}$$

$$P_c := F_{y_50} \cdot b_{fi} \cdot t_{fi} \quad \text{Fuerza en ala inferior (compresión)}$$

$$P_w := F_{y_50} \cdot h_w \cdot t_w \quad \text{Fuerza en alma}$$

$$P_t := F_{y_50} \cdot b_{fs} \cdot t_{fs} \quad \text{Fuerza en ala superior (tracción)}$$

$$P_{cl} := F_{y_50} \cdot b_{pi} \cdot t_{pi} \quad \text{Fuerza en platabanda inferior (compresión)}$$

$$P_{tl} := F_{y_50} \cdot b_{ps} \cdot t_{ps} \quad \text{Fuerza en platabanda superior (tracción)}$$

$$\begin{bmatrix} P_{rt} \\ P_{rb} \\ P_c \\ P_{cl} \\ P_w \\ P_t \\ P_{tl} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 64.01 \\ 64.01 \\ 352 \\ 396 \\ 580.8 \\ 440 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Fuerza de compresión

Fuerza de tracción

$$P_c + P_{cl} + P_w = 1328.8 \text{ tonnef}$$

$$P_{rt} + P_{rb} + P_t + P_{tl} = 568.02 \text{ tonnef}$$

Caso := val: 1 ▾

Caso = "Pc+Pw ≥ Pt+Prb+Prt"

Por lo tanto, el eje neutro plástico se encuentra en el alma (Caso I)

$$D_{cp} := \frac{h_w}{2 \cdot P_w} \cdot (P_t + P_{tl} + P_w + P_{rb} + P_{rt} - (P_c + P_{cl})) \quad D_{cp} = 0.38 \text{ m}$$

Verificar:

$$\lambda_{pw(D_{cp})} = \frac{\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54 \frac{M_p}{R_h M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_{rw} \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right)$$

Donde:

$$d_{rt} := 0.669 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del refuerzo superior

$$d_c := 0.659 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del ala inferior

$$d_{cl} := 0.684 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide de la platabanda inferior

$$d_{rb} := 0.529 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del refuerzo inferior

$$d_t := 0.466 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide del ala superior

$$d_{tl} := 0.489 \text{ m}$$

distancia del PNA al centroide de la platabanda superior

$$R_h := 1$$

$$Y := \frac{h_w}{2} \cdot \left(\frac{(P_c + P_{cl}) - (P_t + P_{tl} + P_{rt} + P_{rb})}{P_w} + 1 \right) \quad Y = 0.72 \text{ m}$$

$$M_p := \frac{P_w}{2 \cdot h_w} \cdot (Y^2 + (h_w - Y)^2) + (P_{rt} \cdot d_{rt} + P_{rb} \cdot d_{rb} + P_t \cdot d_t + P_{tl} \cdot d_{tl} + P_c \cdot d_c + P_{cl} \cdot d_{cl})$$

$$M_p = 959.612 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Se usara el menor de M_{yc} , M_{yt}

$$M_{DC1} = 181.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{DC2} = 42.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{DW} := 0 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{yc} := 1.25 \cdot (M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5 \cdot M_{DW} + Z_{bc} \cdot \left(F_{y_{50}} - \frac{1.25 \cdot M_{DC1}}{Z_b} - \frac{1.25 \cdot M_{DC2} + 1.5 \cdot M_{DW}}{Z_{bc}} \right)$$

$$M_{yt} := 1.25 \cdot (M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5 \cdot M_{DW} + Z_{tsc} \cdot \left(F_{y_{50}} - \frac{1.25 \cdot M_{DC1}}{Z_t} - \frac{1.25 \cdot M_{DC2} + 1.5 \cdot M_{DW}}{Z_{tsc}} \right)$$

$$M_{yc} = 894.98 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{yt} = 708.813 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_y := \min(M_{yc}, M_{yt}) = 708.81 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_{rw} := 5.7 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}} = 135.868$$

$$\lambda_{pw_Dcp} := \frac{\sqrt{\frac{E_s}{F_{y_50}}}}{\left(0.54 \cdot \frac{M_p}{R_h \cdot M_y} - 0.02\right)^2}$$

$$\lambda_{pw_Dcp} = 47.143 \qquad \lambda_{rw} \cdot \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right) = 81.903$$

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(\lambda_{pw_Dcp} < \lambda_{rw} \cdot \left(\frac{D_{cp}}{D_c}\right), \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \qquad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Por lo tanto, el valor que controla es **47.143**

Verificando condición: $\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq \lambda_{pw(D_{cp})}$

$$\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} = 50.608$$

$$\lambda_{pw_Dcp} = 47.143$$

$$\text{Revisión} := \text{if}\left(\frac{2 \cdot D_{cp}}{t_w} > \lambda_{pw_Dcp}, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right) \qquad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

Por lo tanto, el alma es no esbelta

Factores de plastificación:

$$\lambda_w := \frac{2 \cdot D_c}{t_w}$$

$$\lambda_w = 83.954$$

$$\lambda_{pw_Dc} := \min\left(\lambda_{pw_Dcp} \cdot \left(\frac{D_c}{D_{cp}}\right), \lambda_{rw}\right)$$

$$\lambda_{pw_Dc} = 78.206$$

$$R_{pc} := \min\left(\left(1 - \left(\frac{R_h \cdot M_{yc}}{M_p}\right) \cdot \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw_Dc}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw_Dc}}\right)\right) \cdot \frac{M_p}{M_{yc}}, \frac{M_p}{M_{yc}}\right)$$

$$R_{pc} = 0.973$$

$$R_{pt} := \min\left(\left(1 - \left(\frac{R_h \cdot M_{yt}}{M_p}\right) \cdot \left(\frac{\lambda_w - \lambda_{pw_Dc}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw_Dc}}\right)\right) \cdot \frac{M_p}{M_{yt}}, \frac{M_p}{M_{yt}}\right)$$

$$R_{pt} = 1.254$$

Verificación de ala en compresión - AASHTO A6.3.2

Mnc: el menor de M_{nc_LFB} y M_{nc_LTB}

Resistencia a pandeo local:

Si: $\lambda_f < \lambda_{pf} \Rightarrow M_{nc} = R_{pc} M_{yc}$

En otro caso: $M_{nc} = \left[1 - \left(1 - \frac{F_y S_{xc}}{R_{pc} M_{yc}} \right) \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] R_{pc} M_{yc}$

$$\lambda_f := \frac{b_{fi}}{2 \cdot t_{fi}} = 8$$

$$\lambda_{pf} := 0.38 \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y50}}} = 9.058$$

Revisión := if ($\lambda_f < \lambda_{pf}$, "Cumple", "Revisar") **Revisión** = "Cumple"

$$k_c := \frac{4}{\sqrt{\frac{h_w}{t_w}}}$$

$$k_c := \max(\min(k_c, 0.76), 0.35)$$

para secciones armadas

$$k_c = 0.467$$

$$\lambda_{rf} := 0.95 \cdot \sqrt{\frac{E_s \cdot k_c}{F_{y50}}} = 15.476$$

$$\left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) = -0.165$$

$$S_{xc} := \frac{M_{yc}}{F_{y50}} = 0.025 \text{ m}^3$$

$$1 - \frac{F_{y50} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_{yc}} = -0.028$$

$$M_{nc_FLB} := \text{if} \left(\lambda_f < \lambda_{pf}, 1, \left(1 - \left(1 - \frac{F_{y50} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{\lambda_f - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right) \right) \cdot R_{pc} \cdot M_{yc}$$

$M_{nc_FLB} = 870.405 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Resistencia a pandeo lateral torsional:

$L_b := 6.00 \text{ m}$

longitud no arriostrada

$$r_t := \frac{b_{fi}}{\sqrt{12 \cdot \left(1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{D_c \cdot t_w}{b_{fi} \cdot t_{fi}} \right)}}$$

$r_t = 0.101 \text{ m}$

$$L_p := 1.0 \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y50}}}$$

$L_p = 2.4 \text{ m}$

$$L_r := \pi \cdot r_t \cdot \sqrt{\frac{E_s}{F_{y50}}}$$

$L_r = 7.541 \text{ m}$

Entonces, en este caso se cumple: **$L_p \leq L_b \leq L_r$**

$C_b := 1$

$$\left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) = 0.7$$

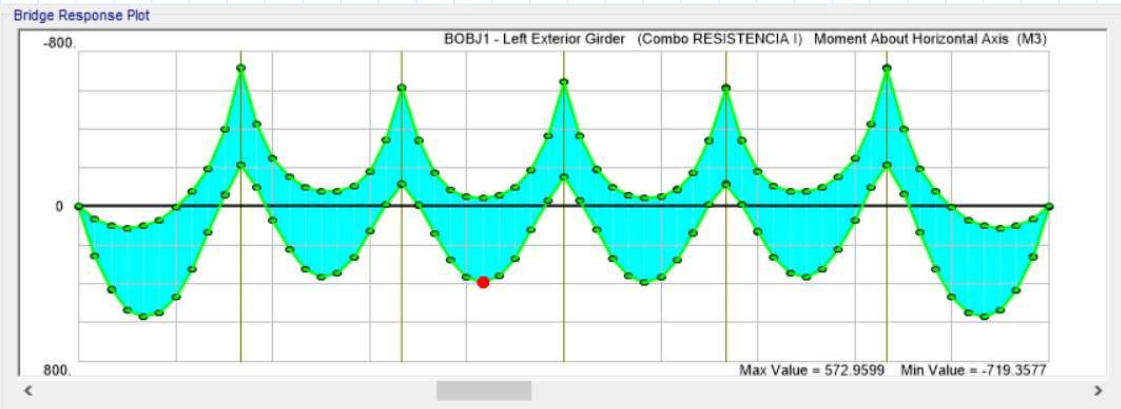
$$M_{nc_LTB} := \min \left(C_b \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{F_{y50} \cdot S_{xc}}{R_{pc} \cdot M_{yc}} \right) \cdot \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right), 1 \right) \cdot R_{pc} \cdot M_{yc}$$

$$M_{nc_LTB} = 870.405 \text{ tonnef} \cdot m$$

Finalmente:

$$M_{nc} := \min(M_{nc_FLB}, M_{nc_LTB}) = 870.405 \text{ tonnef} \cdot m$$

Verificación de la resistencia



Momento - Estado Límite de Resistencia I (vigas exteriores)

$$\phi_{flexion} = 1$$

$$M_u := 717.60 \text{ tonnef} \cdot m$$

Estado límite de resistencia I (CSI Bridge)

$$M_r := \phi_{flexion} \cdot M_{nc} = 870.405 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(M_u < M_r, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

La relación demanda capacidad es:

$$\frac{M_u}{M_r} = 0.824$$

Verificación de ala en tracción - AASHTO A6.4

$$M_{nt} := R_{pt} \cdot M_{yt}$$

$$M_{nt} = 888.961 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$M_r := \phi_{flexion} \cdot M_{nt} = 888.961 \text{ tonnef} \cdot m$$

$$\text{Revisión} := \text{if}(M_u < M_r, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}) \quad \text{Revisión} = \text{"Cumple"}$$

La relación demanda capacidad es:

$$\frac{M_u}{M_r} = 0.807$$

Certificación de la ductilidad de la sección

Tanto secciones compactas y no compactas, deben cumplir: $D_p < 0.42 \cdot D_t$

$D_{cp} = 0.38 \text{ m}$ distancia desde la fibra superior del tablero de concreto hasta el eje neutro de la sección compuesta cuando se calcula el momento plástico.

$D_t := H_{tot} + t = 1.385 \text{ m}$ altura total de la sección compuesta

$Revisión := \text{if}(D_{cp} < 0.42 \cdot D_t, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$ $Revisión = \text{"Cumple"}$

DISEÑO DE CONECTORES DE CORTE

Geometría de los conectores

$h_{con} := 6 \text{ in}$ altura del conector

$d_{con} := \frac{7}{8} \text{ in}$ diámetro del conector

Relación de altura a diámetro: $\frac{h}{d} > 4$

$$\frac{h_{con}}{d_{con}} = 6.857$$

$Revisión := \text{if}\left(\frac{h_{con}}{d_{con}} > 4, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"}\right)$ $Revisión = \text{"Cumple"}$

Espaciamiento transversal entre conectores: $4 \cdot d < s$

$s := 25 \text{ cm}$ Espaciamiento longitudinal (asumido)

$$4 \cdot d_{con} = 8.89 \text{ cm}$$

$Revisión := \text{if}(4 \cdot d_{con} < s, \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$ $Revisión = \text{"Cumple"}$

Además, para los conectores se debe cumplir

$\begin{bmatrix} rec_{conector} \\ pen_{losa} \\ dist_{borde} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 6.00 \\ 15.00 \\ 5.00 \end{bmatrix} \text{ cm}$ Recubrimiento sobre los conectores
Penetración mínima en losa
Distancia libre entre borde de ala y conector exterior

$Mat := \begin{bmatrix} rec_{conector} \\ pen_{losa} \\ dist_{borde} \end{bmatrix} > \begin{bmatrix} 5.0 \\ 5.0 \\ 2.5 \end{bmatrix} \text{ cm} = \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$ Denominación:
1: Cumple
0: No cumple

$Revisión := \text{if}(Mat(0) \wedge Mat(1) \wedge Mat(2), \text{"Cumple"}, \text{"Revisar"})$ $Revisión = \text{"Cumple"}$

Diseño por fatiga

Estado límite de Fatiga I $(ADTT)_{75, SL} = p(ADTT_{75})$

Para diseñar con el ELF I, se debe verificar: $ADTT_{75,SL} > 960$ camiones /día

$ADTT_{75}$: Promedio diario de tráfico de camiones en el periodo de diseño (75 años)

p : Fracción de tráfico en un solo carril (tabla 3.6.1.4.2-1)

Table 3.6.1.4.2-1—Fraction of Truck Traffic in a Single Lane, p

Number of Lanes Available to Trucks	p
1	1.00
2	0.85
3 or more	0.80

$ADTT_{20} := 300$ ADTT proyectado en 20 años

$ADTT_0 := 0$ ADTT en la actualidad

$DD := 1$ distribución direccional (100 %)

$p := 0.85$

$$ADTT_{75} := \left((ADTT_{20} - ADTT_0) \cdot \left(\frac{75}{20} \right) + ADTT_0 \right) \cdot DD$$

$$ADTT_{75} = 1125$$

$$ADTT_{75,SL} := ADTT_{75} \cdot p = 956.25$$

$Condicion :=$ if $ADTT_{75,SL} > 960$ = "Emplear Fatiga II y $ADTT_{37.5}$ "
|| "Emplear Fatiga I y $ADTT_{75}$ "
else
|| "Emplear Fatiga II y $ADTT_{37.5}$ "

$$Z_r := 5.5 \cdot \left(\frac{d_{con}}{in} \right)^2 \text{ kip} = 4.211 \text{ kip}$$

$$Z_r = 1.91 \text{ tonnef}$$

Estado límite de Fatiga II

$$ADTT_{37.5,SL} := p \cdot \left((ADTT_{20} - ADTT_0) \cdot \left(\frac{37.5}{20} \right) + ADTT_0 \right) \cdot DD$$

$$ADTT_{37.5,SL} = 478.125$$

$N_{ciclos} := 1.50$ según tabla 6.6.1.2.5-2

$N := (365 \cdot 75) \cdot (ADTT_{37.5_SL}) \cdot N_{ciclos} = 19633007.81$ ciclos

$\alpha := 34.5 - 4.28 \cdot \log(N)$ $\alpha = 3.286$

Entonces la resistencia de corte a la fatiga, para un conector:

$Z_r := \alpha \cdot \left(\frac{d_{con}}{in}\right)^2 \text{ kip} = 2.516 \text{ kip}$ $val := 2.75 \cdot \left(\frac{d_{con}}{in}\right)^2 \text{ kip} = 2.105 \text{ kip}$

$Z_r := \max(Z_r, val) = 1.141 \text{ tonnef}$

Separación entre grupos de conectores (pitch)

$p < n Z_r / V_{sr}$

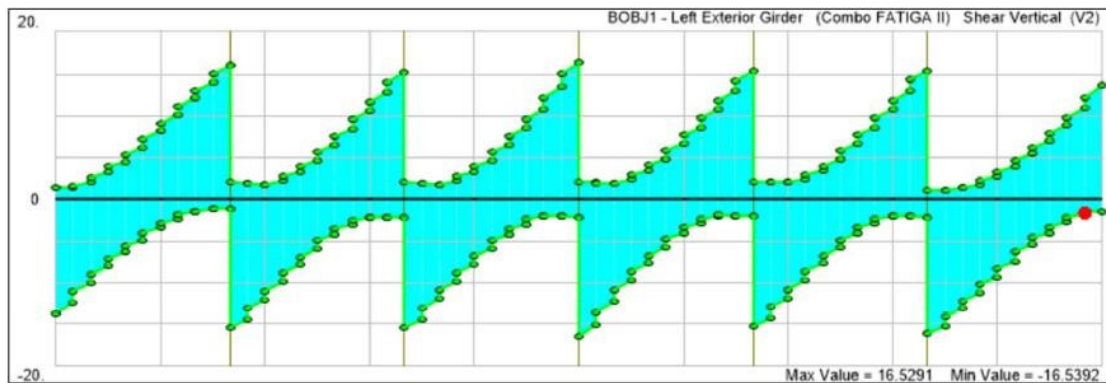
$V_{sr} = V_f Q / I \Rightarrow p = n Z_r I / V_f Q$

$n := 3$ número de conectores en sección transversal (en centro de vanos)

$Q := A_{ef} \cdot Y_t = 0.058 \text{ m}^3$ primer momento de área transformada respecto a EN de sección compuesta (k=1)

$I_{gc_ST} = 0.014 \text{ m}^4$ inercia de sección compuesta (k=1)

$V_f =$ Rango de cortante para estado de fatiga | Fatiga II = 0.80 (LL+IM)



Posicion	V_{pos} (tonnef)	V_{neg} (tonnef)
0	1.9	12.1
$0.1 \cdot L$	2.1	10.3
$0.2 \cdot L$	2.3	9.8
$0.3 \cdot L$	3.6	7.85
$0.4 \cdot L$	4.9	6.8
$0.5 \cdot L$	5.7	5.9

$$pitch := \frac{n \cdot Z_r \cdot I_{gc_ST}}{Q \cdot (0.8 \cdot (V_{neg}))} = \begin{bmatrix} 8 \\ 10 \\ 10 \\ 13 \\ 15 \\ 17 \end{bmatrix} \text{ cm}$$

Diseño por resistencia - AASHTO 6.10.10.4 $Q_r < \phi_{sc} Q_n$

$\phi_{sc} := 0.85$ factor de resistencia para conectores de corte

$A_{sc} := \left(\frac{d_{con}}{2}\right)^2 \cdot \pi = 3.879 \text{ cm}^2$ área de la sección de un conector

$F_u := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$ resistencia a la tracción mínima de un conector

$Q_n := \min(0.5 \cdot A_{sc} \cdot \sqrt{f_c \cdot E_c}, A_{sc} \cdot F_u)$ resistencia nominal al corte de un conector

$Q_n = 16.294 \text{ tonnef}$

$Q_r := \phi_{sc} \cdot Q_n = 13.85 \text{ tonnef}$

$V_h =$ Cortante nominal entre el punto de máximo momento positivo por LL+IM y un punto de momento nulo

$A_{s_ver} := h_w \cdot t_w + b_{fi} \cdot t_{fi} + b_{fs} \cdot t_{fs} + A_{s_sup} + A_{s_inf} = 0.042 \text{ m}^2$

$A_{c_ver} := B_e \cdot t = 0.546 \text{ m}^2$ $\frac{7}{8} \text{ in} = 0.022 \text{ m}$

$V_h := \min(A_{s_ver} \cdot f_y, 0.85 \cdot f_c \cdot A_{c_ver}) = 1299.48 \text{ tonnef}$

$N_{con} := \text{ceil}\left(\frac{V_h}{Q_r}\right) = 94$ número de conectores entre puntos de momento máximo positivo por LL+IM y punto de momento nulo.

$N_{con} := 2 \cdot N_{con}$ número de conectores para toda la viga

$n_{con_fila} := 3$ número de conectores/fila

$pitch := \frac{L}{\left(\frac{N_{con}}{n_{con_fila}}\right)} = 47.872 \text{ cm}$ paso entre conectores

Por lo tanto, predomina el diseño por fatiga. Se plantea la siguiente distribución de conectores:
Conector tipo Nelson Stud Ø7/8"x6"

Sobre apoyos: 1 @ 0.05, 30 @ 0.10 (4 conectores/fila).
En vanos centrales: 60 @ 0.10, 25 @ 0.13, 18 @ 0.15 c/e (3 conectores/fila).

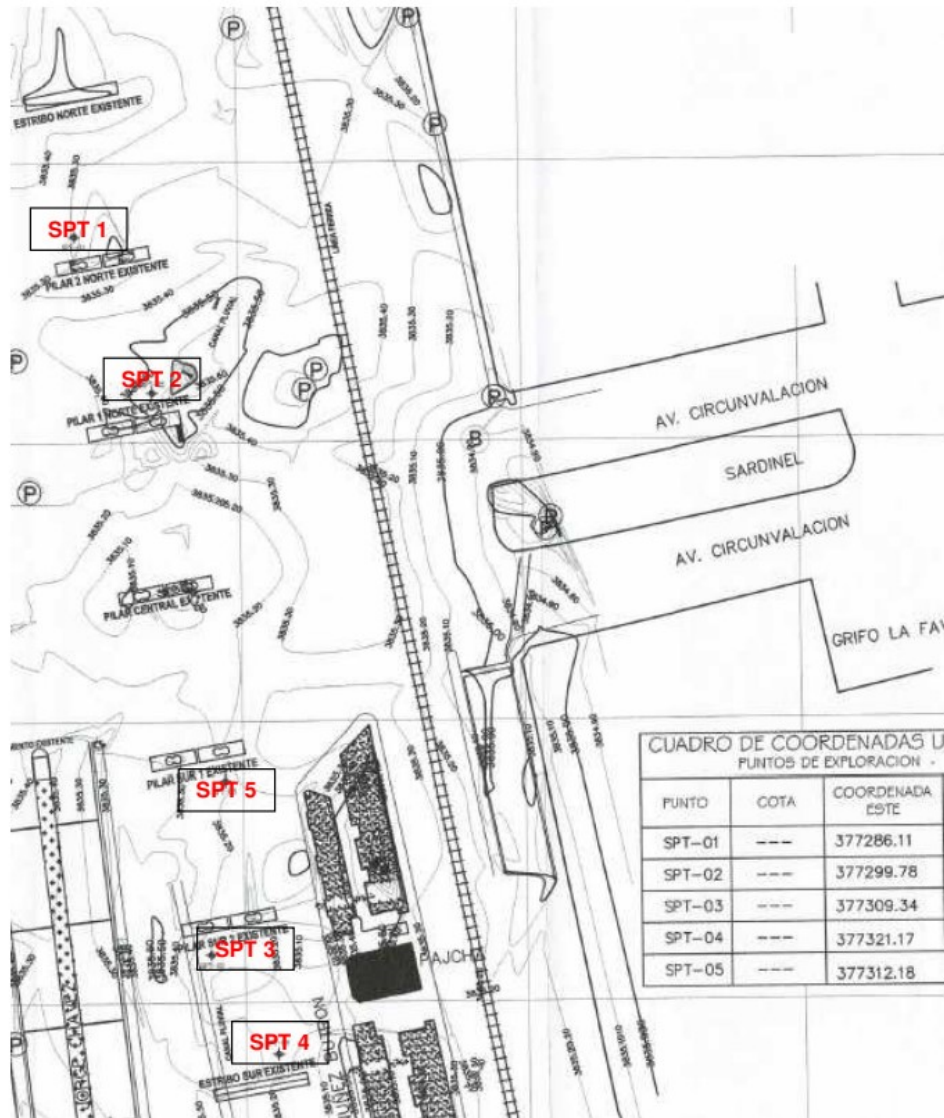
ANEXO E.

Memoria de cálculo de verificación capacidad portante del terreno

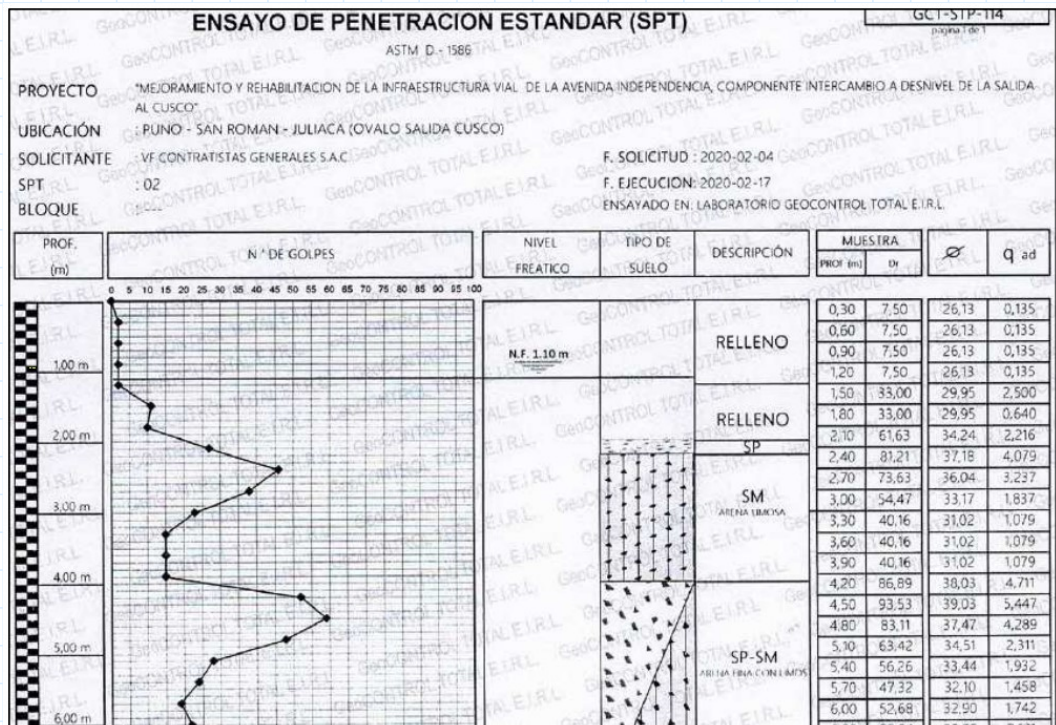
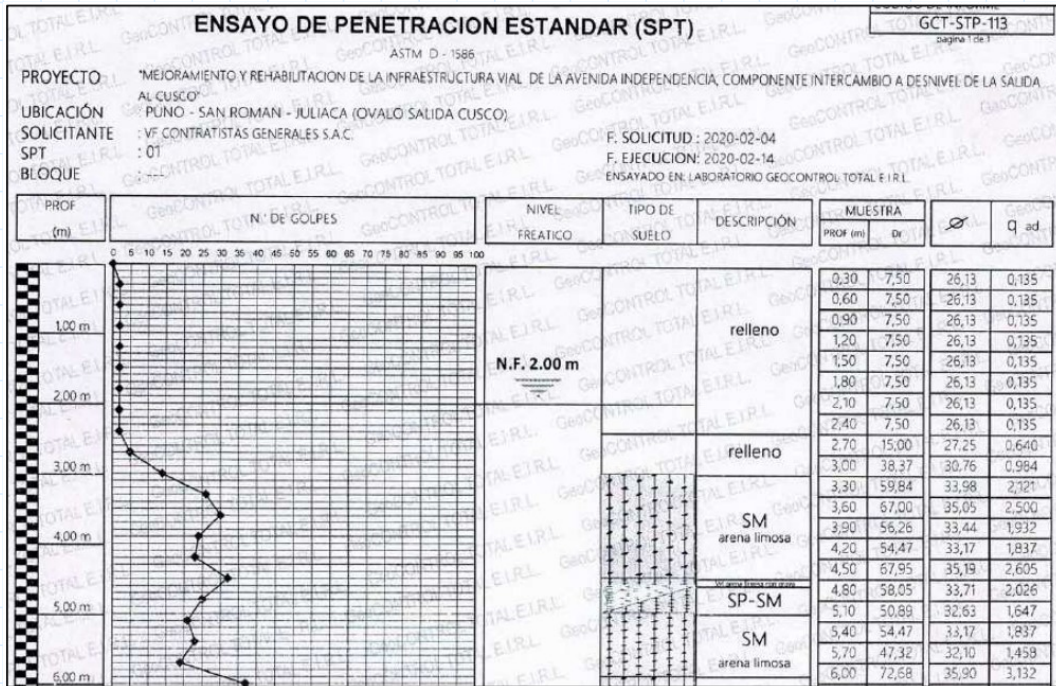
VERIFICACIÓN DE CAPACIDAD PORTANTE

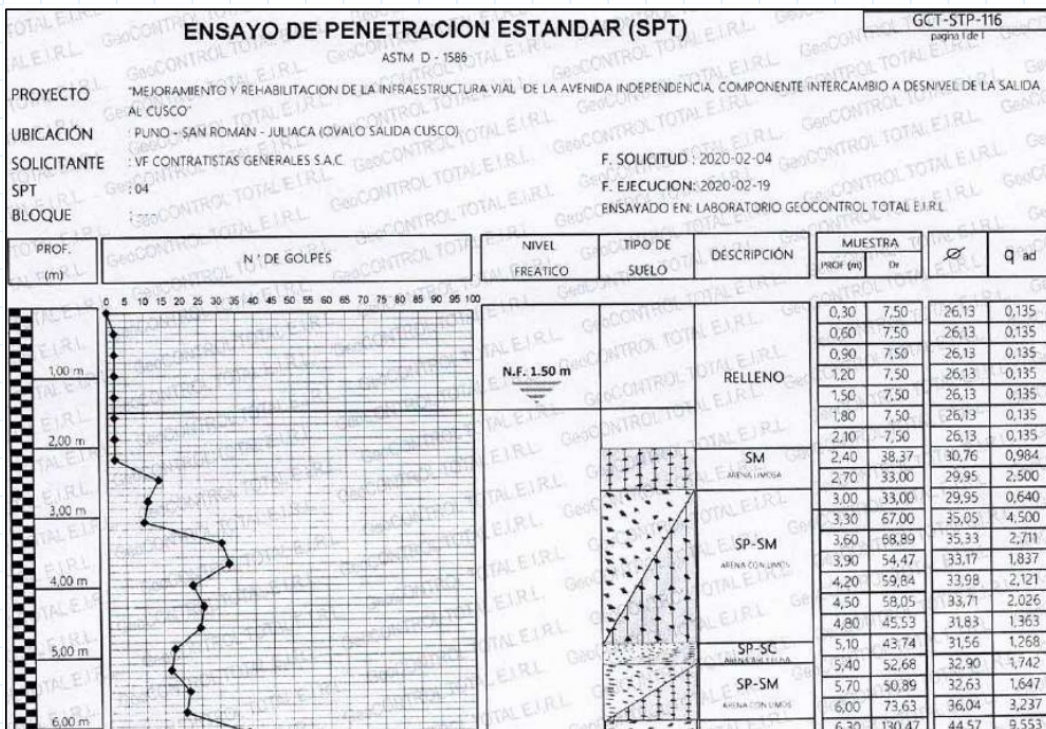
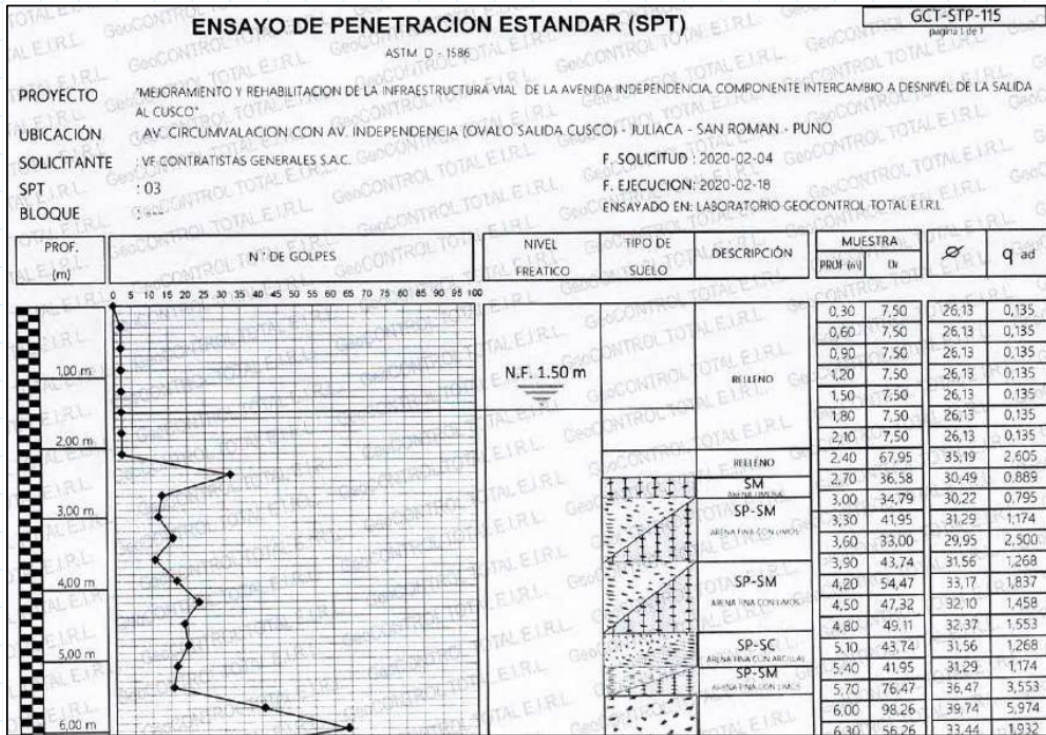
Se cuenta con los resultados del estudio de mecánica de suelos elaborado por la empresa VF Contratistas Generales S.A.C., dicho estudio se realizó en el año 2020. Dentro de ese estudio se han realizado ensayos de penetración estándar (SPT) en diferentes ubicaciones, obteniéndose la capacidad portante a diferentes profundidades.

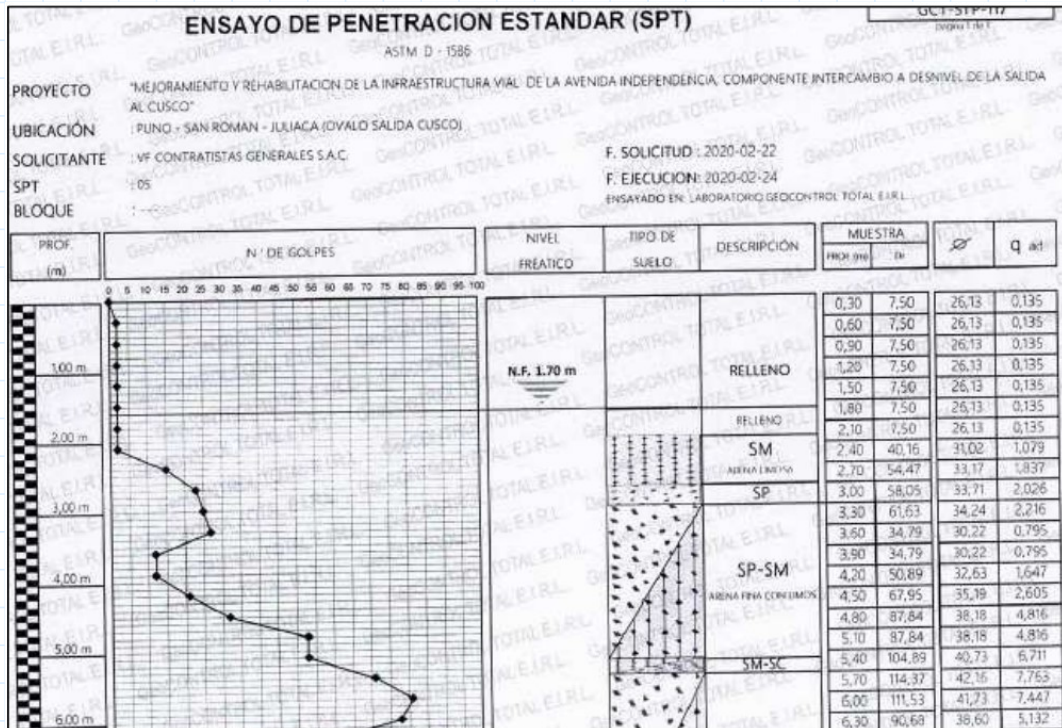
Se utilizarán los resultados obtenidos de esta planilla para la verificación del diseño de la cimentación de los pilares y de la cimentación de los estribos.



Ubicación de Ensayos SPT







DATOS DE ENTRADA

$$B := 7.50 \text{ m}$$

Ancho de cimentación

$$L := 16.20 \text{ m}$$

Longitud de cimentación

$$D_f := 3.00 \text{ m}$$

Profundidad de cimentación

excentricidad según análisis estructural, en estado límite de servicio

$$B' := B - 2 \cdot 0.17 \text{ m} = 7.16 \text{ m}$$

Ancho efectivo de cimentación

$$L' := L - 2 \cdot 0.17 \text{ m} = 15.86 \text{ m}$$

Longitud efectiva de cimentación

$$\phi := \begin{bmatrix} 30.76 \\ 33.17 \\ 30.22 \\ 29.95 \\ 33.71 \end{bmatrix} \text{ deg}$$

Ángulo de fricción (EMS)

$$c := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Cohesión (en suelo no cohesivo)

Coefficientes de corrección por nivel freático: (Art. 10.6.3.1.2a-2)

$$C_{wq} := 0.75$$

$$C_{wy} := 0.50$$

N° SPT	Ø Ang. Fricción (°)	Cohesión (kgf/cm ²)
01	30.76	0.000
02	33.17	0.000
03	30.22	0.000
04	29.95	0.000
05	33.71	0.000

Factores de capacidad portante (Tabla 10.6.3.1.2a-1)

Table 10.6.3.1.2a-1—Bearing Capacity Factors N_c (Prandtl, 1921), N_q (Reissner, 1924), and N_γ (Vesic, 1975)

ϕ_f	N_c	N_q	N_γ	ϕ_f	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.0	0.0	23	18.1	8.7	8.2
1	5.4	1.1	0.1	24	19.3	9.6	9.4
2	5.6	1.2	0.2	25	20.7	10.7	10.9
3	5.9	1.3	0.2	26	22.3	11.9	12.5
4	6.2	1.4	0.3	27	23.9	13.2	14.5
5	6.5	1.6	0.5	28	25.8	14.7	16.7
6	6.8	1.7	0.6	29	27.9	16.4	19.3
7	7.2	1.9	0.7	30	30.1	18.4	22.4
8	7.5	2.1	0.9	31	32.7	20.6	26.0
9	7.9	2.3	1.0	32	35.5	23.2	30.2
10	8.4	2.5	1.2	33	38.6	26.1	35.2
11	8.8	2.7	1.4	34	42.2	29.4	41.1
12	9.3	3.0	1.7	35	46.1	33.3	48.0
13	9.8	3.3	2.0	36	50.6	37.8	56.3
14	10.4	3.6	2.3	37	55.6	42.9	66.2
15	11.0	3.9	2.7	38	61.4	48.9	78.0
16	11.6	4.3	3.1	39	67.9	56.0	92.3
17	12.3	4.8	3.5	40	75.3	64.2	109.4
18	13.1	5.3	4.1	41	83.9	73.9	130.2
19	13.9	5.8	4.7	42	93.7	85.4	155.6
20	14.8	6.4	5.4	43	105.1	99.0	186.5
21	15.8	7.1	6.2	44	118.4	115.3	224.6
22	16.9	7.8	7.1	45	133.9	134.9	271.8

$$N_c := \begin{bmatrix} 30.1 + .76 \cdot 2.6 \\ 38.6 + .17 \cdot 3.6 \\ 30.1 + 0.22 \cdot 2.6 \\ 27.9 + .95 \cdot 2.2 \\ 38.6 + .71 \cdot 3.6 \end{bmatrix}$$

$$N_q := \begin{bmatrix} 18.4 + .76 \cdot 2.2 \\ 26.1 + .17 \cdot 3.3 \\ 18.4 + 0.22 \cdot 2.2 \\ 16.4 + .95 \cdot 2.0 \\ 26.1 + .71 \cdot 3.3 \end{bmatrix}$$

$$N_\gamma := \begin{bmatrix} 22.4 + .76 \cdot 3.6 \\ 35.2 + .17 \cdot 5.9 \\ 22.4 + 0.22 \cdot 3.6 \\ 19.3 + .95 \cdot 3.1 \\ 35.2 + .71 \cdot 5.9 \end{bmatrix}$$

Factores de capacidad:

$$\text{augment}(N_c, N_q, N_\gamma) = \begin{bmatrix} N_c & N_q & N_\gamma \\ 32.08 & 20.07 & 25.14 \\ 39.21 & 26.66 & 36.20 \\ 30.67 & 18.88 & 23.19 \\ 29.99 & 18.30 & 22.25 \\ 41.16 & 28.44 & 39.39 \end{bmatrix}$$

Factores de corrección de forma: **(Tabla 10.6.3.1.2a-3)**

$$s_c := 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$$

$$s_\gamma := \left(1 - 0.4 \cdot \frac{B'}{L'}\right) \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{bmatrix}$$

$$s_q := 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan(\emptyset)$$

$$\text{augment}(s_c, s_q, s_\gamma) = \begin{matrix} & s_c & s_q & s_\gamma \\ \begin{bmatrix} 1.283 & 1.269 & 0.819 \\ 1.307 & 1.295 & 0.819 \\ 1.278 & 1.263 & 0.819 \\ 1.275 & 1.260 & 0.819 \\ 1.312 & 1.301 & 0.819 \end{bmatrix} \end{matrix}$$

Factores de corrección por inclinación de carga: **(Tabla 10.6.3.1.2a)**

Ángulo de dirección de carga en sentido de "B"

$$\theta := \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \text{ deg} \quad n := \left(\frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}\right) \cdot (\cos(\theta))^2 + \left(\frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}}\right) \cdot (\sin(\theta))^2 = \begin{bmatrix} 1.316 \\ 1.316 \\ 1.316 \\ 1.316 \\ 1.316 \end{bmatrix}$$

Carga horizontal de servicio

$$H := \begin{bmatrix} 2 \cdot 4.8 \\ 2 \cdot 4.6 \\ 2 \cdot 4.8 \\ 4 \cdot 1.3 \\ 2 \cdot 4.6 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

Carga vertical de servicio

$$V := \begin{bmatrix} 2 \cdot 547 \\ 2 \cdot 555.7 \\ 2 \cdot 547 \\ 4 \cdot 135.8 \\ 2 \cdot 555.7 \end{bmatrix} \text{ tonnef}$$

$$i_q := \left(1 - \frac{H}{V + c \cdot B' \cdot L' \cdot \cot(\emptyset)}\right)^n$$

$$i_\gamma := \left(1 - \frac{H}{V + c \cdot B' \cdot L' \cdot \cot(\emptyset)}\right)^{n+1}$$

$$i_c := i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$$

$$\text{augment}(i_c, i_q, i_\gamma) = \begin{bmatrix} i_c & i_q & i_\gamma \\ 0.988 & 0.988 & 0.980 \\ 0.989 & 0.989 & 0.981 \\ 0.988 & 0.988 & 0.980 \\ 0.987 & 0.987 & 0.978 \\ 0.989 & 0.989 & 0.981 \end{bmatrix}$$

Factores de capacidad de carga corregidos:

(Tabla 10.6.3.1.2a)

Factores de capacidad corregidos

$$d_q := 1 + 2 \cdot \tan(\emptyset) \cdot (1 - \sin(\emptyset))^2 \cdot \text{atan}\left(\frac{D_f}{B'}\right)$$

$$d_q = 1.553$$

Factor de corrección de profundidad

(Eq 10.6.3.1.2a-10)

$$\begin{bmatrix} N_{cm} \\ N_{qm} \\ N_{\gamma m} \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} \overrightarrow{N_c \cdot s_c \cdot i_c} \\ \overrightarrow{N_q \cdot s_q \cdot i_q \cdot d_q} \\ \overrightarrow{N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma} \end{bmatrix}$$

$$\text{augment}(N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}) = \begin{bmatrix} N_{cm} & N_{qm} & N_{\gamma m} \\ 40.638 & 39.082 & 20.181 \\ 50.669 & 53.026 & 29.100 \\ 38.720 & 36.603 & 18.620 \\ 37.742 & 35.354 & 17.826 \\ 53.388 & 56.838 & 31.661 \end{bmatrix}$$

$$\gamma_q := \begin{bmatrix} 1.880 \\ 2.103 \\ 1.903 \\ 1.891 \\ 2.075 \end{bmatrix} \frac{\text{tonnef}}{m^3}$$

peso específico húmedo del suelo por encima de la profundidad de desplante (EMS)

$$\gamma_f := \gamma_q$$

peso específico húmedo del suelo por debajo de la profundidad de desplante

$$q_n := \overrightarrow{c \cdot N_{cm} + \gamma_q \cdot D_f \cdot N_{qm} \cdot C_{wq} + 0.5 \cdot \gamma_f \cdot B' \cdot N_{\gamma m} \cdot C_{wy}} \quad FS := 3$$

$$q_n = \begin{bmatrix} 23.323 \\ 36.045 \\ 22.015 \\ 21.076 \\ 38.296 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad q_{adm} := \frac{q_n}{FS} = \begin{bmatrix} 7.774 \\ 12.015 \\ 7.338 \\ 7.025 \\ 12.765 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Las capacidades admisibles presentadas en las conclusiones del expediente técnico son muy bajas, al revisarlas se concluye que, las capacidades portantes que presentan en su cálculo están calculadas correctamente, se comete un al transformar las unidades de kN/m² a kgf/cm². **Por ejemplo se convierte 700 kN/m² a 0.71 kgf/cm², cuando la conversión correcta es 7.1 kgf/cm²**

RESUMEN DE RESULTADOS

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05	UNIDADES
c	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	--
Ø	30.76	33.17	30.22	29.95	33.71	°
yq	1.88	2.10	1.90	1.89	2.08	tf/m ³
q	5.64	6.31	5.71	5.67	6.23	tf/m ²
B'	7.16	7.16	7.16	7.16	7.16	m
L'	15.86	15.86	15.86	15.86	15.86	m
Df	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	m
Ncm	40.64	50.67	38.72	37.74	53.39	--
Nqm	39.08	53.03	36.60	35.35	56.84	--
Nym	20.18	29.10	18.62	17.83	31.66	--
Cwq	0.75	0.75	0.75	0.75	0.75	--
Cwy	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	--
FS	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00	--
qu	2287.20	3534.80	2158.94	2066.86	3755.51	kN/m ²
q_adm	762.40	1178.27	719.65	688.95	1251.84	kN/m ²
q_adm	7.77	12.01	7.34	7.03	12.77	kgf/cm ²

En la tabla mostrada se presenta un resumen del cálculo de las capacidades portantes según las especificaciones AASHTO (2020). **Estos valores serán usados en la verificación del diseño de las cimentaciones de los pilares y de los estribos.**

DETERMINACIÓN DEL MÓDULO DE BALASTO

1) Mediante ensayo de placa de carga y su correlación: (según ensayo de placa)

$$k_{30} := 40 \frac{MN}{m^3}$$

módulo de subrasante en placa 30x30cm; para suelo arenoso saturado de densidad media

(Braja Das p.312)

$$k := k_{30} \cdot \left(\frac{B + 0.3 \text{ m}}{2 \cdot B} \right)^2 = 1.103 \frac{kgf}{cm^3}$$

módulo de subrasante

$$k_{rec_1} := \frac{2}{3} \cdot k \cdot \left(1 + \frac{B}{2 \cdot L} \right) = 0.905 \frac{kgf}{cm^3}$$

módulo de subrasante para cimiento rectangular

2) Correlación con módulo de deformación, (según Vesic)

módulo de elasticidad (EMS)

módulo de poisson (EMS)

$$E := \begin{bmatrix} 136 \\ 244 \\ 216 \\ 192 \\ 268 \end{bmatrix} \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\nu := \begin{bmatrix} 0.25 \\ 0.31 \\ 0.34 \\ 0.34 \\ 0.34 \end{bmatrix}$$

Fuente: Estudio de mecánica de suelos

$$k_2 := \frac{E}{B \cdot (1 - \nu^2)} = \begin{bmatrix} 0.193 \\ 0.360 \\ 0.326 \\ 0.289 \\ 0.404 \end{bmatrix} \frac{kgf}{cm^3}$$

$$\bar{k}_2 := \text{mean}(k_2) = 0.314 \frac{kgf}{cm^3}$$

3) Correlación con ensayo SPT;

$$N_{SPT} := \begin{bmatrix} 14 \\ 23 \\ 20.67 \\ 18.67 \\ 25 \end{bmatrix}$$

$$\bar{k}_{30} := 0.6 \cdot 10^{\frac{N_{SPT} + 2}{34}} \cdot \frac{kgf}{cm^3}$$

$$k_3 := k_{30} \cdot \left(\frac{B + 0.3 \text{ m}}{2 \cdot B} \right)^2 = \begin{bmatrix} 0.479 \\ 0.882 \\ 0.753 \\ 0.658 \\ 1.01 \end{bmatrix} \frac{kgf}{cm^3}$$

$$\bar{k}_3 := \text{mean}(k_3) = 0.756 \frac{kgf}{cm^3}$$

Llegamos a los siguientes valores, los cuales serán promediados para simplificar el cálculo:

$$MAT := \begin{bmatrix} k_{rec_1} \\ k_2 \\ k_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0.905 \\ 0.314 \\ 0.756 \end{bmatrix} \frac{kgf}{cm^3}$$

$$k_{prom} := \text{mean}(MAT) = 0.66 \frac{kgf}{cm^3}$$

ANEXO F.

Memoria de cálculo de verificación de pilares

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNAS CIRCULARES PM2, PM3 Y 3D

A) PROPIEDAD DE LOS MATERIALES

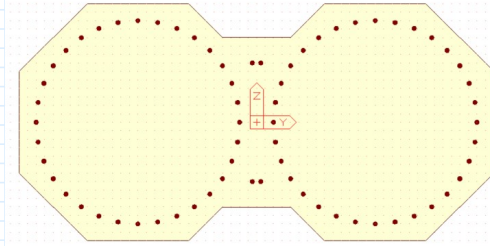
Resistencia cilíndrica del concreto: $f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Deformación última del concreto: $\varepsilon_c := 0.003$

Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo: $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Módulo de elasticidad del acero: $E_s := 29000 \text{ ksi}$

Deformación de fluencia del acero: $\varepsilon_{ly} := \frac{f_y}{E_s} = 0.00206$



B) DIMENSIONES GEOMÉTRICA

Dimensiones de pilar: $B := 140 \text{ cm}$ $L := 280 \text{ cm}$

C) ACERO DE REFUERZO

Número de barras longitudinales: $n := 68$

Diámetro de barras longitudinales: $d_b := 1 \text{ in}$

Acero transversal (Diámetro de Estribo): $d_{est} := \frac{5}{8} \text{ in}$

Confinamiento de Barras: $conf.tipo := 2$

Recubrimiento al estribo: $r := 5 \text{ cm}$

Normativa de diseño: $Normativa := \text{"AASHTO LRFD"}$

(ACI 318 o AASHTO LRFD)

D) ARMADO DE LA SECCIÓN

Refuerzo de Acero

Recubrimiento al centroide de la barra: $rec := r + d_{est} + \frac{d_b}{2}$

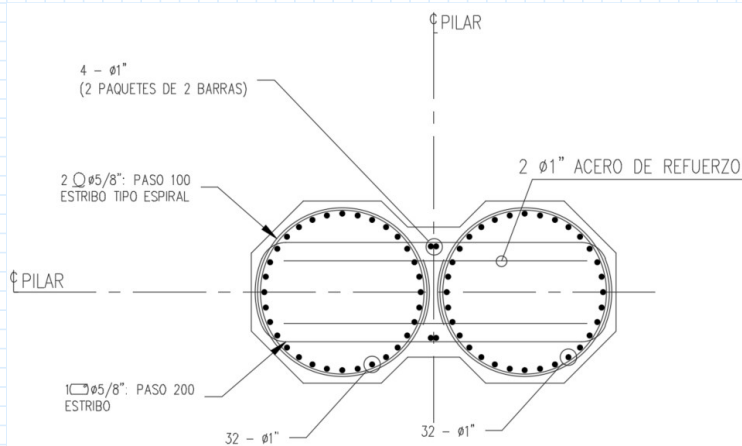
Área Total de Acero: $A_{st} := n \cdot \frac{\pi \cdot d_b^2}{4} = 344.56 \text{ cm}^2$

Área gruesa de la sección: $A_g := 3.36161 \text{ m}^2$

Cuantía de refuerzo de acero: $\rho := \frac{A_{st}}{A_g} = 0.01$

verificación := if ($\rho > 0.01$, "Cumple", "No Cumple la Cuantía") verificación = "Cumple"

Tipo de acero transversal: $Confinamiento := \text{if}(conf.tipo = 1, \text{"Estribos"}, \text{"Espiral"})$



RESUMEN

Refuerzo Longitudinal:

Número de barras: $n = 68$

Diámetro: $d_b = 1 \text{ in}$

Área de refuerzo: $A_{st} = 344.561 \text{ cm}^2$

Cuantía: $\rho = 1.025\%$

Verificación de cuantía:

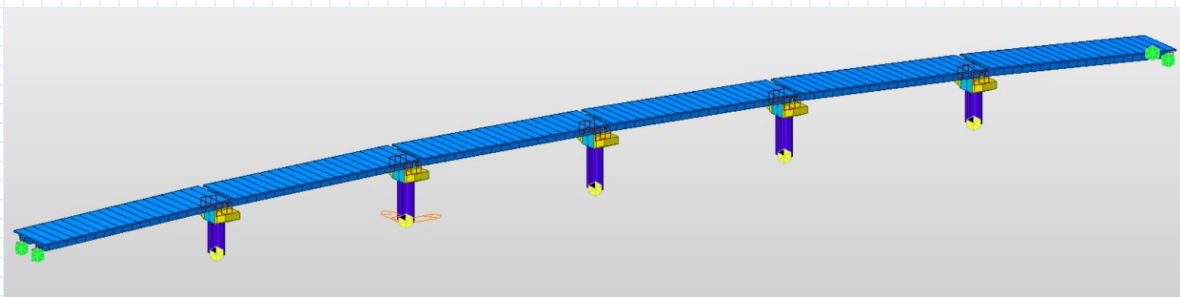
verificación = "Cumple"

Refuerzo Transversal:

Confinamiento = "Espiral"

Diámetro estribo: $d_{est} = 0.625 \text{ in}$

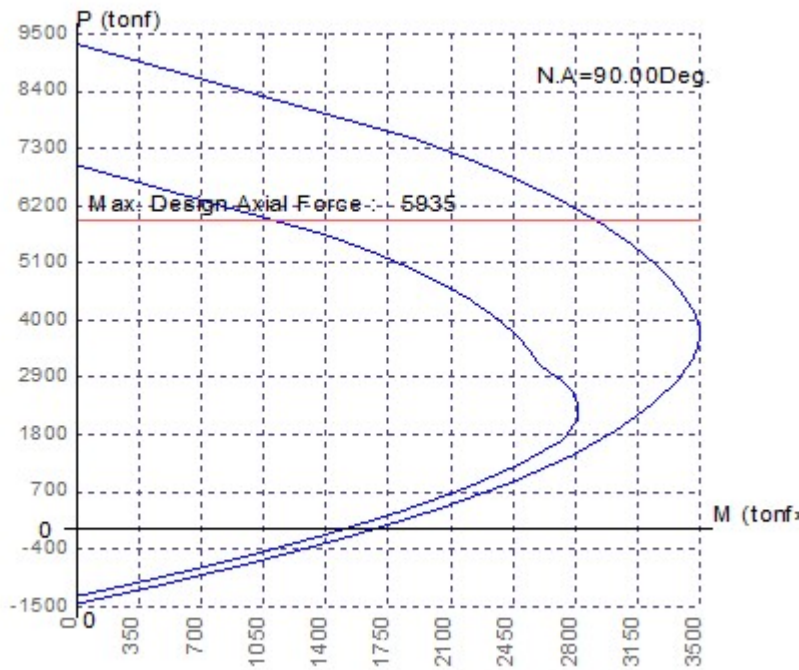
SOLICITACIONES ÚLTIMAS DE FUERZA AXIAL Y MOMENTO



No	Combinación	Pu(tonf)	My(tonf×m)	Mz(tonf×m)	Vy(tonf)	Vz(tonf)
1	ELR-I(max)_5_I	520.00	164.40	246.66	0.14	0.14
2	ELR-I(min)_5_I	767.25	-58.61	-246.66	-0.14	-0.14
3	ELR-I(max)_5_J	459.42	98.40	247.49	0.14	0.14
4	ELR-I(min)_5_J	706.67	-73.63	-247.49	-0.14	-0.14
5	ELEE-I - XX - DESIGN(max)_5_	416.65	532.50	221.74	16.00	16.00
6	ELEE-I - XX - DESIGN(min)_5_	488.91	439.12	80.79	15.92	15.92
7	ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	416.65	213.43	574.69	53.23	53.23
8	ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	488.91	120.05	433.74	53.15	53.15

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN UNIAxIAL

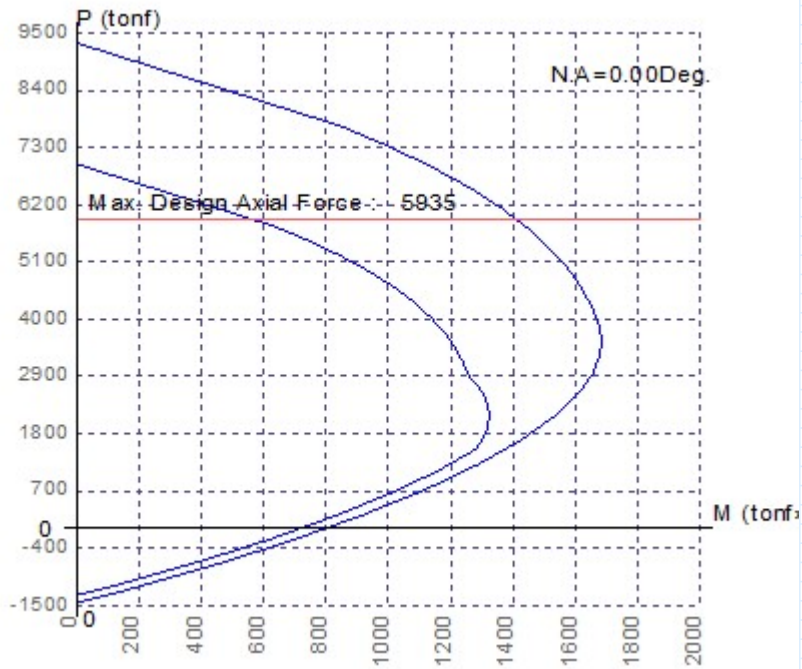
DIAGRAMA DE INTERACCIÓN "EJE X"



Pu(tonf)	Mn(tonf×m)
6982.449	0.000
5614.019	1422.000
5306.940	1662.365
5001.846	1872.010
4699.127	2052.760
4398.575	2205.418
4104.745	2330.198
3842.057	2423.997
3610.669	2493.508
3392.500	2545.976
3178.425	2588.338
3016.188	2647.058
2909.772	2693.903
2785.292	2738.744
2610.100	2785.190
2376.327	2811.921
2076.002	2808.225
1703.824	2729.296
1242.144	2492.075
784.134	2192.060
338.125	1831.516
-116.797	1404.033
-551.810	939.958
-974.896	434.922
-1308.133	0.000

El diagrama de interacción en dirección X-X ("Z" en GSD) se ha elaborado en el complemento General Section Designer (GSD) del software Midas Civil.

