

01	07/12/2016	EMISIÓN CON CORRECCIONES	J.R.	J.R.	R.P.
00	30/10/2016	EMISIÓN ORIGINAL	J.R.	J.R.	R.P.
REV.	FECHA	DESCRIPCION DE LA REVISION	PROY. POR	ELAB. POR	APROB. POR



GOBIERNO DE LA CIUDAD
AUTÓNOMA DE BUENOS AIRES
DIRECCIÓN GENERAL DE
PLANIFICACIÓN DE LA MOVILIDAD

IATASA
INGENIERÍA

atec
Ingenieros Consultores

PROYECTO EJECUTIVO
VIADUCTO FC BELGRANO SUR
TRAMO CALLE DIÓGENES TABORDA - ESTACIÓN CONSTITUCIÓN

TÍTULO:

INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0150-01
ELAB.	J.R.			
APROB.	R.P.			

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULOPreparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.**INDICE****I.- GENERALIDADES****II.- SUPERESTRUCTURA**

1. Geometría
2. Esquema estático
3. Características geométricas de la sección transversal
4. Análisis de cargas para superestructura
5. Cálculo de solicitaciones
6. Dimensionamiento de Secciones
7. Análisis de cargas para infraestructura

III.- INFRAESTRUCTURA

1. Pila
2. Estribo

VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULO

Preparo : J.R.
Fecha : 30/10/2016
Reviso : R.P.

I.- GENERALIDADES

La presente memoria de cálculo contempla el diseño estructural de la losa nueva de hormigón armado que comunicará la calzada con el puente Ituzaingó, además de la infraestructura correspondiente para sostener la nueva estructura y la estructura existente. La nueva estructura, que soportará el tránsito vial y peatonal, se apoyará sobre un estribo que actuará a su vez como muro de contención; y sobre una pila, diseñada para soportar las cargas del puente metálico existente.

La losa es de espesor constante y soporta una tapada formada por aislaciones hidráulicas, contrapisos y la carpeta de rodamiento así como las cargas de tránsito.

El estribo se materializa mediante pilotes ejecutados "in-situ", terminados en una viga cabezal, donde apoya la superestructura de hormigón armado. Además de soportar las cargas provenientes de la losa y su peso propio, los pilotes deberán soportar el empuje de suelo.

Para la pila, se adopta utilizar una fundación directa debido a la dificultad de ejecutar pilotes debajo de la estructura metálica existente. Para evitar flexiones excesivas en las columnas producidas por desbalanceo de cargas, se hará coincidir el eje de apoyo del puente metálico con el eje de la pila.

El cálculo de solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos de las "Bases para el Diseño de Puentes Carreteros" de la Dirección nacional de Vialidad. El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

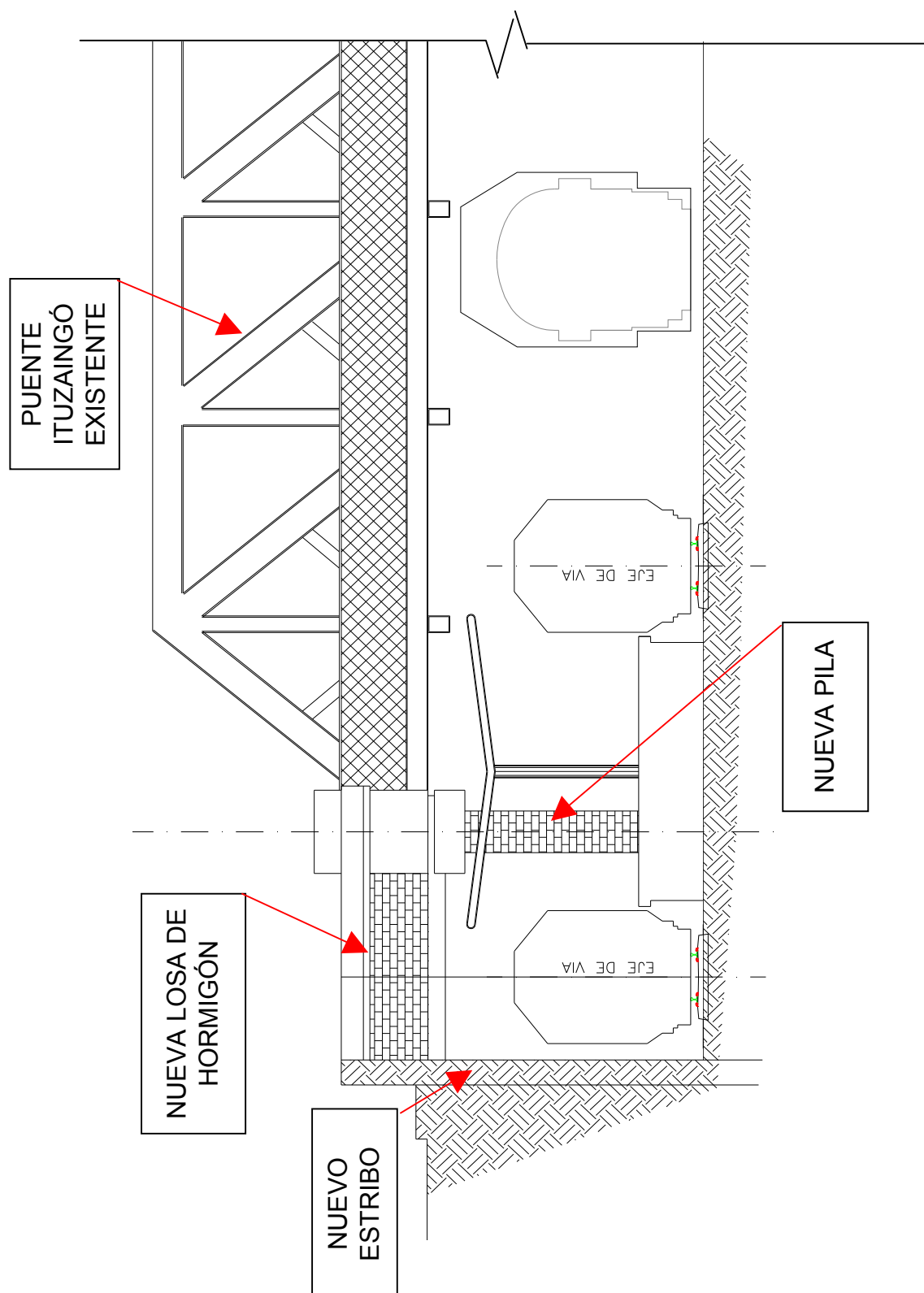
Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Losas in situ:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Infraestructura:	H- 30	$\sigma'_{bk} = 300 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

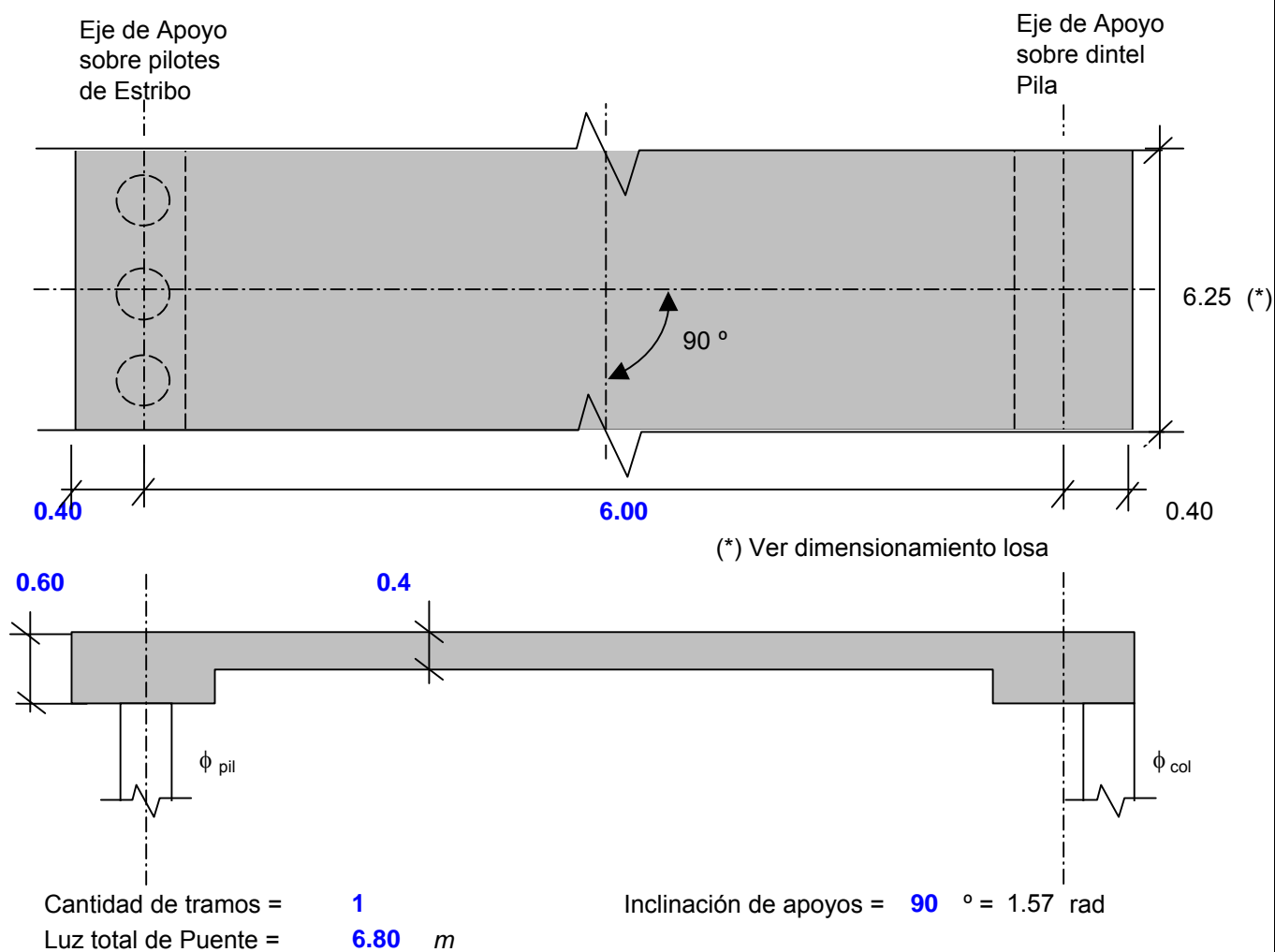
II.- SUPERESTRUCTURA

1.- Geometría

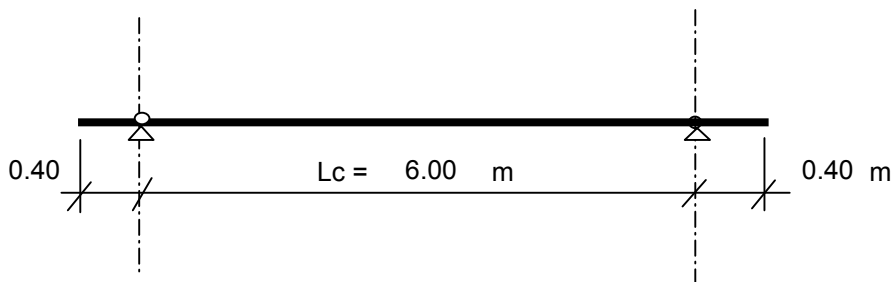
Sección Transversal.



