

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:

INFRAESTRUCTURA - PILA TIPO 5
MEMORIA DE CÁLCULO

PROY.	J.R.	ESCALAS : -	FECHA: 30/10/2016	N°: VFBS-PE-ES-MC-0123-00
ELAB.	N.S.			
APROB.	R.P.			

INDICE

I.- GENERALIDADES

II.- INFRAESTRUCTURA

- 1.- Geometría**
- 2.- Análisis de carga**
- 3.- Parámetros geotécnicos**
- 4.- Verificación de la capacidad portante de los pilotes**
- 5.- Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones**

I.- GENERALIDADES

La presente Memoria de Cálculo contiene el diseño estructural de la pila P5 del viaducto ferroviario de las vías del Belgrano Sur, en la Ciudad Autónoma de Buenos Aires. Dicha estructura tiene como fin brindar apoyo a la estructura de soporte ferroviario (vigas), transmitiendo las cargas sobre esta hacia el suelo de fundación.

La pila es de hormigón armado *in-situ* y está compuesta por un dintel postesado con los apoyos elastoméricos que soportan las vigas, apoyado en dos columnas conformado un pórtico. Cada una de estas columnas apoya sobre un monopilote.

Se estudia la situación en la que se apoyan sobre el pórtico dos secciones metálicas tipo "S4" de 41.00 m cada una.

Reglamentos

El cálculo de cargas y solicitaciones se realiza de acuerdo con los lineamientos del "Reglamento para Puentes Ferroviarios de Hormigón Armado" de Ferrocarriles Argentinos.

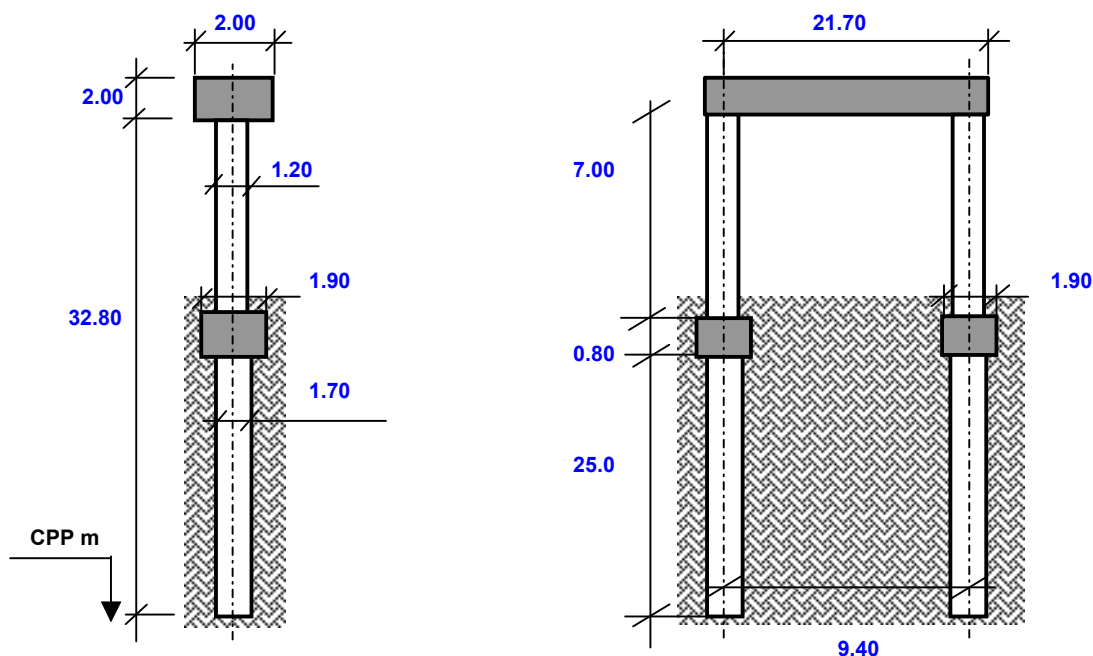
El dimensionamiento de las estructuras se realiza de acuerdo con el cuerpo de Reglamentos C.I.R.S.O.C.

Los materiales previstos en este anteproyecto son:

Hormigón Dintel:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Columnas:	H- 38	$\sigma'_{bk} = 380 \text{ kg/cm}^2$	
Hormigón Pilotes H-21	H- 21	$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$	
Acero para Hormigón	ADN-420	$\beta_s = 4200 \text{ kg/cm}^2$	(Conformado en barras)

II.- INFRAESTRUCTURA

1. Geometría



Nº PILOTES = **2**

2. Análisis de Cargas

2.1. Cargas Permanentes (Peso propio pila)

Peso específico = **2.50** ton/m³

ELEMENTO	SECCIÓN	PESO (Ge)
	m ²	ton
Dintel	4.00	217.00
Cabezal	1.52	14.44
Columna	1.13	39.58
Pilote	2.27	283.73
Totales/Resultante	-	554.75

2.2. Cargas Provenientes de tablero

Las cargas que actúan sobre la pila corresponden 2 tramos cuya luz entre ejes de apoyos es igual a 41 m.

Las cargas indicadas en la planilla corresponden a la reacción de 1 neopreno sobre la pila.