DIAGRAMA DE INTERACCIÓN "EJE Y "

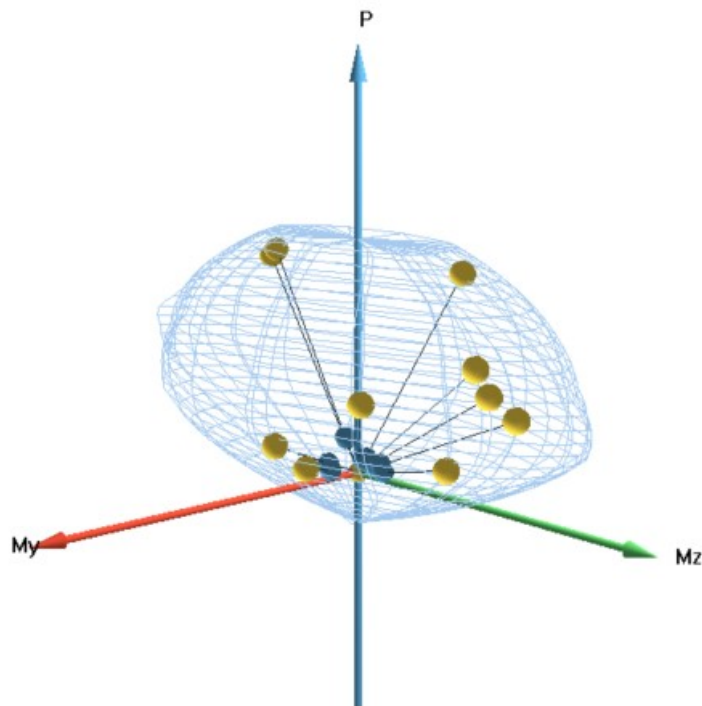


Pu(tonf)	Mn(tonf*m)
6982.449	0.000
5784.832	633.920
5499.767	747.418
5208.210	850.015
4903.963	942.817
4603.484	1021.093
4302.223	1086.568
4004.800	1140.339
3716.083	1183.276
3430.271	1216.036
3158.243	1240.397
2906.041	1258.461
2750.038	1283.335
2577.909	1302.632
2357.506	1319.077
2102.822	1323.222
1828.254	1313.869
1512.028	1283.563
1093.728	1161.089
663.691	1010.581
216.095	827.144
-245.880	612.833
-655.524	396.288
-1090.985	141.933
-1308.133	0.000

El diagrama de interacción en dirección Y-Y se ha elaborado en el complemento General Section Designer (GSD) del software Midas Civil.

DIAGRAMA DE INTERACIÓN BIAxIAL

Contraseña del área protegida



Load Combination Name	Ratio
	P-My/Mz
ELR-I(max)_5_I	0.140
ELR-I(min)_5_I	0.151
ELR-I(max)_5_J	0.169
ELR-I(min)_5_J	0.145
ELEE-I - XX - DESI	0.540
ELEE-I - XX - DESI	0.359
ELEE-I - YY - DESI	0.307
ELEE-I - YY - DESI	0.184
ELEE-I - YY - DESI	0.117
ELEE-I - YY - DESI	0.079

Combinación de cargas	Ratio		
	P-My	P-Mz	P-My/Mz
ELR-I(max)_5_I	0.305	0.120	0.140
ELR-I(min)_5_I	0.151	0.151	0.151
ELR-I(max)_5_J	0.095	0.209	0.169
ELR-I(min)_5_J	0.181	0.142	0.145
ELEE-I - XX - DESIGN(max)_5_	0.540	0.540	0.540
ELEE-I - XX - DESIGN(min)_5_	0.361	0.313	0.359
ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	0.309	0.307	0.307
ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	0.286	0.180	0.184
ELEE-I - YY - DESIGN(max)_5_	0.124	0.117	0.117
ELEE-I - YY - DESIGN(min)_5_	0.079	0.079	0.079

Se ha verificado que el acero existente en los pilares de concreto armado según los planos del proyecto original **cumplen los requerimientos de diseño** para la alternativa de superestructura de vigas postensadas bajo las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

ANEXO G.

Memoria de cálculo de verificación de cimentación de pilares

VERIFICACIÓN ESTRUCTURAL DE DISEÑO DE CIMENTACIÓN COMBINADA CON 2 PILARES

PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

$tf := \text{tonnef}$

Resistencia Característica del Concreto:

$$f_c := 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\gamma_{con} := 2.4 \frac{tf}{m^3}$$

Esfuerzo de Fluencia del Acero de Refuerzo:

$$f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Recubrimiento (hasta la cara de la barra longitudinal): $r := 7.5 \text{ cm}$

(Tabla 5.10.1-1)

PROPIEDADES DEL SUELO

ARENA GRUESA SECA

Capacidad admisible (Estado Límite de Servicio):

$$q_{adm} := 7.338 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{EMS})$$

Peso Especifico del suelo:

$$\gamma_s := 1903 \frac{\text{kgf}}{m^3}$$

Peso especifico saturado:

$$\gamma_{sat} := 2079 \frac{\text{kgf}}{m^3}$$

Angulo de Fricción:

$$\phi' := 30.22 \text{ deg}$$

Cohesión:

$$c' := 0 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 0 \text{ kPa}$$

Factor de Seguridad:

$$FS := 3$$

Profundidad de Fundación:

$$D_f := 3 \text{ m}$$

Coefficiente de minoración de resistencia (Art. 5.5.4.2)

Flexión

$$\phi_f := 0.9$$

Corte

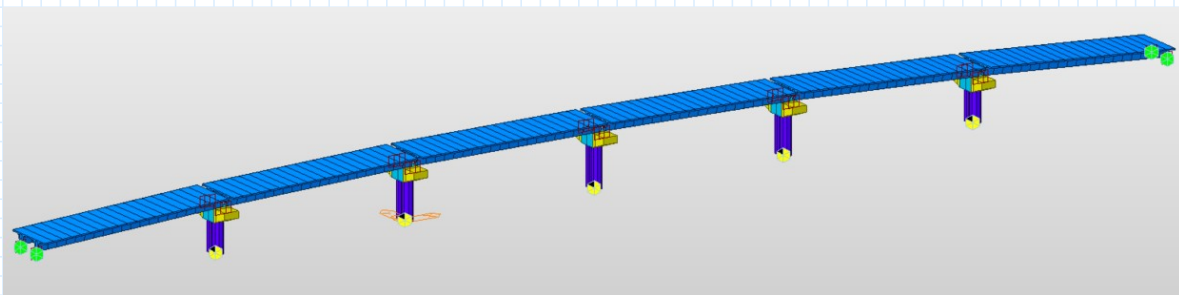
$$\phi_v := 0.9$$

Apoyo sobre concreto

$$\phi := 0.7$$

Deslizar para ver Tabla C10.6.2.6.1-1

SOLICITACIONES DE DISEÑO - Del modelo estructural



ELS-I

Carga axial de servicio:

$$Q_1 := 558 \text{ tf}$$

$$Q_2 := 558 \text{ tf}$$

Momento de servicio:

$$M_{x_1} := 180.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{x_2} := 180.5 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_1} := 93.94 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{y_2} := 93.94 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$e_{x_1} := \frac{M_{x_1}}{Q_1} = 0.32 \text{ m}$$

$$e_{x_2} := \frac{M_{x_2}}{Q_2} = 0.32 \text{ m}$$

ELR-I

$$e_{y_1} := \frac{M_{y_1}}{Q_1} = 0.17 \text{ m}$$

$$e_{y_2} := \frac{M_{y_2}}{Q_2} = 0.17 \text{ m}$$

Carga axial última:

$$Q_{ELR_1} := 767.3 \text{ tf}$$

$$Q_{ELR_2} := 767.3 \text{ tf}$$

Fuerza cortante última:

$$V_{ELR_{x_1}} := 0.1 \text{ tf}$$

$$V_{ELR_{x_2}} := 0.1 \text{ tf}$$

$$V_{ELR_{y_1}} := 17.1 \text{ tf}$$

$$V_{ELR_{y_2}} := 17.1 \text{ tf}$$

Momento ELR:

$$M_{ELR_{x_1}} := 246.7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ELR_{x_2}} := 246.7 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ELR_{y_1}} := 164.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ELR_{y_2}} := 164.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

ELEE-I

Carga axial última:

$$Q_{ELEE_1} := 488.9 \text{ tf}$$

$$Q_{ELEE_2} := 488.9 \text{ tf}$$

Fuerza cortante última:

$$V_{ELEE_{x_1}} := 106.4 \text{ tf}$$

$$V_{ELEE_{x_2}} := 106.4 \text{ tf}$$

$$V_{ELEE_{y_1}} := 37.3 \text{ tf}$$

$$V_{ELEE_{y_2}} := 37.3 \text{ tf}$$

Momento ELEE:

$$M_{ELEE_{x_1}} := 1078.9 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ELEE_{x_2}} := 1078.9 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ELEE_{y_1}} := 290.2 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

$$M_{ELEE_{y_2}} := 290.2 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

GEOMETRIA DE LA CIMENTACIÓN - según planos del proyecto original:

Para la cimentación:

$$B_x := 16.20 \text{ m}$$

$$B_y := 7.50 \text{ m}$$

$$h := 1.50 \text{ m}$$

$$c_{N1} := \frac{B_x}{6} = 2.7 \text{ m}$$

$$c_{N2} := \frac{B_y}{6} = 1.25 \text{ m}$$

Para los pilares:

$$A_g := 3.36161 \text{ m}^2$$

Área de pilar

$$b_y := \sqrt{\frac{A_g}{2}} = 1.296 \text{ m}$$

Ancho de rectángulo equivalente

$$b_x := 2 \cdot b_y = 2.593 \text{ m}$$

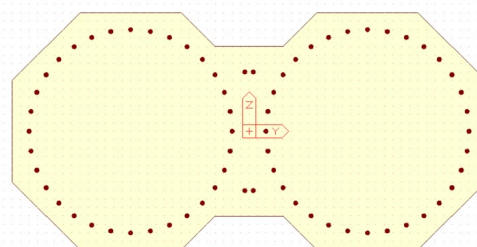
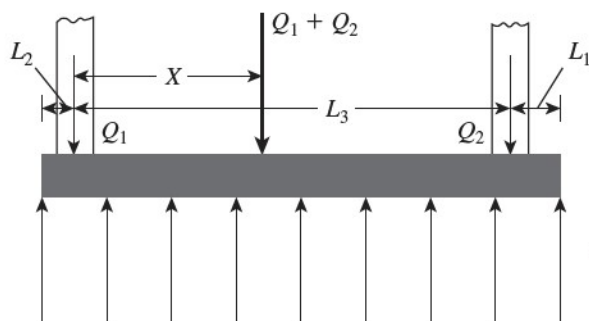
Largo de rectángulo equivalente

$$\begin{bmatrix} L_1 \\ L_2 \end{bmatrix} := \begin{bmatrix} 3.75 \\ 3.75 \end{bmatrix} \text{ m}$$

Separación de eje de pilar a filo de cimentación

$$S := 8.70 \text{ m}$$

Separación entre ejes de pilares



Sección transversal de pilar

Con las excentricidades y dimensiones del núcleo central se puede verificar que el centro de presiones resultante para **condiciones de servicio** cae dentro del núcleo central de la cimentación, por lo cual se puede inferir que la totalidad de la planta la cimentación esta comprimida y se puede asumir una distribución de esfuerzos según la estática.

$$\sigma = \frac{P}{B_x \cdot B_y} \left[1 \pm \frac{6 e_x}{B_x} \pm \frac{6 e_y}{B_y} \right]$$

RESUMEN DE LAS DIMENSIONES DE LA CIMENTACIÓN

Longitud: $B_x = 16.2 \text{ m}$ Ancho: $B_y = 7.5 \text{ m}$ Espesor: $h = 150 \text{ cm}$

VERIFICACIÓN EN PLANTA

Resultante de Servicio: $R_s := Q_1 + Q_2 = 1116 \text{ tf}$

Momentos de Servicio: $M_{s_x} := M_{x_1} + M_{x_2} = 361 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $M_{s_y} := M_{y_1} + M_{y_2} = 187.88 \text{ tf} \cdot \text{m}$

Excentricidades: $e_{s_x} := \frac{M_{s_x}}{R_s} = 0.32 \text{ m}$ $e_{s_y} := \frac{M_{s_y}}{R_s} = 0.17 \text{ m}$

Factor de incremento de carga por peso propio y terreno: $v := 1.4$

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{bmatrix} := \frac{R_s}{B_x \cdot B_y} \cdot \left(v + \frac{6 \cdot e_{s_x}}{B_x} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ -1 \\ -1 \end{bmatrix} + \frac{6 \cdot e_{s_y}}{B_y} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ 1 \\ -1 \end{bmatrix} \right) = \begin{bmatrix} 1.52 \\ 1.27 \\ 1.30 \\ 1.05 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{act} := \max \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{pmatrix} = 1.52 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{adm} = 7.34 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación := if ($q_{act} \leq q_{adm}$, "Cumple", "Revisar")

Verificación = "Cumple"

CARGAS DE ELR

Resultante de ELR: $R_{ELR} := Q_{ELR_1} + Q_{ELR_2} = 1534.6 \text{ tf}$

Momentos: $M_{ELR_x} := M_{ELR_{x_1}} + M_{ELR_{x_2}} = 493.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $M_{ELR_y} := M_{ELR_{y_1}} + M_{ELR_{y_2}} = 328.8 \text{ tf} \cdot \text{m}$

Excentricidades: $e_{ELR_x} := \frac{M_{ELR_x}}{R_{ELR}} = 0.32 \text{ m}$ $e_{ELR_y} := \frac{M_{ELR_y}}{R_{ELR}} = 0.21 \text{ m}$

$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{bmatrix} := \frac{R_{ELR}}{B_x \cdot B_y} \cdot \left(v + \frac{6 \cdot e_{ELR_x}}{B_x} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ -1 \\ -1 \end{bmatrix} + \frac{6 \cdot e_{ELR_y}}{B_y} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ 1 \\ -1 \end{bmatrix} \right) = \begin{bmatrix} 2.14 \\ 1.70 \\ 1.83 \\ 1.40 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ELR_{fict}} := \max \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{pmatrix} = 2.14 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

CARGAS DE ELEE -SISMO EN Y-Y

Resultante de ELEE: $R_{ELEE} := Q_{ELEE_1} + Q_{ELEE_2} = 977.8 \text{ tf}$

Momentos: $M_{ELEE_x} := M_{ELEE_{x_1}} + M_{ELEE_{x_2}} = 2157.8 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $M_{ELEE_y} := M_{ELEE_{y_1}} + M_{ELEE_{y_2}} = 580.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$

Excentricidades: $e_{ELEE_x} := \frac{M_{ELEE_x}}{R_{ELEE}} = 2.21 \text{ m}$ $e_{ELEE_y} := \frac{M_{ELEE_y}}{R_{ELEE}} = 0.59 \text{ m}$

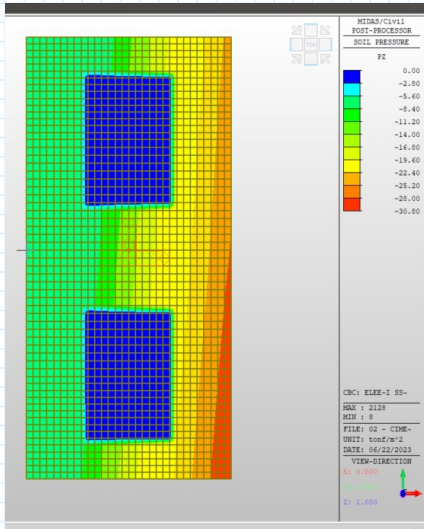
$$\begin{bmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{bmatrix} := \frac{R_{ELEE}}{B_x \cdot B_y} \cdot \left(v + \frac{6 \cdot e_{ELEE_x}}{B_x} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \\ -1 \\ -1 \end{bmatrix} + \frac{6 \cdot e_{ELEE_y}}{B_y} \cdot \begin{bmatrix} 1 \\ -1 \\ 1 \\ -1 \end{bmatrix} \right) = \begin{bmatrix} 2.17 \\ 1.40 \\ 0.85 \\ 0.09 \end{bmatrix} \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_{ELEE_{fict}} := \max \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \sigma_4 \end{pmatrix} = 2.17 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$PP_{cimenta} := \gamma_{con} \cdot h = 3.6 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$$

$$PP_{relleno} := \gamma_s \cdot (D_f - h) = 2.85 \frac{\text{tf}}{\text{m}^2}$$

DETERMINACIÓN DEL ESFUERZO ÚLTIMO EN EL SUELO



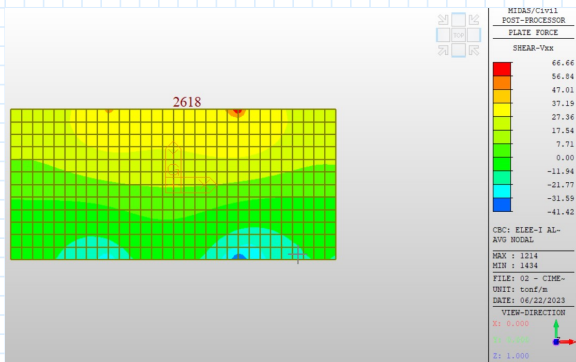
Se ha realizado un modelo estructural específico de la cimentación combinada, con las cargas actuantes de la superestructura y subestructura para estados límites de servicio, resistencia y evento extremo. En el modelo se han considerado elementos tipo shell debidamente discretizados, la zona del pilar se ha tomado como rígida y para el suelo se ha empleado resortes con coeficiente de elasticidad igual al módulo de Winkler o de balasto.

El caso más desfavorable vino dado por la combinación de evento extremo con sismo en la dirección longitudinal del puente (X-X)

Presión última en el suelo: $\sigma_{ELEE_{fict}} := 3.08 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

A) VERIFICACIÓN POR CORTE (Art. 5.7)

Solicitación Máxima que corta la cimentación:



El cortante último se ha tomado a una distancia "d" de la cara del pilar, de acuerdo a las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

$$V_u := 45.56 \text{ tf}$$

$$0.53 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 8.87 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad d := h - 10 \text{ cm}$$

Procedimiento simplificado para obtener máxima cortante resistida por el concreto (Art. 5.7.3.4.1)

$$\beta := 2 \quad \lambda := 1 \quad b_v := 1 \text{ m} \quad d_v := d$$

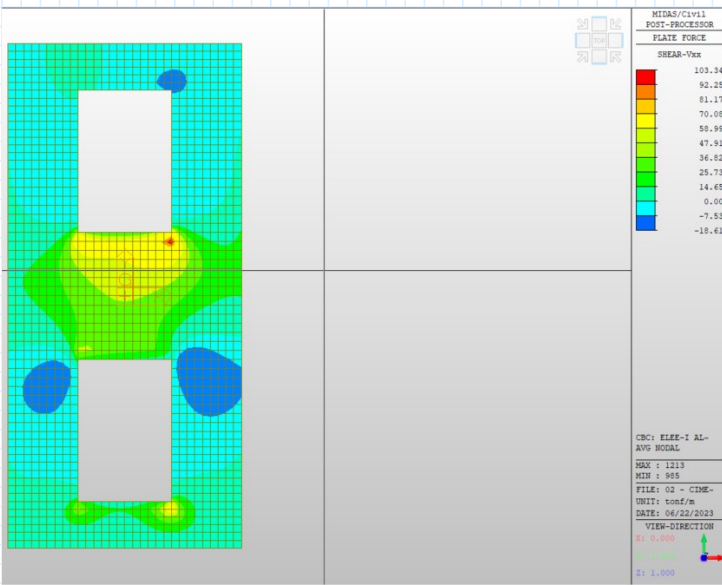
$$v_{u_max} := 0.0316 \cdot \beta \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{ksi}} = 8.87 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_u := \frac{V_u}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} = 3.62 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación := if ($v_u \leq v_{u_max}$, "Cumple", "Revisar") Verificación = "Cumple"

B) VERIFICACIÓN DE CORTE POR PUNZONAMIENTO (Art. 5.12.8.6)

Solicitación Máxima que corta la cimentación:



El cortante último se ha tomado a una distancia "d/2" de las caras del pilar, de acuerdo a las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

$$V_{cu} := 103.34 \text{ tf}$$

Principio de Diseño

$$V_{cu} \leq V_c$$

Factor de reducción por Corte: $\phi_v = 0.9$

(Art 5.5.4.2)

Perímetro Crítico de la sección: $b_o := 12.10 \text{ m}$

$$\beta_e := \max \left(\frac{B_x}{B_y}, \frac{B_y}{B_x} \right) = 2.16$$

Cortante máxima del concreto, sin refuerzo a corte:

(5.12.8.6.3-1)

$$v_{cu_max} := \left(0.063 + \frac{0.126}{\beta_e} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{ksi}} = 17.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{cu_max} := \min (v_{cu_max}, 0.126 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c \cdot \text{ksi}}) = 17.02 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$v_{cu} := \frac{V_{cu}}{\phi_v \cdot b_v \cdot d_v} = 8.20 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación := if ($v_{cu} \leq v_{cu_max}$, "Cumple", "Revisar") Verificación = "Cumple"

VERIFICACIÓN MANUAL DE LA CAPACIDAD RESISTENTE DEL SUELO

CAPACIDAD EN EL ESTADO LIMITE DE RESISTENCIA $\phi_b q_n$

$$q_n := q_{adm} \cdot FS = 22.01 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Ver planilla de cálculo de capacidad del suelo})$$

Factor de Resistencia

Para el método semiempírico Munfakh (tabla 10.5.5.2.1 Pag. 1330) $\phi_b := 0.45$

Desplazar para ver la tabla 10.5.5.2.1

Table 10.5.5.2.2-1—Resistance Factors for Geotechnical Resistance of Shallow Foundations at the Strength Limit State

		Method/Soil/Condition	Resistance Factor
Bearing Resistance	ϕ_b	Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in clay	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using CPT	0.50
		Theoretical method (Munfakh et al., 2001), in sand, using SPT	0.45
		Semi-empirical methods (Meyerhof, 1957), all soils	0.45
		Footings on rock	0.45
		Plate Load Test	0.55
Sliding	ϕ_r	Precast concrete placed on sand	0.90
		Cast-in-Place Concrete on sand	0.80
		Cast-in-Place or precast Concrete on Clay	0.85
		Soil on soil	0.90
	ϕ_{sp}	Passive earth pressure component of sliding resistance	0.50

CAPACIDAD RESISTENTE

La capacidad de carga mayorada en el estado límite de resistencia debe tomarse como:

$$q_r := \phi_b \cdot q_n \quad q_r = 9.91 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (10.6.3.1.1-1)$$

$$\sigma_{ELEE_fict} = 3.08 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Principio de Diseño: $Verificacion_4 := \text{if}(\sigma_{ELEE_fict} \leq q_r, \text{"Cumple"}, \text{"No cumple"})$

$Verificacion_4 = \text{"Cumple"}$

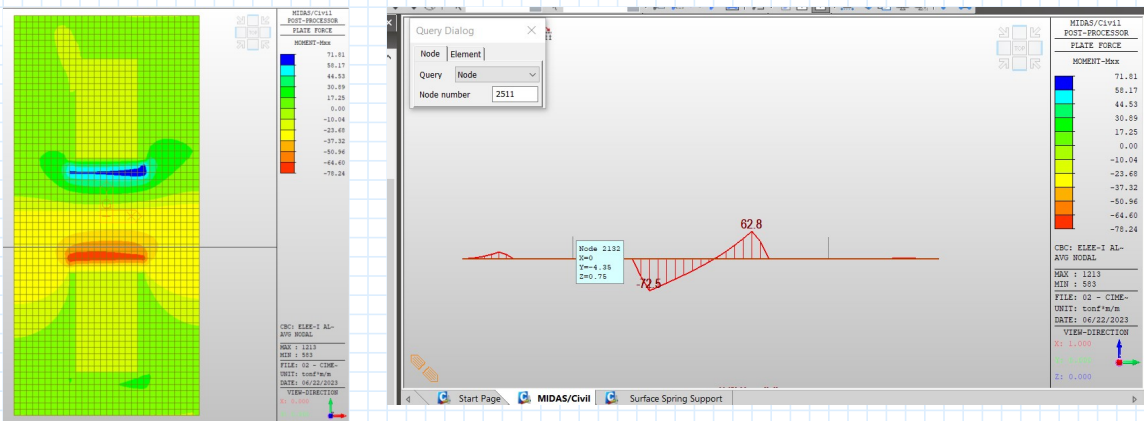
CÁLCULO DEL ACERO DE REFUERZO

1) REFUERZO LONGITUDINAL (sentido más largo de la cimentación)

1.1) Refuerzo en la parte inferior y superior

Peralte mínimo de diseño: $d = 140 \text{ cm}$ Ancho de cálculo: $B_{cal} := 1 \text{ m}$

Factor de minoración por flexión: $\phi_f = 0.9$



Pilar 1

Momento crítico en la cara del pilar: $M_{Iu} := 78.24 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$ (Sale del gráfico anterior)

$$As_I := \frac{0.85 \cdot f'_c \cdot B_{cal}}{f_y} \left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{Iu}}{0.85 \cdot \phi_f \cdot f'_c \cdot B_{cal}}} \right) = 14.92 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo de Refuerzo (Art. 5.6.3.3)

$$f_r := 2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 33.47 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad \text{Módulo de sección: } s := \frac{B_{cal} \cdot h^2}{6} = 375000 \text{ cm}^3$$

$$M_{Icr} := 1.1 \cdot f_r \cdot s = 138.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{Iur} := 1.33 \cdot M_{Iu} = 104.06 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{Imin} := \min(M_{Icr}, M_{Iur}) = 104.06 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\beta_1 := \max \left(\min \left(0.85, 1.05 - \frac{f'_c}{1400 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right), 0.65 \right) = 0.85$$

$$As_j := \begin{cases} \text{if } M_{Imin} < M_{Iu} \\ \quad As_I \\ \text{else} \\ \quad 0.85 \cdot b_v \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{Imin}}{\phi_f \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot b_v \cdot d^2}} \right) \end{cases} = 19.91 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de diámetro: $db_j := 1 \text{ in}$

$$\text{efuerzo por metro de ancho: } A_{sc1} := \frac{As_j}{100 \text{ cm}} = 19.91 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{db} := \frac{\pi \cdot (db_j)^2}{4} = 5.07 \text{ cm}^2$$

$$Sep := \frac{A_{db}}{A_{sc1}} = 25.45 \text{ cm}$$

$$Sep_j := \text{Floor}(Sep, 1 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \quad Sep_j := \min(Sep_j, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

Usar $db_j = 1 \text{ in}$ c / $Sep_j = 25 \text{ cm}$

1.2) Refuerzo mínimo por temperatura

$$As_{min} := \frac{1.30 \cdot \frac{\min(B_x, B_y) \cdot h}{\text{in}} \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}}{2 \cdot (\min(B_x, B_y) + h) \cdot \frac{f_y}{\text{ksi}}} = 11.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad (5.10.6)$$

Utilizando varillas de diámetro: $db_{min} := 1 \text{ in}$

$$A_s := \begin{cases} \text{if } M_{min} < M_u \\ A_{s_t} \\ \text{else} \\ 0.85 \cdot B_x \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{min}}{\phi_f \cdot \beta_1 \cdot f'_c \cdot B_x \cdot d^2}} \right) \end{cases} = 288.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} := \frac{A_s}{B_x} = 17.79 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \quad A_{temp} = 11.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

$$A_{s_{req}} := \max \left(\begin{matrix} A_{s_t} \\ A_{s_{min}} \\ A_{temp} \end{matrix} \right) = 17.79 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Usando $db_t := 1 \text{ in c} / Sep_t := 0.175 \text{ m}$ $A_{\#8} := \pi \cdot \left(\frac{db_t}{2} \right)^2 = 5.07 \text{ cm}^2$ Área de varilla Ø1"

$$A_{s_{provisto}} := \frac{A_{\#8}}{Sep_t} = 28.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificacion₃ := if (A_{s_{req}} ≤ A_{s_{provisto}}, "Cumple", "No cumple")

Verificacion₃ = "Cumple"

2.2) Refuerzo en la parte superior

Acero de temperatura (Art.5.6.3.3)

$$A_{temp} = 11.33 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Usando $db_t := 1 \text{ in c} / Sep_t := 0.175 \text{ m}$

$$A_{s_{provisto}} := \frac{A_{\#8}}{Sep_t} = 28.95 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Verificacion₃ := if (A_{s_{req}} ≤ A_{s_{provisto}}, "Cumple", "No cumple")

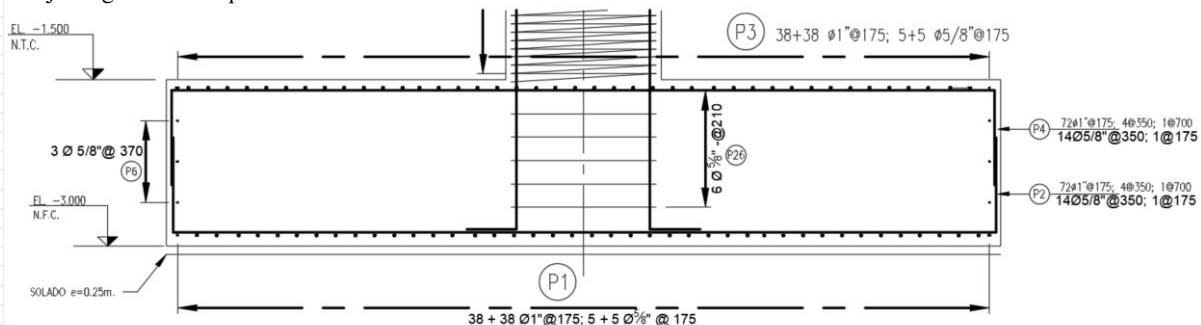
Verificacion₃ = "Cumple"

En el proyecto original se han empleado: Ø 1" @ 17.5 cm (superior/inferior)

OK!

ARMADO DE LA CIMENTACIÓN

Eje longitudinal del puente



Eje transversal del puente

Se ha verificado que la cimentación de los pilares cumple los requerimientos de diseño de AASHTO LRFD 2020.

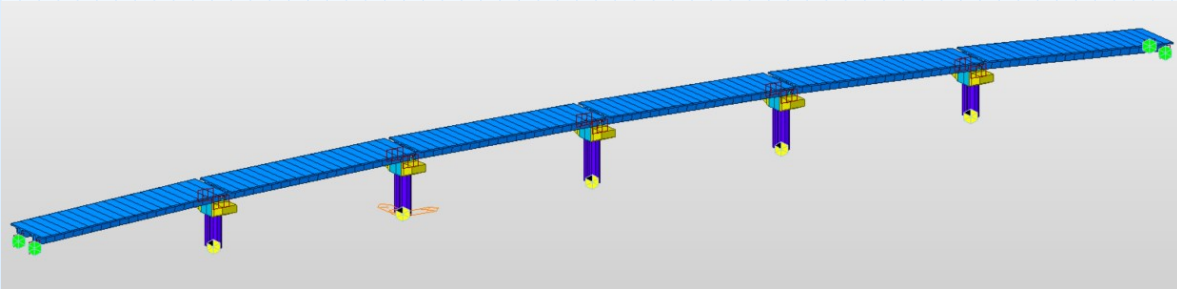
ANEXO H.

Memoria de cálculo de verificación de estribos

VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE ESTRIBO

A) DATOS DE DISEÑO

Cargas provenientes de Superestructura - modelo estructural alternativa con vigas PT



Carga Muerta: $P_{DC} := 17.61 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Carga Asfalto: $P_{DW} := 0 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Carga de Frenado: $BR := 1.00 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Altura de aplicación: $h_{BR} := 1.80 \text{ m}$

Carga Viva: $P_{LL.I} := 14.37 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

Peso específico del Concreto: $\gamma_c := 2400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

PROPIEDADES DEL SUELO

Angulo de Fricción interna: $\phi_f := 29.95^\circ$

Angulo de Fricción entre el suelo y el muro: $\delta := 0^\circ$

Angulo del material del suelo con la horizontal: $\beta := 0^\circ$

Angulo de inclinación del muro del lado del terreno: $\theta := 90^\circ$

Capacidad Admisible: $q_{adm} := 7.025 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Factor de seguridad: $FS := 3$

Peso específico del suelo no cohesivo: $\gamma_l := 1890.50 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$ (EMS)

PARÁMETROS SÍSMICOS

Coefficiente Sísmico de aceleración $PGA := 0.24$

Coefficiente de sitio: $F_{pga} := 1.32$

B) DIMENSIONES PRELIMINARES

Esquema 1

Altura de estribo: $H := 7.80 \text{ m}$

Altura de relleno sobre la punta: $h := 3.00 \text{ m}$

Base del Parapeto: $b_{par} := 0.50 \text{ m}$

Altura del Parapeto: $h_{par} := 1.50 \text{ m}$

$e_1 := 0 \text{ m}$

$e_2 := 0 \text{ m}$

$t_1 := 0 \text{ m}$

$t_2 := 0 \text{ m}$

Longitud de apoyo " N_{min} " (4.7.4.4-1)

Longitud de la Plataforma del Puente: $L := 30 \text{ m}$

Altura Media del Pilar Intermedio: $H' := 5 \text{ m}$

Angulo de esviaje del apoyo: $S := 0 \text{ deg}$

Longitud mínima de apoyo: $N_{min} := (200 \text{ mm} + 0.0017 \cdot L + 0.0067 \cdot H') \cdot (1 + 0.000125 \cdot S^2) = 0.28 \text{ m}$

Longitud real: $N := 1.70 \text{ m}$

Ancho del cimiento: $B_1 := 0.5 \cdot H = 3.9 \text{ m}$ $B_2 := 0.7 \cdot H = 5.46 \text{ m}$

$B := 6.00 \text{ m}$

Altura del cimiento: $D := 0.1 \cdot H = 0.78 \text{ m}$

$D := 1.50 \text{ m}$

Espesor menor de Pantalla: $t_{sup} := \frac{H}{24} = 0.33 \text{ m}$

$t_{sup} := 2.20 \text{ m}$

Espesor mayor de Pantalla: $t_{inf} := 0.1 \cdot H = 0.78 \text{ m}$

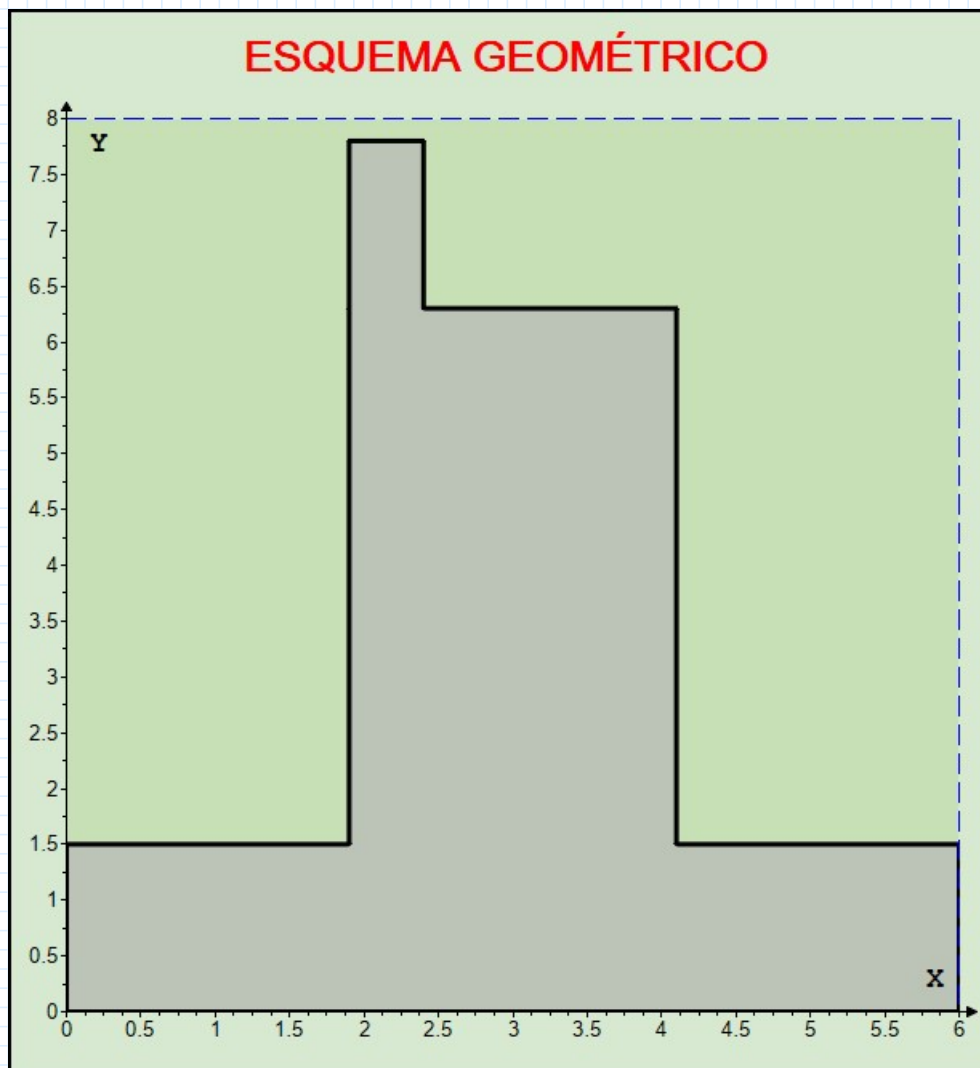
$t_{inf} := 2.20 \text{ m}$

Longitud de Punta: $L_{punta} := \frac{B}{3} = 2 \text{ m}$

$L_{punta} := 1.90 \text{ m}$

Longitud de Talón: $L_{talon} := B - L_{punta} - t_{inf} = 1.9 \text{ m}$

Pendiente del muro: $Ang := \text{atan} \left(\frac{t_{inf} - t_{sup}}{H - h_{par} - e_1 - e_2 - D} \right) \cdot \left(\frac{180}{\pi} \text{ deg} \right) = 0^\circ$



Esquema 2

CARGAS VERTICALES

CARGA DC (Peso propio del Estribo)

Elemento	Volumen (m ³)	DC (Ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*DC	Ya*DC
1	0.75	1.80	3.850	7.050	6.93	12.69
4	10.56	25.34	3.000	3.900	76.03	98.84
7	9.00	21.60	3.000	0.750	64.80	16.20
TOTAL		48.74			147.76	127.73

Salida de datos:

$$DC = 48.74 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{DC} = 3.03 \text{ m}$$

$$Y_{DC} = 2.62 \text{ m}$$

CARGA EV (Peso del Suelo)

Elemento	Volumen (m ³)	EV (ton/m)	Xa (m)	Ya (m)	Xa*EV	Ya*EV
8	11.970	22.629	5.050	4.650	114.278	105.226
12	2.850	5.388	0.950	2.250	5.119	12.123
TOTAL		28.017			119.40	117.35

Salida de datos:

$$EV = 28.02 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{EV} = 4.26 \text{ m}$$

$$Y_{EV} = 4.19 \text{ m}$$

CARGA LS (Sobrecarga por Carga Viva del Suelo)

Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Tabla 3.11.6.4-1

Altura del estribo (m)	h_{eq} (m)
1.5	1.2
3.0	0.9
≥ 6.0	0.6

Altura de terreno equivalente

$$h' := \begin{cases} \text{if } H \leq 1.5 \text{ m} \\ \quad \parallel h' \leftarrow 1.2 \text{ m} \\ \text{else if } 1.5 \text{ m} < H < 3.0 \text{ m} \\ \quad \parallel h' \leftarrow 0.90 \text{ m} \\ \text{else} \\ \quad \parallel h' \leftarrow 0.60 \text{ m} \end{cases} = 0.6 \text{ m}$$

Base del terreno equivalente

$$L_{eq} := L_{total} - t_2 = 1.9 \text{ m}$$

Brazo del terreno equivalente

$$X_{LSy} := B - 0.5 \cdot (L_{total} - t_2) = 5.05 \text{ m}$$

$$LS_y := L_{eq} \cdot h' \cdot \gamma_t = 2.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$LS_y = 2.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$X_{LS_y} = 5.05 \text{ m}$$

RESUMEN DE CARGAS VERTICALES

CARGA	TIPO	V (Ton/m)	X _A (m)	M _v (ton-m/m)
DC	DC	48.74	3.03	147.76
P _{DC}	DC	17.61	2.50	44.03
P _{DW}	DW	0.00	2.50	0.00
EV	EV	28.02	4.26	119.40
PLL+I	LL+IM	14.37	2.50	35.93
LS _y	LS	2.16	5.05	10.88
TOTAL		110.90		357.99

CARGAS HORIZONTALES

Cargas LS (Sobrecarga por carga viva del terreno)

$$\text{Coeficiente de Presión Activa } K_a := \tan\left(45^\circ - \frac{\phi_f}{2}\right)^2 = 0.33 \quad (\text{Art.3.11.5.3-1})$$

$$\text{Componente horizontal } p_h := K_a \cdot h' \cdot \gamma_t = 0.379 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$LS_x := H \cdot p_h = 2.96 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Y_{LS_x} := 0.5 \cdot H = 3.9 \text{ m}$$

Cargas EH (Presión Lateral del terreno)

$$p := K_a \cdot H \cdot \gamma_t = 4.93 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}^2}$$

$$EH := \frac{1}{2} \cdot H \cdot p = 19.21 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$Y_{EH} := \frac{1}{3} \cdot H = 2.6 \text{ m}$$

Cargas EQ (acción sísmica)

A) Efecto Combinado de PAE y PIR

$$\text{Coeficiente sísmico de aceleración horizontal: } k_{ho} := F_{pga} \cdot PGA = 0.32 \quad (\text{Art.11.6.5.2.1})$$

$$\text{Coeficiente de aceleración horizontal: } k_h := 0.5 \cdot k_{ho} = 0.16$$

$$\text{Coeficiente de aceleración vertical: } k_v := 0$$

$$\psi := \text{atan}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right) = 9^\circ$$

$$\text{Ángulo del material del suelo con la horizontal: } i := 0^\circ$$

$$\psi_{ver} := \text{if}(\phi_f > i + \psi, \text{“Cumple”}, \text{“No Cumple”}) = \text{“Cumple”} \quad (\text{11.6.5.3-1})$$

Coeficiente de presión sísmica activa del suelo:

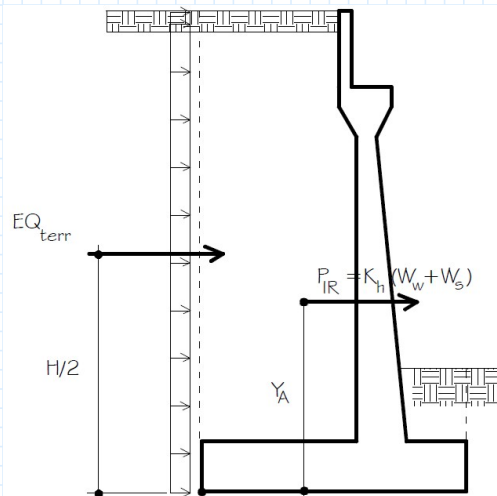
$$k_{AE} := \frac{\cos(\phi_f - \psi - \beta)^2}{\cos(\psi) \cdot \cos(\beta)^2 \cdot \cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi_f) \cdot \sin(\phi_f - \psi - i)}{\cos(\delta + \beta + \psi) \cdot \cos(i - \beta)}}\right)^2} = 0.44 \quad (\text{A11.3.1-1})$$

Presión estática del terreno+efecto dinámico $P_{AE} := \frac{1}{2} \cdot k_{AE} \cdot \gamma_t \cdot H^2 = 25.32 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$ (11.6.5.3-2)

Acción sísmica del terreno: $EQ_{terr} := P_{AE} - EH = 6.11 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$
 $Y_{EQterr} := 0.5 \cdot H = 3.9 \text{ m}$

Fuerza inercial del estribo: $P_{IR} := k_h \cdot (DC + EV) = 12.16 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

$Y_{PIR} := \frac{DC \cdot Y_{DC} + EV \cdot Y_{EV}}{DC + EV} = 3.19 \text{ m}$



(imagen referencial)

Combinaciones: (Art.11.6.5.1)

$Comb1 := P_{AE} + 0.5 \cdot P_{IR} = 31.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

$Comb2 := \text{if}(0.5 \cdot P_{AE} > EH + P_{IR}, 0.5 \cdot P_{AE}, EH + P_{IR}) = 31.37 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

$Comb_{max} := \text{if}(Comb1 > Comb2, Comb1, Comb2) = 31.40 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

B) Carga Sísmica por Superestructura PEQ (Art.3.10.9.1)

Coefficiente de Aceleración: $A_s := k_{ho} = 0.32$

$P_{EQ} := (P_{DC} + P_{DW}) \cdot A_s = 5.58 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

$Y_{PEQ} := H - 0.5 \cdot h_{par} = 7.05 \text{ m}$

Carga BR (frenado): $BR = 1 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$

$Y_{BR} := H + h_{BR} = 9.6 \text{ m}$

RESUMEN DE CARGAS HORIZONTALES

CARGA	TIPO	H (Ton/m)	YA (m)	MH (ton-m/m)
LSx	LS	2.96	3.90	11.52
EH	EH	19.21	2.60	49.94
EQterr	EQ	6.11	3.90	23.82
0.5PIR	EQ	6.08	3.19	19.41
PEQ	EQ	5.58	7.05	39.33
BR	BR	1.00	9.60	9.60
TOTAL		40.93		153.63

CASO 1: ESTRIBO CON PUENTE

ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{dw}	γ_{EV}	γ_{LL+IM}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}	γ_{BR}
Resistencia Ia	0.90	0.65	1.00	-	-	1.75	1.50	-	1.75
Resistencia Ib	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	1.75	1.50	-	1.75
Ev. Extremo I	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	0.50	1.00	1.00	0.50
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-	1.00

CARGAS VERTICALES (Vu)

	TIPO	DC	DC	DW	EV	LL+IM	LS	TOTALES
	CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	V _u (Ton)
V (Ton) =		48.74	17.61	0.00	28.02	14.37	2.16	110.90
$\gamma =$		0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	
Resistencia Ia		43.87	15.85	0.00	28.02	0.00	0.00	87.74
$\gamma =$		1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
Resistencia Ib		60.93	22.01	0.00	37.82	25.15	3.77	149.68
$\gamma =$		1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	
Ev. Extremo I		48.74	17.61	0.00	28.02	7.19	1.08	102.63
$\gamma =$		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I		48.74	17.61	0.00	28.02	14.37	2.16	110.90

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)

	TIPO	DC	DC	DW	EV	LL+IM	LS	TOTALES
	CARGA	DC	P _{DC}	P _{DW}	EV	P _{LL+IM}	LS _y	M _u (Ton-m)
Mv (Ton-m) =		147.76	44.03	0.00	119.40	35.93	10.88	357.99
$\gamma =$		0.90	0.90	0.65	1.00	0.00	0.00	
Resistencia Ia		132.99	39.62	0.00	119.40	0.00	0.00	292.00
$\gamma =$		1.25	1.25	1.50	1.35	1.75	1.75	
Resistencia Ib		184.70	55.03	0.00	161.19	62.87	19.05	482.83

$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	0.50	
Ev. Extremo I	147.76	44.03	0.00	119.40	17.96	5.44	334.59
$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	147.76	44.03	0.00	119.40	35.93	10.88	357.99

CARGAS HORIZONTALES (Hu)

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	EQ	BR	TOTALES
CARGA	LSx	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	P _{EQ}	BR	H _u (Ton)
H (Ton) =	2.96	19.21	6.11	6.08	5.58	1.00	40.93
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia Ia	5.17	28.81	0.00	0.00	0.00	1.75	35.73
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia Ib	5.17	28.81	0.00	0.00	0.00	1.75	35.73
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo I	1.48	19.21	6.11	6.08	5.58	0.50	38.95
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Servicio I	2.96	19.21	0.00	0.00	0.00	1.00	23.16

MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES (MHU)

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	EQ	BR	TOTALES
CARGA	LSx	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	P _{EQ}	BR	M _u (Ton-m)
Mh (Ton-m) =	11.52	49.94	23.82	19.41	39.33	9.60	153.63
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia Ia	20.17	74.91	0.00	0.00	0.00	16.80	111.88
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	0.00	1.75	
Resistencia Ib	20.17	74.91	0.00	0.00	0.00	16.80	111.88
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo I	5.76	49.94	23.82	19.41	39.33	4.80	143.07
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00	
Servicio I	11.52	49.94	0.00	0.00	0.00	9.60	71.07

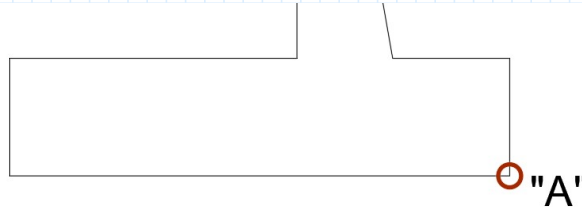
CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Esquema 3

Estado limite de Resistencia (Art. 11.6.3.3) $e_{maxRI} := \frac{B}{3} = 2 \text{ m}$

Estado limite de Evento Extremo (Art. 11.6.5.1) $e_{maxEE} := \frac{11}{30} \cdot B = 2.2 \text{ m}$



Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e_{max}	OBS
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	m	
Resistencia Ia	87.74	292.00	111.88	2.05	0.95	2.00	OK
Resistencia Ib	149.68	482.83	111.88	2.48	0.52	2.00	OK
Evento Extremo	102.63	334.59	143.07	1.87	1.13	2.20	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

Coefficiente de Fricción (Art.10.6.3.3): $u := \tan(\phi_f) = 0.58$

Coefficiente de estado limite de resistencia y evento extremo: $\phi_T := 1$

Estados	V_U	RESISTENCIA $F_f = \mu(\phi_T V_U)$	ACTUANTE H_U	$F_f > H_u$
	Ton/m	Ton/m	Ton/m	
Resistencia Ia	87.74	50.55	35.73	CUMPLE
Resistencia Ib	149.68	86.25	35.73	CUMPLE
Evento Extremo	102.63	59.14	38.95	CUMPLE

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de Carga del terreno

1) Estado limite de Resistencia (Tabla 11.5.7-1) Factor de Resistencia: $\theta_b := 0.55$

$$q_R := \theta_b \cdot FS \cdot q_{adm} = 11.59 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \quad (\text{Art.10.6.3.1.1-1})$$

2) Estado límite de Evento Extremo (Art 11.5.8):

Factor de resistencia: $\theta_{EE} := 0.8$

$$q_{EE} := \theta_{EE} \cdot FS \cdot q_{adm} = 16.86 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

3) Estado límite de Servicio $q_{adm} = 7.03 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q = \frac{V_U}{B - 2e}$	q_R	OBS
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	kg/cm2	kg/cm2	
Resistencia Ia	87.74	292.00	111.88	2.05	0.95	2.14	11.59	OK
Resistencia Ib	149.68	482.83	111.88	2.48	0.52	3.02	11.59	OK
Evento Extremo I	102.63	334.59	143.07	1.87	1.13	2.75	16.86	OK
Servicio I	110.90	357.99	71.07	2.59	0.41	2.14	7.03	OK

CASO 2: ESTRIBO SIN PUENTE

ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

FACTORES DE CARGA UTILIZADOS

Estado Limite	γ_{DC}	γ_{EV}	γ_{LSy}	γ_{LSx}	γ_{EH}	γ_{EQ}
Resistencia Ia	0.90	1.00	-	1.75	1.50	-
Resistencia Ib	1.25	1.35	1.75	1.75	1.50	-
Ev. Extremo I	1.00	1.00	0.50	0.50	1.00	1.00
Servicio I	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	-

CARGAS VERTICALES (Vu)

TIPO	DC	EV	LS	TOTALES
CARGA	DC	EV	LS _y	V _u (Ton)
V (Ton) =	48.74	28.02	2.16	78.92
$\gamma =$	0.90	1.00	0.00	
Resistencia Ia	43.87	28.02	0.00	71.89
$\gamma =$	1.25	1.35	1.75	
Resistencia Ib	60.93	37.82	3.77	102.52
$\gamma =$	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo I	48.74	28.02	1.08	77.84
$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	48.74	28.02	2.16	78.92

MOMENTO ESTABILIZADOR POR CARGAS VERTICALES (Mvu)