Planta General.



2.- Esquema estático



VIADUCTO FFCC BELGRANO SUR
INTERVENCIÓN PUENTE ITUZAINGÓ - ESTRUCTURAS NUEVAS
MEMORIA DE CÁLCULO

 Preparo : J.R.
 Fecha : 30/10/2016
 Reviso : R.P.

3.- Características geométricas de la Sección Transversal

Planilla de Cálculo de Características Geométricas de una sección

Elemento: Losa - Sección Centro de tramo

Altura total de la sección	Ht=	0.400	m
Superficie	F=	2.500	m ²
Distancia de baricentro a fibra superior	ys=	0.200	m
Distancia de baricentro a fibra inferior	yi=	0.200	m
Momento de inercia baricéntrico	Jg=	0.033	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws=	0.167	m ³
Módulo resistente inferior	Wi=	0.167	m ³
Momento estático	S=	0.125	m ³

4.- Análisis de cargas

4.1. Generalidades

Categoría	A-30	(0=A30 / 1=A25 / 2=A20)	0
Ancho de calzada (AnC):			6.25 m
Ancho de veredas (AnVer):			0.00 m
Luz tramo (LP):			6.00 m
Luz cálculo (LC):			6.00 m

4.2. Cargas Permanentes

Datos de la sección transversal

Número de vigas (NV):	1		
Área viga (AV):	0.00	m ²	$\gamma_{H^o} =$ 2.50 ton/m ³
Área losa (AL):	2.50	m ²	$\gamma_{H^o} =$ 2.50 ton/m ³
Área veredas (AVer):	0.00	m ²	$\gamma_{H^o} =$ 2.40 ton/m ³
Solado (e):	0.40	m	$\gamma_{C.R.} =$ 2.00 ton/m ³
Peso cordón (gCP):	0.00	ton/m	
Peso baranda (gDM):	0.00	ton/m	
Defensa 1/2 New Jersey (gO):	0.00	ton/m	

Resumen carga permanente

$$g = \gamma_{H^o} \times (NV \times AV + AL + AVer) + e \times \gamma_{AS} \times AC + gCP + gDM + gO$$

$$g = 11.25 \text{ ton/m}$$

4.3. Cargas de tránsito

Coefficiente de impacto (Tipo de Estructura 2 de Tabla N°2)

LC	ϕ
5.00	1.40
9.99	1.40
10.00	1.30
20.00	1.25
30.00	1.20
50.00	1.10

$$\phi = 1.40$$

Multitud compacta sobre calzada

$$pMC = 365 + \frac{80 \times 10^6}{LC^3 + LC^2 + 334000}$$

$$pMC = 0.60 \quad \text{ton/m}^2$$

$$p'MC = pMC \times \phi \times AC$$

$$p'MC = 5.28 \quad \text{ton/m}$$

Sobrecarga en veredas

$$pVer = 0.40 \quad \text{ton/m}^2$$

$$pVer = 0.00 \quad \text{ton/m}$$

Aplanadoras

Peso de aplanadora de acuerdo a categorías (en Ton)

CAT	EJE DEL.	EJE TRAS.	TOTAL
A-30	13.0	8.5	30.0
A-25	10.0	7.5	25.0
A-20	8.0	6.0	20.0

Rodillo delantero: 13.00 ton
 Rodillo trasero: 8.50 ton
 Carga total: 30.00 ton

Número de fajas de tránsito

3

Reducción por aplanadoras múltiples

95%

Ejes delanteros

$$N_{apl} \times \phi \times (A_{30} - mc(2.5mx6m)) Rd / A_{30}$$

$$R'd = 36.23 \quad \text{ton}$$

Ejes traseros

$$N_{apl} \times \phi \times (A_{30} - mc(2.5mx6m)) 2 Rt / A_{30}$$

$$R't = 47.38 \quad \text{ton}$$

5.- Cálculo de solicitaciones

5.1 Solicitaciones en sentido longitudinal

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS

Sección (%LC)	0.00	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
x (Dist. Apoyo)	0.00	0.3	0.6	1.2	1.8	2.40	3
M _{máx.}	0.00	32.53	61.06	106.13	135.22	148.33	145.45
Q _{asoc.}	115.08	105.94	96.8	78.53	60.25	41.97	23.69

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS PARA CARGAS PERMANENTES

Sección (%LC)	0.00	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
x (Dist. Apoyo)	0.00	0.3	0.6	1.2	1.8	2.40	3
M _{máx.}	0.00	9.62	18.23	32.40	42.53	48.60	50.63
Q _{asoc.}	33.75	30.38	27.00	20.25	13.50	6.75	0.00

Momentos en ton m. Cortes en ton

PLANILLA MAXIMOS MOMENTOS FLEXORES Y CORTES ASOCIADOS P/ PESO PROPIO LOSA Y VIGA

Sección (%LC)	0.00	0.05	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50
x (Dist. Apoyo)	0.00	0.3	0.6	1.2	1.8	2.40	3
M _{máx.}	0.00	5.34	10.13	18.00	23.63	27.00	28.13
Q _{asoc.}	18.75	16.88	15.00	11.25	7.50	3.75	0.00

Momentos en ton m. Cortes en ton

6.- Dimensionamiento de Secciones

6.1. Fórmulas utilizadas para el dimensionamiento de los elementos de Hormigón Armado.

DIMENSIONAMIENTO A FLEXIÓN

Tablas kh

$$M_e = M - N \times \left(h - \frac{d}{2} \right) \quad \text{donde} \quad \begin{cases} M: & \text{Momento Flexor} \\ N: & \text{Esfuerzo Normal. } N > 0 \text{ para tracción} \\ d: & \text{Altura de la sección} \\ h: & \text{Altura útil : } d - \text{recubrimiento} \end{cases}$$

$$kh = \frac{h}{\sqrt{\frac{M}{b}}} \quad \text{Coeficiente dimensional}$$

$$F_e = \frac{M_e}{h} \times k_e - \frac{N}{\sigma_e} \quad \text{Armadura de Tracción} \quad \text{donde} \quad \begin{cases} k_e: & \text{Coeficiente de Armadura} \\ \sigma_e: & \beta_s / 1.75 \end{cases}$$

DIMENSIONAMIENTO A CORTE

General

$$\tau_0 = \frac{Q}{z \times b_0} \quad \text{Tensión básica de Corte} \quad \text{dónde} \quad \begin{cases} Q: & \text{Esfuerzo de Corte} \\ z: & \text{Brazo de palanca : } h \times k_z / 0.85 h \\ b_0: & \text{Menor ancho de la sección} \end{cases}$$

$$F_e = \frac{\tau_0 \times b}{\sigma_e} \quad \text{Armadura de Corte} \quad \text{dónde} \quad \begin{cases} \tau_0: & \text{Tensión básica de Corte} \\ b: & \text{Menor ancho de la sección} \\ \sigma_e: & \beta_s / 1.75 \end{cases}$$

Losas

$$k_1 = \frac{0.2}{d} + 0.33 \quad 0.5 > k_1 \leq 1 \quad k_2 = \frac{0.12}{d} + 0.6 \quad 0.7 \geq k_2 < 1$$

6.2. Dimensionamiento de Losa

Ancho de Colaboración según Cuaderno 240 - tabla 2.1:

$$\begin{aligned}
 t_y &= 2.50 \text{ m (trans.)} & X &= 3.00 \text{ m} \\
 t_x &= 6.00 \text{ m (long)} & L &= 6.00 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 b_m &= t_y + 2.5 X (1-X/L) = 6.25 \text{ m (Momentos de tramo)} \\
 b_Q &= t_y + 0.5 X = 4.00 \text{ m (Esfuerzos de Corte)}
 \end{aligned}$$

Se consideran las solicitaciones por unidad de ancho.

Dimensionamiento a Flexión

Recubrimiento = 0.035 m

Sección	M [tonm/m]	N [ton/m]	M _e [tonm/m]	d [m]	h [m]	b [m]	k _h	k _e	F _e [cm ² /m]	Adoptado
Tr. Máx	23.73	0.00	23.7	0.40	0.36	1.00	7.3	0.461	30.8	Ø20c/20+Ø16c/20[inf.]

Armadura de repartición adoptada: Ø 10c/15 cm

Dimensionamiento a Corte

Recubrimiento = 0.035 m

Sección	Q [ton/m]	M [tonm/m]	d [m]	h [m]	b ₀ [m]	k ₁	k ₂	τ ₀ [ton/m ²]	k ₁ x τ ₀₁₁	F _e [cm ² /m ²]	Adoptado
Apoyo máx	26.49	32.53	0.40	0.36	1.00	0.83	0.90	85.56	49.8	35.65	----- (*)

(*) Valor del Corte considerado a Filo de viga de borde.