Tipo de carga	V	H _{transv.}	H _{long.}
	[ton]	[ton]	[ton]
Peso Propio del tablero	96.1	-	-
Sobrecarga	74.9	-	-
Frenado	-	-	10.8
Balanceo	-	3.0	-
Viento	±3.6	3.0	-

3. Parámetros geotécnicos

Según sondeo n°12

3.1. Coeficiente de balasto horizontal

Separación entre nodos en el modelo de cálculo

li = **0.50** m

Profundidad Inicial	Profundidad Final	kh	k _{rh}
		[ton/m³]	[ton/m]
-1.5	-4.5	250	213
-4.5	-17.0	500	425
-17.0	<-17	2000	1700

3.2. Tensiones admisibles

Tensión admisible por punta:

$\sigma_{adm.punta}$ = **200** ton/m²

Tensión admisible por fricción:

$\sigma_{adm.fricción}$	Cota de inicio	Cota de fin	L _{Fricc.}
[ton/m²]			[m]
1.0	1.5	10.0	8.5
1.5	10.0	17.0	7.0
3.0	17.0	-	8.0

3.3. Recomendaciones

Longitud mínima de pilote

L_{pil.min} = **25.00** m

Diámetro mínimo de pilote

$\varnothing_{pil.min}$ = **1.00** m

4. Verificación de la capacidad portante de los pilotes

Carga máxima en pilote $P_{\text{máx}} = 668.0 \text{ ton}$

Diámetro de pilote adoptado $\varnothing_{\text{pil}} = 1.70 \text{ m}$

Sección del pilote $A_{\text{pil}} = 2.27 \text{ m}^2$

Perímetro del pilotes $\text{Per.pil} = 5.34 \text{ m}$

Capacidad admisible $P_{\text{adm}} = \sigma_{\text{adm.punta}} \times A_{\text{pil}} + \sigma_{\text{adm.fricción}} \times \text{Per}_{\text{pil.}} \times L_{\text{Fricc.}}$

$P_{\text{adm}} = 684 \text{ ton} > P_{\text{máx}} \implies \text{Verifica}$

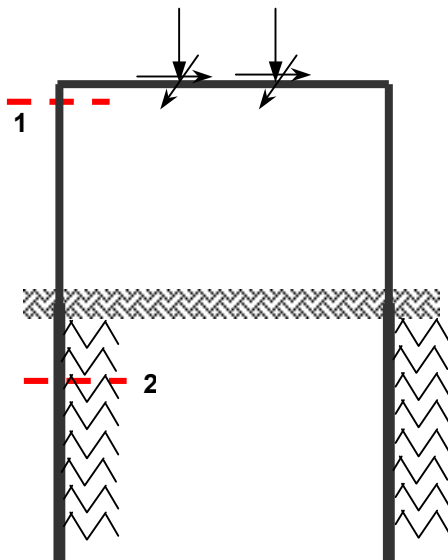
5. Calculo de solicitaciones y dimensionamiento de secciones

5.1. Modelo para el cálculo electrónico

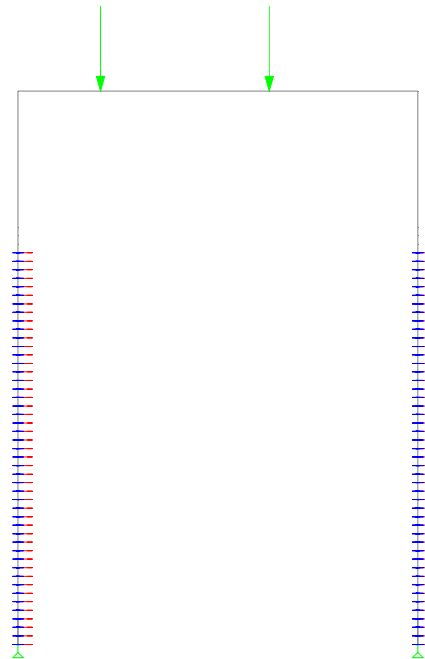
Portico espacial, mediante proceso STAAD PRO 2005.

Se considera el efecto de segundo orden mediante el método P-D.

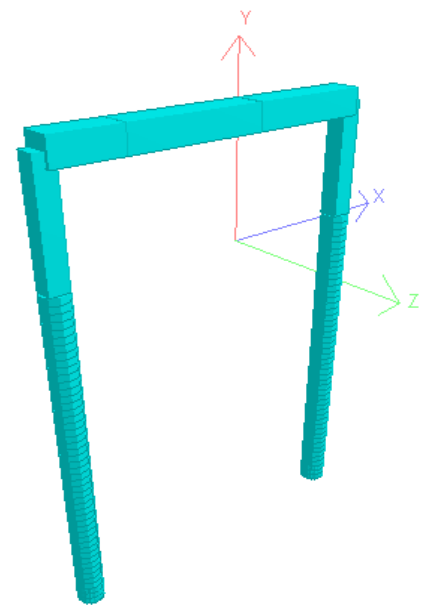
Esquema del Modelo



Vista del Modelo



Render 3D



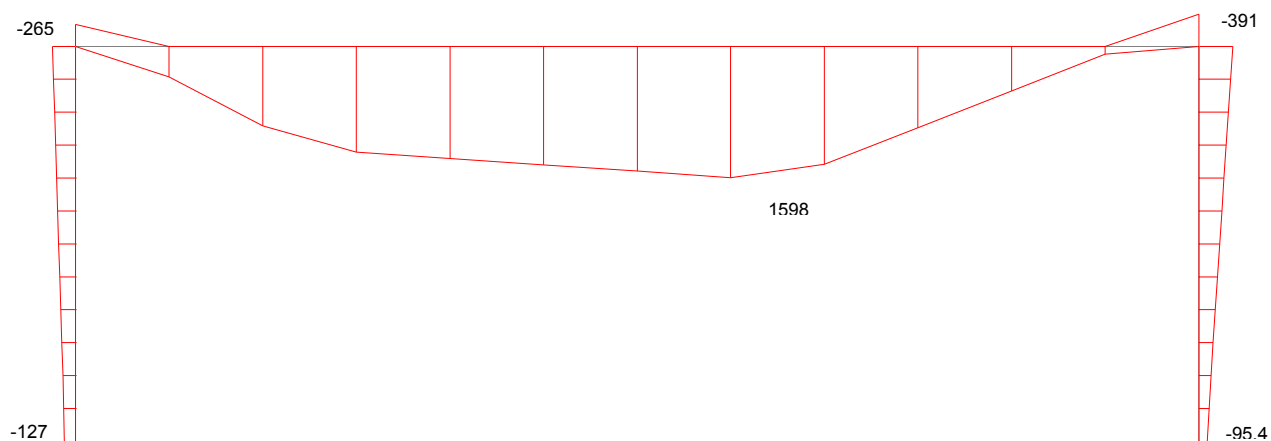
Se consideran 6 estados de carga diferentes teniendo en cuenta:

- i) Estados completos con mayor carga gravitatoria y mayor fuerza horizontal de frenado.
- ii) Estados completos con mayor carga gravitatoria y frenado contra sentido, generando torsión.
- iii) Estados de sobrecarga desbalanceada transversalmente.
- iv) Estados de sobrecarga desbalanceada longitudinalmente.
- v) Estados de sobrecarga desbalanceada transversal y longitudinalmente.
- vi) Estados de sobrecarga y frenado generando mayor torsión.

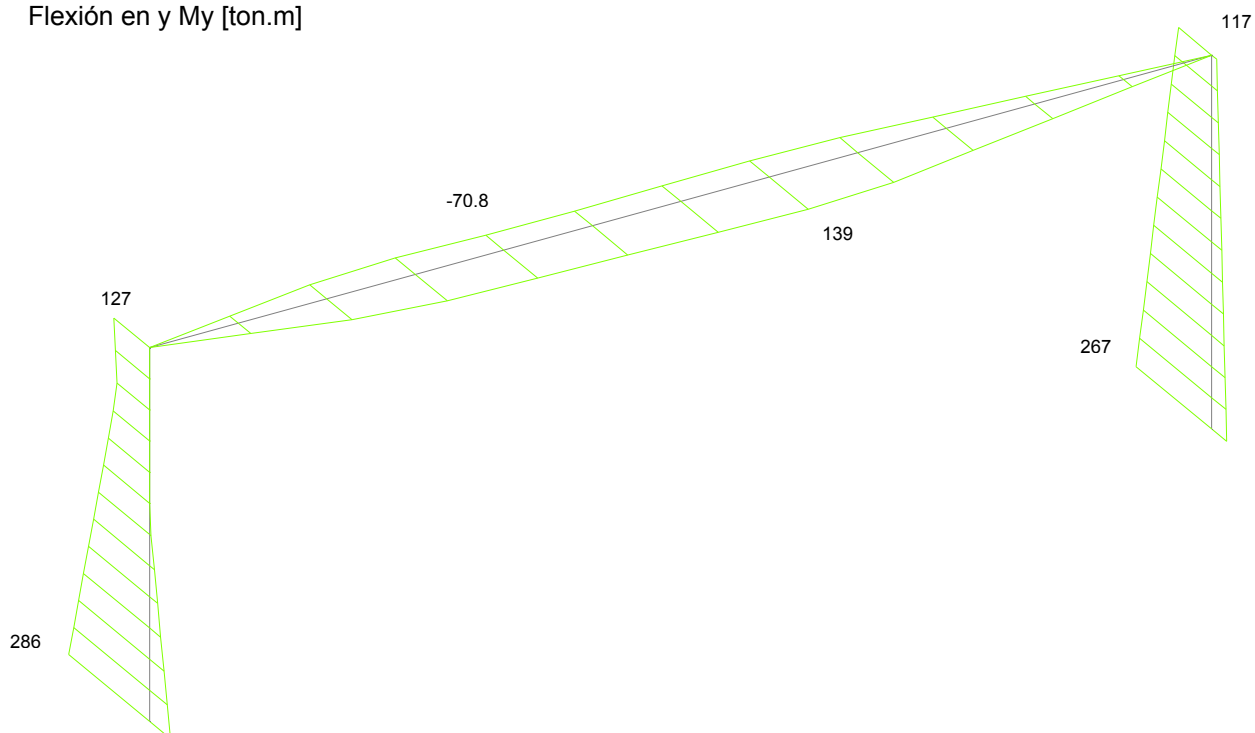
5.2. Diagramas de características envolvente obtenidos a partir del modelo de cálculo.

5.2.1 Diagrama de Características del Pórtico

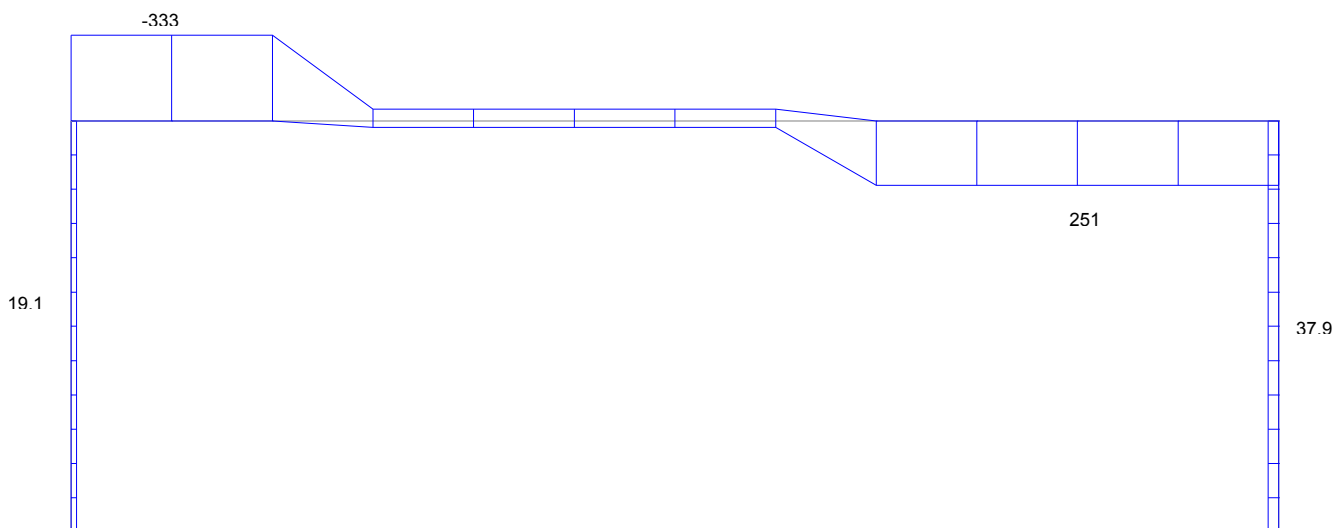
Flexión en z Mz [ton.m]