TIPO	DC	EV	LS	TOTALES
CARGA	DC	EV	LS _y	M _u (Ton-m)
Mv (Ton-m) =	147.76	119.40	10.88	278.04
$\gamma =$	0.90	1.00	0.00	
Resistencia Ia	132.99	119.40	0.00	252.38
$\gamma =$	1.25	1.35	1.75	
Resistencia Ib	184.70	161.19	19.05	364.93
$\gamma =$	1.00	1.00	0.50	
Ev. Extremo I	147.76	119.40	5.44	272.60
$\gamma =$	1.00	1.00	1.00	
Servicio I	147.76	119.40	10.88	278.04

CARGAS HORIZONTALES (Hu)

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	TOTALES
CARGA	LS _x	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	H _u (Ton)
H (Ton) =	2.96	19.21	6.11	6.08	34.35
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia Ia	5.17	28.81	0.00	0.00	33.98
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia Ib	5.17	28.81	0.00	0.00	33.98
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	
Ev. Extremo I	1.48	19.21	6.11	6.08	32.87
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	2.96	19.21	0.00	0.00	22.16

MOMENTO DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES (Mhu)

TIPO	LS	EH	EQ	EQ	TOTALES
CARGA	LS _x	EH	EQ _{terr}	0.5P _{IR}	M _u (Ton-m)
Mh (Ton-m) =	11.52	49.94	23.82	19.41	104.70
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia Ia	20.17	74.91	0.00	0.00	95.08
$\gamma =$	1.75	1.50	0.00	0.00	
Resistencia Ib	20.17	74.91	0.00	0.00	95.08
$\gamma =$	0.50	1.00	1.00	1.00	
Ev. Extremo I	5.76	49.94	23.82	19.41	98.93
$\gamma =$	1.00	1.00	0.00	0.00	
Servicio I	11.52	49.94	0.00	0.00	61.47

CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	e_{max}	OBS
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	m	
Resistencia Ia	71.89	252.38	95.08	2.19	0.81	2.00	OK
Resistencia Ib	102.52	364.93	95.08	2.63	0.37	2.00	OK
Evento Extremo I	77.84	272.60	98.93	2.23	0.77	2.20	OK

b) Deslizamiento en base del estribo

Estados	V_U	RESISTENCIA $F_f = \mu(\varphi_T V_U)$	ACTUANTE H_U	$F_f > H_u$
	Ton/m	Ton/m	Ton/m	
Resistencia Ia	71.89	41.42	33.98	CUMPLE
Resistencia Ib	102.52	59.07	33.98	CUMPLE
Evento Extremo I	77.84	44.85	32.87	CUMPLE

AÑADIR UN DENTELLON DE CONCRETO REFORZADO EN LA BASE DEL ESTRIBO SOLO SI SE INDICA "REDISEÑAR"

Dimensión del dentellón de Concreto Reforzado

$h_{die} := 0 \text{ cm}$

$b_{die} := 0 \text{ cm}$

Verif := if ($R_R > H_{SPRia}$, "Cumple", "Revisar")

Verif = "Cumple"

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Estados	V_U	M_{VU}	M_{HU}	$x_o = \frac{M_{VU} - M_{HU}}{V_U}$	$e = \frac{B}{2} - x_o$	$q = \frac{V_U}{B - 2e}$	q_R	OBS
	Ton/m	Ton-m	Ton-m	m	m	kg/cm2	kg/cm2	
Resistencia Ia	71.89	252.38	95.08	2.19	0.81	1.64	11.59	OK
Resistencia Ib	102.52	364.93	95.08	2.63	0.37	1.95	11.59	OK
Evento Extremo I	77.84	272.60	98.93	2.23	0.77	1.74	16.86	OK
Servicio I	78.92	278.04	61.47	2.74	0.26	1.44	7.03	OK

CÁLCULO Y VERIFICACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

VERIFICACIÓN DEL DISEÑO DE PANTALLA

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA	CARGA	Yp	M
	Ton/m	Ton	m	Ton-m
LS	0.379	2.387	3.150	7.52
EH	3.978	12.531	2.100	26.31
EQterr	0.632	3.984	3.150	12.55
0.5PIR	0.000	2.150	2.609	5.61
PEQ	0.000	5.579	5.550	30.96
BR	0.000	1.000	8.100	8.10

a) Acero por flexión

Recubrimiento de Pantalla (Tabla 5.10.1-1) $r_{pant} := 5 \text{ cm}$

Diámetro de Acero de Refuerzo $\phi_{pant} := \frac{3}{4} \text{ in}$

Resistencia Característica del Concreto $f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión de Fluencia del Acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Estado limite de Resistencia I, con: $\eta := 1$

$$Mu_{RI} := \eta \cdot (1.75 \cdot Mp_{LS} + 1.5 \cdot Mp_{EH} + 1.75 \cdot Mp_{BR}) = 66.8 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Estado limite de Evento Extremo I, con: $\eta := 1$

$$Mu_{EI} := \eta \cdot (0.5 \cdot Mp_{LS} + 1 \cdot Mp_{EH} + (Mp_{EQterr} + Mp_{0.5PIR} + Mp_{PEQ}) + 0.5 \cdot Mp_{BR}) = 83.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Solicitante: $Mu := \max(Mu_{RI}, Mu_{EI})$ $Mu = 83.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Recubrimiento mecánico: $z := r_{pant} + \frac{\phi_{pant}}{2} = 5.95 \text{ cm}$

Peralte efectivo mecánico: $d := t_{inf} - z = 214.05 \text{ cm}$

Ancho Unitario de Diseño: $b := 100 \text{ cm}$

Factor de Resistencia para Evento Extremo I $\phi_{EI} := 1$

$$\beta := \begin{cases} \text{if } 175 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & = 0.85 \\ \quad \parallel \beta \leftarrow 0.85 \\ \text{if } 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \leq f'_c \leq 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \quad \parallel \beta \leftarrow 0.85 - 0.05 \cdot \left(\frac{f'_c - 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}}{70 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \right) \\ \text{if } f'_c > 560 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} & \\ \quad \parallel \beta \leftarrow 0.65 \end{cases}$$

Acero Nominal de Refuerzo

$$A_{s_n} := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi_{EI} \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 9.31 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo de Refuerzo (Art.5.6.3.3)

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 29.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$s := \frac{b \cdot t_{inf}^2}{6} = 806666.667 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot s = 258.46 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ur} := 1.33 \cdot Mu = 110.72 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{min} := \min(M_{cr}, M_{ur}) = 110.72 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{pantalla}} := \begin{cases} \text{if } M_{min} < Mu & \\ \quad \parallel A_{s_n} & \\ \text{else} & \\ \quad \parallel 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{min}}{\phi_{EI} \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) & \\ \end{cases} = 12.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de la barra: } A_b := \pi \cdot \frac{\phi_{pant}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$a := A_{s_{pantalla}} \cdot \frac{f_y}{\beta \cdot f'_c \cdot b} = 2.92 \text{ cm}$$

$$\text{Separación de las Barras } s_{pant} := \text{Floor} \left(\frac{A_b}{A_{s_{pantalla}}} \cdot b, 1 \text{ cm} \right) = 22 \text{ cm}$$

$$Mu = 83.25 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Usar } \phi_{pant} = 0.75 \text{ in}$$

$$c / s_{pant} = 22 \text{ cm}$$

En el proyecto original se han empleado: $\emptyset 3/4" @ 20 \text{ cm}$

OK!

b) Acero por Temperatura

$$\text{Diámetro del Acero: } \phi_{temp} := \frac{5}{8} \text{ in}$$

Espesor promedio de pantalla

$$b_{prom} := 0.5 \cdot (t_{inf} + t_{sup}) = 220 \text{ cm}$$

Altura de pantalla

$$h_{pant} := H - D - h_{par} - e_1 - e_2 = 480 \text{ cm}$$

$$A_{s_t} := \frac{0.18 \cdot (b_{prom} \cdot h_{pant})}{2 \cdot (b_{prom} + h_{pant})} \cdot \text{cm} = 13.58 \text{ cm}^2 \quad \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \text{ (en cada cara)}$$

Verificación (5.10.6-2)

$$A_{s_{temp}} := \begin{cases} \text{if } 2.33 \text{ cm}^2 \leq A_{s_t} \leq 12.70 \text{ cm}^2 & = 12.70 \text{ cm}^2 \\ \text{if } A_{s_t} < 2.33 \text{ cm}^2 & A_{s_t} \\ \text{if } A_{s_t} > 12.70 \text{ cm}^2 & 12.70 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$A_{bt} := \pi \cdot \frac{\phi_{temp}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Separación de las Barras: $s_t := \frac{A_{bt}}{A_{s_{temp}}} \cdot b = 15.6 \text{ cm}$

Separación Máxima de las Barras (Art.5.10.6): $s_{tempMAX} := 3 \cdot b_{prom} = 660 \text{ cm}$

$$s_{temp} := \text{Floor}(\min(s_{tempMAX}, s_t, 45 \text{ cm}), 1 \text{ cm}) = 15 \text{ cm}$$

Usar $\phi_{temp} = 0.625 \text{ in}$ $c / s_{temp} = 15 \text{ cm}$

En el proyecto original se han empleado: $\emptyset 5/8" @ 14.4 \text{ cm}$ **OK!**

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.6.7)

Ancho Tributario de Diseño: $a_{trib} := s_{pant} = 22 \text{ cm}$

Estado limite de Servicio I

$$\text{Momento Actuante } Mu_{SI} := \eta \cdot (1 \cdot Mp_{LS} + 1 \cdot Mp_{EH} + 1 \cdot Mp_{BR}) \cdot \frac{a_{trib}}{m} = 9.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Modulo de Elasticidad del Acero de Refuerzo (5.4.3.2): $E_s := 29000 \text{ ksi}$

Modulo de Elasticidad del Concreto (Art. 5.4.2.4)

$$E_c := 15300 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 221718.064 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Relación Modular

$$n_m := \frac{E_s}{E_c} = 9.2$$

Área de Acero transformada

$$A_t := n_m \cdot A_b = 26.21 \text{ cm}^2$$

Profundidad de Area de Compresión

$$a_1 := \frac{A_t}{\text{cm}^2} = 26.21 \quad b_1 := \frac{d}{\text{cm}} = 214.05 \quad c_1 := \frac{a_{trib}}{\text{cm}} = 22$$

$$x := c_1 \cdot 0.5 \cdot y^2 + a_1 \cdot y - a_1 \cdot b_1 = 0 \xrightarrow{\text{solve}} \begin{bmatrix} -23.806550238287154932 \\ 21.423778813203973568 \end{bmatrix}$$

$$y := \max(x) \cdot \text{cm} = 21.4 \text{ cm}$$

Esfuerzo del acero principal bajo cargas de servicio

$$\text{Brazo del momento de tensión: } j_d := d - \frac{y}{3} = 206.91 \text{ cm}$$

$$\text{Esfuerzo del Acero: } f_{ss} := \frac{Mu_{SI}}{j_d \cdot A_b} = 1564.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Verificación de limite de tensión de fluencia del Acero

$$f_{ss} := \begin{cases} \text{if } f_{ss} \leq 0.6 \cdot f_y \\ f_{ss} \\ \text{else} \\ 0.6 \cdot f_y \end{cases} = 1564.33 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

Separación máxima de la armadura principal (Art. 5.6.7)

$$\text{Coeficiente de separación: } \beta_s := 1 + \frac{z}{0.7 \cdot (t_{inf} - z)} = 1.04$$

Condición de exposición, clase C2: $\gamma_e := 0.75$

$$S_{max} := \frac{125000 \cdot \gamma_e}{\beta_s \cdot f_{ss} \cdot \frac{\text{cm}^2}{\text{kgf}}} \cdot \text{cm} - 2 \cdot z = 45.7 \text{ cm}$$

Momento actuante de servicio I: $Mu_{SI} = 9.23 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$$\text{Verificación}_1 := \begin{cases} \text{if } S_{max} > s_{pant} \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“Revisar a)”} \end{cases} \quad \text{Verificación}_1 = \text{“Cumple”}$$

d) Revisión por corte

Cortante Actuante en el estado limite de Resistencia I

$$\text{Cortante Actuante } Vu_{RI} := \eta \cdot (1.75 \cdot P_{LS} + 1.5 \cdot P_{EH} + 1.75 \cdot P_{BR}) = 24.72 \text{ tonnef}$$

Cortante Actuante en el estado limite de Evento Extremo I

$$\text{Cortante Actuante: } Vu_{EI} := \eta \cdot (0.5 \cdot P_{LS} + 1 \cdot P_{EH} + 1 \cdot (P_{EQterr} + P_{0.5PIR} + P_{EQ}) + 0.5 \cdot P_{BR}) = 25.94 \text{ tonnef}$$

$$\text{Cortante Solicitante } Vu := \max(Vu_{RI}, Vu_{EI}) \quad Vu = 25.94 \text{ tonnef}$$

Cortante Resistente del concreto

Coefficiente de reducción de capacidad (5.5.4.2) $\phi_{corte} := 0.90$

Peralte efectivo de Corte (Art.5.7.2.8) $d_v := d - \frac{a}{2} = 212.59 \text{ cm}$

$$d_{corte} := \begin{cases} \text{if } d_v \geq \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot t_{inf}) \\ \quad \parallel \\ \quad d_v \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \max(0.9 \cdot d, 0.72 \cdot t_{inf}) \end{cases} = 212.59 \text{ cm}$$

Deformación por tracción longitudinal - Procedimiento general (Art. 5.7.3.4.2)

$$\varepsilon_s := \frac{\frac{Mu}{d_{corte}} + Vu}{E_s \cdot A_{spantalla}} = 0.002575$$

Tamaño máximo de Agregado $a_g := 1 \text{ in}$

Separación de fisuras: $s_{xe} := d_{corte} \cdot \frac{1.38 \text{ in}}{a_g + 0.63 \text{ in}} = 179.98 \text{ cm}$ (5.7.3.4.2-7)

Verificación de separación de fisuras

if (12 in \leq $s_{xe} \leq$ 80 in, "Cumple", "verificar inequación") = "Cumple"

$$\beta_{corte} := \frac{4.8 \text{ in}}{(1 \text{ in} + 750 \text{ in} \cdot \varepsilon_s)} \cdot \frac{51 \text{ in}}{(39 \text{ in} + s_{xe})} = 0.76$$

Resistencia nominal cortante

$$V_c := 0.265 \cdot \beta_{corte} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d_{corte} = 62.07 \text{ tonnef} \quad (5.7.3.3-3)$$

Cortante resistente del acero $V_s := 0 \text{ tonnef}$

$$V_p := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_{n1} := V_c + V_s + V_p = 62.07 \text{ tonnef}$$

$$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_{corte} + V_p = 1116.09 \text{ tonnef} \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 62.07 \text{ tonnef} \quad (5.7.3.3-2)$$

$$Vu = 25.94 \text{ tonnef}$$

$$\text{Verificación}_2 := \begin{cases} \text{if } \phi_{corte} \cdot V_n > Vu \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \parallel \\ \quad \text{"Revisar d)"} \end{cases}$$

Verificación₂ = "Cumple"

VERIFICACIÓN DE DISEÑO DEL PARAPETO (PANTALLA SUPERIOR)

CARGA	CARGA DISTRIBUIDA	Yp	M
	Ton/m	m	Ton-m
LS	0.568	0.750	0.43
EH	0.710	0.500	0.36
EQterr	0.226	0.750	0.17
0.5PIR	0.285	0.750	0.21
PEQ	5.579	0.750	4.18
BR	1.000	3.300	3.30

a) Acero por flexión

Recubrimiento del parapeto (Tabla 5.10.1-1) $r_{par} := 5 \text{ cm}$

Diámetro de Acero de Refuerzo $\phi_{par} := \frac{5}{8} \text{ in}$

Resistencia Característica del Concreto $f'_c := 210 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Tensión de Fluencia del Acero $f_y := 4200 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Estado limite de Resistencia I, con: $\eta := 1$

$$Mu_R := \eta \cdot (1.75 \cdot Mp_{LS} + 1.5 \cdot Mp_{EH} + 1.75 \cdot Mp_{BR}) = 7.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Estado limite de Evento Extremo I, con: $\eta := 1$

$$Mu_E := \eta \cdot (0.5 \cdot Mp_{LS} + 1 \cdot Mp_{EH} + (Mp_{EQterr} + Mp_{0.5PIR} + Mp_{PEQ}) + 0.5 \cdot Mp_{BR}) = 6.79 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Momento Solicitante: $Mu := \max(Mu_R, Mu_E) = 7.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Recubrimiento mecánico: $g := r_{par} + \frac{\phi_{par}}{2} = 5.95 \text{ cm}$

Peralte efectivo mecánico: $d := b_{par} - z = 44.05 \text{ cm}$

Ancho Unitario de Diseño: $b := 100 \text{ cm}$

Factor de Resistencia para Evento Extremo I $\phi_{EI} := 1$

Acero Nominal de Refuerzo

$$As_n := 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu}{\phi_{EI} \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) = 3.85 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo de Refuerzo (Art.5.6.3.3)

$$f_c := 2.01 \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} = 29.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$s := \frac{b \cdot b_{par}^2}{6} = 41666.667 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr} := 1.1 \cdot f_r \cdot s = 13.35 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ur} := 1.33 \cdot Mu = 9.38 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{min} := \min(M_{cr}, M_{ur}) = 9.38 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{par}} := \begin{cases} \text{if } M_{min} < Mu \\ \quad \left| \begin{array}{l} A_{s_n} \\ \text{else} \\ 0.85 \cdot b \cdot d \cdot \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{min}}{\phi_{EI} \cdot \beta \cdot f'_c \cdot b \cdot d^2}} \right) \end{array} \right. \\ \end{cases} = 5.14 \text{ cm}^2$$

Área de la barra: $A_{b_{par}} := \pi \cdot \frac{\phi_{par}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$

$$g := A_{s_{par}} \cdot \frac{f_y}{\beta \cdot f'_c \cdot b} = 1.21 \text{ cm}$$

Separación de las Barras $s_{par} := \text{Floor} \left(\frac{A_{b_{par}}}{A_{s_{par}}} \cdot b, 1 \text{ cm} \right) = 38 \text{ cm}$

$$Mu = 7.05 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Usar } \phi_{par} = 0.625 \text{ in}$$

$$c / s_{par} = 38 \text{ cm}$$

b) Acero por Temperatura

Diámetro del Acero: $\phi_{templ} := \frac{5}{8} \text{ in}$

$$A_{s_{tl}} := \frac{0.18 \cdot (b_{par} \cdot h_{par})}{2 \cdot (b_{par} + h_{par})} \cdot \text{cm} = 3.38 \text{ cm}^2 \quad \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \text{ (en cada cara)}$$

Verificación (5.10.6-2)

$$A_{s_{templ}} := \begin{cases} \text{if } 2.33 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{tl}} \leq 12.70 \text{ cm}^2 \\ \quad \left| \begin{array}{l} A_{s_{tl}} \\ \text{if } A_{s_{tl}} < 2.33 \text{ cm}^2 \\ \quad \left| \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2 \\ \text{if } A_{s_{tl}} > 12.70 \text{ cm}^2 \\ \quad \left| \begin{array}{l} 12.70 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \\ \end{cases} = 3.38 \text{ cm}^2$$

$$A_{bt1} := \pi \cdot \frac{\phi_{templ}^2}{4} = 1.98 \text{ cm}^2$$

Separación de las Barras: $s_{tl} := \frac{A_{bt1}}{A_{s_{templ}}} \cdot b = 58.6 \text{ cm}$

Separación Máxima de las Barras (Art.5.10.3.2): $s_{templMAX} := 1.5 \cdot b_{par} = 75 \text{ cm}$

$$s_{templ} := \text{Floor} \left(\min(s_{templMAX}, s_{tl}, 45 \text{ cm}), 1 \text{ cm} \right) = 45 \text{ cm}$$

Usar $\phi_{temp1} = 0.625 \text{ in}$ $c / S_{temp1} = 45 \text{ cm}$

En el proyecto original se han empleado: $\varnothing 5/8" @ 25 \text{ cm}$ **OK!**

c) Revisión de fisuración por distribución de armadura (Art. 5.6.7)

Ancho Tributario de Diseño: $a_{trib} := 25 \text{ cm}$

Momento actuante de servicio I: $Mu_{SI} = 1.02 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

$S_{max} = 84.53 \text{ cm}$

$s_{pant} = 22 \text{ cm}$

$$Verificación_1 := \begin{cases} \text{if } S_{max} > s_{pant} \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Revisar a)"} \end{cases}$$

$Verificación_1 = \text{"Cumple"}$

d) Revisión por corte

$\phi_{corte} \cdot V_n = 24.23 \text{ tonnef}$

$V_u = 7.58 \text{ tonnef}$

$$Verificación_2 := \begin{cases} \text{if } \phi_{corte} \cdot V_n > V_u \\ \quad \text{"Cumple"} \\ \text{else} \\ \quad \text{"Revisar d)"} \end{cases}$$

$Verificación_2 = \text{"Cumple"}$

VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE CIMENTACION

DISEÑO DEL TALÓN

a) Acero parte superior de zapata

Recubrimiento de zapata (**planos existentes**)

$r_{zap} := 7.5 \text{ cm}$

Diámetro de Acero de Refuerzo

$\phi_{zap} := \frac{3}{4} \text{ in}$

Momento de Diseño en el estado límite de Resistencia Ib

$W_{DC} := L_{talon} \cdot 1 \text{ m} \cdot D \cdot \gamma_c = 6.84 \text{ tonnef}$

$M_{DC} := W_{DC} \cdot 0.5 \cdot L_{talon}$

$W_{suelo} = 22.63 \text{ tonnef}$

$x_p := X_{suelo} - L_{punta} - t_{inf} = 0.95 \text{ m}$

$M_{EV} := W_{suelo} \cdot x_p$

$W_{LSy} := (L_{talon} - t_2) \cdot h' \cdot \gamma_t \cdot 1 \text{ m} = 2.16 \text{ tonnef}$

$L_{talon} = 1.9 \text{ m}$

$M_{LSy} := W_{LSy} \cdot (t_2 + 0.5 (L_{talon} - t_2))$

$Mu_{Rib} := \eta \cdot (1.25 \cdot M_{DC} + 1.35 \cdot M_{EV} + 1.75 \cdot M_{LSy})$ $Mu_{Rib} = 40.73 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$

Acero Nominal de Refuerzo

Recubrimiento mecánico

$z_{zap} := r_{zap} + \frac{\phi_{zap}}{2} = 8.45 \text{ cm}$

Peralte efectivo mecánico

$d_{zap} := D - z_{zap} = 141.55 \text{ cm}$

Factor por flexión (**Art 5.5.4.2**): $\phi := 0.9$

$$A_{s_{zap}} := 0.85 \cdot b \cdot d_{zap} \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot Mu_{Rlb}}{\phi \cdot \beta \cdot f_c \cdot b \cdot d_{zap}^2}} \right) = 7.66 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo de Refuerzo (Art.5.6.3.3)

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 29.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{zap} := \frac{b \cdot D^2}{6} = 375000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr1} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{zap} = 120.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ur2} := 1.33 \cdot Mu_{Rlb} = 54.17 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{min1} := \min(M_{cr1}, M_{ur2}) = 54.17 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{s_{zapata}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{min1} < Mu_{Rlb} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{s_{zap}} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.85 \cdot b \cdot d_{zap} \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{min1}}{\phi \cdot \beta \cdot f_c \cdot b \cdot d_{zap}^2}} \right) \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = 10.21 \text{ cm}^2$$

$$A_u := \pi \cdot \frac{\phi_{zap}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$a_{zap} := A_{s_{zapata}} \cdot \frac{f_y}{\beta \cdot f_c \cdot b} = 2.4 \text{ cm}$$

Separación de las Barras

$$s_{zap} := \text{Round} \left(\frac{A_u}{A_{s_{zapata}}} \cdot b, 1 \text{ cm} \right) = 28 \text{ cm}$$

$$Mu_{Rlb} = 40.73 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$\text{Usar } \phi_{zap} = 0.75 \text{ in}$$

$$c / s_{zap} = 28 \text{ cm}$$

En el proyecto original se han empleado: $\emptyset 3/4" @ 20 \text{ cm}$

OK!

b) Acero por Temperatura (Art. 5.10.6)

Diámetro del Acero:

$$\phi_{temp2} := \frac{3}{4} \text{ in}$$

Base de Zapata

$$B = 6 \text{ m}$$

Altura de Zapata

$$D = 1.5 \text{ m}$$

$$A_{s_{t1}} := \frac{0.18 \cdot (B \cdot D)}{2 \cdot (B + D)} \cdot \text{cm} = 10.8 \text{ cm}^2 \quad \left(\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right) \text{ (en cada cara)}$$

Verificación

(5.10.6-2)

$$A_{s_{temp2}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } 2.33 \text{ cm}^2 \leq A_{s_{t1}} \leq 12.70 \text{ cm}^2 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{s_{t1}} \\ \text{if } A_{s_{t1}} < 2.33 \text{ cm}^2 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 2.33 \text{ cm}^2 \\ \text{if } A_{s_{t1}} > 12.70 \text{ cm}^2 \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 12.70 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = 10.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Área de una varilla: } A_{bt2} := \pi \cdot \frac{\phi_{temp2}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$\text{Separación de las Barras } s_{t2} := \frac{A_{bt2}}{A_{S_{temp2}}} \cdot b = 26.39 \text{ cm}$$

Separación Máxima de las Barras (Art.5.10.6): $s_{MAX} := 30 \text{ cm}$

$$S_{temp2} := \text{Floor}(\min(s_{MAX}, s_{t2}), 1 \text{ cm}) = 26 \text{ cm}$$

Usar $\phi_{temp2} = 0.75 \text{ in}$ $c / S_{temp2} = 26 \text{ cm}$

En el proyecto original se han empleado: $\varnothing 3/4" @ 20 \text{ cm}$ **OK!**

c) Revisión del talón por corte

Cortante Actuante en el estado limite de Resistencia I

$$Vu_{RLzap} := \eta \cdot (1.25 \cdot W_{DC} + 1.35 \cdot W_{suelo} + 1.75 \cdot W_{LSy}) = 42.87 \text{ tonnef}$$

Cortante Resistente del concreto

Peralte efectivo de Corte (Art.5.7.2.8) $d_{v1} := d_{zap} - \frac{a_{zap}}{2} = 140.35 \text{ cm}$

$$d_{corte1} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } d_{v1} \geq \max(0.9 \cdot d_{zap}, 0.72 \cdot D) \\ \quad \left\| d_{v1} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \max(0.9 \cdot d_{zap}, 0.72 \cdot D) \right. \end{array} \right\| = 140.35 \text{ cm}$$

Parámetro de Corte para zapata (5.7.3.4.1) $\beta_{zap} := 2$

Resistencia nominal cortante

$$V_{c1} := 0.265 \cdot \beta_{zap} \cdot \sqrt{f'_c \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}} \cdot b \cdot d_{corte1} = 107.79 \text{ tonnef} \quad (5.7.3.3-3)$$

Cortante resistente del acero $V_{s1} := 0 \text{ tonnef}$

$$V_{p1} := 0 \text{ tonnef}$$

$$V_{n1} := V_{c1} + V_{s1} + V_{p1} = 107.79 \text{ tonnef} \quad (5.7.3.3-1)$$

$$V_{n2} := 0.25 \cdot f'_c \cdot b \cdot d_{corte1} + V_{p1} = 736.82 \text{ tonnef} \quad (5.7.3.3-2)$$

$$V_n := \min(V_{n1}, V_{n2}) = 107.79 \text{ tonnef}$$

$$Vu_{RLzap} = 42.87 \text{ tonnef}$$

$$\text{Verificación}_3 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi_{corte} \cdot V_n > Vu_{RLzap} \\ \quad \left\| \text{"Cumple"} \right. \\ \text{else} \\ \quad \left\| \text{"Revisar c)} \right. \end{array} \right\|$$

Verificación₃ = "Cumple"

DISEÑO DE LA PUNTA

d) Acero en fondo de zapata

Diámetro de Acero de Refuerzo: $\phi_{zap1} := \frac{3}{4} \text{ in}$

Fuerza Crítica (ver tabla Tabla de presiones actuantes en la base del estribo)

$$V_{zapMax} = 149.68 \text{ tonnef} \quad e_{zapMax} = 0.52 \text{ m}$$

Presiones sobre el terreno

$$q_{u1} := \frac{V_{zapMax}}{B} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{zapMax}}{B} \right) = 37.96 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

$$q_{u2} := \frac{V_{zapMax}}{B} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{zapMax}}{B} \right) = 11.93 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Presiones sobre la cara exterior de la base de la pantalla

$$q_{u3} := \frac{(B - L_{punta})}{B} \cdot (q_{u1} - q_{u2}) + q_{u2} = 29.72 \frac{\text{tonnef}}{\text{m}}$$

Momento Actuante de la sección crítica

$$M_u := \frac{L_{punta}^2}{6} \cdot (q_{u3} + 2 \cdot q_{u1}) - \frac{L_{punta}}{2} \cdot (L_{punta} \cdot D \cdot \gamma_c \cdot m + EV_{punta})$$

$$M_u = 51.95 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

Acero Nominal de Refuerzo

Recubrimiento mecánico $z_{zap1} := r_{zap} + \frac{\phi_{zap1}}{2} = 8.45 \text{ cm}$

Peralte efectivo mecánico $d_{zap1} := D - z_{zap1} = 141.55 \text{ cm}$

$$A_{S_{zap1}} := 0.85 \cdot b \cdot d_{zap1} \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{\phi \cdot \beta \cdot f_c \cdot b \cdot d_{zap1}^2}} \right) = 9.79 \text{ cm}^2$$

Acero mínimo de Refuerzo (Art.5.6.3.3)

$$f_r := 2.01 \cdot \sqrt{f_c} \cdot \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} = 29.13 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$$

$$S_{zap1} := \frac{b \cdot D^2}{6} = 375000 \text{ cm}^3$$

$$M_{cr11} := 1.1 \cdot f_r \cdot S_{zap1} = 120.15 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{ur22} := 1.33 \cdot M_u = 69.09 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$M_{min11} := \min(M_{cr11}, M_{ur22}) = 69.09 \text{ tonnef} \cdot \text{m}$$

$$A_{S_{zapata1}} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } M_{min11} < M_u \\ \quad \left\| \begin{array}{l} A_{S_{zap1}} \\ \text{else} \\ \quad \left\| \begin{array}{l} 0.85 \cdot b \cdot d_{zap1} \cdot \left(\frac{f_c}{f_y} \right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_{min11}}{\phi \cdot \beta \cdot f_c \cdot b \cdot d_{zap1}^2}} \right) \end{array} \right. \end{array} \right. \end{array} \right\| = 13.05 \text{ cm}^2$$

$$A_{ul} := \pi \cdot \frac{\phi_{zap1}^2}{4} = 2.85 \text{ cm}^2$$

$$a_{zap1} := AS_{zapata1} \cdot \frac{f_y}{\beta \cdot f'_c \cdot b} = 3.07 \text{ cm}$$

Separación de las Barras

$$s_{zap1} := \text{Floor} \left(\frac{A_{ul}}{AS_{zapata1}} \cdot b, 1 \text{ cm} \right) = 21 \text{ cm}$$

$$M_u = 51.95 \text{ tonnef} \cdot m$$

Usar $\phi_{zap1} = 0.75 \text{ in}$

$$c / s_{zap1} = 21 \text{ cm}$$

En el proyecto original se han empleado: $\text{Ø } 3/4" @ 20 \text{ cm}$ OK!

e) Revisión de la Punta por Corte

$$Vu_{Act} = 18.44 \text{ tonnef}$$

$$\text{Verificación}_4 := \begin{cases} \text{if } \phi_{corde} \cdot Vn_{Act} > Vu_{Act} \\ \text{“Cumple”} \\ \text{else} \\ \text{“Revisar e)"} \end{cases}$$

Verificación₄ = “Cumple”

DISPOSICION DE ARMADURA DE ACERO EN ESTRIBO

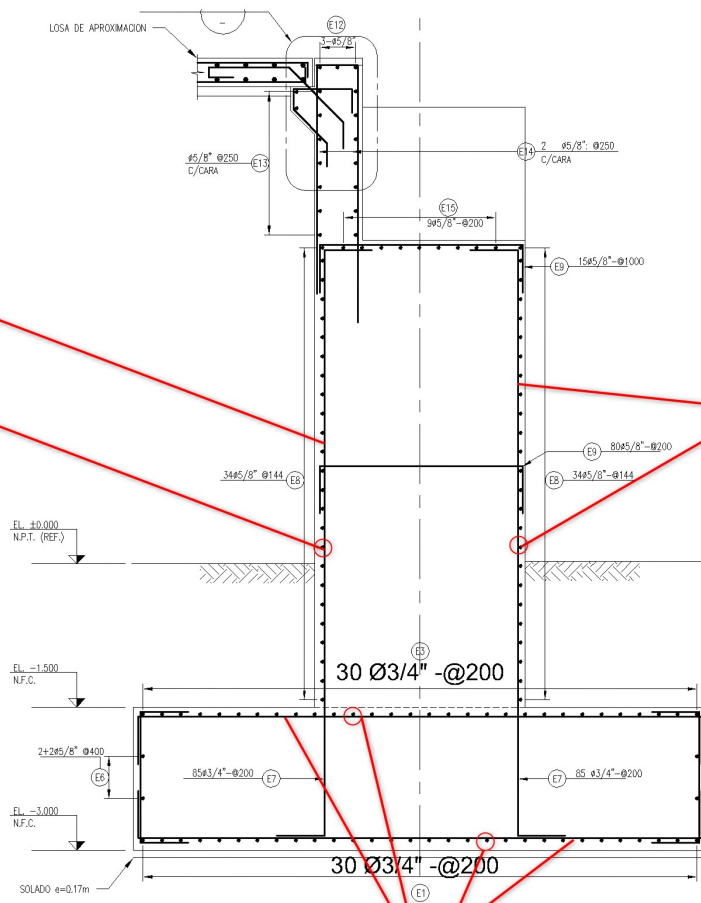
Pantalla superior:

$\text{Ø } 5/8" @ 25 \text{ cm (H)}$

$\text{Ø } 5/8" @ 25 \text{ cm (V)}$

$\text{Ø } 3/4" @ 20 \text{ cm (V)}$

$\text{Ø } 5/8" @ 14.4 \text{ cm (H)}$



$\text{Ø } 3/4" @ 20 \text{ cm (V)}$

$\text{Ø } 5/8" @ 14.4 \text{ cm (H)}$

$\text{Ø } 3/4" @ 20 \text{ cm (V)}$

$\text{Ø } 3/4" @ 20 \text{ cm (H)}$

Se ha verificado que el acero existente en los estribos según los planos del proyecto original **cumplen los requerimientos de diseño** para la alternativa de superestructura de vigas postensadas bajo las especificaciones AASHTO LRFD 2020.

ANEXO I.

Análisis de costos unitarios para la subestructura construida

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : SUBESTRUCTURA CONSTRUIDA - ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y
 MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUD
 PRESUPUESTO 1.0 : COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUBESTRUCTURA
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACION : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 11/03/2013

Partida: 1.1.1.1 Excavación para estructuras en material comun bajo agua - ET01

Rendimiento:180 m³/Día

Costo unitario por m³ **17.66**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						2.20
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0044	15.3600	0.07
471060004	Peón	hh	5.0000	0.2222	9.6000	2.13
EQUIPO						15.46
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	2.2000	0.07
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	3.0000	0.1333	13.3800	1.78
490010012	Excavadora sobre orugas de 190-240 HP	hm	1.0000	0.0444	290.0000	12.88
490010013	Retroexcavadora sobre orugas 170-250 HP 1.1-2.75	hm	0.1000	0.0044	165.0000	0.73

Partida: 1.1.1.2 Carguío y eliminación de material excedente

Rendimiento:450 m³/Día

Costo unitario por m³ **14.35**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						14.35
320010002	Carguío de material excedente	m³	-	1.4150	3.1500	4.46
320010003	Transporte de material excedente	m³	-	1.4150	6.9900	9.89

Partida: 1.1.1.3 Relleno de estructuras con material seleccionado

Rendimiento:450 m³/Día

Costo unitario por m³ **50.19**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						50.19
480010003	Extracción y apilamiento de material seleccionado	m³	-	1.2770	6.7600	8.63
480010004	Zarandeo de material	m³	-	1.5960	18.0500	28.81
320010005	Carguío de material	m³	-	1.4150	2.6600	3.76
320010006	Transporte material relleno (cantera Taparachi)	m³	-	1.4150	6.3500	8.99

Partida: 1.1.1.4 Compactado con material de prestamo en zona de corte

Rendimiento:1000 m²/Día

Costo unitario por m² **3.99**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.78
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0008	15.3600	0.01
471060004	Peón	hh	10.0000	0.0800	9.6000	0.77
EQUIPO						3.21
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	0.7800	0.02
490010004	Rodillo liso vibratorio autopropulsado 70-100 HP 7-9 ton	hm	1.0000	0.0080	158.5300	1.27
490010014	Cargador sobre llantas 160-190 HP 3.5 yd³	hm	1.0000	0.0080	200.0000	1.60
490010015	Apisonador tipo canguro	he	4.0000	0.0320	10.0000	0.32

Partida: 1.1.2.1 Enrocado de fondo de cimentaciones en estribos

Rendimiento:150 m³/Día

Costo unitario por m³ **126.78**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						2.76
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0053	15.3600	0.08
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0533	11.7400	0.63
471060004	Peón	hh	4.0000	0.2133	9.6000	2.05
MATERIALES						98.53
050010001	Piedra grande	m³	-	1.0000	98.5300	98.53
EQUIPO						25.49
370010001	Herramientas	%mo	-	1.0000	2.7600	0.03
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.7000	0.0907	13.3800	1.21
490010012	Excavadora sobre orugas de 190-240 HP	hm	1.0000	0.0533	290.0000	15.46
490010013	Retroexcavadora sobre orugas 170-250 HP 1.1-2.75	hm	1.0000	0.0533	165.0000	8.79

Partida: 1.1.2.2 Enrocado para estabilización de taludes en cimentacion de estribos

Rendimiento:55 m³/Día

Costo unitario por m³ **105.27**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.72
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0145	15.3600	0.22
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.1455	11.7400	1.71
471060004	Peón	hh	2.0000	0.2909	9.6000	2.79
MATERIALES						98.53
050010001	Piedra grande	m³	-	1.0000	98.5300	98.53
EQUIPO						2.02
370010001	Herramientas	%mo	-	1.5000	4.7200	0.07
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.0000	0.1455	13.3800	1.95

Partida: 1.1.3.1 Encofrado para concreto de nivelación

Rendimiento:90 m²/Día

Costo unitario por m² **55.03**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						5.82
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0089	15.3600	0.14
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0889	13.8700	1.23
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0889	11.7400	1.04
471060004	Peón	hh	4.0000	0.3556	9.6000	3.41
MATERIALES						37.07
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2400	5.0000	1.20
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2600	5.0000	1.30
431060001	Madera Tornillo	p²	-	4.0000	5.0400	20.16
430010002	Rollizo de 6" x 7 m	pza	-	0.1500	63.3000	9.50
430010003	Rollizo de 4" x 5 m	pza	-	0.1300	37.8000	4.91
EQUIPO						0.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	5.8200	0.17
SUB-CONTRATOS						11.97
450010002	Encofrado y desencofrado	m²	-	1.0000	6.3800	6.38
450010003	Habilitación encofrado	m²	-	1.0000	5.5900	5.59

Partida: 1.1.3.2 Concreto de nivelación f'c = 100 kg/cm²

Rendimiento:40 m³/Día

Costo unitario por m³ **208.62**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						33.60
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0200	15.3600	0.31
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4000	13.8700	5.55
471060002	Oficial	hh	2.0000	0.4000	11.7400	4.70
471060004	Peón	hh	12.0000	2.4000	9.6000	23.04
MATERIALES						165.62
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	5.5000	22.0000	121.00
340010001	Gasolina 84 octanos	gln	-	0.2000	13.1000	2.62
381060017	Hormigón	m³	-	1.4000	30.0000	42.00
EQUIPO						7.15
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	33.6000	1.01
481060079	Mezcladora 18 HP,11-12 p3, 1,500 kg	hm	1.0000	0.2000	17.3100	3.46
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.0000	0.2000	13.3800	2.68
SUB-CONTRATOS						2.25
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.1200	18.7800	2.25

Partida: 1.1.4.1 Encofrado cara no vista bajo agua

Rendimiento:14 m²/DíaCosto unitario por m² 131.73

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						42.95
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0571	15.3600	0.88
471060003	Operario	hh	1.0000	0.5714	13.8700	7.93
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.5714	11.7400	6.71
471060004	Peón	hh	5.0000	2.8571	9.6000	27.43
MATERIALES						71.70
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.6300	5.0000	3.15
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	1.8300	5.0000	9.15
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	4.5200	5.0400	22.78
430010002	Rollizo de 6" x 7 m	pza	-	0.0500	63.3000	3.17
430010003	Rollizo de 4" x 5 m	pza	-	0.1700	37.8000	6.43
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.1100	120.0000	13.20
530010001	Petróleo	gln	-	0.2000	14.0000	2.80
540010012	Laca desmoldeadora	gln	-	0.0600	125.0000	7.50
531060001	Thinner	gln	-	0.0500	17.5000	0.88
540010011	Disolvente para laca desmoldeadora	gln	-	0.0400	66.0000	2.64
EQUIPO						5.11
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	42.9500	1.29
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	0.2000	0.1143	13.3800	1.53
491060098	Sierra Circular	hm	0.5000	0.2857	8.0000	2.29
SUB-CONTRATOS						11.97
450010002	Encofrado y desencofrado	m ²	-	1.0000	6.3800	6.38
450010003	Habilitación encofrado	m ²	-	1.0000	5.5900	5.59

Partida: 1.1.4.2 Encofrado cara vista en seco

Rendimiento:16 m²/DíaCosto unitario por m² 269.39

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						57.85
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0500	15.3600	0.77
471060003	Operario	hh	1.0000	0.5000	13.8700	6.94
471060002	Oficial	hh	2.0000	1.0000	11.7400	11.74
471060004	Peón	hh	8.0000	4.0000	9.6000	38.40
MATERIALES						184.89
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.6000	5.0000	3.00
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.5000	5.0000	2.50
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	1.7200	5.0000	8.60
020010001	Perno de 5/8" nacional	und	-	0.3500	2.5000	0.88
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	13.7100	5.0400	69.10
430010002	Rollizo de 6" x 7 m	pza	-	0.5800	63.3000	36.71
430010003	Rollizo de 4" x 5 m	pza	-	0.5600	37.8000	21.17
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.1300	120.0000	15.60
540010012	Laca desmoldeadora	gln	-	0.0400	125.0000	5.00
531060001	Thinner	gln	-	0.0500	17.5000	0.88
540010011	Disolvente para laca desmoldeadora	gln	-	0.0300	66.0000	1.98
720010001	Tubería PVC SAP C-10 3/4" x 5m	und	-	1.1800	16.5000	19.47
EQUIPO						14.68
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	57.8500	1.74
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.0000	0.5000	13.3800	6.69
371060093	Andamio Metálico	hm	1.0000	0.5000	12.5000	6.25
SUB-CONTRATOS						11.97
450010002	Encofrado y desencofrado	m ²	-	1.0000	6.3800	6.38
450010003	Habilitación encofrado	m ²	-	1.0000	5.5900	5.59

Partida: 1.1.4.3 Acero de refuerzo para zapatas fy = 4200 kg/cm²

Rendimiento:210 kg/Día

Costo unitario por kg 5.72

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.59
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0038	15.3600	0.06
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0381	13.8700	0.53
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0381	11.7400	0.45
471060004	Peón	hh	1.5000	0.0571	9.6000	0.55
MATERIALES						3.87
370010005	Disco para corte diamantado	pza	-	0.0030	15.0000	0.05
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0600	5.0000	0.30
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	-	1.1000	3.2000	3.52
EQUIPO						0.26
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	1.5900	0.05
490010016	Tronzadora de 2HP con disco de 14"	he	0.2500	0.0095	3.0000	0.03
490010017	Maquina cizalla-dobladora combinada	hm	0.0788	0.0030	60.0000	0.18

Partida: 1.1.4.4 Acero de refuerzo para el estribo fy = 4200 kg/cm²

Rendimiento:200 kg/Día

Costo unitario por kg **5.77**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.66
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0040	15.3600	0.06
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0400	13.8700	0.55
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0400	11.7400	0.47
471060004	Peón	hh	1.5000	0.0600	9.6000	0.58
MATERIALES						3.85
370010005	Disco para corte diamantado	pza	-	0.0020	15.0000	0.03
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0600	5.0000	0.30
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.1000	3.2000	3.52
EQUIPO						0.26
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	1.6600	0.05
490010016	Tronzadora de 2HP con disco de 14"	he	0.2500	0.0100	3.0000	0.03
490010017	Maquina cizalla-dobladora combinada	hm	0.0750	0.0030	60.0000	0.18

Partida: 1.1.4.5 Concreto f'c = 175 kg/cm² bajo aguaRendimiento:14 m³/DíaCosto unitario por m³ **478.34**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						161.20
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0571	15.3600	0.88
471060003	Operario	hh	3.0000	1.7143	13.8700	23.78
471060002	Oficial	hh	4.0000	2.2857	11.7400	26.83
471060004	Peón	hh	20.0000	11.4286	9.6000	109.71
MATERIALES						269.05
041060001	Arena gruesa	m ³	-	0.5190	32.0000	16.61
051060015	Piedra chancada 3/4"	m ³	-	0.7180	84.9000	60.96
300010011	Incorporador de aire	gln	-	0.0336	60.0000	2.02
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	7.9600	22.0000	175.12
300010012	Curador antisol	gln	-	0.3500	26.0000	9.10
340010001	Gasolina 84 octanos	gln	-	0.4000	13.1000	5.24
EQUIPO						44.87
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	161.2000	4.84
481060079	Mezcladora 18 HP,11-12 p3, 1,500 kg	hm	1.0000	0.5714	17.3100	9.89
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	2.0000	1.1429	13.3800	15.29
490010018	Vibradora de concreto de 6.5 HP con cabezal de 2"	he	2.0000	1.1429	8.0000	9.14
491060028	Winche eléctrico	hm	1.0000	0.5714	10.0000	5.71
SUB-CONTRATOS						3.22
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.1716	18.7800	3.22

Partida: 1.1.4.6 Concreto f'c = 210 kg/cm² en seco (estribos)Rendimiento:10 m³/DíaCosto unitario por m³ **548.05**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						199.23
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0800	15.3600	1.23
471060003	Operario	hh	2.0000	1.6000	13.8700	22.19
471060002	Oficial	hh	4.0000	3.2000	11.7400	37.57
471060004	Peón	hh	18.0000	14.4000	9.6000	138.24
MATERIALES						299.62
041060001	Arena gruesa	m ³	-	0.4840	32.0000	15.49
051060015	Piedra chancada 3/4"	m ³	-	0.6670	84.9000	56.63
300010011	Incorporador de aire	gln	-	0.4100	60.0000	24.60
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	8.9400	22.0000	196.68
300010012	Curador antisol	gln	-	0.0377	26.0000	0.98
340010001	Gasolina 84 octanos	gln	-	0.4000	13.1000	5.24
EQUIPO						45.98
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	199.2300	5.98
481060079	Mezcladora 18 HP,11-12 p3, 1,500 kg	hm	1.0000	0.8000	17.3100	13.85
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	0.5000	0.4000	13.3800	5.35
490010018	Vibradora de concreto de 6.5 HP con cabezal de 2"	he	2.0000	1.6000	8.0000	12.80
491060028	Winche eléctrico	hm	1.0000	0.8000	10.0000	8.00
SUB-CONTRATOS						3.22
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.1716	18.7800	3.22

Partida: 1.2.1.1 Excavación para estructuras en material comun bajo agua - ET01

Rendimiento:180 m³/Día

Costo unitario por m³ **17.66**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						2.20
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0044	15.3600	0.07
471060004	Peón	hh	5.0000	0.2222	9.6000	2.13
EQUIPO						15.46
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	2.2000	0.07
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	3.0000	0.1333	13.3800	1.78
490010012	Excavadora sobre orugas de 190-240 HP	hm	1.0000	0.0444	290.0000	12.88
490010013	Retroexcavadora sobre orugas 170-250 HP 1.1-2.75	hm	0.1000	0.0044	165.0000	0.73

Partida: 1.2.1.2 Carguío y eliminación de material excedente

Rendimiento:450 m³/Día

Costo unitario por m³ **14.35**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						14.35
320010002	Carguío de material excedente	m³	-	1.4150	3.1500	4.46
320010003	Transporte de material excedente	m³	-	1.4150	6.9900	9.89

Partida: 1.2.1.3 Relleno de estructuras con material seleccionado

Rendimiento:450 m³/Día

Costo unitario por m³ **50.19**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						50.19
480010003	Extracción y apilamiento de material seleccionado	m³	-	1.2770	6.7600	8.63
480010004	Zarandeo de material	m³	-	1.5960	18.0500	28.81
320010005	Carguío de material	m³	-	1.4150	2.6600	3.76
320010006	Transporte material relleno (cantera Taparachi)	m³	-	1.4150	6.3500	8.99

Partida: 1.2.1.4 Compactado con material de prestamo en zona de corte

Rendimiento:1000 m²/Día

Costo unitario por m² **3.67**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.47
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0008	15.3600	0.01
471060004	Peón	hh	6.0000	0.0480	9.6000	0.46
EQUIPO						3.20
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	0.4700	0.01
490010004	Rodillo liso vibratorio autopropulsado 70-100 HP 7-9 ton	hm	1.0000	0.0080	158.5300	1.27
490010014	Cargador sobre llantas 160-190 HP 3.5 yd³	hm	1.0000	0.0080	200.0000	1.60
490010015	Apisonador tipo canguro	he	4.0000	0.0320	10.0000	0.32

Partida: 1.2.2.1 Enrocado de fondo de cimentaciones en pilares

Rendimiento:150 m³/Día

Costo unitario por m³ **126.26**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						2.25
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0053	15.3600	0.08
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0533	11.7400	0.63
471060004	Peón	hh	3.0000	0.1600	9.6000	1.54
MATERIALES						98.53
050010001	Piedra grande	m³	-	1.0000	98.5300	98.53
EQUIPO						25.48
370010001	Herramientas	%mo	-	1.0000	2.2500	0.02
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.7000	0.0907	13.3800	1.21
490010012	Excavadora sobre orugas de 190-240 HP	hm	1.0000	0.0533	290.0000	15.46
490010013	Retroexcavadora sobre orugas 170-250 HP 1.1-2.75	hm	1.0000	0.0533	165.0000	8.79

Partida: 1.2.2.2 Enrocado para estabilización de taludes en cimentación de pilares

Rendimiento:55 m³/Día

Costo unitario por m³ **105.27**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.72
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0145	15.3600	0.22
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.1455	11.7400	1.71
471060004	Peón	hh	2.0000	0.2909	9.6000	2.79
MATERIALES						98.53
050010001	Piedra grande	m³	-	1.0000	98.5300	98.53
EQUIPO						2.02
370010001	Herramientas	%mo	-	1.5000	4.7200	0.07
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.0000	0.1455	13.3800	1.95

Partida: 1.2.3.1 Encofrado para concreto de nivelación

Rendimiento:90 m²/Día

Costo unitario por m² **53.28**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.12
471060001	Capataz	hh	0.1001	0.0089	15.3600	0.14
471060003	Operario	hh	1.0001	0.0889	13.8700	1.23
471060002	Oficial	hh	1.0001	0.0889	11.7400	1.04
471060004	Peón	hh	2.0003	0.1778	9.6000	1.71
MATERIALES						37.07
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2400	5.0000	1.20
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2600	5.0000	1.30
431060001	Madera Tornillo	p²	-	4.0000	5.0400	20.16
430010002	Rollizo de 6" x 7 m	pza	-	0.1500	63.3000	9.50
430010003	Rollizo de 4" x 5 m	pza	-	0.1300	37.8000	4.91
EQUIPO						0.12
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	4.1200	0.12
SUB-CONTRATOS						11.97
450010002	Encofrado y desencofrado	m²	-	1.0000	6.3800	6.38
450010003	Habilitación encofrado	m²	-	1.0000	5.5900	5.59

Partida: 1.2.3.2 Concreto de nivelación f'c = 100 kg/cm²

Rendimiento:40 m³/Día

Costo unitario por m³ **208.62**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						33.60
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0200	15.3600	0.31
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4000	13.8700	5.55
471060002	Oficial	hh	2.0000	0.4000	11.7400	4.70
471060004	Peón	hh	12.0000	2.4000	9.6000	23.04
MATERIALES						165.62
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	5.5000	22.0000	121.00
340010001	Gasolina 84 octanos	gln	-	0.2000	13.1000	2.62
381060017	Hormigón	m³	-	1.4000	30.0000	42.00
EQUIPO						7.15
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	33.6000	1.01
481060079	Mezcladora 18 HP,11-12 p3, 1,500 kg	hm	1.0000	0.2000	17.3100	3.46
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.0000	0.2000	13.3800	2.68
SUB-CONTRATOS						2.25
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.1200	18.7800	2.25

Partida: 1.2.4.1 Encofrado cara no vista bajo agua

Rendimiento:14 m²/DíaCosto unitario por m² 131.73

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						42.95
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0571	15.3600	0.88
471060003	Operario	hh	1.0000	0.5714	13.8700	7.93
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.5714	11.7400	6.71
471060004	Peón	hh	5.0000	2.8571	9.6000	27.43
MATERIALES						71.70
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.6300	5.0000	3.15
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	1.8300	5.0000	9.15
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	4.5200	5.0400	22.78
430010002	Rollizo de 6" x 7 m	pza	-	0.0500	63.3000	3.17
430010003	Rollizo de 4" x 5 m	pza	-	0.1700	37.8000	6.43
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.1100	120.0000	13.20
530010001	Petróleo	gln	-	0.2000	14.0000	2.80
540010012	Laca desmoldeadora	gln	-	0.0600	125.0000	7.50
531060001	Thinner	gln	-	0.0500	17.5000	0.88
540010011	Disolvente para laca desmoldadora	gln	-	0.0400	66.0000	2.64
EQUIPO						5.11
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	42.9500	1.29
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	0.2000	0.1143	13.3800	1.53
491060098	Sierra Circular	hm	0.5000	0.2857	8.0000	2.29
SUB-CONTRATOS						11.97
450010002	Encofrado y desencofrado	m ²	-	1.0000	6.3800	6.38
450010003	Habilitación encofrado	m ²	-	1.0000	5.5900	5.59

Partida: 1.2.4.2 Encofrado cara vista en seco

Rendimiento:12 m²/DíaCosto unitario por m² 293.54

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						77.12
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0667	15.3600	1.02
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	13.8700	9.25
471060002	Oficial	hh	2.0000	1.3333	11.7400	15.65
471060004	Peón	hh	8.0000	5.3333	9.6000	51.20
MATERIALES						184.89
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.6000	5.0000	3.00
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.5000	5.0000	2.50
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	1.7200	5.0000	8.60
020010001	Perno de 5/8" nacional	und	-	0.3500	2.5000	0.88
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	13.7100	5.0400	69.10
430010002	Rollizo de 6" x 7 m	pza	-	0.5800	63.3000	36.71
430010003	Rollizo de 4" x 5 m	pza	-	0.5600	37.8000	21.17
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.1300	120.0000	15.60
540010012	Laca desmoldeadora	gln	-	0.0400	125.0000	5.00
531060001	Thinner	gln	-	0.0500	17.5000	0.88
540010011	Disolvente para laca desmoldadora	gln	-	0.0300	66.0000	1.98
720010001	Tubería PVC SAP C-10 3/4" x 5m	und	-	1.1800	16.5000	19.47
EQUIPO						19.56
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	77.1200	2.31
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	1.0000	0.6667	13.3800	8.92
371060093	Andamio Metálico	hm	1.0000	0.6667	12.5000	8.33
SUB-CONTRATOS						11.97
450010002	Encofrado y desencofrado	m ²	-	1.0000	6.3800	6.38
450010003	Habilitación encofrado	m ²	-	1.0000	5.5900	5.59

Partida: 1.2.4.3 Acero de refuerzo para zapatas, pilares y viga cabezal fy = 4200 kg/cm²

Rendimiento:210 kg/Día

Costo unitario por kg 5.72

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.59
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0038	15.3600	0.06
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0381	13.8700	0.53
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0381	11.7400	0.45
471060004	Peón	hh	1.5000	0.0571	9.6000	0.55
MATERIALES						3.87
370010005	Disco para corte diamantado	pza	-	0.0030	15.0000	0.05
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0600	5.0000	0.30
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.1000	3.2000	3.52
EQUIPO						0.26
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	1.5900	0.05
490010016	Tronzadora de 2HP con disco de 14"	he	0.2500	0.0095	3.0000	0.03
490010017	Maquina cizalla-dobladora combinada	hm	0.0788	0.0030	60.0000	0.18

Partida: 1.2.4.4 Concreto f'c = 210 kg/cm² bajo agua (zapatas)

Rendimiento: 14 m³/Día

Costo unitario por m³ 497.61

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						150.23
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0571	15.3600	0.88
471060003	Operario	hh	3.0000	1.7143	13.8700	23.78
471060002	Oficial	hh	4.0000	2.2857	11.7400	26.83
471060004	Peón	hh	18.0000	10.2857	9.6000	98.74
MATERIALES						299.62
041060001	Arena gruesa	m³	-	0.4840	32.0000	15.49
051060015	Piedra chancada 3/4"	m³	-	0.6670	84.9000	56.63
300010011	Incorporador de aire	gln	-	0.4100	60.0000	24.60
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	8.9400	22.0000	196.68
300010012	Curador antisol	gln	-	0.0377	26.0000	0.98
340010001	Gasolina 84 octanos	gln	-	0.4000	13.1000	5.24
EQUIPO						44.54
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	150.2300	4.51
481060079	Mezcladora 18 HP, 11-12 p3, 1,500 kg	hm	1.0000	0.5714	17.3100	9.89
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	2.0000	1.1429	13.3800	15.29
490010018	Vibradora de concreto de 6.5 HP con cabezal de 2"	he	2.0000	1.1429	8.0000	9.14
491060028	Winche eléctrico	hm	1.0000	0.5714	10.0000	5.71
SUB-CONTRATOS						3.22
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.1716	18.7800	3.22

Partida: 1.2.4.5 Concreto f'c = 280 kg/cm² para pilares y viga cabezal

Rendimiento: 10 m³/Día

Costo unitario por m³ 613.17

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						214.59
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0800	15.3600	1.23
471060003	Operario	hh	2.0000	1.6000	13.8700	22.19
471060002	Oficial	hh	4.0000	3.2000	11.7400	37.57
471060004	Peón	hh	20.0000	16.0000	9.6000	153.60
MATERIALES						348.92
041060001	Arena gruesa	m³	-	0.4790	32.0000	15.33
051060015	Piedra chancada 3/4"	m³	-	0.6630	84.9000	56.29
300010011	Incorporador de aire	gln	-	0.4920	60.0000	29.52
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	10.9700	22.0000	241.34
300010012	Curador antisol	gln	-	0.0463	26.0000	1.20
340010001	Gasolina 84 octanos	gln	-	0.4000	13.1000	5.24
EQUIPO						46.44
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	214.5900	6.44
481060079	Mezcladora 18 HP, 11-12 p3, 1,500 kg	hm	1.0000	0.8000	17.3100	13.85
480010002	Motobomba 13 HP 4"	he	0.5000	0.4000	13.3800	5.35
490010018	Vibradora de concreto de 6.5 HP con cabezal de 2"	he	2.0000	1.6000	8.0000	12.80
491060028	Winche eléctrico	hm	1.0000	0.8000	10.0000	8.00
SUB-CONTRATOS						3.22
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.1716	18.7800	3.22

ANEXO J.