Verificación a Fisuración (CIRSOC 201 - Tomo II - 17.6)

Referencias:

Tensión en el Acero:

$$\sigma_s = \frac{1}{A_s} \times \left(\frac{M_s}{z} + N \right)$$

A_s : Sección de Armadura Traccionada
 M_s : Momento referido al baricentro de la armadura traccionada
 z : brazo elástico de los esfuerzos internos
 N : esfuerzo axial (< 0 para compresión)

Diámetro Máximo de la Armadura:

$$d_s \leq r \times \frac{\mu_z}{\sigma_s}$$

μ_z : Cuantía de Armadura referida área de la sección Traccionada ($\mu_z = F_e/A_{bz}$)
 r : coeficiente de adherencia
 σ_s : Tensión en el Acero bajo cargas permanentes
 A_{bz} : Área traccionada ($A_{bz} = \text{Area } H^o / (1 - k_x)$)

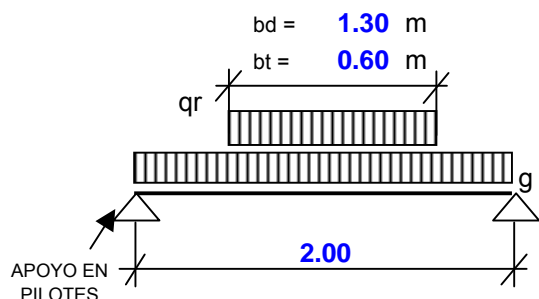
Condición Ambiental (Según tabla 15) : **2**

$\mu_z \leq 0.3\%$ (Según 17.6.2)
 $d_{\text{máx}} = 20 / 12 \text{ mm}$ (tabla 19 para condición ambiental 2)
 $r = 80$ (tabla 20 para condición ambiental 2)

Sección	M [tonm/m]	N [ton/m]	M _s [tonm/m]	d [m]	h [m]	b [m]	A _{bz} [m ²]	F _e [cm ² /m]	μ _z [%]	σ _s [Mpa]	d _s [mm]	d _{slim} [mm]
Tr. Máx	16.61	0.00	16.6	0.40	0.36	1.00	0.31	25.8	0.84%	197	20	17

6.3. Dimensionamiento de viga de borde

Esquema estático:



Cargas actuantes:

$$q_{rd} = 14.00 \text{ ton/m} \quad (\text{rodillo delantero})$$

$$q_{rt} = 19.83 \text{ ton/m} \quad (\text{rodillo trasero})$$

$$g_{losa} = 5.40 \text{ ton/m} \quad (\text{reacción losa cargas perm.})$$

Solicitaciones dimensionantes

$$M_{\text{máx}} = 8.84 \text{ ton m}$$

$$Q_{\text{máx}} = 12.77 \text{ ton}$$

Dimensionamiento a Flexión

$$\text{Recubrimiento} = 0.035 \text{ m}$$

Sección	M [tonm]	N [ton]	M _e [tonm]	d [m]	h [m]	b [m]	k _h	k _e	F _e [cm ²]	Adoptado
Tr. Máx	8.84	0.00	8.8	0.60	0.54	1.00	18.2	0.435	7.12	2Ø25+2Ø16 [inf./sup]

Dimensionamiento a Corte

$$\text{Recubrimiento} = 0.035 \text{ m}$$

Sección	Q [ton]	M [tonm]	d [m]	h [m]	b ₀ [m]	τ ₀ [ton/m ²]	Zona	τ _C [ton/m ²]	F _e [cm ² /m]	Adoptado
Apoyo	12.77	0.00	0.60	0.54	1.00	27.8	I	11.1	4.64	4r.-Ø8c/20cm

7. Análisis de carga

7.1. Geometría

7.1.1. Puente metálico

Longitud entre ejes de apoyo	L =	43.7	m
Oblicuidad	$\alpha =$	0.0	°
Ancho total	AT =	20.0	m
Ancho de calzada	AC =	10.5	m
Ancho de veredas	AV =	7.0	m
Carriles de circulación		3	

7.1.2. Puente hormigón (nuevo)

Longitud entre ejes de apoyo	L =	6.0	m
Oblicuidad	$\alpha =$	0.0	°
Ancho total	AT =	20.0	m
Ancho de calzada	AC =	10.5	m
Ancho de veredas	AV =	7.0	m
Carriles de circulación		3	

7.2. Cargas Verticales

7.2.1. Cargas Permanentes

Peso estructura metálica	200	ton
Espesor equivalentepaquete losa+calzada+vereda (*)	0.40	m
Peso específico paquete equivalente losa+calzada+vereda (*)	2.00	ton/m ³
Barandas, defensas y parapetos	0.10	ton/m

Cargas permanentes puente metálico $g_{\text{metálico}} = 20.68$ ton/m

Reacción por eje de apoyo puente metálico $R_{\text{metálico}} = 451.79$ ton

Cargas permanentes puente hormigón $g_{\text{hormigón}} = 49.43$ ton/m

Reacción por eje de apoyo puente hormigón $R_{\text{hotmigón}} = 148.30$ ton

7.2.2. Cargas de Tránsito

7.2.2.1. Multitud compacta y sobrecarga de vereda

Multitud compacta

$$pMC = 365 + \frac{80 \times 10^6}{LC^3 + LC^2 + 334000} \quad pMC \times AC = 5.47 \text{ ton/m}$$

(*) Valores utilizados para estimar la carga permanente del puente existente.

Sobrecarga vereda

$$pVer = 0.400 \text{ t/m}^2$$

$$pVer = 2.80 \text{ ton/m}$$

Reacción por eje de apoyo puente metálico

$$R_{\text{metálico}} = 180.70 \text{ ton}$$

Reacción por eje de apoyo puente hormigón

$$R_{\text{hormigón}} = 24.81 \text{ ton}$$

7.2.2.2. Aplanadoras

Peso de aplanadoras según categoría de puente:

CAT	EJE DEL.	EJE TRAS.	TOTAL
A-30	13	8.5	30
A-25	10	7.5	25
A-20	8	6	20

Rodillo delantero: 13.00 ton
Rodillo trasero: 8.50 ton
Carga total: 30.00 ton

Reducción por aplanadoras múltiples

95%

Rodillo delantero reducido:

$$Rd = 27.40 \text{ ton}$$

Rodillo trasero reducido:

$$Rt = 17.91 \text{ ton}$$

Reacción por eje de apoyo

$$R = 22.66 \text{ ton}$$

7.3. Cargas Horizontales

7.3.1. Frenado

Longitud de tramo

$$Lt = 49.7 \text{ m}$$

Fuerza de frenado 1

$$HF1t = 13.50 \text{ ton}$$

Fuerza de frenado 2

$$HF2t = 10.87 \text{ ton}$$

Fuerza de frenado adoptada

$$HFt = 13.50 \text{ ton}$$

Cantidad de ejes de apoyo

3.00

Reacción por eje de apoyo

$$HF = 4.50 \text{ ton}$$

7.3.2 Viento

7.3.2.1. Puente Cargado

Reacción por eje de apoyo puente metálico

$$HWC_{\text{metálico}} = 11.14 \text{ ton}$$

Reacción por eje de apoyo puente hormigón

$$HWC_{\text{hormigón}} = 1.08 \text{ ton}$$

7.3.2.2. Puente Descargado

Reacción por eje de apoyo puente metálico

HWd_{metálico} = 13.66 ton

Reacción por eje de apoyo puente hormigón

HWd_{hormigón} = 1.13 ton

7.4. Resumen - Cargas puente metálico

$\alpha = 0^\circ \quad 0.000 \quad \text{rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	451.79	0.00	13.66	13.66	0.00
2	Puente Cargado	655.14	4.50	11.14	11.14	4.50

7.5. Resumen - Cargas puente hormigón

$\alpha = 0^\circ \quad 0.000 \quad \text{rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	148.30	0.00	1.13	1.13	0.00
2	Puente Cargado	195.77	4.50	1.08	1.08	4.50

7.6. Resumen - Cargas pila

$\alpha = 0^\circ \quad 0.000 \quad \text{rad}$

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	600.09	0.00	14.78	14.78	0.00
2	Puente Cargado	850.91	9.00	12.22	12.22	9.00

7.7. Resumen - Cargas estribo

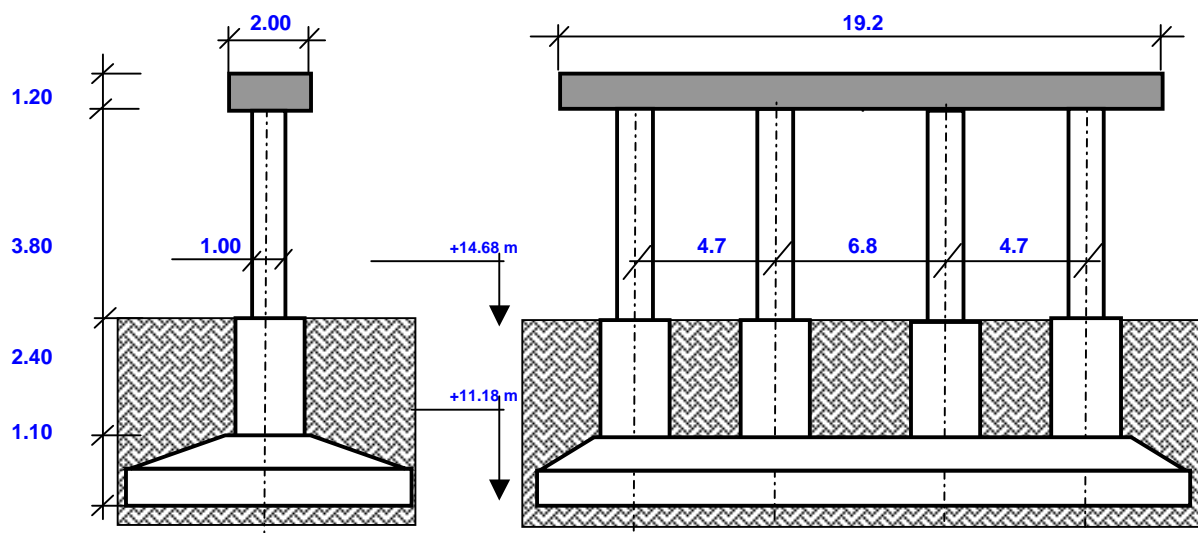
$\alpha =$ 0 ° 0.000 rad

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton	Hx ton	Hy ton
1	Puente Vacío	148.30	0.00	1.13	1.13	0.00
2	Puente Cargado	195.77	4.50	1.08	1.08	4.50

III.- INFRAESTRUCTURA

1. Pila

1.1 Geometría



Nº COLUMNAS = 4

1.2 Análisis de Cargas

1.2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico= 2.50 t/m³

Elemento	Sección m²	Peso (Ge) ton
Dintel	2.40	115.20
Columna	0.79	29.85
Fundaciones	-	148.26
Totales/Resultante	-	293.30

1.2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las totales por pila

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton
1	Vacío	600.09	0.00	14.78
2	Carga Máxima	850.91	9.00	12.22

Estados a considerar



1.3. Características mecánicas del suelo

Se extraen del estudio de suelos n°4498.271/39.A del Ing. Guerrero, considerando que el nivel +/-0.00, coincide con el nivel superior de pavimento sobre el puente metálico. De esta manera se obtiene que el nivel del terreno es igual a -5.00 m.