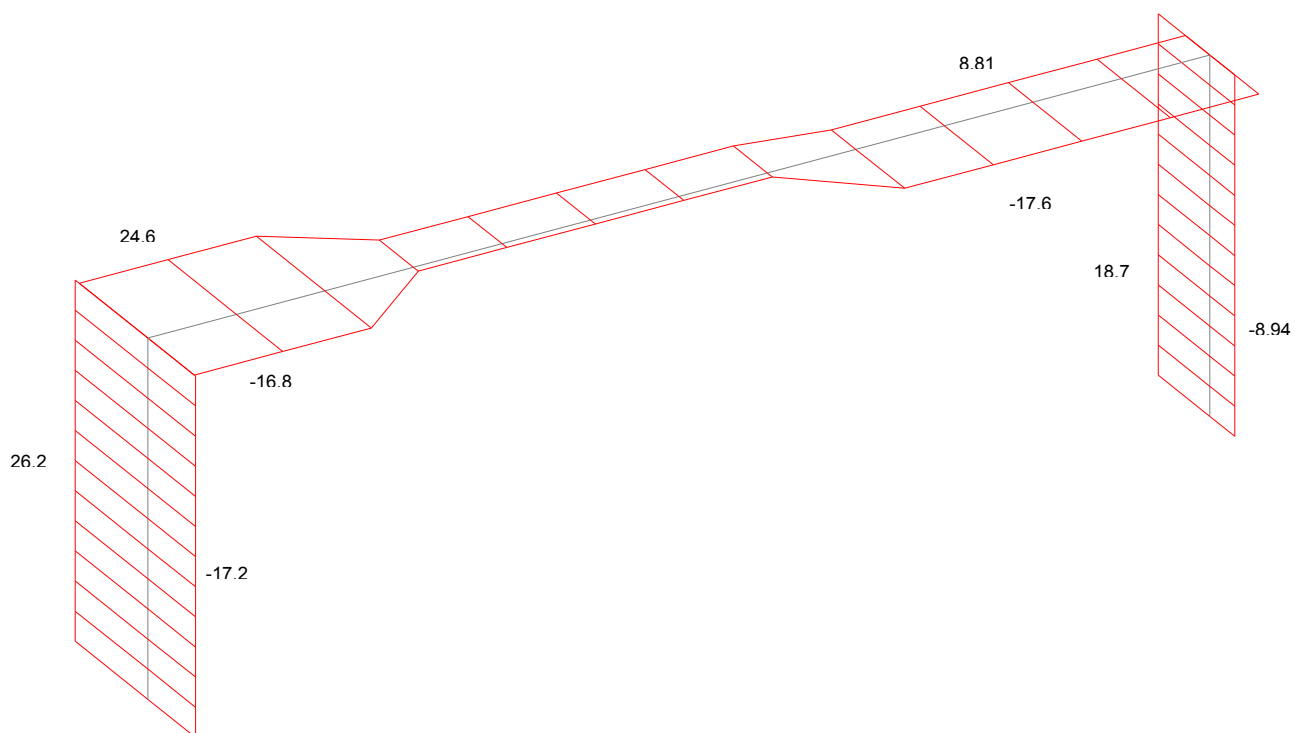
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

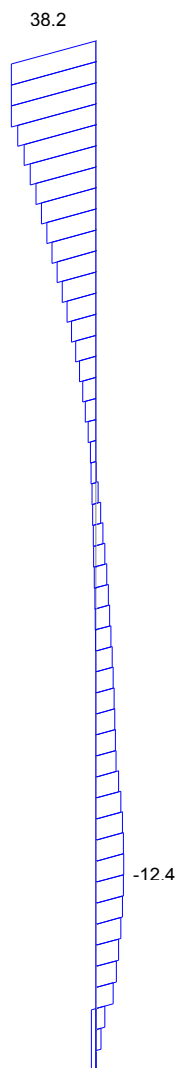


Corte en z Qz [ton]

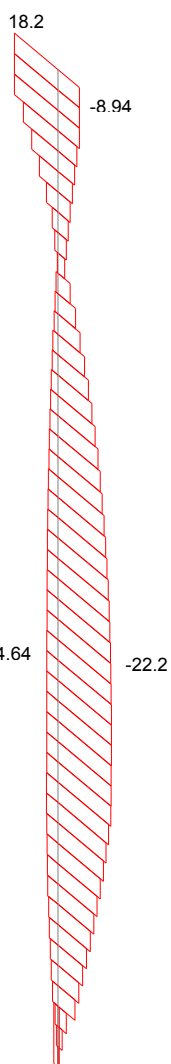


5.2.4 Diagrama de Características de los Pilotes

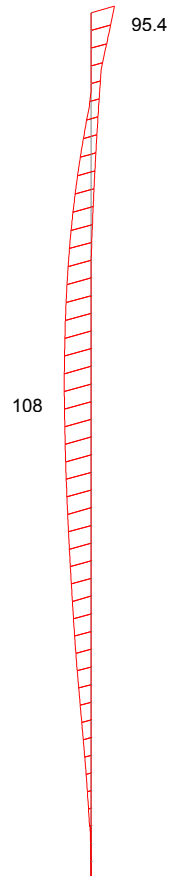
Flexión en z Mz [ton.m]