Análisis de costos unitarios para la construcción de la superestructura con vigas postensadas

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS
 DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
 PRESUPUESTO 1.0 : COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACION : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 28/04/2023

Partida: 1.1.1.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento: 36 m³/Día

Costo unitario por m³ **456.81**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						420.00
800010002	Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2	m³	-	1.0500	400.0000	420.00
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 1.1.1.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento: 210 kg/Día

Costo unitario por kg **5.20**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.29
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0381	18.9400	0.72
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0381	14.8600	0.57
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2900	0.06

Partida: 1.1.1.3 Encofrado y desencofrado del bloque

Rendimiento: 12 m²/Día

Costo unitario por m² **86.54**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						31.46
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	1.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						54.14
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
431060001	Madera Tornillo	p²	-	5.4500	5.2000	28.34
540010001	Laca	gal	-	0.0500	32.0000	1.60
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						0.94
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	31.4600	0.94

Partida: 1.1.1.4 Mortero con grout epóxico

Rendimiento: 0.5 m³/Día

Costo unitario por m³ **5,962.68**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						440.38
471060001	Capataz	hh	0.1000	1.6000	18.9400	30.30
471060003	Operario	hh	1.0000	16.0000	18.9400	303.04
471060004	Peón	hh	0.5000	8.0000	13.3800	107.04
MATERIALES						5,509.09
210010001	Adhesivo GROUT cementicio de alta resistencia para anclaje	bol	-	42.3776	130.0000	5,509.09
EQUIPO						13.21
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	440.3800	13.21

Partida: 1.1.2.1 Habilitación de terreno para fabricación

Rendimiento:1000 m²/DíaCosto unitario por m² **3.87**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.61
471060001	Capataz	hh	0.2000	0.0016	18.9400	0.03
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0080	18.9400	0.15
471060004	Peón	hh	4.0000	0.0320	13.3800	0.43
EQUIPO						2.96
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	0.6100	0.03
490010004	Rodillo liso vibratorio autopropulsado 70-100 HP 7-9 ton	hm	0.5000	0.0040	111.3800	0.45
490010002	Tractor de orugas de 140-160 HP	hm	0.5000	0.0040	268.7200	1.07
490010003	Motoniveladora de 125 HP	hm	1.0000	0.0080	175.8800	1.41
SUB-PARTIDAS						0.30
CU0020024	Concreto f'c=140 kg/cm ² , para zapatas (Preparación y vaciado)	m ³	-	0.0010	303.0600	0.30

Partida: 1.1.2.2 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/DíaCosto unitario por m² **105.67**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						40.38
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	2.0000	1.3333	13.3800	17.84
MATERIALES						60.04
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
301060003	Aditivo Desmoldante	gln	-	0.0500	150.0000	7.50
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	5.4500	5.2000	28.34
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						5.25
370010001	Herramientas	%mo	-	13.0000	40.3800	5.25

Partida: 1.1.2.3 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm²

Rendimiento:130 kg/Día

Costo unitario por kg **6.06**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						2.10
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0615	18.9400	1.16
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0615	15.3500	0.94
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm ² GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.11
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	2.1000	0.11

Partida: 1.1.2.4 Postensado de vigas

Rendimiento:1 t-m/Día

Costo unitario por t-m **1.10**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						1.10
300010006	Postensado de vigas (Incluye suministro e instalación)	t-m	-	1.0000	1.1000	1.10

Partida: 1.1.2.5 Concreto premezclado f'c = 350 kg/cm²Rendimiento:36 m³/DíaCosto unitario por m³ **550.69**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						513.88
800010003	Concreto premezclado f'c =350 kg/cm ²	m ³	-	1.0500	489.4100	513.88
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 1.1.2.6 Izaje y montaje de vigas

Rendimiento:1 und/Día

Costo unitario por und **13,562.80**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1,462.40
470010001	Técnico	hh	1.0000	8.0000	18.9400	151.52
471060001	Capataz	hh	1.0000	8.0000	18.9400	151.52
471060003	Operario	hh	2.0000	16.0000	18.9400	303.04
471060004	Peón	hh	8.0000	64.0000	13.3800	856.32
MATERIALES						359.92
300010007	Cable de acero de 1"	m	-	12.0000	25.6600	307.92
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	10.0000	5.2000	52.00
EQUIPO						11,740.48
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1,462.400	73.12
490010006	Grúa telescópica de 80 TN	hm	2.0000	16.0000	729.2100	11,667.36

Partida: 1.1.3.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento:36 m³/Día

Costo unitario por m³ **456.81**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						420.00
800010002	Concreto premezclado f'c =280 kg/cm2	m³	-	1.0500	400.0000	420.00
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 1.1.3.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:210 kg/Día

Costo unitario por kg **5.20**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.29
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0381	18.9400	0.72
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0381	14.8600	0.57
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2900	0.06

Partida: 1.1.3.3 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **105.67**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						40.38
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	2.0000	1.3333	13.3800	17.84
MATERIALES						60.04
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
301060003	Aditivo Desmoldante	gln	-	0.0500	150.0000	7.50
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	5.4500	5.2000	28.34
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						5.25
370010001	Herramientas	%mo	-	13.0000	40.3800	5.25

Partida: 1.1.4.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento:36 m³/Día

Costo unitario por m³ **502.49**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						17.67
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	2.0000	0.4444	13.3800	5.95
MATERIALES						481.72
800010002	Concreto premezclado f'c =280 kg/cm2	m³	-	1.0000	481.7200	481.72
EQUIPO						3.10
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	17.6700	0.88
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22

Partida: 1.1.4.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:220 kg/Día

Costo unitario por kg **5.14**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.23
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0364	18.9400	0.69
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0364	14.8600	0.54
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2300	0.06

Partida: 1.1.4.3 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **158.50**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						40.38
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	2.0000	1.3333	13.3800	17.84
MATERIALES						116.50
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.3200	4.5000	1.44
301060003	Aditivo Desmoldante	gln	-	0.1000	150.0000	15.00
431060001	Madera Tornillo	p²	-	5.5000	5.2000	28.60
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.6300	112.0000	70.56
EQUIPO						1.62
370010001	Herramientas	%mo	-	4.0000	40.3800	1.62

Partida: 1.1.4.4 Izaje y montaje de pre-losas

Rendimiento:8 und/Día

Costo unitario por und **739.86**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						182.80
470010001	Técnico	hh	1.0000	1.0000	18.9400	18.94
471060001	Capataz	hh	1.0000	1.0000	18.9400	18.94
471060003	Operario	hh	2.0000	2.0000	18.9400	37.88
471060004	Peón	hh	8.0000	8.0000	13.3800	107.04
MATERIALES						359.92
300010007	Cable de acero de 1"	m	-	12.0000	25.6600	307.92
431060001	Madera Tornillo	p²	-	10.0000	5.2000	52.00
EQUIPO						197.14
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	182.8000	9.14
490010005	Grúa telescópica de 10 TN	hm	2.0000	2.0000	94.0000	188.00

Partida: 1.1.5.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento:36 m³/Día

Costo unitario por m³ **456.81**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						420.00
800010002	Concreto premezclado f'c =280 kg/cm2	m³	-	1.0500	400.0000	420.00
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 1.1.5.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:220 kg/Día

Costo unitario por kg **5.14**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.23
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0364	18.9400	0.69
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0364	14.8600	0.54
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2300	0.06

Partida: 1.1.6.1 Solado 4" 1:12 Cemento-Hormigon

Rendimiento:150 m²/Día

Costo unitario por m² **25.78**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						9.32
471060003	Operario	hh	2.0000	0.1067	18.9400	2.02
471060002	Oficial	hh	2.0000	0.1067	14.8600	1.59
471060004	Peón	hh	8.0000	0.4267	13.3800	5.71
MATERIALES						15.54
381060017	Hormigón	m³	-	0.1000	22.0000	2.20
391060001	Agua para Construcción	l	-	0.0240	6.0000	0.14
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	0.6000	22.0000	13.20
EQUIPO						0.92
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	9.3200	0.28
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.0533	12.0000	0.64

Partida: 1.1.6.2 Concreto f'c = 210 kg/cm2

Rendimiento:18 m³/Día

Costo unitario por m³ **353.02**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						92.63
471060003	Operario	hh	3.0000	1.3333	18.9400	25.25
471060002	Oficial	hh	3.0000	1.3333	14.8600	19.81
471060004	Peón	hh	8.0000	3.5556	13.3800	47.57
MATERIALES						250.06
051060015	Piedra chancada 3/4"	m³	-	0.7500	45.0000	33.75
041060001	Arena gruesa	m³	-	0.5000	29.7000	14.85
391060001	Agua para Construcción	l	-	0.2100	6.0000	1.26
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	9.1000	22.0000	200.20
EQUIPO						10.33
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	92.6300	2.78
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	0.5000	0.2222	10.0000	2.22
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.4444	12.0000	5.33

Partida: 1.1.6.3 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:220 kg/Día

Costo unitario por kg **5.14**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.23
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0364	18.9400	0.69
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0364	14.8600	0.54
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2300	0.06

Partida: 1.1.6.4 Encofrado y desencofrado normal

Rendimiento:15 m²/Día

Costo unitario por m² **92.59**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						25.16
471060003	Operario	hh	1.0000	0.5333	18.9400	10.10
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.5333	14.8600	7.92
471060004	Peón	hh	1.0000	0.5333	13.3800	7.14
MATERIALES						66.68
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2500	4.5000	1.13
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2500	4.5000	1.13
431060001	Madera Tomillo	p²	-	4.8500	5.2000	25.22
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.3500	112.0000	39.20
EQUIPO						0.75
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	25.1600	0.75

Partida: 1.1.7.1 Concreto f'c = 210 kg/cm2

Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **362.93**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						98.58
471060003	Operario	hh	2.0000	1.3333	18.9400	25.25
471060002	Oficial	hh	2.0000	1.3333	14.8600	19.81
471060004	Peón	hh	6.0000	4.0000	13.3800	53.52
MATERIALES						250.06
051060015	Piedra chancada 3/4"	m³	-	0.7500	45.0000	33.75
041060001	Arena gruesa	m³	-	0.5000	29.7000	14.85
391060001	Agua para Construcción	l	-	0.2100	6.0000	1.26
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	9.1000	22.0000	200.20
EQUIPO						14.29
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	98.5800	2.96
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	0.5000	0.3333	10.0000	3.33
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.6667	12.0000	8.00

Partida: 1.1.7.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:180 kg/Día

Costo unitario por kg **5.43**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.50
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0444	18.9400	0.84
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0444	14.8600	0.66
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.08
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.5000	0.08

Partida: 1.1.7.3 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/DíaCosto unitario por m² **86.54**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						31.46
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	1.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						54.14
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	5.4500	5.2000	28.34
540010001	Laca	gal	-	0.0500	32.0000	1.60
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						0.94
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	31.4600	0.94

Partida: 1.1.7.4 Junta asfáltica 1"

Rendimiento:50 m/Día

Costo unitario por m **9.09**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						7.31
471060003	Operario	hh	1.0000	0.1600	18.9400	3.03
471060004	Peón	hh	2.0000	0.3200	13.3800	4.28
MATERIALES						1.56
131060054	Asfalto RC - 250	gln	-	0.0900	13.5600	1.22
041060013	Arena fina	m ³	-	0.0020	37.3000	0.07
430010001	Leña	kg	-	0.0800	3.4000	0.27
EQUIPO						0.22
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	7.3100	0.22

Partida: 1.2.1 Dispositivos de control sísmico (según planos de detalle)

Rendimiento:2 und/Día

Costo unitario por und **815.74**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						129.28
471060003	Operario	hh	1.0000	4.0000	18.9400	75.76
471060004	Peón	hh	1.0000	4.0000	13.3800	53.52
MATERIALES						680.00
020010002	Dispositivos de control sísmico según detalle	und	-	1.0000	680.0000	680.00
EQUIPO						6.46
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	129.2800	6.46

Partida: 1.2.2 Dispositivos de neopreno reforzado sobre estribos y pilares - 400x500 mm e = 12.1 mm

Rendimiento:4 und/Día

Costo unitario por und **1,139.08**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						94.36
471060003	Operario	hh	1.0000	2.0000	18.9400	37.88
471060004	Peón	hh	1.0000	2.0000	13.3800	26.76
471060002	Oficial	hh	1.0000	2.0000	14.8600	29.72
MATERIALES						1,040.00
300010004	Neopreno vulcanizado con planchas de acero	und	-	1.0000	940.0000	940.00
020010003	Pernos de anclaje	und	-	2.0000	50.0000	100.00
EQUIPO						4.72
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	94.3600	4.72

Detalle de sub-partidas del presupuesto

CU0020024 Concreto f'c=140 kg/cm2, para zapatas (Preparación y vaciado)

Rendimiento:13 m³/Día

Costo unitario por m³ **303.06**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						111.03
471060001	Capataz	hh	0.2000	0.1231	18.9400	2.33
471060003	Operario	hh	2.0000	1.2308	18.9400	23.31
471060002	Oficial	hh	2.0000	1.2308	14.8600	18.29
471060004	Peón	hh	8.0000	4.9231	13.3800	65.87
471060011	Operador de equipo liviano	hh	2.0000	1.2308	1.0000	1.23
MATERIALES						180.70
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	7.3900	22.0000	162.58
041060001	Arena gruesa	m³	-	0.5900	29.7000	17.52
051060014	Piedra chancada 1/2"	m³	-	0.6000	1.0000	0.60
EQUIPO						11.33
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	111.0300	3.33
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.6154	12.0000	7.38
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.6154	1.0000	0.62

ANEXO K.

Análisis de costos unitarios para la construcción de la superestructura con vigas metálicas

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS
 DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
 PRESUPUESTO 2.0 : COSTOS DE CONSTRUCCIÓN DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACIÓN : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 28/04/2023

Partida: 2.1.1.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento:36 m³/Día

Costo unitario por m³ **456.81**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						420.00
800010002	Concreto premezclado f'c =280 kg/cm2	m³	-	1.0500	400.0000	420.00
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 2.1.1.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:210 kg/Día

Costo unitario por kg **5.20**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.29
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0381	18.9400	0.72
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0381	14.8600	0.57
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2900	0.06

Partida: 2.1.1.3 Encofrado y desencofrado del bloque

Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **86.54**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						31.46
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	1.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						54.14
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
431060001	Madera Tornillo	p²	-	5.4500	5.2000	28.34
540010001	Laca	gal	-	0.0500	32.0000	1.60
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						0.94
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	31.4600	0.94

Partida: 2.1.1.4 Mortero con grout epóxico

Rendimiento:0.5 m³/Día

Costo unitario por m³ **5,962.68**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						440.38
471060001	Capataz	hh	0.1000	1.6000	18.9400	30.30
471060003	Operario	hh	1.0000	16.0000	18.9400	303.04
471060004	Peón	hh	0.5000	8.0000	13.3800	107.04
MATERIALES						5,509.09
210010001	Adhesivo GROUT cementicio de alta resistencia para anclaje	bol	-	42.3776	130.0000	5,509.09
EQUIPO						13.21
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	440.3800	13.21

Partida: 2.1.2.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento:36 m³/Día

Costo unitario por m³ **456.81**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						420.00
800010002	Concreto premezclado f'c =280 kg/cm2	m³	-	1.0500	400.0000	420.00
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 2.1.2.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:220 kg/Día

Costo unitario por kg **5.14**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.23
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0364	18.9400	0.69
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0364	14.8600	0.54
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2300	0.06

Partida: 2.1.2.3 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **105.67**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						40.38
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	2.0000	1.3333	13.3800	17.84
MATERIALES						60.04
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
301060003	Aditivo Desmoldante	gln	-	0.0500	150.0000	7.50
431060001	Madera Tornillo	p²	-	5.4500	5.2000	28.34
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						5.25
370010001	Herramientas	%mo	-	13.0000	40.3800	5.25

Partida: 2.1.2.4 Bruña rompeagua

Rendimiento:35 m/Día

Costo unitario por m **12.42**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						7.82
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0229	18.9400	0.43
471060003	Operario	hh	1.0000	0.2286	18.9400	4.33
471060004	Peón	hh	1.0000	0.2286	13.3800	3.06
MATERIALES						4.21
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.0900	4.5000	0.41
301060003	Aditivo Desmoldante	gln	-	0.0160	150.0000	2.40
431060001	Madera Tornillo	p²	-	0.2700	5.2000	1.40
EQUIPO						0.39
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	7.8200	0.39

Partida: 2.1.3.1 Solado 4" 1:12 Cemento-Hormigon

Rendimiento:150 m²/DíaCosto unitario por m² **25.78**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						9.32
471060003	Operario	hh	2.0000	0.1067	18.9400	2.02
471060002	Oficial	hh	2.0000	0.1067	14.8600	1.59
471060004	Peón	hh	8.0000	0.4267	13.3800	5.71
MATERIALES						15.54
381060017	Hormigón	m ³	-	0.1000	22.0000	2.20
391060001	Agua para Construcción	l	-	0.0240	6.0000	0.14
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	0.6000	22.0000	13.20
EQUIPO						0.92
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	9.3200	0.28
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.0533	12.0000	0.64

Partida: 2.1.3.2 Concreto fc = 210 kg/cm2

Rendimiento:18 m³/DíaCosto unitario por m³ **353.02**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						92.63
471060003	Operario	hh	3.0000	1.3333	18.9400	25.25
471060002	Oficial	hh	3.0000	1.3333	14.8600	19.81
471060004	Peón	hh	8.0000	3.5556	13.3800	47.57
MATERIALES						250.06
051060015	Piedra chancada 3/4"	m ³	-	0.7500	45.0000	33.75
041060001	Arena gruesa	m ³	-	0.5000	29.7000	14.85
391060001	Agua para Construcción	l	-	0.2100	6.0000	1.26
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	9.1000	22.0000	200.20
EQUIPO						10.33
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	92.6300	2.78
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	0.5000	0.2222	10.0000	2.22
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.4444	12.0000	5.33

Partida: 2.1.3.3 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:220 kg/Día

Costo unitario por kg **5.14**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.23
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0364	18.9400	0.69
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0364	14.8600	0.54
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2300	0.06

Partida: 2.1.3.4 Encofrado y desencofrado normal

Rendimiento:15 m²/DíaCosto unitario por m² **92.59**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						25.16
471060003	Operario	hh	1.0000	0.5333	18.9400	10.10
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.5333	14.8600	7.92
471060004	Peón	hh	1.0000	0.5333	13.3800	7.14
MATERIALES						66.68
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2500	4.5000	1.13
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2500	4.5000	1.13
431060001	Madera Tornillo	p ²	-	4.8500	5.2000	25.22
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.3500	112.0000	39.20
EQUIPO						0.75
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	25.1600	0.75

Partida: 2.1.4.1 Concreto f'c = 210 kg/cm2

Rendimiento:12 m³/Día

Costo unitario por m³ **362.93**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						98.58
471060003	Operario	hh	2.0000	1.3333	18.9400	25.25
471060002	Oficial	hh	2.0000	1.3333	14.8600	19.81
471060004	Peón	hh	6.0000	4.0000	13.3800	53.52
MATERIALES						250.06
051060015	Piedra chancada 3/4"	m³	-	0.7500	45.0000	33.75
041060001	Arena gruesa	m³	-	0.5000	29.7000	14.85
391060001	Agua para Construcción	l	-	0.2100	6.0000	1.26
211060012	Cemento Portland Tipo I (42.5 Kg)	bol	-	9.1000	22.0000	200.20
EQUIPO						14.29
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	98.5800	2.96
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	0.5000	0.3333	10.0000	3.33
481060001	Mezcladora de 9-11 p3	hm	1.0000	0.6667	12.0000	8.00

Partida: 2.1.4.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:180 kg/Día

Costo unitario por kg **5.43**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.50
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0444	18.9400	0.84
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0444	14.8600	0.66
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.08
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.5000	0.08

Partida: 2.1.4.3 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² **86.54**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						31.46
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	1.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						54.14
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
431060001	Madera Tornillo	p²	-	5.4500	5.2000	28.34
540010001	Laca	gal	-	0.0500	32.0000	1.60
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						0.94
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	31.4600	0.94

Partida: 2.1.4.4 Junta asfáltica 1"

Rendimiento:50 m/Día

Costo unitario por m **9.09**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						7.31
471060003	Operario	hh	1.0000	0.1600	18.9400	3.03
471060004	Peón	hh	2.0000	0.3200	13.3800	4.28
MATERIALES						1.56
131060054	Asfalto RC - 250	gln	-	0.0900	13.5600	1.22
041060013	Arena fina	m³	-	0.0020	37.3000	0.07
430010001	Leña	kg	-	0.0800	3.4000	0.27
EQUIPO						0.22
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	7.3100	0.22

Partida: 2.1.5.1 Concreto premezclado f'c = 280 kg/cm2

Rendimiento:36 m³/Día

Costo unitario por m³ 456.81

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						20.64
471060003	Operario	hh	2.0000	0.4444	18.9400	8.42
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.2222	14.8600	3.30
471060004	Peón	hh	3.0000	0.6667	13.3800	8.92
MATERIALES						420.00
800010002	Concreto premezclado f'c =280 kg/cm2	m³	-	1.0500	400.0000	420.00
EQUIPO						16.17
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	20.6400	0.62
491060026	Vibrador de 4 HP	hm	1.0000	0.2222	10.0000	2.22
491060032	Bomba de concreto	hm	1.0000	0.2222	60.0000	13.33

Partida: 2.1.5.2 Acero de Refuerzo G-60 fy=4,200 kg/cm2

Rendimiento:210 kg/Día

Costo unitario por kg 5.20

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.29
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0381	18.9400	0.72
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.0381	14.8600	0.57
MATERIALES						3.85
021060025	Alambre negro N° 16	kg	-	0.0700	4.5000	0.32
030010001	Acero corrugado fy = 4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	-	1.0700	3.3000	3.53
EQUIPO						0.06
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	1.2900	0.06

Partida: 2.1.5.3 Encofrado y desencofrado caravista

Rendimiento:12 m²/Día

Costo unitario por m² 105.67

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						40.38
471060003	Operario	hh	1.0000	0.6667	18.9400	12.63
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.6667	14.8600	9.91
471060004	Peón	hh	2.0000	1.3333	13.3800	17.84
MATERIALES						60.04
021060019	Alambre negro N° 8	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
021060090	Clavos con cabeza promedio	kg	-	0.2000	4.5000	0.90
301060003	Aditivo Desmoldante	gln	-	0.0500	150.0000	7.50
431060001	Madera Tomillo	p²	-	5.4500	5.2000	28.34
450010001	Triplay de 19mm para encofrado	pl	-	0.2000	112.0000	22.40
EQUIPO						5.25
370010001	Herramientas	%mo	-	13.0000	40.3800	5.25

Partida: 2.2.1 Fabricación y lanzamiento de vigas de acero (según diseño)

Rendimiento: glb

Costo unitario por glb 6,227,311.56

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						6,227,311.56
320010001	Transporte de estructura metálica taller - obra	t	-	354.7100	2,166.740	768,564.35
300010005	Aposos provisionales para el lanzamiento de la superestructura	und	-	2.0000	27,151.11	54,302.22
490010001	Montaje y lanzamiento de estructura metálica	t	-	354.7100	2,353.950	834,969.60
300010001	Granallado de estructura metálica	m²	-	2,583.240	32.0000	82,663.68
540010002	Pintado con ZINC RICH inorgánico (o ZINC CLAD 60BR)	m²	-	2,583.240	29.8600	77,135.55
540010003	Pintado con esmalte epóxico	m²	-	2,583.240	38.5200	99,506.40
540010004	Pintado con esmalte poliuretano	m²	-	2,583.240	31.8000	82,147.03
300010002	Fabricación de estructura metálica acero G-50	t	-	299.2100	12,402.40	3,710,922.10
300010003	Fabricación de estructura metálica acero A-36	t	-	55.5100	9,315.450	517,100.63

Partida: 2.3.1 Dispositivos de control sísmico (según planos de detalle)

Rendimiento:2 und/Día

Costo unitario por und 815.74

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						129.28
471060003	Operario	hh	1.0000	4.0000	18.9400	75.76
471060004	Peón	hh	1.0000	4.0000	13.3800	53.52
MATERIALES						680.00
020010002	Dispositivos de control sísmico según detalle	und	-	1.0000	680.0000	680.00
EQUIPO						6.46
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	129.2800	6.46

Partida: 2.3.2 Dispositivos de neopreno reforzado sobre estribos y pilares - 400x500 mm e = 12.1 mm

Rendimiento:4 und/Día

Costo unitario por und	1,139.08
------------------------	-----------------

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						94.36
471060003	Operario	hh	1.0000	2.0000	18.9400	37.88
471060004	Peón	hh	1.0000	2.0000	13.3800	26.76
471060002	Oficial	hh	1.0000	2.0000	14.8600	29.72
MATERIALES						1,040.00
300010004	Neopreno vulcanizado con planchas de acero	und	-	1.0000	940.0000	940.00
020010003	Pernos de anclaje	und	-	2.0000	50.0000	100.00
EQUIPO						4.72
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	94.3600	4.72

ANEXO L.

Análisis de costos unitarios para el mantenimiento de la superestructura con vigas postensadas

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
 PRESUPUESTO 3.0 : MANTENIMIENTO RUTINARIO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACIÓN : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 28/04/2023

Partida: 3.1 Roce y limpieza global de superestructura del puente

Rendimiento: 1 m²/Día

Costo unitario por m² **1.68**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						1.68
370010002	Limpieza de puentes	m ²	-	1.0000	1.6800	1.68

Partida: 3.2 Mantenimiento de las señales verticales

Rendimiento: 10 und/Día

Costo unitario por und **69.56**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						26.07
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0800	26.5800	2.13
471060004	Peón	hh	2.0000	1.6000	14.9600	23.94
MATERIALES						0.40
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
300010008	Waype	kg	-	0.1000	1.0000	0.10
EQUIPO						1.30
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	26.0700	1.30
SUB-CONTRATOS						41.79
540010005	Pintado de postes de concreto para señales	und	-	1.0000	41.0600	41.06
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.0500	14.6100	0.73

Partida: 3.3 Mantenimiento de las barreras de impacto

Rendimiento: 150 m/Día

Costo unitario por m **26.59**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.79
471060004	Peón	hh	6.0000	0.3200	14.9600	4.79
MATERIALES						0.30
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
EQUIPO						0.24
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	4.7900	0.24
SUB-CONTRATOS						21.26
540010006	Pintado de barreras de concreto	und	-	0.5000	41.0600	20.53
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.0500	14.6100	0.73

Partida: 3.4 Reparación superficial de elementos de concreto

Rendimiento: 30 m²/Día

Costo unitario por m² **51.48**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						14.85
471060001	Capataz	hh	0.2000	0.0533	26.5800	1.42
471060003	Operario	hh	1.0000	0.2667	20.4500	5.45
471060004	Peón	hh	2.0000	0.5333	14.9600	7.98
EQUIPO						0.45
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	14.8500	0.45
SUB-CONTRATOS						36.18
480010001	Limpieza, picado y remoción de superficie de concreto	m ²	-	0.0750	249.8900	18.74
210010002	Mortero de relleno sin contracciones	m ³	-	0.0750	232.5600	17.44

Partida: 3.5 Reparación del acceso al tablero del puente

Rendimiento: 750 m/Día

Costo unitario por m **2.26**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.67
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0011	26.5800	0.03
471060004	Peón	hh	4.0000	0.0427	14.9600	0.64
EQUIPO						1.59
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	0.6700	0.03
490010007	Compresora neumática 250-330 PCM - 87 HP	hm	1.0000	0.0107	77.9400	0.83
490010008	Minicargador 70 HP	hm	1.0000	0.0107	68.0700	0.73

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
 PRESUPUESTO 4.0 : MANTENIMIENTO PERIODICO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS POSTENSADAS
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACION : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 28/04/2023

Partida: 4.1 Roce y limpieza global de superestructura del puente

Rendimiento: 1 m²/Día

Costo unitario por m² **1.68**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						1.68
370010002	Limpieza de puentes	m ²	-	1.0000	1.6800	1.68

Partida: 4.2 Limpieza de superficie de concreto en puentes

Rendimiento: 150 m²/Día

Costo unitario por m² **10.85**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						3.92
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0053	26.5800	0.14
471060003	Operario	hh	2.0000	0.1067	20.4500	2.18
471060004	Peón	hh	2.0000	0.1067	14.9600	1.60
EQUIPO						5.47
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	3.9200	0.20
371060093	Andamio Metálico	hm	2.0000	0.1067	15.0000	1.60
490010010	Hidrolavadora a presión	hm	1.0000	0.0533	10.0000	0.53
490010011	Grupo electrógeno de 75 KW 116 HP	hm	1.0000	0.0533	58.8200	3.14
SUB-CONTRATOS						1.46
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.1000	14.6100	1.46

Partida: 4.3 Reparación superficial de elementos de concreto

Rendimiento: 30 m²/Día

Costo unitario por m² **51.48**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						14.85
471060001	Capataz	hh	0.2000	0.0533	26.5800	1.42
471060003	Operario	hh	1.0000	0.2667	20.4500	5.45
471060004	Peón	hh	2.0000	0.5333	14.9600	7.98
EQUIPO						0.45
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	14.8500	0.45
SUB-CONTRATOS						36.18
480010001	Limpieza, picado y remoción de superficie de concreto	m ²	-	0.0750	249.8900	18.74
210010002	Mortero de relleno sin contracciones	m ³	-	0.0750	232.5600	17.44

Partida: 4.4 Reparación del acceso al tablero del puente

Rendimiento: 750 m/Día

Costo unitario por m **2.26**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.67
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0011	26.5800	0.03
471060004	Peón	hh	4.0000	0.0427	14.9600	0.64
EQUIPO						1.59
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	0.6700	0.03
490010007	Compresora neumática 250-330 PCM - 87 HP	hm	1.0000	0.0107	77.9400	0.83
490010008	Minicargador 70 HP	hm	1.0000	0.0107	68.0700	0.73

Partida: 4.5 Inyección en fisuras de resinas de alta resistencia

Rendimiento:25 m/Día

Costo unitario por m **82.20**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						16.97
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0320	26.5800	0.85
471060003	Operario	hh	1.0000	0.3200	20.4500	6.54
471060004	Peón	hh	2.0000	0.6400	14.9700	9.58
MATERIALES						43.77
300010009	Resina epóxica para fisuras	kg	-	0.6000	72.9500	43.77
EQUIPO						21.46
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	16.9700	0.85
371060093	Andamio Metálico	hm	1.0000	0.3200	15.0000	4.80
490010010	Hidrolavadora a presión	hm	1.0000	0.3200	10.0000	3.20
300010010	Pistola para resina epóxica	hm	1.0000	0.3200	10.0000	3.20
490010011	Grupo electrógeno de 75 KW 116 HP	hm	0.5000	0.1600	58.8200	9.41

Partida: 4.6 Mantenimiento de las señales verticales

Rendimiento:10 und/Día

Costo unitario por und **69.56**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						26.07
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0800	26.5800	2.13
471060004	Peón	hh	2.0000	1.6000	14.9600	23.94
MATERIALES						0.40
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
300010008	Waype	kg	-	0.1000	1.0000	0.10
EQUIPO						1.30
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	26.0700	1.30
SUB-CONTRATOS						41.79
540010005	Pintado de postes de concreto para señales	und	-	1.0000	41.0600	41.06
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.0500	14.6100	0.73

Partida: 4.7 Mantenimiento de las barreras de impacto

Rendimiento:150 m/Día

Costo unitario por m **26.59**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.79
471060004	Peón	hh	6.0000	0.3200	14.9600	4.79
MATERIALES						0.30
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
EQUIPO						0.24
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	4.7900	0.24
SUB-CONTRATOS						21.26
540010006	Pintado de barreras de concreto	und	-	0.5000	41.0600	20.53
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.0500	14.6100	0.73

ANEXO M.

Análisis de costos unitarios para el mantenimiento de la superestructura con vigas metálicas

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS
 DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
 PRESUPUESTO 5.0 : MANTENIMIENTO RUTINARIO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACIÓN : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 28/04/2023

Partida: 5.1 Roce y limpieza global de superestructura del puente

Rendimiento: 1 m²/Día

Costo unitario por m² **1.68**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						1.68
370010002	Limpieza de puentes	m ²	-	1.0000	1.6800	1.68

Partida: 5.2 Mantenimiento de las señales verticales

Rendimiento: 10 und/Día

Costo unitario por und **69.56**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						26.07
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0800	26.5800	2.13
471060004	Peón	hh	2.0000	1.6000	14.9600	23.94
MATERIALES						0.40
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
300010008	Waype	kg	-	0.1000	1.0000	0.10
EQUIPO						1.30
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	26.0700	1.30
SUB-CONTRATOS						41.79
540010005	Pintado de postes de concreto para señales	und	-	1.0000	41.0600	41.06
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.0500	14.6100	0.73

Partida: 5.3 Mantenimiento de las barreras de impacto

Rendimiento: 150 m/Día

Costo unitario por m **26.59**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.79
471060004	Peón	hh	6.0000	0.3200	14.9600	4.79
MATERIALES						0.30
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
EQUIPO						0.24
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	4.7900	0.24
SUB-CONTRATOS						21.26
540010006	Pintado de barreras de concreto	und	-	0.5000	41.0600	20.53
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.0500	14.6100	0.73

Partida: 5.4 Reparación superficial de elementos de concreto

Rendimiento: 30 m²/Día

Costo unitario por m² **51.48**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						14.85
471060001	Capataz	hh	0.2000	0.0533	26.5800	1.42
471060003	Operario	hh	1.0000	0.2667	20.4500	5.45
471060004	Peón	hh	2.0000	0.5333	14.9600	7.98
EQUIPO						0.45
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	14.8500	0.45
SUB-CONTRATOS						36.18
480010001	Limpieza, picado y remoción de superficie de concreto	m ²	-	0.0750	249.8900	18.74
210010002	Mortero de relleno sin contracciones	m ³	-	0.0750	232.5600	17.44

Partida: 5.5 Reparación del acceso al tablero del puente

Rendimiento: 750 m/Día

Costo unitario por m **2.26**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.67
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0011	26.5800	0.03
471060004	Peón	hh	4.0000	0.0427	14.9600	0.64
EQUIPO						1.59
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	0.6700	0.03
490010007	Compresora neumática 250-330 PCM - 87 HP	hm	1.0000	0.0107	77.9400	0.83
490010008	Minicargador 70 HP	hm	1.0000	0.0107	68.0700	0.73

Partida: 5.6 Conservación simple de pintura en estructuras metálicas

Rendimiento:250 m²/Día

Costo unitario por m ²	3.99
-----------------------------------	-------------

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						1.24
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0032	26.5800	0.09
471060003	Operario	hh	1.0000	0.0320	20.8000	0.67
471060004	Peón	hh	1.0000	0.0320	14.9900	0.48
MATERIALES						0.96
540010010	Pintura anticorrosiva epóxica	gal	-	0.0120	79.8600	0.96
EQUIPO						1.79
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	1.2400	0.04
371060093	Andamio Metálico	hm	0.4000	0.0128	15.0000	0.19
490010009	Equipo de pintura	hm	0.4000	0.0128	43.5000	0.56
490010007	Compresora neumática 250-330 PCM - 87 HP	hm	0.4000	0.0128	77.9400	1.00

Análisis de Costos Unitarios

PROYECTO : ANÁLISIS COMPARATIVO DE COSTOS DE CONSTRUCCIÓN, OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO PARA DOS ALTERNATIVAS DE SUPERESTRUCTURA EN UN INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA CIUDAD DE JULIACA
 PRESUPUESTO 6.0 : MANTENIMIENTO PERIODICO DE SUPERESTRUCTURA CON VIGAS METÁLICAS
 PROPIETARIO : UNA-PUNO - TESIS DE PRE-GRADO
 UBICACIÓN : DPTO: PUNO PROV: SAN ROMAN DIST: JULIACA
 FECHA PROYECTO : 28/04/2023

Partida: 6.1 Roce y limpieza global de superestructura del puente

Rendimiento: 1 m²/Día

Costo unitario por m² **1.68**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
SUB-CONTRATOS						1.68
370010002	Limpieza de puentes	m ²	-	1.0000	1.6800	1.68

Partida: 6.2 Limpieza de superficie de puentes metálicos

Rendimiento: 75 m²/Día

Costo unitario por m² **20.23**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						7.83
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0107	26.5800	0.28
471060003	Operario	hh	2.0000	0.2133	20.4500	4.36
471060004	Peón	hh	2.0000	0.2133	14.9600	3.19
EQUIPO						10.94
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	7.8300	0.39
371060093	Andamio Metálico	hm	2.0000	0.2133	15.0000	3.20
490010010	Hidrolavadora a presión	hm	1.0000	0.1067	10.0000	1.07
490010011	Grupo electrógeno de 75 KW 116 HP	hm	1.0000	0.1067	58.8200	6.28
SUB-CONTRATOS						1.46
390010002	Agua para la obra	m ³	-	0.1000	14.6100	1.46

Partida: 6.3 Reparación superficial de elementos de concreto

Rendimiento: 30 m²/Día

Costo unitario por m² **51.48**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						14.85
471060001	Capataz	hh	0.2000	0.0533	26.5800	1.42
471060003	Operario	hh	1.0000	0.2667	20.4500	5.45
471060004	Peón	hh	2.0000	0.5333	14.9600	7.98
EQUIPO						0.45
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	14.8500	0.45
SUB-CONTRATOS						36.18
480010001	Limpieza, picado y remoción de superficie de concreto	m ²	-	0.0750	249.8900	18.74
210010002	Mortero de relleno sin contracciones	m ³	-	0.0750	232.5600	17.44

Partida: 6.4 Reparación del acceso al tablero del puente

Rendimiento: 750 m/Día

Costo unitario por m **2.26**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						0.67
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0011	26.5800	0.03
471060004	Peón	hh	4.0000	0.0427	14.9600	0.64
EQUIPO						1.59
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	0.6700	0.03
490010007	Compresora neumática 250-330 PCM - 87 HP	hm	1.0000	0.0107	77.9400	0.83
490010008	Minicargador 70 HP	hm	1.0000	0.0107	68.0700	0.73

Partida: 6.5 Inyección en fisuras de resinas de alta resistencia

Rendimiento:25 m/Día

Costo unitario por m **82.20**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						16.97
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0320	26.5800	0.85
471060003	Operario	hh	1.0000	0.3200	20.4500	6.54
471060004	Peón	hh	2.0000	0.6400	14.9700	9.58
MATERIALES						43.77
300010009	Resina epóxica para fisuras	kg	-	0.6000	72.9500	43.77
EQUIPO						21.46
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	16.9700	0.85
371060093	Andamio Metálico	hm	1.0000	0.3200	15.0000	4.80
490010010	Hidrolavadora a presión	hm	1.0000	0.3200	10.0000	3.20
300010010	Pistola para resina epóxica	hm	1.0000	0.3200	10.0000	3.20
490010011	Grupo electrógeno de 75 KW 116 HP	hm	0.5000	0.1600	58.8200	9.41

Partida: 6.6 Reparación y conservación de pintura en estructuras metálicas

Rendimiento:75 m²/Día

Costo unitario por m² **51.53**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						6.73
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0107	18.9400	0.20
471060003	Operario	hh	1.0000	0.1067	18.9400	2.02
471060004	Peón	hh	2.0000	0.2133	13.7000	2.92
471060002	Oficial	hh	1.0000	0.1067	14.8600	1.59
MATERIALES						30.04
540010007	Disolvente para pintura imprimante	gal	-	0.0160	49.5900	0.79
540010008	Diluyente para pintura epóxica	gal	-	0.0160	57.0600	0.91
540010009	Pintura imprimante	gal	-	0.0800	274.3300	21.95
540010010	Pintura anticorrosiva epóxica	gal	-	0.0800	79.8600	6.39
EQUIPO						14.76
370010001	Herramientas	%mo	-	3.0000	6.7300	0.20
371060093	Andamio Metálico	hm	1.0000	0.1067	15.0000	1.60
490010009	Equipo de pintura	hm	1.0000	0.1067	43.5000	4.64
490010007	Compresora neumática 250-330 PCM - 87 HP	hm	1.0000	0.1067	77.9400	8.32

Partida: 6.7 Mantenimiento de las señales verticales

Rendimiento:10 und/Día

Costo unitario por und **69.56**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						26.07
471060001	Capataz	hh	0.1000	0.0800	26.5800	2.13
471060004	Peón	hh	2.0000	1.6000	14.9600	23.94
MATERIALES						0.40
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
300010008	Waype	kg	-	0.1000	1.0000	0.10
EQUIPO						1.30
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	26.0700	1.30
SUB-CONTRATOS						41.79
540010005	Pintado de postes de concreto para señales	und	-	1.0000	41.0600	41.06
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.0500	14.6100	0.73

Partida: 6.8 Mantenimiento de las barreras de impacto

Rendimiento:150 m/Día

Costo unitario por m **26.59**

Código	Descripción	Unid.	Recursos	Cantidad	Precio	Parcial
MANO DE OBRA						4.79
471060004	Peón	hh	6.0000	0.3200	14.9600	4.79
MATERIALES						0.30
370010003	Detergente	kg	-	0.0300	10.0000	0.30
EQUIPO						0.24
370010001	Herramientas	%mo	-	5.0000	4.7900	0.24
SUB-CONTRATOS						21.26
540010006	Pintado de barreras de concreto	und	-	0.5000	41.0600	20.53
390010002	Agua para la obra	m³	-	0.0500	14.6100	0.73

ANEXO N.

Propuesta técnica y cotización de la empresa Freyssinet



FREYSSINET TIERRA ARMADA PERÚ
C/ LOS ANTARES 320, TORRE B OF. 301, SURCO, LIMA, PERÚ
TELÉFONO: (+51) 748 0700 – E-MAIL: PROYECTOS@FTA.PE
WWW.FTA.PE

ESTADO DE LAS REVISIONES:

REVISIÓN	FECHA	MODIFICACIONES	REALIZADO POR	REVISADO POR	APROBADO POR
0	12/04/2023	-	PR	AS	NB

TÍTULO DEL PROYECTO:

PASO A DESNIVEL - JULIACA

NOMBRE DEL DOCUMENTO:

PROPUESTA TÉCNICO - ECONÓMICA PARA POSTENSADO DE VIGAS - PASO A DESNIVEL - JULIACA

CLIENTE:

ROY ALEXIS RENZO MAMANI QUISPE

NÚMERO DE DOCUMENTO:

FECHA
12/04/2023

ESTE DOCUMENTO ES PROPIEDAD EXCLUSIVA DE FREYSSINET TIERRA ARMADA PERÚ S.A.C. ES CONFIDENCIAL Y NO PODRÁ SER FACILITADO O REPRODUCIDO, CUALQUIERA QUE SEA EL MEDIO EMPLEADO, EN PARTE O EN SU TOTALIDAD SIN PREVIO CONSENTIMIENTO ESCRITO DE FREYSSINET TIERRA ARMADA





ÍNDICE

1.	PERFÍL DE LA EMPRESA	3
2.	OBJETIVO DE LA PROPUESTA.....	4
3.	DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA.....	4
4.	METODOLOGÍAS, NORMATIVAS Y CERTIFICACIONES DEL SISTEMA	4
5.	CONSIDERACIONES PARA LA PROPUESTA.....	5
6.	ALCANCE DE FREYSSINET.....	5
7.	EXCLUSIONES.....	7
8.	OFERTA ECONÓMICA	8
8.1.	CONDICIONES GENERALES	8
8.2.	PLAZOS.....	8
8.3.	FORMA DE PAGO	10
8.4.	VALIDEZ DE LA OFERTA.....	10
8.5.	LUGAR DE ENTREGA	10

1. PERFÍL DE LA EMPRESA

Freyssinet Tierra Armada (FTA) es una firma trasnacional de origen francés líder e inventora de tecnologías tales como el concreto Pre-esforzado (Pretensado y Postensado) y de la Tierra Estabilizada Mecánicamente (TEM).

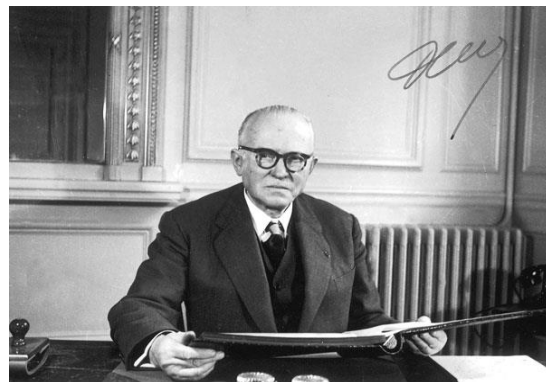


Imagen 1. Primer Invento de Eugene Freyssinet – Concreto Pretensado / Eugene Freyssinet

Gracias a sus más de 5.000 colaboradores, Freyssinet ha participado en numerosos proyectos de envergadura repartidos por los cinco continentes, lo que le ha llevado a convertirse en el líder mundial en sus especialidades: postensado, métodos de construcción, estructuras con cables, equipamiento de obras, reparación, reforzamiento y mantenimiento de estructuras.

Las soluciones que ofrece la compañía se basan en materiales innovadores que, junto con una ingeniería y soporte especializado, conforman la marca Freyssinet® www.freyssinet.pe y Tierra Armada® www.tierra-armada.pe.

Freyssinet Tierra Armada es una filial del grupo Soletanche Freyssinet y este a su vez es parte de Vinci, líder mundial en concesiones y construcción. Nuestro grupo corporativo cuenta con gran presencia global en más de 100 países, y sus 18,000 empleados se esfuerzan por satisfacer las necesidades y expectativas de cada uno de sus clientes.

2. OBJETIVO DE LA PROPUESTA

El objetivo de este documento es presentar nuestra propuesta técnica - comercial para el trabajo de investigación perteneciente a Roy Alexis Renzo Mamani Quispe.

3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA

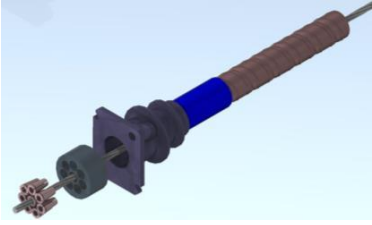
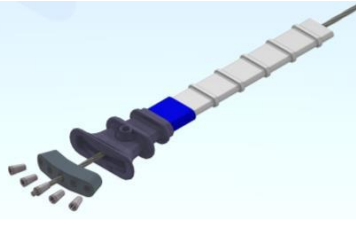

El sistema consiste en crear dentro de la estructura un esfuerzo interno que actúe en sentido opuesto a los producidos por las diferentes cargas aplicadas, lo que disminuye la carga actuante y de diseño. El postensado proporciona una mayor capacidad y resistencia a las estructuras, comprime la sección transversal de concreto, reduciendo la cantidad de acero de refuerzo necesario. El sistema de postensado puede ser Adherido o No Adherido, según las condiciones de cada elemento estructural.

4. METODOLOGÍAS, NORMATIVAS Y CERTIFICACIONES DEL SISTEMA

La normativa utilizada por Freyssinet para la instalación de este sistema son las siguientes:

- Norma ACI 2014
- Recomendaciones del PTI 2014

Freyssinet tiene la **Aprobación Técnica Europea (ATE) N° ETA 06/0226** para el sistema de pretensado y postensado que incluyen las siguientes gamas de anclajes:

GAMA C	GAMA B	GAMA F
De 3 a 55 cables	De 3 a 5 cables	1 cable
		

5. CONSIDERACIONES PARA LA PROPUESTA

Para la realización de esta propuesta técnica - económica se han tenido en cuenta los planos recibidos, respetando especificaciones técnicas y demás detalles descritos.

Es importante mencionar que los metrados se han calculado según los documentos brindados por el cliente. Con la cantidad total de fuerza estable indicada en planos se ha obtenido una propuesta global de suministro y servicio de postensado.

Para la oferta se ha estimado un metrado total de **605,754.42 ton-m** de vigas postensadas, distribuidos de la siguiente manera:

Estructura	Tipo	Cantidad Almas (und)	Longitud (m)	Fuerza de tesado/tendon (ton)	Fuerza Total (ton-m)
Paso a Desnivel Juliaca	Cajón	4.00	31.50	212.00	605,754.42

605,754.42


El sistema postensado es **adherido** y los anclajes propuestos son los siguientes:

Estructura	Tipo de Anclaje	Tipo de Cable
Paso a Desnivel Juliaca	13C15	15.2mm (0.6") Desnudo

6. ALCANCE DE FREYSSINET

- Planos de detalle de ejecución y adaptación del sistema del postensado proyectado en la estructura.
 - Comprobación de las distancias entre anclajes y las distancias al borde, así como, los radios de curvatura definidos en el proyecto.
 - Definición de los cajetines de tesado en función de dimensiones de anclajes y equipos de tesado.
 - Recálculo de los alargamientos con coeficientes de rozamiento y módulos elásticos.
 - Recálculo y definición de armaduras de refuerzo en la zona local de anclajes según marcado CE de Freyssinet.
- Procedimientos de trabajo: Ejecución, Seguridad y Calidad

- Protocolos de calidad: Colocación de vaina, Enfilado de cables, Tensado de cables e Inyección de lechada.
- Suministro en obra de los siguientes materiales de postensado:
 - Cable de postensado de 15.2mm o 0.6" (Tipo Y1860S7, ASTM A416).
 - Anclajes (tromplaca, bloque y cuñas).
 - Vaina corrugada metálica.
 - Cemento tipo 1 y aditivo para lechada.
 - Tubos de inyección de lechada.
- Trabajos específicos para postensado:
 - Asistencia técnica para instalación de vainas, cables y anclajes.
 - Asistencia técnica para instalación de acero pasivo de postensado (sillas, zunchos y espirales).
 - Tensado de cables e informe de resultados de cada tensado.
 - Inyección de lechada.
- Equipos especializados, en régimen de alquiler, a seguir:
 - Gato hidráulico CC350
 - Bomba + Manómetro
 - Compresor de aire
 - Equipo de inyección
 - Agitadores (lechada)
- Personal especializado para los trabajos específicos:
 - Incluye gastos de traslados, permanencia (alimentación y hospedaje), EPPS, Bio-EPPS, Antecedentes policiales y penales, exámenes médicos ingreso, prueba covid19 de ingreso y SCTR.

	PROPUESTA TÉCNICO - ECONÓMICA PARA POSTENSADO DE VIGAS - PASO A DESNIVEL - JULIACA	Revisión: 0
	Código: ---	Fecha: 12/04/2023
		Página: 7 de 12

7. EXCLUSIONES

Los siguientes conceptos generales están excluidos de la propuesta:

- Detección y solución de posibles interferencias con el sistema de postensado especificado. Freyssinet apoyará con medidas de solución para evaluación e implementación por parte del cliente.
- Ingeniería constructiva del puente, control de esfuerzos y deformaciones en cada fase del proceso constructivo.
- Control topográfico de la estructura y/o elementos estructurales.
- Suministro y habilitado de acero pasivo de postensado (sillas, espirales y cercos) según lo especificado en los planos de ingeniería de detalle.
- Agua potable para la elaboración de lechada.
- Encofrado de los elementos estructurales.
- Sellado de cajetines con concreto o grout.
- Puntos de energía eléctrica (potencia de 25 a 30 Kva), corriente trifásica de 220V.
- Almacenamiento y custodia de materiales y equipos. Gestión de residuos.
- Seguridad patrimonial y gestión de sindicatos.
- Andamios y/o plataformas de trabajo para accesibilidad a las zonas de trabajo; medios de seguridad para protección colectiva.
- Grúa para descarga y carga de equipo/materiales y soporte para las actividades de postensado. Incluir operador. El equipo debe estar a disposición para trasladar los equipos de un punto a otro, asimismo para cargarlos durante las fases de tensado.
- Cuadrilla de mano de obra para trabajos habilitación e instalación de materiales de postensado y apoyo a staff de Freyssinet.
- Brindar facilidad de uso de comedor, oficinas y baños para personal Freyssinet.
- Brindar todos los recursos y requisitos según el Plan Covid del proyecto y protocolos sectoriales aprobados por las autoridades competentes.
- Cualquier otra actividad o recurso no mencionado en la presente propuesta.