Profundidad [m]	Tensión de trabajo [kg/cm ²]
3.50 a 5.50	1.50
5.50 a 8.50	3.00
Mayor a 8.50	3.50

Se fundará a una profundidad de 3.50m del nivel del terreno (a una profundidad de 8.50m según referencia de estudio de suelos).

Profundidad de fundación **-3.50** m

Tensión admisible del terreno a nivel de fundación $\sigma_{adm} =$ **30** ton/m²

Coeficiente de balasto vertical a nivel de fundación $K_v =$ **5.5** kg/cm³

1.4. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

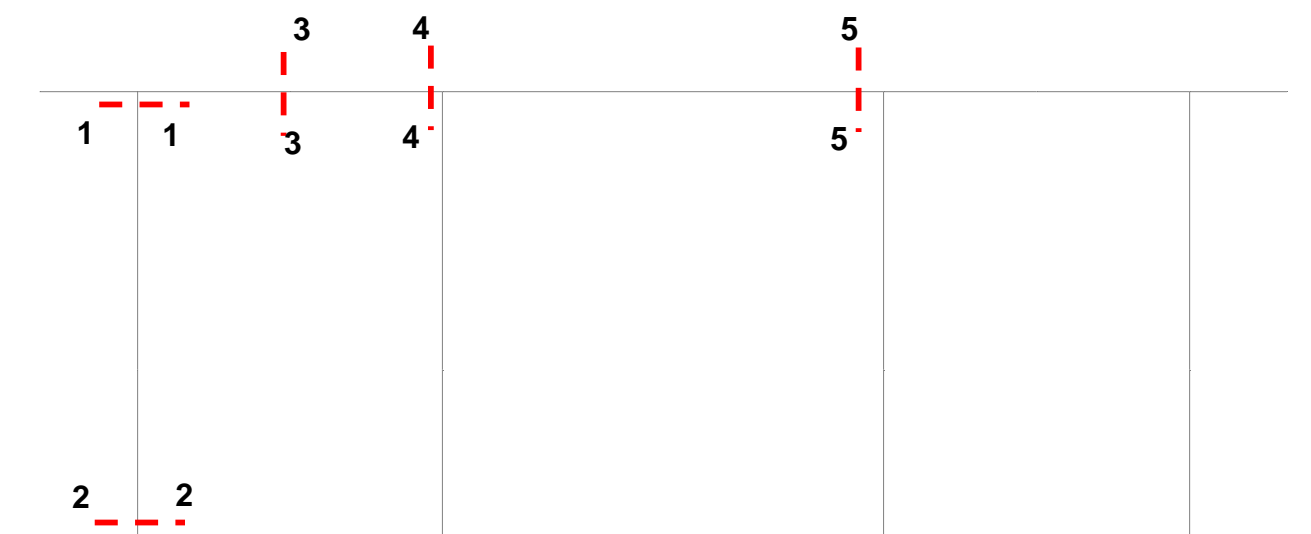
Materiales

Hormigón H-30

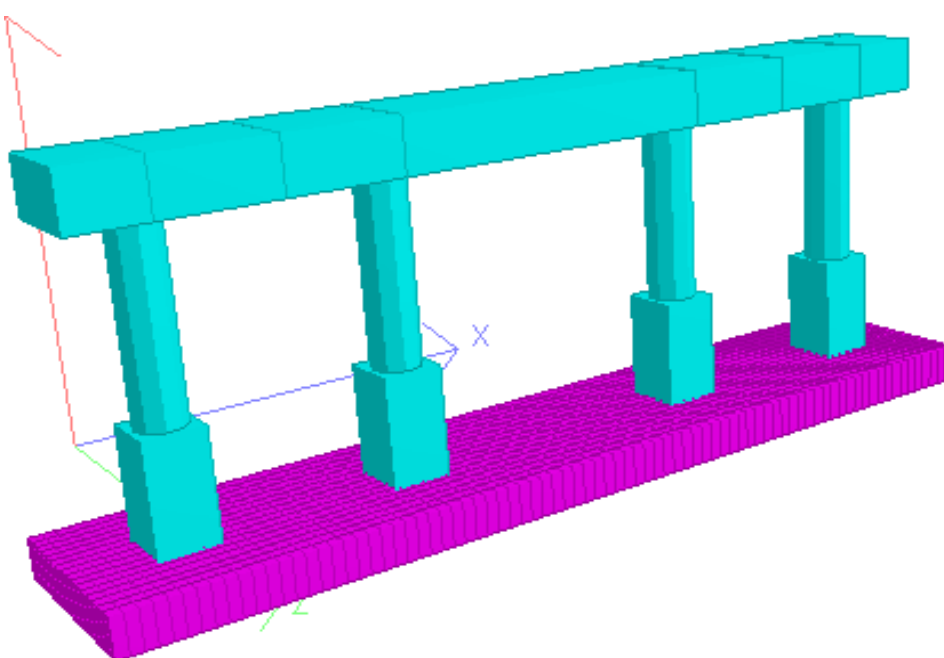
Acero ADN-420

Modelo para el cálculo electrónico

Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO '05



Render 3D



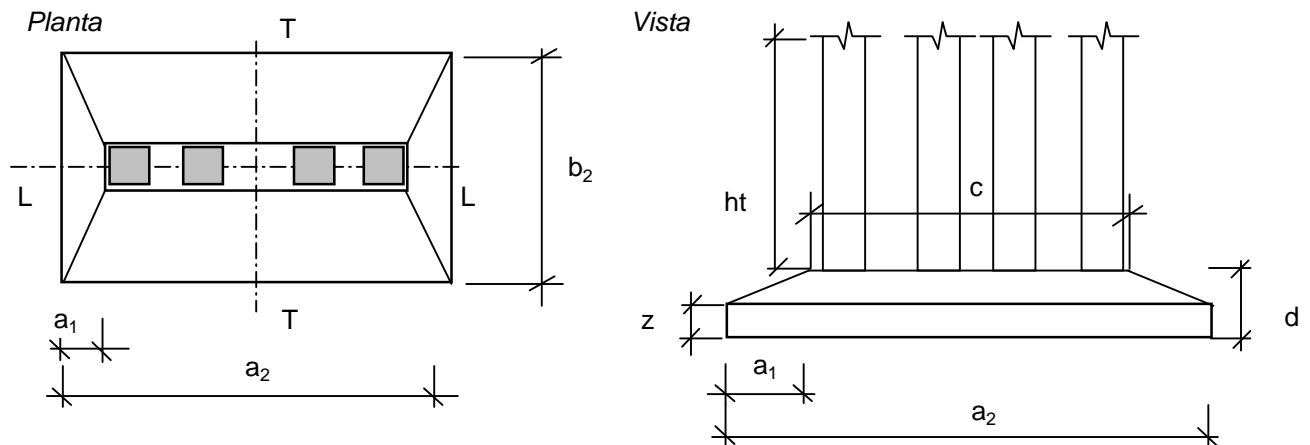
Nº APOYOS = 2.00

Resumen estados considerados sobre las pilas

Estado de Carga	Puente Vacio	Puente Cargado
Vt	300.04	425.46
H _T	0.00	4.50
H _L	7.39	6.11

1.4. Dimensionamiento de las fundaciones

1.4.1. Geometría de la fundación



CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS									
a ₂	b ₂	a ₁	b ₁	c _a	c _b	d	h	z	h _t
m	m	m	m	m	m	m	m	m	m
20.0	3.0	9.40	0.90	1.20	1.20	1.1	1.04	0.25	2.4

Peso Propio Base de Hº Aº

Peso Propio Relleno de Suelo. $\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3$

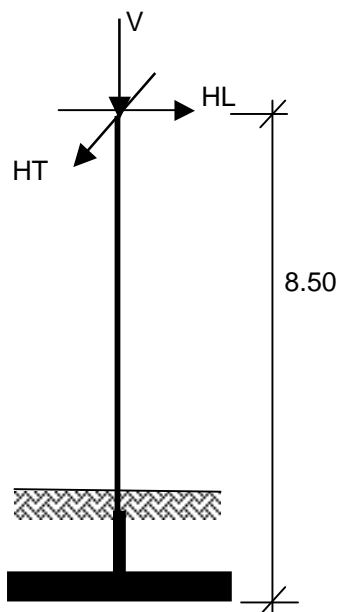
Peso Propio Base troncos de Hº Aº

D_{base} = 115.1 ton

D_{relleno} = 264.7 ton

D_{troncos} = 33.2 ton

1.4.2. Cálculo de solicitaciones a nivel de fundación



Hipótesis I

Carga Vertical

V = 446.7 ton

Carga transversal

HT = 7.4 ton

Carga Longitudinal

HL = 0.0 ton

Esfuerzo vertical (+Peso propio)

V = 893.4 ton.m

Momento longitudinal

ML = 125.6 ton.m

Momento transversal

MT = 0.0 ton.m

Hipótesis II

Carga Vertical

V = 499.6 ton

Carga transversal

HT = 6.1 ton

Carga Longitudinal

HL = 4.5 ton

Esfuerzo vertical (+Peso propio)