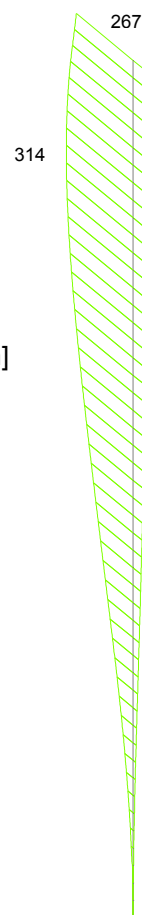
Flexión en y My [ton.m]



Corte en y Qy [ton]

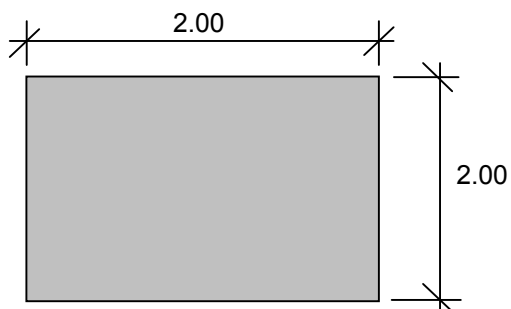


Corte en z Qz [ton]



5.3. Viga dintel

5.3.1. Características geométricas



Altura de la sección	Ht=	2.00	m
Superficie	F=	4.00	m ²
Distancia de baricentro a fibra superior	ys=	1.00	m
Distancia de baricentro a fibra inferior	yi=	1.00	m
Momento de inercia baricéntrico	Jg=	1.33	m ⁴
Módulo resistente superior	Ws=	1.33	m ³
Módulo resistente inferior	Wi=	1.33	m ³
Momento estático	S =	1.0	m ³

5.3.2. Cálculo de solicitaciones

Peso Propio

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	1.1	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	20.6	21.7
M [ton.m]	-113	-16	70	212	314	375	395	375	314	212	70	-16	-113
Q [ton]	-94	-84	-75	-56	-37	-19	0	19	37	56	75	84	94

Carga permanente proveniente de superestructura

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	1.1	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	20.6	21.7
M [ton.m]	-140	-17	107	342	393	429	464	498	382	206	39	-49	-136
Q [ton]	-112	-112	-112	-112	-16	-16	-16	-16	80	80	80	80	80

Sobrecarga proveniente de superestructura

Sección	0	0.05	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	1
x [m]	0.0	1.1	2.2	4.3	6.5	8.7	10.9	13.0	15.2	17.4	19.5	20.6	21.7
M [ton.m]	-283	-33	216	692	797	868	940	1008	773	417	78	-100	-275
Q [ton]	-227	-227	-227	-227	-33	-33	-33	-33	162	162	162	162	162

5.3.3. Trazado de cable

Se adopta una directriz formada por una parábola de segundo grado, con máxima excentricidad en el centro de tramo y mínima en los apoyos.

La posición de los cables está referida al fondo de la losa del tablero

L = 21.70 m

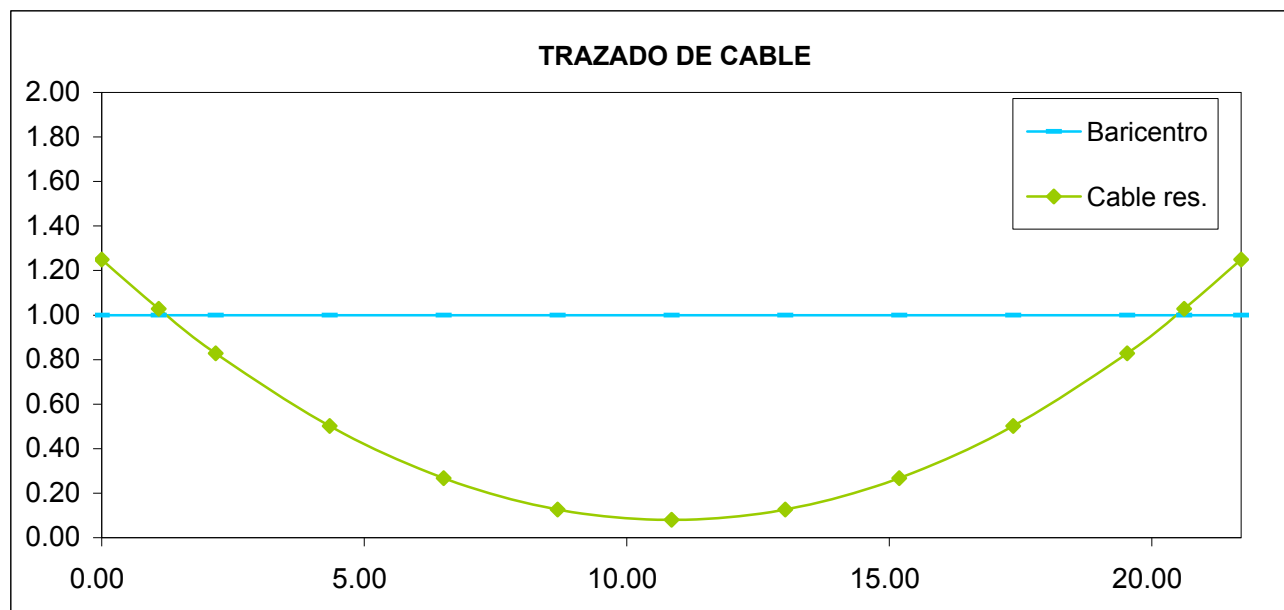
SECC.	X	EJE BAR.	CABLE RESULTANTE	
0.00	0.00	1.0000	1.2500	-0.250
0.05	1.09	1.0000	1.0277	-0.028
0.10	2.17	1.0000	0.8288	0.171
0.20	4.34	1.0000	0.5012	0.499
0.30	6.51	1.0000	0.2672	0.733
0.40	8.68	1.0000	0.1268	0.873
0.50	10.85	1.0000	0.0800	0.920
0.60	13.02	1.0000	0.1268	0.873
0.70	15.19	1.0000	0.2672	0.733
0.80	17.36	1.0000	0.5012	0.499
0.90	19.53	1.0000	0.8288	0.171
0.95	20.62	1.0000	1.0277	-0.028
1.00	21.70	1.0000	1.2500	-0.250