8. OFERTA ECONÓMICA

Para la realización de los trabajos descritos, con los alcances y exclusiones anteriores:

ÍTEM	DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UND	P.U. (USD)	P. TOTAL (USD)
1.0	SERVICIO DE POSTENSADO DE VIGAS. PASO A DESNIVEL JULIACA	605,754.42	TON-M	0.335	202,927.73
				SUB-TOTAL (USD)	202,927.73
				IGV 18% (USD)	36,526.99
				TOTAL (USD)	239,454.72

8.1. CONDICIONES GENERALES

- Precios expresados en dólares americanos.
- Los precios están calculados en base a los plazos y rendimientos citados en la presente propuesta, considerando únicamente trabajo diurno.
- Ante cualquier incumplimiento/retraso de pago por parte del cliente, Freyssinet Tierra Armada podrá paralizar parcialmente el servicio hasta su regularización formal por parte del cliente.
- Si existe diferencia entre metrados cotizados en el presente documento y el metrado luego de la ingeniería de adaptación, los precios unitarios por ton-mt serán reevaluados. Esta variación solo se dará en caso cambien las fuerzas estables.
- Los gastos financieros por carta fianza de adelanto y seguros SCTR están considerados, de requerir otro tipo de fianza o seguros, estos serán considerados adicionalmente a pedido del cliente.

Datos para la orden de servicio:

- Razón Social: FREYSSINET TIERRA ARMADA PERÚ S.A.C.
- RUC: 20549008641

8.2. PLAZOS

▪ Ingeniería:

Los entregables de ingeniería de detalle se brindarán en un plazo máximo de 3 semanas. Se podrán brindar entregas parciales a las zonas a priorizar por el cliente.

El plazo de ingeniería iniciará desde la emisión de la orden de servicio y la entrega de la información requerido por el departamento de ingeniería de Freyssinet.

Después de aprobada la ingeniería de detalle, cualquier cambio que considere modificaciones y reingeniería se generará bajo un costo adicional por horas trabajadas.

▪ **Entrega de Materiales:**

El plazo de entrega del total de los materiales se verificará al momento de la adjudicación. Se estima entre 8 a 10 semanas en caso no se disponga de stock.

Los plazos inician desde la aprobación de la ingeniería de adaptación y pago del adelanto. Este plazo no incluye posibles retrasos generados por la coyuntura del COVID-19, conflictos bélicos, huelgas o cualquier evento que no sea responsabilidad de FTA.

▪ **Presencia en Obra:**

Se ha considerado un tiempo de permanencia en obra de:

- Paso a Desnivel Juliaca: 120 días calendarios.

Este tiempo deberá ser corroborado por el cliente con el cronograma final de obra.

El postensado es una actividad supedita íntegramente al avance del cliente por tanto si la obra incurre en mayores tiempos de los citados anteriormente y conlleva a que los trabajos de postensado y permanencia de nuestros técnicos y equipo se prolonguen se generarán costos adicionales, los cuales estarán estipulados en el contrato, considerándose como el inicio de días adicionales a partir del día siguiente de terminado el plazo indicado anteriormente.

En el tiempo considerado de trabajo no están considerados stand by ni paralizaciones, sin embargo, estas podrán ser comunicadas con al menos 14 días de anticipación para desmovilizar al personal y retornen cuando los trabajos puedan continuar, esto con el fin de no generar mayores sobre costos al proyecto. De generarse un costo por desmovilizaciones y movilizaciones mencionadas serán asumidas por el cliente y los gastos fijos que se generen por el stand by.



8.3. FORMA DE PAGO

- A tratar.

8.4. VALIDEZ DE LA OFERTA

Tiempo de validez: 30 días.

8.5. LUGAR DE ENTREGA

Todos los materiales y equipos son puesto en obra, sobre camión. El transporte tiene tolerancia de 2 horas para la descarga desde la llegada a obra.

Esperando que nuestra oferta sea de su agrado y satisfaga sus expectativas, quedamos a su disposición para cualquier consulta adicional.

Paul Rocha Petit

Ingeniero Comercial

Freyssinet Tierra Armada Perú S.A.C.



PROPUESTA TÉCNICO - ECONÓMICA PARA
POSTENSADO DE VIGAS - PASO A DESNIVEL
- JULIACA

Revisión: 0

Fecha: 12/04/2023

Código: ---

Página: 11 de 12

ANEXO 01:

**CERTIFICADO DE APROBACIÓN
TÉCNICA EUROPEA
(ETA)**

*Por sus siglas en ingles



Direction technique
infrastructures de transport et matériaux

Cerema ITM
110 rue de Paris
77 171 Sourdun
FRANCE

Mail: ete-ditecitm@cerema.fr
Tel: +33 160 523 131
Web: www.cerema.fr



Member of



European Technical Assessment

ETA 06/0226
of 09/03/2018

Technical Assessment Body issuing the ETA: Cerema

Trade name of the construction product	Système Freyssinet Freyssinet system
Product family to which the construction product belongs	16 - Post-tensioning kit for prestressing of structures
Manufacturer	SOLETANCHE FREYSSINET 280 avenue Napoléon Bonaparte F-92500 Rueil-Malmaison
Manufacturing plant	FPC Z.A. du Monay-Saint Eusèbe F-71210 SAINT EUSÈBE
This European Technical Assessment contains	110 pages including 53 pages of Annexes which form an integral part of this assessment.
This European Technical Assessment is issued in accordance with Regulation (EU) No 305/2011, on the basis of	ETAG 013, Edition June 2002, Post-Tensioning Kits for Prestressing of Structures used as European Assessment Document
This ETA replaces	ETA 06/0226, issued on 28/06/2013

ANEXO O.

Deflactación de la cotización de vigas postensadas

DEFLACTACIÓN DE POSTENSADO DE VIGAS COTIZADO

La deflactación en este caso busca reajustar el precio del postensado de vigas cotizado en abril del 2023 y obtener el precio equivalente para octubre del 2020. Esto se logra con un factor dado por la relación ponderada entre los índices unificados de la construcción brindados por INEI para los insumos empleados en el postensado de vigas.

En este caso los insumos principales son los siguientes:

- 03-Acero de construcción corrugado
- 30-Dólar
- 32-Flete terrestre
- 47-Mano de obra

N° ÍNDICE	Factor importancia	Índice Oct-2020	Índice Abr-2023	Factor deflactación
3	30%	576.38	896.80	0.191
30	40%	545.58	662.76	0.325
32	10%	486.20	539.86	0.093
47	20%	632.89	704.78	0.184
Total	100%			0.793

Los índices unificados se adjuntan en los anexos correspondientes. el factor de importancia se toma según el criterio de que insumos repercuten más en el costo de la partida y el factor de deflactación ponderado resulta igual a $f = 0.793$.

ANEXO P.

Índices unificados de precios del mes de octubre del 2020

RESOLUCIÓN JEFATURAL N° 216-2020-INEI

ÍNDICES UNIFICADOS DE PRECIOS DEL MES DE OCTUBRE DEL 2020
ÁREAS GEOGRÁFICAS

(Base : Julio 1992 = 100,0)

Cod.	1	2	3	4	5	6	Cod.	1	2	3	4	5	6
01	1014.41	1014.41	1014.41	1014.41	1014.41	1014.41	02	599.34	599.34	599.34	599.34	599.34	599.34
03	576.38	576.38	576.38	576.38	576.38	576.38	04	573.78	981.63	1090.12	593.12	430.65	760.92
05	452.62	219.99	436.01	608.13	(*)	624.91	06	1078.13	1078.13	1078.13	1078.13	1078.13	1078.13
07	765.75	765.75	765.75	765.75	765.75	765.75	08	959.39	959.39	959.39	959.39	959.39	959.39
09	302.15	302.15	302.15	302.15	302.15	302.15	10	449.36	449.36	449.36	449.36	449.36	449.36
11	263.24	263.24	263.24	263.24	263.24	263.24	12	327.03	327.03	327.03	327.03	327.03	327.03
13	1614.76	1614.76	1614.76	1614.76	1614.76	1614.76	14	266.09	266.09	266.09	266.09	266.09	266.09
17	699.57	862.39	813.83	863.04	885.35	928.83	16	354.83	354.83	354.83	354.83	354.83	354.83
19	840.65	840.65	840.65	840.65	840.65	840.65	18	379.06	379.06	379.06	379.06	379.06	379.06
21	454.06	423.68	449.56	452.97	449.56	419.52	20	1936.88	1936.88	1936.88	1936.88	1936.88	1936.88
23	439.25	439.25	439.25	439.25	439.25	439.25	22	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
27	510.51	510.51	510.51	510.51	510.51	510.51	24	244.22	244.22	244.22	244.22	244.22	244.22
31	379.73	379.73	379.73	379.73	379.73	379.73	26	388.03	388.03	388.03	388.03	388.03	388.03
33	899.98	899.98	899.98	899.98	899.98	899.98	28	633.77	633.77	633.77	610.34	633.77	633.77
37	320.85	320.85	320.85	320.85	320.85	320.85	30	545.58	545.58	545.58	545.58	545.58	545.58
39	467.02	467.02	467.02	467.02	467.02	467.02	32	486.20	486.20	486.20	486.20	486.20	486.20
41	488.09	488.09	488.09	488.09	488.09	488.09	34	457.83	457.83	457.83	457.83	457.83	457.83
43	765.07	742.55	1010.37	697.76	1224.71	1023.99	38	444.85	1022.55	932.56	568.85	(*)	643.03
45	343.31	343.31	343.31	343.31	343.31	343.31	40	405.05	475.98	443.25	345.50	272.89	331.41
47	632.89	632.89	632.89	632.89	632.89	632.89	42	317.71	317.71	317.71	317.71	317.71	317.71
49	341.32	341.32	341.32	341.32	341.32	341.32	44	407.21	407.21	407.21	407.21	407.21	407.21
51	310.14	310.14	310.14	310.14	310.14	310.14	46	483.22	483.22	483.22	483.22	483.22	483.22
53	727.86	727.86	727.86	727.86	727.86	727.86	48	383.66	383.66	383.66	383.66	383.66	383.66
55	518.83	518.83	518.83	518.83	518.83	518.83	50	710.08	710.08	710.08	710.08	710.08	710.08
57	440.46	440.46	440.46	440.46	440.46	440.46	52	333.75	333.75	333.75	333.75	333.75	333.75
59	212.21	212.21	212.21	212.21	212.21	212.21	54	458.15	458.15	458.15	458.15	458.15	458.15
61	257.69	257.69	257.69	257.69	257.69	257.69	56	611.56	611.56	611.56	611.56	611.56	611.56
65	257.62	257.62	257.62	257.62	257.62	257.62	60	295.99	295.99	295.99	295.99	295.99	295.99
69	389.45	327.82	428.87	488.52	269.39	451.51	62	480.61	480.61	480.61	480.61	480.61	480.61
71	660.29	660.29	660.29	660.29	660.29	660.29	64	364.45	364.45	364.45	364.45	364.45	364.45
73	615.01	615.01	615.01	615.01	615.01	615.01	66	803.93	803.93	803.93	803.93	803.93	803.93
77	348.47	348.47	348.47	348.47	348.47	348.47	68	279.24	279.24	279.24	279.24	279.24	279.24
							70	218.25	218.25	218.25	218.25	218.25	218.25
							72	480.65	480.65	480.65	480.65	480.65	480.65
							78	532.66	532.66	532.66	532.66	532.66	532.66
							80	110.08	110.08	110.08	110.08	110.08	110.08

(*) Sin Producción.

Nota: El cuadro incluye los índices unificados de código: 30, 34, 39, 47, 49 y 53 que fueron aprobados mediante Resolución Jefatural N° 207-2020-INEI.

ANEXO Q.
Índices unificados de precios del mes de marzo del 2013

RESOLUCIÓN JEFATURAL N° 137-2023-INEI

ÍNDICES UNIFICADOS DE PRECIOS DEL MES DE ABRIL DEL 2023
ÁREAS GEOGRÁFICAS

(Base : Julio 1992 = 100)

Cod.	1	2	3	4	5	6	Cod.	1	2	3	4	5	6
01	1244.20	1244.20	1244.20	1244.20	1244.20	1244.20	02	867.18	867.18	867.18	867.18	867.18	867.18
03	896.80	896.80	896.80	896.80	896.80	896.80	04	698.75	1160.08	1230.64	674.28	350.04	906.99
05	519.44	261.23	473.45	629.11	(*)	766.92	06	1380.52	1380.52	1380.52	1380.52	1380.52	1380.52
07	988.51	988.51	988.51	988.51	988.51	988.51	08	1207.90	1207.90	1207.90	1207.90	1207.90	1207.90
09	427.26	427.26	427.26	427.26	427.26	427.26	10	591.28	591.28	591.28	591.28	591.28	591.28
11	273.35	273.35	273.35	273.35	273.35	273.35	12	345.37	345.37	345.37	345.37	345.37	345.37
13	3152.40	3152.40	3152.40	3152.40	3152.40	3152.40	14	320.18	320.18	320.18	320.18	320.18	320.18
17	768.84	945.39	865.37	1004.82	778.92	1021.93	16	378.40	378.40	378.40	378.40	378.40	378.40
19	1129.61	1129.61	1129.61	1129.61	1129.61	1129.61	18	473.65	473.65	473.65	473.65	473.65	473.65
21	551.55	549.07	578.01	525.26	578.01	502.09	20	3742.95	3742.95	3742.95	3742.95	3742.95	3742.95
23	572.58	572.58	572.58	572.58	572.58	572.58	22	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
27	864.60	864.60	864.60	864.60	864.60	864.60	24	300.21	300.21	300.21	300.21	300.21	300.21
31	456.01	456.01	456.01	456.01	456.01	456.01	26	419.29	419.29	419.29	419.29	419.29	419.29
33	928.18	928.18	928.18	928.18	928.18	928.18	28	766.15	766.15	766.15	631.97	766.15	766.15
37	391.45	391.45	391.45	391.45	391.45	391.45	30	662.76	662.76	662.76	662.76	662.76	662.76
39	554.89	554.89	554.89	554.89	554.89	554.89	32	539.86	539.86	539.86	539.86	539.86	539.86
41	711.76	711.76	711.76	711.76	711.76	711.76	34	710.66	710.66	710.66	710.66	710.66	710.66
43	897.80	998.53	1146.53	860.97	1460.21	1215.98	38	537.95	1251.04	1078.91	624.90	(*)	765.98
45	438.23	438.23	438.23	438.23	438.23	438.23	40	422.84	621.19	457.69	369.33	272.89	331.41
47	704.78	704.78	704.78	704.78	704.78	704.78	42	434.99	434.99	434.99	434.99	434.99	434.99
49	426.11	426.11	426.11	426.11	426.11	426.11	44	529.04	529.04	529.04	529.04	529.04	529.04
51	496.35	496.35	496.35	496.35	496.35	496.35	46	652.76	652.76	652.76	652.76	652.76	652.76
53	1184.85	1184.85	1184.85	1184.85	1184.85	1184.85	48	404.25	404.25	404.25	404.25	404.25	404.25
55	830.06	830.06	830.06	830.06	830.06	830.06	50	1043.62	1043.62	1043.62	1043.62	1043.62	1043.62
57	771.10	771.10	771.10	771.10	771.10	771.10	52	427.93	427.93	427.93	427.93	427.93	427.93
59	283.67	283.67	283.67	283.67	283.67	283.67	54	565.04	565.04	565.04	565.04	565.04	565.04
61	402.44	402.44	402.44	402.44	402.44	402.44	56	1086.28	1086.28	1086.28	1086.28	1086.28	1086.28
65	309.53	309.53	309.53	309.53	309.53	309.53	60	466.32	466.32	466.32	466.32	466.32	466.32
69	390.74	327.82	428.87	488.52	269.39	451.51	62	574.95	574.95	574.95	574.95	574.95	574.95
71	660.29	660.29	660.29	660.29	660.29	660.29	64	396.18	396.18	396.18	396.18	396.18	396.18
73	792.04	792.04	792.04	792.04	792.04	792.04	66	979.58	979.58	979.58	979.58	979.58	979.58
77	441.52	441.52	441.52	441.52	441.52	441.52	68	448.92	448.92	448.92	448.92	448.92	448.92
							70	218.25	218.25	218.25	218.25	218.25	218.25
							72	625.71	625.71	625.71	625.71	625.71	625.71
							78	648.10	648.10	648.10	648.10	648.10	648.10
							80	124.74	124.74	124.74	124.74	124.74	124.74

(*) Sin Producción.

Nota: El cuadro incluye los índices unificados de código: 30, 34, 39, 47, 49 y 53 que fueron aprobados mediante Resolución Jefatural N° 126-2023-INEI.

ANEXO R.

**Catálogo Freyssinet: Freyssinet Prestressing. The System on the Inventor
of Prestressed Concrete**

FREYSSINET PRESTRESSING

THE SYSTEM OF THE INVENTOR OF PRESTRESSED CONCRETE



DESIGN, BUILD, MAINTAIN



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY



CONTENTS

ETA and CE Marking	p 3
C range high strength prestressing	p 4 to 17
- Anchors	p 7
- Application categories	p 8
- Layouts	p 10
- Hoop reinforcement	p 11
- Couplers (CI, CU, CC, CM)	p 14 to 16
- Embedded anchors	p 17
F range anchors for thin elements	p 19 to 25
- Internal prestressing	p 20
- Couplers	p 22
- Layouts	p 23
- Hoop reinforcements	p 24
- Embedded anchors	p 25
Components common to C and F ranges	p 26 to 29
- Prestressing strands	p 26
- Prestressing ducts	p 27 to 28
- Injection products	p 29
Installation	p 30 to 35
- Positioning and tensioning (ducts, trumplates, strands, anchors)	p 30
- Jacks for C range anchor	p 31
- Jacks for F range anchor	p 33
- Injection and sealing	p 34
- Vents and drain openings	p 35

HIGH DURABILITY PRESTRESSING

A pioneer in prestressing, Freyssinet has continually innovated over the years, and now offers the ultimate prestressing system combining high performance with durability.

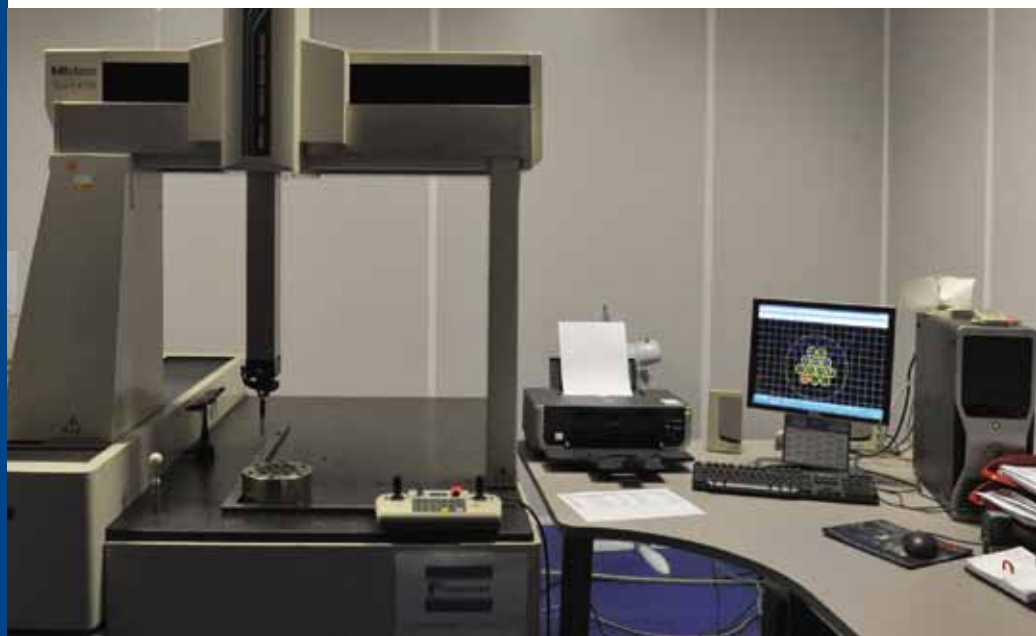
Freyssinet's technical services design anchors, jacks and installation equipment, and also operate a test centre (including a 2,000 tonne tensile testing rig) and a laboratory for the formulation of prestressing grouts.

In order to guarantee high quality service to all of its clients around the world, Freyssinet manufactures its anchors at its industrial subsidiary FPC (Freyssinet Product Company) and operates a central bank of site equipment.



Freyssinet also trains its teams in installing prestressing at all of its subsidiaries. The **PT Academy** is Freyssinet's prestressing training school. Each year graduates of the school obtain qualifications certifying their skills as Works Directors, Prestressing Installation Specialists and Operators.

Freyssinet prestressing anchors, ranges C and F, have been proven in structures the world over to comply with the most stringent requirements: bridge decks and piers, nuclear reactor containment vessels, liquefied natural gas storage tanks, offshore platforms, wind towers, etc. Freyssinet has developed an optimised solution for every application.



C RANGE HIGH STRENGTH PRESTRESSING

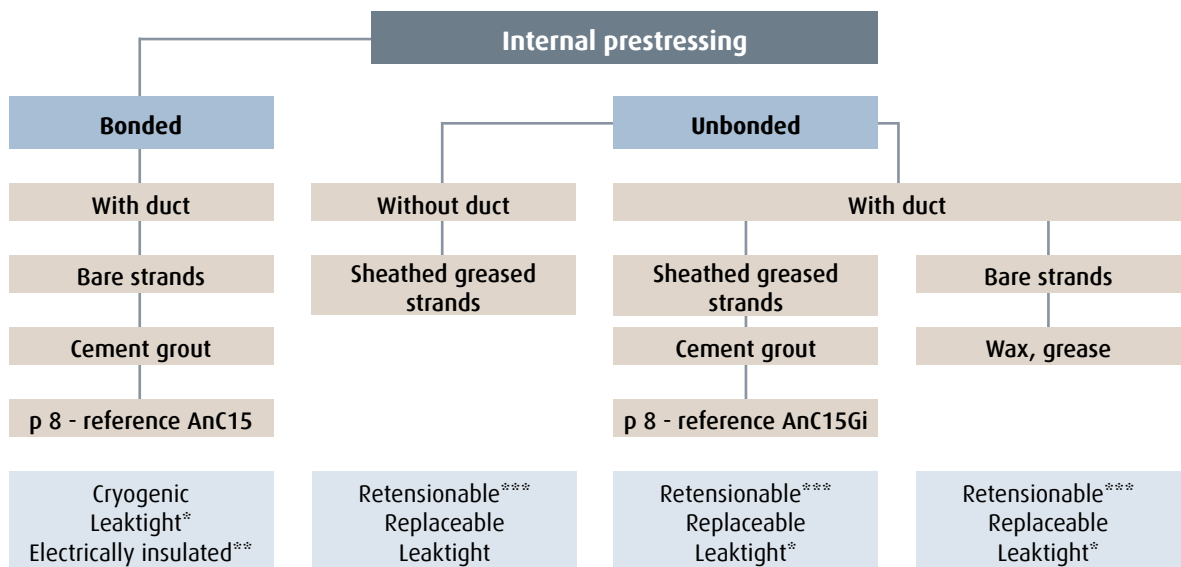
Application categories

The C range prestressing system is designed and certified for a wide variety of applications:

- use of 13^{mm} and 15^{mm} strands of all grades (1,770 or 1,860 MPa) including galvanised strands or greased sheathed strands
- prestressing units holding up to 55 strands

The system can be used in **internal or external** prestressing for concrete, steel, timber or brick structures:

- bonded or unbonded,
- with or without ducts,
- retensioning possible,
- replaceable,
- replaceable, adjustable,
- detensioning possible,
- with electrical insulation,
- for cryogenic applications.



**if there is continuous leaktight sheathing **given special provisions - page 9*

****if strand overlenghts are retained*

Bonded internal prestressing configurations

The most common use of C range anchors in bonded internal prestressing is based on the use of lubricated, uncoated strands in a corrugated metal sheath, galvanised or ungalvanised, bendable by hand and injected with cement grout after tensioning of the strands. In curved sections and to reduce the coefficient of friction between the strands and the sheath, Freyssinet offers factory lubrication of the corrugated metal sheath using a unique Freyssinet process known as LFC.

To increase the durability of the prestressing or for applications in very aggressive environments in terms of corrosion of prestressing steel, it can be advantageous to replace the corrugated metal sheath with a leaktight plastic sheath (as well as its interconnections). Freyssinet has developed the Plyduct® prestressing duct, a HDPE sheath with a corrugated profile to ensure bonding of the tendon to the



structure. Sheath thickness is chosen depending on the lateral pressure exerted in the curved sections and the movement of the strands during tensioning.

For structures on maritime sites, Freyssinet also offers a leaktight steel duct made up of very thick, plain steel tubes with robust joints created by lapping and resin sealed by means of a heat-shrink sleeve.

For structures made of precast elements with match-cast joints, Freyssinet has developed the Liaseal® sheath coupler. This plastic coupler is watertight to prevent seepage of water between segment joints.

For each configuration there is an appropriate anchor head protection method: this can be done by sealing (concreting the anchor head into a recess), via a permanent cover made of cast iron (galvanised or painted), or plastic, injected with the same protection product as used in the main run of the tendon.

To protect tendons from stray currents or for electrical checks on watertightness of plastic sheaths, Freyssinet offers an electrically insulated prestressing system based on the use of an insulating plate under the anchor head with a plastic sheath and cover to create a permanent, watertight casing completely enclosing the strands.

Unbonded internal prestressing configurations

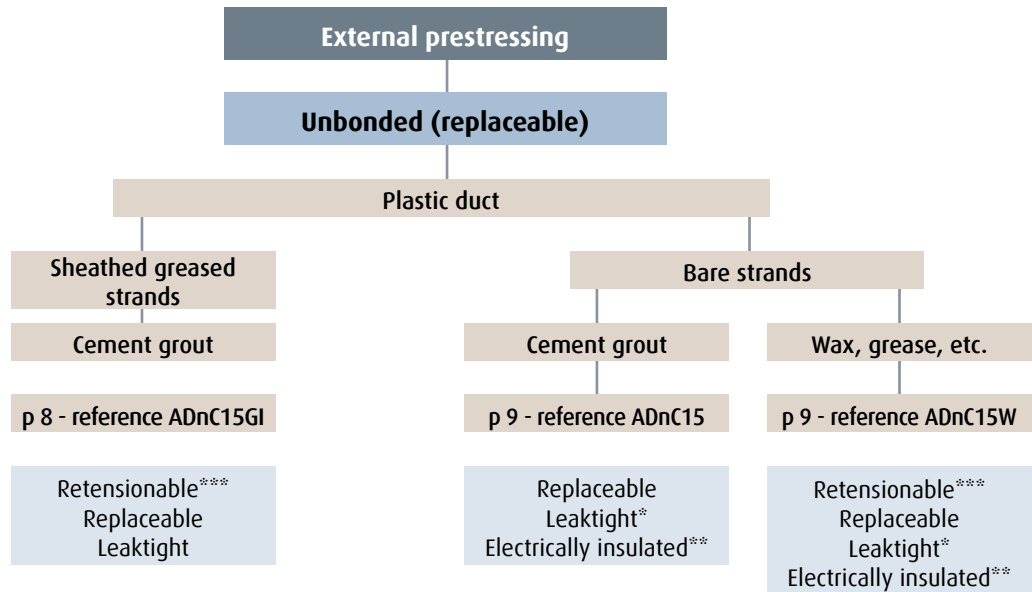
Unbonded prestressing tendons are mainly used in applications where the tension of the tendon needs to be measured, or where it may need to be retensioned, detensioned or replaced.

To achieve unbonded prestressing it is possible simply to use a flexible, corrosion-resistant protective product instead of the cement grout, normally grease or wax specially designed for this purpose. Special attention is then paid to the leaktightness of the ducts.

To increase the durability of the prestressing by using a number of corrosion protection barriers or to allow, for example, for individual strands to be replaced, Freyssinet recommends the use of grease-protected strands, covered with an individual HDPE sheath. These bars can be placed inside a duct injected with cement grout before tensioning the tendon or incorporated directly into the reinforcement before concreting.



Pierre Pflimlin Bridge, Strasbourg - France



*if there is a continuous leaktight duct
 **given special provisions - page 9
 ***if strand overlengths are retained



External prestressing configurations

External prestressing is well suited to structures made from thin concrete and also allows for easy inspection of the main run of the tendons.

The most common use of C range anchors in external prestressing is based on the use of strands placed inside sections of thick HDPE tube, assembled by mirror welding, which are injected with cement grout after tendon tensioning.

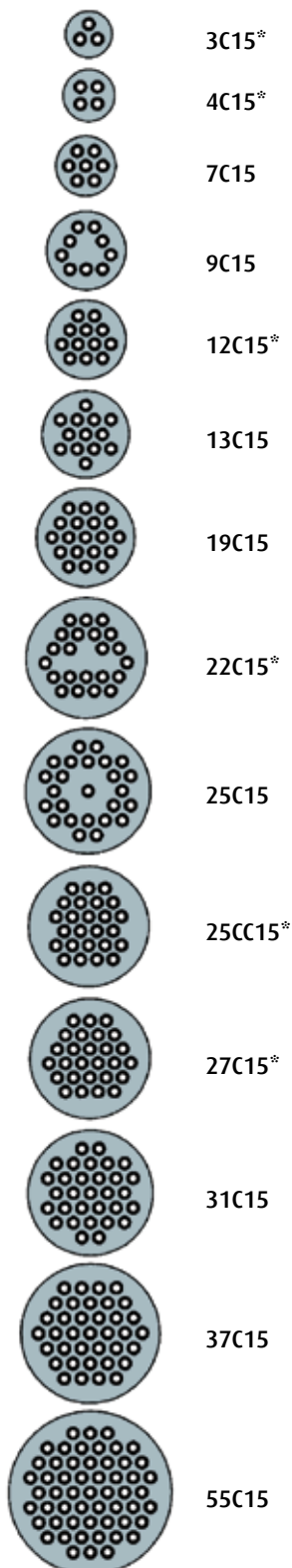
So that a tendon can be removed without damaging the structure, the ducts are of the double casing type at deviators and anchor diaphragms. The HDPE tube runs inside a rigid metal lining tube that separates the tendon from the structure and distributes the transverse loads caused by local deviation.

To produce tendons in which the strands are independent of each other, Freyssinet recommends using grease-protected strands with individual HDPE sheaths placed in a duct injected with cement grout before tendon tensioning. This configuration has the advantage of increasing the durability of the prestressing by incorporating a number of corrosion protection barriers and, for example, allowing for individual strands to be replaced..

Another solution consists in injecting the tendon with a flexible corrosion-resistant protective product, a grease or wax specially designed for this purpose. Special care must be taken when hot-injecting these products.

C RANGE ANCHOR

Anchor units



* Configuration of strands in anchor without central strand

Composition

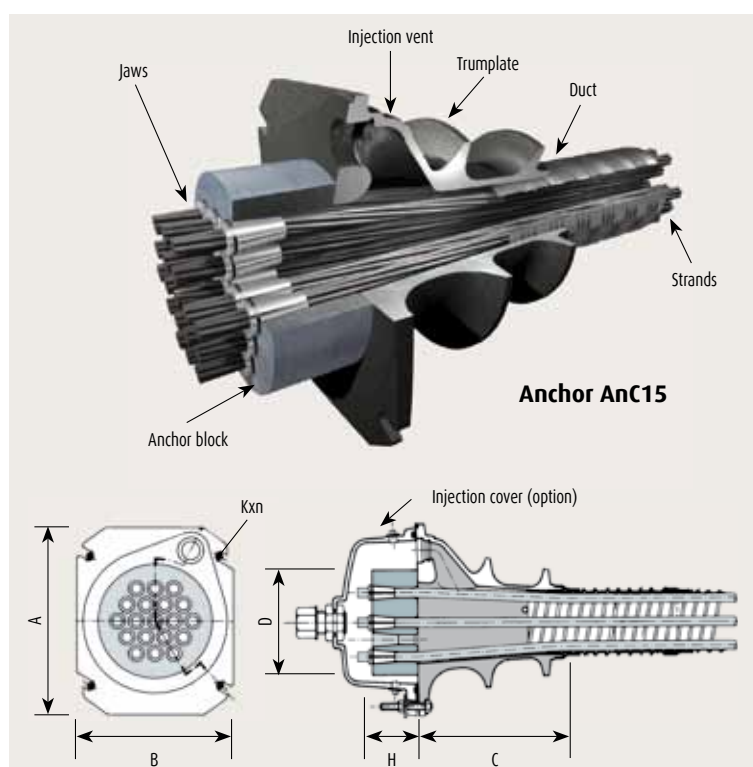
The anchors comprise:

- jaws guaranteeing high performance anchoring under static or dynamic stresses;
- circular steel anchor blocks drilled with tapered holes;
- multi-ribbed cast iron trumplates for improved distribution of the prestressing force in the concrete;
- optional permanent cover.

Compact anchors

The small size of range C anchors allows for:

- reduced thickness of beams and webs of box girders;
- improved concentration of anchors at ends;
- minimal strand deviation.



Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	Kxn (mm)
3C15	150	110	120	85	50	M10x2
4C15	150	120	125	95	50	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	M20x4

All units are marked

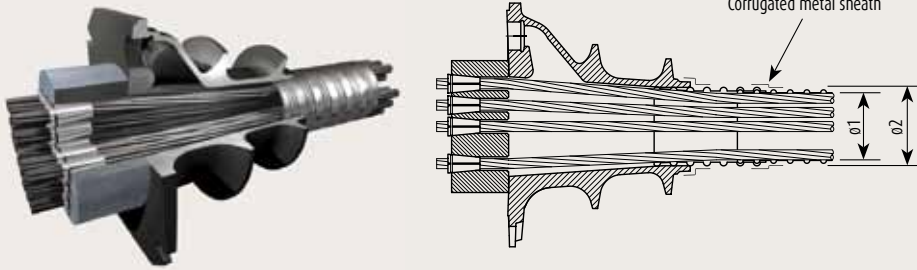
**C RANGE
ANCHOR
(CONTINUED)**

Application categories

- FOR BONDED INTERNAL PRESTRESSING WITH BARE STRANDS WITH CEMENT GROUTING

Units	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)
3C15	40	45
4C15	45	50
7C15	60	65
9C15	65	70
12C15	80	85
13C15	80	85
19C15	95	100
22C15	105	110
25C15	110	115
25CC15	110	115
27C15	115	120
31C15	120	125
37C15	130	135
55C15	160	165

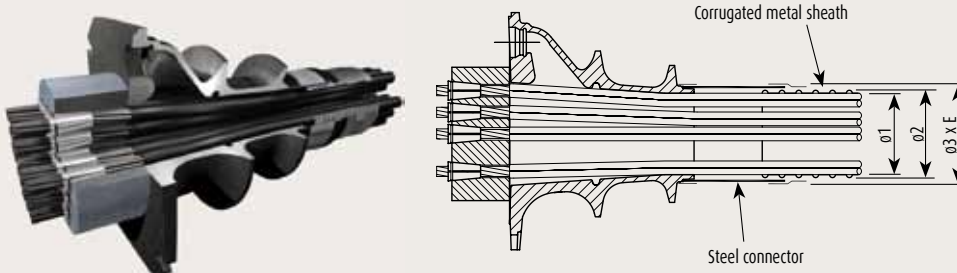
AnC15



- FOR UNBONDED INTERNAL PRESTRESSING WITH GREASED SHEATHED STRANDS WITH CEMENT GROUTING

Units	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)	Ø3 (mm)	E (mm)
3C15	40	45	70	2.9
4C15	65	70	82.5	3.2
7C15	65	70	82.5	3.2
9C15	80	85	101.6	5
12C15	95	100	114.3	3.6
13C15	95	100	114.3	3.6
19C15	115	120	133	4
22C15	120	125	139.7	4
25C15	130	135	152.4	4.5
25CC15	130	135	152.4	4.5
27C15	130	135	152.4	4.5
31C15	145	150	177.8	5
37C15	145	150	177.8	5

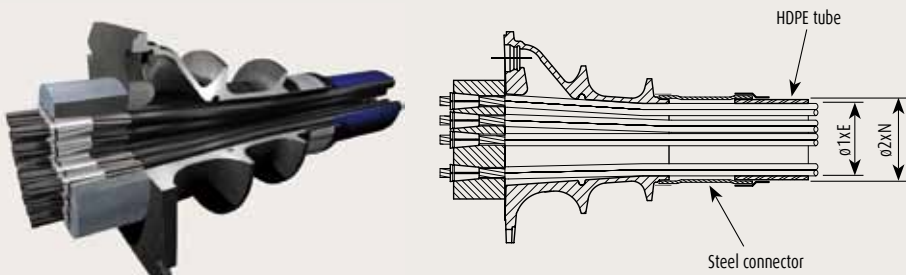
AnC15GI



- FOR UNBONDED EXTERNAL PRESTRESSING WITH GREASED SHEATHED STRANDS WITH CEMENT GROUTING

Units	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	70	2.9	63	4.7
4C15	82.5	3.2	75	5.5
7C15	82.5	3.2	90	6.6
9C15	101.6	5	90	6.6
12C15	114.3	3.6	110	5.3
13C15	114.3	3.6	110	5.3
19C15	133	4	125	6
22C15	139.7	4	125	6
25C15	152.4	4.5	140	6.7
25CC15	152.4	4.5	140	6.7
27C15	152.4	4.5	140	6.7
31C15	177.8	5	160	7.7
37C15	177.8	5	160	7.7
55C15	219.1	6.3	200	9.6

ADnC15GI

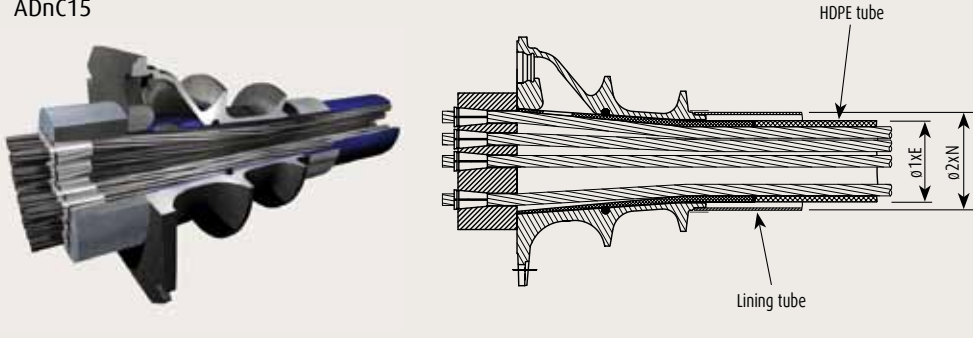


* Check sheath thickness complies with applicable regulations.
 ** Ø: inner diameter for corrugated sheath / outer diameter for PE or steel pipe. * and ** minimum recommended dimensions.

► FOR UNBONDED EXTERNAL PRESTRESSING WITH BARE STRANDS WITH CEMENT GROUTING

Units	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	50	3.7	70	2.9
4C15	63	4.7	82.5	3.2
7C15	63	4.7	82.5	3.2
9C15	75	5.5	101.6	5
12C15	90	6.6	114.3	3.6
13C15	90	6.6	114.3	3.6
19C15	110	5.3	133	4
22C15	110	5.3	139.7	4
25C15	125	6	152.4	4.5
25CC15	125	6	152.4	4.5
27C15	125	6	152.4	4.5
31C15	140	6.7	177.8	5
37C15	140	6.7	177.8	5

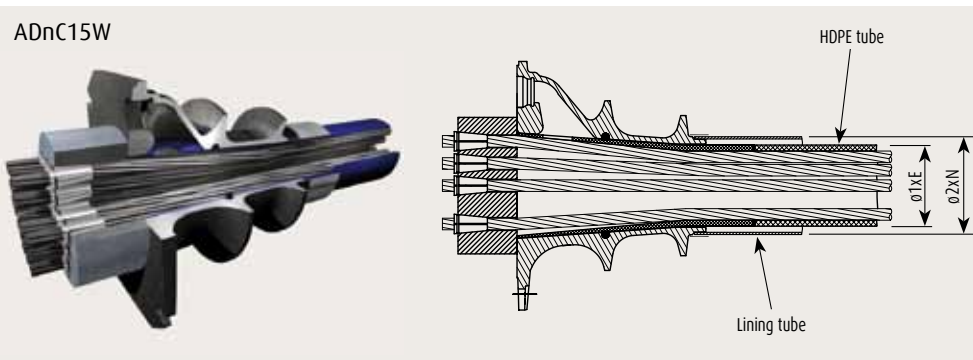
ADnC15



► FOR UNBONDED EXTERNAL PRESTRESSING WITH BARE STRANDS WITH INJECTION OF FLEXIBLE PRODUCT

Units	Ø1* (mm)	E (mm)	Ø2** (mm)	N (mm)
3C15	50	3.7	70	2.9
4C15	63	4.7	82.5	3.2
7C15	63	4.7	82.5	3.2
9C15	75	5.5	101.6	5
12C15	90	6.6	114.3	3.6
13C15	90	6.6	114.3	3.6
19C15	110	8.1	133	4
22C15	110	8.1	139.7	4
25C15	125	9.2	152.4	4.5
25CC15	125	9.2	152.4	4.5
27C15	125	9.2	152.4	4.5
31C15	140	10.3	177.8	5
37C15	140	10.3	177.8	5

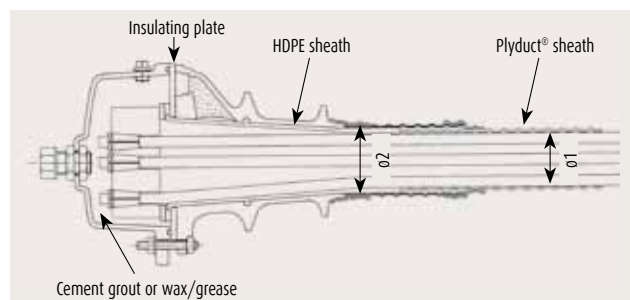
ADnC15W



► FOR PRESTRESSING WITH ELECTRICAL INSULATION

Tendons with C range anchors can be enclosed in continuous non-conductive sheathing to obtain an electrically insulated prestressing system. Typical applications are railway structures where stray currents can compromise tendon durability.

Units	Ø1* (mm)	Ø2** (mm)
3C15	40	45
4C15	45	50
7C15	60	65
9C15	65	70
12C15	80	85
13C15	80	85
19C15	95	100
22C15	105	110
25C15	110	115
25CC15	110	115
27C15	115	120
31C15	120	125
37C15	130	135
55C15	160	165



* Check sheath thickness complies with applicable regulations.

** Ø: inner diameter for corrugated sheath / outer diameter for PE or steel pipe.. * and ** minimum recommended dimensions.

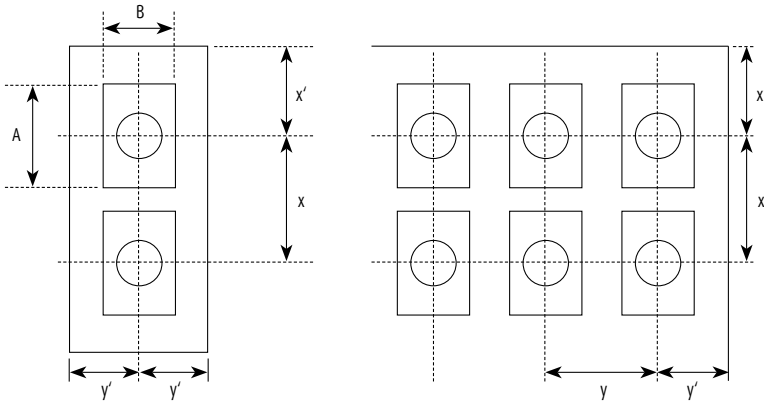
LAYOUTS OF C RANGE ANCHORS

The anchors must be positioned at an adequate distance from the wall and spaced at a minimum centre-to-centre distance. These distances are obtained using dimensions a and b of the test assemblies created under the European Technical Approval procedure.

In the following, it is taken that the anchors are positioned along two normal direction axes: x and y, with the short side of the trumplate aligned on the y axis.

Notation

- A, B: plane dimensions of the trumplate ($A \geq B$).
- a , b: side lengths of test specimen ($a \geq b$).
- x, y: minimum centre distance between two anchorages in the structure in x- and y directions.
- x', y': minimum edge distance between anchorages and the closest external surface in x- and y-directions.
- $f_{cm,0}$: mean compressive strength measured on cylinder required before tensiencing.



Dimensions x and y must meet the following conditions:

- $x \geq A + 30$ (mm)
- $y \geq B + 30$ (mm)
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0.85 a$
- $y \geq 0.85 b$
- $x' \geq 0.5 x + \text{concrete cover} - 10$ (mm)
- $y' \geq 0.5 y + \text{concrete cover} - 10$ (mm)

Distances a and b

Units	a = b (mm)		
	$f_{cm,0}$ (MPa)		
	24	44	60
3C15	220	200	180
4C15	250	220	200
7C15	330	260	240
9C15	380	300	280
12C15	430	320	300
13C15	450	340	310
19C15	530	400	380
22C15	590	430	410
25C15	630	460	440
27C15	650	480	470
31C15	690	520	500
37C15	750	580	540
55C15	1070	750	690

Values a and b are given in the tables opposite, for three different classes of concrete strength $f_{cm,0}$.

If, for $f_{cm,0}$ the design provides for a value other than the values given in the table, straight-line interpolation can be used to determine the x and y values. However, tensiencing cannot be carried out at full force if $f_{cm,0}$ is lower than the lowest of the values given in the tables opposite.

If the design provides for partial tensiencing or a tensiencing rate of less than $\min [0.8 F_{pk} ; 0.9 F_{p0.1\%}]$, interpolation can be used to determine the required value of $f_{cm,0}$ given that at 50% of full force, the required strength for the concrete can be brought to 2/3 of the values given in the two previous tables and that at 30% of this force, the required strength for the concrete can be brought down to half of the values shown.

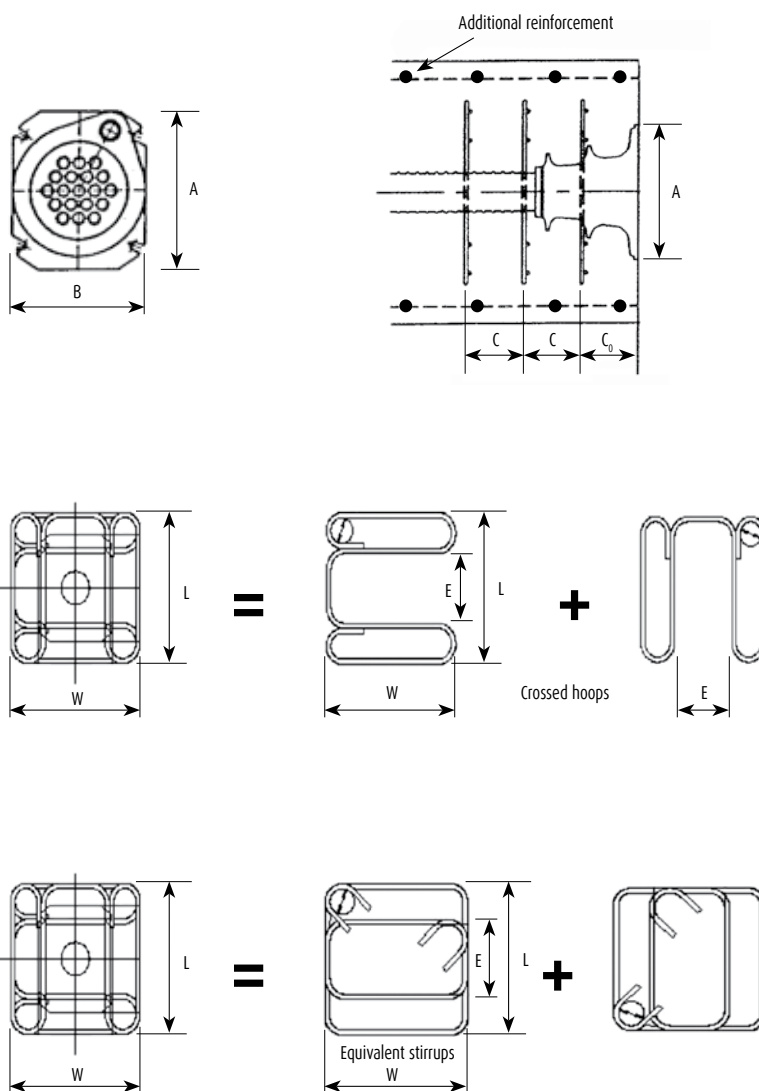
HOOP REINFORCEMENT FOR C RANGE ANCHORS

The concentrated forces applied by the prestressed units require the installation of hoop reinforcement in the vicinity of the anchors in the case of concrete structures. This local reinforcement includes anti-burst reinforcement and additional reinforcement. To take account of normal construction provisions in certain countries, anti-burst reinforcement has been defined as being provided either by crossed hoops or spiral reinforcement.

The hoops shown in the tables below are deduced from the reinforcement used in test prisms and for a concrete cylinder strength equivalent to 24 or 44 MPa. For concrete strength equal to 60 MPa, refer to the Freyssinet System European Technical Approval. For other strengths the values from the tables can be interpolated.

1/ Crossed hoops (or stirrups)

The following diagrams show the general layout of the anti-burst reinforcement if using crossed hoops. Two crossed hoops are positioned on each layer. For practical reasons each hoop may be replaced by two stirrups with equivalent load resisting section as shown in the diagram below.



HOOP REINFORCEMENT FOR C RANGE ANCHORS (CONTINUED)

For anchors in several rows, in general the W and L dimensions are equal to a single value L_0 shown in the tables below. For anchors in one row, W is smaller and L increases but still respecting the minimum value E given in the tables below.

The specifications for anti-burst reinforcement vary depending on the average compressive strength of the concrete on tensioning: $f_{cm,0}$ (measured on cylinder). They are described in the tables below for two strength values.

Units	Crossed hoops or equivalent stirrups (Fy 235)							(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)		
	Number of layers	Co (mm)	C (mm)	Diameter d (mm)	Mandrel diameter D (mm)	min Centre distance E (mm)	Overall dimension L_0 (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	3	100	75	8	31	90	200	110	8	3
4C15	3	100	75	8	46	90	230	115	12	3
7C15	3	120	90	12	74	130	310	120	12	4
9C15	3	120	110	12	74	140	360	125	14	4
12C15	3	120	120	14	83	160	410	140	16	4
13C15	3	140	125	14	88	170	430	130	16	4
19C15	3	160	125	16	117	200	520	180	20	4
22C15	3	170	140	20	118	215	570	130	16	6
25C15	3	200	160	20	135	220	610	175	20	5
27C15	3	175	170	20	130	250	630	130	20	6
31C15	3	210	150	20	130	255	670	140	20	6
37C15	4	250	225	20	130	270	740	130	25	5
55C15	5	290	200	25	160	340	1050	200	20	6

$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$

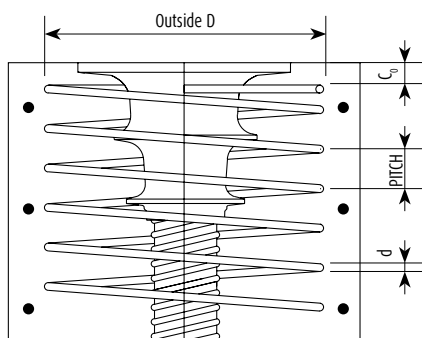
Units	Crossed hoops or equivalent stirrups (Fy 235)							(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)			
	Number of layers	Co (mm)	C (mm)	Range	Diameter d (mm)	Mandrel diameter D (mm)	min Centre distance E (mm)	Total length L_0 (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	3	100	75	FC	8	26	90	190	150	8	2
4C15	3	100	75	FC	8	31	90	200	250	8	3
7C15	3	120	90	FC	12	39	130	240	140	10	4
9C15	3	120	110	FC	12	39	140	290	150	14	3
12C15	3	120	120	C	14	84	160	300	240	14	3
13C15	3	140	125	C	14	84	170	330	120	14	4
19C15	3	160	125	C	16	96	200	380	200	16	3
22C15	3	170	140	C	20	120	215	410	160	14	4
25C15	3	200	160	C	20	120	220	440	165	16	3
27C15	3	175	170	C	20	120	250	460	165	16	3
31C15	3	210	190	C	20	120	255	500	210	20	3
37C15	4	250	225	C	20	120	270	600	210	20	4
55C15	4	290	255	C	25	150	340	730	200	20	4

FC: crossed hoops or equivalent stirrups
C: stirrups only

$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$

2/ Helical reinforcements

The diagram opposite defines the general layout of anti-burst reinforcement if using a spiral. This layout is especially suitable for isolated anchors.



Hooping and additional reinforcements

Units	Spiral reinforcement (Fy 235)					(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)		
	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number	Co (mm)	Outside diameter D (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	50	8	5	40	160	110	8	3
4C15	60	10	5	40	190	115	10	3
7C15	60	14	6	40	270	120	10	4
9C15	70	14	6	40	320	125	12	4
12C15	70	14	7	40	370	140	16	4
13C15	70	14	7	40	390	130	16	4
19C15	60	16	8	40	470	180	20	4
22C15	70	16	8	40	510	130	20	5
25C15	80	20	7	40	550	150	20	5
27C15	80	20	7	40	570	160	20	5
31C15	80	20	7	40	600	140	20	6
37C15	90	20	7	40	660	130	25	5
55C15	100	25	9	40	930	200	20	6

$f_{cm,0} = 24 \text{ MPa}$



Corgo Bridge, Portugal

Units	Spiral reinforcement (Fy 235)					(Fy500) Additional reinforcements (stirrups)		
	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number	Co (mm)	Outside diameter D (mm)	Pitch (mm)	Diameter d (mm)	Number
3C15	50	8	5	40	150	150	8	2
4C15	60	10	5	40	160	250	8	3
7C15	60	12	6	40	200	140	10	4
9C15	70	14	6	40	250	150	12	3
12C15	50	14	7	40	260	240	14	3
13C15	70	14	7	40	290	120	14	4
19C15	60	16	8	40	320	200	16	3
22C15	70	16	8	40	350	160	14	4
25C15	80	20	7	40	380	165	16	3
27C15	80	20	7	40	400	165	16	3
31C15	80	20	8	40	420	210	16	3
37C15	90	20	9	40	520	210	20	4
55C15	100	25	10	40	650	250	20	3

$f_{cm,0} = 44 \text{ MPa}$

3/Additional reinforcement

The anti-burst reinforcement in the anchor zone must be supplemented by the additional reinforcement used in the transfer test prisms, in the form of frames in accordance with the above tables or using correctly anchored bars of the same section.

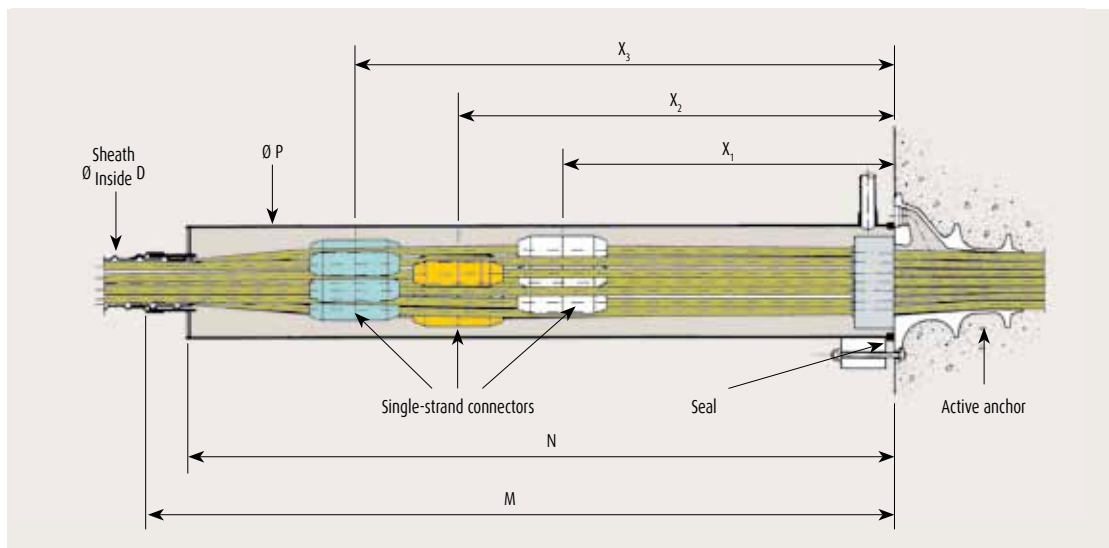
The reinforcement given in the tables above must in most cases be supplemented by general reinforcements not shown on the drawings, corresponding to the minimum required to guard against cracking and general equilibrium reinforcements. The project designer must check the general balance of the anchor zones.