V = 999.2 ton.m

Momento longitudinal

ML = 103.9 ton.m

Momento transversal

MT = 76.5 ton.m

1.4.3. Verificación de estabilidad global al volcamiento

Máxima excentricidad en el sentido longitudinal e_l máx = 0.14 m

Excentricidad admisible en el sentido longitudinal $b_2/3$ = 1.00 m

Verifica seguridad al volcamiento en el sentido longitudinal

Máxima excentricidad en el sentido transversal e_t máx = 0.08 m

Excentricidad admisible en el sentido transversal $a_2/3$ = 6.67 m

Verifica seguridad al volcamiento en el sentido transversal

1.4.4. Verificación de las tensiones en el suelo

Hipótesis I

Excentricidad relativa en sentido longitudinal e_l/a_2 = 0.01 m

Excentricidad relativa en sentido transversal e_t/b_2 = 0.00 m

Coefficiente de mayoración de presiones por excentricidad 1

Tensión en el terreno σ_t = 14.9 ton/m²

Verifica presiones en el terreno para Hipótesis I

Hipótesis II

Excentricidad relativa en sentido longitudinal e_l/a_2 = 0.01 m

Excentricidad relativa en sentido transversal e_t/b_2 = 0.03 m

Coefficiente de mayoración de presiones por excentricidad 1.24

Tensión en el terreno σ_t = 20.6 ton/m²

Verifica presiones en el terreno para Hipótesis II

1.4.5. Dimensionamiento de las columnas

Solicitaciones dimensionantes para cada sección

Diámetro Columna 1.00 m \Rightarrow Area = 0.79 m²

1.4.5.1. Dimensionamiento a flexión

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ωo	μ	fe nec.	Ø	Cant	Adoptado
	[ton.m]	[ton]					[cm ²]	[mm]		
2	50.8	-199.4	0.03	-0.11	0.10	0.008	62.8	20	20.0	20Ø20

1.4.5.1. Dimensionamiento a corte

nº ramas = 2

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τo	Zona	τ red	fe (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
1-2	10.97	0.00	1.00	18.64	Zona I	7.46	0.25	0.20	2r. Ø10c/20

1.4.7. Dimensionamiento del Dintel

1.4.7.1. Flexión Vertical

Armadura mínima fe min = 36.00 cm² (μmín = 0.15%)

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
3	230.0	0.00	1.20	230.00	10.72	86.54	86.54	25	17.64	18Ø25 [inf.]
4	-110.0	0.00	1.20	-110.00	15.51	40.55	40.55	25	8.27	9Ø25 [sup.]

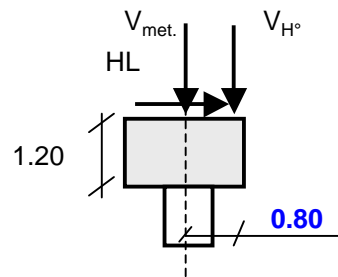
1.4.7.2. Corte

nº ramas= 6

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ red	f_e (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
3	188.0	2.00	1.20	96.16	Zona I	38.47	1.34	0.25	6ramas Ø16c/25
4	222.0	2.00	1.20	113.55	Zona II	53.73	0.93	0.125	6ramas Ø16c/12.5
5	47.5	2.00	1.20	24.30	Zona I	9.72	0.34	0.25	6ramas Ø16c/25

1.4.7.3. Torsión y Corte

d	b	d/b	β
[m]	[m]		
1.20	2.00	0.60	0.208



Dimensionado de la armadura Transversal

SECCIÓN	M_T	τ_T	Fe_T	Q	τ_C	Fe_C	$\tau_C + \tau_T$	$\tau_C + \tau_T < 1.3\tau_{02}$?	Adoptado
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	[ton/m ²]		
4	8.30	0.60	0.77	222	53.7	44.77	54.33	ok	2 r. Ø16c/12.5[ext] 2 r. Ø16c/12.5[int]

Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

SECCIÓN	M_T	τ_T	Fe_T	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
4	8.30	0.60	0.77	4Ø12 p/cara

1.4.8. Dimensionamiento de la fundación

1.4.8.1. Flexión (losa)

SECCION	SOLICITACIONES						ARMADURAS			
	M	N	d	b	M _E	h	k _h	k _e	Fe	Adoptado
	[ton.m/m]	[ton/m]	[m]	[m]	[ton.m/m]	[m]			[cm ²]	
Transv.	8.36	0.00	1.10	1.00	8.36	1.04	36.0	0.4	3.43	Ø12c/15cm [inf.]

Se adopta Ø12c/15cm [inf.] en ambas direcciones

1.4.8.2. Flexión (viga)

Ancho colaborante

$$bm = \text{Mín} [6.8/3 ; 3] = 2.27 \text{ m}$$

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	k _h	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
Long.	52.5	0.00	1.10	52.50	21.82	20.95	20.95	20	6.67	7Ø20 [sup.]

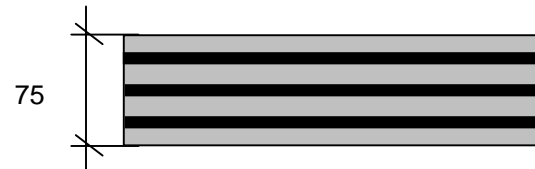
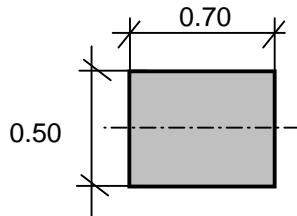
1.4.8.3. Corte (viga)

nº ramas= 4

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				Adoptado
	Q	b	d	τ _o	Zona	τ red	fe (rama)	sep	
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
-	69.4	1.20	1.10	64.80	Zona I	25.92	0.65	0.2	4ramas Ø10c/20

1.5. Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por neopreno)

$V_{\text{máx}} =$ **329** ton

$H_{V \text{ máx}} =$ **0.00** ton

$V_{\text{mín}} =$ **227** ton

$H_{V \text{ máx}} =$ **2.25** ton

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.50** m x **0.70** m en 1 pastilla de 0.5 x 0.7

$h_{\text{neta}} =$ 48.00 mm

$h_{\text{total}} =$ 75.00 mm

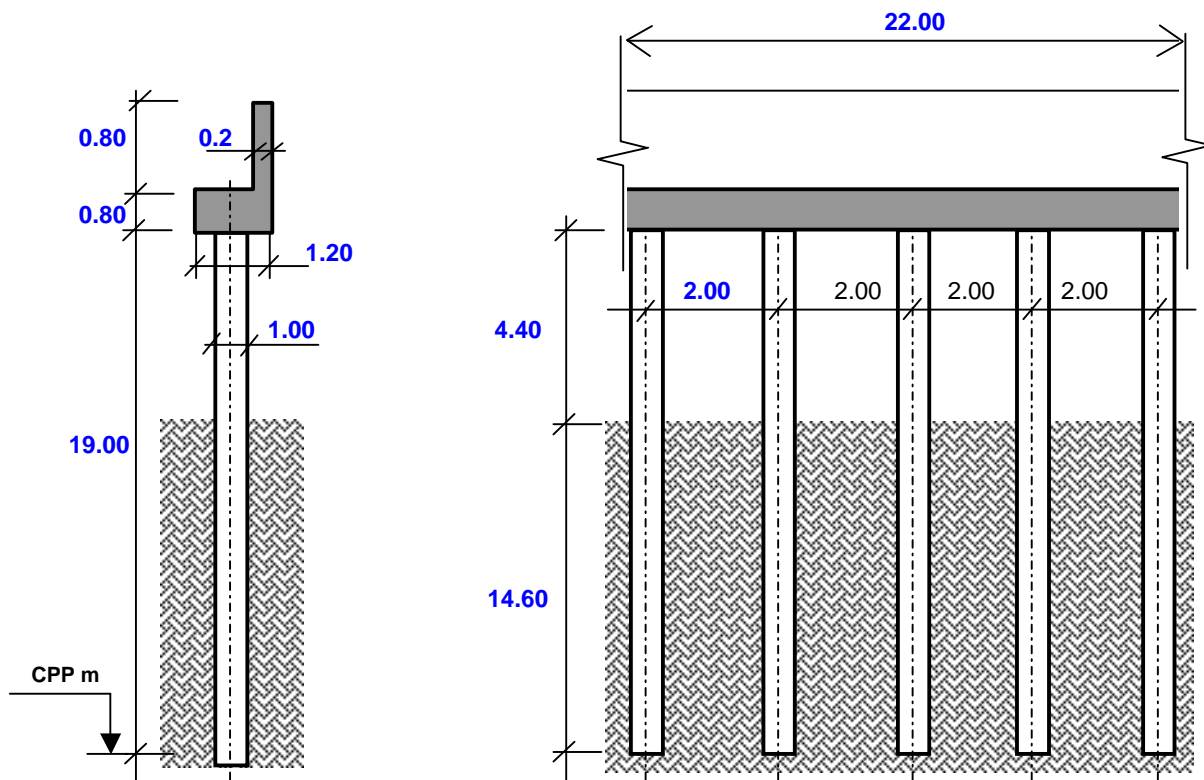
$\left\{ \begin{array}{ll} \text{Recubrimiento exterior} = & 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = & 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = & \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} & \mathbf{6} \end{array} \right.$

$\sigma_{\text{máx}} =$ 939 ton/m² < $\sigma_{\text{adm máx}} =$ **1000** ton/m²

$\sigma_{\text{mín}} =$ 648 ton/m² > $\sigma_{\text{adm mín}} =$ **250** ton/m²

2. Estribo

2.1 Geometría



2.2. Análisis de Cargas

Nº PILOTES = **11**

2.2.1. Cargas Permanentes (Peso propio estribo)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	0.96	52.80
Espaldón	0.16	8.64
Pilotes	0.79	410.37
Totales/Resultante	-	471.81

2.2.2. Cargas Provenientes de tablero

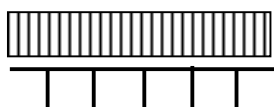
Las cargas indicadas en la planilla corresponden a las totales.

Nº	Estado	V ton	HL ton	HT ton
1	Vacío	148.30	0.00	13.66
2	Carga Máxima	195.77	4.50	1.08

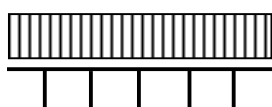
Estados a considerar

ES1) Puente Vacío

ES2) Puente Carga máxima



Puente Vacío



Puente Carga máxima

2.3. Características mecánicas del suelo

Se extraen del estudio de suelos n°4498.271/39.A del Ing. Guerrero perforación n°17

Profundidad [m]	Tensión ad. fricción [ton/m ²]	Balasto horizontal [kg/cm ³]	Coef. Del resorte [ton/m]
1.50 a 5.50	1.50	0.30	75
5.50 a 8.00	2.50	0.40	100
8.00 a 29.00	3.00	0.50	125

Separación entre resortes

li = **0.25** m

Profundidad de fundación

-20.00 m

Tensión admisible por punta

σ_{adm} = **150** ton/m²

2.2.3. Empujes

Empujes del relleno y sobrecargas sobre el mismo

Se considera de acuerdo a los estudios de suelo para estructuras que puedan experimentar rotaciones, los empujes de Suelos se deberán calcularse bajo la hipótesis de Rankine.