Constante de la parábola de 2º grado

a = 0.00994

α = 0.21

Las medidas indicadas están en metros.



5.3.4. Cálculo de pérdidas por fricción

$\mu = 0.25$ $\beta = 0.007$ Parámetros adoptados

CABLE RESULTANTE $\alpha = 0.212$

Sección	X	α	$\alpha + \beta \times X$	$e^{\alpha - \mu \times X} (4)$
1	2	3	4	5
0.00	0.000	0.00000	0.00000	1.0000
0.05	1.085	0.02124	0.02884	0.9928
0.10	2.170	0.04248	0.05767	0.9857
0.15	3.255	0.06372	0.08651	0.9786
0.20	4.340	0.08497	0.11535	0.9716
0.25	5.425	0.10621	0.14418	0.9646
0.30	6.510	0.12745	0.17302	0.9577
0.35	7.595	0.14869	0.20186	0.9508
0.40	8.680	0.16993	0.23069	0.9440
0.45	9.765	0.19117	0.25953	0.9372
0.50	10.850	0.21241	0.28836	0.9304

Pérdidas por fricción en 0.5 L 6.96 %

5.3.5. Verificación de las tensiones normales en estado de servicio

Características Mecánicas

Hormigón Viga Pref. H-38 $E_v = 3700000 \text{ ton/m}^2$

5.3.6. Esfuerzo de pretensado

$N_{0\text{ 1er}}$	=	-1306.2 ton	Pérdidas instantáneas	7.0 %
N_{∞}	=	-1160.2 ton	Pérdidas diferidas	4.2 %
			Pérdidas totales	11.2 %

Estimación acero de pretensado necesario

Tensión límite acero de pretensado (con sobretesado):	90 % x β_s =	0.90 x 17000 =	15300.00 kg/cm ²
	75 % x β_s =	0.75 x 19000 =	14250.00 kg/cm ²
Tensión límite acero de pretensado (en servicio)	85 % x β_s =	0.85 x 17000 =	14450.00 kg/cm ²
	70 % x β_s =	0.70 x 19000 =	13300.00 kg/cm ² (*)

(*) Valor límite adoptado

$$F_{ev\ nec} = 98.21 \text{ cm}^2$$

5.3.7. Planilla de verificación de tensiones normales en la sección pretensada

Se verifican tensiones correspondientes a Pretensado **limitado** según C.I.R.S.O.C. 201

Nº	SOLICITACIONES POR	N ton	M ton m	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)	
				σ_{sv}	σ_{iv}	σ_{sv}	σ_{iv}
				ton /m ²	ton /m ²	ton /m ²	ton /m ²
1	TIRO	-1306.2		-327	-327	-290	-290
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1201.7	901	-901	801	-801
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			575	-1228	510	-1091
5	PESO PROPIO VIGA DINTEL		374.70	-281	281	-281	281
6	TOTAL (4+5)			294	-947	229	-810
7	PESO PROPIO TABLERO		497.98	-373	373	-373	373
8	TOTAL (6+7)					-144	-436
9	SOBRECARGA		1008.12			-756	756
10	TOTAL (8+9)					-900	320

Tensiones limites según C.I.R.S.O.C. 201 (Tabla 47)	250	-1800	-1600	320
(*)	117%	53%	56%	100%

(*) Se acepta el defecto en la tensión inicial en la fibra superior

5.3.8. Cálculo de pérdidas diferidas.

$$\sigma\phi = (+\epsilon_s \times E_z + n \times \phi \times \sigma_{bvd} + \Delta\sigma_r) / [1 - n \times (\sigma_{bv}/\sigma_{zv} \times (1+\phi/2))]$$

$$E_b = 3700000 \text{ ton/m}^2 \quad \text{H-38}$$

$$E_z = 19500000 \text{ t/m}^2 \quad \text{Acero C1900 Grado 270 Cordones 1/2" (A verificar según el sistema)}$$

$$n = 5.27$$

$$\phi = 1.80$$

Determinación espesor medio ficticio

$k_{ef} = 1.50$ Tabla 46 renglón 3 (CIRSOC 201)

$def = k_{ef} \times (2 A_b / u)$

$u = 8.00$ m Perimetro de la sección expuesto al desecamiento

$def = 1.50$

Coefficiente de retracción final $0.10 < d_m < 0.80$

$\epsilon_s \infty = -0.00020$ Tabla 45

Se estima

$t_o = 23$ días (tesado inicial)