CI SINGLE-STRAND FIXED COUPLERS

Couplers are needed when a continuous structure is built in successive phases with extension of the tendons already in place, tensioned and grouted in the previous segment. They are generally used in internal prestressing.

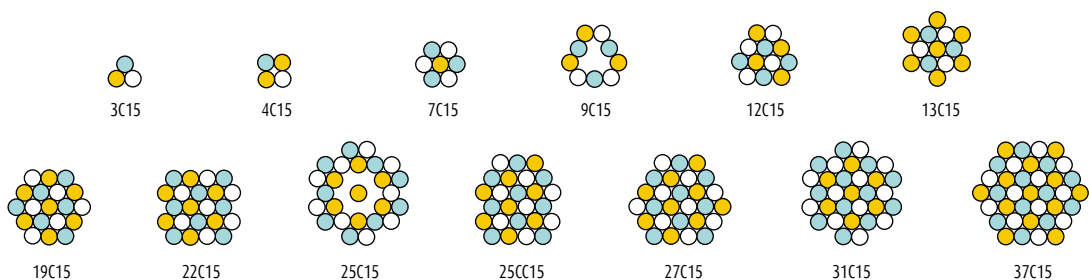
CI single-strand fixed couplers

CI fixed couplers allow for a secondary tendon to be connected to a primary tendon using machined or cast single-strand extenders with automatic locking by a spring inserted between the two opposing jaws. The primary anchor is a C range anchor. The single-strand extenders positioned on three levels offer a very compact configuration.



Units	D (mm)	M (mm)	N (mm)	P (mm)	X ₁ (mm)	X ₂ (mm)	X ₃ (mm)
CI 3C15	40	1,050	1,000	102	250	500	750
CI 4C15	45	1,050	1,000	127	250	500	750
CI 7C15	60	1,050	1,000	127	250	500	750
CI 9C15	65	1,100	1,050	178	300	500	800
CI 12C15	80	1,150	1,100	194	300	550	800
CI 13C15	80	1,200	1,150	219	300	550	800
CI 19C15	95	1,200	1,150	219	300	550	800
CI 22C15	105	1,250	1,200	273	350	600	800
CI 25C15	110	1,250	1,200	273	350	600	850
CI 25CC15	110	1,300	1,250	273	350	600	850
CI 27C15	115	1,300	1,250	273	350	600	850
CI 31C15	120	1,350	1,300	273	400	650	900
CI 37C15	130	1,530	1,480	324	400	650	900

All units are marked



CU AND CC FIXED MULTI-STRAND COUPLERS

2 TYPES OF MULTI-STRAND COUPLER
ARE POSSIBLE:

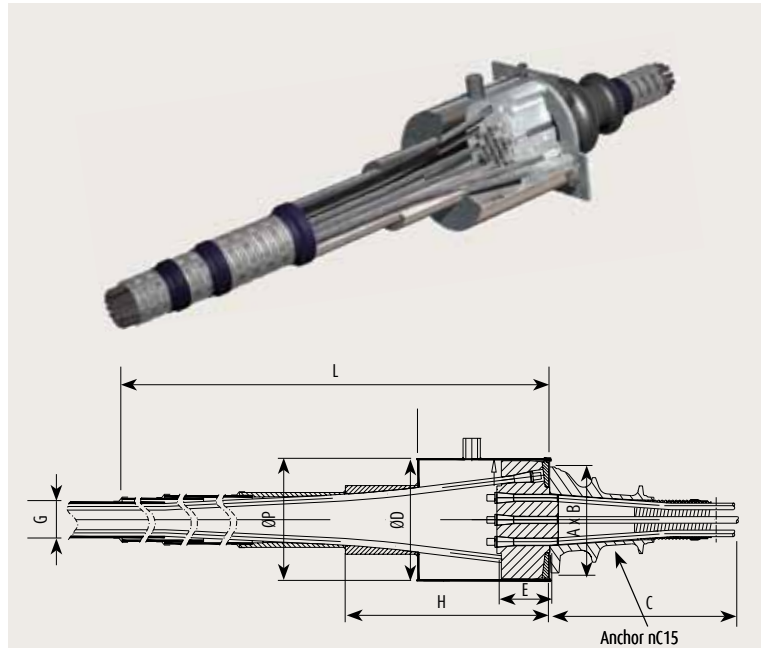
Type CU couplers

For these couplers the anchor block of the primary tendon is altered to take the anchoring jaws of the secondary tendon.

This assembly is protected by a cover with a trumpet at one end to provide the connection with the duct of the secondary tendon.

Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G (mm)	ØD (mm)	E (mm)	L (mm)	H (mm)	ØP (mm)
CU 3C15	150	110	120	40	140	120	150	150	150
CU 4C15	150	120	125	45	150	127	150	150	150
CU 7C15	180	150	186	60	200	120	180	180	180
CU 9C15	225	185	260	65	255	122	225	225	225
CU 12C15	240	200	165	80	265	130	240	240	240
CU 13C15	250	210	246	80	276	130	250	250	250
CU 19C15	300	250	256	95	306	140	300	300	300
CU 22C15	330	275	430	105	335	145	330	330	330
CU 25C15	360	300	400	110	346	145	360	360	360
CU 25CC15	350	290	360	110	354	150	350	350	350
CU 27C15	350	290	360	115	354	150	350	350	350
CU 31C15	385	320	346	120	356	150	385	385	385
CU 37C15	420	350	466	130	386	156	420	420	420

All units are marked



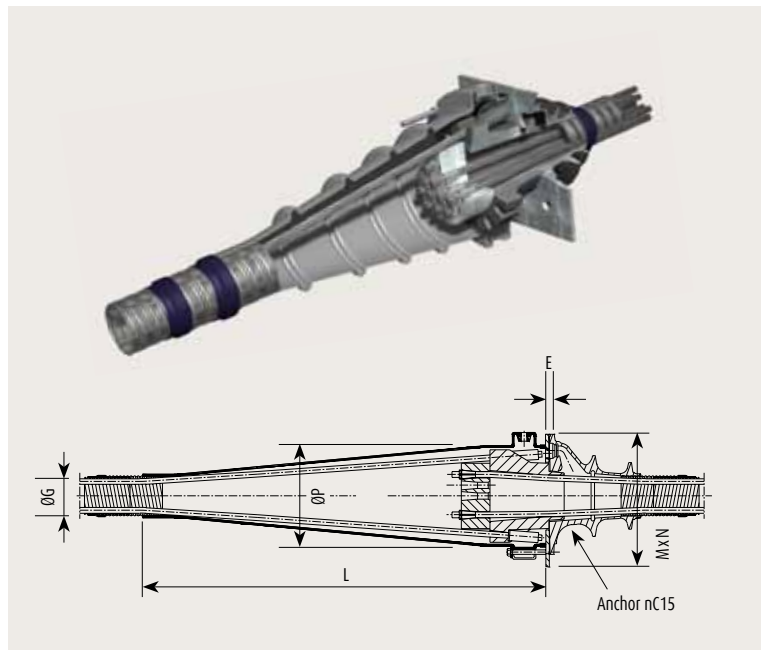
Type CC couplers

For these couplers, a notched collar is inserted between the trumplate and the anchor block of the primary tendon. The secondary tendon is anchored by means of swages resting onto the collar.

Units	E (mm)	L (mm)	M x N* (mm)	ØP (mm)	ØG (mm)
CC 3C15**	10	570	220 x 220	210	40
CC 4C15**	10	600	240 x 240	220	45
CC 7C15**	10	670	260 x 260	230	60
CC 9C15**	10	750	290 x 290	270	65
CC 12C15**	10	725	300 x 300	280	80
CC 13C15	10	770	290 x 290	275	80
CC 19C15	12	825	320 x 320	305	95
CC 22C15**	10	885	390 x 390	365	110
CC 25C15	5	900	360 x 360	340	110
CC 27C15**	10	955	390 x 390	365	110
CC 31C15	5	1,110	420 x 420	400	120

*Dimensions of the retaining plate.

** Available on request.



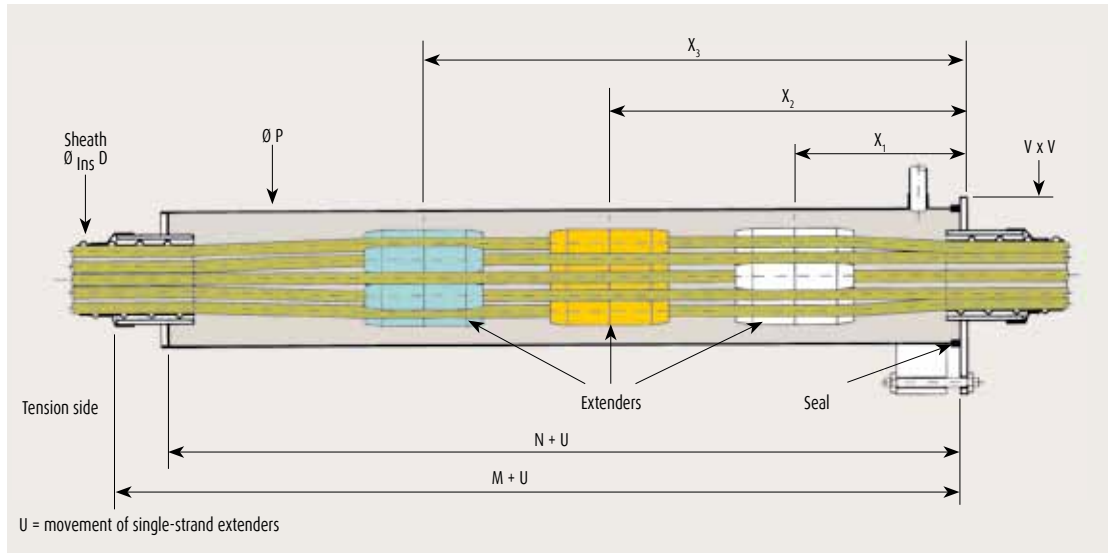


CM MOBILE MULTI-STRAND COUPLERS

Coupling for untensioned tendons

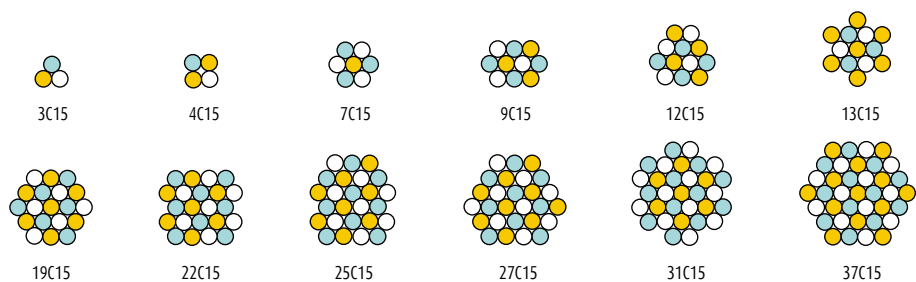
These connection devices enable end-to-end coupling of two untensioned tendons.

The configuration is similar to that of fixed couplings using the same individual extenders, but without a primary anchor. The cover is longer to allow the extenders to move when the whole tendon is being tensioned.



Units	D (mm)	M (mm)	N (mm)	P (mm)	X ₁ (mm)	X ₂ (mm)	X ₃ (mm)	V (mm)
CM 3C15	40	1,050	1,000	102	250	500	750	130
CM 4C15	45	1,050	1,000	108	250	500	750	140
CM 7C15	60	1,050	1,000	114	250	500	750	150
CM 9C15	65	1,100	1,050	159	300	550	800	200
CM 12C15	80	1,150	1,100	159	300	550	800	200
CM 13C15	80	1,200	1,150	168	300	550	800	200
CM 19C15	95	1,200	1,150	194	300	550	800	230
CM 22C15	105	1,250	1,200	219	350	600	800	230
CM 25C15	110	1,250	1,200	219	350	600	850	250
CMI 27C15	115	1,300	1,250	219	350	600	850	250
CM 31C15	120	1,350	1,300	244	400	650	900	280
CM 37C15	130	1,530	1,480	273	400	650	900	310

All units are CE marked

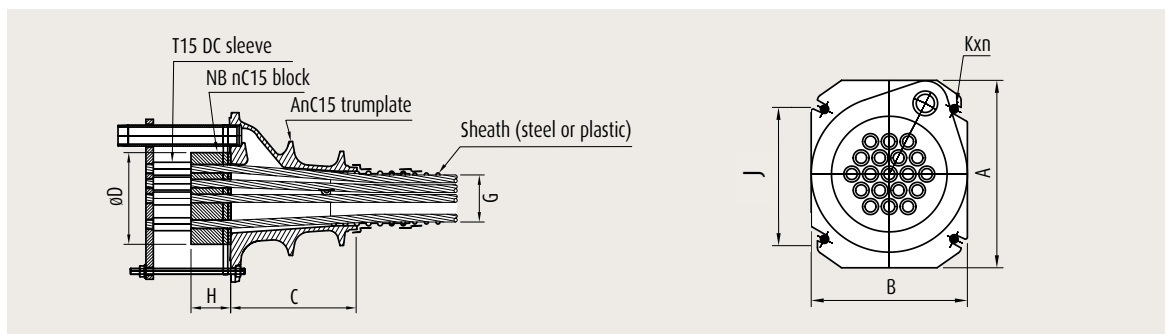


EMBEDDED ANCHORS

There are three types of passive anchor embedded in concrete and used in combination with C range active anchors: NB, N and G. The tendons are positioned before concreting.

Type NB embedded anchor

NB anchors comprise an anchor block drilled with cylindrical holes and on which extruded sleeves are held by a rear retaining plate.



Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	D (mm)	H (mm)	G (mm)	J (mm)	Kxn
3C15	150	110	120*	85	50	40**	91	M10x2
4C15	150	120	125*	95	50	45***	101	M10x2
7C15	180	150	186	110	55	60	128	M12x2
9C15	225	185	260	150	55	65	153	M12x4
12C15	240	200	165	150	65	80	168	M12x4
13C15	250	210	246	160	70	80	168	M12x4
19C15	300	250	256	185	80	95	208	M12x4
22C15	330	275	430	220	90	105	248	M12x4
25C15	360	300	400	230	95	110	268	M16x4
25CC15	350	290	360	220	95	110	258	M16x4
27C15	350	290	360	220	100	115	258	M16x4
31C15	385	320	346	230	105	120	268	M16x4
37C15	420	350	466	255	110	130	300	M16x4
55C15	510	420	516	300	145	160	370	M20x4

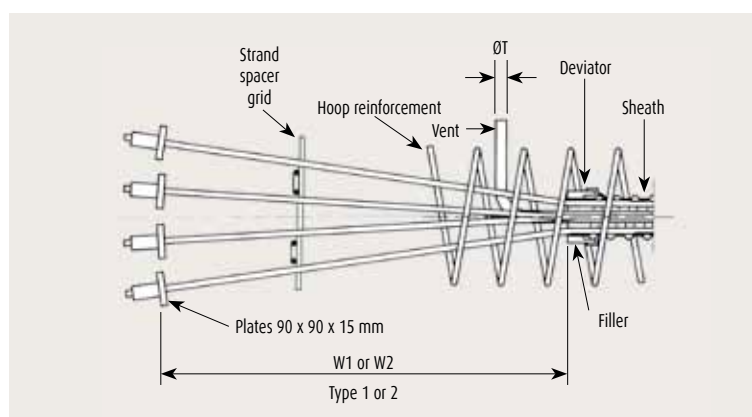
All units are marked

* 2-stage trumplate ** Oval duct version 58x21
*** Oval duct version 75x21

Units	W1 (mm)	W2 (mm)	ØT (mm)
3C15	300	300	G 1/2"
4C15	350	350	G 1/2"
7C15	500	400	G 1/2"
9C15	600	400	G 1/2"
12C15	900	500	G 1/2"
13C15	1,200	500	G 1/2"
19C15	1,500	650	G 1"
22C15	1,800	750	G 1"
25C15	2,000	850	G 1"
27C15	2,000	1,000	G 1"
31C15	2,200	1,100	G 1"
37C15	2,500	1,280	G 1 1/2"
55C15	2,800	1,400	G 1 1/2"

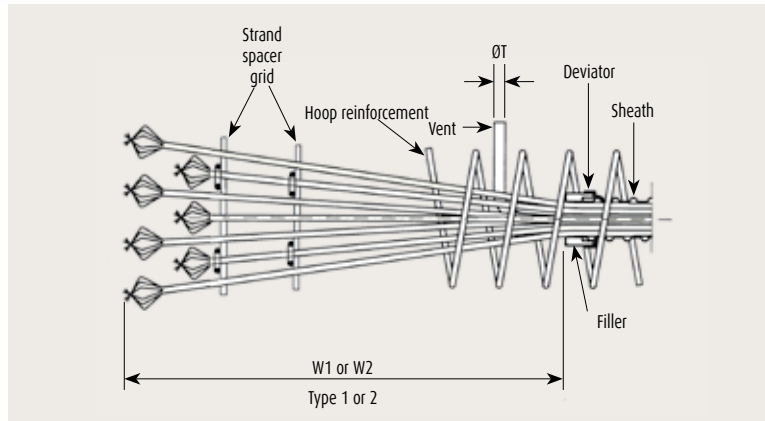
Type N embedded anchor

In the type N anchor, each strand has an extruded sleeve, each supported individually by a steel plate.

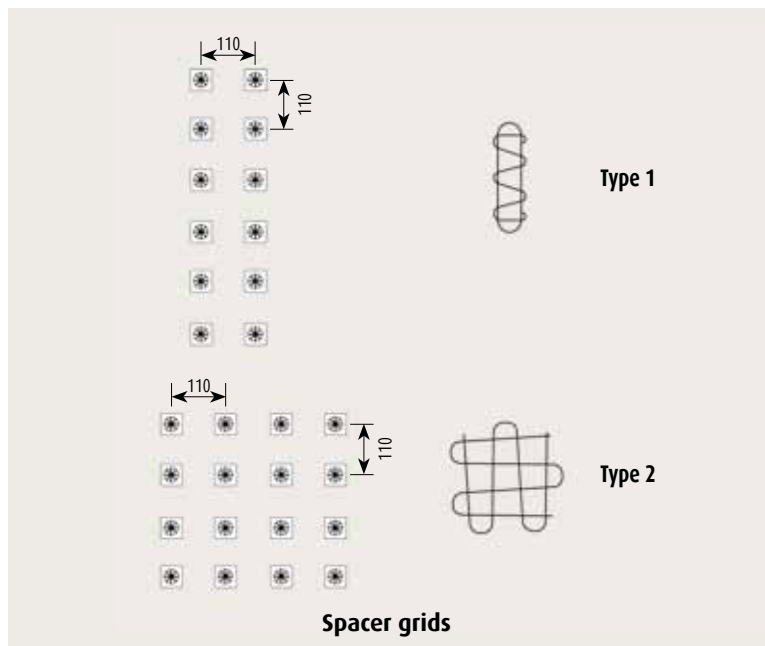


Type G embedded anchor

The type G anchor is a dead end anchor. The end of each strand is preformed to create a bulb shape.



Units	W1 (mm)	W2 (mm)	ØT (mm)
3C15	950	450	G 1/2"
4C15	950	500	G 1/2"
7C15	950	550	G 1/2"
9C15	950	550	G 1/2"
12C15	1,300	650	G 1/2"
13C15	1,300	650	G 1/2"
19C15	1,300	800	G 1"
22C15	1,500	1,000	G 1"
25C15	1,500	1,000	G 1"
27C15	1,700	1,250	G 1"
31C15	1,700	1,250	G 1"
37C15	2,000	1,250	G 1 1/2"
55C15	2,500	1,250	G 1 1/2"



Nuclear containment vessel, China

F RANGE ANCHORS FOR THIN ELEMENTS

Composition of F range anchor

F range anchors comprise:

- an anchor body embedded in the concrete and acting as both anchor head and distribution element;
- jaws, to anchor the strands;
- elements for permanent protection of the jaws, comprising HDPE (or metal) covers, filled with grease.

Application categories

F range anchors are intended for the prestressing of thin elements (slabs, concrete floors, etc.).

They are used for:

- unbonded prestressed concrete;
- bonded prestressed concrete.

Bonded internal prestressing configurations

The most common use of F range anchors in bonded internal prestressing is based on the use of uncoated strands in a corrugated metal sheath, galvanised or ungalvanised, generally flat for easier insertion into thin elements, and injected with cement grout after tensioning of the strands.

The anchors, sheath and prestressing reinforcements are installed before concreting the structure. In particular, this prevents the risk of flat ducts being crushed during concreting which would prevent the subsequent threading of the strands.

Unbonded internal prestressing configurations

F range anchors for unbonded internal prestressing are used with grease-protected strands, each with individual HDPE sheathing. These elements are directly incorporated into the reinforcement before concreting, with precautions being taken not to damage each individual sheath.

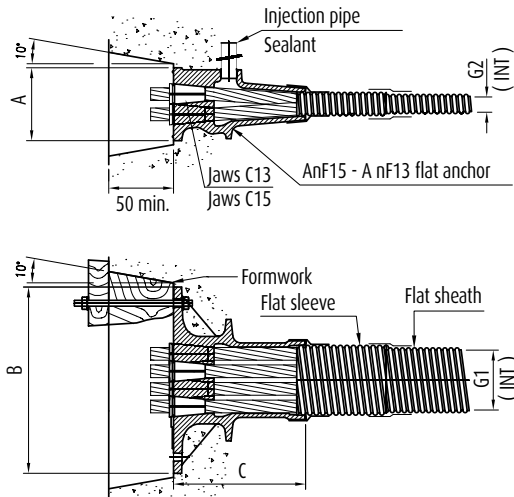
The individual AF13/15 anchor for 13^{mm} and 15^{mm} strands respectively allows for the beneficial effects of the prestressing to be distributed very evenly in thin elements.



Jamuna Bridge, Bangladesh

BONDED INTERNAL PRESTRESSING

Multi-strand units 3 to 5 F13/F15



Notes: F range anchors are designed for minimum concrete strength $f_{cmin} = 22$ MPa (on cylinder). The usual installation method is threading the strands into the ducts (flat sheaths) before concreting. However, if necessary, it is also possible to thread the strands after concreting the structure, on condition that special provisions are made.

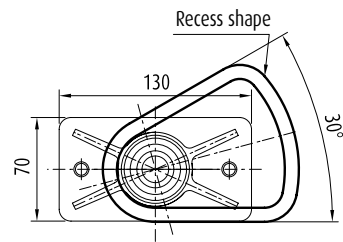
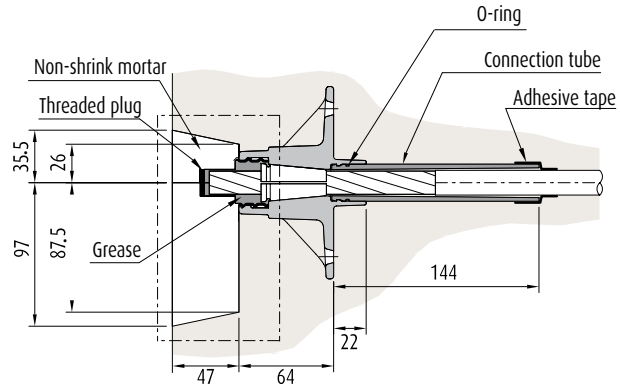
Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G1 x G2 (mm ²)	G (mm)	H (mm)
A3 F13/15	85	190	163	58 x 21	95	200
A4 F13/15	90	230	163	75 x 21	100	240
A5 F13/15	90	270	163	90 x 21	100	280



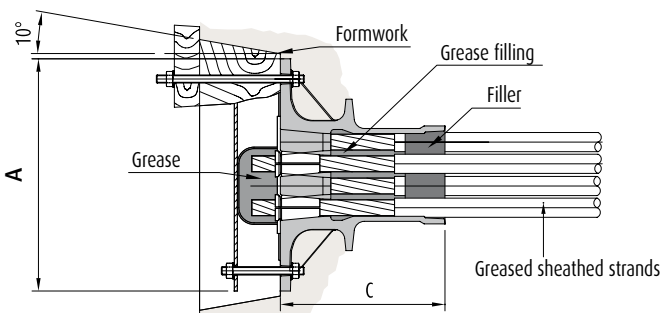
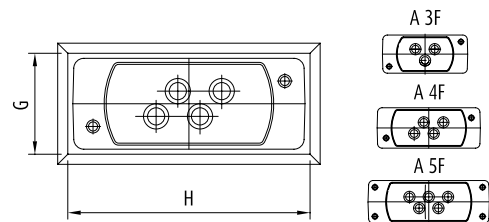
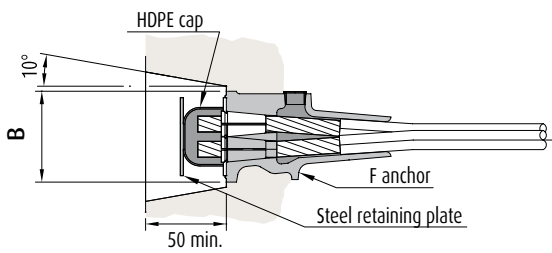
Bridge at Rousson, France

UNBONDED INTERNAL PRESTRESSING WITH GREASED SHEATHED STRANDS

1/ Single-strand unit (1F13/1F15)



2/ Multi-strand units (3 to 5 F13/15)

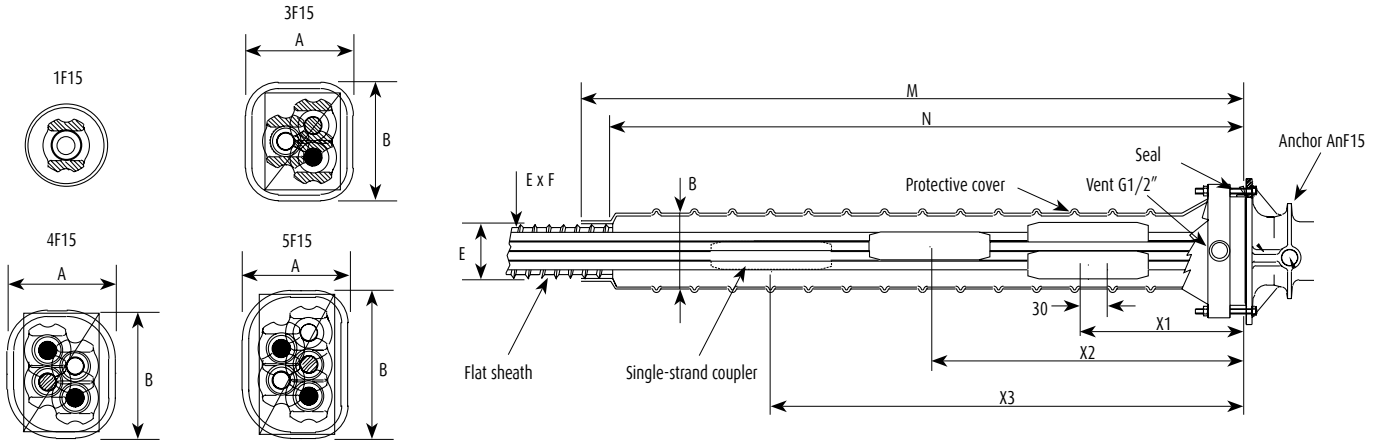


Units	A (mm)	B (mm)	C (mm)	G (mm)	H (mm)
A 3F 13/15	190	85	163	95	200
A 4F 13/15	230	90	163	100	240
A 5F 13/15	270	90	163	100	280



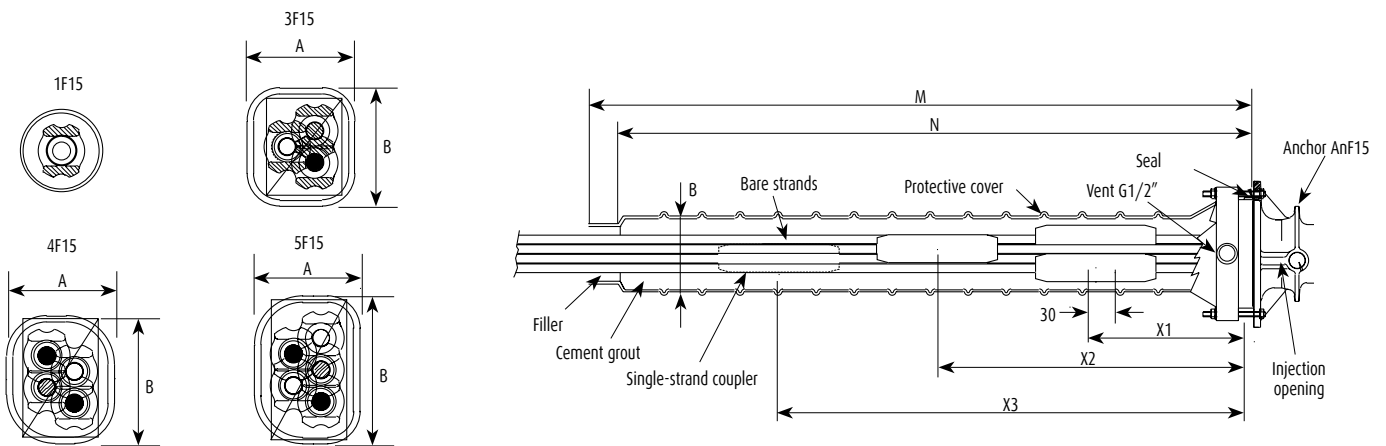
CI SINGLE-STRAND FIXED COUPLERS

Bonded prestressing



Units	A (mm)	B (mm)	E (mm)	F (mm)	M (mm)	N (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)
CI 1F13/15	-	-	-	-	550	550	250	-	-
CI 3F13/15	100	100	58	20	800	750	250	500	750
CI 4F13/115	100	110	75	20	1,050	1,000	250	500	750
CI 5F13/15	100	140	90	20	1,050	1,000	250	500	750

Unbonded prestressing



Units	A (mm)	B (mm)	M (mm)	N (mm)	X1 (mm)	X2 (mm)	X3 (mm)
CI 1F13/15	-	-	550	500	250	-	-
CI 3F13/15	100	100	800	750	250	500	750
CI 4F13/15	100	110	1,050	1,000	250	500	750
CI 5F13/15	100	140	1,050	1,000	250	500	750

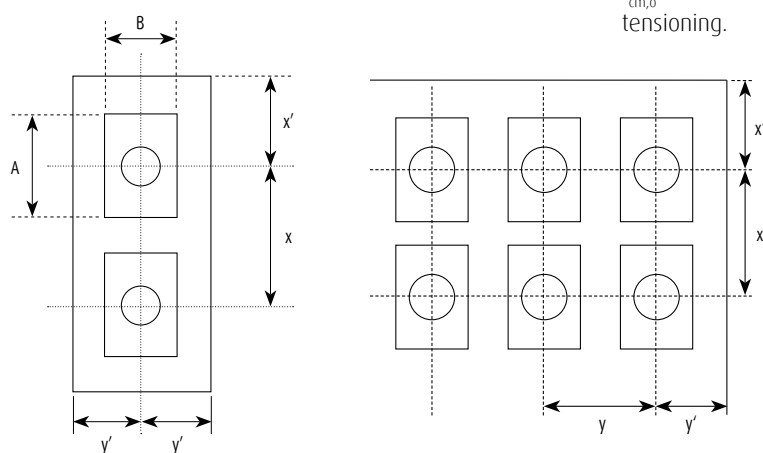
LAYOUTS FOR F RANGE ANCHORS

The anchors must be positioned at an adequate distance from the wall and spaced at a minimum centre-to-centre distance. These distances are obtained using dimensions a and b of the test assemblies created under the European Technical Approval procedure.

In the following, it is taken that the anchors are positioned along two normal direction axes: x and y , with the short side of the trumplate aligned on the y axis.

Notation

- A, B : plane dimensions of the trumplate ($A \geq B$).
- a, b : side lengths of test specimen ($a \geq b$).
- x, y : minimum centre distance between two anchorages in the structure in x and y directions.
- x', y' : minimum edge distance between anchorages and the closest external surface in x and y directions.
- $f_{cm,0}$: mean compressive strength measured on cylinder required before tensioning.



Dimensions x and y must meet the following conditions:

- $x \geq A + 30$ (mm)
- $y > B + 30$ (mm)
- $x \cdot y \geq a \cdot b$
- $x \geq 0.85 a$
- $y \geq 0.85 b$
- $x' \geq 0.5 x + \text{concrete cover} - 10$ (mm)
- $y' \geq 0.5 y + \text{concrete cover} - 10$ (mm)

Distances a and b

Units	$f_{cm,0}$ (MPa)	a (mm)	b (mm)
1F 13/15	22	190	140
3/4 F 13	22	500	160
3/4 F 15	22	390	190
5 F 13	22	570	260
5 F 15	22	510	240

Values a and b are given in the table opposite, for three different concrete strengths $f_{cm,0}$ in the case of F range.

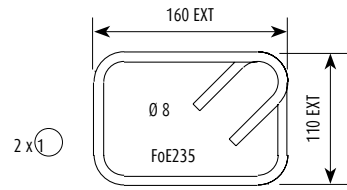
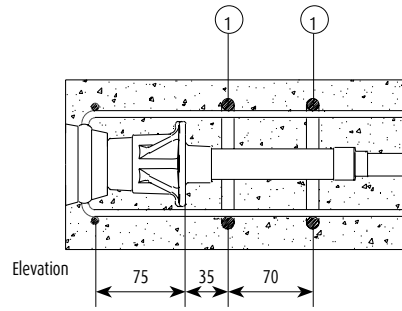
If the design provides for partial tensioning or a tensioning rate of less than $\min [0.8 F_{pk} ; 0.9 F_{p0.1\%}]$, interpolation can be used to determine the required value of $f_{cm,0}$, bearing in mind that at 50% of full force, the required strength for the concrete can be brought to 2/3 of the values given in the two tables above and that at 30% of this force, the required strength for the concrete can be brought down to half of the values given.



HOOP REINFORCEMENT FOR F RANGE ANCHORS

1/ Single-strand unit

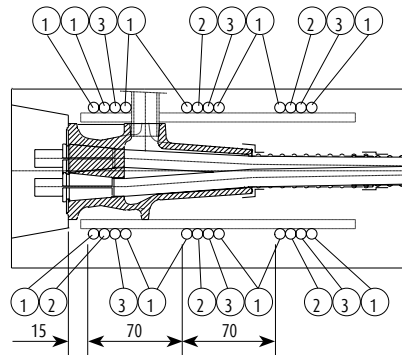
A 1F13
A 1F15



Dimensions in mm

2/ Multi-strand units (3 to 5 F13/15)

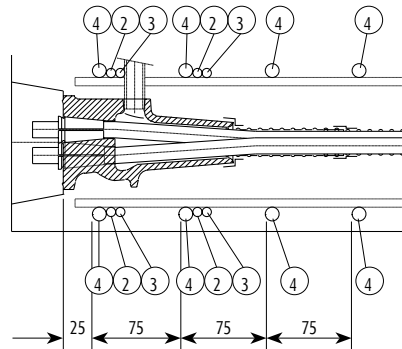
A 3F13
A 4F13



Type	No.	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
1	12	8	320			
2	3	8	320	20	160	140
3	3	8	320	20	160	140

See types of bars below.

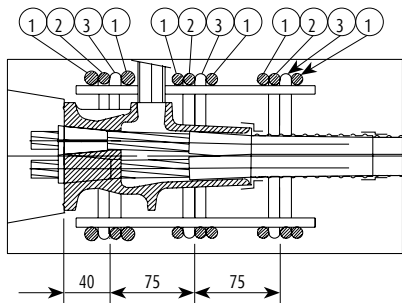
A 3F15
A 4F15



Type	No.	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
2	2	8	350	60	160	160
3	2	8	350	60	160	160
4	4	12	350		160	160

See types of bars below.

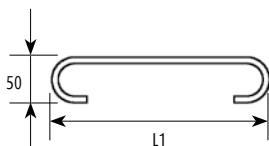
A 5F15
A 5F13



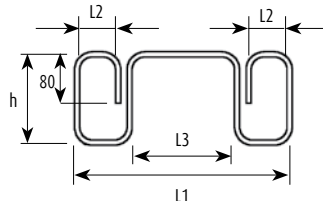
Type	No.	Ø (mm)	L1 (mm)	L2 (mm)	L3 (mm)	h (mm)
1	12	10	380	-	-	-
2	3	10	380	55	190	145
3	3	10	380	55	190	145

See types of bars below.

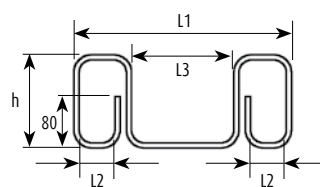
Type No. 1



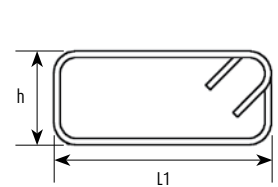
Type No. 2



Type No. 3



Type No. 4

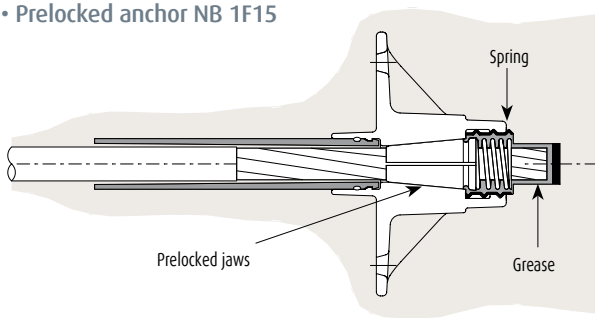


EMBEDDED ANCHORS FOR F RANGE

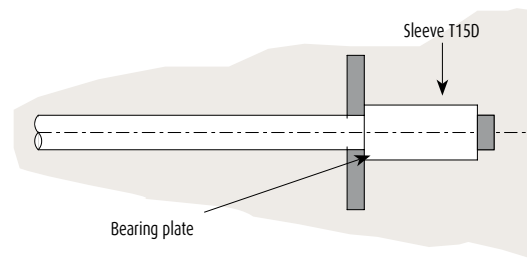
There are three types of passive anchors embedded in concrete used in combination with F range active anchors: prelocked anchor NB1F15, type N using an individual plate supporting an extruded sleeve and the type G dead end anchor. The tendons are positioned before concreting.

1/ Single-strand unit

• Prelocked anchor NB 1F15



• Anchor with extruded sleeve

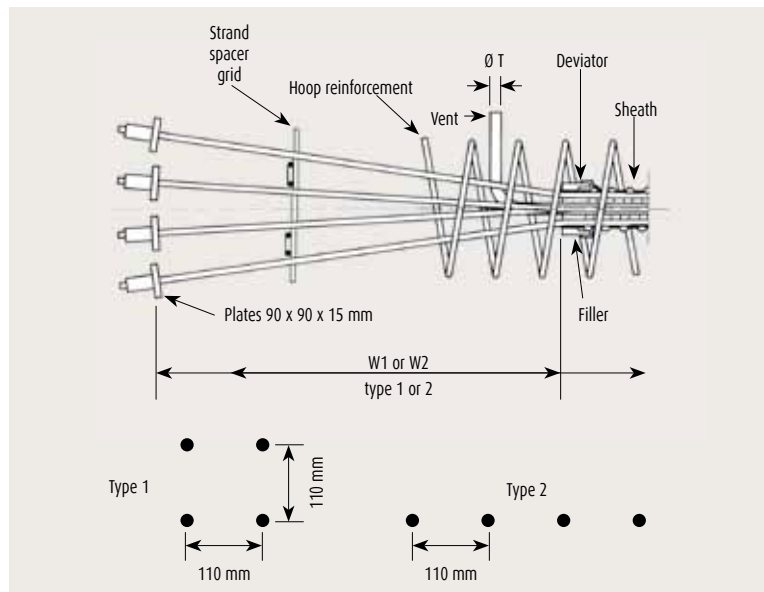


Type N embedded anchor

In the type N anchor, each strand has an extruded sleeve, each supported individually by a steel plate.

Units	N		ØT (mm)
	W1 (mm)	W2 (mm)	
N3 F13/15	300	300	G 1/2"
N4 F13/15	350	350	G 1/2"
N5 F13/15	500	400	G 1/2"

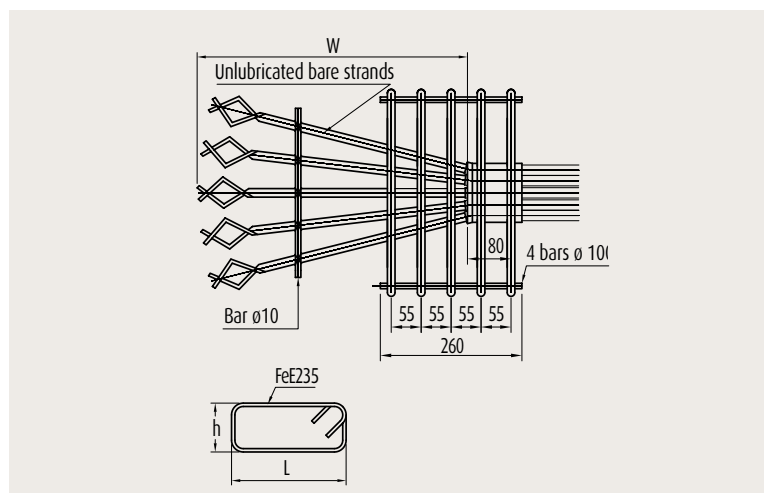
2/ Multi-strand units (3 to 5 F13/15)



Type G embedded anchor

The type G anchor is a dead end anchor. The end of each strand is preformed into a bulb shape.

Units	W (mm)	Ø (mm)	H (mm)	L (mm)
3F13	950	10	120	300
4F13	950	10	120	320
5F13	950	12	120	340
3F15	950	10	120	300
4F15	950	12	145	340
5F15	950	14	145	380



COMPONENTS COMMON TO RANGES C AND F

1/ Prestressing strands

The table below gives the main characteristics of the most common strands, useable with the Freyssinet prestressing system:

CHARACTERISTICS OF STRANDS AS PER PREN 10138-3

Standard	Grade MPa	Nominal diameter (mm)	Nominal reinforcement cross-section (mm ²)	Nominal weight (kg/m)	Guaranteed breaking load (F _{pk} kN)	Elastic limit (F _{p0.1} kN)
pr EN 10138-3	1,770	12.5	93	0.73	165	145
		12.9	100	0.78	177	156
		15.3	140	1.09	248	218
		15.7	150	1.18	265	234
	1,860	12.5	93	0.73	173	152
		12.9	100	0.78	186	164
		15.3	140	1.09	260	229
		15.7	150	1.18	279	246

- Typical elongation under maximum load for all strands is $\geq 3.5\%$,
- maximum relaxation at 1,000 hours under 0.7 f_{pk} for all strands is $\leq 2.5\%$.

CHARACTERISTICS OF TENDONS MADE UP OF STRANDS WITH NOMINAL DIAMETER 15.7MM AND 0.6"

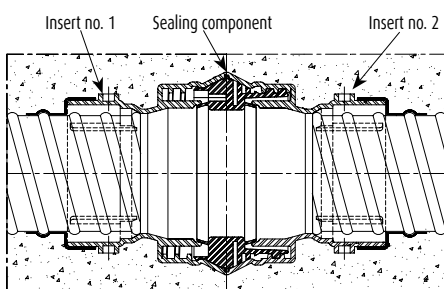
Units	Strand type						
	T 15.7 pr EN 10138-1 and 3				ASTM A-416-96 0.6 class 270		
	Nominal cross-section (mm ²)	Weight (kg/m)	Class 1770 (F _m kN)	Class 1860 (F _m kN)	Nominal cross-section (mm ²)	Weight (kg/m)	F _m (kN)
1	150	1.17	265	279	140	1.102	260.7
2	300	2.34	530	558	280	2.205	521.4
3	450	3.54	795	837	420	3.306	782
4	600	4.72	1,060	1,116	560	4.41	1,043
7	1,050	8.26	1,855	1,953	980	7.71	1,825
9	1,350	10.62	2,385	2,511	1,260	9.92	2,346
12	1,800	14.16	3,180	3,348	1,680	13.22	3,128
13	1,950	15.34	3,445	3,627	1,820	14.33	3,389
19	2,850	22.42	5,035	5,301	2,660	20.94	4,953
22	3,300	25.95	5,830	6,138	3,080	24.24	5,735
25	3,750	29.50	6,625	6,975	3,500	27.55	6,518
27	4,050	31.85	7,155	7,533	3,780	29.75	7,039
31	4,650	36.58	8,215	8,649	4,340	34.16	8,082
37	5,550	43.66	9,805	10,323	5,180	40.77	9,646
55	8,250	64.9	14,575	15,345	7,700	60.61	14,339



Corrugated steel sheath

LIASEAL			
Outside diameter of LIASEAL (mm)	125	140*	155*
Inside diameter of sheath (mm)	65	80	95

*Available on request



Liaseal

2/ Internal prestressing ducts

The following duct types are used for range C and F tendons:

Corrugated steel sheath

The recommended dimensions for ducts are given in the tables associated with each anchor. However, it must be checked that the suggested dimensions are compatible with applicable regulations. When a lower coefficient of friction is required, a phosphate treated/soaped corrugated metal sheath (L.F.C.) can be used (see page 28).

Corrugated plastic Plyduct sheath

Developed and patented by Freyssinet to meet the requirements of FIB (International Federation for Structural Concrete) recommendations "Corrugated Plastic Ducts for Internal Bonded Post-Tensioning Systems" (2000) and the Concrete Society TR47 "Durable Bonded Post-tensioned Concrete Bridges", this sheath is totally air and watertight.

Inside diameter of PLYDUCT Sheath (with sleeve = d + 10)									
Thickness 2.5 mm	40	45	50	60	65	70	80	90	95
Thickness 3.0 mm	100	105	110	115	120	130	160	-	-

Liaseal

Developed by Freyssinet, the Liaseal sheath coupler ensures leaktightness of ducts at segment joints, in particular if they are match-cast and are no longer accessible. Used in association with the Plyduct sheath, it allows for the creation of continuous, leaktight plastic ducts.

Steel tubes

For totally leaktight or highly deviated ducts.

Radius of curvature

The radius of curvature of the duct must be at least equal to:

- 100 Ø for circular or flat rigid ducts bendable by hand (With Ø = inside diameter of duct),
- 3 m for steel tubes.

As an exception, the radius of curvature may be reduced to 20 Ø for steel tubes on the condition that:

- this radius is not less than 1.1 m for T13 strands and 1.3 m for T15 strands,
- the tension does not exceed 70% of the guaranteed breaking load of the reinforcement in the area where the radius is less than three metres,
- the sum of the angular deviations along the length of the reinforcement does not exceed $3\pi/2$ radians,
- the highly curved area is considered as a dead anchor when the angular deviation is greater than $\pi/2$ radians.

Special case

If L.F.C. sheaths are used, it is possible to reduce the radius of curvature of sheaths bendable by hand, while maintaining correct transmission of the prestressing forces. The lower limit of the radius of curvature is then $R_{\min} \geq 1.35\sqrt{n}$, n representing the number of strands in the tendon.

Friction in the main run

For calculation of the prestressing force, the values of the coefficients of friction (μ) and wooble (k), vary depending on the uses and type of ducts, their surface treatment and the relationship $P(x) = P_{\max} e^{-\mu(\theta+kx)}$.



HDPE ducts for external prestressing

RADIUS OF CURVATURE

Units	Minimum radius of curvature in anchors (m)	Minimum radius of curvature in deviators (m)
7C15	3.0	2.0
12C15	3.5*	2.5*
19C15	4.0*	3.0*
27C15	4.5	3.5
37C15	5.0*	4.0

* : as per standard ENV 1992-1-5:1994

3/ External prestressing ducts

Tendons injected with cement grout

- high density polyethylene (HDPE) tube in zones external to the concrete. The tubes are type PE80 or PE100. Use of tubes with nominal pressure PN 6.3 is recommended.
- steel tube in anchor zones, diaphragms and deviators bushings.

Grease or wax injected tendons

Use of tubes with nominal pressure PN 10 is recommended, unless preliminary study suggests otherwise.

Radius of curvature

In the absence of more stringent national requirements, the radius of curvature of the tendon in deviators, generally comprising bent steel tubing, complies with the minimum values opposite.

For greased, sheathed strands laid in ducts pre-injected with cement grout, the following should be respected:

- Isolated strands: $R_{min} \geq 1m$
- Strands grouped in bundles: $R_{min} \geq 2.5m$

COEFFICIENT OF FRICTION

Use	Type of duct	Coefficient of friction $\mu(\text{rad}^{-1})$		Coefficient k (rad/m)
		lubricated strand	unlubricated strand	
Bonded internal prestressing	Corrugated steel sheath	0.17	0.19	0.007
	LFC sheath	0.10	0.12	0.007
	Plyduct	0.10	0.12	0.007
	Plain steel tube	0.16	0.24	0.007
Unbonded internal prestressing	Single-strand	0.05	-	0.007
	Bundle of pre-injected single-strands	0.05	-	0.012

External prestressing	Plain HDPE tube	0.10	0.12	0
	Plain steel tube	0.16	0.24	0

Fluctuation in the coefficient of friction is normally $\pm 25\%$.

4/ Injection products

Prestressing strands, if not individually sheathed and greased, are protected by injecting the duct containing them. The fill product is either cement grout, which produces a passivating layer on the surface of the steel to protect it against corrosion, or a flexible product that encloses strands in a watertight casing.



L.F.C. sheath

Cement grout

To ensure perfect filling of the ducts and therefore durable protection of the prestressing steels, the properties of the cement grout must be adjusted to suit the injection technique, which differs depending on the tendon layout, site temperatures, the position of vents and injection points, etc.

On the basis of laboratory studies and the experience it has acquired in projects of all kinds, Freyssinet has developed a range of prestressing grouts to meet the specific conditions of every project type.

- **FREYSSIFLOW HP 215 high stability grout**

These grouts are for injecting tendons with significant height variations without having to reinject thanks to their anti-bleed properties.

- **FREYSSIFLOW RT 514 easy to use special long lasting grout**

These grouts retain high fluidity over a long period and are thus suitable for injecting high volume tendons on sites where there are significant layout constraints such as nuclear reactor containment vaults.

- **FREYSSIFLOW TX special thixotropic grout**

These grouts, characterised by their high shear threshold, are especially recommended for injecting large diameter tendons which are geometrically complex. The stability of the propagation interface prevents the grout collapsing as it reaches the high points and so prevents the creation of air pockets. Using Freyssiflow TX grout means that the use of injection vents can be reduced or even eliminated.



Thixotropic grout

For applications requiring low volumes of cement grout, it can be better to use a ready-to-use product, only needing the addition of water. For applications requiring high volumes of cement grout, Freyssinet can install an on-site mixer unit so that injection runs for complete families of tendons can be performed.

GENERAL PROPERTIES OF PRESTRESSING GROUTS

Property	Number of tests	Acceptance criterion	Test method
Particle size	1 test	No residue	EN 445 - Sieve
Fluidity	1 test immediately after mixing	$11s \leq t_0 \leq 20s$	EN 445 - Marsh Cone
	1 test at 15 min, 30 min, 60 min, 90 min and 120 min	$t \leq 25s$	
Temperature	1 measurement at t ₀ , t ₀ +30 min, t ₀ +60 min and t ₀ +120 min.	$T \leq 30^{\circ}C$	Thermometer
Bleed	3 tests	The average of the 3 measurements must not exceed 0.3% after 3hrs.	EN 445 - 1m Tube
Volumetric change	3 tests	The volumetric change must be between -1% and +5% at 1hr, 3hrs and 24hrs	EN 445 - 1m Tube
Compressive strength	3 tests	≥ 27 MPa at 7 days ≥ 30 MPa at 28 days	EN 196 - 1

Flexible product

Flexible corrosion-resistant products are chemically inert vis-à-vis prestressing steels. They can be split into two main categories: greases and waxes (hot-injected). Freyssinet has developed **Freyssiwax**, a long-chain synthetic wax specifically designed to be stable over time and to minimise bleed.

INSTALLATION



Installation of the Freyssinet system comprises the following 4 main stages:

- 1/ installing the ducts and trumplates;
- 2/ threading the strands and installing the anchors;
- 3/ tensioning;
- 4/ injection and sealing.

1/ Installing the ducts and trumplates

For internal prestressing, the ducts are positioned before concreting. Corrugated steel or HDPE sheaths are the most commonly used. For external prestressing, the most commonly used ducts are HDPE tubes. Special care is taken with positioning and support of the ducts.

2/ Threading the strands and installing the anchors

After checking on free passage in the ducts, the tendons are, in general, threaded by pushing each strand from one end. Freyssinet's threading equipment can be used to produce prestressing tendons over 200m in length.

3/ Tensioning

Tendons with C and F range anchors are tensioned using single-strand or multi-strand hydraulic jacks with hydraulic locking-off of the anchor jaws. Jacks without hydraulic locking-off or single-strand jacks can be used if appropriate.



The initial force is:

- tensioning force after transfer to anchor for:
 - Eurocode 2 (the lower of the two values $0.75 f_{pk}$ and $0.85 f_{p0.1k}$),
 - AASHTO regulations ($0.7 f_{pk}$),
- tensioning force before transfer to anchor for:
 - Eurocode 2 and BPEL 91 regulations (the lower of the 2 values $0.8 f_{pk}$ and $0.9 f_{p0.1}$),
 - AASHTO regulations ($0.7 f_{pk}$).

The tensioning operation can only start if the on-site measured mechanical strength of the concrete, in the vicinity of the anchor zone, is greater than the value $f_{cm,0}$ defined for the project.



► C RANGE

Type CC jacks

Type CC jacks, owing to their compactness, enable the reduction of:

- cachetages dimensions (small nose);
- distances to walls, and therefore parasitic moments;
- the concrete volume of cachetages and ribs needed at exit of span tendons;
- the possibility of increasing the offset and therefore the efficiency of the tendons.

The compactness and automation of type CC jacks facilitate handling and tensioning operations.

Outside dimensions of CC jacks

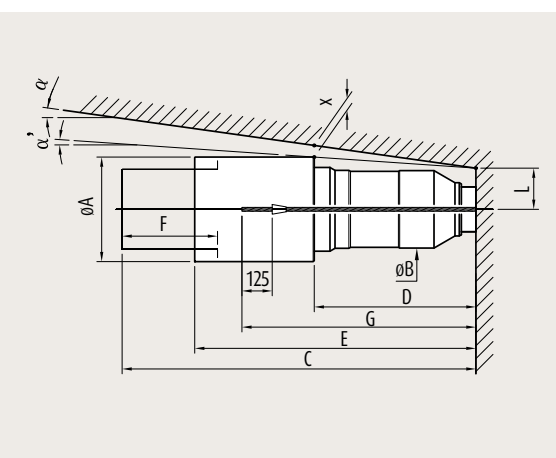
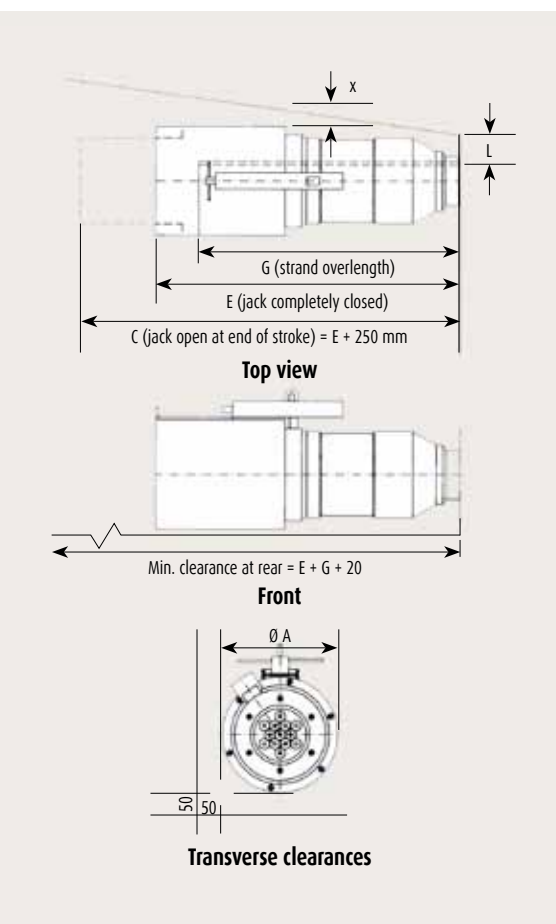
Jacks	Units	ØA (mm)	E (mm)	G (mm)	L (mm)	α for x ≈ 50	Stroke (mm)
CC 350	7C15	360	1,105	690	120	11°	250
	9C15		1,105	690	150	8°	
	12C15		1,115	700	150	8°	
	13C15		1,074	660	150	9°	
CC 500	7C15	438	1,085	688	120	15°	250
	9C15		1,085	688	150	13°	
	12C15		1,095	698	150	13°	
	13C15		1,100	703	150	12°	
	19C15		1,071	674	170	11°	
CC 1000	19C15	593	1,160	723	170	16°	250
	22C15		1,170	733	210	13°	
	25C15		1,175	738	210	13°	
	25C15P		1,175	738	210	13°	
	27C15		1,180	743	210	13°	
	31C15		1,146	709	210	13°	
	37C15		1,151	714	240	10°	
CC 1500	37C15	722	1,550	770	240	9°	350
	55C15		1,986	700	280	8°	

3 and 4C15 tendons are tensioned using a K100 jack (see next page).