Parámetros y geometría del relleno

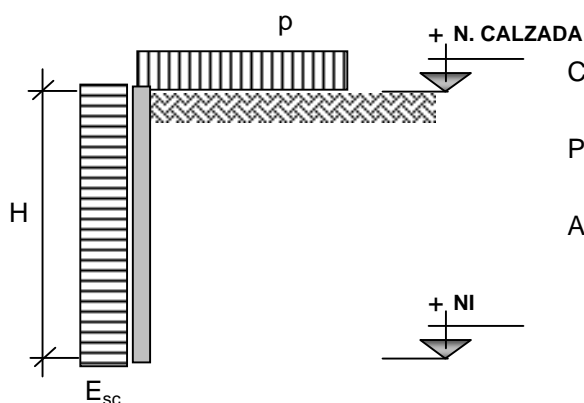
Angulo fric.interna terreno $\phi = 30^\circ$ 0.5236 rad

Cohesión $C = 0.0$ ton/m²

Coef. De empuje activo $k_a = 0.333$

Coef.de empuje pasivo $k_p = 3.000$

2.2.3.1. Empuje de de sobrecargas



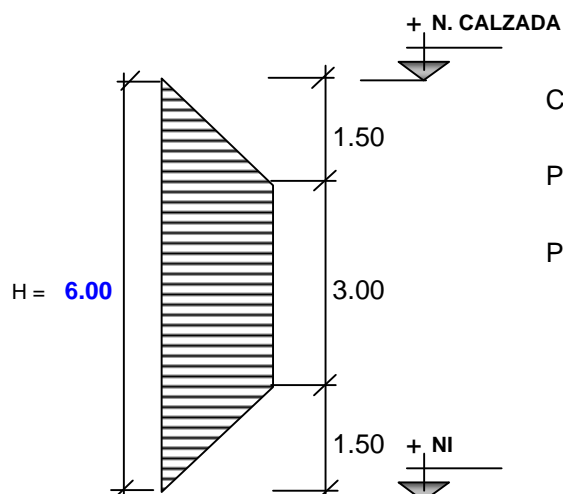
Coeficiente de empuje activo: $K_a = 0.33$

Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1.80$ ton/m³

Altura equivalente de suelo: $h = 1.50$ m

$E_{sc1} = 0.90$ ton/m²

2.2.3.2. Empuje para estructuras que se vean impedidas de experimentar rotaciones

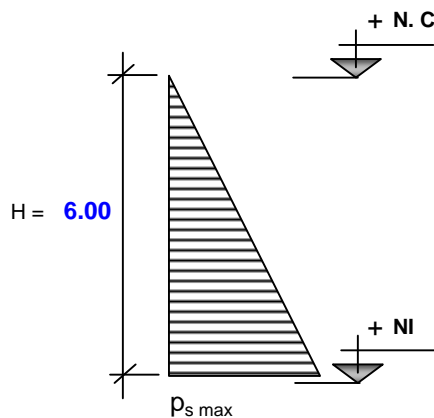


Coeficiente de empuje activo: $K_a = 0.30$

Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1.80$ ton/m³

Presión máxima $K_a \times \gamma_s \times H = 3.24$ ton/m²

2.2.3.3. Empuje para estructuras que puedan experimentar rotaciones



Peso específico del suelo: $\gamma_s = 1.80 \text{ ton/m}^3$

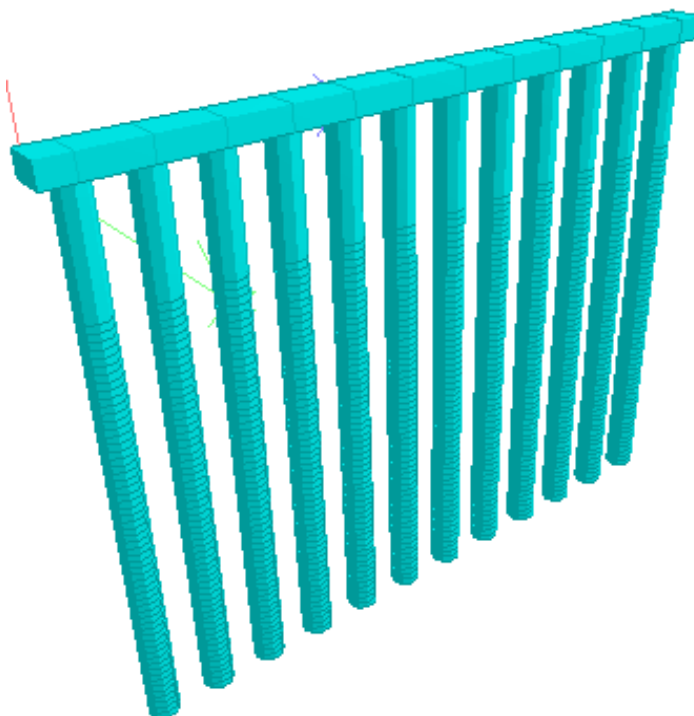
Cohesión $C = 0.00 \text{ ton/m}^2$

Ángulo de Fricción Interna $\phi = 30.00^\circ$

Coefficiente de empuje activo: $K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = 0.333$

Presión máxima $p_{s \text{ máx}} = 3.6 \text{ ton/m}^2$

Render 3D



2.4.1. Verificaciones Geotécnicas

2.4.1.1. Capacidad portante

Carga máxima en pilote $Q_{\text{máx}} =$ **59** ton

Carga admisible

Tensión admisible por punta **150** ton/m²

Tensión admisible por fricción **2.50** ton/m² profundidades de 5.50 m a 8.00 m
3.00 ton/m² profundidades de 8.00 m a 29.00 m

Longitud de fricción **2.0** m profundidades de 1.50 m a 8.00 m
12.8 m profundidades de 8.00 m a 29.00 m

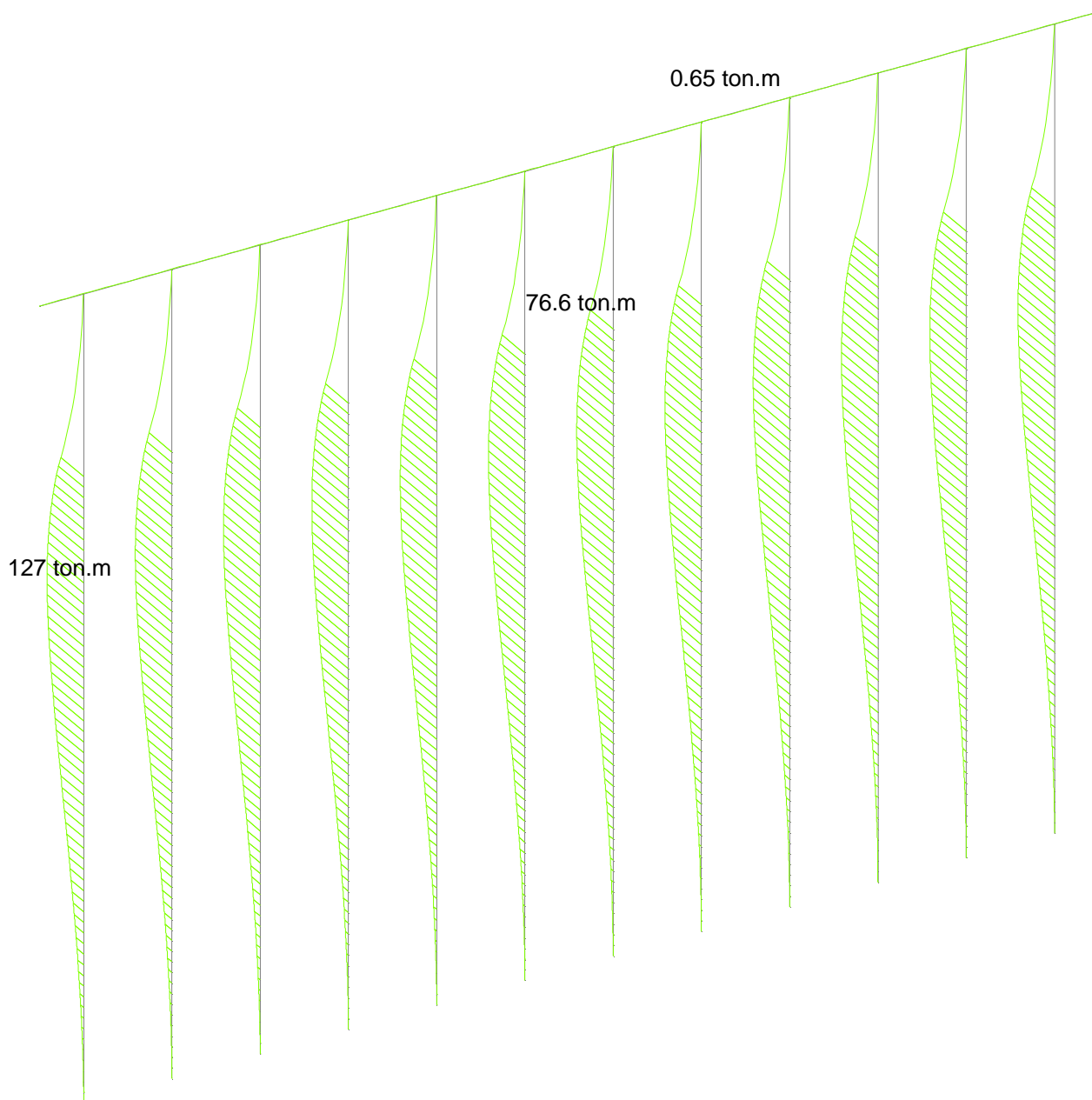
Capacidad admisible $Q_{\text{adm}} = q \text{ punta} \times \text{area pil.} + q \text{ fric} \times \text{perim. pil.} \times \text{long. de fricc.}$