$\epsilon_s \times E_z = -3900.00$ t/m²

$\sigma_{zv} = 0.65 \times 190000 = 123500.00$ t/m²

$\Delta \sigma_r = -3/100 \times \sigma_{zv} = -3705.00$ t/m²

$\sigma_{bv} = -290.06 + (-1201.7 \times 0.92 / 1.33) \times (1 - 11.18\%) = -1026.6$ ton/m²

$\sigma_{bg} = (374.7 + 497.98 + 497.98) \times 0.92 / 1.33 = 1297.75$ ton/m²

$\sigma_{\phi} = -5230.07$ ton/m²

$c_{\phi} = -4.23$ % **Adoptado 4.22 %**

5.3.9. Verificación a la rotura

Materiales:

Resistencia a la rotura del hormigón H-38	$\beta_r = 0,7 \times \sigma'_{bk} =$	2700	ton/m ²
Resistencia a la rotura del acero ADN-420	$\beta_s =$	42000	ton/m ²
Resistencia a la rotura del acero de pretensado	$\beta_z =$	170000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del hormigón H-38	$E_{H^{\circ}} =$	3700000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero ADN-420	$E_{A^{\circ}} =$	21000000	ton/m ²
Módulo de elasticidad del acero de pretensado	$E_{AZ^{\circ}} =$	19500000	ton/m ²

Geometría:

Altura de la sección	$d =$	200	cm
Ancho de la sección	$b =$	200	cm
Recubrimiento adoptado	$rec. =$	2.5	cm

	$h'_{\text{notesa}} = \text{rec.} + \varnothing_{25}/2 + 2da \text{ capa} =$	6.3	cm
Altura útil armadura no tesa	$h_{\text{notesa}} = d - h' =$	194	cm
	$h'_{\text{tesa}} =$	8.0	cm
Altura útil armadura tesa	$h_{\text{tesa}} =$	192	cm

Armadura adoptada

Armadura no tesa superior	13 \varnothing 25 =	63.81	cm ²
Armadura no tesa inferior	47 \varnothing 25 =	230.71	cm ²
Armadura tesa inferior		98.21	cm ²

Plano de rotura

Fibra traccionada	$\epsilon_t =$	0.500	%
Fibra comprimida	$\epsilon_c =$	0.172	%

Deformaciones

Profundidad del eje neutro	$x =$	51.3	cm
Ancho hasta deformación de 0,135%	$a =$	11.097	cm
Armadura traccionada (tesa y no tesa)	$\epsilon_{At} =$	0.48	%
Armadura comprimida	$\epsilon_{Ct} =$	0.15	%

Tensiones

Tensión en el acero no teso traccionado	42000	ton/m ²
Tensión en el acero teso traccionado	93403	ton/m ²
Tensión en el acero comprimido	31771	ton/m ²

Esfuerzos en el plano de rotura

Resultante de tracción	$T =$	1886.3	ton
Compresión en la armadura	$C1 =$	202.7	ton
Compresión en el hormigón (rectángulo)	$C2 =$	599	ton
Compresión en el hormigón (triángulo)	$C3 =$	1084	ton
Resultante de compresión	$C = C1 + C2 + C3 =$	1886.3	ton

Como $C=T$, verifica el plano de rotura adoptado

Brazos elásticos

Distancia al baricentro de la sección de la armadura traccionada	$z1 =$	0.94	m
Distancia al baricentro de la sección de la armadura comprimida	$z2 =$	0.94	m
Distancia al baricentro de la sección del hormigón comprimido (rectángulo)	$z3 =$	0.94	m
Distancia al baricentro de la sección del hormigón comprimido (triángulo)	$z4 =$	0.76	m

Momento último de la sección existente

Momento último $M_u = 3343.3 \text{ ton.m}$

Momento solicitante máximo

Del modelo de cálculo $M_{m\acute{a}x} = 1881 \text{ ton.m}$

Factor de seguridad

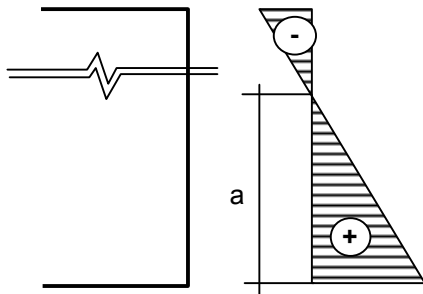
Factor de seguridad $v = M_u/M_{m\acute{a}x} = 1.78 > 1.75$

Verifica

5.3.10. Verificación a la fisuración

Planillamos las tensiones normales en la sección 0.5L considerada en estado I y con cargas exteriores mayoradas en 35%.

Nº	SOLICITACIONES POR	N	M	t = 0 (inicial)		t = ∞ (final)	
				σ_{sv}	σ_{iv}	σ_{sv}	σ_{iv}
		ton	ton m	ton /m ²	ton /m ²	ton /m ²	ton /m ²
1	TIRO	-1306.2		-327	-327	-290	-290
2	MOMENTO TESADO ESTATICO		-1201.7	901	-901	801	-801
3	MOMENTO TESADO HIPERESTATICO						
4	TOTAL PRETENSADO (1+2+3)			575	-1228	510	-1091
5	PESO PROPIO VIGA DINTEL		506	-379	379	-379	379
6	TOTAL (4+5)			195	-848	131	-711
7	PESO PROPIO TABLERO		672.27			-504	504
8	TOTAL (6+7)					-373	-207
9	SOBRECARGA		1360.97			-1021	1021
10	TOTAL (8+9)					-1394	814



$$a = 813.7 / (813.7 + 1393.82) \times 200 = 0.74 \text{ m}$$

$$Abz = 1.47 \text{ m}^2$$

$$Z = 600 \text{ ton}$$

Armadura no tesa dispuesta $F_e = 231 \text{ cm}^2$ **47 Ø 25**

Tensión en el acero $\sigma = 1824 \text{ kg/cm}^2 < 4200 \text{ kg/cm}^2$ **Verifica**