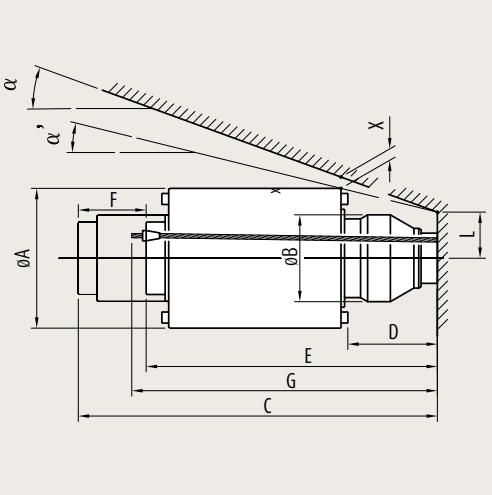
C/F range jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
C350F	7C15	355	263	1,415	731	1,165	250	1,120	120	4°30'	8°
	9C15*			1,415	731	1,165		1,120	150	2°54'	8°
	12C15*			1,115	741	1,175		1,130	150	3°50'	8°
	13C15*			1,374	675	1,124		1,080	150	2°20'	7°
C500F	7C15	432	320	1,513	714	1,213	300	1,080	120	7°39'	12°
	9C15*			1,523	709	1,223		1,085	150	7°25'	13°
	12C15*			1,533	719	1,233		1,095	150	7°6'	13°
	13C15			1,538	724	1,238		1,100	150	5°13'	9°
	19C15			1,482	668	1,182		1,050	170	3°56'	8°
C1000F	19C15	582	417	1,583	754	1,283	300	1,110	170	9°	13°
	22C15*			1,593	764	1,293		1,120	210	7°4'	11°
	25C15			1,593	764	1,293		1,120		6°03'	10°
	25CC15*			1,593	764	1,293		1,120		6°01'	10°
	27C15*			1,598	769	1,298		1,125		6°01'	10°
	31C15			1,603	774	1,303		1,130		5°58'	10°
C1500F	37C15	707	512	1,552	718	1,252	500	1,080	240	4°04'	8°
	31C15			2,423	134	1,923		1,250	210	7°13'	10°
	37C15			2,438	1,144	1,938		1,270	140	5°39'	8°
	55C15			2,375	1,076	1,875		1,200	280	3°54'	7°

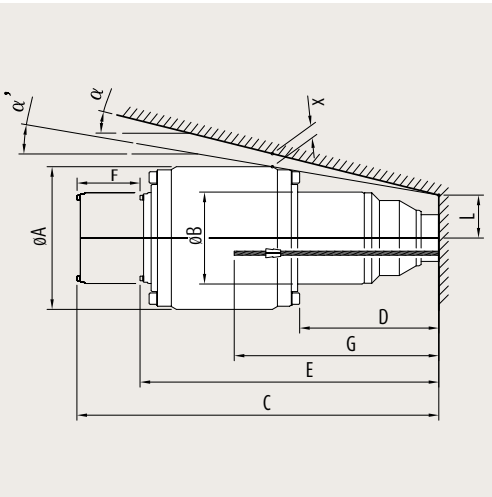
*Available on request



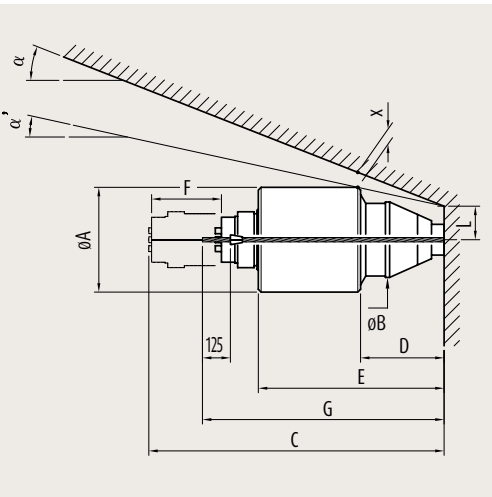
The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.



The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.



The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.



The sketch is based on a jack suspension device located in a plane perpendicular to that of the sketch.

Type K/C jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
K100C	3C15	290	220	913	256	713	200	820	100	9°21'	19°
	4C15			918	718						
K200C	7C15	350	263	1,154	435	954	250	1,060	120	6°52'	13°
K350C	9C15	440	263	1,153	324	903		1,005	150	9°09'	17°
	12C15			1,163	334	913	1,015	150	9°40'	16°	
	13C15			1,168	339	918	1,020	150	9°33'	16°	
K500C	19C15	515*	320	1,333	361	1,083	250	1,136	170	13°23'	21°
		508			353					13°57'	23°
	22C15	515*		1,343	349	1,093		1,146		15°59'	21°
		508			341					16°32'	23°
K700C	25C15	640*	419	1,465	420	1,215	250	1,320	210	12°25'	18°
	25CC15	609			454					11°45'	18°
	27C15	640*		1,465	438	1,215		1,320		11°33'	18°
		609			474					10°21'	16°
	31C15	640*		1,475	430	1,225		1,330		12°09'	18°
	609		464				11°30'	18°			
K1000C		770*	492	1,548	490	1,298	250	1,400	240	15°59'	21°
		720			523					16°40'	21°
	37C15	770*		1,497	434	1,247		1,350		14°23'	20°
		720			467					15°20'	20°

*Available on request.

Type K500F jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
K500F	13C15	565	364	1,462	580	1,212	250	840	150	9°41'	14°
	19C15			1,433	551	1,183		810	170	9°17'	13°

Type VP/C jacks

Jacks	Units	ØA (mm)	ØB (mm)	C (mm)	D (mm)	E (mm)	F (mm)	G (mm)	L (mm)	α actual	α for x ≈ 50
VP260C	7C15	375	270	1,151	299	735	250	980	120	12°19'	21°
	13C15			1,126	264	700		945	150	8°5'	19°
VP650C	19C15	560	395	1,602	310	1,052	300	1,400	170	19°32'	28°
	31C15			1,441	320	973		1,410	210	12°20'	21°

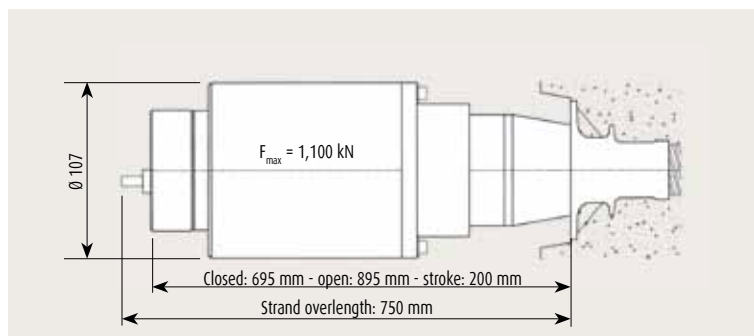
► F RANGE

Tendons with 3F15, 4F15 and 5F15 anchors can be tensioned either by acting on the complete tendon with a K100 jack, or strand by strand with an M23 jack.

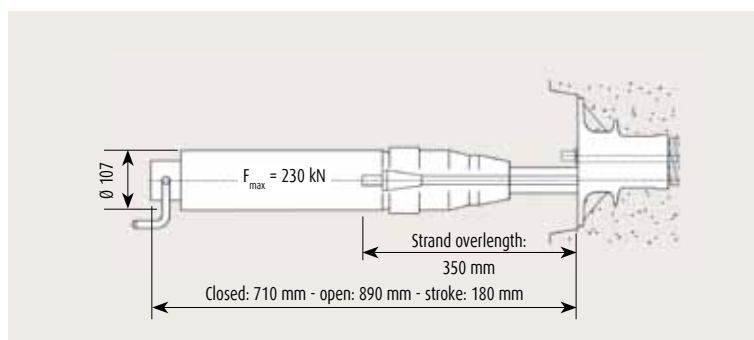
The main dimensions of these jacks are given below:



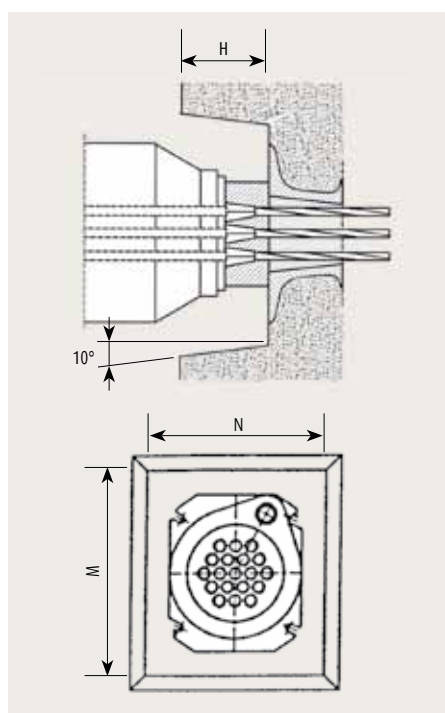
Sioule Viaduct, France



K 100



M 23



► PERMANENT CACHETAGE OF ANCHORS

Units	M (mm)	N (mm)	H (mm)
3F15	200	95	50
3C15	200	170	120
4F15	240	100	50
4C15	200	180	125
5F15	280	100	50
7C15	230	210	125
9C15	275	245	125
12C15	290	260	150
13C15	300	270	150
19C15	350	310	160
22C15	380	335	170
25C15	410	360	170
25C15P	410	360	170
27C15	400	350	180
31C15	435	380	180
37C15	470	410	195
55C15	560	480	230

4/ Injection and cachetage

- The purpose of injecting the free length of the tendons and sealing the anchors is to protect the tendons against corrosion. Tendons are injected using either cement grout containing a passivating agent for steel, or using hydrophobic products, grease or wax, which create a continuous, leaktight cover to fully protect against aggressive agents.

- In order for corrosion protection to be effective, the ducts must be completely filled, without any air pockets that could constitute an area where water seepage could accumulate. Such a result is generally achieved by selecting the correct speed at which the grout fills the duct and by vents at high points in deviated tendons.

- For complex tendon lay out, for example highly deviated or vertical tendons, or to overcome any problems installing drain openings at high points, Freyssinet has developed specific injection techniques, described below.

Vacuum injection

The purpose of this technique is to create a partial air vacuum in the duct before filling in order to avoid trapping air pockets. This technique is only used for leaktight ducts and is very suitable for tendons on which it is not possible to have high point vents.

In the case of deviated horizontal tendons, it can be combined with the use of Freyssiflow TX thixotropic grout to achieve better fill results.

It also allows for the injection of U-shaped tendons from a top anchor without having to worry about the effects of the grout interface collapsing.

Reinjection of high points

When there is significant risk of bleed at high points of a tendon route, highly deviated or vertical tendons, these high points should be reinjected to drain any weak grout. The volume to be bled is assessed case by case on the basis of experience acquired by Freyssinet.

Freyssinet has also developed special technological provisions for cases where it is not possible to locate a reinjection tube in the facing.

Injection of tendons with protected sheathed strands before tensioning

Tendons comprising protected sheathed strands within a duct must be injected with cement grout prior to tensioning. Once hardened, the grout performs the role of strand separator and prevents crushing of individual plastic sheaths where the tendon route deviates. This technique, designed and perfected by Freyssinet, guarantees that the sheathing of every strand is leaktight and smooth operation of the tensioning process.



Formulation of cement grout in a Freyssinet laboratory



Injection covers



To reduce hydraulic pressure losses at injection points, Freyssinet has designed sheath connectors so that the protective product can be injected at the rear of the anchor block through a large diameter tube.

This arrangement is well suited to very high vertical tendons. It also facilitates any anchor head reinjection operations.



Plastic permanent caps

Permanent caps

The prestressing anchors are protected either by a concrete seal if the anchor is in a recess, or a permanent cover if they have to remain accessible for later interventions. Permanent covers are also used for duct injection. They can be made from cast iron (galvanised or painted as option) or plastic.

Vents and drain openings

The diagrams below show the positioning of vents and injection tubes for relatively simple tendon routes.

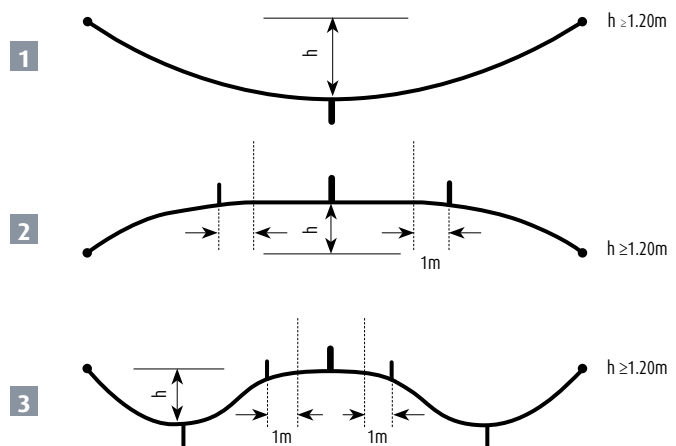
Figure 1 For U-shaped parabolic routes with height variation greater than 1.2 m, the low point is fitted with an injection tube.

Figure 2 For inverted U-shape parabolic routes with height variation greater than 1.2 m, the high point is fitted with a vent and two offset tubes. On reinjection of the high point, one of them serves as an injection tube while the other serves as a drain opening.

Figure 3 Horizontal tendons with two U-shaped undulations separated by a straight section, and with height variation greater than 1.2m, must be injected from one of the low points including the straight section, then reinjected from the other high point while draining the horizontal section.



Injection inlets on HDPE pipes



For more complex routes consult Freyssinet Technical Services.



ANEXO S.
Catálogo Freyssinet: Elastomeric Bearing

ELASTOMERIC BEARINGS



DESIGN, BUILD, MAINTAIN



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

ELASTOMERIC BEARING

A laminated elastomeric bearing is an elastomeric rubber block reinforced with steel plates vulcanised when built. This bearing is the connection between a structure and its support, and should make the following possible through elastic deformation:

- transmission of normal forces;
- horizontal movements;
- rotation of the structure in any direction;
- transmission of horizontal forces, within defined limits.

It may also be provided with a sliding plane for withstanding large movements of the structure and also having a one or two horizontal movement locking systems.

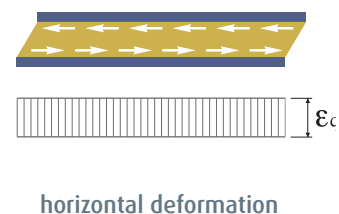
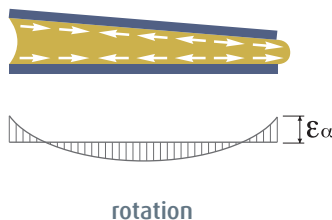
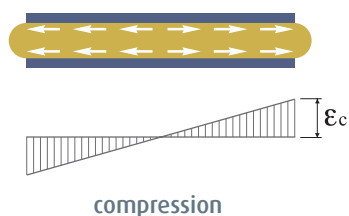
All Freyssinet bearings are CE certified.

CONTENTS

Applications	p 3
Dimensions	p 4
Elastomeric bearing types	p 6
Production and quality	p 7



APPLICATIONS



Behaviour

Each elemental layer, subject to stresses and movements, deflects as shown in the three diagrams below:

Shears that occur in the elastomeric layers depend on their dimensions, stresses and also the characteristics of the elastomer used.

Sizing of bearings is based on restricting these shears in accordance with current national or international regulations.

Use

Banded elastomeric bearings are mainly used in the structures field for which this product has many advantages: long service life, reliability, maintenance free, lightness, small overall dimensions and easy to install.

These qualities are also sought in the building field where laminated elastomeric bearings may be used for filtering vibrations (reduction of noise annoyance for example) or even earthquake proof insulators (acceleration reduction).

Installation

Installation quality is a vital condition for efficient operation and long lasting quality. Arrangements should be made at the design stage for providing sufficient clearance around the bearings so they can be monitored and possibly replaced.



Cruas Nuclear Power Plant - France.



Omnisports Palace at Paris-Bercy - France.

DIMENSIONS

The figures provided in this table relate to Type B and Type C bearings in accordance with EN 1337-3. The different values shown below may be changed as a function of the actual stresses on the bearing involved.

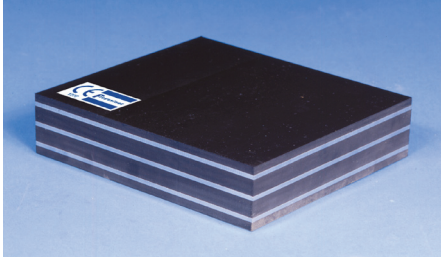
Plan dimensions of bearings	Compression load under zero displacement	Layer thickness	Number of layers	Number of reinforcing plates (TYPE B)	Reinforcing plates thickness	TYPE B			TYPE C				Allowable rotation
						Total elastomer thickness	Total thickness of bearing	Allowable displacement	Thickness of thicker steel plates	Total elastomer thickness	Total thickness of bearing	Allowable displacement	
axb, D	F	t	n	ns	ts	te	T	w	Ts	Te	T	w	α
mm	kN	mm			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m rad
100x150 100x200	120 179	8	2 3	3 4	3	21 29	30 41	21 29	15	16 24	49 60	16 24	21 31
150x200 150x250 150x300	408 558 715	8	2 3 4	3 4 5	3	21 29 37	30 41 52	21 29 37	15	16 24 32	49 60 71	16 24 32	10 15 20
200x250 200x300 200x350 200x400	803 1043 1291 1547	8	3 4 5 6	4 5 6 7	3	29 37 45 53	41 52 63 74	29 37 45 53	15	24 32 40 48	60 71 82 93	24 32 40 48	8 10 13 16
Ø200	625	8	2 3 4	3 4 5	3	21 29 37	30 41 52	21 29 37	15	16 24 32	49 60 71	16 24 32	9 14 19
Ø250	1578	8	2 3 4	3 4 5	3	21 29 37	30 41 52	21 29 37	15	16 24 32	49 60 71	16 24 32	8 12 16
250x300 250x400	1608 2425	8	3 4 5 6 7	4 5 6 7 8	3	29 37 45 53 61	41 52 63 74 85	29 37 45 53 61	15	24 32 40 48 56	60 71 82 93 104	24 32 40 48 56	6 8 10 12 14
Ø300	2230	8	4 5 6	5 6 7	3	37 45 53	52 63 74	37 45 53	15	32 40 48	71 82 93	32 40 48	9 11 14
Ø350	3598	8	3 4 5 6 7	4 5 6 7 8	3	29 37 45 53 61	41 52 63 74 85	29 37 45 53 61	15	24 32 40 48 56	60 71 82 93 104	24 32 40 48 56	5 7 9 10 12
300x400 300x500 300x600	2036 2787 3569	12	3 4 5 6	4 5 6 7	4	41 53 65 77	57 73 89 105	41 53 65 77	20	36 48 60 72	84 100 116 132	36 48 60 72	8 10 13 15
350x450	3091	12	3 4 5 6 7	4 5 6 7 8	4	41 53 65 77 89	57 73 89 105 121	41 53 65 77 89	20	36 48 60 72 84	84 100 116 132 148	36 48 60 72 84	7 9 11 13 15
Ø400	3220	12	3 4 5 6	4 5 6 7	4	41 53 65 77	57 73 89 105	41 53 65 77	20	36 48 60 72	84 100 116 132	36 48 60 72	7 10 12 15
400x500	4454	12	4 5 6 7 8	5 6 7 8 9	4	53 65 77 89 101	73 89 105 121 137	53 65 77 89 101	20	48 60 72 84 96	100 116 132 148 164	48 60 72 84 96	7 9 11 12 14
400x600	5778	12	4 5 6 7 8	5 6 7 8 9	4	53 65 77 89 101	73 89 105 121 137	53 65 77 89 101	20	48 60 72 84 96	100 116 132 148 164	48 60 72 84 96	7 8 10 12 13
Ø450	5204	12	3 4 5 6	4 5 6 7	4	41 53 65 77	57 73 89 105	41 53 65 77	20	36 48 60 72	84 100 116 132	36 48 60 72	7 9 11 13
450x600	6991	12	4 5 6 7 8 9	5 6 7 8 9 10	4	53 65 77 89 101 113	73 89 105 121 137 153	53 65 77 89 101 113	20	48 60 72 84 96 108	100 116 132 148 164 180	48 60 72 84 96 108	6 7 8 10 11 13

The loading limits given in this table correspond to the loading of a bearing device to the ULS, in accordance with the verification requirements of standard EN 1337-3-2005.

Plan dimensions of bearings	Compression load under zero displacement	Layer thickness	Number of layers	Number of reinforcing plates (TYPE B)	Reinforcing plates thickness	TYPE B			TYPE C				Allowable rotation
						Total elastomer thickness	Total thickness of bearing	Allowable displacement	Thickness of thicker steel plates	Total elastomer thickness	Total thickness of bearing	Allowable displacement	
axb, D	F	t	n	ns	ts	te	T	w	Ts	Te	T	w	α
mm	kN	mm			mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	m rad
Ø500	6848	12	3	4	4	41	57	41	20	36	84	36	5
			4	5		53	73	53		48	100	48	7
			5	6		65	89	65		60	116	60	9
			6	7		77	105	77		72	132	72	11
			7	8		89	121	89		84	148	84	13
500x600	8262	12	4	5	4	53	73	53	20	48	100	48	5
			5	6		65	89	65		60	116	60	6
			6	7		77	105	77		72	132	72	7
			7	8		89	121	89		84	148	84	9
			8	9		101	137	101		96	164	96	10
			9	10		113	153	113		108	180	108	11
Ø550 Ø600	8825 12561	12	4	5	4	53	73	53	20	48	100	48	6
			5	6		65	89	65		60	116	60	7
			6	7		77	105	77		72	132	72	8
			7	8		89	121	89		84	148	84	10
			8	9		101	137	101		96	164	96	11
600x600	8214	16	4	5	5	69	94	69	20	64	109	64	6
			5	6		85	115	85		80	130	80	8
			6	7		101	136	101		96	151	96	9
			7	8		117	157	117		112	172	112	11
			8	9		133	178	133		128	193	128	12
			9	10		149	199	149		144	214	144	14
600x700	10329	16	4	5	5	69	94	69	20	64	109	64	6
			5	6		85	115	85		80	130	80	7
			6	7		101	136	101		96	151	96	9
			7	8		117	157	117		112	172	112	10
			8	9		133	178	133		128	193	128	12
			9	10		149	199	149		144	214	144	13
700x700 Ø700 Ø750	13749 10553 13949	16	4	5	5	69	94	69	20	64	109	64	5
			5	6		85	115	85		80	130	80	6
			6	7		101	136	101		96	151	96	7
			7	8		117	157	117		112	172	112	9
			8	9		133	178	133		128	193	128	10
			9	10		149	199	149		144	214	144	11
700x800	16772	16	4	5	5	69	94	69	20	64	109	64	5
			5	6		85	115	85		80	130	80	6
			6	7		101	136	101		96	151	96	7
			7	8		117	157	117		112	172	112	8
			8	9		133	178	133		128	193	128	10
			9	10		149	199	149		144	214	144	11
800x800 Ø800 Ø850	15054 11588 14804	20	4	5	5	85	110	85	20	80	125	80	5
			5	6		105	135	105		100	150	100	6
			6	7		125	160	125		120	175	120	7
			7	8		145	185	145		140	200	140	9
			8	9		165	210	165		160	225	160	10
			9	10		185	235	185		180	250	180	11
900x900 Ø900	21971 16951	20	4	5	5	85	110	85	20	80	125	80	4
			5	6		105	135	105		100	150	100	6
			6	7		125	160	125		120	175	120	7
			7	8		145	185	145		140	200	140	8
			8	9		165	210	165		160	225	160	9
			9	10		185	235	185		180	250	180	10
10	11	205	260	205	200	275	200	11					
11	12	225	285	225	220	300	220	12					

Figures provided as examples. Other sizes are available as a function of the requirements linked to a given application. Contact Freyssinet.

ELASTOMERIC BEARING TYPES



Standard bearings

Bearings are individually moulded and the reinforcing plates are completely buried in the elastomer with at least 4mm lateral cover and generally 2.5mm thick (type B) outside layers with the exception of bearings provided with thick external bands (type C).

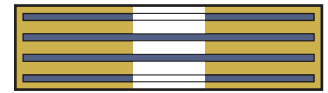
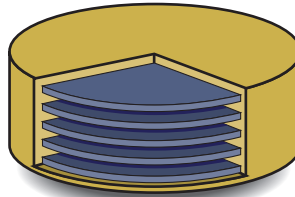


Type B



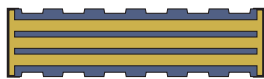
Type C

These bearings may have a rectangular, square or circular section. They may also have holes for running specific materials through (cross bar anchor), for fitting damping material or for reducing vertical stiffness.

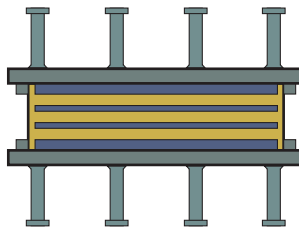


Bearings with anchor plates

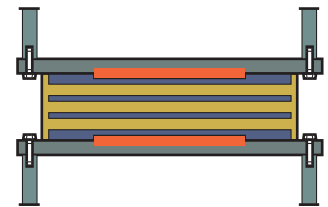
Freyssinet offers several solutions appropriate for different configurations, considering the variety of construction methods for structures and the stresses transmitted by bearings.



Bearings fitted with corrugated outer plates to guarantee thin connexion.



Bearings fitted with outer plates, anchor plates and connexion devices.



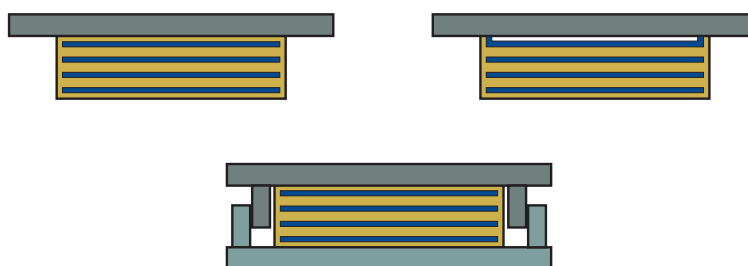
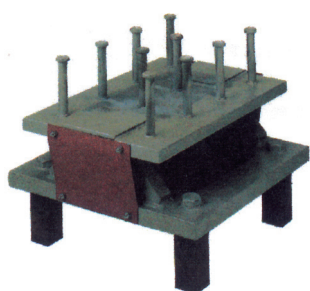
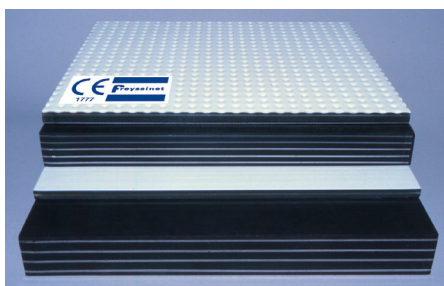
Bearings fitted with outer plates, anchor plates and shear discs.

Bearings with sliding surface

Laminated elastomeric bearings can be fitted with a sliding surface comprising a PTFE (polytetrafluoroethylene) sheet dipped in the elastomer of the bearing or notched in the top thick outer plate and a sliding plate provided with an austenitic steel sheet for decks requiring significant movement. Therefore, the built up bearing only provides very little movement resistance (limited to PTFE/ austenitic steel friction).

Restrained bearings

Transfer of large horizontal loads in either direction can be provided using steel guides.



PRODUCTION AND QUALITY

Freyssinet offers neoprene and natural rubber based bearings to meet different national or international standards (BS, AASHTO, DIN, EN, etc.). Production quality of these bearings is guaranteed by appropriate formulation, control of mix preparation and steel plate surface treatment quality, as well as by the care applied to construction and moulding. Internal and external inspections are made at each production stage.

Moreover, Freyssinet conducts a policy of permanently improving its products and research and development of new processes or materials. The rigorous product quality control practices Freyssinet has developed have enabled the Group to obtain CE marking to distribute its elastomeric bearings.





More than 60 offices worldwide

AMERICAS

- **Argentina**
Freyssinet - Tierra Armada S.A.
- **Brazil**
Freyssinet Brazil Ltda
- **Canada**
Freyssinet Canada Ltée
- **Chile**
Freyssinet Tierra Armada Chile S.A
- **Colombia**
Freyssinet Colombie
- **El Salvador**
Fessic S.A. De C.V.
- **Mexico**
Freyssinet de Mexico - Tierra Armada S.A.
- **Panama**
Freyssinet
- **United States**
Freyssinet Inc.
- **Venezuela**
Freyssinet - Tierra Armada CA

EUROPE

- **Belgium**
Freyssinet Belgium N.V.
- **Bulgaria**
Freyssinet

Danemark

- A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Estonia**
Latvijas Tilti
- **France**
Freyssinet France
Freyssinet International & Cie
- **Hungary**
Pannon Freyssinet Kft
- **Iceland**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Ireland**
Freyssinet Ireland
- **Latvia**
Latvijas Tilti
- **Lithuania**
Latvijas Tilti
- **Macedonia**
Freyssinet Balkans
- **Netherlands**
Freyssinet Nederland B.V.
- **Norway**
A/S Skandinavisk Spaendbeton
- **Poland**
Freyssinet Polska Sp. z.o.o

Portugal

Freyssinet - Terra Armada S.A

Romania

Freyrom

Russia

Freyssinet

Serbia

Freyssinet

Slovenia

Freyssinet Adria SI d.o.o.

Spain

Freyssinet S.A.

Sweden

A/S Skandinavisk Spaendbeton

Switzerland

Freyssinet S.A.

Turkey

Freyssas

United Kingdom

Freyssinet Ltd

AFRICA AND MIDDLE EAST

Abu Dhabi

Freyssinet Middle East LLC

Algeria

Freyssinet Algérie

Dubai

Freyssinet Gulf LLC

Egypt

Freyssinet - Menard Egypt SAE

Jordan

Freyssinet Jordan LLC

Koweit

Freyssinet Koweit

Morocco

Freyssima

Oman

Freyssinet Arabian Sea LLC

Qatar

Freyssinet Menard Qatar WLL

Saudi Arabia

Freyssinet Menard Saudi Arabia Ltd.

Sharja

Freyssinet Menard Northern Emirates LLC

South Africa

Freyssinet Posten (Pty) Ltd

Tunisia

Freyssinet

ASIA

Hong Kong

Freyssinet Hong Kong Ltd

Freyssinet Insight Sewer Services Ltd

India

Freyssinet Menard INDIA Pvt Ltd

Indonesia

PT Freyssinet Total Technology

Japan

Freyssinet KK Japon

Macau

Freyssinet Macau Ltd

Malaysia

Freyssinet PSC (M) SDN BHD

Pakistan

Freyypak Ltd

Singapore

PSC Freyssinet (S) Pte. Ltd

South Korea

Freyssinet Korea Co. Ltd

Taiwan

Freyssinet Taiwan Engineering

Thailand

Freyssinet Thailand Ltd

Vietnam

Freyssinet Vietnam

OCEANIA

Australia

Freyssinet Australia Pty Ltd

New Zealand

Freyssinet New Zealand Ltd



FREYSSINET
SUSTAINABLE TECHNOLOGY

1 bis, rue du Petit Clamart 78140 Vélizy-Villacoublay - France
Tel: +33 1 46 01 84 84 - Fax: +33 1 46 01 85 85
www.freyssinet.com

ANEXO T.
Matriz de consistencia

ANEXO XX

Matriz de consistencia

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPÓTESIS GENERAL	VARIABLES	METODOLOGÍA
<p>¿Cuál es el resultado de comparar el sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” en cuanto a costos de construcción, ¿costos de mantenimiento y peso total de la superestructura?</p>	<p>Realizar un análisis comparativo del sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” en cuanto, a costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura.</p>	<p>El análisis comparativo del sistema estructural propuesto para la superestructura con vigas de concreto postensado frente al sistema estructural con vigas metálicas dado por el proyecto en ejecución: Saldo de obra “Creación de intercambio vial a desnivel en la intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia, en la ciudad de Juliaca, provincia de San Román – Puno” nos permitirá conocer cuál de las dos alternativas resulta mejor según los criterios de costos de construcción, costos de mantenimiento y peso total de la superestructura.</p>	<p>VARIABLE INDEPENDIENTE X1: Sistema estructural planteado para la superestructura de un paso a desnivel.</p> <p>VARIABLES DEPENDIENTES Y1: Costos de construcción. Y2: Costos de operación y mantenimiento. Y3: Peso de la superestructura.</p>	<p>Tipo de investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Con intervención • Prospectivo • Estudio transversal • Analítico <p>Nivel de investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Relacional <p>Diseño de investigación:</p> <ul style="list-style-type: none"> • No experimental <p>Enfoque temporal:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Transversal <p>Enfoque del tema:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Cuantitativo <p>Población y muestra:</p> <ul style="list-style-type: none"> • No probabilística: Estudio de caso de superestructura de intercambio a desnivel <p>Técnica de recolección de datos:</p> <ul style="list-style-type: none"> • Revisión bibliográfica • Análisis documental
PROBLEMAS ESPECÍFICOS	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	HIPÓTESIS ESPECÍFICAS		
<p>¿Se puede diseñar estructuralmente una alternativa de superestructura con vigas de concreto postensado para el intercambio a desnivel en estudio, bajo la normativa de puentes vigente y a partir del diseño generar los planos de construcción y metrado de materiales?</p> <p>¿Se puede cuantificar los costos de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones específicas del proyecto en estudio?</p> <p>¿Cuál es la diferencia en cuanto a costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como en el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado propuesto, frente a lo propio de la superestructura con vigas metálicas vigente para su construcción?</p>	<p>Diseñar la superestructura del proyecto de creación del intercambio a desnivel en la av. Circunvalación norte de la ciudad de Juliaca con vigas de concreto postensado, materializándolo en planos de construcción y metrados de materiales.</p> <p>Determinar los costos de construcción, costos de operación y mantenimiento, así como el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones de diseño del proyecto en estudio.</p> <p>Determinar la diferencia en cuanto a costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, así como en el peso total de la superestructura con vigas de concreto postensado propuesto, frente a lo propio de la superestructura con vigas metálicas vigente para su construcción.</p>	<p>H1: Se puede diseñar estructuralmente una superestructura con vigas de concreto postensado bajo los requerimientos de la normativa de puentes vigente, y a partir del diseño se pueden generar planos de construcción y metrado de materiales</p> <p>H2: Se puede cuantificar el costo de construcción, costo de operación y mantenimiento, además de su peso propio de la superestructura con vigas de concreto postensado para las condiciones específicas del proyecto en estudio</p> <p>H3.1: En la etapa de construcción, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta más económica que la superestructura con vigas metálicas.</p> <p>H3.2: En la etapa de operación y mantenimiento, la superestructura con vigas de concreto postensado resulta menos económica que la superestructura con vigas metálicas.</p> <p>H3.3: El peso de la superestructura con vigas metálicas es menor al peso de la superestructura con vigas de concreto postensado.</p>		

Fuente. Elaboración propia

ANEXO U.
Estudio topográfico

CAPITULO I.

GENERALIDADES

1.1 OBJETIVOS DEL ESTUDIO

El objetivo del Estudio Topográfico es proporcionar información básica y necesaria basada en informes recopilados y evaluados, en data topográfica tomada en campo y procesada en gabinete de la topografía, cartografía, elementos estructurales, y demás de la zona materia del estudio

El objetivo de un levantamiento topográfico es la determinación, tanto en planimetría como en altimetría, de puntos del terreno necesarios para la representación fidedigna de un determinado sector del terreno a fin de:

- Elaborar planos topográficos a escalas adecuadas.
- Proporcionar información de base para los estudios de obras de ingeniería.
- Elaborar planos de los elementos estructurales replanteados en campo

El presente trabajo de levantamiento topográfico de la estructura de los estribos y pilares existentes, Se realiza por encargo de la Municipalidad Provincial de San Román – Juliaca a través de la Gerencia de Infraestructura – Sub Gerencia de Estudios Y Proyectos.

1.2 METODOLOGÍA DEL TRABAJO

El presente trabajo se divide en las siguientes etapas:

Planeamiento, que consistió en la identificación de actividades a seguir para lograr la realización del trabajo.

Reconocimiento, que consistió en un recorrido a pie realizado por la cuadrilla de topografía para identificar y visualizar el entorno inmediato de trabajo lo que permitió la ubicación de los lugares más convenientes para la monumentación de los hitos y/o puntos de estación.

Se ha logrado identificar lugares lo suficientemente adecuados para la monumentación de 01 hitos para puntos de BM georreferenciación a los que se ha denominado como BM-1 PLACA DE BRONCE, BM-02, BM-03.

Metodología, los trabajos específicos que se desarrollaron son:

- Desplazamiento de la brigada de topografía a la zona en estudio coordinándose con el ingeniero encargado del Proyecto de parte del equipo de la Oficina de Estudios y Proyectos. Luego de la entrega del terreno, se procedió con el reconocimiento de la zona, verificando el área de trabajo, así como las zonas aledañas para su delimitación.
- Para el levantamiento topográfico del área en estudio se estableció un (01) Poligonal Básica: que sirvió de apoyo para el levantamiento de los detalles propios del presente estudio.
- Una vez reconocido la zona de trabajo se procedió a colocar los puntos de control de la poligonal de apoyo que servirá para el levantamiento del área lo cual está conformado por los vértices que se asignaron con códigos BM-1 PLACA DE BRONCE, BM-02, BM-03.
- Finalmente, se establecieron las coordenadas UTM en el sistema WGS-84 de los vértices de la Poligonal Básica a partir de la georeferenciación con GPS map 64Sx GARMIN.
- Para el levantamiento topográfico se empleó 01 Estación Total marca TOPCON ES 105ES, con precisión de $\pm (2\text{mm} + 2\text{ppm} \times D)$ con aproximación de 5 segundos.

1.3 UBICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

1.3.1 Ubicación geográfica

El área delimitada por el proyecto esta políticamente ubicado en:

- Distrito : Juliaca
- Provincia : San Román
- Departamento : Puno

- Lugar : Intersección de las av. Circunvalación norte y av. Independencia

Geográficamente tiene un centro determinado por las coordenadas geográficas siguientes:

- Latitud : 15°29' de latitud sur
- Longitud : 70°08' de longitud oeste

Altimétricamente está ubicado entre los 3 815.00 m s. n. m. que queda en la zona de entrega de los drenes al río Coata y 3 860,00 m s. n. m. que quedan en las partes altas de la ciudad.

1.3.2 Descripción del terreno

El terreno tiene una topografía plana, iniciándose los estribos y pilares existentes, con estructura de concreto armado dirección de sur a noroeste, observándose la misma topografía a lo largo de las vías de la ciudad proyectada.

1.3.3 Acceso al área del proyecto

Para llegar al área de estudio o del proyecto desde la plaza de armas de la ciudad de Juliaca, se debe seguir el siguiente trayecto, como se ve en la siguiente **tabla U.1.**

Tabla U.1

Acceso al área del proyecto

RECORRIDO	DISTANCIA	VÍAS	TIEMPO	MEDIO DE TRANSPORTE
De plaza de armas de Juliaca	2.0 km	Calles pavimentadas	15 minutos	Transporte urbano

Nota. Adaptado del expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.3.3.1 Recopilación de información

Para los trabajos de georreferenciación se ha tomado en cuenta la siguiente información:

1. Carta Nacional (Hoja 31-v Juliaca), del Instituto Geográfico Nacional, a escala 1/100,000
2. Imagen Satelital (Google Earth).
3. GPS map 76CSx GARMIN.

CAPITULO II

TRABAJOS DE CAMPO

1.4 EQUIPOS TOPOGRÁFICOS Y OTROS

PERSONAL. - Durante el periodo de trabajo en el campo y levantamiento topográfico son los siguientes jirones:

- Av. Independencia (progresivas 0+000.00 hasta Av. Jorge Chávez progresiva 0+400) carril derecho sur.
- Av. Independencia (progresivas 0+000.00 hasta Jr. Mariano Núñez progresiva 0+400) carril izquierdo sur.

Con el siguiente personal:

- 01 topógrafo.
- 02 oficial.
- 03 peones.

EQUIPOS TOPOGRÁFICOS. - Los instrumentos y/o equipos utilizados se mencionan en adelante:

- Estación total marca TOPCON GPT ES 105NW
- GPS map 64Sx GARMIN
- 01 Trípode de Madera
- 03 Bastones porta prisma
- 02 Prismas
- 03 Radios de comunicación(m7Handy)

HERRAMIENTAS Y EQUIPO. - Se utilizaron de acuerdo a la necesidad de los trabajos realizados, como son:

- 01 bincha de 50m.
- 02 flexómetro de 5m.
- Pintura.
- Pico
- Pala

1.5 RECONOCIMIENTO DEL ÁREA DE ESTUDIO

Como primer paso para los trabajos de georreferenciación se realizó una inspección visual de todo el terreno, a través de un reconocimiento realizado a pie y que sirvió para planear el trabajo, permitiendo a la brigada ubicar estratégicamente los lugares para la monumentación de hitos (Puntos de BMS, EST, PA)

El trayecto para llegar al área de estudio es el siguiente: partiendo de la Municipalidad de Provincial San Román-Juliaca, por transporte de vía Urbana, 2 de mayo, Av. Circunvalación Oeste a un tiempo de 15 minutos.

1.5.1.1 Descripción del terreno en altimetría paso a desnivel

- Av. Independencia (progresivas 0+000.00 hasta Av. Jorge Chávez progresiva 0+400) carril derecho sur.
- Av. Independencia (progresivas 0+000.00 hasta Jr. Mariano Núñez progresiva 0+400) carril izquierdo sur.

Del distrito de Juliaca, con una cota de 3835.331 m s. n. m., pasando por las vías alternas de la ciudad de Juliaca observándose un incremento gradual de las pendientes hasta 0.5/1000.

Tabla 1

Puntos topográficos monumentados

PUNTOS	NORTE (Y)	ESTE (X)	COTA	DESCRIPCIÓN
1	8288097.73	378115.913	3835.66	BM-01 PLACA
2	8288154.53	378166.085	3835.785	BM-02
3	8288052.76	378188.302	3836.353	BM-03

Nota. Adaptado del expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Luego del reconocimiento del área de estudio, se procedió a monumentar los hitos usando de pintura rojo para señalización de puntos en todos los casos.

El detalle de los puntos BMs monumentados y el uso para los que fueron concebidos se detalla a continuación:

- En veredas fijos existentes y cunetas.

CAPITULO III

TRABAJOS DE GABINETE

2.1 COMPENSACIÓN Y CALCULO DE COORDENADAS UTM DE LOS PUNTOS DE CONTROL HORIZONTAL

Para la obtención de coordenadas (parciales) UTM de todos los puntos de control horizontal se empleó el equipo ESTACION TOTAL TOPCON 105-ES, usando para el cálculo el software TOPCON LINK 7.11, que lleva un módulo de compensación por mínimos cuadrados (método que permite obtener los valores de máxima probabilidad para las coordenadas de los puntos), y permiten obtener precisiones de coordenadas en planimetría en el orden de $\pm (2\text{mm} + 2\text{ppm} \times D)$ Además se obtuvo de este software los reportes extraídos con los correspondientes factores de escala (mismos que se indican en las fichas correspondientes), útiles para el posterior levantamiento con estación total.

PROCESADO DE PLANOS:

Para el procesamiento de planos se utilizaron el software TOPCON LINK 7.11 para transferencia de puntos en sistema de coordenadas UTM de estación total al computador, luego para el modelamiento de la superficie de la topografía terreno se utilizó el el programa de AutoCAD Civil 3D 2017 en la plataforma de AutoCAD, de esta manera se generaron el Tin y las curvas de nivel, finalmente se obtuvieron planos de planta, perfil longitudinal y secciones transversales a las escalas requeridas para el proyecto.

EQUIPOS TOPOGRAFICOS Y OTROS

- Estación total marca TOPCON GPT ES 105ES
- GPS map 64Sx GARMIN
- Laptop personal

PERSONAL:

- Topógrafo

MATERIAL:

- Impresora LaserJet hp
- Toner
- Plotter
- Tinta
- Papel formato A4
- Papel formato rollo para ploteo de planos.

CONCLUSIONES

- Las pendientes determinadas en el presente proyecto, los diseños de paso a desnivel son como se indica a continuación:

Pendiente: +5 % pendiente de entrada, -5 % pendiente de salida, es decir por cada metro existe un desnivel de 0.05 cm.

- La data de puntos se presenta en el anexo U.1. Puntos topográficos en formato Excel.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda tener consideración en replanteo las pendientes de la rampa de entrada progresiva 0+000.00 derecho e izquierda rampa norte, y la pendiente de las rampas de salida derecho e izquierdo para el diseño del paso a desnivel.
- Se recomienda durante la nivelación (plantillado) del nivel de pavimento rígido terminado.
- Se recomienda hacer el trabajo de trazo y replanteo con equipos calibrados con certificación vigente.
- La nivelación debe efectuarse por método de nivelación doble o serrada como puntos de cambio. Se pueden usar estacas de fierro como placas metálicas u objetos que se encuentran en el terreno, cuya estabilidad sea sólidas y confiable.
- Las distancias, en la mira de atrás y adelante no deben de exceder de 50m, procurándose que sean iguales. En todo caso no debe ser mayor de lo permitido.
- Hacer las mediciones con mayor precisión posible.
- Es necesario sugerir que los datos que se anotan en el reporte, deben ser expresados respetando los errores sistemáticos de cada instrumento.
- Evitar en el proceso de alineamiento que atravesase algún obstáculo para no dificultar la medición.

ANEXO V.
Estudio de tráfico

ESTUDIO DE TRÁFICO

1.1 Generalidades

La vía en estudio se encuentra ubicada en el cono norte del distrito de Juliaca, en la jurisdicción de la provincia de San Román. Esta vía, dada su ubicación, permite el intercambio vial vehicular de la avenida Circunvalación y la avenida Independencia, dos vías muy concurridas que constantemente presentan congestión vehicular. Dado su rol integrador, por esta vía circulan vehículos de carga y pasajeros que tienen origen y/o destino en ciudades y localidades pertenecientes a los departamentos de Puno y Cusco, así como vehículos que circulan de manera local.

El presente estudio de tráfico se realiza como parte del Estudio Definitivo para la Mejoramiento y Rehabilitación de la Infraestructura Vial de la Avenida Independencia Componente Intercambio a Desnivel de la Salida Cusco.

1.2 Antecedentes

El 2017, con la finalidad de reducir el porcentaje de la población urbana sin acceso a los servicios de movilidad urbana a través de pistas y veredas se registra como proyecto de inversión la creación de Intercambio Vial a Desnivel en la Intersección de las Av. Circunvalación Norte y Av. Independencia, en la Ciudad de Juliaca, Provincia de San Román - Puno.

El 2019 se comienza a ejecutar la obra: “Mejoramiento y Rehabilitación de la Infraestructura Vial de la Avenida Independencia Componente Intercambio a Desnivel de la Salida Cusco” En su modalidad de ejecución por administración directa.

En enero de 2020, se resuelve el contrato de ejecución, quedando un saldo de obra por ejecutar, para lo cual es necesario determinar el precio y las condiciones para la ejecución del saldo de las prestaciones pendientes de ejecución del contrato resuelto.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo general

- Cuantificar, clasificar y conocer el volumen de vehículos que se desplazan por la av. Independencia hacia el interior de la ciudad de Juliaca y viceversa, y sobre la base de la información obtenida en campo, analizar el tráfico existente y proyectar el tráfico futuro y los ejes equivalentes para el diseño del pavimento necesario en la vía.

1.3.2 Objetivos específicos

- Obtener información de campo a través del conteo y clasificación vehicular del tránsito que circula en los diferentes tramos de la carretera en estudio.
- Procesar la información primaria obtenida en campo.
- Determinar el IMD Anual, sobre la base de los resultados del conteo y el factor de corrección estacional.
- Establecer la composición del tráfico vehicular.
- Estructurar la matriz de origen-destino de los vehículos de carga y pasajeros.
- Determinar el factor de carga por tipo de vehículo.

1.4 Metodología

En el desarrollo del estudio de tráfico, se contemplan tres etapas:

1. Recopilación de la información
2. Tabulación de la información
3. Análisis de la información y obtención de resultados

1.5 Conteo y clasificación vehicular

Luego de consolidar y dar consistencia a la información obtenida del conteo en la estación, se obtuvo los resultados de los volúmenes de tráfico en la vía por tipo de vehículo y sentido, como el consolidado de ambos sentidos. Así mismo, se identificó tramos homogéneos para la asignación del tráfico a este nivel.

En la Figura V.1, se resumen los resultados referidos al conteo volumétrico de tráfico, la clasificación diaria por sentido (entrada y salida) y la consolidación de ambos sentidos.

El promedio del tráfico vehicular de la semana se ha obtenido aplicando la fórmula indicada en la metodología descrita. En la Figura V.2, se presenta el promedio del tráfico de la semana para ambos sentidos.

Figura V.1

Resultados de conteo vehicular

Día	Fecha	Sentido	Autos	Camioneta	Micros	Bus	Camión Unitario	Camión Acoplado	TOTAL
sabado	15-Feb-20	Entrada	3874	833	7570	130	474	290	13171
		Salida	3894	836	7605	124	458	274	13191
		Ambos	7768	1669	15175	254	932	564	26362
domingo	16-Feb-20	Entrada	4793	1044	9524	134	645	330	16470
		Salida	4771	1007	9672	129	623	290	16492
		Ambos	9564	2051	19196	263	1268	620	32962
lunes	17-Feb-20	Entrada	3127	949	6388	130	534	249	11377
		Salida	3214	969	6364	122	532	243	11444
		Ambos	6341	1918	12752	252	1066	492	22821
Martes	18-Feb-20	Entrada	3238	960	6229	134	481	237	11279
		Salida	3148	906	6401	126	463	258	11302
		Ambos	6386	1866	12630	260	944	495	22581
Miércoles	19-Feb-20	Entrada	3189	990	6268	125	503	249	11324
		Salida	3244	903	6355	128	519	251	11400
		Ambos	6433	1893	12623	253	1022	500	22724
Jueves	20-Feb-20	Entrada	3238	929	6248	132	485	280	11312
		Salida	3180	920	6214	124	527	272	11237
		Ambos	6418	1849	12462	256	1012	552	22549
Viernes	21-Feb-20	Entrada	3132	930	5833	123	477	231	10726
		Salida	3124	977	5974	129	487	280	10971
		Ambos	6256	1907	11807	252	964	511	21697

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Figura V.2

Tráfico vehicular promedio semanal

Sentido	Vehículos Ligeros				Bus	Camión Unitario				Camión Acoplado						Total
	Autos	Pick Up	Cmta Rural	Micros		C2/Lig	C2/Pes	C3	C4	2S2	2S3	3S2	>= 3S3	3T2	>= 3T3	
Entrada	3,513.00	315.95	631.90	6,865.71	129.71	142.82	199.94	142.82	28.56	113.29	73.31	53.31	13.33	6.66	6.66	12,237.00
Salida	3,510.71	310.38	620.76	6,940.71	126.00	143.21	200.50	143.21	28.64	113.41	73.39	53.37	13.34	6.67	6.67	12,291.00
Ambos	7,023.71	626.33	1,252.67	13,806.43	255.71	286.03	400.44	286.03	57.21	226.71	146.69	106.69	26.67	13.34	13.34	24,528.00

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.6 Factor de corrección estacional

Considerando que los volúmenes de tráfico varían cada mes de acuerdo a las épocas de cosecha, lluvias, ferias semanales, estaciones del año, vacaciones, festividades, etc., es necesario afectar los valores obtenidos durante un período de tiempo, por un factor de corrección que lleve a estos valores al índice Medio Diario Anual.

Este factor fue estimado relacionando el IMD del mes de enero para cada uno de los años señalados en el cuadro mostrado (de lo cual se obtuvo un IMD promedio) y tomando como base la información existente en Provias Nacional correspondiente al Peaje de más próximo a la zona de estudio. De esa manera, se obtuvo el siguiente factor:

Tabla V.1

Factor de corrección estacional (peaje Juliaca – Puno)

Año	Factor de corrección
2016	1.0485548
2017	1.0846358
2018	1.0430540

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

1.6.1 IMD anual intersección: av. Independencia – av. Circunvalación norte

El índice Medio Diario Anual (IMD), se obtiene multiplicando el promedio diario de la semana (obtenido del aforo en campo), por el factor de corrección del mes de febrero (mes en el que realizó el trabajo de campo).

El IMD Anual para el tramo alcanza los 25,969 vehículos (por redondeo de decimales).

El flujo de vehículos ligeros (autos, pick up, camionetas rurales y micros) representa el 92.58%; mientras que el flujo de vehículos pesados (buses, camiones y articulados) representa el 7.42%. Esta diferencia se explica porque al ser la intersección en un ámbito urbano, el flujo corresponde mayoritariamente a vehículos ligeros que prestan servicio de transporte de pasajeros en el ámbito local. En la Figura V.2, se muestra el resumen del IMD Anual promedio.

Figura V.3

Índice diario medio anual

Factor de Corrección	Sentido	Vehículos Ligeros				Bus	Camión Unitario				Camión Acoplado						Total
		Autos	Pick Up	Cmta Rural	Micros		C2/Lig	C2/Pes	C3	C4	2S2	2S3	3S2	>= 3S3	3T2	>= 3T3	
1.0587482	Entrada	3719.4	334.5	669.0	7269.1	137.3	151.2	211.7	151.2	30.2	119.9	77.6	56.4	14.1	7.1	7.1	12955.9
	Salida	3717.0	328.6	657.2	7348.5	133.4	151.6	212.3	151.6	30.3	120.1	77.7	56.5	14.1	7.1	7.1	13013.1
	Ambos	7436.3	663.1	1326.3	14617.5	270.7	302.8	424.0	302.8	60.6	240.0	155.3	113.0	28.2	14.1	14.1	25969.0
Clasificación Vehicular		28.64%	2.55%	5.11%	56.29%	1.04%	1.17%	1.63%	1.17%	0.23%	0.92%	0.60%	0.43%	0.11%	0.05%	0.05%	100.00%



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

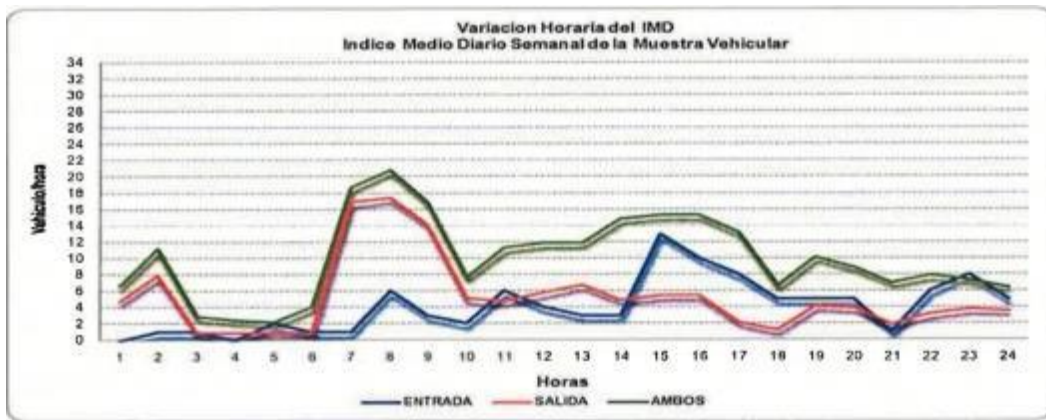
1.6.2 Variación horaria y diaria

1.6.3 Variación horaria

La variación horaria muestra que se presenta el mayor volumen de tráfico entre las 06 a 10 horas y entre las 14 a 17 horas, el cual se reduce progresivamente desde las 18 hasta las 24 horas, presentando el volumen más bajo entre las 03 y 06 horas, tal como se muestra en el gráfico siguiente.