$Q_{\text{adm}} =$ **254** ton

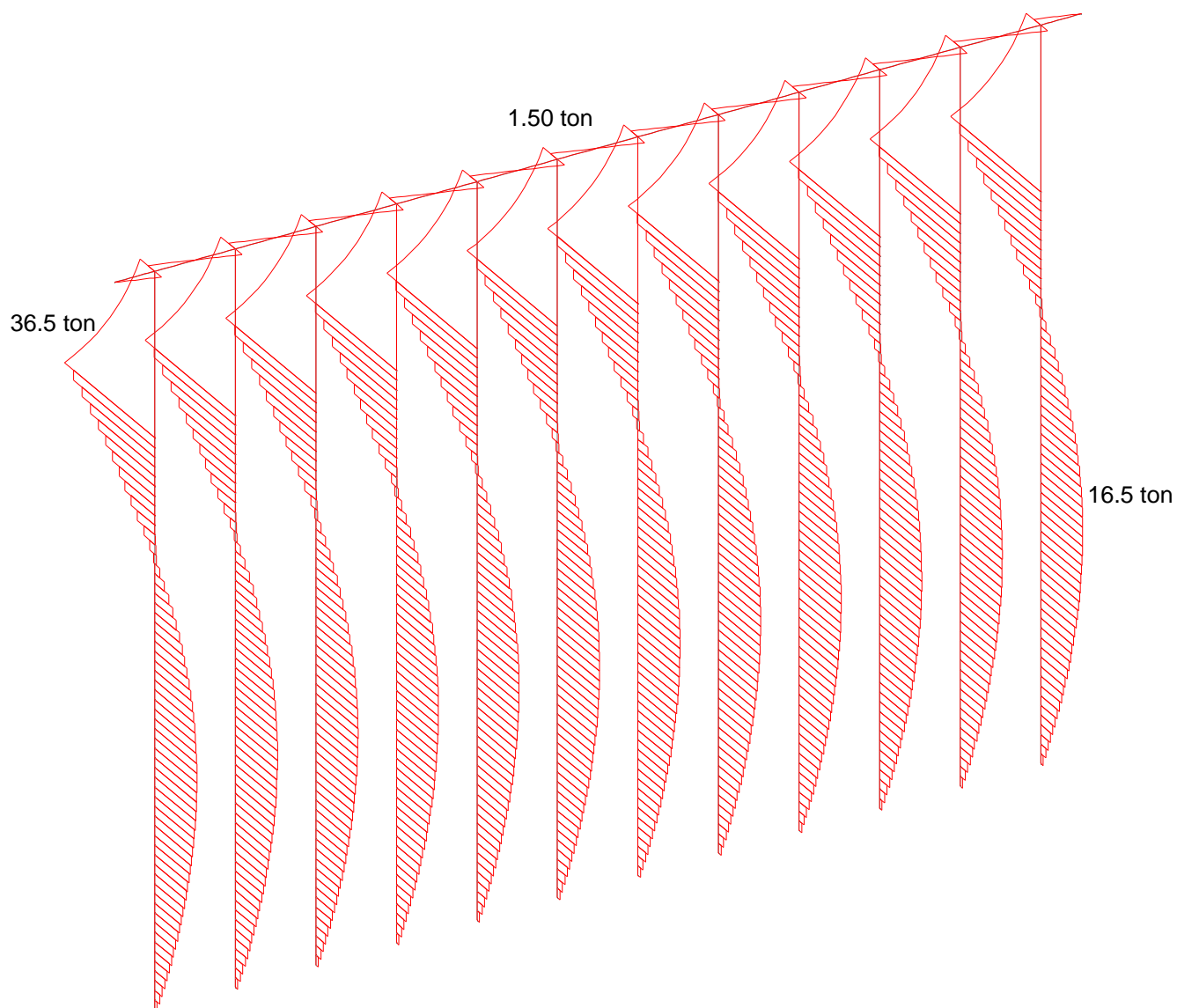
Capacidad $Q_{\text{máx}} < Q_{\text{adm}}$ \Rightarrow VERIFICA

2.4.2. Solicitaciones Dimensionantes

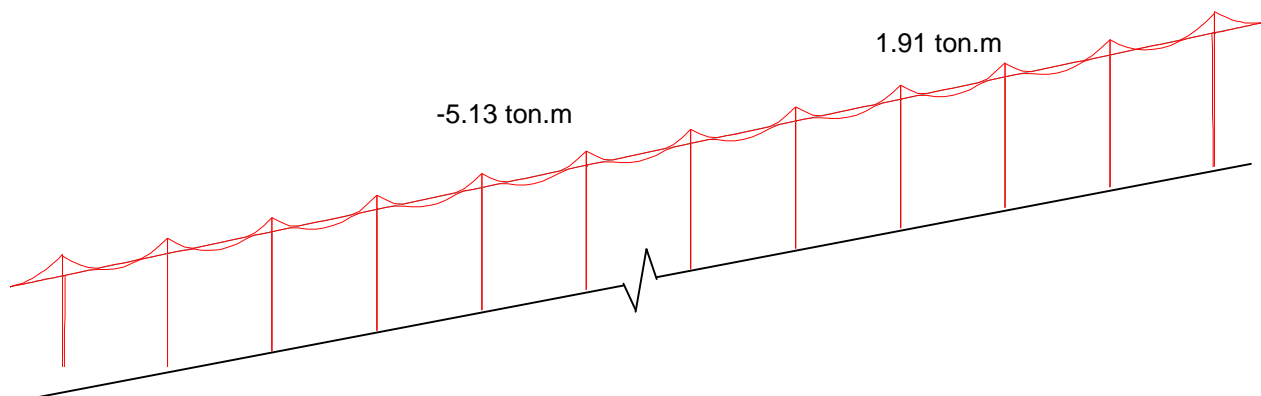
Flexión Longitudinal (Envolvente)



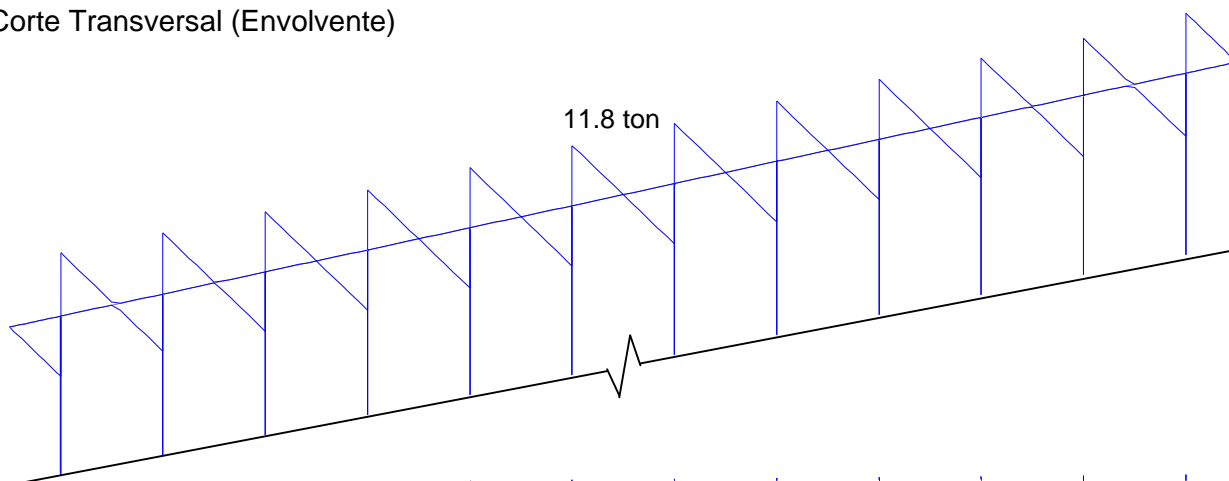
Corte Longitudinal (Envolvente)



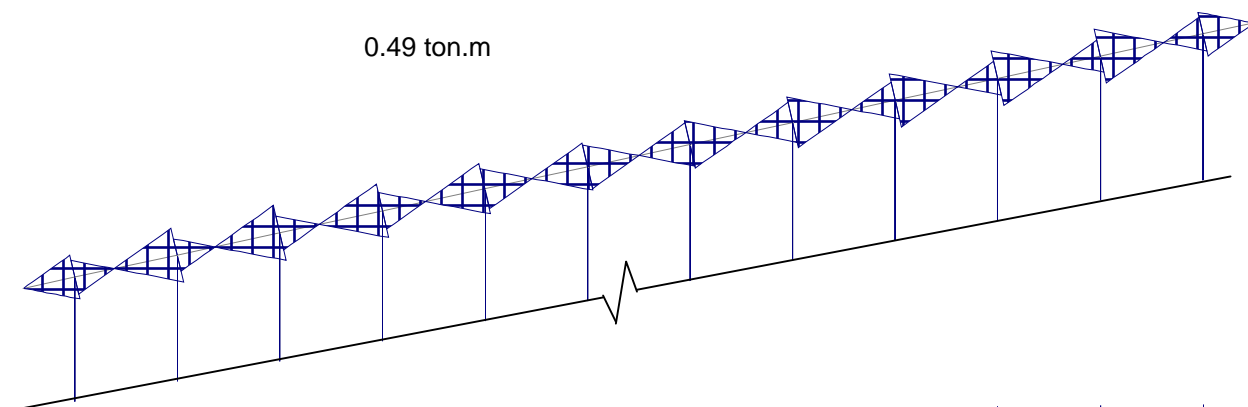
Flexión Transversal (Envolvente)