Verificación incremento de tensión en armadura pretensada.

$$\Delta\sigma_v = Z / (A_v + A_s) = 1823.74 \text{ kg/cm}^2$$

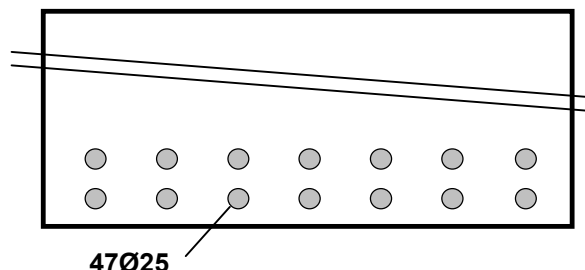
$$\sigma_v \text{ final} = 13637.41 \text{ kg/cm}^2 < \beta s_v$$

Verificación diámetro límite

$$ds \leq \frac{4 \times r_{\mu Z} \times 10^4}{\sigma_s^2}$$

$$\mu Z = 1.56 \%$$

$$ds = 122 \text{ mm} \Rightarrow \text{Verifica fisuración}$$



5.3.11. Verificación de las tensiones principales de uso.

$$\sigma_{I \text{ adm}} = 260.00 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{de acuerdo a C.I.R.S.O.C. - Tabla 47 - Renglones 46 a 49})$$

SECCIÓN	X	Q _{V+L}	Q _{T+P}	Q _{TESADO}	Ss	b	τ	σ _x	σ _I	σ _{II}	Verifica
	[m]	[ton/m ²]	[ton]	[ton]	[m ³]	[m]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	[ton/m ²]	
0.05	1.09	93.68	338.66	-224.55	1.000	2.00	77.92	-580.1	10.28	-590.40	Si
0.10	2.17	84.30	338.66	-199.08	1.000	2.00	83.96	-580.1	11.91	-592.02	Si
0.20	4.34	74.90	338.66	-148.67	1.000	2.00	99.33	-580.1	16.54	-596.65	Si
0.30	6.51	56.20	338.66	-98.82	1.000	2.00	111.02	-580.1	20.52	-600.63	Si
0.40	8.68	37.40	48.62	-49.32	1.000	2.00	13.76	-580.1	0.33	-580.44	Si

5.3.12. Verificación de las tensiones principales de rotura y cálculo de la armadura de corte

Armadura mínima (según tabla 42) $A_s \text{ min} > 2 \times \mu \times b = 36.00 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\mu = 0.09 \%$ (según tabla 43)

Tensión límite de definición de zonas a y b - Tensiones maximas y admisibles

$$\begin{aligned} \sigma_{b \text{ límite}} &= 320.0 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - 26.12.3.1}) \\ \sigma_{I \text{ admisible}} &= 200.0 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \sigma_{II \text{ maxima}} &= 2000.0 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 62 a 63}) \\ \tau_r \text{ admisible} &= 200.0 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 50 a 55}) \\ \tau_r \text{ maxima} &= 800.0 \text{ ton/m}^2 \quad (\text{según CIRSOC 201 - Tabla 47 - Renglones 56 a 61}) \\ \text{tang } \delta &= (1 - \Delta\tau / \tau_r) > 0.4 \quad (\Delta\tau: 60\% \text{ de los valores según tabla 47 renglon 50}) \end{aligned}$$

SECCION	X	σ _{inferior}	ZONA	σ _x	τ _u / τ _r	σ _I	σ _{II}	tang δ	Z	Req.Arm	fe req
	[m]	[ton/m ²]		[ton/m ²]		[ton/m ²]	[ton/m ²]		[ton]		[cm ²]
0.05	1.09	-353.0	A	-580.1	199.5	62.00	-642.11	0.40	218.9	Mínima	52.12
0.10	2.17	249.4	A	-580.1	202.9	63.93	-644.04	0.40	184.8	Mínima	44.00
0.20	4.34	1369.4	B	-580.1	191.8	-	-	0.40	153.5	Minima	36.54
0.30	6.51	1707.9	B	-580.1	170.9	-	-	0.40	136.7	Minima	32.55
0.40	8.68	1928.2	B	-580.1	27.0	-	-	0.40	21.6	Minima	5.15

Se adoptan estribos 6 ramas Ø12c/15

5.3.13. Dimensionamiento de la armadura superior

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
Apoyo	-513	-1160	-0.02	-0.11	0.00	0.008	90.48	25	18.43	13Ø25

5.4. Columna y pilote

5.4.1. Flexión en estados de Servicio

Diámetro Columna sección 1 y 2 = **1.20** m \Rightarrow Area = 1.13 m²

Diámetro Pilote sección 3 = **1.70** m \Rightarrow Area = 2.27 m²

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS					
	M	N	m	n	ω_o	μ	$fe_{nec.}$	ϕ	Cant	fe_{adop}
1	353	-247	0.10	-0.08	0.45	0.029	326.24	25	66.46	67Ø25
2	319	-251.0	0.05	-0.06	0.15	0.008	181.58	25	36.99	37Ø25

5.4.2. Corte en estados de Servicio

nº ramas = **2**

SECCION	SOLICITACIONES				ARMADURAS				
	Q	b	d	τ_o	Zona	τ_{red}	$fe_{(rama)}$	sep	adop
1	42.26	0.00	1.20	49.82	Zona I	19.93	0.60	0.15	Ø10c/15
2	42.31	0.00	1.70	24.86	Zona I	9.94	0.42	0.15	Ø10c/15