Figura V.4

Variación horaria del IMD



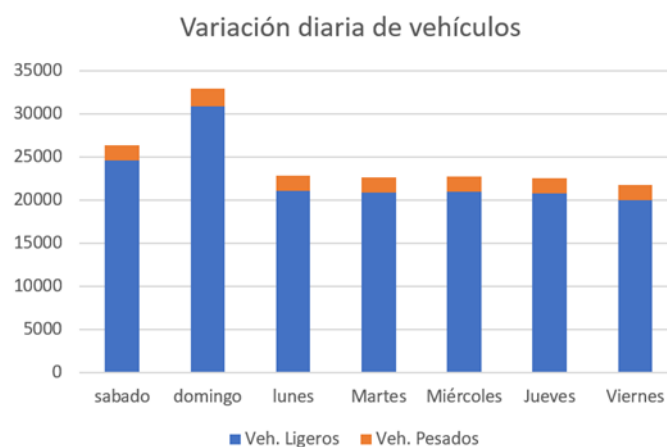
Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.6.4 Variación Diaria

El mayor volumen de tráfico por día se presenta el día domingo con 32,962 vehículos, de los cuales el 93.47% corresponde a vehículos ligeros, y el 6.53% a vehículos pesados. El día de menor volumen de tráfico es el viernes con 21,697 vehículos. Estos resultados se muestran en el la figura V.5.

Figura V.5

Variación diaria de vehículos



Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.6.5 Resumen del conteo

1.6.5.1 Promedio semanal diario

En la Tabla V.2, se presenta el resumen del conteo y clasificación vehicular promedio semanal diario por tipo de vehículo, expresados en cifras absolutas y relativas (%).

Tabla V.2

Conteo y clasificación vehicular

Tipo de Vehículo	Promedio semanal /día	Composición%
Auto	7,023.7	28.64
Camioneta Pick Up	626.3	2.55
Cta. Rural	1,252.7	5.11
Micro	13,806.4	56.29
Ómnibus (Bus 2 ejes)	255.7	1.04
Camión 2 Ejes Ligero	286.0	1.17
Camión 2 Ejes Pesado	400.4	1.63
Camión 3 Ejes	286.0	1.17
Camión 4 Ejes	57.2	0.23
Articulado	533.4	2.17
IMD	24,528.0	100.00

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

1.6.6 Índice medio diario anual (IMD)

El resumen de los resultados del IMD Anual obtenido sobre la base de la Figura V.3 y afectado por el factor de corrección, se puede apreciar en la Tabla V.3.

1.7 Proyección del tráfico

1.7.1 Generalidades

La clasificación de proyectos viales por lo general responde a criterios relacionados con el diseño o con el tipo de intervención planteada en un proyecto (pavimentación, rehabilitación, mejoramiento, etc.). Sin embargo, esta clasificación también debe estar relacionada al impacto del proyecto sobre la demanda de transporte.

En este contexto, se han identificado tres impactos básicos del proyecto, relacionados al impacto sobre la demanda de transporte, de acuerdo al tipo de intervención:

- Impacto sobre la Generación y Distribución de viajes (GD)
- Impacto sobre la Asignación de Viajes (AS)
- Impacto sobre la División Modal (MD)

Tabla V.3

Índice medio diario anual (IMD)

Tipo de Vehículo	Promedio semanal /día	Composición%
Auto	7,436.3	28.64
Camioneta Pick Up	663.1	2.55
Cta. Rural	1,326.3	5.11
Micro	14,617.5	56.29
Ómnibus (Bus 2 ejes)	270.7	1.04
Camión 2 Ejes Ligero	302.8	1.17
Camión 2 Ejes Pesado	424.0	1.63
Camión 3 Ejes	302.8	1.17
Camión 4 Ejes	60.6	0.23
Articulado	564.8	2.17
IMD	25,969.0	100.00

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Tabla V.4

Tipología de Proyecto e Impacto sobre la demanda

Tipología de Proyecto	GD	AS	DM
I	No	No	No
II	No	Si	No
III	Si	No	No
IV	Si	Si	No
V	Si/No	Si/No	Si

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Proyecto tipo I: La intervención está referida a cambios geométricos puntuales, mejoramiento de obras de drenaje transversal y/o longitudinal. El proyecto materia del presente estudio no corresponde a esta tipología.

Proyecto tipo II: La intervención está orientada al mejoramiento de la superficie de rodadura de un camino dentro de una red vial y/o la construcción de caminos alternativos. El presente proyecto corresponde a este tipo de proyecto.

Proyecto tipo III: La intervención se da en una vía de acceso principal o cuando es la única vía dentro de una zona; en este sentido, el impacto del proyecto redundará en un mayor desarrollo de la actividad económica y en tráfico generado. El tramo de la intersección entre la av. Independencia y av. Circunvalación Norte constituye un acceso principal a la ciudad de Juliaca, donde cualquier intervención de mejoramiento de la infraestructura vial contribuirá a la generación de nuevos flujos de tráfico vehicular dentro del área de influencia.

Proyecto tipo IV: La intervención está referida a modificaciones sustanciales en la red vial sin impactar en la división modal de los usuarios del proyecto vial.

Proyecto tipo V: La intervención puede estar referida a modificaciones sustanciales en la red vial, además impacta en la división modal de los usuarios del proyecto vial.

En el caso del flujo de vehículos de carga (camiones y articulados), se observa que alrededor del 85% tiene como origen y/o destino el carguío y descarguío de bienes en la ciudad de Juliaca mientras el resto solo usa la vía como medio transitorio hacia otras localidades. Respecto al flujo de vehículos de pasajeros, el mayor porcentaje corresponde a vehículos ligeros (autos, camionetas y micros), cuyo origen y/o destino está en el ámbito intra provincial: (i) 84% tiene como origen y/o destino el mismo ámbito provincial (San Román - Juliaca); y (ii) la diferencia se orienta hacia Azángaro y el Collao y sus distritos, principalmente; así también otros al departamento de Cusco.

1.7.2 Metodología de la proyección

Existen dos procedimientos que generalmente son utilizados para proyectar el tráfico normal en vías de características similares a la vía en estudio:

- Con información histórica de los índices Medios Diarios Anuales (IMDA) del tráfico existente en la carretera en estudio.
- Con indicadores macroeconómicos, expresados en tasas de crecimiento y otros parámetros relacionados, que permiten determinar las tasas de crecimiento del tráfico.

Respecto del primer procedimiento, no se cuenta con información estadística o data histórica de tráfico de varios años de la vía. Por esta razón, se considera utilizar para las proyecciones de tráfico, el segundo procedimiento que es el método de aplicación de tasas de generación de viajes:

Para la tasa de crecimiento de los vehículos ligeros, que generalmente circulan en el ámbito urbano se verifica la tasa en función de las variables macroeconómicas como el Producto Bruto Interno (PBI), la Población y el PBI por Habitante. Este método considera la estructura de los flujos de transporte entre pares de zonas.

Para la tasa de crecimiento de vehículos de transporte pesado, se considerará la tasa de crecimiento reportada por el Peaje Ayaviri, publicado por Provias.

Se presenta la tasa de crecimiento anual de tráfico en la Tabla V.5.

Tabla V.5

Tasas de Crecimiento de Generación De Tráfico

<i>Tipo de vehículo</i>	<i>Tasa de crecimiento anual (%)</i>
<i>Vehículos ligeros</i>	<i>4.72</i>
<i>Vehículos pesados</i>	<i>1.03</i>

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Para la proyección del tráfico se realiza para cada un tipo de tráfico siendo que no se tendrá un tráfico generado al ser la vía actualmente la principal ruta de acceso

1.7.2.1 Tráfico Normal

La proyección del tráfico normal, tanto de carga como de pasajeros, para el horizonte de análisis, se obtuvo aplicando las tasas de crecimiento de generación de tráfico determinadas, al IMD Anual del año base por tipo de vehículo (2020), determinada sobre la base de información obtenida en campo.

Los resultados de la proyección del tráfico normal por períodos y por tipo de vehículo se muestran en la Tabla V.6.

Tabla V.6

Proyección del Tráfico Normal

Años	Auto	Camionetas	Micros	Bus	C2	C3	C4	Semi tráiler	Tráiler	Total IMDA
2020	7436	1989	14618	271	727	303	61	537	28	25969
2025	9365	2505	18409	285	765	319	64	565	30	32306
2030	11794	3155	23183	300	805	336	67	594	31	40266
2035	14853	3973	29196	316	848	353	71	626	33	50267
2040	18705	5004	36768	332	892	372	74	659	35	62840

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.7.2.2 Tráfico Generado

Corresponde a aquel tráfico que se generará como consecuencia del mejoramiento de las condiciones de transitabilidad de a vía en estudio. En este caso, al ser una vía de ingreso principal en la ciudad de Juliaca, no se tendrá un mayor tráfico generado.

1.7.2.3 Tráfico Total

El tráfico total es la suma del tráfico normal y el generado. Los resultados de la proyección del tráfico total por períodos y por tipo de vehículo se muestran en la Tabla V.7.

Tabla V.7

Proyección del Tráfico Normal

Años	Auto	Camionetas	Micros	Bus	C2	C3	C4	Semi tráiler	Tráiler	Total IMDA
2020	7436	1989	14618	271	727	303	61	537	28	25969
2025	9365	2505	18409	285	765	319	64	565	30	32306
2030	11794	3155	23183	300	805	336	67	594	31	40266
2035	14853	3973	29196	316	848	353	71	626	33	50267
2040	18705	5004	36768	332	892	372	74	659	35	62840

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.7.3 Determinación ESAL

Para determinar los factores equivalentes de carga por tipo de vehículo, se ha aplicado las fórmulas a los Factores de Equivalencia de Carga en relación con el Eje Estándar de 8200 kilos (8.2 Ton) mostrado indicado por AASHTO.

En la Tabla V.8, se muestra el resumen de los factores de carga (FEC) corregidos por la presión de aire (PSI) por tipo de vehículo.

Tabla V.8*Factores Equivalentes de Carga*

TIPO DE VEHÍCULO	FEC
Autos	0.0004
Pick Up	0.0004
Camioneta Rural	0.0032
Micros	0.0032
Bus	0.0082
C2/Ligero	0.343
C2/Pesado	0.68
C3	2.05
C4	1.75
Semi Tráiler	3.12
Tráiler	3.76

Nota. Tomado de *Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU*

Para el cálculo de los EAL (Equivalent Axle Load) se ha utilizado la siguiente información del tráfico del año base 2020/2021, primer año de operación de la vía mejorada.

El factor de crecimiento de los ejes equivalentes, que se determina utilizando las tasas de crecimiento del tráfico de vehículos pesados (camiones y buses) y aplicando la siguiente fórmula: factor de crecimiento = $[(1+r)^n-1]/r$, donde r = tasa de crecimiento y n = número de años.

En la Tabla V.9, se presenta los resultados de los ejes equivalentes con factor de carga.

Tabla V.9*Número de repeticiones - Ejes Equivalentes de Carga*

TIPO DE VEHICULO	n	r	IMDA	DD	DL	FEC	F. crecimiento	N° Rep. Ejes Equiv. 8.2TN (ESAL)
			(1)	(2)	(3)	(4)	$fcr = \frac{((1+r)^n - 1)}{r}$	ESAL = [1x2x3x4xfcr*365]
Autos	20	4.72	7,436	50	60	0.0004	32.104	10,457
Pick Up	20	4.72	663	50	60	0.0004	32.104	932
Camioneta rural	20	4.72	1,326	50	60	0.0032	32.104	14,919
Micros	20	4.72	14,618	50	60	0.0032	32.104	164,437
Bus	20	4.72	256	50	60	0.0082	32.104	7,371
C2/Ligero	20	1.03	303	50	60	0.343	22.083	251,178
C2/Pesado	20	1.03	424	50	60	0.68	22.083	697,147
C3	20	1.03	303	50	60	2.05	22.083	1,501,209
C4	20	1.03	61	50	60	1.75	22.083	256,304
SemiTrailer	20	1.03	54	50	60	3.12	22.083	404,788
Trailer	20	1.03	3	50	60	3.76	22.083	25,675
Total								3.33E+06

Nota. Tomado de Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.8 Conclusiones

- El flujo de transporte de carga y pasajeros de la carretera tiene como alcance dos ámbitos geográficos: intra y extra regional, o sea de ámbito local y de larga distancia.
- El conteo de tráfico se realizó en la intersección de la Avenida Circunvalación y la Avenida independencia, de los vehículos que ingresan y los vehículos de salida.
- El IMD Anual obtenido es de 25,969 vehículos

- Para las proyecciones de tráfico, se ha utilizado el método de las tasas de generación de viajes en función de las variables macroeconómicas como el Producto bruto Interno (PBI), de la población de Juliaca y del PBI de sus habitantes.
- La proyección del tráfico normal o existente se ha relacionado al crecimiento de las variables macroeconómicas de la provincia y de la región, siendo que estos contribuyen en la generación del tráfico urbano; mientras que para el factor de crecimiento del tráfico que se desplaza fuera de la ciudad se considera el factor de crecimiento emitido por el Peje Ayaviri.
- No se considera el porcentaje de tráfico generado, al ser la única vía principal actualmente es el mayor eje de circulación en la salida Cusco.
- El IMD Anual para el año 2040 (año 20) alcanza un total de 62,840 vehículos.

ANEXO W.
Estudio de suelos

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

1.1 Generalidades

1.1.1 Introducción

Los estudios de suelos con fines de cimentación de las estructuras de ingeniería civil están encaminados para la investigación de las propiedades de los materiales del suelo y su comportamiento mecánico que deben resistir los esfuerzos que transmiten las cargas de la estructura propuesta, esto con el fin de diseñar con seguridad y economía las cimentaciones y saber donde se encuentra el nivel freático.

1.1.2 Objetivos

El informe técnico de suelos tiene por Objetivo determinar la capacidad portante del suelo, en el cual se emplazará la cimentación de la estructura de puente bypass, en av. Independencia (av. Circunvalación — jr. Cajamarca) y jr. Mariano Núñez Butrón (jr. Umachiri — av. Circunvalación).

1.1.3 Clima e hidrología

Los principales parámetros climáticos que definen o caracterizan el clima son: La topografía plana y su elevada altitud, sobre los 3,825 m.s.n.m., hace que su clima sea frío aun durante el verano la cercanía al Lago Titicaca y la presencia del río Coata, constituye una importante fuente de humedad y un elemento moderador del clima. La circulación atmosférica zonal, la cual determina en gran medida la distribución espacial y temporal de la precipitación. El año se divide en cuatro estaciones astronómicas en función de la actividad atmosférica y de la circulación de masas de aire, no obstante, desde el punto de vista climatológico, Juliaca tiene una estación húmeda (noviembre a marzo), otra seca (junio a agosto) y dos periodos de transición (Septiembre — Octubre y Abril — Mayo). En verano (Nov Feb), el viento dominante viene del Sur — Este. Al inicio del mes de marzo, la entrada del otoño es marcado por un cambio brusco de dirección el viento sopla del Nor — Este hasta el mes de Mayo; de Junio a agosto, el viento es del

Oeste, mientras que en la Primavera (septiembre a octubre) el viento toma una componente Nor — Oeste.

En el ámbito de estudio se considera los aspectos hidrológicos e hidrogeológicos desde el punto de vista de sus características de las aguas superficiales y aguas subterráneas

El río Coata. El río Coata es uno de los principales afluentes de la cuenca endorreica del Titicaca. Nace de la confluencia del río Lampa y el río Cabanillas, a 3822,00 m s. n. m., recorre 49.5 km desembocando en el Lago Titicaca a 3810,00 m s. n. m., cerca de la península de Capachica, 15°36' latitud sur y 69°55' longitud oeste.

El río Torococho: Es un río menor que ha sido canalizado y cubierto con una losa de concreto en todo el tramo que está dentro del sector VI. En el área central de la ciudad, hasta la av. Circunvalación, luego continúa su cauce de forma natural hasta su desembocadura con el río Coata.

1.1.4 Relieve

La mayor parte de la superficie está constituida por extensas llanuras o pampas, con ligeras ondulaciones. Al lado de predominante paisaje de planicie tiene también pequeñas y medianas elevaciones.

La zona de estudio es plano, constituido por pistas y veredas. También hay presencia de viviendas construidas y flujo vehicular constante.

1.1.5 Vegetación y uso actual y potencial de la tierra

Por ser una zona abierta, por su hostilidad. altitud, clima también por las temperaturas y la acción de heladas hay poca vegetación. pero se llegó a observar hierbas como paja, layu, chiri y pasto.

Se encontró una explotación parcial de la tierra en agricultura llegando así a producir diversos productos del consumo humano como papas, habas, avena, etc. También se pudo apreciar el uso

de tierras en la fabricación de adobes para realizar la construcción de viviendas urbanas o cerco perimétrico.

1.2 Metodología del estudio

1.2.1 Fase de campo

Con la finalidad de representar las propiedades del suelo se han tomado las siguientes muestras:

Tabla W.1

Cantidad de muestras extraídas por cada sondeo del SPT

N° SONDEO	N° DE MUESTRAS	PROF. DE SONDEO	TIPOS DE SUELO
SPT 01	M3, M4, M5, M6, M7 y M8	10.50 m	SM, SP-SM
SPT 02	M3, M4, M5, M6 y M7	9.90 m	SP, SM, SP-SM, SC
SPT 03	M3, M4, M5, M6 y M7	9.60 m	SM, SP-SM, SP-SC, SP
SPT 04	M3, M4, M5, M6 y M7	9.90 m	SM, SP-SM, SP-SC, SP
SPT 05	M3, M4, M5, M6 y M7	9.90 m	SP-SM, SP, SM-SC

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.2.2 Fase de laboratorio

El ingreso de muestras en laboratorio fue registrado, rotulado y posteriormente se le realizaron los siguientes ensayos a cada estrato encontrado.

Tabla W.2*Tipos de ensayo realizados en laboratorio para cada sondeo de SPT*

ENSAYOS	NORMA	SONDEO	ESTRATOS	ALTURA
Contenido de humedad	ASTM - D -2216	SPT 01	R	0.00-3.00
			SM	3.00-4.60
			SP-SM	4.60-5.00
			SM	5.00-8.70
			SP-SM	8.70-9.00
Análisis granulométrico	ASTM - D -6913/D - 6913M - 17		SM	9.00-10.50
			R	0.00-2.00
Límites de consistencia	ASTM - D -4318	SPT 02	SP	2.00-2.20
			SM	2.20-4.00
			SP-SM	4.00-7.20
			SM	7.20-7.40
			SP-SM	7.40-7.50
Análisis químico	NTP 339.155.178.117		SC	7.50-7.80
			SP-SM	7.80-8.80
			SM	8.80-9.10
SPT	ASTM - D -1586	SPT 03	SP-SM	9.10-9.90
			R	0.00-2.50
			SM	2.50-2.80
			SP-SM	2.80-4.70
			SP-SC	4.70-5.20
			SP-SM	5.20-5.60
			SP	5.60-7.50
SM	7.50-8.20			
SPT 04		SPT 04	SP	8.20-9.60
			R	0.00-2.10
			SM	2.10-2.70
			SP-SM	2.70-4.90
			SP-SC	4.90-5.20
			SP-SM	5.20-6.00
			SP	6.00-7.60
SP-SM	7.60-7.90			
SPT 05		SPT 05	SP	7.90-9.90
			R	0.00-2.00
			SP-SM	2.00-2.70
			SP	2.70-3.00
			SP-SM	3.00-5.20
			SM-SC	5.20-5.40
			SP	5.40-9.90

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.2.3 Fase de gabinete

Todos los datos obtenidos en la fase laboratorio y campo pasan a ser procesados e interpretados en gabinete, dando como resultado un informe geotécnico de suelos.

1.3 Geología del proyecto

Geología regional

1.3.1 Formación Lagunillas (JKi-Ig)

Esta terminología fue introducida por Cabrera y Petersen (1936) para rocas de edad jurásica que afloran en el cuadrángulo de lagunillas, alrededor de la Maguana Lagunillas y laguna Sara Cocha, su empleo fue continuado por Newell (1949) y Portugal (1974) y ambos describen una sección en el lugar biotípico junto con exposiciones que se observan en el área de Mañazo, en el cuadrángulo de Puna, también se encuentran dos exposiciones significativas en el cuadrángulo de Pichacani. Se tiene en la base calizas sinumerianas cubiertas por lutitas negras, piritosas de edad coluviales, con calizas delgadas intercalada cerca al tope y finalmente areniscas cuarzosas con estratificación de corriente con desechos de plantas en el techo e intercalaciones de limonitas rojas pertenecientes al jurásico superior a cretácico inferior. La base del grupo no se ve, pero es probable que descansa sobre rocas paleozoicas puesto que ellas afloran a menos de 10 Km al norte de Lagunillas. Se estima una potencia máxima del orden de los 100 metros, aunque no hay una localidad que tenga la secuencia completa.

1.3.2 Formación Ayabaca (Km-ay)

Deriva su nombre de la localidad de Ayabacas en el cuadrángulo de Juliaca, en la carretera Juliaca-Taraco, el término fue introducido por Cabrera y Petersen (1936) para una secuencia de calizas y capas rojas. La unidad fue mapeada por Newell (1949) regionalmente y sobre todo la base, es un contacto teutónico por lo que las relaciones estratigráficas no son bien conocidas, sin embargo, en el cuadrángulo de puna al SO de Cabanillas y en la hacienda Taya-Taya. la formación parece descansar concordadamente sobre una secuencia delgada de transición sobre la formación

arenisca angostura La mayoría de los afloramientos son grandes capas alóctonas sobre corridas en Klippe, como por ejemplo en el cuadrángulo de llave y lagunillas. En términos generales. la formación consiste de una matriz fango lítica roja isótropa alrededor del bloque y escamas de caliza fallados y plegados complejamente.

1.3.3 Formación Caiapuja (Pi-Ca)

La formación Calapuja deriva su nombre del pueblo Calapuja en el cuadrángulo de Juliaca. La descripción fue hecha por Laubacher en la hacienda Buena Vista 2.5 km al SE de Calacaja. esta formación aflora como una faja rumbo NW en el cuadrángulo de Juliaca y por la presencia de capas de arenitas cuarcífera en la parte superior de la secuencia produce una presencia fotogeológica muy distintiva, estas forman espinazos de tono gris claro, dentro de un terreno color grismas moderado, la secuencia se extiende al NO del cerro Lulicunca donde a un kilómetro al NO de la Hacienda Ccoa afloran calizas delgadas, de 20 cm de grosor en una secuencia de limonitas micáceas, gris verdosas, conteniendo pelecipodos y corales solitarios.

1.3.4 Grupo Cabanillas, Formación Contaya (Pi-ca/c)

La sección típica fue descrita por Newell (1949) en el área de Cabanillas 40 km al SO de Juliaca, los afloramientos principales del grupo Cabanillas indiviso, se encuentran en los cuadrángulos de puno, Acora e llave, la cuarcita es de color marrón pálido, micácea; masiva localmente. pasando a una fina estratificación lajosa e interestratificada con limonitas lujosas. En el área Acora e llave el grupo Cabanillas comprende Lutitas grises, verdosas claras a grises claras, intercaladas con subarcosa de grano fino a grueso con varios metros de grosor, su color es blanco, gris, marrón rojizo y verde oscuro. En sección delgada se puede ver que consisten de plagioclasa y cuarzo muy angulosa a subangulosa, pobremente sorteados y como minerales accesorios clorita, moscovita, circón y manchas de sideritas secundarias.

1.3.5 Grupo Iscay (Ps-ls)

El grupo deriva su nombre del cerro Iscay Pucara, cuadrángulo de Juliaca y puede ser designado como el área tipo para este grupo. Este grupo puede ser dividido aproximadamente en dos litologías principales: una secuencia inferior de flujo de lava que producen un tono pálido y trazas de capamiento espaciado estrechamente sobre las fotografías aéreas, y una unidad superior rosácea que ocasiona tonos más pálidos, intemperiza formando pináculos y trazas de estratificación fina y está cubierta por vegetación fina. La parte basal de la secuencia está expuesta en la hacienda Chañocahua donde brechas y tufitas descansan sobre arenisca del grupo Mitu. Arenitas arcositas líticas predominan con granos angulosos de cuarzo y feldespato en una matriz de limonita, las areniscas están intercaladas con brechas volcánicas y arenitas tobáceas con tapamientos sobre una escala de 10 a 20 cm. Sobre las lavas existe una secuencia de rocas piroclásticas en la cual predominan las tobas de cristal.

1.3.6 Formación Lampa (Ps-la)

Esta formación deriva su nombre del pueblo de Lampa en el cuadrángulo de Juliaca. la mayor exposición de su cuenca en el corte de la carretera Pucara Lampa en el valle de la quebrada Matara. Esta formación presenta una expansión fotogeológica muy distintiva, siendo reconocida por dos criterios: soporta una cobertura constituida vegetación de maleza y arbustos bajos llamados Queñuas Se calcula una potencia de 750 m. para la sección de la quebrada Piñara. sin embargo, esta es variable en el área. Laubacher (1978) recolecto una fauna de scaphiocoelia sp Crytonella y Australocoella tourteloti, indicativa de una edad Devoniano inferior para la formación lampa de aguas distintivamente frías con afinidades Malvino Caffré.

1.3.7 Formación Mitu (Ps-mi)

El nombre Mitu fue originalmente aplicado por Mc Laughlin (1924) para una secuencia de capas rojas persianas en el Perú central. Una fase volcánica fue reconocida y designada con el nombre de volcánicos Santa Catalina (Yauli) posteriormente Newell (1953) aplicaron el nombre de grupo Mitu en forma genérica para definir la sucesión de capas rojas persianas los volcánicos

suproyacentes como un solo grupo. La formación Mitu aflora como una faja estrecha con rumbo NO Pochumpu al SE, hasta el Cerro Mojón. El afloramiento se repite por fallas de rumbo, especialmente en la sección entre Lampa y el abra de Lampa. Las capas rojas caracterizan al grupo Mitu pero a diferencia del área tipo, los conglomerados no son frecuentes. Las litológicas más típicas son areniscas arcósicas a subarcósicas de grano fino a medio. Turner (1980) remarca que las capas rojas continentales no necesariamente tienen significancia paleo climática, la presencia de granos de cuarzo bien redondeados y esféricos en las arenas mixtas con muchos granos angulares es tomada como indicativa de una fuente árida para parte de este grupo. No se han reconocido plantas fósiles.

1.3.8 Depósito Glaciares (Qp-g)

Consisten en gran parte de derrubios estratificados, compuestos de gravas y arenas depositadas por agua de derretimiento, forman llanuras de depósitos glaciares a altitudes bajo las cuales han sido alcanzados por hielos glaciares estas gravas tardías.

Geología local

El lugar de estudio se halla ubicado en la formación denominada Qr-al aluviales recientes, en general estos materiales se encuentran en los cauces de ríos, torrenteras, quebradas y superficies erizadas, como material de acarreo, compuesto por arenas gravosas, arenas finas, arenas con limos.

Las características geológicas están relacionadas genéticamente con los principales eventos geológicos ocurridos en la región, destacando entre ellos movimientos tectónicos de tensión y compresión que han originado un intenso fallamiento y erosión siguiendo la orientación de la cordillera de los Andes. En la cuenca de los ríos Cabanillas y Lampa afloran rocas de diferente composición, cuyas edades van desde el Precámbrico al Cuaternario reciente, estando compuestas mayormente por rocas sedimentarias y metamórficas cubiertas por depósitos de rocas volcánicas y depósitos en consolidados modernos

Geodinámica

La ocurrencia de sismos de diversa magnitud en el interior del continente, pone de manifiesto el importante nivel de deformación superficial que en él se produce. En la Región Puno solo se ha logrado identificar lineamientos de posibles fallas, ubicadas en el extremo norte de la ciudad de Puno. Después de ocurrido el terremoto de Arequipa del 2001, cerca de la localidad de Santa Lucía (Puna), ocurrió un sismo de magnitud 5.0 ML (29 de junio 2001: 22h 33 min HL) que produjo deslizamientos de tierra, piedras y además de emanaciones de agua en las localidades de Santa Lucía y Lampa. En las ciudades de Puno e Ilay se evaluaron intensidades de IV (MM) Peligros por Geodinámica Interna. En Juliaca se encuentra dentro de La ZONA 3, que considera aquellas áreas en donde el potencial sísmico es intermedio y en general se producen sismos de magnitud moderada (M).

1.4 Hidrogeología

Río Coata

Tiene su origen en la unión de los dos Cabanillas y Lampa, a 6.0 km. de la ciudad de Juliaca. Sus medidas son controladas en la estación Puente Maravillas, cuya ubicación le permite cubrir una extensión aproximada de 4,552 km². Del análisis de la información de sus descargas medias mensuales, se desprende que el régimen de escurrimiento del río Coata es muy irregular, presentándose las mayores descargas, concentradas entre los meses de enero a marzo y los menores entre julio y noviembre.

1.5 Geología estructural

La geología estructural se da para saber en forma global que tipos de estructuras se tiene en la región, en este caso. son el resultado de la deformación ocurrida durante uno o más pulsos del ciclo orogénico andino. En términos regionales se observa que los ejes de algunos pliegues y fallas ocurren generalmente en fajas lineales. las cuales se encuentran cerca de trazas de fractura mayores.

Las fracturas mayores siguen el rumbo (NO-SE), pero una estructura mayor de dirección E-0, parte del sur de lagunillas y atraviesa el cuadrángulo de puno.

El paleozoico. Mesozoico y Cenozoico está afectado por sistemas de fallas NO-SE, estos sistemas pertenecen a las fallas Laraqueri, Calapuja y Pusi estas fallas de carácter regional son de tipo normal.

Localmente las deformaciones no son visibles por presentar inmensas capas de estratos cuaternarios, el proyecto se ubica dentro de las fallas Laraqueri y Chupa.

1.5.1 Sismicidad.

Según el RNE, la zona sísmica del área del proyecto se encuentra según se detalla en la Tabla W.3.

Tabla W.3

Zonificación sísmica según norma E030. Diseño sismorresistente

ZONA	3	MAPA DE ZONIFICACIÓN SÍSMICA
Factor de zona	0.35	Tabla W.1
Perfil de suelo	Tipo 3	Suelo flexible
Parámetros del suelo	Tp= 1.0	Periodo
Tabla W.N° 2	S= 1.4	Factor de ampliación de suelo

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.6 Geotecnia del proyecto

1.6.1 Introducción

El tipo de material que constituye en el lugar del sondeo fue de arenas y limos, esto se pudo determinar realizados trabajos de campo, laboratorio y gabinete: el primero con el reconocimiento del lugar de estudio, excavación de calicatas, indicado del muestreador de STP, muestreo y registro de datos en los formatos.

1.6.2 Normatividad

1. REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES E.050 SUELOS Y CIMENTACIONES.
 2. CE.010 PAVIMENTOS URBANOS
 3. AASHTO -LRFD
 4. Manual de puentes de MTC
- Análisis granulométrico ASTM - D 6913/D — 6913M — 17
 - Contenido de humedad ASTM — 2216
 - Límites de Consistencia ASTM — D — 4318
 - Análisis Químico NTP 339, (155,178,117)
 - SPT ASTM — D - 1586

1.7 Resultados del estudio de mecánica de suelos

Tabla W.4

Resultados específicos de los ensayos SPT

N° SPT	ESTRATO	MUESTRA	SUCS	L. L.	L. P.	I. P.	N. F.
		-	RELLENO				2.00
	E - 1	M-1	SM	36	33	3	-
		M-2	SM	41	29	12	-
01	E - 2	M-1	SP-SM	24	21	3	-
	E - 3	M-1	SM	23	21	2	-
		M-2	SM	-	-	-	-
	E - 4	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 5	M-1	SM	-	-	-	-

N° SPT	ESTRATO	MUESTRA	SUCS	L. L.	L. P.	I. P.	N. F.
02	E - 1	-	RELLENO	-	-	-	1.10
	E - 2	M-1	SP	-	-	-	-
	E - 3	M-1	SM	30	27	3	-
	E - 4	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 5	M-1	SM	34	24	10	-
	E - 6	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 7	M-1	SC	34	21	13	-
	E - 8	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 9	M-1	SM	22	20	2	-
	E - 10	M-1	SP-SM	-	-	-	-

N° SPT	ESTRATO	MUESTRA	SUCS	L. L.	L. P.	I. P.	N. F.
03	E - 0	-	RELLENO	-	-	-	1.50
	E - 1	M-1	SM	-	-	-	-
	E - 2	M-1	SP-SM	27	25	2	-
		M-2	SP-SM	24	21	3	-
	E - 3	M-1	SP-SC	27	21	6	-
	E - 4	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 5	M-1	SP	-	-	-	-
	E - 6	M-1	SM	-	-	-	-
E - 7	M-1	SP-SM	-	-	-	-	

N° SPT	ESTRATO	MUESTRA	SUCS	L. L.	L. P.	I. P.	N. F.
04	E - 1	-	RELLENO	-	-	-	1.50
	E - 1	M-1	SM	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SP-SC	26	21	5	-
	E - 1	M-1	SP-SM	23	21	2	-
	E - 1	M-1	SP	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SP	-	-	-	-

N° SPT	ESTRATO	MUESTRA	SUCS	L. L.	L. P.	I. P.	N. F.
	E - 1	-	RELLENO	-	-	-	1.70
	E - 1	M-1	SM	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SP	-	-	-	-
05	E - 1	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SM-SC	25	20	5	-
	E - 1	M-1	SP-SM	-	-	-	-
	E - 1	M-1	SP	-	-	-	-

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.8 Profundidad de desplante

Según la caracterización geotécnica elegir el estrato más favorable, para la fijación del desplante con respecto al nivel del terreno.

Se recomienda cimentar por debajo del nivel activo o erosión potencial, si se trata de arenas compactas. En el caso de arcillas o limos firmes, recomienda cimentar por debajo del nivel activo por cambios de volumen.

1.9 Nivel freático

En los sondeos por STP 01 se pudo apreciar nivel freático a 2.00 m, SPT 02 a 1.10 m, SPT 03 a 1.70 m, SPT 04 a 1.50 m y SPT 05 a 1.50m, el promedio del nivel freático es a 1.56 m; pero en épocas de lluvia, puede que estas elevaciones aumenten.

1.10 Angulo de fricción y cohesión

Para cada caso se tienen los datos a 3.00 m. Ver tabla W.5.

1.11 Capacidad admisible

Se ha considerado zapata rectangular, apoyados en el estrato adecuado, con un factor de seguridad de 3, las condiciones de la estructura y las ecuaciones de capacidad portante establecidas por Terzaghi y Peck; para ello se tiene el detalle según la Tabla W.6.

Tabla W.5*Resultados de cálculos de ángulo de fricción y cohesión por SPT*

N° de SPT	ϕ = Angulo de Fricción (°)	C= Cohesión Kg/cm ²
01	30.76	0.492
02	33.17	0.919
03	30.22	0.398
04	29.95	0.32
05	33.71	1.013

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla W.6*Resultados de cálculos de ángulo de fricción y cohesión por SPT*

DESCRIP.	SUCS	Df	ϕ	B mín	L mín	C	γ	γ sat	q adm
SPT 01	R	3.00	30.76	7.50	16.20	0.492	17.75	20.89	0.984 kg/cm ²
SPT 02	SM	3.00	33.17	7.50	16.20	0.919	19.07	22.16	1.837 kg/cm ²
SPT 03	SP-SM	3.00	30.22	7.50	16.20	0.398	17.46	20.59	0.795 kg/cm ²
SPT 04	SP-SM	3.00	29.95	7.50	16.20	0.320	17.31	20.50	0.640 kg/cm ²
SPT 05	SP	3.00	33.71	7.50	16.20	1.013	19.37	22.56	2.026 kg/cm ²

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

$$q_u = 1.3 c' N_c + q N_q + 0.4 \gamma B N_\gamma$$

Donde:

q_u = Carga última

c = Cohesión del suelo

q = Sobrecarga efectiva = $D_f * \gamma$

γ = Peso específico del suelo

B = Ancho de cimiento

N_c = Factor de capacidad de carga debido a la cohesión

N_q = Factor de capacidad de carga debido a la sobrecarga

N_γ = Factor de capacidad de carga debido al peso del suelo

El desarrollo para las muestras produce los resultados indicados en las Tabla W.7 y W.8.

Tabla W.7

Cálculo de carga última y carga permisible, sin considerar el nivel freático

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
c'	0.482	0.919	0.398	0.32	1.013
q	53.25	57.21	52.38	51.93	58.11
γ	17.75	19.07	17.46	17.31	19.37
B	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
N_c	32.06	39.24	30.70	30.03	41.14
N_q	20.09	26.66	18.89	18.30	28.47
N_γ	25.13	36.19	23.19	22.25	39.36
ϕ	30.76	33.17	30.22	29.95	33.71
D_f	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
q_u (kN/m ²)	2428.05	3642.53	2220.03	2118.25	3995.78
q_{perm} (kN/m ²)	809.35	1214.18	740.01	706.08	1331.93
Q bruta (Kn)	45525.94	68297.44	41625.56	39717.19	74920.88

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por R.G. N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla W.8*Cálculo de carga última y carga permisible, considerando el nivel freático*

DATOS	SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
c'	0.482	0.919	0.398	0.320	1.013
q	56.391	63.081	57.075	56.715	62.256
γ1	17.75	19.07	17.46	17.31	19.37
B	7.50	7.50	7.50	7.50	7.50
Nc	32.06	39.24	30.70	30.03	41.14
Nq	20.09	26.66	18.89	18.30	28.47
Nr	25.13	36.19	23.19	22.25	39.36
∅	30.76	33.17	30.22	29.95	33.71
Y'1	20.89	22.16	20.59	20.50	22.56
H1	2.00	1.10	1.50	1.50	1.70
H2	1.00	1.90	1.50	1.50	1.30
w%	28	24	25	19	18
Df	3.00	3.00	3.00	3.00	3.00
Yw	9.8	9.8	9.8	9.8	9.8
Y1 prom	18.797	21.027	19.025	18.905	20.752
Y'2	11.09	12.36	10.79	10.7	12.76
FS	3	3	3	3	3
qu (kN/m ²)	2193.44	2820.99	2028.69	1940.28	3697.48
qperm (kN/m ²)	731.15	940.33	676.23	646.76	1232.49
Q bruta (Kn)	41127.19	52893.56	38037.94	36380.25	69327.56

*Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-**MPSR-J/GEMU*

1.12 Análisis de asentamientos y posible licuación de suelos.

Tabla W.9

Módulo de elasticidad y módulo de poisson obtenidos de SPT

SPT	MÓDULO DE ELASTICIDAD (E)		MÓDULO DE POISSON (v)
	kg/cm ²	Mpa	
01	136.00	13.34	0.25
02	244.00	23.93	0.31
03	216.00	21.18	0.34
04	192.00	18.83	0.34
05	268.00	26.28	0.34

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla W.10

Cálculo de asentamiento en cada punto de ensayo

ESTRUCTURA			SPT 01	SPT 02	SPT 03	SPT 04	SPT 05
q _o	Sobrecarga Aplicada	Kg/cm ²	0.984	1.837	0.795	0.640	2.026
A	Área de Cimentación	m ²	121.5	121.5	121.5	121.5	121.5
Es	Módulo de Young	MPa	9.1	16.1	8.4	7.0	17.5
Bz	Factor de Rigidez		1.10	1.10	1.10	1.10	1.10
v	Ratio de Poisson		0.25	0.31	0.34	0.34	0.34
St	Asentamiento Total (cm)		1.02	1.03	0.84	0.81	1.03

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

1.13 Contenido de sales en el suelo

En la Tabla W.11 se muestra el tipo de cemento recomendado según el grado de exposición a sulfatos. Se ha realizado los ensayos para la determinación técnica del contenido de sulfatos y cloruros, en una muestra representativa, los resultados se presentan en la Tabla W.12.

Tabla W.11

Recomendación del tipo de cemento a usarse por ataque de sulfatos

Exposición a sulfatos	Sulfato (SO ₄) en agua, ppm	Tipo de cemento	Mínimo f'c, kg/cm ²
Despreciable	0-150	-	-
Moderado	150-1500	II, IP(MS), IS(MS)	280
Severo	1500-10000	V	315
Muy severo	Mayor de 10000	V más puzonala	315

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Tabla W.12

Resultados de laboratorio del contenido de sulfatos y cloruros

N° SPT	ENSAYO	CANTIDAD	OBSERVACIONES	UBICACIÓN	PROF.
01	SULFATOS	1235.0 PPM	MODERADO	SEGÚN PLANO	3.50
	CLORUROS	940.0 PPM	DESPRECIABLE	SEGÚN PLANO	3.50
02	SULFATOS	632.0 PPM	MODERADO	SEGÚN PLANO	3.50
	CLORUROS	420.0 PPM	DESPRECIABLE	SEGÚN PLANO	3.50
03	SULFATOS	966.0 PPM	MODERADO	SEGÚN PLANO	3.50
	CLORUROS	620.0 PPM	DESPRECIABLE	SEGÚN PLANO	3.50

Nota. Adaptado del Expediente técnico aprobado por Resolución Gerencial N° 282-2020-MPSR-J/GEMU

Según la norma E060 se considera la cantidad de sulfatos como MODERADO y se sugiere utilizar cemento tipo IP.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- El presente estudio se ha desarrollado con la finalidad de investigar las características del suelo, en su estado actual mediante el ensayo SPT, que permite establecer las actividades del presente estudio.
- Se encontró nivel freático en todos los sondeos realizados, teniendo en promedio la profundidad de 1.56 m pero puede que haya presencia de nivel freático a niveles más próximos a la superficie en épocas de lluvia
- Según el RNE, cap. 06 artículo 32 (licuación de suelos), los estratos de estudio cumplen con las 2 condiciones para que ocurra el fenómeno de licuación por lo que los suelos en estudio son licuables.
- La presencia de sulfatos es moderada, los cloruros están por debajo del máximo permisible
- Se recomienda el empleo del cemento tipo IP
- Los esfuerzos aplicados no deberán exceder de la capacidad admisible
- No extrapolar estos resultados
- Resumen de las condiciones de cimentación:

-
- Tipo de cimentación : Zapata
 - Estrato de apoyo de la cimentación : ESTRATO I y II
 - Parámetros de diseño:

-
- Profundidad de desplante:

Df = 3.00 m desde el nivel del terreno existente

-
- La capacidad portante mínima admisible es de:

Zapata 01: SPT1 : $Q_a = 0.984 \text{ kg/cm}^2$

Zapata 02: SPT2 : $Q_a = 1.837 \text{ kg/cm}^2$

Zapata 03: SPT3 : $Q_a = 0.795 \text{ kg/cm}^2$

Zapata 04: SPT4 : $Q_a = 0.640 \text{ kg/cm}^2$

Zapata 05: SPT5 : $Q_a = 2.025 \text{ kg/cm}^2$

-
- Factor de seguridad: $FS = 3$
 - Asentamientos inmediatos esperados: $P_i = 0.946 \text{ cm}$ en promedio
-

Las capacidades portantes o admisibles se analizan en el ítem 3.5.8 del documento de borrador de tesis, resultando ser diferentes a las presentadas en el estudio de mecánica de suelos presentado en esta sección.

ANEXO X.
Glosario de términos

GLOSARIO DE TÉRMINOS

1.1 Definición de puente

Según el Ministerio de Transportes y Comunicaciones [MTC] (2018c):

Un puente es una estructura requerida para atravesar un accidente geográfico o un obstáculo natural o artificial, cuya luz libre es mayor o igual a 6.00 m (20 ft) y forma parte o constituyen un tramo de una carretera o está localizado sobre o por debajo de ella. (p. 41)

Para (Rodríguez, 2020) un puente es una obra que nos permite atravesar obstáculos naturales o artificiales y que pueden sustentar carreteras, vías férreas, tuberías, líneas de distribución de energía. Además, nos indica que los puentes que soportan canales o conductos de agua se definen como acueductos; los que se encuentran por encima de terreno seco o valles, viaductos y los que atraviesan autopistas y vías de tren se denominan pasos elevados.

1.2 Pasos a desnivel

Se ha mencionado que dentro de la clasificación de los puentes figuran los pasos a desnivel, que pueden también denominarse intersección a desnivel. Según el MTC (2018a) se define como una solución de diseño geométrico, que permite el cruce entre dos o más carreteras a diferentes niveles, logrando que los vehículos puedan realizar todos los movimientos posibles de cambios de trayectoria de una carretera a otra, con la menor cantidad de puntos de conflicto posible.

Además el MTC (2018a), indica que se construye “con el objeto de aumentar la capacidad o el nivel de servicio de intersecciones importantes, con altos volúmenes de tránsito y condiciones de seguridad vial insuficientes, o para mantener las características funcionales de un itinerario sin intersecciones a nivel” (p. 247).

Figura X.1

Tipos de intersecciones a desnivel

DE CUATROS RAMAS				DE TRES RAMAS	
DE LIBRE CIRCULACIÓN		CON CONDICIÓN PARADA		DIRECCIONALES	TROMPETAS
OTROS	TRÉBOL COMPLETO	DIAMANTES	TRÉBOL PARCIAL		

Nota. Tomado de *Manual de Carreteras: Diseño Geométrico DG - 2018* (p. 247), por MTC, 2018a, Lima, Perú.

1.3 Superestructura de puentes

La superestructura de un puente es el conjunto de elementos diseñados para soportar las cargas aplicadas a la misma, entre dichas cargas tenemos el peso propio, la carga ejercida por los vehículos, las personas, el viento, el sismo, entre otros.

De acuerdo a Apaza (2018), el diseño de la superestructura empieza por satisfacer la resistencia por flexión, luego a corte, torsión, deflexiones permitidas, desarrollo de adherencia en el acero de refuerzo, agrietamiento, fátiga, vibración, etc. Entre los elementos principales que componen la superestructura tenemos:

1.4 Vigas.

En los puentes tipo viga-losa o viga son los elementos de mayor relevancia de la superestructura. Su función es la de transmitir la carga aplicada al tablero hacia los puntos de apoyo y consecuentemente a la infraestructura, por lo que están principalmente sometidos a esfuerzos de flexión y cortante.

Las vigas pueden ser de concreto armado, concreto presforzado o acero estructural según los requerimientos de cada proyecto en específico.

1.5 Diafragmas

Son vigas que se ubican transversalmente al eje longitudinal del puente y generalmente en los apoyos, extremos de vigas T y puntos intermedios, Su objetivo es resistir las fuerzas laterales, controlar la torsión y mantener la geometría de la sección (Apaza, 2018).

1.6 Tablero

Es el conjunto de elementos estructurales que soportan directamente la carga del tránsito vehicular y peatonal; y la transmiten hacia el resto de la estructura.

Tradicionalmente se han empleado tableros de concreto armado de alta resistencia. En los puentes más recientes de grandes luces, se está empleando el tablero ortotrópico que consiste en planchas de acero reforzado con rigidizadores sobre el que se coloca material asfáltico en espesor de dos pulgadas como superficie de rodadura (Apaza, 2018). El tablero también puede estar constituido por elementos prefabricados de concreto armado o presforzado que agilizan el tiempo de construcción.

1.7 Dispositivos de apoyo

Según MTC (2018b) “son elementos sobre los que se apoya el sistema de vigas o losas del tablero y que permite el traspaso de las cargas de la superestructura a la subestructura. Generalmente son metálicos o de elastómeros” (p. 40).

Además, en el proyecto se deberá detallar el dispositivo o aparato de apoyo de tal forma que puedan ser reemplazados y que en lo posible para las operaciones de reemplazo no se empleen estructuras auxiliares ni que produzcan grandes concentraciones de esfuerzos en los elementos de la superestructura afectados por este trabajo. (MTC, 2018b, p.81)

1.8 Juntas de dilatación

Son elementos diseñados para permitir la expansión o contracción de la estructura por efecto de los cambios de temperatura, se colocan en los extremos y secciones intermedias donde sean necesarias. Las mismas deben sellarse con materiales flexibles, capaces de resistir las expansiones y contracciones que se produzcan y además deben ser impermeables (Rodríguez, 2020).

1.9 Barreras de concreto

Tienen el principal propósito de contener y corregir la trayectoria de los vehículos que transitan por la estructura, por ello son diseñados geométrica y estructuralmente para resistir el impacto vehicular. De esta forma brindan seguridad a los usuarios del puente y zonas aledañas (Rodríguez, 2020).

1.10 Carpeta asfáltica

Se trata de la manta asfáltica que sirve como superficie de desgaste y protege al tablero.

1.11 Aceras.

Es la franja longitudinal que se ubica en los extremos de la calzada para la circulación de los peatones, la misma puede o no ser elevada respecto al nivel de la rasante vehicular.

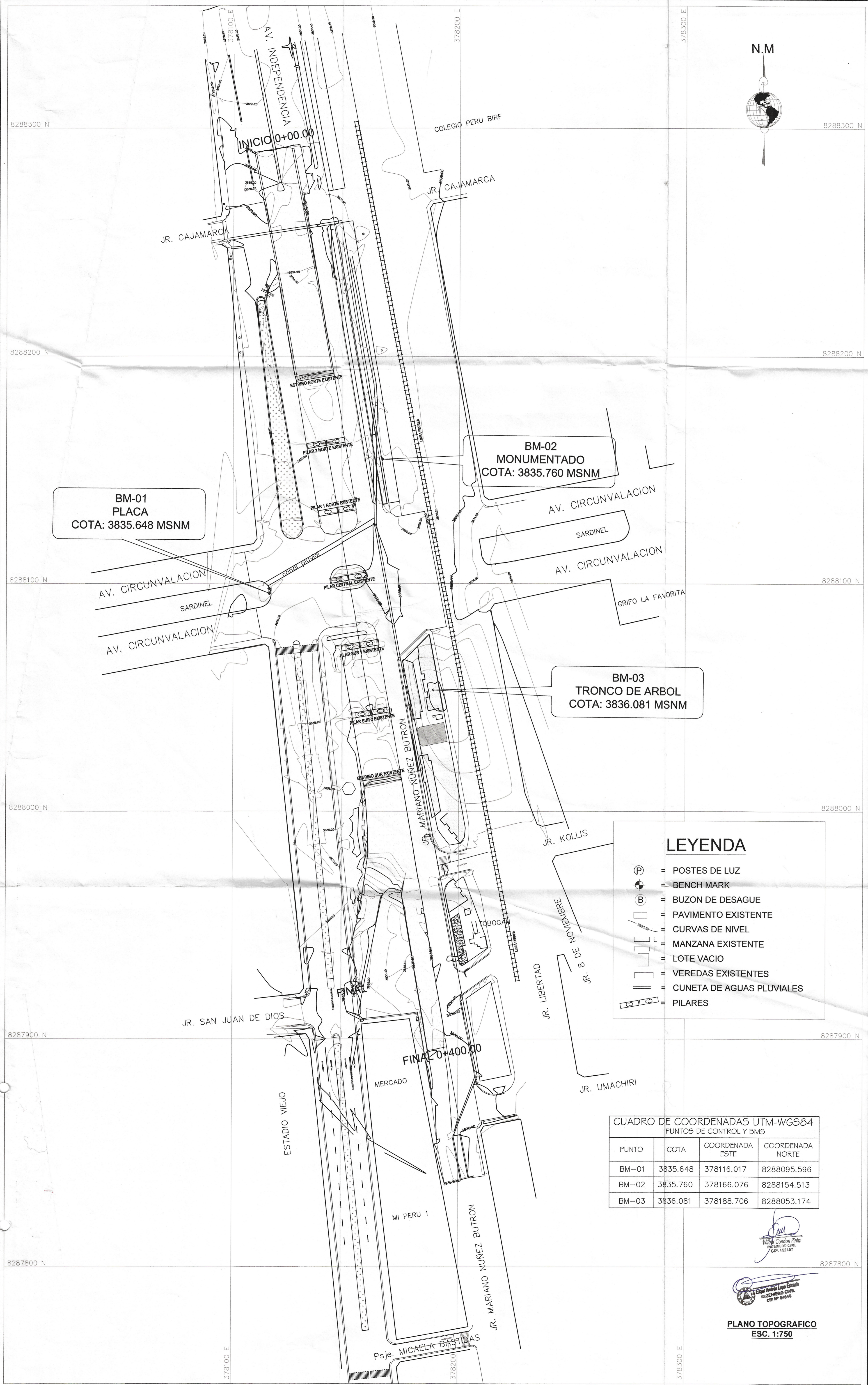
1.12 Postes y Barandas.

Son estructuras que tienen la función de proteger a los usuarios peatones que transiten por el puente. Pueden ser diseñadas para resistir choques vehiculares, pero para velocidades de diseño superiores a 80 kilómetros por hora es preferible instalar barreras de concreto armado (Apaza, 2018).

ANEXO Y.

Expediente técnico del primer proyecto y del último (saldo de obra)

ANEXO Z.
Plano topográfico



BM-01
PLACA
COTA: 3835.648 MSNM

BM-02
MONUMENTADO
COTA: 3835.760 MSNM

BM-03
TRONCO DE ARBOL
COTA: 3836.081 MSNM

- LEYENDA**
- (P) = POSTES DE LUZ
 - (B) = BENCH MARK
 - (B) = BUZON DE DESAGUE
 - [] = PAVIMENTO EXISTENTE
 - [] = CURVAS DE NIVEL
 - [] = MANZANA EXISTENTE
 - [] = LOTE VACIO
 - [] = VEREDAS EXISTENTES
 - [] = CUNETA DE AGUAS PLUVIALES
 - [] = PILARES

CUADRO DE COORDENADAS UTM-WGS84
PUNTOS DE CONTROL Y BMS

PUNTO	COTA	COORDENADA ESTE	COORDENADA NORTE
BM-01	3835.648	378116.017	8288095.596
BM-02	3835.760	378166.076	8288154.513
BM-03	3836.081	378188.706	8288053.174

Walter Condori Pirlo
INGENIERO CIVIL
CIP. 152457

Estudio Andino Lima Estudios
INGENIERO CIVIL
CIP. 104516

PLANO TOPOGRAFICO
ESC. 1:750

MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE SAN ROMAN
GERENCIA DE INFRAESTRUCTURA

PROYECTO: OSCAR S.C.

ASISTENCIA: ING. :

00025
SGEP
SUB GERENCIA DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

PROYECTO: SALDO DE OBRA "CREACION DE INTERCAMBIO VIAL A DESNIVEL EN LA INTERSECCION DE LAS AV. CIRCUNVALACION NORTE Y AV. INDEPENDENCIA, EN LA CIUDAD DE JULIACA, PROVINCIA DE SAN ROMAN - PUNO"

PLANO: **PLANO TOPOGRAFICO**

ESCALA: 1/750

FECHA: **MARZO 2020**

UBICACION: REGION: PUNO
PROVINCIA: SAN ROMAN
DISTRITO: JULIACA

LAMINA: **PT-01**