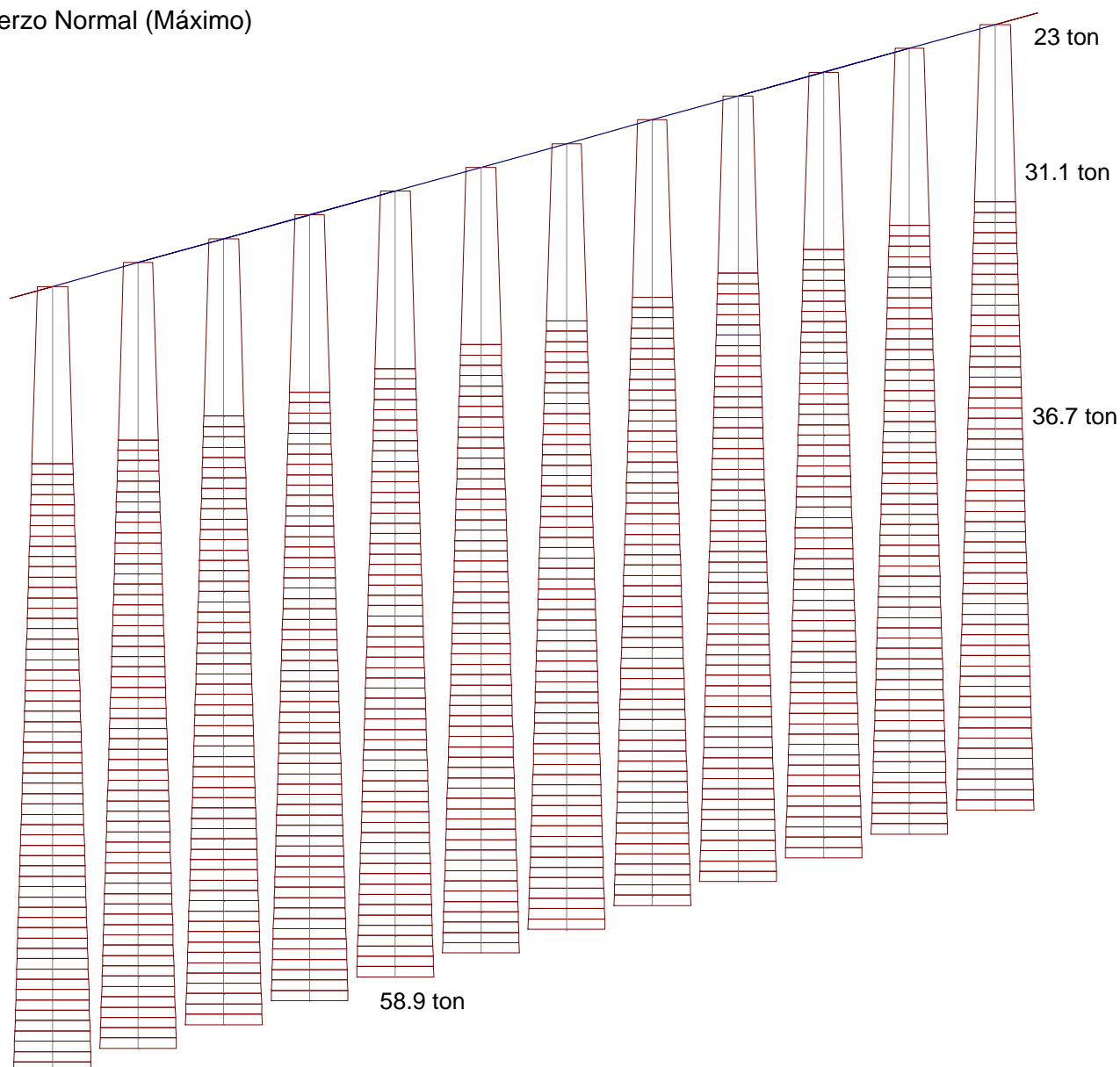
Corte Transversal (Envolvente)



Momento Torsor (Máximo)



Esfuerzo Normal (Máximo)



2.4.3. Dimensionamiento de la Columna/Pilote

2.4.3.1. Verificación a Flexocompresión

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.00** m \Rightarrow Area = 0.7854 m²

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	fe _{nec.}	ϕ	Cant	Adoptado
	[ton.m]	[ton]					[cm ²]	[mm]		
1	89.90	-31.1	0.05	-0.02	0.25	0.014	107.29	25	21.9	22Ø25
2	143.00	-36.7	0.08	-0.02	0.45	0.025	193.13	25	39.3	40Ø25

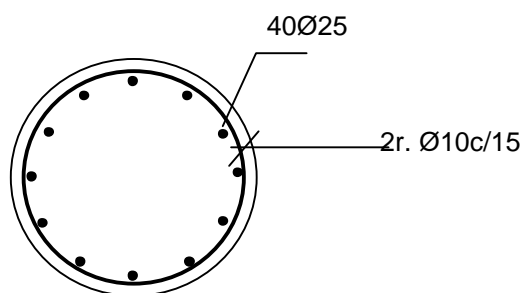
2.4.3.2. Verificación al Corte

nº ramas = **2**

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	fe (rama)	sep	Adoptado
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
1	39.60	0.00	1.00	67.23	Zona I	26.89	0.67	0.15	2r. Ø10c/15
2	18.5	0.00	1.00	31.41	Zona I	12.56	0.63	0.30	2r. Ø10c/30

Adoptado Estribos **Ø10c/30cm con refuerzo en máximo corte Ø10c/30cm**

Esquema de Armado Columna / Pilote



2.4.4. Dimensionamiento del Dintel

2.4.4.1. Flexión Vertical

$h = 0.75 \text{ m}$ $b = 1.20 \text{ m}$

Armadura mínima $fe_{\min} = 14.40 \text{ cm}^2$ ($\mu_{\min} = 0.15\%$)

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
3	1.91	0.00	0.80	1.91	59.45	0.01	14.40	16	7.16	8Ø16 [inf.]
4	-5.13	0.00	0.80	5.13	36.27	0.03	14.40	16	7.16	8Ø16 [sup.]

2.4.4.2. Flexión Horizontal

$h = 1.15 \text{ m}$ $b = 0.80 \text{ m}$

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	d	Me	kh	fe nec.	fe calc.	Ø	cant.	Adoptado
	[ton.m]	[ton]	[m]	[ton.m]		[cm ²]	[cm ²]	[mm]		
Máx	3.06	0.00	1.20	3.06	58.80	0.01	0.01	12	0.01	4Ø12 [a/c]

2.4.4.3 Verificación al Corte

$n^{\circ} \text{ ramas} = 6$

SECCIÓN	SOLICITACIONES				ARMADURAS				Adoptado
	Q	b	d	τ_0	Zona	$\tau \text{ red}$	fe (rama)	sep	
	[ton]	[m]	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]	[cm ²]	[m]	
Máx	11.80	1.20	0.80	15.42	Zona I	6.17	0.10	0.2	6ramas Ø8c/20

2.4.4.4. Torsión y Corte

d	b	d/b	β
[m]	[m]		
0.80	1.20	0.67	0.208

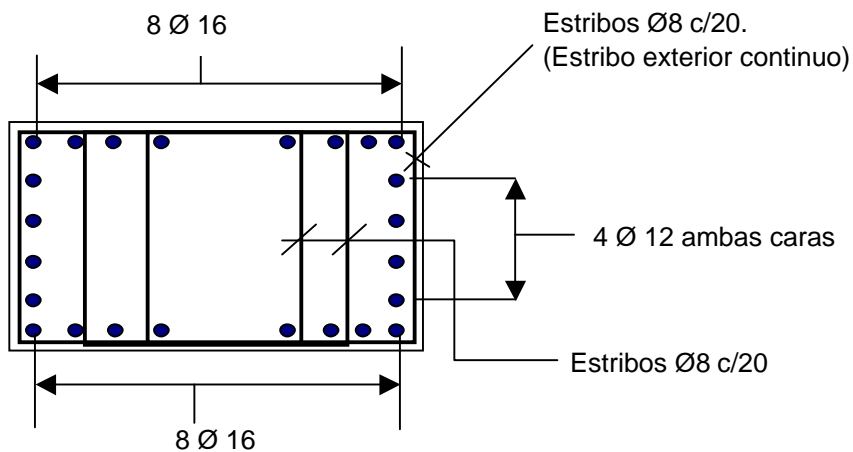
Dimensionado de la armadura Transversal

SECCIÓN	M_T	τ_T	Fe_T	Q	τ_C	Fe_c	$\tau_c + \tau_T$	$\tau_c + \tau_T < 1.3\tau_{02}?$	Adoptado
	[ton.m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]				[ton/m ²]		
4	0.49	0.13	0.12	11.8	6.2	3.08	6.30	ok	2 r. Ø8c/20[ext] 4 r. Ø8c/20[int]

Dimensionado de la armadura Longitudinal [en laterales]

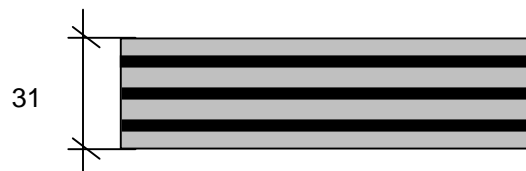
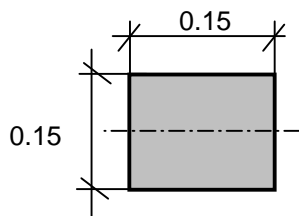
SECCIÓN	M_T	τ_T	Fe_T	Adoptado
	[ton m]	[ton/m ²]	[cm ² /m]	
4	0.49	0.13	0.12	4Ø12 p/cara

Esquema de Armado Dintel



1.5. Apoyos de neopreno Armado

Geometría



Dureza Shore **60**

Solicitaciones (por neopreno)

$$V_{\text{máx}} = \mathbf{19.6} \text{ ton}$$

$$H_{V \text{ máx}} = \mathbf{0.45} \text{ ton}$$

$$V_{\text{mín}} = \mathbf{14.8} \text{ ton}$$

$$H_{V \text{ máx}} = \mathbf{0.00} \text{ ton}$$

Adoptado por eje de apoyo: pastillas: **0.15** m x **0.15** m en 1 pastilla de 0.15 x 0.15

$$h_{\text{neta}}: 16.00 \text{ mm}$$

$$h_{\text{total}}: 31.00 \text{ mm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Recubrimiento exterior} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor placas} = 3 \text{ mm} \\ \text{Espesor capas de goma} = \mathbf{8} \text{ mm} \text{ c/u} \\ \text{cantidad de capas} = \mathbf{2} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{\text{máx}} = 870 \text{ ton/m}^2 < \sigma_{\text{adm máx}} = \mathbf{1000} \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{\text{mín}} = 659 \text{ ton/m}^2 > \sigma_{\text{adm mín}} = \mathbf{250} \text{ ton/m}^2$$